8190
III 167

Lehrbuch des Tiefbaues

6.-8. Auflage

Herausgegeben von

Esselborn

II. Band

624.02
167 - Kod.
BIBLIOTEKA 167
S-75
S-92
S-02
8190 III
6332

LEHRBUCH

DES

TIEFBAUES

Herausgegeben von

ESSELBORN

6. bis 8. Auflage

ZWEITER BAND:

Brückenbau, Wasserversorgung und Entwässerung der Städte, Kanal- und Flußbau, Seebau, Landwirtschaftlicher Wasserbau

Bearbeitet von

A. BRAUBACH, H. ENGELS, P. GERHARDT,
W. TEUBERT, PH. VÖLKER

MIT ÜBER 1300 ABBILDUNGEN UND AUSFÜHRLICHEM SACHREGISTER

BIBLIOTEKA POLITECHNIKI ŚLĄSKIEJ

LEIPZIG
VERLAG VON WILHELM ENGELMANN
1925

POLITECHNIKA ŚLĄSKA
BIBLIOTEKA GŁÓWNA
w Gliwicach

136613

Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung, werden vorbehalten

D 109612

Vorwort.

Das »Lehrbuch des Tiefbaues«, wie die Lehrbücher des »Hochbaues«[1]), des »Maschinenbaues«[2]), der »Elektrotechnik«[3]) und der »Mathematik«[4]), nicht nur für die Studierenden technischer Lehranstalten und Hochschulen, sondern auch für jüngere, bereits in der Praxis stehende Baubeflissene und Techniker bestimmt, besteht aus zwei Bänden, von denen der erste Band folgende Kapitel enthält:

1. Vermessungskunde.
2. Erdbau.
3. Stütz-, Futter-, Kai- und Staumauern.
4. Grundbau.
5. Straßenbau.
6. Eisenbahnbau.
7. Tunnelbau.

Der zweite Band dagegen enthält die Kapitel:

8. Brückenbau.
9. Wasserversorgung und Entwässerung der Städte.
10. Kanal- und Flußbau.
11. Seebau.
12. Landwirtschaftlicher Wasserbau.

Die in neuerer Zeit häufig ausgeführten Eisenbetonkonstruktionen werden an geeigneten Stellen der betreffenden Abschnitte besprochen und durch Abbildungen vorgeführt.

Der Inhalt der einzelnen Kapitel geht aus dem ausführlichen Inhaltsverzeichnis hervor. Die »Vermessungskunde« bespricht diejenigen Messungsmethoden der niedern Geodäsie, die für die Praxis des Tiefbauingenieurs am wichtigsten sind. Aus Rücksicht auf den zur Verfügung stehenden Raum mußte die Methode der Triangulation weggelassen werden; jedoch ist einiges über den Anschluß von Vermessungen an das Landesdreiecksnetz gesagt worden. Im übrigen werden die Aufnahmen von Lage- und Höheplänen, tachymetrische und photogrammetrische Aufnahmen, sowie die Absteckung von geraden Linien und Kurven eingehend erörtert.

Im »Erdbau« wird, weil das Kapitel »Eisenbahnbau« den Unterbau nicht behandelt, außer den eigentlichen Erdarbeiten auch die Erdkörperbildung erläutert. Nach Besprechung der Bodenuntersuchungen, sowie der verschiedenen Erd- und Bodenarten wird betrachtet: die Bodengewinnung durch Handarbeit und Maschinen, die Bodenbeförderung in Schiebkarren, Kippkarren und in Rollwagen auf Schienengleisen, der Arbeitsbetrieb

---

[1]) »Lehrbuch des Hochbaues«, herausgegeben von Esselborn, 2 Bände.

[2]) »Lehrbuch des Maschinenbaues«, herausgegeben von Esselborn, 2 Bände.

[3]) »Lehrbuch der Elektrotechnik«, herausgegeben von Esselborn, 2 Bände.

[4]) »Lehrbuch der Mathematik«, ein Hilfsbuch für Ingenieure, Maschinenbauer, Architekten und Techniker, herausgegeben von Esselborn, 2 Bände.

am Auf- und Abladeort, die Bildung der Erdkörper, die Vollendungsarbeiten, Einschnitt- und Dammrutschungen und ihre Verhinderung, sowie die Unterhaltungs- und Wiederherstellungsarbeiten.

Bei den »Stütz-, Futter-, Kai- und Staumauern« kommt zur ausführlichen Besprechung: der Wasser- und Erddruck auf seitlich begrenzende Wandflächen, sowie die Standsicherheit und Ausführung der genannten Mauern, wobei Beispiele ausgeführter Bauten und deren Berechnung dargeboten werden.

Der »Grundbau« behandelt die Tragfähigkeit und künstliche Verbesserung des Baugrunds, die Baugrube, ihre Herstellung, Umschließung und Trockenlegung, die Verbreiterung der Fundamentsohle, die Gründung auf Schwellrost und Beton, die Senkkasten- und Mantelgründung, den Holz-, Beton- und Eisenbeton-Pfahlrost, sowie die Brunnen-, Röhren-, Kasten- und Druckluftgründung.

Das Kapitel »Straßenbau« umfaßt die Landstraßen und die städtischen Straßen. Bei erstern werden besprochen: die Vorarbeiten, die Straßenfuhrwerke, die Straßen-Querschnitte, -Steigungen und -Krümmungen, die Fahrbahn, Fuß-, Reit- und Radfahrwege, Nebenanlagen, sowie die Reinigung und Unterhaltung der Landstraßen; bei den städtischen Straßen dagegen die Bebauungspläne, die Querschnitte, die Unterbringung der Abwässerkanäle, der Wasser-, Gas- und Kabelleitungen, die Befestigung der Fahrbahn und der Fußwege, sowie deren Reinigung und Unterhaltung.

Im »Eisenbahnbau« gelangt u. a. zur Besprechung: die Gestaltung und Linienführung der Eisenbahnen, die Vorarbeiten, der Oberbau, Kreuzungen, Weichen, Drehscheiben und Schiebebühnen, sowie Bahnhofsanlagen. Die Signal- und Sicherungsanlagen bilden den Schluß dieses sehr ausführlich behandelten Kapitels. Bei der Neubearbeitung wurden die Fortschritte des Eisenbahnbaues der letzten neun Jahre, namentlich auch auf dem Gebiet des Sicherungswesens, ebenso berücksichtigt wie die Neueinrichtung der Reichseisenbahnverwaltung. Eine Bezugnahme auf das die Zielpunkte der Entwicklung klarlegende Schrifttum soll ein weitergehendes Studium erleichtern.

Beim »Tunnelbau« werden die Vorarbeiten, Form und Größe des Tunnelquerschnitts, die Bohr- und Sprengarbeit, der Tunnelbaubetrieb, die Tunnelzimmerung, die verschiedenen Tunnelbauweisen, sowie die Entwässerung, Lüftung, Wasserhaltung und Beleuchtung besprochen und ebenfalls durch Abbildungen noch weiter erläutert.

Der zweite Band beginnt mit dem Kapitel »Brückenbau«, in dem die steinernen, hölzernen und eisernen Brücken behandelt werden. Bei den Steinbrücken gelangen auch die Eisenbetonbrücken zur Besprechung. Die hölzernen Brücken durften nicht außer acht gelassen werden, da sie als Arbeits-, Materialtransport-, Not- und Kriegsbrücken, sowie in holzreichen Gegenden als Straßenbrücken immer noch hergestellt werden. Neuerdings hat sogar die Anwendung hölzerner Brücken wieder zugenommen. Dies ist einerseits bedingt durch die infolge des Weltkriegs eingetretene Verschiebung der Preisverhältnisse zwischen Eisen und Holz zu gunsten des letztern, andrerseits dadurch, daß man begonnen hat, die Holzkonstruktionen auf eine wissenschaftliche Grundlage zu stellen und insbesondere die Holzverbindungen auf Grund von Versuchen in unsern technischen Materialprüfungsanstalten einwandfrei zu gestalten.

Im übrigen wird besprochen: bei den Steinbrücken die Berechnung und Konstruktion der Durchlässe, kleiner Brücken und gewölbter Fluß-, Strom- und Talbrücken, sowie die Lehr- und Transportgerüste; bei den Holzbrücken die einfachen und verstärkten Balkenbrücken, Hänge- und Sprengwerksbrücken, sowie Fachwerksbrücken; bei den eisernen Brücken die Hauptteile eiserner Überbauten, das zu verwendende Eisen, die Querschnitts- und Grundrißanordnung, die Fahrbahn und Fußwege, die Berechnung und Konstruktion der Walzbalken- und Blechbrücken, der Balken-Fachwerksträger, sowie der Bogenbrücken.

Der erste Teil des Kapitels: »Wasserversorgung und Entwässerung der Städte« behandelt die atmosphärischen Niederschläge, Grundwasser und Quellen, Wasserwerke, Gewinnung, Entnahme, Reinigen und Aufspeichern des Wassers, Wasserleitungen, sowie die Zuleitung und Verteilung des Wassers; der zweite Teil dagegen: die Menge des abzuführenden Regen- und Schmutzwassers, das Kanalnetz, die Kanäle, sowie deren Lüftung und Reinigung, Einsteigschächte, Straßeneinläufe und die Reinigung des Kanalwassers.

Das Kapitel »Fluß- und Kanalbau« mußte ganz neu bearbeitet werden, weil die letzten zwölf Jahre eine Fülle neuer Bauweisen und Methoden, Forschungs- und Versuchsergebnisse und besonders auf dem diesmal ausführlicher behandelten Gebiete der Binnenschiffahrt eine schnelle, bedeutende Entwicklung gebracht haben. Die großen, in dieser Zeit beendeten und die zahlreichen begonnenen Kanalbauten, die Kanalisierung wichtiger Flußläufe, der immer lebendiger werdende Zusammenhang zwischen Schiffahrt, Landwirtschaft und gewerblicher Kraftgewinnung haben die die Binnenschiffahrt betreffenden Belange des Fluß- und Kanalbaues sehr in den Vordergrund gerückt. Eingehend besprochen werden die stehenden und fließenden Gewässer, Stauwerke (feste und bewegliche Wehre), natürliche und künstliche Wasserstraßen, Binnenschiffahrt und Binnenhäfen, Binnenkanäle und die kanalisierten Flüsse, der Flußbau, sowie Fluß- und Kanalschleusen. Die Flußdeiche und Flußdeichschleusen bilden den Schluß.

Im »Seebau« wird betrachtet: das Meer, die Meereswellen, Ebbe, Flut und Meeresströmungen, die Einwirkungen des Meeres auf die Küsten, Schutz des Ufers gegen die Angriffe des Wassers, Seedeiche, die Strommündungen am Meer und ihre Verbesserung, sowie Seeschiffshäfen, einschließlich der Hafendämme, Schleusen, Trockendocks, Hellinge usw. Die Seekanäle beschließen diesen Abschnitt.

Das letzte Kapitel: »Landwirtschaftlicher Wasserbau« erörtert in eingehender Weise die landwirtschaftliche Bodenverbesserung durch Be- und Entwässerung der Kulturländereien. In den einzelnen Abschnitten wird besprochen: die Bedeutung des Wassers für die Landeskultur, die natürliche und künstliche Vorflut, Dränung, Stauvorrichtungen in Gräben und Dräns, Bewässerung und Moorkultur.

Alle Abbildungen sind als Textfiguren gebracht, deren Gesamtzahl über 2700 beträgt. Ein ausführliches Sachregister ermöglicht das rasche Aufsuchen einzelner Gegenstände.

Inhaltsverzeichnis.

Seite

Vorwort III

VIII. Kapitel. Brückenbau.

Bearbeitet von Dr. Ing. Ph. Völker, Technischer Direktor und Mitglied des Vorstands der Grün & Bilfinger A.-G., Bau-Unternehmung Mannheim.

(Mit 459 Abbildungen.)

A. Einleitung und Allgemeines.

§ 1. Einleitung 1
§ 2. Lage der Brückenachse und der Brückenbahn 2
§ 3. Hauptmaße der Brücken 3
§ 4. Allgemeine Regeln, betreffend die Grundriß- und Höhenlage kleiner Brücken . . 5
§ 5. Die auf die Brücken wirkenden Kräfte 5
a) Eigengewicht 6
I. Steinbrücken 6
II. Eiserne Brücken 6
III. Holzbrücken 9
b) Die Verkehrslasten 10
α) Die Verkehrslasten der Eisenbahnbrücken 10
β) Die Verkehrslasten der Straßenbrücken 12
c) Der Winddruck 13
d) Die Fliehkraft 13
e) Die Bremskräfte 14
f) Einfluß der Wärmeänderung 14

B. Die Steinbrücken.

§ 6. Einleitung und Allgemeines 14
§ 7. Die Baustoffe der steinernen Brücken 16
§ 8. Die Herstellung der Steinbrücken 19
I. Gewölbte Brücken 19
a) Die Hausteingewölbe 19
b) Die Bruchsteingewölbe 21
c) Gewölbe aus gemischtem Mauerwerk 21
d) Gewölbe aus Backsteinen oder Ziegelmauerwerk 21
e) Betongewölbe 22
f) Betongewölbe mit Eiseneinlagen 23
II. Platten- und Balkenbrücken 29
§ 9. Die Durchlässe 30
a) Plattendurchlässe 31
b) Die gewölbten Durchlässe 33
§ 10. Kleine gewölbte Brücken 35
§ 11. Gewölbte Fluß-, Strom- und Talbrücken 36
§ 12. Balkenbrücken aus Eisenbeton 43

Seite

§ 13. Kurze Anleitung zur statischen Berechnung der gewölbten Brücken 43
a) Die Belastungen 43
b) Die statische Untersuchung der Gewölbe 44
c) Verzeichnen der Stützlinie 45
α) Stützlinie für symmetrisches und symmetrisch belastetes Gewölbe . 46
β) Stützlinie für unsymmetrisches bzw. unsymmetrisch belastetes Gewölbe 47
d) Günstige Form des Gewölbes 48
e) Kantenpressungen im Gewölbe ohne Eiseneinlagen 49
f) Statische Berechnung der Eisenbetonbrücken 51
I. Leitsätze für die statische Berechnung 55
a) Belastungsannahmen 55
b) Einfluß der Wärmeschwankungen und des Schwindens 55
c) Ermittlung der äußern Kräfte 55
d) Ermittlung der innern Kräfte 58
e) Zulässige Spannungen 60
II. Rechnungsverfahren mit Beispielen 63
g) Die Stabilität der Widerlager 73
h) Die Stabilität der Zwischenpfeiler 75
§ 14. Die konstruktive Ausbildung der einzelnen Bestandteile massiver Brücken . . . 76
a) Die Fahrbahn, Entwässerung und Abdeckung 76
b) Zwischenpfeiler und Widerlager 79
c) Flügel 80
§ 15. Die schiefen Brücken 82
§ 16. Lehr- und Transportgerüste 85
a) Lehrgerüste 85
α) Die Lehrbogen oder Binder 85
β) Die Schalung 89
γ) Die Querverbindungen 89
δ) Die Ausrüstungsvorrichtung 90
b) Transportgerüste 94

C. Die Holzbrücken.

§ 17. Allgemeines. Anwendbarkeit, Dauer 95
§ 18. Baustoff 96
§ 19. Teile der Holzbrücken. Brückenarten 100
§ 20. Fahrbahn und Fußwege. Geländer 100
a) Fahrbahn der Straßenbrücken 100
b) Fußwege 104
c) Geländer 105
d) Fahrbahn bei Eisenbahnbrücken 106
§ 21. Die einfachen Balkenbrücken 107
a) Die Brückenträger 107
b) Das Endauflager der Balken 108
c) Anordnung auf den Mittelpfeilern und Mitteljochen 109
d) Berechnung der einfachen Balkenbrücken 109
§ 22. Die verstärkten Balkenbrücken 109
a) Balkenbrücken mit Sattelhölzern 109
b) Balkenbrücken mit Sattelhölzern und Kopfbändern 110
c) Verzahnte und verdübelte Träger 112
α) Verzahnte Träger 112
β) Verdübelte Träger 112
d) Stoß der Balken bei verzahnten und verdübelten Trägern 113
e) Vergleich der verzahnten und verdübelten Träger 114
f) Berechnung der mit Sattelhölzern verstärkten Balken 114
g) Berechnung der Balkenträger mit Sattelhölzern und Kopfbändern . . 115
h) Berechnung der verzahnten und verdübelten Balken 116
α) Dübel 118
β) Verzahnung 119
§ 23. Hölzerne Fachwerksbrücken 122
a) Die hölzernen Hängewerksbrücken 122
α) Berechnung des einfachen Hängewerks 124
β) Berechnung des zweifachen Hängewerks 124

Seite
b) Eigentliche Fachwerksbrücken 125
c) Sprengwerksbrücken 129
α) Berechnung des einfachen Sprengwerks 130
β) Berechnung des doppelten Sprengwerks 130
γ) Die Konstruktion der Sprengwerke 132
§ 24. Die hölzernen Pfeiler 134
a) Pfeiler mit einer Pfahlreihe 135
α) Durchgehende Pfahljoche 135
β) Aufgesetzte Pfahljoche 136
b) Pfeiler mit mehreren Pfahlreihen 137

D. Die eisernen Brücken.

§ 25. Die Hauptteile der eisernen Überbauten 138
a) Die Hauptträger 138
b) Die Querträger 183
c) Die Längsträger zweiter Ordnung 139
d) Quer- und Längsträger höherer Ordnung 139
e) Die Fahrbahn 139
f) Die Windverstrebung 139
g) Die Querversteifung 139
h) Die Fußwege und Geländer 140
i) Der Bremsverband 140
§ 26. Das zu den eisernen Brücken verwendete Eisen 140
a) Das Gußeisen 140
b) Das Schweißeisen 140
c) Das Flußeisen 141
d) Der Stahl 142
e) Bearbeitung des Flußeisens 143
§ 27. Die zu den Berücken verwendeten Eisensorten 143
a) Bleche 144
b) Flacheisen 144
c) Universaleisen 144
d) Winkeleisen 144
e) T-Eisen 144
f) I-Eisen 145
g) [-Eisen 146
h) Z-Eisen 146
i) Belageisen 146
k) Buckelplatten 146
l) Tonnenbleche 147
m) Wellblech 147
n) Die Niete 147
§ 28. Neue Vorschriften für die Herstellung von Eisenbauwerken seitens des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten in Preußen 148
a) Beschaffenheit der Bauwerkseisen 148
b) Prüfung der Baustoffe 148
c) Bearbeitung der Bauteile 150
d) Herstellung der Niet- und Schraubenlöcher 151
e) Reinigung und Anstrich der Bauteile vor der Zusammensetzung . . . 151
f) Verbinden und Vernieten der Bauteile 152
§ 29. Die Querschnittsanordnung der Eisenbrücken 153
a) Querschnitte der Eisenbahnbrücken 154
α) Fahrbahn ohne Bettung auf der Brücke 154
β) Fahrbahn mit Bettung auf der Brücke 157
b) Querschnitte der Straßenbrücken 158
α) Hohe Konstruktion 158
β) Tiefe Konstruktion 158
γ) Mittelhohe Konstruktion 159
§ 30. Die Grundrißanordnung der eisernen Brücken, gerade, schiefe und Kurvenbrücken 159
a) Gerade Brücken 159
b) Schiefe Brücken 159
c) Kurvenbrücken 162

Seite

§ 31. Die Fahrbahn der Eisenbahnbrücken 163
a) Fahrbahn ohne Bettung auf der Brücke 163
α) Schienen direkt auf den eisernen Trägern 163
β) Schienen auf Holzquerschwellen 164
γ) Schienen auf eisernen Querschwellen 167
δ) Berechnung der Querschwellen 168
b) Fahrbahn mit Bettung auf der Brücke 168
α) Fahrbahntafel aus Buckelplatten, ebenen Blechen und Hängeblechen 168
β) Fahrbahntafel aus Belageisen 174

§ 32. Die Fahrbahn der Straßenbrücken 174
a) Bohlenbelag 174
b) Schotter, Pflaster und Asphalt auf Beton und eiserner Fahrbahntafel . 176

§ 33. Die Fußwege der Eisenbahnbrücken und der Straßenbrücken 178

§ 34. Verbindung der Längsträger II. Ordnung mit den Querträgern und der Querträger mit den Hauptträgern 179

§ 35. Allgemeines über die Hauptträger der eisernen Brücken 180

§ 36. Einiges über die Berechnung der eisernen Brückenträger 182
A. Momente und Querkräfte durch Eigengewicht 182
B. Größte Momente und Querkräfte durch Verkehrsbelastung 182
a) Für Eisenbahnen 182
b) Für Straßenbrücken 187

§ 37. Walzbalken 188

§ 38. Blechträger 191

§ 39. Die Balken-Fachwerksträger. Allgemeines 204

§ 40. Die Querschnittsbildung der Fachwerksstäbe 214
a) Größe und Form der Querschnitte 214
b) Praktische Rücksichten bei Bildung der Stabquerschnitte 215
c) Querschnitte der Gurtungsstäbe 216
d) Querschnitte der Wandglieder (Diagonalen und Pfosten) 220

§ 41. Die Herstellung der Knotenpunkte 221
a) Allgemeine Grundsätze 221
b) Anschluß der Stäbe bzw. einzelner Stabteile an die Knotenbleche . . 221
α) Die Anzahl der Anschlußniete 221
β) Die Anordnung der Niete 222
γ) Anschluß durch viele hintereinander befindliche Niete 222
δ) Befestigung mittels nur eines Nietes 222
ε) Anschluß von Flacheisendiagonalen an Knotenbleche 222
ζ) Abstände der Nietmitten voneinander 223
η) Anschluß mehrerer Wandglieder an ein Knotenblech 223

§ 42. Die Stöße der Gurtstäbe 223
a) Die Gesamtheit der Stoßbleche und Stoßwinkel 223
b) Stoß der Winkeleisen 223
c) Stoß der Stehbleche 224
d) Stoß der Deckplatten (Lamellen) 225

§ 43. Beispiele für die Bildung der Knotenpunkte 226
a) Knotenpunkte bei einwandigen Gurtungen 226
b) Knotenpunkte bei zweiwandigen Gurtungsstäben 229

§ 44. Die Lage der Balkenträger 237
a) Zweck und Arten der Lager 237
b) Verschiebung des Trägerendes 238
c) Reibungswiderstand am beweglichen Auflager 238
d) Die Kipplager 239
e) Die Rollen- oder Walzenlager 241
f) Die Abmessungen der Lager 243

§ 45. Die Querversteifung und der Windverband 245

§ 46. Der Bremsverband der Eisenbahnbrücken 248

§ 47. Die Bogenbrücken. Allgemeines 248
a) Die Stützung des Bogenträgers 250
b) Die Versteifung des Bogens 250
c) Die Zahl der Gelenke 252

Seite
α) Gelenklose Bogen 252
β) Zweigelenkbogen 252
γ) Dreigelenkbogen 252
δ) Viergelenkbogen 252
ε) Eingelenkbogen 252
§ 48. Die Blechbogen 252
§ 49. Die Fachwerksbogen 256
§ 50. Kostenüberschläge 260
1. Durchlässe und gewölbte Brücken 260
2. Hölzerne Überbauten 261
3. Eiserne Überbauten 261
4. Landpfeiler für Holz- bzw. Eisenüberbau 261

IX. Kapitel. Wasserversorgung und Entwässerung der Städte.

Bearbeitet von Adolf Braubach, Stadtbaudirektor in Gießen.

(Mit 317 Abbildungen.)

A. Die atmosphärischen Niederschläge.

§ 1. Das Regenwasser. Regenhöhe 263
§ 2. Regenmesser 264
§ 3. Die Regenmengen 266
a) Jährliche Regenmengen 266
b) Monatliche Regenmengen 267
c) Tägliche Regenmengen 267
d) Stündliche Regenmengen 268
§ 4. Verdunstung und Versickerung 268
a) Verdunstung 268
b) Versickerung 269
§ 5. Anwendungen 270

B. Grundwasser und Quellen.

§ 6. Entstehung und Bewegung des Grundwassers 271
a) Entstehung und Arten des Grundwassers 271
b) Bewegung des Grundwassers 272
§ 7. Höhe des Grundwasserstands 274
§ 8. Beschaffenheit des Grundwassers 275
§ 9. Quellen 275

C. Wasserwerke. Geschichtliches. Anordnung im allgemeinen. Voruntersuchungen.

§ 10. Geschichtliche Entwicklung 277
§ 11. Wasserwerke der neuern Zeit 280
§ 12. Anordnung der Wasserwerke im allgemeinen 281
§ 13. Messen kleiner Wassermengen 283
§ 14. Wasserverbrauch 288
a) Tagesverbrauch 289
b) Stundenverbrauch 290
§ 15. Anforderungen an die Beschaffenheit des Wassers 291
§ 16. Druckhöhen und Druckzonen 292
a) Druckhöhen 292
b) Druckzonen 295

D. Gewinnung und Entnahme des Wassers.

§ 17. Gewinnung des Grund- und Quellwassers. Allgemeines 296
§ 18. Brunnen 299
a) Hausbrunnen 299
b) Wasserwerksbrunnen 301

Seite
1. Gemauerte Brunnen 301
2. Eiserne Brunnen 304
α) Eiserne Schachtbrunnen 304
β) Rohrbrunnen 305
§ 19. Sammelkanäle und Sammelrohre 309
a) Sammelkanäle 309
b) Sammelrohre 309
§ 20. Quellfassungen und Sammelstollen 310
§ 21. Wasserentnahme aus fließenden und stehenden Gewässern 312
a) Entnahme aus fließenden Gewässern 312
b) Wasserentnahme aus Seen 313

E. Reinigen und Aufspeichern des Wassers.

§ 22. Die verschiedenen Reinigungsarten 315
a) Reinigung durch Ablagerung 316
b) Reinigung durch Filterung 316
α) Langsamfilter 316
β) Schnellfilter 319
γ) Besondere Filter 320
c) Die Enteisenung des Grundwassers 320
α) Offene Enteisenungsanlagen 321
β) Geschlossene Enteisenungsanlagen 324
d) Reinigung durch Ozon 325
e) Entmanganung des Wassers 326
f) Entsäuerung des Wassers 326
g) Enthärtung des Wasssers 326
h) Reinigung durch sonstige Verfahren 327
§ 23. Zweck und Hauptarten der Wasserbehälter 327
§ 24. Teiche und Sammelbecken 328
a) Staudämme 329
b) Lage der Talsperren und Sammelbecken 330
c) Stauhöhen. Größe und Leistung der Sammelbecken 330
d) Die Talsperren 334
§ 25. Hochbehälter. Größe und Lage 336
§ 26. Hochbehälter. Arten und Ausstattung 338
a) Behälter aus Mauerwerk 338
b) Behälter aus Stampfbeton und Eisenbeton 339
c) Behälter aus Schmiedeeisen 346
d) Ausstattung 352
§ 27. Wasserdichtheit der Behälter 354

F. Wasserleitungen.

§ 28. Hauptarten und deren Verwendung 355
§ 29. Bewegung des Wassers in Wasserleitungen. Grundformeln 355
§ 30. Rohrleitungen und deren Berechnung 357
a) Baustoffe und Arten 357
b) Berechnung neuer eiserner Rohrleitungen 358
c) Berechnung gebrauchter eiserner Rohrleitungen 360
d) Berechnung der Rohrweiten aus Wassermenge, Reibungshöhe und Länge der Leitung 361
§ 31. Querschnitte und hydraulische Tiefen der Gerinne und Gräben 362
§ 32. Berechnung der Gerinne, Kanäle und Gräben 364
§ 33. Dücker und Heber 366
a) Dücker 366
b) Heber 367

G. Zuleitung und Verteilung des Wassers.

§ 34. Zuleitung des Wassers von hochliegenden Orten 368
§ 35. Zuleitung des Wassers aus tiefliegenden Orten 372
a) Pumpen und Saugrohre 373
b) Das Druckrohr 375
c) Regelung der Druckhöhe 377

Seite
§ 36. Verteilung des Wassers 378
a) Anordnung des Rohrnetzes 378
b) Berechnung des Leitungsnetzes und Verlegen der Rohrleitungen 380

H. Entwässerung der Städte.

§ 37. Geschichtliches 381
§ 38. Vorarbeiten und Voruntersuchungen 383
a) Erforderliche Pläne und Beobachtungen 383
b) Menge des abzuführenden Brauchwassers 384
c) Menge des abzuführenden Regenwassers 385
§ 39. Das Kanalnetz 389
a) Allgemeine Anordnung 389
b) Arten der Kanäle 393
c) Entlastungsanlagen 393
d) Spülleitungen 393
§ 40. Tiefenlage, Gefälle, Berechnung und Querschnittsform der Kanäle 394
a) Die Tiefenlage 394
b) Gefälle 394
c) Berechnung der Abflußmengen 394
d) Zweckmäßige Abflußquerschnitte 396
e) Berechnung der Kanalquerschnitte aus Abflußmenge und Gefälle . . . 397
f) Andere Querschnittsformen 399
§ 41. Baustoffe zur Herstellung der Kanäle 400
a) Ziegel 400
b) Kanäle aus Zementbeton 401
c) Kanäle aus Eisenbeton 402
d) Ton- bzw. Steinzeugrohrkanäle 403
e) Gußeiserne Rohre 403
§ 42. Wandstärke der Kanäle 404
§ 43. Ausführung der Kanäle 405
a) Absteifung der Baugrube 405
b) Beseitigung des Grundwassers 406
c) Herstellung der Kanalwandungen in der Baugrube 407
α) Kanalwandungen aus Mauerwerk 407
β) Kanalwandungen aus Beton 409
γ) Kanalwandungen aus Eisenbeton 410
d) Herstellung der Kanäle aus Rohren 411
e) Festlegung der Höhenlage der Kanalsohle und sonstige Maßnahmen . . 413
§ 44. Kanalverbindungen 415
§ 45. Einsteigschächte 415
§ 46. Lüftung der Kanäle 420
§ 47. Straßeneinläufe und Einlaufstellen für Hof- und Dachwasser 421
a) Straßeneinläufe 421
b) Einlaufstellen für Hofwasser 423
c) Einlaufstellen für Dachwasser 424
§ 48. Eigenartige Stellen der Kanalnetze 424
§ 49. Das Trennverfahren 430
§ 50. Reinigung der Kanäle und des Kanalwassers 433
a) Reinigung der Kanäle 433
b) Reinigung des Kanalwassers 435
I. Die mechanische Klärung 436
α) Sandfänge 436
β) Selbständige Rechen- und Siebanlagen 436
γ) Rechen 436
δ) Siebe 437
ε) Absatz- oder Klärbecken 438
ζ) Klärtürme und Klärbrunnen 439
II. Die chemisch-mechanische Reinigung 443

Seite

III. Die biologische Reinigung 443
α) Reinigung mittels Berieselung 444
β) Fischteiche als selbständige Abwasserreinigungsanlagen 445
γ) Reinigung auf Füll- und Tropfkörpern 445
δ) Reinigung mit aktiviertem Schlamm 447
ε) Beseitigung des Schlammes 447

IV. Ausgeführte Kläranlagen 447
α) In Budapest 447
β) In Gießen 449
γ) In Köln 451
δ) In Zürich 454
ε) In Paris 454
ζ) In Bremen 454
η) In Chemnitz 455
ϑ) In Amberg 455
ι) In Gleiwitz 455

X. Kapitel. Kanal- und Flußbau.

Bearbeitet von Dr.-Ing. Wilhelm Teubert, Regierungs- und Baurat, Hochschuldozent in Mannheim.

(Mit 308 Abbildungen.)

A. Stehende und fließende Gewässer.

§ 1. Einleitung 457
§ 2. Verschiedene Arten stehender Gewässer 458
a) Sümpfe 458
b) Moore 458
c) Die Binnen- oder Landseen 458
d) Teiche 459
e) Sammelbecken 459
§ 3. Fließende Gewässer 459
a) Rinnen 459
b) Bäche 460
c) Flüsse 460
d) Ströme 460
e) Gräben 460
f) Kanäle 460
§ 4. Speisung 460
§ 5. Wechsel des Wasserstands und der Wassermenge 461
a) Wechsel des Wasserstands 461
b) Wechsel der Wassermenge 462
§ 6. Gefälle und Geschwindigkeit 463
a) Das Gefälle 463
b) Die Geschwindigkeit 464
§ 7. Die bewegende Kraft des fließenden Wassers 464
§ 8. Bildung und Umgestaltung der Wasserlaufbetten 466
§ 9. Die Sinkstoffe 469
§ 10. Eisstand und Eisgang 469
§ 11. Lage und Höhenplan. Querschnitt 470
a) Der Lageplan 470
b) Die Höhenpläne 471
c) Die Querschnitte 472
§ 12. Messung der Wasserstände 473
a) Der einfache Pegel 474
b) Selbsttätige Pegel mit Schwimmer 474
§ 13. Messung des Wasserspiegelgefälles 475

Seite
§ 14. Messung der Geschwindigkeit 475
a) Schwimmer 476
b) Hydrometrische Röhren 477
c) Hydrometrische Flügel 478
d) Geschwindigkeitsformeln 481
§ 15. Messung der Wassermengen 483

B. Stauwerke.

§ 16. Arten der Stauwerke 484
§ 17. Wirkung der Wehre 485
§ 18. Stauhöhe und Abfluß 486
a) Rechteckige, ganz über dem Unterwasser liegende Mündungen 486
b) Überfallwehre 486
c) Grundwehre 487
d) Schützenwehre und Grundablässe 488
§ 19. Stauspiegel und Staukurven 488
§ 20. Feste Wehre 491
a) Hölzerne Wehre 493
b) Halbmassive Wehre 494
c) Massive Wehre 495
§ 21. Bewegliche Wehre 496
a) Schützenwehre 497
α) Konstruktion der Schütze 500
β) Die Aufziehvorrichtungen der Schütze 502
b) Die Losständerwehre 503
c) Dammbalkenwehre 504
d) Rolladenwehre 504
e) Nadelwehre 505
f) Walzenwehre 509
g) Klappenwehre 510
α) Durch Wasserdruck zu öffnende Klappenwehre 511
β) Durch Wasserdruck zu öffnende und zu schließende Klappenwehre . 511
h) Trommelwehre 512
i) Sektorwehre 514
k) Segmentwehre 514
§ 22. Fischpässe in Wehren 515

C. Wasserstraßen. Binnenschiffahrt. Binnenhäfen.

§ 23. Natürliche Wasserstraßen 516
§ 24. Künstliche Wasserstraßen 517
§ 25. Flößerei 518
§ 26. Die Fahrzeuge der Binnenschiffahrt 518
a) Allgemeines 518
b) Entwerfen und Bau der Binnenschiffe 519
c) Der Bau der Flußschiffe 519
d) Lastschiffe ohne eigne Triebkraft 520
e) Kraftschiffe 520
§ 27. Die Fortbewegung der Schiffe 521
a) Das Treiben der Schiffe mit dem Strom 521
b) Ziehen der Schiffe vom Land aus 521
c) Das Segeln 522
d) Die Dampfschiffahrt 522
e) Das elektrische Treideln 524
§ 28. Der Schiffswiderstand 524
§ 29. Anforderungen des Verkehrs an Wasserstraßen und Schiffahrt 527
a) Sicherheit und Schnelligkeit 527
b) Die Abmessungen der künstlichen Wasserstraßen und ihrer Bauwerke . 529
§ 30. Binnenhäfen 531
a) Einteilung und Bezeichnung 531
b) Lage, Abmessungen und Anordnung der Häfen 531
c) Befestigung der Ufer 535
d) Einrichtung der Häfen 535

D. Binnenkanäle und kanalisierte Flüsse.

Seite

§ 31. Die Binnenkanäle . . . 537
a) Die verschiedenen Arten der Binnenkanäle . . . 537
b) Die Hauptabmessungen des Wasserquerschnitts . . . 537
c) Die Krümmungshalbmesser . . . 539
d) Höhen- und Gefälleverhältnisse . . . 539

§ 32. Die Linienführung von Kanälen . . . 540
§ 33. Leinpfade . . . 543
§ 34. Dichtung des Kanalbetts . . . 544
a) Die Betondichtung . . . 544
b) Die Mörtelpflasterung . . . 544
c) Dichtung mit Tonschlag . . . 544
d) Dichtung mit getrübtem Wasser . . . 544
e) Dichtung mit Sand . . . 545

§ 35. Befestigung der Kanalufer . . . 545
§ 36. Brücken, Dücker und Tunnel . . . 546
a) Brücken . . . 546
b) Dücker . . . 547
c) Kanaltunnel . . . 547

§ 37. Wasserverbrauch und Wasserverluste . . . 547
a) Der Wasserverbrauch . . . 547
b) Die Wasserverluste . . . 548
α) Die Verdunstung des Wassers . . . 548
β) Die Versickerung . . . 548
γ) Die Wasserverluste an Schleusen . . . 548

§ 38. Die Entnahme des Wassers . . . 548
a) Die Entnahme aus natürlichen Wasserläufen . . . 549
b) Die Entnahme aus Seen . . . 549
c) Die Entnahme aus künstlichen Speisebecken und Sammelbecken . . . 549

§ 39. Speisegräben . . . 549
a) Speisegräben . . . 549
b) Die Einlaßbauwerke . . . 550

§ 40. Entlastungsanlagen und Sicherheitstore . . . 550
a) Entlastungsanlagen . . . 550
b) Sicherheitstore . . . 551

§ 41. Der künstliche Aufstau der Flüsse . . . 551
a) Zweck . . . 551
b) Vorteile und Nachteile . . . 552
c) Der Stauspiegel . . . 553
d) Die Lage der Staustufen . . . 554
e) Die Wehranlage . . . 554
f) Die Schleusenanlage . . . 556

§ 42. Seitenkanäle . . . 558

E. Der Flußbau.

§ 43. Geschichtliches . . . 558
§ 44. Die Aufgaben des Flußbaues . . . 559
§ 45. Die Regelung des Mittelwasserbetts der Flußläufe . . . 563
§ 46. Querbauten . . . 564
§ 47. Längsbauten . . . 566
§ 48. Sperrdämme und Durchstiche . . . 568
a) Sperrdämme . . . 568
b) Durchstiche . . . 568

§ 49. Baustoffe und Bauteile . . . 570
a) Steinwerke . . . 570
α) Pflasterungen . . . 570
β) Steinwürfe . . . 571
γ) Steinschlauen . . . 571
δ) Platten aus Beton und Eisenbeton . . . 571

Seite

b) Faschinenwerke 571
α) Die Bänder 572
1. Die Würste 572
2. Flechtzäune oder Flechtwerke 572
β) Sinkkörper 573
1. Senkfaschinen (Senkwürste) 573
2. Die endlosen Senkfaschinen (Sinkwalzen) 573
3. Sinkbäume 574
γ) Decklagen 574
1. Weidenstecklinge 574
2. Rasenziegel 575
3. Wippenstränge 575
4. Flechtwerkstränge 575
5. Rauwehr oder Berauhwehrung 575
6. Schuppen 575
δ) Packfaschinen 575
ε) Sinklagen 576
1. Gewöhnliche Sinklagen 576
2. Packwerksinkstücke oder Matratzen 577
3. Schwebekörper 578
c) Die Holzwerke 579
α) Die Bohlwerke 579
β) Balkenwände oder Uferarchen 580
§ 50. Ausführung der Flußbauten 580
a) Ausführung der Leitwerke und Uferdeckungen 580
α) Leitwerke aus Faschinen 580
β) Leitwerke aus Bruchsteinen 581
γ) Leitwerke in gemischter Bauweise 582
δ) Leitdämme aus einem zusammenhängenden Sinkkörper 583
b) Ausführung der Querbauten 584
α) Anschlußwerke 584
β) Einbauten oder Buhnen 584
γ) Tauchbuhnen und versenkte Buhnen 584
δ) Grundschwellen 584
ε) Unterstützungswerke 585
c) Ausführung der Durchstiche 585
d) Ausführung der Sperrdämme oder Zuschußbauten 586
§ 51. Verbauung der Wildbäche 587
a) Steinerne Sperren 588
b) Hölzerne Sperren 589
c) Sperren in gemischter Bauweise 590
d) Rinnsäler 590
§ 52. Bändigung der Gebirgsflüsse 590
§ 53. Regelung schiffbarer Flüsse 591
a) Tiefe und Breite des Fahrwassers 592
b) Normalquerschnitte für das Niederwasser 592
c) Baubestandteile und Regelungsarbeiten 593
d) Verbesserung der Stromschnellen 594
e) Vergrößerung der niedrigsten Wassertiefen durch Zuschußwasser . . . 595
f) Hilfsarbeiten 595

F. Fluß- und Kanalschleusen.

§ 54. Die Schiffschleusen im allgemeinen 595
a) Die verschiedenen Teile einer Schleuse 596
b) Die verschiedenen Arten von Schiffsschleusen 597
α) Die einfache Kammerschleuse 597
β) Doppel- oder Zwillingsschleusen 597
γ) Kammerschleusen mit versetzten Häuptern und Kesselschleusen . . 597
δ) Kuppelschleusen 597

Seite
ε) Die Schutz- oder Dockschleuse 597
ζ) Zugschleusen 598
η) Die Schachtschleuse 599
ϑ) Die Hotoppschleuse 599
ι) Die Nyholmschleuse 599
κ) Die Sparschleusen 599
λ) Einige veraltete Schleusenarten 599
c) Schleusen bei großen Gefällen 599
d) Die Abmessungen der Schiffsschleusen 600
§ 55. Der Schleusenkörper 600
a) Füllen und Leeren der Kammer 601
b) Die Schleusenböden 602
α) Die steinernen Böden 602
β) Die hölzernen Böden 604
c) Die Schleusenwände 605
α) Steinerne Wände 605
β) Hölzerne Wände 606
d) Verschiedene Schleusenausführungen 607
α) Massive Schleuse mit geböschten Kammerwänden 607
β) Massive Schleuse mit Kammerwänden in aufgelöster Bauweise . . . 607
γ) Massive Schleuse mit unbefestigter Kammersohle 607
δ) Schleuse ganz aus Eisenbeton 607
e) Einfahrten, Flügel, Dammfalze und Treppen 607
α) Die Einfahrt 607
β) Die Flügel 607
γ) Die Dammfalze 608
δ) Die Treppen 608
§ 56. Die Tore 608
a) Verschiedene Arten 608
α) Die hölzernen Stemmtore 609
β) Die eisernen Stemmtore 612
γ) Die einflügeligen Drehtore 613
δ) Die Klapptore 613
ε) Die Schiebetore 614
ζ) Die Hubtore 614
η) Die Segmenttore 614
ϑ) Die Walzentore 614
b) Zapfen, Pfannen und Halsbänder hölzerner Tore 615
c) Bewegungsvorrichtungen der Tore 615
d) Die Verschlußvorrichtungen für Torschütze und Umläufe 616
α) Zugschütze 616
β) Drehschütze oder Drehklappen 617
γ) Ventile, Rohrschütze 617
δ) Segmentschütze 617
e) Ausrüstung der Schleusen 617
§ 57. Einrichtung zur Wassererspamis 618
§ 58. Überwindung großer Gefälle 618

G. Flußdeiche und Flußdeichschleusen.

§ 59. Zweck und Einteilung der Flußdeiche 624
a) Zweck 624
b) Einteilung 624
§ 60. Lage und Querschnitt der Flußdeiche 625
a) Lage der Flußdeiche 625
b) Der Querschnitt der Flußdeiche 626
α) Der Querschnitt der Winterdeiche 626
β) Der Querschnitt der Sommerdeiche 628
§ 61. Deichrampen und Durchfahrten 628
a) Deichrampen 628
b) Durchfahrten 629

Seite
§ 62. Deichschleusen 629
a) Zweck der Deichschleusen 629
b) Lage, Weite und Höhenlage 630
c) Die Konstruktion der Siele 630
α) Verschlußvorrichtungen 631
β) Pumpsiele 632
γ) Hölzerne Siele 633
δ) Gemauerte bedeckte Siele 634
ε) Offene Deichschleusen 635
§ 63. Herstellung der Flußdeiche 636
a) Vorbereitung der Deichbasis 636
b) Die Deicherde 636
c) Die Schüttung der Deicherde 637
§ 64. Sicherung der Deichfläche und Unterhaltung der Flußdeiche 637
a) Die Sicherung der Deichfläche 637
b) Die Unterhaltung der Flußdeiche 638
§ 65. Die Deichverteidigung 638

XI. Kapitel. Seebau.

Nach seinem »Handbuch des Wasserbaues«, 3. Auflage, Verlag von Wilhelm Engelmann in Leipzig, 1923, bearbeitet von Dr. Ing. Dr. Hubert Engels, Geheimer Rat, ehemaliger ord. Professor des Wasserbaues an der Technischen Hochschule Dresden.

(Mit 114 Abbildungen.)

A. Wellenbewegung.

§ 1. Allgemeines 641
§ 2. Übertragungswellen 642
§ 3. Schwingungswellen 642
a) Wellen bei unendlicher Tiefe 642
b) Wellen bei endlicher und gleichförmiger Tiefe 645
c) Wellen auf ansteigendem Grunde 646

B. Das Meer.

§ 4. Räumlich Verhältnisse 646
a) Flächengrößen und mittlere Tiefen der Meere 646
b) Höhenlage der Meere 647
§ 5. Die Beschaffenheit des Seewassers 648
§ 6. Die Bewegungen des Meeres 649
1. Meeresströmungen 649
2. Die Meereswellen 650
a) Einfluß des Seeraums auf die Wellenhöhe 651
b) Sonstige die Wellenhöhe beeinflussende Umstände 652
c) Beziehungen zwischen der Höhe der Wellen und der Wassertiefe, in der sie brechen 653
d) Zurückwerfen der Wellen 654
3. Ebbe und Flut 654
a) Fortschreitungsgeschwindigkeit der Flutwelle 656
b) Tideströmungen 657
c) Flutkurve und Flutwelle 659

C. Hydrometrische Arbeiten.

§ 7. Messung der Wellen 661
§ 8. Messung der Meeresströmungen 662
§ 9. Messung der Wassertiefen an der Seeküste 663

D. Bildung und Verhalten der Flußmündungen.

Seite
§ 10. Allgemeines 664
§ 11. Flußmündungen ohne Ebbe und Flut 664
§ 12. Flußmündungen im Flutgebiete 665
a) Die Flutwelle in den Flußmündungen 665
b) Bestimmung der Wassermenge 668
c) Ausbildung des Flußbetts 669

E. Regelung der Flußmündungen.

§ 13. Mündungen ohne Ebbe und Flut 670
§ 14. Mündungen im Flutgebiete 671

F. Seeuferbau.

§ 15. Wirkungen des Meeres auf die Ufer 675
1. Wirkung der Wellen 675
2. Wirkung der Küstenströmung 677
3. Wirkung der Winde 678
§ 16. Schutz der Seeufer 678
1. Allgemeines 678
2. Uferschutzwerke 678
a) Vorspringende Schutzwerke 679
b) Parallele Schutzwerke 680

G. Dünenbau.

H. Beförderung der Marschbildung.

J. Seedeiche.

K. Seezeichen.

§ 17. Allgemeines 689
§ 18. Stellung und Sichtweite der Seezeichen 690
§ 19. Leuchtfeuer 690
§ 20. Bezeichnung der Fahrwasser und Untiefen in den Küstengewässern 691

L. Seekanäle.

M. Seehäfen.

§ 21. Binnen-Seehäfen 695
a) Allgemeines und Einteilung 695
b) Anordnung und Ausbildung der Hafenbecken 696
c) Ausrüstung, Leistungsfähigkeit und Betrieb 699
d) Offene Häfen 701
e) Geschlossene Häfen 707
§ 22. Küstenhäfen 709
1. Ladeanlagen bei offener Reede 709
2. Hafenanlagen im Schutz einer geschlossenen Reede 711
3. Besondere Häfen 714
a) Fischerei- und Nothäfen 714
b) Kriegshäfen 717
4. Spülung der Seehäfen 718
5. Bauart der Hafendämme 720
a) Allgemeines 720
b) Dämme aus Steinschüttungen 722
c) Dämme aus Steinschüttung mit Schutzabdeckung durch verstürzte Blöcke 722
d) Dämme aus Steinschüttung mit Schutzabdeckung durch regelrecht versetzte Blöcke 722
e) Dämme aus Steinschüttung mit einer Brustmauer und mit einer Schutzabdeckung durch verstürzte Blöcke 724

Seite

f) Dämme aus einem Unterbau aus Steinschüttung und einem Überbau mit steilen Wänden 725
g) Dämme aus einem Unterbau aus Senkkasten und einem Überbau mit steilen Wänden 725
h) Dämme aus einem Unterbau aus Sackblöcken und einem Überbau mit steilen Wänden 725
i) Einteilige Dämme mit steilen Wänden, die unmittelbar auf der Meeressohle errichtet werden 726
k) Dämme mit Steinkistenunterbau 726
l) Dämme aus Steinschüttungen zwischen eingerammten Pfahlwänden . . 726
m) Dämme aus Erdschüttung 726

6. Ausrüstung der Hafenmauern und Landungsanlagen 727

N. Anlagen zum Bau und zur Ausbesserung der Seeschiffe.

§ 23. Schiffsbauanstalten 730
§ 24. Anstalten zur Ausbesserung der Seeschiffe 734
a) Anlagen für kleinere Schiffe 734
b) Trockendocks 735
c) Schwimmdocks 740
d) Trockendock oder Schwimmdock? 743

XII. Kapitel. **Landwirtschaftlicher Wasserbau.**

Bearbeitet von Paul Gerhardt, Wirklicher Geheimer Oberbaurat, Ordentliches Mitglied der Akademie des Bauwesens in Berlin.

(Mit 125 Abbildungen.)

A. Einleitung.

§ 1. Die Bedeutung des Wassers für die Landeskultur 745
§ 2. Kreislauf des Wassers, Verdunstung und Versickerung 746
§ 3. Einfluß des Waldes 747

B. Natürliche Vorflut.

§ 4. Folgen zu großer Bodennässe . . . . . 748.
§ 5. Beschaffenheit der natürlichen Vorflut 749
§ 6. Krautung 750
§ 7. Räumung 754
§ 8. Regelung der Wasserläufe. Fremdes Wasser, Rand- und Fanggräben 755
§ 9. Senkung von Seen 756
§ 10. Offene Gräben, Beetgräben und Furchen 757
§ 11. Versenkung 759

C. Künstliche Vorflut.

§ 12. Erfordernisse der künstlichen Vorflut 761
§ 13. Berechnung der Schöpfwerke 761
§ 14. Wasserschnecken und Wasserschrauben 764
a) Wasserschnecken 764
b) Wasserschrauben 764
§ 15. Wurfräder und Pumpräder 765
a) Wurfräder 765
b) Pumpräder 767
§ 16. Kreisel und Zentrifugalpumpen 768
a) Kreisel 768
b) Zentrifugalpumpen 769
§ 17. Kraftmaschinen 771
§ 18. Windräder 772
§ 19. Der Hydropulsor 775

D. Dränung.

Seite
§ 20. Vorteile der Dränung 778
§ 21. Klappdräns und Torfdräns 779
§ 22. Faschinen- und Stangendräns 781
a) Faschinendräns 781
b) Stangendräns 783
§ 23. Die Kastendränung nach Butz 783
§ 24. Dräns aus Steinen, gebranntem Ton und Zement 785
a) Dräns aus Steinen 785
b) Dräns aus gebranntem Ton 785
c) Dräns aus Zement 786
§ 25. Berechnung der Dräns 787
§ 26. Längs- und Querdränung, Tiefe der Sauger 791
§ 27. Durchmesser, Länge und Entfernung der Dräns 794
§ 28. Ausführung der Dränung 795
§ 29. Ausmündungen 801
§ 30. Entwerfen der Dränpläne 804

E. Stauvorrichtungen in Gräben und Dräns.

§ 31. Stauvorrichtungen in Gräben 807
§ 32. Stauvorrichtungen in Dräns 809

F. Bewässerung.

§ 33. Wirkung der Bewässerung 812
§ 34. Wasserbedarf und Wasserverluste 813
a) Wasserbedarf 813
b) Wasserverluste 814
§ 35. Beschaffung und Hebung des Wassers 815
§ 36. Wiederholte Benutzung des Wassers und Wechselbetrieb 818
§ 37. Grabenstaubau, Überstauung und Stauberieselung 820
a) Grabenstaubau 820
b) Überstauung 821
c) Stauberieselung 822
§ 38. Hang- und Rückenbau 823
a) Hangbau 823
b) Rückenbau 825
§ 39. Dränierte Wiesen 828
§ 40. Betrieb der Wiesenbewässerung 831
§ 41. Bewässerung von Bäumen 832
§ 42. Die Beregnung 834
§ 43. Beregnungsanlagen 837

G. Bewässerung mit städtischem Abwasser.

§ 44. Beschaffenheit des Rieselwassers 842
§ 45. Zurichtung der Rieselfelder 844
§ 46. Die Schlauchberieselung 847
§ 47. Untergrundbewässerung 851
§ 48. Abwasser-Fischteiche 854

H. Moorkultur.

§ 49. Eigenschaften der Moorböden 856
§ 50. Entwässerung der Niederungsmoore 860
§ 51. Das Einebnen des Moores 863
§ 52. Deckschicht und Düngung bei der Rimpauschen Moordammkultur 864
§ 53. Schwarzkultur und Walzen des Moores 866
§ 54. Wiesen und Weiden auf Niederungsmoor 868
§ 55. Die Fehnkultur 869
§ 56. Die Brandkultur 871
§ 57. Die deutsche Hochmoorkultur 871
Sachregister 875

VIII. Kapitel.

Brückenbau.

Bearbeitet[1]) von

Dr. Ing. **Ph. Völker,**

Technischer Direktor und Mitglied des Vorstands der Grün & Bilfinger A.-G. Bau-Unternehmung Mannheim.

(Mit 459 Abbildungen.)

A. Einleitung und Allgemeines.

§ 1. Einleitung.

Brücken sind Bauwerke, die dazu dienen, einen Verkehrsweg derartig über einen andern fortzuführen, daß auf beiden Wegen ein ungehinderter Verkehr möglich ist. Nur in besondern Fällen, in denen es die Höhenverhältnisse nicht zulassen, den dauernd ungehinderten Verkehr zu ermöglichen, findet eine zeitweilige Unterbrechung des einen Verkehrswegs statt, z. B. bei den Dreh-, Klapp- und Hubbrücken. Der obere Verkehrsweg kann eine Straße, eine Eisenbahn, ein Kanal, ein Fußweg sein, der untere Verkehrsweg dasselbe oder ein Fluß, ein Meeresarm, ein Bahnhof oder eine sonstige Anlage, die dem andern Verkehrsweg ein Hindernis entgegenstellt. Beide Verkehrswege müssen in verschiedenen Höhen liegen.

Hauptteile der Brücken sind die Pfeiler und die Überbauten. Die letztern nehmen die Lasten auf und übertragen sie mittels der Auflager auf die Pfeiler, die sie auf das Grundmauerwerk und den festen Boden weiterleiten. Die Überbauten schließen die Lücken im obern Verkehrsweg zwischen den Pfeilern.

Man unterscheidet Mittelpfeiler oder zwischen zwei Überbauten belegene Pfeiler und Endpfeiler oder Landpfeiler, auch Widerlagspfeiler genannt, d. h. die Pfeiler am Ende bzw. Anfang der Brücke. Die in dem Fluß stehenden Pfeiler nennt man Fluß- oder Strompfeiler. — Die Überbauten werden hauptsächlich aus Mauerwerk, Beton, Eisenbeton, Holz und Eisen hergestellt, so daß man unterscheidet:

steinerne Brücken, Steinbrücken,
Beton- und Eisenbetonbrücken,
hölzerne Brücken und
eiserne Brücken.

Die Stein-, Beton- und Eisenbetonbrücken faßt man gewöhnlich mit dem Namen Massivbrücken zusammen. Maßgebend dafür, zu welcher von diesen drei Gruppen eine Brücke gerechnet wird, ist der zum Überbau verwendete Hauptbaustoff. Zu den

[1]) Unter Benutzung des in der 5. Auflage von Geh. Baurat Professor LANDSBERG bearbeiteten Kapitels.

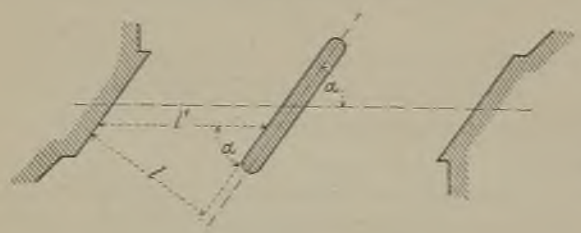
eisernen Brücken werden deshalb alle Bauwerke mit eisernen Überbauten gezählt, mögen die Pfeiler aus Eisen oder aus Mauerwerk bestehen; zu den Holzbrücken zählt man nicht nur die Brücken mit hölzernen Überbauten und Holzpfeilern, sondern auch die mit hölzernen Überbauten und Stein- oder Eisenpfeilern. Bei einer eisernen Brücke braucht der Überbau nicht ganz aus Eisen zu bestehen, bei einer Steinbrücke darf Eisen verwendet werden, ohne daß sie zu einer andern Brückenart gerechnet wird.

§ 2. Lage der Brückenachse und der Brückenbahn.

Die Längsachse der Brücke fällt meistens mit der Längsachse des Verkehrswegs zusammen, für den die Brücke gebaut wird; sie kreuzt sich mit der Achse des zu überbrückenden, also des untern Verkehrswegs. Wenn beide Achsen einander im Grundriß unter rechtem Winkel schneiden, so nennt man die Brücke eine gerade, ist der Schnittwinkel ein spitzer (bzw. stumpfer), so ist die Brücke eine schiefe Brücke.

Der Verkehr auf dem untern Wege bzw. der ungehinderte Wasserabfluß unter der Brücke verlangt, daß die Vorderflächen der Pfeiler und Widerlager parallel oder nahezu parallel zu der Achse der untern Straße bzw. zu der Stromrichtung des zu überbrückenden Wassers laufen. Andernfalls wird der Verkehr auf dem untern Weg erschwert bzw. es entstehen Wirbel und Auskolkungen, die die Pfeiler und Widerlager gefährden. Der lichte Abstand zwischen den Pfeilervorderflächen heißt die Lichtweite der Öffnung. Die Summe der Lichtweiten aller Öffnungen einer Brücke ist deren Gesamtlichtweite. Bei geraden Brücken wird die Lichtweite in der Richtung der Längsachse der Brücke, die kurz als »Brückenachse« bezeichnet wird, gemessen; bei schiefen Brücken ist zu unterscheiden zwischen der normalen Lichtweite, gemessen winkelrecht zu den Vorderflächen der Pfeiler, und der schiefen Lichtweite, gemessen in Richtung der Brückenachse. Letztere ist größer als die normale Lichtweite, um so mehr, je kleiner der spitze Winkel α ist. Es ist $l' = \frac{l}{\sin \alpha}$ (Abb. 1). Mit den schiefen Brücken verwandt sind die Kurvenbrücken, d. h. Brücken, deren Längsachse in einer Kurve liegt.

Abb. 1. Schiefe Brücke.



Die Höhe der Brückenbahn muß so gewählt werden, daß der Verkehr auf dem untern Wege durch die Brücke nicht gestört oder erschwert wird. Man muß die Größe und Form des für den untern Weg freizuhaltenden Raumes ermitteln und danach die Lage der Brückenbahn unter Berücksichtigung der Konstruktion des Überbaues bestimmen. Die Umgrenzung des freizuhaltenden lichten Raumes spielt im Brückenbau eine große Rolle. — Bei den Brücken über Eisenbahnen ist die von dem Verein deutscher Eisenbahnverwaltungen vorgeschriebene »Umgrenzung des lichten Raumes« maßgebend; dieselbe ist in Kap. VI »Eisenbahnbau« im I. Band dieses Lehrbuchs für Vollspur- und Schmalspurbahnen angegeben; zu beachten ist, daß in der Brückenverordnung der preußisch-hessischen Staatsbahnen für die höher als 0,76 m über S. O. (Schienenoberkante) befindlichen festen Teile der Brücken 0,20 m Abstand von der Umgrenzung des lichten Raumes vorgeschrieben ist. Diese Bestimmung stammt aus einer Zeit, zu welcher die Erörterungen über die Form der Umgrenzungslinie des lichten Raumes noch nicht abgeschlossen waren. Nachdem dies inzwischen erfolgt und die Umgrenzungslinie durch die Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung festgelegt ist, steht nichts im Wege, die Einmeterstufe der Umgrenzungslinie bei der Ausbildung der Brücken

ebenso auszunutzen wie die untern Stufen. Weiter muß bei neu auszuführenden Überführungsbauwerken (auch bei Bahnsteigdächern u. dgl.) der oberste Teil des Lichtraumprofils zwischen den Höhen 3,89 m und 4,80 m über S. O. derart verbreitert werden, daß die obere Abschlußlinie des Lichtraumprofils eine Länge von 3,0 m erhält. In den hierdurch dem obersten Teile des Lichtraumprofils hinzugefügten beiden Dreiecksflächen sollen bei etwaiger späterer Einführung des elektrischen Betriebs die Fahrdrähte unter Überführungsbauwerken geführt werden.

Die lichte Höhe über Straßen bestimmt sich nach der Höhe der verkehrenden Fuhrwerke: diese Höhe wird durch Verhandlungen mit den maßgebenden Behörden festgestellt. Zahlen folgen weiter unten. — Bei Wasserläufen ohne Schiffahrts- oder Floßverkehr ist für den unter der Brücke freizuhaltenden lichten Raum das höchste Hochwasser maßgebend unter Zugabe eines Raumes für im Wasser treibende Körper. Falls auf dem Wasserlauf Schiffahrt betrieben wird, so ist außerdem über höchstem schiffbaren Wasserstand, der in der Regel etwas niedriger ist als das höchste Hochwasser, noch eine den Abmessungen der Fahrzeuge entsprechende Höhe freizulassen. Diese Höhe braucht aber nicht immer auf die ganze Lichtweite der Brückenöffnung vorhanden zu sein (vgl. auch Kap. X: »Kanal- und Flußbau« dieses Lehrbuchs).

§ 3. Hauptmaße der Brücken.

Bestimmend für den Brückenbau sind: die Lichtweite der einzelnen Öffnungen und die Gesamtlichtweite, die lichte Höhe des untern Verkehrswegs, die Breite des Fahrwegs und der Fußwege auf der Brücke, die lichte Höhe über der Brückenbahn.

Die Lichtweite muß bei Bächen, Flüssen und Strömen so gewählt werden, daß auch das größte Hochwasser ohne schädlichen Stau und ohne zu große Wassergeschwindigkeit abgeführt werden kann. Bei mittlern und großen Flüssen wird die ermittelte Gesamtlichtweite in mehrere Einzellichtweiten zerlegt, die nicht gleich groß zu sein brauchen. Die Einzellichtweiten sind bei schiffbaren und von Flößen befahrenen Flüssen und Strömen von den Abmessungen der Schiffe und Flöße abhängig und bei manchen Flüssen sehr bedeutend (vgl. X. Kapitel). — Bei Schiffahrtskanälen schränkte man früher die Kanalbreite unter den Brücken ein, um an Brückenlänge zu sparen; neuerdings aber führt man den Kanal meistens auch unter den Brücken in vollem Querschnitt durch (vgl. Elbe-Trave-Kanal, Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1900, S. 756) und führt auch beiderseits Leinpfade (2 m breit) unter der Brücke durch. — Die Festsetzung der Lichtweite bei Flüssen und Strömen wird vielfach dadurch erleichtert, daß sie nach einer nahegelegenen Brücke bestimmt werden kann, die über denselben Fluß führt und für die Abführung der gleichen oder nahezu gleichen Wassermenge erfahrungsgemäß genügt hat.

Für Brücken über Eisenbahnen ist die Lichtweite nach der Zahl der zu überbrückenden Gleise unter Rücksichtnahme auf die Umgrenzung des lichten Raumes zu bestimmen. Überführungen von Wegen über Bahnhöfe mit vielen Gleisen erfordern gewöhnlich eine Anzahl von Mittelpfeilern, die als gemauerte oder, damit man mit geringerer Breite auskomme, als eiserne hergestellt werden. Aber auch in letzterm Falle gibt man den schmalen eisernen Pfeilern einen Unterbau oder Sockel aus Mauerwerk oder Stampfbeton, um bei etwaigen Entgleisungen einen größern Schutz für den Pfeiler zu schaffen. Die Entfernung der Pfeilervorderfläche von der Mitte des nächsten Gleises muß mindestens 2,20 m betragen; wegen unbehinderten Verschubgeschäfts, und um spätere Gleisverschiebungen zu ermöglichen, wähle man den Abstand größer, wenigstens 2,40 bis 2,5m.

Bei Brücken über Straßen ist die zu wählende Lichtweite von der Größe des Verkehrs auf der Straße abhängig. In Städten ist eine Einschränkung der Breite unter der Brücke gegenüber derjenigen der anschließenden Straße nur ausnahmsweise zulässig.

Die Lichthöhen werden bei Brücken über Eisenbahnen von der Schienenoberkante (S. O.) aus gemessen, bei Brücken über Straßen von der Fahrbahnoberkante in Straßenachse.

Lichte Weiten und Höhen bei verschiedenen Brücken.

Brücke über eingleisiger Hauptbahn:
Lichtweite $\geqq$ 4,40 m, Lichthöhe $\geqq$ 5,0 m.

Brücke über zweigleisiger Hauptbahn:
Lichtweite = 7,9 bis 8,4 m, Lichthöhe = 5 m.

Brücke über Fußweg (Fußwegunterführung):
Lichtweite $\geqq$ 2,0 m, Lichthöhe $\geqq$ 2,5 m.

Brücke über Straße (Straßenunterführung):
Maßgebend sind die Abmessungen der Fuhrwerke, die auf der Straße verkehren. Gewöhnliche Landfuhrwerke erfordern einschließlich des Spielraums 2 m Breite, 2,75 m Höhe; sperrige Fuhrwerke 2,5 bis 3 m Breite und bis 5 m Höhe. Ausnahmsweise kommen noch höhere Fuhrwerke vor, auf die man aber keine Rücksicht zu nehmen braucht. — Ein Reiter beansprucht 2 m Breite; 2,75 m Höhe. — Je nach der Größe des Verkehrs wird die Lichtweite 5 bis 6 m und mehr, die Höhe gewöhnlich 4,0 bis 5 m betragen.

Brücke über nicht floßbarem Bach:
Lichtweite $\geqq$ 0,6 m, Lichthöhe 0,3 bis 1 m über Hochwasser und wenigstens 0,75 m über dem Wasserstand mit Eisgang.

Brücke über Schiffahrtskanal:
Lichtweite muß ausreichen, um jederseits einen Leinpfad von etwa 2 m Breite anzuordnen; Lichthöhe (3,2) 3,5 bis 4,2 m über höchstem Kanalwasserstand (3,2 m in Berlin, 3,5 m beim Oder-Spree-Kanal, 4 m beim Dortmund-Ems-Kanal, 4,2 m über höchstem schiffbarem Elbhochwasser beim Elbe-Trave-Kanal; beim Teltow-Kanal in zwei Strecken 20 m Lichtweite, 4 m Lichthöhe über höchstem Wasserstand) (Deutsche Bauz. 1903, S. 106). Beim Weser-Elbe-Kanal (sog. Mittellandkanal) ist die Lichthöhe über dem höchsten Kanalwasserstand auf die ganze Breite zu mindestens 4,0 m vorgeschrieben worden und die Breite der beiderseitigen Leinpfade zu 1,50 m anstatt der auf der freien Strecke vorhandenen 2,50 m. Die Lichthöhe über den Leinpfaden beträgt hierbei 3,0 m.

Brücken über Flüssen und Strömen:
Lichtweiten von der Hochwassermenge und den Abmessungen der Schiffe und Flöße abhängig. Auf dem Rhein wurde bei den Wormser Rheinbrücken eine gesamte Lichtweite von 300 m bei Mittelwasser und ferner verlangt, daß keine Öffnung bei Mittelwasser im Wasserspiegel kleinere Lichtweite als 90 m biete; bei der Bonner Rheinbrücke wurde gar eine 150 m weite Mittelöffnung, bei Düsseldorf wurden zwei Öffnungen von je 180 m Weite, bei der Hindenburgbrücke bei Rüdesheim wurde in jedem Fahrwasser eine Schiffahrtsöffnung von je 157 m verlangt.

Lichthöhe. Alle Teile der Überbau-Konstruktion sollen wenigstens 0,5 m über Hochwasser, ferner so hoch über höchstem schiffbarem Hochwasserstand liegen, wie die Schiffahrt es verlangt. Die letztere Höhe braucht aber nicht auf

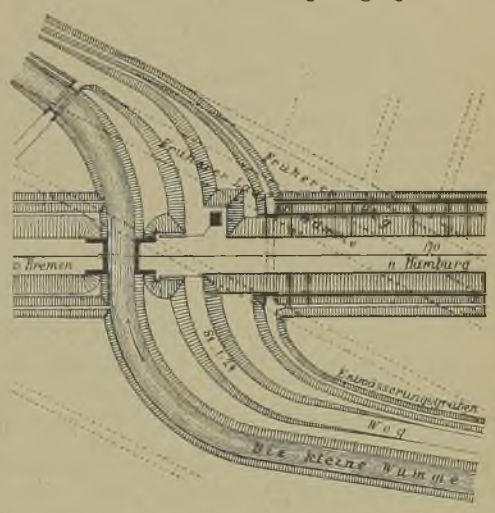
die ganze vorgeschriebene Lichtweite freigehalten zu werden; an den Seiten kann die Überbaukonstruktion unter diese Linie hinabreichen. Bei der Rheinbrücke bei Bonn war für jede Seitenöffnung eine freizuhaltende Höhe von 8,8 m über höchstem schiffbarem Wasserstand auf 60 m Breite, bei der Hindenburgbrücke bei Rüdesheim eine solche von 9,40 m auf 150 m Breite in den Hauptschiffahrtsöffnungen vorgeschrieben.

§ 4. Allgemeine Regeln, betreffend die Grundriß- und Höhenlage kleiner Brücken.

1. Als Schnittwinkel der Achsen beider Verkehrswege ist womöglich ein rechter Winkel zu wählen. Eine gerade Brücke ist einfacher und billiger, als eine schiefe.

2. Kann man die Brücke nicht als eine gerade herstellen, so erstrebe man einen Schnittwinkel der Achsen, der möglichst wenig von einem rechten Winkel verschieden ist.

Abb. 2. Bach- und Wegverlegung.



3. Reichlicher Raum zwischen der Fahrbahnhöhe und der Oberkante des über dem untern Wege freizuhaltenden lichten Raumes ist günstig. Wünschenswert ist, daß man die ganze Überbaukonstruktion unter die Fahrbahn legen kann. Das ist stets erforderlich bei gewölbten Brücken.

4. Man kann häufig bei kleinen Bauwerken eine schiefe Brücke dadurch vermeiden, daß man den untern Weg, Bach u. dgl. verlegt. Dadurch erreicht man auch den Vorteil, daß man das Bauwerk herstellen kann, ohne beim Bau durch den Verkehr auf dem untern Wege gestört zu werden; Durchlässe können dann oft ganz im trocknen erbaut werden, da der Bach erst nach Fertigstellung des Durchlasses in das neue Bett geleitet wird. Ein Beispiel gibt die Abb. 2 [1]); das Flüßchen, die Wümme, ist verlegt, wodurch die Erbauung der Brückenpfeiler im trocknen möglich wurde und die schiefe Brücke vermieden werden konnte.

§ 5. Die auf die Brücken wirkenden Kräfte.

Die Brücken werden hauptsächlich in Anspruch genommen durch folgende Kräfte:

a) das Eigengewicht;
b) die Verkehrslasten;
c) den Winddruck;
d) die Fliehkraft (Brücken in Kurven).
e) Bremskräfte.

Für die Unterbauten der Brücken (Pfeiler und Widerlager) und einzelne Teile der gewölbten Brücken (z. B. die Stirnmauern und Flügel) kommen noch weitere Kräfte, z. B. Erddruck und Wasserdruck, hinzu.

---

[1]) Die Abb. 2 ist dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl., Bd. II, Kap. I: »Die Brücken im allgemeinen«, bearb. von Geh. Baurat Prof. Th. Landsberg, entnommen.

a) Eigengewicht.

I. Steinbrücken. Das gesamte Gewicht setzt sich zusammen aus dem Gewicht der Fahrbahn, der Konstruktion zwischen Fahrbahn und tragendem Gewölbe, und des Gewölbes mit seiner Abdeckung. Die Zwischenkonstruktion ist vielfach eine Hinterfüllung aus durchlässigem Material (Sand u. dgl.). Man kann annehmen: Gewicht der Fahrbahn bei Eisenbahnbrücken: 1200 kg für das qm; Gewicht der Fahrbahn bei Straßenbrücken: Schotter, im Mittel 25 cm stark, oder Pflaster 17 cm stark auf 6 cm starkem Sandbett, 550 bis 600 kg für das qm. Das Gewicht des Hinterfüllungsmaterials beträgt 1800 bis 2000 kg/cbm.

Das Gewölbegewicht ist unter Zugrundelegung von folgenden Gewichten zu berechnen. Es wiegt im Mittel:

1 cbm Ziegelmauerwerk		1600 bis 1800 kg;
1 cbm Beton		2200 bis 2400 kg;
1 cbm Bimsbeton		1300 kg;
1 cbm Schlackenbeton		1400 kg;
1 cbm Bruchsteinmauerwerk	aus Kalkstein	2300 bis 2500 kg;
	aus Sandstein	2200 bis 2500 kg;
	aus Granit	2500 bis 2700 kg.

II. Eiserne Brücken. Das Eigengewicht für die Einheit (Längeneinheit bzw. Flächeneinheit) ist von der Art der Konstruktion, den Abmessungen, den Baustoffen. aber auch in hohem Maße von der Stützweite abhängig. Es ist üblich und zweckmäßig, bei Eisenbahnbrücken das Gewicht für das laufende Meter Gleis anzugeben, bei Straßenbrücken, wegen der sehr verschiedenen Brückenbreiten, für das Quadratmeter Grundfläche.

α) *Eiserne Eisenbahnbrücken.*

l ist die Stützweite in Metern, g ist das Gewicht für das laufende Meter Gleis. Bei zweigleisigen Brücken sind demnach die folgenden Zahlenwerte zu verdoppeln.

1. Blechbrücken für Hauptbahnen, Stützweite l von 10 bis 25 m[1]).

Ohne Kiesbettung auf der Brücke; Fahrbahn auf den Hauptträgern.

Hauptträgerentfernung $\begin{cases} 1{,}8 \text{ m} & g = 880 + 54\, l. \\ 2{,}0 \text{ m} & g = 1015 + 54\, l. \end{cases}$

Ohne Kiesbettung auf der Brücke; Fahrbahn zwischen den Hauptträgern.

Hauptträgerentfernung $\begin{cases} 3{,}0 \text{ m} & g = 1245 + 44\, l \\ 3{,}3 \text{ m} & g = 1330 + 44\, l \\ 3{,}7 \text{ m} & g = 1450 + 44\, l \end{cases}$ Fußweg nur einseitig.

Mit Kiesbettung auf der Brücke; Fahrbahn zwischen den Hauptträgern.

		Ohne seitliche Kiesabschlußbleche	Mit seitlichen Kiesabschlußblechen
Hauptträgerentfernung	3,3 m	$g = 3780 + 49\, l$	$g = 3720 + 49\, l$
	3,7 m	$g = 4370 + 49\, l$	$g = 4030 + 49\, l.$

[1]) Nach F. Dirksen, »Hilfswerte für das Entwerfen und die Berechnung von Brücken mit eisernem Überbau«, Berlin 1905.

Für die Stützweiten von 10 bis 25 m ergibt sich folgende Tabelle:

Tabelle I. Eigengewichte von Eisenbahnbrücken von 10 bis 25 m Stützweite.

Konstruktion	Hauptträgerabstand, m	Stützweite l in Metern							
		10	12	15	18	20	22	25	
Keine Bettung: Fahrbahn auf den Hauptträgern	1,8	1420	1530	1690	1855	1960	2070	2230	Kilogramm für das laufende Meter Gleis
	2,0	1555	1665	1828	1990	2095	2205	2365	
Keine Bettung: Fahrbahn zwischen d. Hauptträgern	3,0	1685	1775	1905	2040	2125	2215	2345	
	3,3	1770	1860	1990	2125	2210	2300	2430	
	3,7	1890	1980	2110	2245	2330	2420	2550	
Bettung auf der Brücke, Fahrbahn zwischen den Hauptträgern. Keine besondern Kiesabschlußleisten	3,3	4270	4370	4515	4665	4760	4860	5005	
	3,7	4860	4960	5105	5255	5350	5450	5595	
Bettung auf der Brücke, Fahrbahn zwischen den Hauptträgern. Mit besondern seitlichen Kiesabschlußleisten	3,3	4210	4310	4455	4605	4700	4800	4945	
	3,7	4520	4620	4765	4915	5010	5110	5255	

2a. Blechbrücken für vollspurige Lokalbahnen:
Hohe Fahrbahn $g = 292 + 31\,l$; tiefe Fahrbahn $g = 462 + 32\,l$.

2b. Blechbrücken für schmalspurige Lokalbahnen, Spurweite 1,0 m:
Hohe Fahrbahn $g = 305 + 26\,l$; tiefe Fahrbahn $g = 425 + 27\,l$.

3. Fachwerksbalkenbrücken für Hauptbahnen:

αα) Ohne Bettung auf der Brücke, Fahrbahn oben:

Hauptträgerentfernung $\begin{cases} 2{,}5\text{ m}, & g = 1580 + 27\,l. \\ 3{,}5\text{ m}, & g = 1670 + 27\,l. \end{cases}$

ββ) Ohne Bettung auf der Brücke, Fahrbahn unten:

		$l = 20$ m bis 40 m,	$l = 40$ m bis 80 m.
Hauptträgerentfernung	4,8 m,	$g = 1820 + 27\,l$,	$g = 1960 + 27\,l$.
	4,9 m,	$g = 1845 + 27\,l$,	$g = 1985 + 27\,l$.
	5,0 m,	$g = 1890 + 27\,l$,	$g = 2030 + 27\,l$.

γγ) Mit Bettung auf der Brücke. Tiefe Fahrbahn. Bettungskoffer 3,3 m breit.

Bettung 0,36 m stark, $g = 3580 + 62\,l$.

Bettung 0,23 m stark, $g = 2530 + 57\,l$.

Die Bettungsstärke ist von Oberkante Buckelplatte bis Oberkante Schwelle gerechnet; für zwischenliegende Bettungsstärken kann interpoliert werden.

Die vorstehenden Formeln setzen voraus, daß die Auflager der Träger rechtwinklig einander gegenüberliegen, daß es sich also nicht um schiefe Brücken handelt, daß das Gleis in der Geraden liege, endlich daß die Bauhöhe nicht beschränkt sei. Schiefe Lage der Brücke erhöht das Fahrbahngewicht bis zu 15 v. H., Krümmung des Gleises unter 300 m Halbmesser bei $l < 40$ m erhöht das Gesamtgewicht bis etwa 12 v. H. Die Höhe der Blechträger ist bei der Aufstellung der Formeln zu $\frac{1}{10}$, diejenige der Parallelträger zu $\frac{1}{8}$ der Stützweite angenommen. Verringerung der Höhe bei den vollwandigen Hauptträgern auf $\frac{1}{14}\,l$ erhöht das Hauptträgergewicht um 20 %, Verringerung bei den Parallelträgern auf $\frac{1}{12}\,l$ erhöht das Hauptträgergewicht um 15 %. Diese Angaben kann man bei überschläglichen Gewichtsannahmen verwerten. Für jede Brücke ist natürlich vor ihrer Ausführung eine genaue statische Berechnung aufzustellen, bei der die Gewichte und

Stärken der einzelnen Teile jeweils neu ermittelt werden. Für die erste Vorberechnung kann man das Eigengewicht des betr. Konstruktionsteils nach den Formeln einsetzen. In die endgültige Berechnung ist alsdann das Gewicht des auf Grund der Vorberechnung ermittelten Konstruktionsteils einzuführen.

4. Bogenbrücken für Hauptbahnen. Die Eigengewichte der Bogenbrücken fallen nahezu ebenso aus wie diejenigen der Balkenbrücken, wenn auch die Hauptträger bei letztern etwas schwerer sind. Für überschlägliche Berechnungen kann man bei Brücken ohne durchgehende Bettung rechnen:

bei einem Abstand der Hauptträger von $\left.\begin{array}{l} 2{,}5\text{ m}, \quad g = 1200 + 30\,l \\ 3{,}5\text{ m}, \quad g = 1300 + 30\,l \end{array}\right\}$ für das laufende Meter Gleis.

Man erhält für:

		$l =$	10	15	20	30	40	50	60 m
Hauptträger-Abstand	2,5 m,	$g =$	1500	1650	1800	2100	2400	2700	3000 kg
	3,5 m,	$g =$	1600	1750	1900	2200	2500	2800	3100 kg.

β) *Eiserne Straßenbrücken.*

In nachstehenden Formeln bedeutet:

g das Eigengewicht der Brücke für das qm Fahrbahn in Kilogramm,

g_1 das Eisengewicht der Brücke für das qm Fahrbahn in Kilogramm,

g_2 das Eisengewicht von außerhalb der Hauptträger angeordneten Fußwegen einschließlich der erforderlichen Verstärkung der Hauptträger, aber ohne die Geländer, für das qm Fußweg.

l die Stützweite in Metern.

A) Balkenbrücken (nach Engesser).

1. Landstraßenbrücken mit doppeltem Bohlenbelag:

$$g = 215 + 2{,}3\,l + 0{,}02\,l^2, \qquad g_1 = 105 + 2{,}3\,l + 0{,}02\,l^2,$$
$$g_2 = 60 + 2{,}3\,l.$$

2. Landstraßenbrücken mit Beschotterung:

$$g = 590 + 2{,}8\,l + 0{,}025\,l^2, \qquad g_1 = 190 + 2{,}8\,l + 0{,}025\,l^2,$$
$$g_2 = 60 + 2{,}3\,l.$$

3. Stadtstraßenbrücken mit doppeltem Bohlenbelag:

$$g = 295 + 2{,}7\,l + 0{,}021\,l^2, \qquad g_1 = 155 + 2{,}7\,l + 0{,}021\,l^2,$$
$$g_2 = 80 + 2{,}7\,l.$$

4. Stadtstraßenbrücken mit Beschotterung:

$$g = 730 + 3{,}2\,l + 0{,}028\,l^2, \qquad g_1 = 250 + 3{,}2\,l + 0{,}028\,l^2,$$
$$g_2 = 80 + 2{,}7\,l.$$

5. Stadtstraßenbrücken mit Pflasterung:

$$g = 960 + 3{,}7\,l + 0{,}029\,l^2, \qquad g_1 = 260 + 3{,}7\,l + 0{,}029\,l^2,$$
$$g_2 = 80 + 2{,}7\,l.$$

B) Bogenbrücken.

1. Landstraßenbrücken mit doppeltem Bohlenbelag:

$$g = 250 + 1{,}9\,l + 0{,}017\,l^2.$$

2. Landstraßenbrücken mit Beschotterung:

$$g = 610 + 2{,}1\,l + 0{,}022\,l^2.$$

3. Stadtstraßenbrücken mit Beschotterung:

$$g = 655 + 2{,}1\,l + 0{,}022\,l^2.$$

4. Stadtstraßenbrücken mit Steinpflaster:

$$g = 712 + 6{,}0\,l + 0{,}01\,l^2.$$

5. Stadtstraßenbrücken mit Holzpflaster:

$$g = 532 + 5{,}4\,l + 0{,}01\,l^2.$$

III. Holzbrücken. A. Hölzerne Straßenbrücken. Die Gewichte der einzelnen Teile sind gesondert aufgeführt, sämtlich in Kilogramm für das Quadratmeter der Grundfläche; l bedeutet die Stützweite der Träger in Metern. Die Werte sind Mittelwerte.

1. Gewicht der Fahrbahn:

Einfacher Bohlenbelag . . .	130 kg/qm.
Doppelter Bohlenbelag . . .	170 kg/qm.
Holzpflaster	300 kg/qm.
Schotter	380 kg/qm.

2. Gewicht des Fußwegs:

Einfacher Bohlenbelag . . .	150 kg/qm.

3. Geländer für das lauf. Meter 50 bis 160 kg, im Mittel 85 kg/qm.

4. Einfache Balkenbrücken: Balkengewicht für das Quadratmeter Brückenbahn, falls verkehren:

leichte Wagen	$g' = 11\,l$ bis $13\,l$	kg/qm.
schwere Wagen	$g' = 15\,l$ bis $17\,l$	
sehr schwere Wagen . .	$g' = 17\,l$ bis $19\,l$	

Die kleinern Werte gelten für Bohlenbelag, die größern für Schotter. Der Abstand der rechteckigen Balken ist von Mitte zu Mitte zu 0,8 m angenommen. Bei

0,8 m	1,0 m	1,2 m	Abstand sind obige Zahlen mit
1,0	0,85	0,75	zu multiplizieren.

5. Verzahnte und verdübelte Balken:

Gewicht der Balken für das Quadratmeter Brückenbahn:

	Verzahnte Träger	Verdübelte Träger	
Für leichte Wagen	$g' = 16\,l$	$g' = 13\,l$	kg/qm
für schwere Wagen	$g' = 17\,l$	$g' = 14\,l$	
für sehr schwere Wagen .	$g' = 18\,l$	$g' = 15\,l$	

Abstand der Balken ist von Mitte zu Mitte zu 1,2 m angenommen. Vorstehende Formeln sind aus: WINKLER, Die hölzernen Balkenbrücken, 2. Aufl., Wien 1887.

Auf Grund der vorstehenden Formeln kann man folgende Werte einführen:

Eigengewicht der hölzernen Straßenbrücken für das Quadratmeter Grundfläche:

	Einfache und verstärkte Balkenbrücke	Verzahnte Trägerbrücke	Verdübelte Trägerbrücke
Mit einfachem Bohlenbelag . .	$130 + 13\,l$	$130 + 16\,l$	$130 + 13\,l$
» doppeltem »	$170 + 16\,l$	$170 + 17\,l$	$170 + 14\,l$
» Holzpflaster	$300 + 16\,l$	$300 + 17\,l$	$300 + 14\,l$
» Schotter	$380 + 17\,l$	$380 + 18\,l$	$380 + 15\,l$
» Steinpflaster	$690 + 18\,l$	$690 + 18\,l$	$690 + 15\,l$

B. Hölzerne Eisenbahnbrücken:

Gewicht in kg für das laufende Meter Gleis	Normale Spurweite	Spurweite 1 m	Spurweite 0,75 m
Einfache und verstärkte Balkenbrücken .	$615 + 74\,l$	$370 + 55\,l$	$260 + 46\,l$
Verzahnte Träger als Hauptträger	$615 + 80\,l$	$370 + 65\,l$	$260 + 58\,l$
Verdübelte Träger als Hauptträger . . .	$615 + 70\,l$	$370 + 55\,l$	$260 + 48\,l$

b) Die Verkehrslasten.

α) *Die Verkehrslasten der Eisenbahnbrücken.* Die Brückenverordnung für die preußisch-hessischen Staatsbahnen vom 1. Mai 1903 schrieb vor:

Es ist ein Zug aus zwei Lokomotiven in ungünstigster Stellung mit einer unbeschränkten Zahl einseitig angehängter Güterwagen mit den in Abb. 3 angegebenen Radständen und Achsbelastungen anzunehmen.

Abb. 3. Lastenzug der preußischen Staatseisenbahnen (genannt Lastenzug A von 1903).

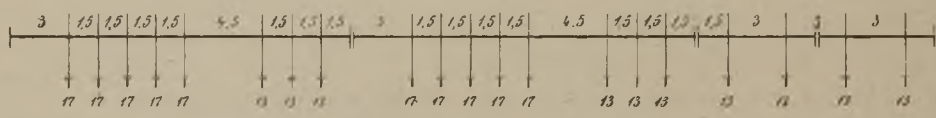
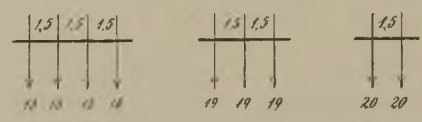


Abb. 4. Belastung für kleine Brücken, Quer- und Schwellenträger.



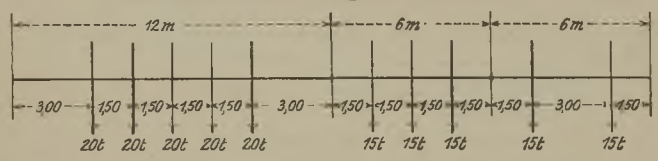
Bei Berechnung kleinerer Brücken, auf denen weniger als fünf Achsen Platz haben, sowie für Quer- und Schwellenträger sind, soweit sich dadurch größere Beanspruchungen ergeben, als durch die vorstehende Lokomotive, folgende Belastungen anzunehmen:

eine Achse mit 20 t Belastung oder
zwei Achsen mit je 20 t Belastung oder
drei Achsen mit je 19 t Belastung oder } (Abb. 4.)
vier Achsen mit je 18 t Belastung

Nimmt man das Gewicht der Lokomotive mit Tender gleichmäßig über ihre ganze Länge verteilt an, so erhält man als Belastung für das lauf. Meter Gleis 6,88 t, die Belastung durch Wagen zu 4,33 t bei der entsprechenden Annahme.

Für besonders starken Verkehr ist bei den preußisch-hessischen Staatsbahnen seit dem Jahre 1910 ein Lastenzug vorgeschrieben, sog. Lastenzug B von 1911 (Abb. 5), bei dem alle Lokomotivachsen mit 20 t, alle Tenderachsen mit 15 t belastet, die Abstände der Achsen wie in Abb. 3 sind. Neuerdings hat die deutsche Reichseisenbahn, die nach dem Weltkrieg aus den Staatseisenbahnen der Einzelstaaten gebildet wurde, eine weitere und zwar sehr wesentliche Erhöhung der Betriebslasten eingeführt, die der Berechnung der Eisenbahnbrücken zugrunde zu legen ist[1]). Außer den seitherigen Lokomotivgewichten sind insbesondere die Ladegewichte der Güterwagen nach diesen Vorschriften erheblich gesteigert worden. Um den Wagenumlauf günstiger zu gestalten und um gleichzeitig dem stetigen Mangel an Güterwagen in Deutschland abzuhelfen, beabsichtigt man, geschlossene Züge für Massengüter in sog. Großgüterwagen auf größere Entfernungen zwischen den Industriemittelpunkten einzuführen. Die Entwürfe in Deutschland für diese Groß-Güterwagen sehen

Abb. 5. Lastenzug »B« von 1911.



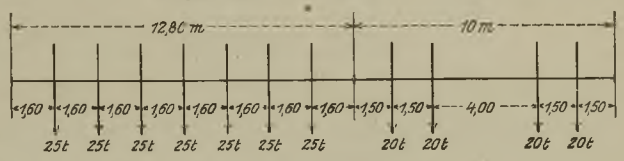
[1]) Vgl. Kommerell, »Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens«, Jahrg. 1922, Heft 1 und Dr.-Ing. Feindler, Zeitschrift »Tiefbau«, No. 25 vom 29. März 1922, sowie die amtliche Ausgabe der deutschen Reichsbahn: Vorschriften für Eisenbauwerke, Grundlagen für das Entwerfen und Berechnen eiserner Eisenbahnbrücken (vorläufige Fassung), Berlin 1922, Wilhelm Ernst u. Sohn.

Wagen von 10 m Länge und 80 t Gesamtgewicht vor. Da die erwähnten Großgüterzüge nur auf einer beschränkten Anzahl deutscher Eisenbahnstrecken verkehren, brauchen naturgemäß nur die in den betr. Strecken liegenden Brücken für die neuen starken Verkehrslasten berechnet zu werden. Es ist deshalb beabsichtigt, die Eisenbahnbrücken in drei Klassen einzuteilen und zwar:

1) für den Lastenzug N, d. h. für den schwersten zukünftigen Massenverkehr (N-Strecken)
2) » » » E, » » die schwersten jetzigen Betriebslastenzüge (E-Strecke)
3) » » » G, » » die leichtern der jetzigen Lastenzüge.

Die Lastenzüge N, E u. G sind aus den Abb. 6, 7 u. 8 ersichtlich.

Abb. 6. Lastenzug »N« aus zwei Tenderlokomotiven mit je 7 Achsen von je 25 t in 1,6 m Teilung und ein- oder beiderseitig angehängten Wagen mit 8,0 t lfd. m Achslast.



Bei Berechnung gewölbter Brücken rechnet man zweckmäßig mit gleichmäßig verteilter Verkehrslast; nimmt man an, daß die auf ein Gleis kommende Verkehrslast sich auf eine Breite von 4,0 m verteilt, so erhält man für die preussischen Belastungsvorschriften (für kleine Weiten sind die größern Achsen 20 t bis 18 t gerechnet) folgende Belastungen für ein Quadratmeter Grundfläche nach Abb. 3 u. 4:

Abb. 7. Lastenzug »E« aus zwei Lokomotiven mit je 6 Achsen zu 20 t und ein- oder beiderseitig angehängten Groß-Güterwagen mit 8,0 t/lfd. m Achslast.

Balastungslängen	4	5	6	8	10	12	15	20	30	40	Meter
Belastung für das Quadratmeter Grundfläche . . .	3,5	3,6	3,54	2,66	2,12	2,30	2,27	2,1	1,85	1,7	Tonnen

Bei den Belastungen durch die Lastenzüge N, E, G sind vorstehende Werte entsprechend höher.

Abb. 8. Lastenzug »G« aus zwei Tenderlokomotiven mit je 5 Achsen zu 18 t oder zwei Groß-Güterwagen (Abb. 6) mit ein- oder zweiseitig angehängten Güterwagen von den in Abb. 9 wiedergegebenen Abmessungen und Achslasten (4 t/m) oder eine Tenderlokomotive (Abb. 8), zwei einseitig angehängten Groß-Güterwagen (Abb. 6) und an diese anschließende Güterwagen (Abb. 9).

Abb. 8.

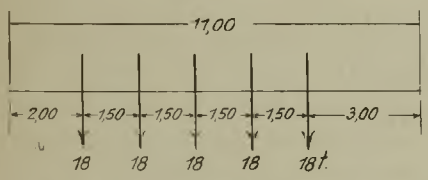


Abb. 9.

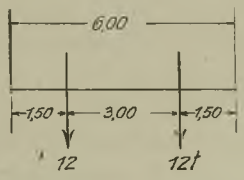
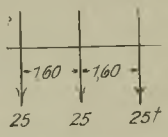


Abb. 10.



Die in der Fußnote auf S. 10 erwähnten amtlichen Vorschriften sind durch einen Erlaß des Reichsverkehrsministers vom 28. 3. 1923 ergänzt worden, aus dem hier nur eine Bestimmung erwähnt werden soll: »Um später den Verkehr einzelner N-Lokomotiven auch auf den E-Strecken zu ermöglichen, wird der Lastenzug E durch die Bestimmung ergänzt, daß kleinere Hauptträger und die Schwellen- und Querträger für 3 Achslasten von je 25 t mit 1,60 m Abstand zu berechnen sind (Abb. 10), soweit sich hierdurch größere Beanspruchungen ergeben als durch die Lokomotive des E-Lastenzugs.

Die Unregelmäßigkeit zwischen 10 m und 12 m hat ihren Grund darin, daß von $l = 12$ m an zwei Lokomotiven mit gegeneinandergekehrten Schornsteinen gerechnet sind. — Als Belastungslänge ist entweder die ganze Brückenweite oder die halbe Brückenweite einzuführen. Darüber ist zu vergleichen: § 13 unter c.

β) *Verkehrslasten der Straßenbrücken.* Mögliche Verkehrslasten sind:
Menschengedränge auf der ganzen Brücke oder einem Teile derselben;
schwerste auf der Brücke verkehrende Lastwagen;
eine Dampfwalze.

Abb. 11. Lastwagen für Straßen mit starkem Verkehr.

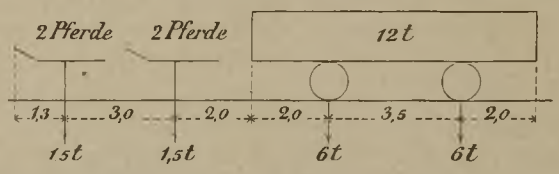


Abb. 12. Lastwagen für Straßen mit mittlerm Verkehr.

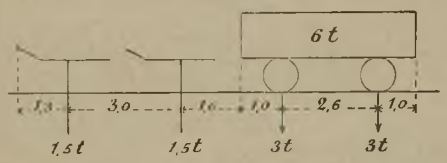
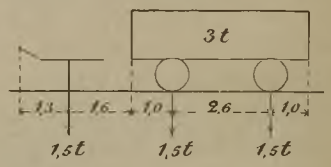


Abb. 13. Lastwagen für Straßen mit schwachem Verkehr (Wirtschaftswege).



Breite der Wagen = 2,2 m, Spurweite derselben = 1,4 m. Die Lasten sind Achslasten.

Abb. 14 u. 15. Dampfstraßenwalze.

Abb. 14. Vorderansicht.

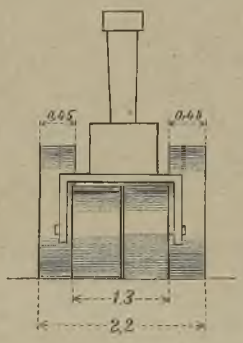
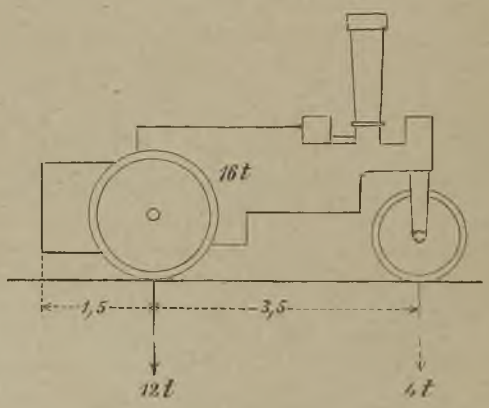


Abb. 15. Seitenansicht.



Je nach der Bedeutung der Straße, der die Brücke angehört, werden verschieden schwere Lastwagen angenommen. Es kann vorausgesetzt werden, daß sich gleichzeitig nur ein sehr schwerer Wagen auf der betr. Brückenöffnung befindet, außerdem aber an den nicht vom Lastwagen besetzten Stellen Menschengedränge, oder daß zwei Reihen mittelschwerer Wagen nebst Menschengedränge neben, vor und hinter den Wagen die Brückenöffnung belasten. Abb. 11, 12 und 13 führen Lastwagen vor, die den Berechnungen zugrunde gelegt werden können.

Die Belastung durch Menschengedränge kann angenommen werden:

Für die Berechnung der Hauptträger. . . . . = 400 kg/qm.

Für die Berechnung der Querträger, Fahrbahnteile, Fußwegkonsolen usw. . . . . = 560 kg/qm.

Die Dampfstraßenwalze kann 16 bis 22 t schwer angenommen werden (Abb. 14 u. 15).

Leider bestehen zurzeit in Deutschland noch keine einheitlichen Vorschriften für die Berechnung der Straßenbrücken. Wie bei den Eisenbahnbrücken wäre es sehr zweckmäßig auch die Straßenbrücken in verschiedene Klassen einzuteilen, z. B. Brücken für sehr schweren, schweren, mittlern und leichten Verkehr und hierfür einheitliche Berechnungsvorschriften zugrunde zu legen [1]).

Bei Straßenbrücken rechnet man häufig bequemer mit gleichförmig verteilten Belastungen, statt mit den wirklichen Wagenlasten. Nach ENGESSER kann man die Verkehrslast p für ein Quadratmeter Grundfläche bei einer Brücke von l Meter Stützweite setzen:

bei Stadtstraßenbrücken $p = \left(0{,}44 + \frac{1{,}4}{l_m}\right)$ Tonnen/qm,

bei Landstraßenbrücken $p = \left(0{,}36 + \frac{1{,}2}{l_m}\right)$ Tonnen/qm.

Gegen die Geländer der Brücken kann eine wagerechte Belastung von 100 kg für das laufende Meter ausgeübt werden, angreifend in 1—1,20 m Höhe über Fußwegoberkante.

c) Der Winddruck

ist bei belasteter Brücke mit 150 kg/qm, bei unbelasteter Brücke mit 250 kg/qm in Rechnung zu stellen. Bei einem Winddruck, der größer als 150 kg/qm ist, können Eisenbahnzüge nicht mehr verkehren, es braucht deshalb für belastete Brücken ein größerer Winddruck nicht angenommen zu werden. Das unbelastete Bauwerk muß aber auch dem größten Winddruck von 250 kg/qm sicher widerstehen.

Der auf der Windseite liegende Träger ist mit seiner vollen getroffenen Fläche in die Rechnung einzuführen, der oder die hinter diesem liegenden Träger nur mit einem Teil ihrer Ansichtsfläche; je größer die Öffnungen im ersten Träger sind, desto größer ist auch der Bruchteil der Ansichtsfläche des hintern Trägers, der als vom Winde getroffen anzunehmen ist. Im Mittel kann man die Hälfte annehmen.

Die Angriffsfläche des Eisenbahnzugs kann als ein Rechteck von 3,0 m Höhe eingeführt werden, dessen Höhe von Schienenoberkante aus gerechnet wird. Man bezeichnet die vom Winde getroffene Fläche der Nutzlast als das »Verkehrsband«. Bei Straßenbrücken wird das Verkehrsband 2,5 bis 3,0 m hoch von Fahrbahnoberkante aus angenommen.

d) Die Fliehkraft

ist hauptsächlich für Eisenbahnbrücken von Bedeutung, neuerdings aber auch für die Straßenbrücken, da die Motorwagen mit großer Geschwindigkeit fahren. Bei einem Gewicht G des in der Krümmung vom Halbmesser R mit der Geschwindigkeit v sich bewegenden Körpers ist die Fliehkraft $C = \frac{G}{9{,}81} \cdot \frac{v^2}{R}$ (G in Tonnen, v und R in Metern).

Es wird empfohlen, die Fliehkraft bei größern Eisenbahnbrücken (von mehr als 20 m Stützweite) als gleichmäßig über die Zuglänge verteilte wagerechte Kraft $= \frac{61}{R}$ Tonnen für das laufende Meter des Zuges einzuführen, außerdem aber am Kopfe des Zuges eine wagerechte Einzelkraft $= \frac{1800}{R}$ Tonnen anzunehmen.

---

[1]) Prof. Kayser: Vorschläge für einheitliche Belastungsannahmen und Beanspruchungen von Straßenbrücken in Deutschland, Deutsche Bauzeitung, Zementbeilage 1920, Heft 3.

Auf Straßenbrücken kann man bis auf weiteres das Leergewicht einer elektrischen Autodroschke[1]) zu 1800 kg, die Nutzlast mit 5 Personen von je 75 kg Gewicht, zu 375 kg annehmen. Dann ist $G \sim = 2200$ kg und $C = 220 \cdot \frac{v^2}{R}$.

Bei $v = 14$ m, entsprechend 50 Kilometer/Stunde, wird $C = \sim \frac{44000}{R}$.
Bei $R = 100$ 50 30 m
wird $C = 400$ 880 1470 kg.

e) Die Bremskräfte

wirken in der Richtung der Fahrbahn; bei kleinen und mittelgroßen Brücken berechnet man sie etwa zu $^1/_7$ des Zuggewichts, bei großen Brücken zu $^1/_7$ des Gewichts der Lokomotiven und Tender zuzüglich $^1/_3$ des Wagengewichts. Bei Straßenbrücken mit Kleinbahn- oder elektrischem Straßenbahnverkehr finden obige Angaben sinngemäße Anwendung.

f) Einfluß der Wärmeänderung.

Die Wärmeunterschiede erzeugen ebenfalls unter Umständen Spannungen in den Trägern. Die Grenzen sind in Deutschland etwa $+ 45^\circ$ C und $- 25^\circ$ C, d. h. im ganzen 70° C.

B. Die Steinbrücken.

§ 6. Einleitung und Allgemeines.

Als Stein- oder allgemeiner als massive Brücken bezeichnet man nach § 1 diejenigen Brücken, deren Überbau aus Mauerwerk hergestellt ist. Da das Mauerwerk sowohl aus natürlichen als auch aus künstlichen Steinen bestehen kann, rechnet man die Beton- und die Eisenbetonbrücken ebenfalls zu den Steinbrücken. Die einfachste und älteste Form der Steinbrücken sind die Plattenbrücken, die nur für geringe Spannweiten anwendbar und zweckmäßig sind. Zur Vergrößerung der Spannweite führte man die sog. Kragsteinbrücken aus, die den Übergang zu den gewölbten Brücken bilden, der fast ausschließlichen Anwendungsform der Steinbrücken. Der Gewölbebau reicht Jahrtausende zurück und war bereits den Ägyptern bekannt. Größere Verbreitung erfuhr er bei den Römern, die zahlreiche Strom- und Talbrücken, sowie Aquädukte erbauten mit Spannweiten bis zu 30 m. Eine Anzahl dieser zum Teil auch künstlerisch bedeutenden Bauwerke ist heute noch erhalten. Die konstruktive und wissenschaftliche Ausbildung der gewölbten Brücken wurde in den beiden letzten Jahrhunderten besonders in Frankreich und England gefördert. Die im Jahre 1834 vollendete Brücke über den Dee bei Chester (England) wies mit ihrem Kreissegmentbogen eine Spannweite von 61 m auf und war bis in die neuere Zeit die weitestgespannte Steinbrücke Europas. Durch die Verwendung des Betons und Eisensbetons zum Bau gewölbter Brücken, sowie durch Vervollkommnung der Rüstungen und maschinellen Hilfsmittel hat dieser Zweig des Brückenbaues in der neuesten Zeit einen großen Aufschwung genommen. Diese Fortschritte gestatteten nicht nur eine Vergrößerung der Spannweite, sondern auch eine Verringerung der Pfeilverhältnisse und der Wölbstärken. Als Beispiele, wie weit der Bau gewölbter Brücken jetzt gediehen ist, seien u. a. erwähnt die Brücke über die Petrusse in Luxemburg mit 72 m Kämpferweite und 84 m Abstand der Widerlager, sowie die Brücke über das Syratal bei Plauen im Vogtland mit 90 m Weite. Die 1902—1903 aus Schichtsteinmauerwerk in einzelnen Ringen erbaute Straßenbrücke über das Petrusse-Tal in Luxemburg mit ihrer Lichtweite von 84,65 m zwischen den Widerlagern (und einer Pfeilhöhe von 31 m vom Bogenanlauf bis zum Scheitel) war damals die größte Steinbrücke

[1]) Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1912, S. 271.

der Welt. Die aus Bruchsteinen in den Jahren 1903—1905 erbaute Syratal-Straßenbrücke ist jetzt noch die weitgespannteste Massivbrücke Deutschlands. Inzwischen sind aber in andern Ländern noch weitergespannte Bogenbrücken und zwar insbesondere aus Stampfbeton und Eisenbeton hergestellt worden, von denen nur folgende erwähnt seien: Die Gmündner Tobelbrücke bei Teuffen, Appenzell, Schweiz, aus Eisenbeton 1908 erbaut mit 79 m Spannweite, die Rockyflußbrücke in Cleveland, Amerika, aus Stampfbeton 1910 erbaut mit 85,4 m Spannweite, die Larimer-Avenuebrücke in Pittsburg, aus Eisenbeton (System Melan) erbaut 1913 mit 91,5 m Spannweite, die Graftonbrücke in Aukland, Neuseeland, aus Eisenbeton, 1907—1910 erbaut mit 96 m Spannweite, die Lotbrücke bei Villeneuve, Frankreich, aus Stampfbeton mit 98 m Spannweite, die Brücke der Wiedergeburt über den Tiber in Rom, aus Eisenbeton 1909/11 erbaut mit 100 m Spannweite, die Talbrücke bei Langwies, Strecke Chur-Arosa, Schweiz, 1914 aus Eisenbeton erbaut mit 100 m Spannweite.

Vorgenannte Brücken sind sämtlich Straßenbrücken, die Talbrücke bei Langwies nimmt außerdem eine elektrische Kleinbahn auf. Die größte Massivbrücke für eine normalspurige Eisenbahn dürfte zurzeit die im Jahre 1919 dem Verkehr übergebene Brücke über den Öreflu ß in Schweden sein mit 90,7 m Spannweite des mittlern Bogens und 44 m Scheitelhöhe über dem Mittelwasserspiegel.

Die größte Massivbrücke der Welt war bis vor kurzer Zeit die Eisenbetonbogenbrücke über den Mississippi in Mineapolis mit einer Spannweite des Mittelbogens von 122 m.

Die obenerwähnte Brücke über den Lot bei Villeneuve ist erbaut von dem französischen Ingenieur Freyssinet. Dieser hat eine Eisenbetonbogenbrücke für den Viadukt von Bernaud (Loire) entworfen von 171 m Spannweite, die 1914 begonnen und wegen des Krieges wieder eingestellt wurde. Der Bau wurde bis jetzt nicht wieder aufgenommen. Dagegen ist eine Brücke von 132 m Spannweite (Saint Pierre du Vouvray) von dem gleichen Ingenieur entworfen, inzwischen hergestellt worden, die zur Zeit die weitestgespannte Massivbrücke der Welt sein dürfte. Die beiden Tragrippen dieses Bauwerks bestehen aus Eisenbeton.

In Deutschland sind bis jetzt die beiden größten Eisenbetonbrücken die Isarbrücke bei Grünwald, erbaut 1904 mit 2 Öffnungen von je 70 m Spannweite und der Fußgängersteg über die Spree bei Treptow, erbaut 1917 aus umschnürten Gußeisenbeton von 76 m Spannweite. Im Entwurf bestehen bereits bedeutend weiter gespannte Eisenbetonbrücken als die oben erwähnten, z. B. die zweigleisige Eisenbahnbrücke über die Årstabucht bei Stockholm mit einer Lichtweite von 170 m und die Denkmalsbrücke über den Harlemfluß bei Neuyork (Eisenbahn- und Straßenbrücke) von 216 m Spannweite.

Die vorstehende kurze Zusammenstellung gibt ein deutliches Bild über die gewaltigen Fortschritte, die der Bau massiver Bogenbrücken in den beiden letzten Jahrzehnten gemacht hat. Diese Fortschritte wurden erzielt durch die weitere Ausbildung und Vertiefung der wissenschaftlichen Untersuchungsmethoden der Gewölbe in statischer Hinsicht, die Erforschung der Eigenschaften des Betons und Eisenbetons auf Grund zahlreicher Versuche und durch Verbesserungen in der konstruktiven Ausbildung der Lehrgerüste. Die beim Bau derart weitgespannter Gewölbe gemachten günstigen Erfahrungen lassen vermuten, daß der Massivbrückenbau in den nächsten Jahrzehnten noch bedeutend größere Spannweiten erreichen wird. Wesentlich ist hierbei die Verwendung eines ausgezeichneten Baumaterials, das sehr hohe Beanspruchungen aufnehmen kann, und eine möglichst große Herabminderung des Eigengewichts. Letzteres sucht man beispielsweise dadurch zu erreichen, daß man das tragende Gewölbe nicht auf die volle Brückenbreite durchführt, sondern es in zwei oder mehrere Gewölbestreifen oder Tragrippen auflöst und die Zwischenräume in der Fahrbahn mit einer Eisenbetonkonstruktion über-

spannt. Ein großer Teil der oben aufgeführten weitgespannten Gewölbe weist bereits diese Ausbildung auf [1]).

In neuerer Zeit ist es durch Verwendung des Eisenbetons auch gelungen, die Platten- und Balkenbrücken mit größern Stützweiten auszuführen. Diese Konstruktionen treten deshalb bei kleinen und mittlern Stützweiten infolge der geringern erforderlichen Bauhöhe und der kleinern Abmessungen der Pfeiler und Widerlager häufig mit den Wölbbrücken und insbesondere auch mit den eisernen Brücken erfolgreich in Wettbewerb.

So sind z. B. nach Kostenvergleichen, die Th. GESTESCHI über Eisen- und Eisenbetonbrücken anstellte, bis 20 m Stützweite die Eisenbetonbalkenbrücken billiger als Eisenbalkenbrücken. Beton- bzw. Eisenbetonbogenbrücken sind bei kleinen Spannweiten bis um $^1/_3$ billiger als eiserne Bogenbrücken. Erst bei Spannweiten von über 100 m stellen sich nach dem genannten Verfasser die Eisenbogenbrücken billiger als massive Bogenbrücken. Um bei Eisenbetonbalkenbrücken größere Stützweiten zu erreichen, hat man anstatt der vollwandigen Hauptträger das Tragsystem der letztern in ähnlicher Weise ausgebildet wie bei den eisernen Balkenbrücken, also als Fachwerke mit und ohne Diagonalen. Letzteres System ist von dem holländischen Professor VIERENDEEL eingeführt worden. Des weitern sind auch Bogenbrücken mit aufgehobenem Horizontalschub, d. h. mit Zugband ausgeführt worden, die in bezug auf die äußern Kräfte als Balkenbrücken zu betrachten sind. Die größte Eisenbetonbalkenbrücke ist zurzeit wohl der Fußgängersteg über den Bahnhof von La Louvière, der 1913 nach dem System Vierendeel erbaut wurde und eine Stützweite von 56 m aufweist.

§ 7. Die Baustoffe der steinernen Brücken.

Für die Herstellung und den Bestand der massiven Brücken sind vor allem die Eigenschaften der verwendeten Baustoffe maßgebend. Die Hauptbaustoffe sind die Bausteine und die Mörtel.

Die Bausteine müssen wetter- und frostbeständig sein und sich bei genügender Festigkeit gut bearbeiten lassen. Man unterscheidet natürliche und künstliche Bausteine. Von erstern eignen sich besonders als Baustoffe die bessern Sandsteine und die Kalksteine wegen ihrer Lagerhaftigkeit und guten Bearbeitungsfähigkeit bei der erforderlichen Festigkeit, während die Massengesteine (Granit, Syenit, Porphyr, Melaphyr) sich weniger gut eignen, da sie zwar sehr hart und beständig, jedoch schwer zu bearbeiten sind. Von künstlichen Steinen kommen hauptsächlich die Ziegel- oder Backsteine in Betracht. Das Mauerwerk kann aus regelrecht bearbeiteten Steinen (Quadern, Hausteinen) oder aus wenig oder gar nicht bearbeiteten Steinen (Bruchsteinen) hergestellt werden. Häufig verwendet man beide Arten gleichzeitig, indem Hausteine nur für die sichtbaren Flächen, im übrigen dagegen Bruchsteine benutzt werden (sog. gemischtes Mauerwerk).

Die Bindemittel, die Mörtel, sind für die Beschaffenheit des Mauerwerks von nicht geringerer Bedeutung als die Bausteine. Im Brückenbau kommen hauptsächlich hydraulische, d. h. auch unter Wasser erhärtende Bindemittel in Frage. Hydraulische Mörtel werden hergestellt mit hydraulischem Kalk, auch Mager- oder Wasserkalk genannt, natürlichem oder Romanzement, künstlichem oder Portlandzement, sowie aus Fett- oder Weißkalk mit hydraulischen Zuschlägen. Als solche kommen hauptsächlich Traß, seltener Puzzolane in Frage. Die Festigkeit und Frostbeständigkeit des Mörtels muß derjenigen der Bausteine angepaßt sein. Das Mischungsverhältnis, d. h. die Anzahl der Raumteile Sand, die auf einen Raumteil Bindemittel entfallen, bestimmt sich daraus, daß alle Zwischenräume des Sandes mit Bindemitteln ausgefüllt sein sollen. Der hydraulische

[1]) Vgl. hierzu den Aufsatz von Prof. SPANGENBERG: »Eisenbetonbogenbrücken für große Spannweiten«; Der Bauingenieur 1924, Heft 15 u. 16.

Kalkmörtel besteht aus 1 Raumteil hydraulischem Kalk und 2 bis 3 Raumteilen scharfem Sand. Der Portlandzementmörtel enthält: 1 RT. Zement auf 2 bis 5 RT. Sand. Zementmörtel mit 5 oder mehr Teilen Sand gewinnt an Festigkeit durch einen Zuschlag von Fettkalk oder Traß. Verlängerter Zementmörtel, magerer Kalkzementmörtel enthält 1 RT. Zement, 1 RT. Kalkteig und 6 bis 7 Teile Sand. Traß wird nicht nur dem Zementmörtel, sondern auch dem Kalkmörtel als Zuschlag beigegeben. Traßkalkmörtel erreicht indessen nicht die Druckfestigkeit des Traßzementmörtels, er ist jedoch wasserdichter und dabei billiger als letzterer.

Bei der Bereitung von Wasserkalkmörtel werden die Zusatzstoffe mit dem Kalkpulver in trocknem Zustand gut durchgearbeitet, worauf der Wasserzusatz erfolgt, nach welchem die Masse nochmals durchgearbeitet wird. Abgestandener Mörtel d. h. schon im Abbinden begriffener Mörtel darf nicht mehr verwendet werden. Als abgestanden sind anzusehen:

Verlängerter Traßkalkmörtel	6 Stunden	nach der Bereitung.
Traßmörtel und Kalkzementmörtel .	3 »	
Zementmörtel	$\frac{1}{2}$ »	

Beton ist eine Mischung des Bindemittels mit Sand und Kies oder Steinschlag. Die Bezeichnungen für Beton sind verschieden je nach Art des Bindemittels (Zementbeton, Traßbeton), des Zuschlagstoffs (Kies-, Schotter-, Bims-, Schlackenbeton) und der Herstellung (Stampfbeton, Schüttbeton, weicher, plastischer Beton und Gußbeton). Über die Herstellung der verschiedenen Betonsorten, z. B. erdfeuchter, weicher und flüssiger Beton, ist in den am Schluß dieses Paragraphen erwähnten amtlichen Bestimmungen das Nähere enthalten. Unter Schüttbeton versteht man gewöhnlich den unter Wasser mittels Trichtern, Kübeln u. dgl. einzubringenden Beton. Indessen ist beim Eisenbeton unter »schütten« auch die Herstellung des im trocknen einzubringenden weichen Betons im Sprachgebrauch. Die Verwendung von Gußbeton ist im letzten Jahrzehnt insbesondere in Amerika sehr stark in Aufnahme gekommen und wurde in den letzten Jahren auch in Deutschland mehrfach verwendet. Es hat den Anschein, als ob sich der Gußbeton infolge der nunmehr auch in Deutschland eingetretenen hohen Arbeitslöhne und seiner sonstigen Vorzüge, die im Gegensatz zum Stampfbeton insbesondere darin bestehen, daß ein einheitlicher Baukörper ohne Stampffugen erzielt wird, auch bei uns bald das Feld erobern wollte. Der Gußbeton wird in zähflüssiger Form hergestellt, alsdann mittels Aufzügen in sog. Gießtürmen oder durch Krane hochgehoben, so daß er dann in Rinnen- oder Röhrensystemen vermöge seiner Schwerkraft im Gefälle von 25—30° seiner Verwendungsstelle zufließen kann.

Neuerdings ist ein weiteres Verfahren für die Herstellung, d. h. Mischen und Einbringen des Betons in Anwendung gekommen, das sog. Betonspritzverfahren. Hierbei wird der Beton mittels Preßluft unter Zuhilfenahme von Gummischläuchen an seine Verwendungsstelle an- bzw. aufgespritzt. Man bezeichnet dieses Verfahren auch nach dem dabei verwendeten Apparat, dem sog. Tektor mit dem abgekürzten Namen »Torkretverfahren«. Nach diesem Verfahren kann ein äußerst dichter, hochwertiger Beton hergestellt werden. Es eignet sich deshalb in erster Linie zur Herstellung von wasserdichten Zementmörtelüberzügen, zu Verputzarbeiten (weil kostspielige Gerüste entbehrlich werden), zum Ausspritzen von Rissen an bestehenden Bauwerken usw. Ein weiteres neuerdings in Aufnahme gekommenes Betonspritzverfahren ist die sog. »Kraftbauweise«.

Während beim Torkretverfahren das Wasser erst bei dem Austritt des Betongemisches aus der Spritzdüse zugesetzt wird, erfolgt bei der Kraftbauweise der Wasserzusatz bereits vor dem Eintritt des Betongemisches in den Spritzschlauch. Beide Verfahren eignen sich auch zum Einhüllen von Eisenkonstruktionen in Zementmörtel als Rostschutz.

In weitaus den meisten Fällen kommt als Bindemittel für den Beton im Brückenbau Portlandzement in Frage. In einzelnen Fällen können dem Zement weitere Binde-

POLITECHNIKA ŚLĄSKA BIBLIOTEKA GŁÓWNA
BIBLIOTEKA POLITECHNIKI ŚLĄSKIEJ

mittel beigefügt werden und zwar in erster Linie Kalk und Traß. Durch diese Zuschläge wird eine Kostenverringerung und andrerseits eine größere Wasserdichtigkeit des Betons erzielt, welch letztere für manche Zwecke erwünscht ist. Außer dem reinen Portlandzement werden seit etwas mehr als 10 Jahren in Deutschland noch weitere Zementsorten hergestellt wie z. B. Eisenportlandzement, der etwa 30 % Hochofenschlacke enthält und dem reinen Portlandzement in bezug auf seine Verwendung gleichgestellt ist, ferner Hochofenzement, der zum größern Teil aus basischer Hochofenschlacke besteht (höchstens aber 85 %), ferner Erzzement und sonstige Zemente für spezielle Zwecke.

In neuerer Zeit wird in Frankreich ein hochwertiger Zement sog. Schmelzzement oder Al-Zement hergestellt und zwar auf elektrolytischem Wege, der bereits nach wenigen Tagen eine außerordentlich hohe Festigkeit des Betons erzeugt. Dem höheren Preis dieses Zements stehen wesentliche Vorteile (Bauzeit-, Schalungskostenersparnis usw.) gegenüber. Die Erfahrungen mit diesem Zement sind noch nicht abgeschlossen. Die deutschen Fabriken erzeugen neuerdings (insbesondere durch feinere Mahlung) ebenfalls einen Zement, der höhere Festigkeiten aufweist als gewöhnlicher Portlandzement. Der Portlandzement muß bestimmten Bedingungen genügen, für die in den meisten Kulturstaaten einheitliche Vorschriften bestehen. Der zur Verwendung gelangende Sand und Kies muß scharfkantig und von lehmigen und pflanzlichen Bestandteilen und sonstigen Verunreinigungen frei sein. Sämtliche Hohlräume des Kieses müssen mit Mörtel gut ausgefüllt sein, wodurch sich die Größe des Sandzusatzes bestimmt. Die Mischung geschieht nach Raumteilen, besser aber nach Gewichtsteilen, wenigstens was den Zement anlangt, weil die Volumgewichte der verschiedenen Bestandteile, hauptsächlich dasjenige des Zements, stark schwanken. Die zur Herstellung von Gewölben aus Stampfbeton zweckmäßige Mischung besteht aus 1 Teil Portlandzement, 2 bis 5 Teilen Kiessand und 3 bis 6 Teilen Kiessteinen oder Steinschlag. Letzterer besteht aus Granit- oder Basaltschotter oder einem andern geeigneten Steinmaterial. Die Korngröße des Kiessandes beträgt hierbei gewöhnlich bis 7 mm, die der Kiessteine oder des Steinschlags 7—25 mm. Nur bei größern Mauerstärken sind Korngrößen der Zuschläge über 25 mm zweckmäßig. Bei Eisenbetongewölben ist das Mischungsverhältnis in der Regel besser als bei Gewölben aus Stampfbeton. Z. B. 1 : 4 bis 1 : 6, wobei 4 bzw. 6 die Menge der Zuschläge Sand und Kies oder dgl. bedeutet. Die Festigkeit des Betons ist abhängig von dem Mischungsverhältnis, der Art der Anfertigung, der Erhärtungsdauer und dem zur Herstellung der Mischung erforderlichen Wasserzusatz. Zur Bereitung des Betons benutzt man im allgemeinen nur langsam bindenden Zement. Schnellbindender Zement darf nur in äußersten Fällen Verwendung finden, z. B. für die Herstellung der Fundamente bei großem Wasserandrang. Über die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Bauten aus Stampfbeton hat der deutsche Betonverein besondere Leitsätze aufgestellt (1908). Inzwischen haben auch die verschiedenen Einzelstaaten Deutschlands amtliche Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Beton herausgegeben. Die neuesten hierauf bezüglichen Bestimmungen des preußischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten sind am 13. Januar 1916 erlassen und im Buchhandel erhältlich (5. Aufl. Berlin 1921, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn). Weitere Angaben über die Bereitung, Verarbeitung und die sonstigen Eigenschaften des Betons finden sich in § 8, e und f. Es ist üblich, bei dem Mauerwerk massiver Brücken mit 10facher Sicherheit zu rechnen, d. h. die wirklich auftretende Beanspruchung darf $\frac{1}{10}$ der Druckfestigkeit des betr. Baustoffs und des Mörtels nicht überschreiten. Bei größern Gewölben, die unter Berücksichtigung der ungünstigsten Belastungsverhältnisse berechnet sind, kann man den Sicherheitsgrad entsprechend verringern. Zugspannungen sucht man im Mauerwerk, falls keine Eiseneinlagen angeordnet werden, möglichst zu vermeiden.

In nachstehender Tabelle sind die zulässigen Beanspruchungen und die spezifischen Gewichte der Baustoffe massiver Brücken zusammengestellt.

Tabelle II. Zulässige Beanspruchungen und spezifische Gewichte der Baustoffe massiver Brücken.

Baustoff	Druckfestigkeit in kg/qcm	zulässige Beanspruchung in kg/qcm auf				spez. Gewicht	Bemerkungen
		Druck (k_d)	Zug (k_z)	Schub k_s)	Biegung) k_b)		
Basalt	1000—3000	50—100	nach Versuchen von BAUSCHINGER kann man setzen: $k_z = \frac{1}{36} k_d$	nach Versuchen von BAUSCHINGER kann man setzen: $k_s = \frac{1}{15} k_d$	nach Versuchen von BAUSCHINGER kann man setzen: $k_b = \frac{1}{6} k_d$	2,7—3,2	k_d gewöhnlich = 75
Granit	800—2000	40—80				2,50—3,0	k_d gewöhnlich = 45
Basaltlava . . .	800	40				2,8—3,0	—
Kalkstein	400—1000	20—50				2,2—2,5	k_d gewöhnlich = 25
Sandstein	300—1800	15—30					k_d gewöhnlich = 10
Bestes Klinkermauerwerk in Zementmörtel	—	14—20	2,00			1,6—2,00	—
Ziegelmauerwerk in Zementmörtel	140	14	1,4			1,5—1,7	k_d gewöhnlich = 12
Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel	70	7	0,7			1,5—1,7	—
Zementbeton Mischung 1:3 bis 1:4	200—350	20—35	2,0	4,5	40	2,2	—
Mischung 1:2,5:5	140—250	14—25	1,5	3,0		2,2	—
Mischung 1:4:8	100	10	1,0	2,0		2,0	—
Rammpfähle:	Belastung eines Pfahles von 25 bis 35 cm mittlerm Durchmesser 10—20 t je nach Rammtiefe und Bodenart						—
Guter Baugruud:	2,5 kg/qcm; bei größerer Tiefe bis 5 kg/qcm						—

§ 8. Die Herstellung der Steinbrücken.

Je nach der Art des verwendeten Baustoffs unterscheidet man bei den Stein- oder massiven Brücken:

I. Gewölbte Brücken:

a) Hausteingewölbe, b) Bruchsteingewölbe. c) Gewölbe aus gemischtem Mauerwerk, d) Backsteingewölbe, e) Betongewölbe, f) Betongewölbe mit Eiseneinlagen.

II. Platten- und Balkenbrücken:

a) aus Stein, b) aus Beton, c) aus Eisenbeton.

I. Gewölbte Brücken.

a) Die Hausteingewölbe

erhalten radiale ebene Fugen. Bei kleinen Wölbstärken greifen die Steine ganz durch, bei größern besteht das Gewölbe aus mehreren im Verband hergestellten Steinlagen. Die Stoßfugen der einzelnen Wölbschichten wechseln ab. Um ein Absplittern der Kanten zu verhüten, werden die Lagerflächen der einzelnen Werkstücke oft mit sog.

Druckschlägen versehen. Beim Hausteingewölbe können ganze Schichten von Läufern mit ganzen Schichten von Bindern abwechseln, oder Läufer und Binder in einer und derselben Schicht vorkommen. Die Läufer verbinden das Mauerwerk in der Längsrichtung, die Binder in der Querrichtung. Der stärkste Querverband ergibt sich, wenn in einer Schicht Läufer und Binder stets abwechseln, jedoch genügt es, wenn die Binderflächen wenigstens $\frac{1}{4}$ der Stirnfläche einnehmen. In der Regel enthalten die Sichtflächen $\frac{1}{3}$ Binder und $\frac{2}{3}$ Läufer. Im übrigen werden die Hausteingewölbe nach den hier als bekannt anzunehmenden Regeln des Steinverbands[1]) hergestellt.

Besonders zu besprechen ist der Steinschnitt bei Gewölben mit sog. Kuhhörnern. Kuhhörner sind trichterförmige Erweiterungen des Gewölbes nach den Stirnen zu. Sie werden angeordnet, wenn die Kämpfer der Gewölbe tiefer als das Hochwasser liegen,

Abb. 16 bis 18. Kuhhorn.

Abb. 16. Ansicht. Abb. 17. Querschnitt.

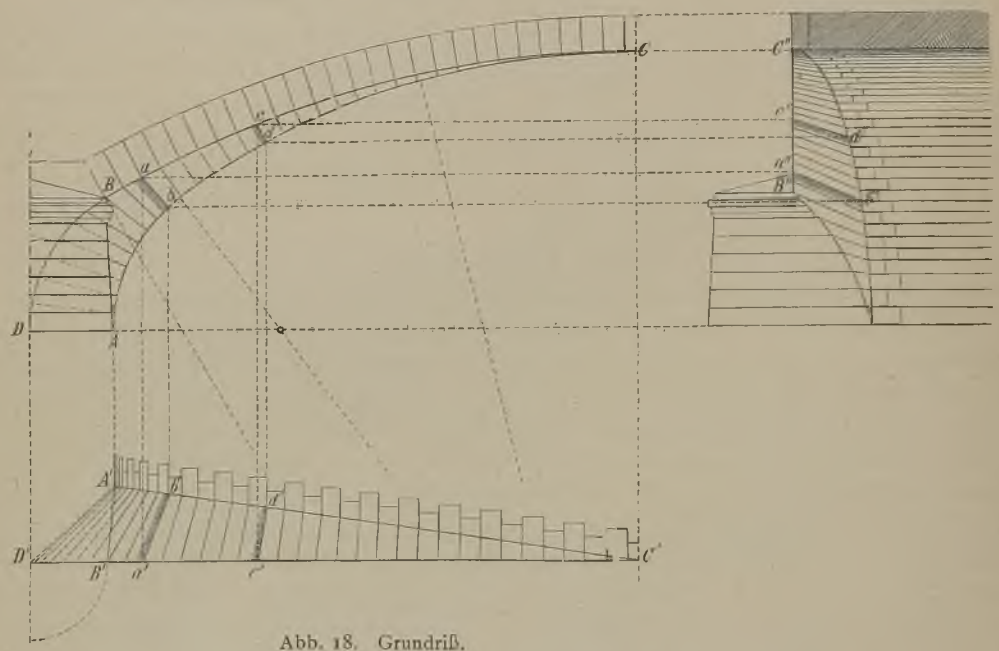


Abb. 18. Grundriß.

damit die Brückenöffnung ohne nachteiligen Stau durchströmt werden kann; weil bei der Anordnung der Kuhhörner die Einleitung des Wassers oder etwaiger treibender Gegenstände bei Hochwasser in und durch die Brückenöffnung günstiger ist. An den Stirnen liegen hier die Kämpfer höher als in dem mittlern Teile des Gewölbes. Abb. 16 bis 18[2]) zeigen ein Kuhhorn in Ansicht, Grundriß und Querschnitt des Gewölbes. Das eigentliche Gewölbe ist nach einem Korbbogen AC, die Stirn nach einem Stichbogen BC geformt. Man teilt den Stirnbogen im Aufriß in eine ungerade Zahl von Teilen (wegen des Schlußsteins), zieht die Lagerfugen des Stirnbogens senkrecht zur innern Leibung und von den Teilpunkten auf dem Bogen BC aus Linien senkrecht zum Korbbogen AC im Aufriß. Nunmehr wird im Grundriß die Lage $A'C'$ der Linie angenommen, in der

[1]) Ausführliches über »Steinverband« und »Gewölbe« findet sich im »Lehrbuch des Hochbaues«, herausgegeben von Esselborn, I. Band, 3.—8. Auflage, Leipzig 1923.

[2]) Die Abb. 16 bis 18 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., II. Teil, Bd. I, S. 216, entnommen.

sich die Abschrägung und das eigentliche Gewölbe schneiden sollen; die zugehörigen Punkte *ab*, *a'b'*, *cd*, *c'd'* werden aus dem Aufriß in den Grundriß übertragen, und man erhält so die Fugen für den abgeschrägten Teil. Abb. 17 zeigt diese auch in den Gewölbequerschnitt übertragen.

Die Werksteine werden bis zu einem Winkel der Lagerfläche von etwa 30° gegen die Wagerechte in vollem Mörtelbett, von da an neuerdings zunächst trocken versetzt, wobei man in die Lagerfugen zwischen den Wölbsteinen kurze Holzkeile an der innern und äußern Leibung einlegt. In die Fugen wird dann der möglichst trockne Mörtel mit schmalen Stampfeisen eingestoßen. Nach dem Ausstampfen der Fugen werden die Holzkeile entfernt und die Löcher mit Mörtel ausgefüllt. In Frankreich verwendet man die Kuhhörner häufig, dagegen in Deutschland seltener. Ein Beispiel für die Anwendung der Kuhhörner aus neuerer Zeit ist die Straßenbrücke über die Ruhr in Mülheim.

Die Abb. 67 bis 69 zeigen ein Beispiel eines Hausteingewölbes.

b) Die Bruchsteingewölbe.

Zur Herstellung der Bruchsteingewölbe werden in der Regel lagerhafte Bruchsteine verwendet, so daß im Verband gemauert werden kann. Die Steine dürfen nicht aus schiefrigen, lebrigen Schichten genommen, nicht bruchfeucht verwendet und müssen stets auf ihre natürliche Lagerfläche verlegt werden. Bei kleinern Gewölben bis 30 cm und großern Gewölben bis 40 cm Stärke werden gewöhnlich nur Durchbinder verwendet. Bei großern Stärken wechseln Läufer und Binder ab. Die Stoßfugen greifen wenigstens 15 cm winkelrecht zur innern Leibung in das Gewölbe ein und sind, ebenso wie die Lagerfugen, meistens 10 mm stark. Bei großern Stärken werden die Gewölbe oft mit Schichtsteinen verkleidet. Diese sind in der Leibung mindestens 15 cm stark und nicht über 90 cm lang. Die Stoßfugen sind um wenigstens 10 cm zu versetzen. Alle Lagerfugen müssen beim Versetzen mit Zementmörtel ausgegossen werden. Die Breite der Läufer soll das einundeinhalbfache (min. 30 cm), ihre Länge das zwei- bis dreifache der Schichthöhe (min. 40 cm) betragen. Die Einbandtiefe der Binder ist gleich der zweiundeinhalbfachen Schichthöhe (min. 45 cm). Billiger ist die Ausführung ohne Verband. Hierbei können die Bruchsteine entweder zuerst trocken versetzt und die Zwischenräume erst nachträglich mit Mörtel vergossen werden, oder die Ausführung wird wie bei den Brücken aus lagerhaften Bruchsteinen vorgenommen. Die Bauweise, die Bruchsteine ohne Verband sofort in ein starkes Mörtelbett zu versetzen, wird von der Firma LIEBOLD in Holzminden bei ihren sog. Zement-Bruchsteinbrücken ausgeführt.

c) Gewölbe aus gemischtem Mauerwerk.

Vielfach stellt man die Gewölbe nicht auf ihre ganze Tiefe aus demselben Baustoff her, sondern man verkleidet die Gewölbestirnen wegen des bessern Aussehens und zum großern Schutze gegen Witterungseinflüsse mit Quadermauerwerk, während die übrigen Teile aus einem billigern Baustoff, wie z. B. Bruchstein, Ziegeln oder Beton, bestehen (vgl. Abb. 73 u. 86). Oft erstreckt sich diese Verblendung mit Hausteinen auch auf die Gewölbeleibung oder wenigstens auf je eine oder zwei durchgehende Quaderschichten im Scheitel und in den Kämpfern des Gewölbes, was sich zur bessern Druckverteilung sehr empfiehlt. Auf einen Verkleidungsquader dürfen höchstens zwei Mauerschichten kommen. Dies gilt auch für eine etwaige Verblendung der Stirnmauern, Pfeiler und Widerlager.

d) Gewölbe aus Backsteinen oder Ziegelmauerwerk

werden bei kleinen Spannweiten im Verband, bei größerer Wölbstärke aus einzelnen Ringen hergestellt, die zweckmäßig an einzelnen Stellen durch Binder verbunden werden.

Man verwendet fast ausschließlich gewöhnliche Ziegel, so daß die keilförmigen Radialfugen durch Mörtel ausgeglichen werden (Abb. 58). Die Sichtflächen werden oft durch Klinker verblendet. Eine Verstärkung des tragenden Bogens nach den Kämpfern zu kann bei Ziegelgewölben nur sprungweise um einen halben oder (seltener) um einen Stein erfolgen. Alle Steine müssen vor dem Vermauern in Wasser getaucht oder benetzt werden, damit sie dem Mörtel nicht seine Feuchtigkeit entziehen. Der Fugenverstrich soll in der Regel während der Aufmauerung stattfinden. Die Fugen sind nach dem Ausrüsten 3 cm tief sorgfältig auszukratzen, von Mörtel zu reinigen, anzunässen und mit Zementsandmörtel sauber zu fugen.

e) Betongewölbe.

Die Betonbrücken haben in der neuern Zeit die ausgedehnteste Anwendung gefunden. Man stellt hierbei nicht nur das eigentliche Gewölbe, sondern meistens auch

Abb. 19. Unterführung des Klettenbergwegs in Köln.

die Stirnmauern, Pfeiler, Widerlager und Flügel aus Beton her. Die Sichtflächen werden des öftern mit Mauerwerk verkleidet oder mit Zementmörtel verputzt. Da es indessen schwierig ist, einen dauerhaften, rißfreien Zementputz herzustellen, sieht man neuerdings oft ganz von einem solchen ab, so daß sich der Beton, dessen Ansichtsfläche man zu diesem Zweck ähnlich wie die von Werksteinen behandelt, in seiner natürlichen Farbe und Zusammensetzung zeigt, vgl. Abb. 19, eine Ausführung der Firma DYCKERHOFF & WIDMANN A.-G. in Biebrich a/R. Um den Außenflächen einen bessern Schutz gegen Witterungseinflüsse zu geben, verkleidet man diese Flächen in jüngerer Zeit sehr häufig mit einem sog. »Vorsatzbeton«. Es ist dies eine Betonschicht von etwa 3 bis 6 cm Stärke und fetterer Mischung, die mittels einer besondern Zwischenschalung aus dünnem Blech gleichzeitig mit dem übrigen Beton eingestampft wird. Mit dem Fortschritt der Betonage wird das Blech hochgezogen, so daß sich der Vorsetzbeton innig mit dem übrigen Beton verbinden kann.

Das Mischungsverhältnis der verschiedenen Teile einer Betonbrücke ist je nach den auftretenden Beanspruchungen verschieden. Mit größer werdendem Drucke wird auch der Zementzusatz größer (Abb. 29 u. 87). Das Mischen geschieht von Hand oder besser

mit Maschinen. Der Zement wird zuerst mit dem Sande durch mehrmaliges Umschaufeln trocken gemischt. Hierauf erfolgt unter gleichzeitigem weitern Mischen Wasserzusatz mittels der Brause, bis die Masse gleichmäßig feucht (erdfeucht) ist; dann erst wird der Kies oder Steinschlag mit dem fertigen Mörtel gemengt. Bei der Maschinenmischung werden in der Regel sämtliche Bestandteile gleichzeitig durchgearbeitet.

Das Aufbringen des Gewölbebetons geschieht auf saubere Schalung, deren Stärke sich nach dem Binderabstand des Lehrgerüsts und der Wölbstärke bemißt, hierüber vgl. den Abschnitt § 16 Lehr- und Transportgerüste. Die Herstellung des Gewölbes erfolgt in einzelnen Abschnitten, die durch die Stirnverschalungen und je zwei seitliche Brettertafeln im Abstand von 1 bis 1,5 m begrenzt werden. Bei größern Spannweiten wählt man die Breite dieser Abschnitte (Lamellen) auch größer als 1,50 m. Der Beton wird in einzelnen Lagen von 10 bis 20 cm Stärke eingebracht und senkrecht zur Leibung gestampft. Zum Stampfen des Betons verwendet man quadratische oder rechteckige Stampfer aus Eisen oder Holz von 10 bis 16 cm Seitenlänge und 10 bis 17 kg Gewicht. Allzulanges Stampfen stört das ruhige Abbinden des Betons und ist somit schädlich. Der Rauminhalt des Betons verringert sich beim Stampfen um etwa 15—25 %. Es darf nie mehr Beton zubereitet werden, als an einem Arbeitstag verwendet werden kann. Sehr zweckmäßig ist, während der Bauausführung aus dem zu verarbeitenden Beton Probekörper (Druckwürfel von 20 oder 30 cm Seitenlänge) herzustellen, damit deren Prüfung Aufschluß über die Festigkeit des Betons gibt. Die ganze Wölbarbeit ist möglichst zu beschleunigen und ohne größere Unterbrechungen durchzuführen.

Die Ausführung des Gewölbes geschieht tunlichst symmetrisch, damit das Lehrgerüst möglichst gleichmäßig beansprucht wird. Geht man bei der Herstellung des Gewölbes von den Kämpfern aus, so wird das Lehrgerüst, damit es im Scheitel nicht in die Höhe geht, daselbst zweckmäßig künstlich belastet. Betonbrücken sind nach der Herstellung, während trocknen Wetters, mindestens 8 Tage lang feucht zu halten, damit keine Haarrisse durch Verdunstung des im Beton gebundenen Wassers und durch Schwindspannungen entstehen. Die Zeit, nach der das fertig betonierte Gewölbe ausgerüstet werden kann, ist abhängig von der Witterung, der Stützweite und dem Eigengewicht.

Die Stirn- und Flügelmauern, Pfeiler und Widerlager werden ebenfalls zwischen Schalungen von 2,5 bis 5 cm Stärke hergestellt und zwar in 15 bis 20 cm hohen Schichten. Falls letztere wegen ihrer großen Ausdehnung nicht in einem Guß hergestellt werden können, so sind schräge Anschlüsse oder Verzahnungen zu machen, die rauh gelassen werden, damit der später aufzubringende Beton besser haftet. Besser als Verzahnungen, die leicht zu schrägen Rissen Anlaß geben, haben sich senkrechte Abschlüsse bewährt.

Neuerdings hat man Betongewölbe auch derart hergestellt, daß man in gleicher Weise wie bei Steinquadergewölben zunächst einzelne Betonquader oder Betonblöcke anfertigt, diese erst nach dem Erhärten auf das Lehrgerüst brachte und daselbst wie Steinquader versetzte. Die Fugen werden alsdann mit möglichst trockenem Mörtel ausgestampft. Dieses Verfahren hat den Vorteil, daß man die Quadern in der Richtung der spätern Drucklinie stampfen kann, was beim Herstellen des Betons auf dem Lehrgerüst nicht der Fall ist.

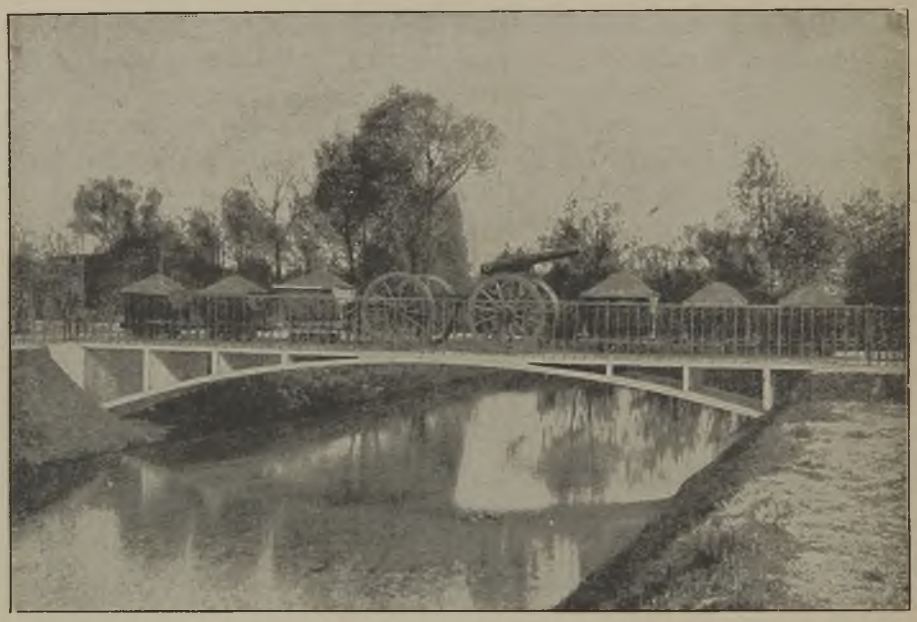
f) Betongewölbe mit Eiseneinlagen.

Die Eisenbetonbauweise hat in ihrer Anwendung auf die Herstellung gewölbter Brücken trotz der verhältnismäßigen Kürze ihres Bestehens (seit etwa 30 Jahren) eine äußerst umfang- und erfolgreiche Anwendung gefunden. Sie ermöglicht eine Verringerung der Wölbstärken (Abb. 20 bis 25), des Eigengewichts und in den meisten Fällen

auch der Baukosten bei gleichzeitiger Erhöhung der Standsicherheit. Der günstige Umstand, daß der Zementbeton nahezu die gleiche Ausdehnung besitzt, wie Eisen, bewirkt, daß diese beiden Baustoffe einheitliche Konstruktionen ergeben, bei denen der Beton die Druckspannungen überträgt, während die Eiseneinlagen die Zugspannungen aufnehmen oder auch an der Druckübertragung des Betons zur Verringerung von dessen Beanspruchungen teilnehmen.

Die Herstellung der Eisenbetongewölbe geschieht in ähnlicher Weise, wie diejenige der reinen Betonbrücken. Bei erstern ist die Betonmischung fetter, d. h. der Zementzusatz größer als bei letztern. Der Zement wird gewöhnlich sofort mit Kiessand und nicht, wie es häufig beim reinen Stampfbetongewölbe geschieht, zuerst mit Sand und dann mit Kies gemengt. Die in Anwendung kommenden Mischungsverhält-

Abb. 20. Straßenbrücke in Ingolstadt (Wayss & Freytag A.-G.) Spannweite 15,50 m, Scheitelstärke 7 cm, Querwände aus Eisenbeton 7 cm stark, Fahrbahntafel aus Eisenbeton 7 cm stark.



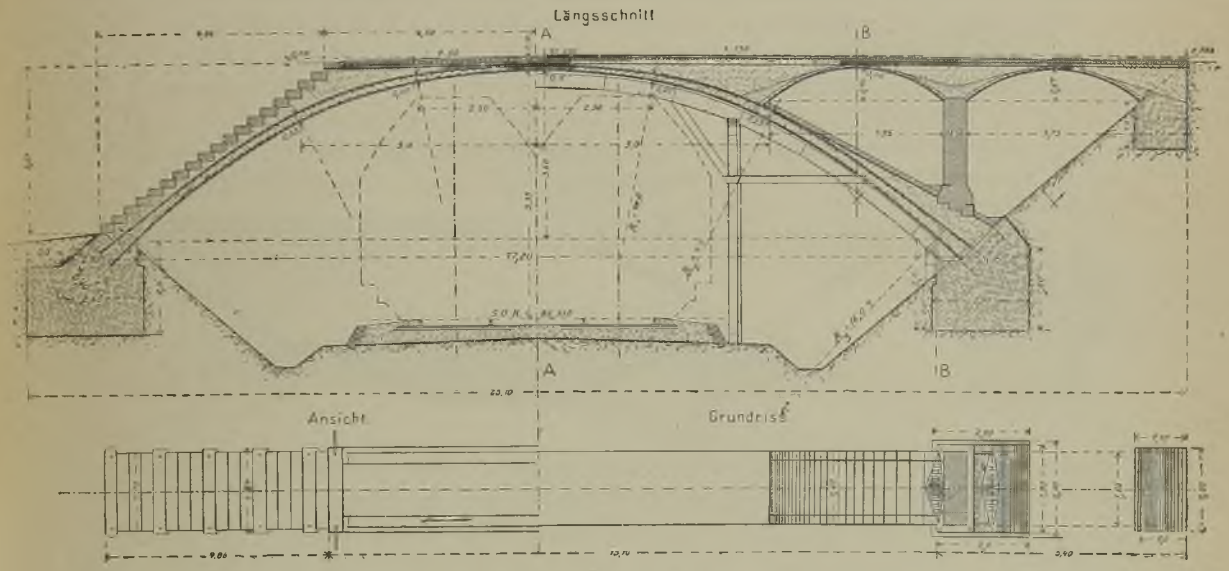
nisse sind: 1 Teil Zement auf 3 bis 6 Teile Kiessand. Letzterer besteht aus 3 Teilen Sand von 0 bis 5 mm Korngröße und 2 Teilen Kies von 5 bis 20 mm Korngröße. Die Korngröße der Zuschlagsstoffe (Kies, Splitt u. dgl.) ist also beim Eisenbeton wegen dessen geringerer Stärke entsprechend kleiner als beim Stampfbeton. Der Wasserzusatz wird im allgemeinen etwas reichlicher bemessen als bei den Betonbrücken ohne Eiseneinlagen. Es entsteht dann im Gegensatz zum erdfeuchten Beton der sog. »weiche« oder plastische Beton, der zwar nicht ganz die große Festigkeit des erstern erreicht, jedoch für die Konstruktion eine größere Sicherheit bietet, da die Eiseneinlagen besser vom Beton umhüllt werden.

Im übrigen gelten für die Herstellung der Eisenbetongewölbe dieselben Regeln wie bei den Stampfbetonbrücken. Zur Vergrößerung der Haftfestigkeit und zur Sicherung gegen Rost ist es zweckmäßig, die Eiseneinlagen kurz vor dem Betonieren mit Zementbrühe anzustreichen. Doch bildet auch der Beton selbst, falls er nicht zu mager ist, ein gutes Rostschutzmittel für das Eisen, weshalb man auf Grund der gemachten Erfahrungen neuerdings von einem Anstreichen der Eiseneinlagen mit Zementbrühe vollständig absieht. Das zu verwendende Eisen ist in der Regel schweißbares Flußeisen.

Zur Ermittlung der Festigkeits- und Elastizitätsverhältnisse sind bereits zahlreiche Versuche angestellt worden, die in manchen Punkten, hauptsächlich hinsichtlich der Haftfestigkeit und des Gleitwiderstands des Eisens im Beton noch nicht zum vollen Abschluß gekommen sind.

Von wesentlichem Einfluß auf die Haftfestigkeit, sowie auf die Festigkeit des Betons überhaupt ist der Wasserzusatz, der gewöhnlich etwa 14°/₀ beträgt. Die Festigkeit des Betons nimmt mit der magern Mischung und dem größern Wasserzusatz ab. Versuche haben gezeigt, daß Eisen und Beton nur dann richtig zusammenwirken, wenn der Eisenquerschnitt oder die Armierung wenigstens 0,8°/₀ des Betonquerschnitts beträgt. Über die Berechnung der Eisenbetonkonstruktionen ist in § 12 unter 6 das Nähere gesagt. Für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten hat der deutsche Betonverein und neuerdings auch das preußische Ministerium der öffentlichen Arbeiten

Abb. 21 u. 22. Fußwegüberführung auf der Eisenbahnlinie Koblenz-Trier (HELF & HEINEMANN, Köln).



Bestimmungen herausgegeben[1]). Ferner haben in Deutschland derartige Vorschriften erlassen: die Eisenbahndirektion in Berlin für ihren Bezirk und die Generaldirektion der königlich württembergischen Staatseisenbahnen. Die Berechnungsgrundlagen sind bei den genannten Vorschriften sämtlich die gleichen; ebenso ist bei allen Eisenbetonkonstruktionen derselbe leitende Gesichtspunkt, die Zugspannungen durch Eiseneinlagen aufzunehmen; was das eigentliche Wesen des Eisenbetons anlangt, so kann man folglich nicht von verschiedenen Systemen sprechen.

Bei der Entwicklungsgeschichte der Eisenbetonbauweise kann man jedoch, je nach Gestalt und Anordnung der Eiseneinlagen verschiedene Bauweisen unterscheiden, von denen die bekanntesten sind: MONIER (Abb. 20 bis 25)[2]), MELAN (Abb. 70 bis 73) EMPERGER, HENNEBIQUE (Abb. 30 u. 31) und MÖLLER (Abb. 32 bis 35). Die drei erstern werden vorzugsweise für Bogenbrücken, letztere soweit sie überhaupt noch als besonderes System Anwendung finden, hauptsächlich für Platten- und Balkenbrücken aus Eisenbeton

[1]) Vom 13. Januar 1916 (mit Erlaß vom 16. April 1904 und 23. Nov. 1918) fünfte Auflage, Berlin 1921 (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn).

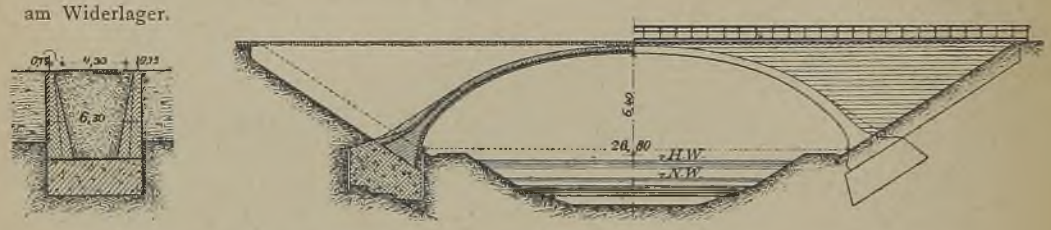
[2]) Die Abb. 20 bis 22 und 30 bis 35 sind dem »Leitfaden des Eisenbetonbaues« von REINHARD WEDER, Leipzig 1906, entnommen.

verwendet. Bei den Eisenbetonbrücken ist die sog. MONIER-Bauweise die wichtigste und am häufigsten angewandte. Beim System MONIER besteht die Eiseneinlage aus Rundeisen, die in Quer- und Längsrichtung der Brückenachse verlaufen. An den Kreuzungsstellen werden die Rundeisen durch dünne Drähte gebunden, so daß ein Drahtgeflecht entsteht, dessen Maschenweite gewöhnlich 10 bis 20 cm beträgt. Sämtliche Eiseneinlagen werden möglichst nahe an den Rand des Querschnitts, jedoch derart gelegt, daß sie noch gut vom Beton eingehüllt sind. Die Überdeckung der Einlagen durch Beton sollte mindestens 2 cm betragen. Werden zwei Drahtgeflechte angeordnet, eins nahe der innern, ein zweites nahe der äußern Gewölbeleibung, so ruht das untere während des Aufbringens des ersten Betons auf herausziehbaren Leisten, die die richtige Höhenlage der Eisen ermöglichen und je nach dem Arbeitsfortschritt beseitigt werden können. Oft legt man zu diesem Zweck auch nur kleine Steinstückchen oder Betonformsteinchen unter das Netz oder man stampft es mit einer dünnen Lage Beton auf die Schalung auf und hebt es dann mit spitzem Stampfer wieder hoch, bis es die gewünschte Lage erreicht hat.

Das nach Professor MELAN benannte System ist von dem vorstehenden grundsätzlich dadurch verschieden, daß bei ihm vollständige Träger (Normalprofile oder genietete, gitterförmige Träger) mit Beton umhüllt werden. Der Abstand der einzelnen

Abb. 23 bis 25 [1]). Brücke bei Draulitten über den oberländischen Kanal (MONIER-Bauweise). M. 1 : 500.

Abb. 23. Querschnitt am Widerlager. Abb. 24. Längsschnitt. Abb. 25. Ansicht.



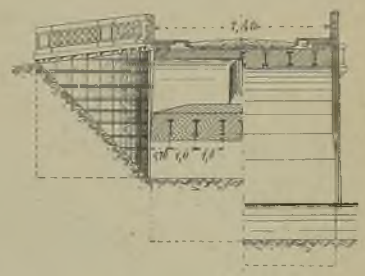
Tragrippen beträgt 0,75 bis 1,00 m. Die Eisenmenge ist größer als bei MONIER-Gewölben, jedoch ist die Betonmischung magerer als bei letztern (gewöhnlich 1 : 6). Seit ihrem Bestehen (1892) wurden MELAN-Brücken vielfach angewendet und zwar hauptsächlich in Österreich und Nordamerika. Die sog. »steifen« Eiseneinlagen der Melanbrücken haben im Gegensatz zu den sog. »schlaffen« Einlagen der MONIER-Gewölbe in manchen Fällen einen nicht unwesentlichen Vorteil: Wenn man die gitterförmigen Eisentragrippen zuerst aufstellt, kann man die Gerüste und Schalungen für den Beton der Gewölbe und der Aufbauten an diese eisernen Tragrippen anhängen und hierdurch das Lehrgerüst sparen. Dies kann bei schlechtem Baugrund oder wenn bei Strombrücken größere Öffnungen für die Schiffahrt freizuhalten sind oder dgl. große wirtschaftliche Vorteile bringen. Diesen Bauvorgang muß man natürlich bei der statischen Berechnung berücksichtigen. Die Abb. 70 bis 73 zeigen eine Eisenbahnbrücke nach System MELAN (Brücke über den Stevens Greek bei San Franzisko). In neuerer Zeit hat MELAN bei größern Spannweiten auch Gelenke eingeführt (vgl. hierzu den Schluß dieses Paragraphen). Als eine der kühnsten Brücken sei hier die Brücke über die Steyr (Österreich) erwähnt, ein MELAN-Bogen von 42,40 m Spannweite und $\frac{1}{16}$ Stich ($f = 2{,}617$ m). Auf dem Grundsatz des Systems MELAN beruht die in den Abb. 26 bis 28 dargestellte Brücke über die Werra in Meiningen, die von der Firma LIEBOLD in Holzminden nach eigenem Entwurf ausgeführt ist. Hierbei muß bemerkt werden, daß es zweckmäßiger

[1]) Die Abb. 23 bis 25 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 2. Aufl., Bd. II, Kap. I: »Die Brücken im allgemeinen«, entnommen.

und theoretisch richtiger ist, die Gurtungen der Eiseneinlagen nach den Kämpfern zu, und insbesondere im Widerlager zur Aufnahme der Einspannungsmomente weiter auseinander zu ziehen, wie dies z. B. in Abb. 70 der Fall ist. Hinsichtlich der Systeme HENNEBIQUE und MÖLLER sei auf § 8, II und die Abb. 30 bis 35 und 70 bis 73 verwiesen. Die weitest gespannte Eisenbetonbrücke ist zur Zeit wohl die Straßenbrücke über die Seine bei St.-Pierre-du-Vauvray mit einer Spannweite von 132 m (vgl. § 6). Das Wesen des Systems Emperger (Erfinder: Oberbaurat Dr.-Ing. VON EMPERGER in Wien) besteht darin, daß als Einlage Gußeisen verwendet wird, das bekanntlich eine hohe Druckfestigkeit, dagegen eine geringere Zugfestigkeit besitzt. Durch Umschnürung dieses Gußeisenbetons werden hohe Druckfestigkeiten erreicht. Bogenbrücken aus umschnürten Gußeisenbeton sind bereits mehrfach ausgeführt worden. Erwähnt sei hier die 1916 erbaute Hindenburgbrücke in Breslau, die bei 54,9 m Spannweite nur zwei über der Fahrbahn liegende Tragrippen von nur 1,10 m Scheitelstärke besitzt.

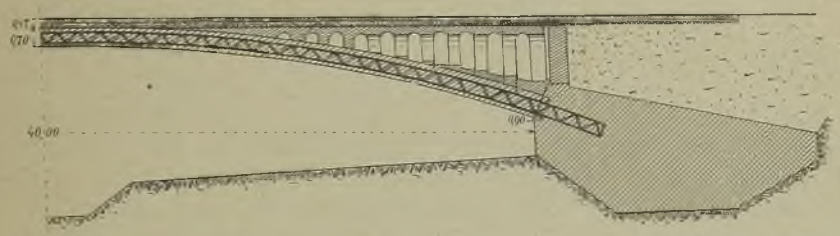
Abb. 26 bis 28. Herzog Georg-Brücke über die Werra in Meiningen (Bauweise MELAN). M. 1 : 300.

Abb. 26. Querschnitt am Widerlager. Abb. 27. Querschnitt im Scheitel.



Einen weitern Fortschritt im Bau gewölbter Brücken bildet die Anordnung von Gelenken in den Kämpfern und im Scheitel. Sie ermöglichen eine genaue statische Berechnung der Gewölbe und haben den weitern Vorteil, daß ein Nachgeben der

Abb. 28. Längsschnitt.



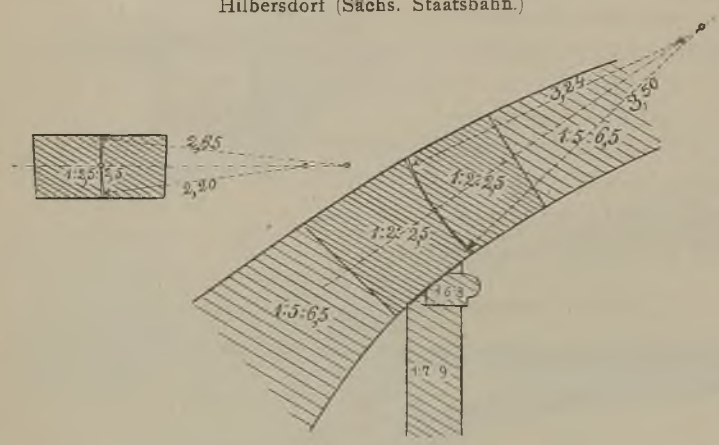
Widerlager, sowie die Temperatureinflüsse keine schädliche Wirkung auf den tragenden Bogen ausüben. Die Gelenke wurden zuerst von KÖPKE im Jahre 1880 eingeführt; sie werden aus Stein, Beton, mittels Bleiplatten, aus Gußeisen oder Stahl hergestellt. Die Stein- und Betongelenke bestehen aus Quadern, deren Berührungsflächen nach verschieden großen Krümmungshalbmessern bearbeitet sind. Die Bleiplatten sind gewöhnlich 10—25 mm stark und erstrecken sich etwa auf das mittlere Drittel der Bogenstärke. Die Guß- und Stahlgelenke werden wie die eiserner Brücken ausgebildet. Diejenigen Streifen des Gewölbes, auf die sich diese Stahlgußkörper unmittelbar stützen, führt man in besserm Mischungsverhältnis aus als das übrige Gewölbe und versieht diese Streifen auf eine Breite von 40—80 cm häufig auch mit Eisenanlagen. Nach neuern Versuchen von OTTO GRAF[1]) mit bewehrten und unbewehrten Betongelenkquadern hat sich zwar kein wesentlicher Unterschied in bezug auf die aufgenommene Höchstlast ergeben, immerhin dürfte die Sicherheit der Gelenkquader mit Eiseneinlagen wohl eine größere sein, als die der Quader ohne Einlagen.

[1]) OTTO GRAF: »Versuche mit Beton- und Eisenbetonquadern zu Brückengelenken und Auflagern«, Heft 232 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, herausgeg. vom Verein Deutscher Ingenieure, Berlin 1921.

Nach Versuchen kann man bei Gelenken mit den zulässigen Pressungen sehr hoch gehen; bei Granit bis 200 kg/qcm, bei Bleiplatten (Weichwalzblei) bis 120 kg/qcm und bei Beton in besonders guter Mischung bis 90 kg/qcm. Versuche haben gezeigt, daß die Formänderung an der Berührungsstelle nicht sehr in Betracht kommt, und daß man bei der Maßbestimmung direkt von der Druckfestigkeit des betreffenden Materials ausgehen kann. Bei der Verwendung von Bleiplatten zeigte es sich, daß die Pressung, bei der das Blei beginnt sich merklich zusammenzudrücken und seitlich auszuweichen (zu »fließen«), um so höher liegt, je geringer die Stärke der Bleiplatte ist. Die geringsten bis jetzt verwendeten Stärken dürften 8 mm betragen.

Um die Wirkung der Gelenke nicht zu beeinträchtigen, muß man dafür Sorge tragen, daß die Gelenkfugen nicht durch Überschüttungsmaterial oder dergl. wieder zugefüllt werden, oder daß andere konstruktive Maßnahmen die Wirkung der Gelenke nicht wieder aufheben. Die Fugen bleiben am besten nach der innern Leibung zu ganz offen; in der äußern Leibung überdeckt man sie durch ⊥-Eisen oder Zinkstreifen (auch dünne Eisenbetonplatten), die derart mit der Isolierung in Verbindung gebracht werden, daß die Drehung der Gelenke noch möglich ist. Um die Unbequemlichkeiten, die die Gelenkfugen in konstruktiver und vielleicht auch in ästhetischer Hinsicht mit sich bringen, zu vermeiden, hat man bei manchen Ausführungen die Fugen der Gelenke nach Fertigstellung und Ausrüstung des Gewölbes vergossen, so daß dieses insbesondere für die Verkehrslasten als eingespannter Bogen wirkt. Für größere Spannweiten, wo auch die Wärmeänderungen eine gewisse Rolle spielen, ist dieses Verfahren indessen nicht vorteilhaft.

Abb. 29. Beton-Kämpfer- und Scheitelgelenk der Straßenunterführung in Hilbersdorf (Sächs. Staatsbahn.)



Neuerdings versieht man die Betongelenk-Quader häufig mit Eiseneinlagen. Letztere verhindern die durch den Gelenkdruck auftretenden Querdehnungen und gewährleisten eine größere Sicherheit als natürliche Steine. Eisenbetongelenke haben außerdem den Vorzug größerer Billigkeit als Steingelenke, bei denen insbesondere die Bearbeitung der Wölbflächen mit verschiedenen Krümmungshalbmessern große Kosten verursacht. Die Kämpfer- und Scheitelgelenke werden in der Regel gleichartig konstruiert. Bei der Wahl des Baustoffs für die Gelenke spielt die Kostenfrage und die Größe des Gelenkdrucks für das laufende Meter Gewölbebreite eine Rolle. Im allgemeinen kann angenommen werden, daß bei einem Horizontalschub unter 200 t Bleigelenke, unter 250 t Betongelenke, unter 300 t Granitgelenke, über 300 t dagegen eiserne Gelenke angebracht sind. Die Gelenke haben sich für die gewölbten Brücken vollkommen bewährt. Abb. 29 zeigt Betongelenke und zwar sowohl ein Kämpfer- wie ein Scheitelgelenk; die Neckarbrücke bei Gemmrigheim (s. Abb. 86 bis 90) besitzt Gelenke aus 20 mm starken und 150 bzw. 180 mm breiten Bleiplatten. Zur Aufnahme der Querkräfte insbesondere im Gewölbescheitel ist es sehr zweckmäßig, die beiden Gelenkkörper in ihrem Berührungspunkt durch eiserne Dollen zu verbinden.

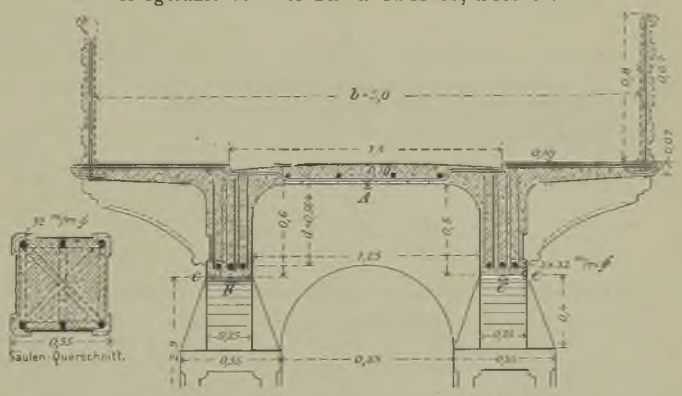
II. Platten- und Balkenbrücken.

Brücken, deren Tragkonstruktion aus einer Platte von möglichst gleicher Stärke besteht, bezeichnet man als »Plattenbrücken«.

Die Anwendung von Stein- und Betonplatten zu diesem Zweck ist, sobald es sich um stärkere Belastungen und um größere Abmessungen handelt, jetzt fast nur noch von geschichtlicher Bedeutung (über Plattendurchlässe aus Stein vgl. § 9, a). Bei Spannweiten über 1 m sind heute fast ausschließlich Eisenbetonplatten in Verwendung (Abb. 119). Die Eiseneinlagen der Platte legt man in der Richtung der Spannweite. Die Anzahl, die Stärke und somit auch der gegenseitige Abstand der Eiseneinlagen sowie die Stärke der Platte ergeben sich aus der statischen Berechnung (vgl. Zahlenbeispiel zu Abb. 119). Um die Eiseneinlagen während der Ausführung in ihrer richtigen gegenseitigen Entfernung zu halten, ordnet man noch sog. Verteilungsstäbe an, deren Durchmesser gewöhnlich 6 bis 10 mm beträgt. An den Kreuzungsstellen werden diese mit den Haupt-Tragstäben durch ausgeglühten Eisendraht von 1 mm Stärke verbunden.

Bei Plattenbrücken von größern Stützweiten als 2 bis 3 m erfordert die Platte eine große Stärke und die Konstruktion wird auch bezüglich der Baukosten nicht mehr zweckmäßig. Zur Vermeidung dieser Nachteile verstärkt man die Platte in bestimmten Abständen durch Rippen oder Balken, und erhält somit eine Konstruktion, die man als Plattenbalken- oder auch kurz Balkenbrücke bezeichnet. Die Anzahl der Rippen hängt von der Breite der Fahrbahn, der zur Verfügung stehenden Konstruktionshöhe und der Belastung ab. Je nach der Anordnung der Eiseneinlagen und der Art der Bauausführung unterscheidet man verschiedene Bauweisen. Für die Balkenbrücken sowie im Eisenbetonbau überhaupt kommt hauptsächlich die Anordnung von Rundeiseneinlagen in Betracht. Die Rundeiseneinlagen können auf der Baustelle mit einfachen Hilfsmitteln gebogen und hergerichtet werden, während die Nietarbeit kostspielig ist und Profileisen im Handel schwerer erhältlich sind als Rundeisen (sog. Moniereisen). Während die Eisen, die zur Aufnahme der Zugspannungen dienen, in der Richtung dieser Spannungen (also meist wagerecht) verlaufen, muß ein Teil dieser Eisen, soweit solche zur Aufnahme der Schubspannungen erforderlich sind, schräg hochgebogen werden (gewöhnlich unter 45°). Zur Aufnahme der wagerechten Schubspannungen und zur Verankerung der Zug- und insbesondere der Druckeisen im Beton wendet man meistens die sog. Bügel-Armierungen an (Abb. 30 u. 31). Die Abb. 32 bis 35 zeigen eine Balkenbrücke nach System Möller.

Abb. 30 u. 31. Querschnitt einer Fußgängerbrücke für die deutsche Städte-Ausstellung in Dresden. (System Hennebique.) M. 1 : 40. Ausgeführt von der Firma Odorico, Dresden.



Hinsichtlich der Ausführung unterscheidet man zwei Verfahren: Entweder wird das ganze Bauwerk an Ort und Stelle fertig eingestampft oder aber gewisse Konstruktionsteile, bisweilen sogar sämtliche Bestandteile werden für sich auf einem besondern Werkplatz angefertigt und nach genügender Erhärtung zur Verwendungsstelle gebracht und

verlegt. Weitaus das häufigste Verfahren ist das erstgenannte. Es hat den großen Vorteil, daß die ganze Konstruktion einen bessern Zusammenhang erhält. Das zweite Verfahren erfordert in der Regel weniger Schalung und Bauzeit. Als solche Ausführungsweise kommt für die Balkenbrücken hauptsächlich das System VISINTINI in Betracht. Bei diesem werden Gitterträger aus Eisenbeton hergestellt und je nach der Breite der Brücke in geringerer oder größerer Anzahl nebeneinander gelegt.

Die Schalungen der Balkenbrücken müssen den gleichen Anforderungen genügen wie die der gewölbten Brücken. Da erstere meistens verwickeltere Formen aufweisen als letztere, so ist auf die Möglichkeit leichten Anbringens und Beseitigens der Schalung Bedacht zu nehmen. Die Schalungsflächen, die mit dem Beton in Berührung kommen, müssen möglichst glatt sein, allenfalls sind sie abzuhobeln oder einzuölen, damit der

Abb. 32 bis 35. Überdeckung der Pleiße in Leipzig (Bauweise MÖLLER). Ausgeführt von R. WOLLE, Leipzig.

Abb. 32. Längenschnitt.

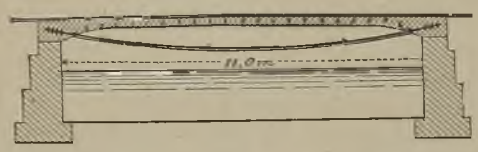


Abb. 34. Querschnitt.

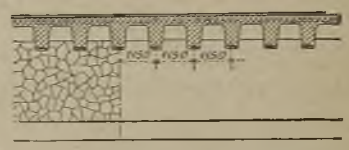


Abb. 33. Grundriß.

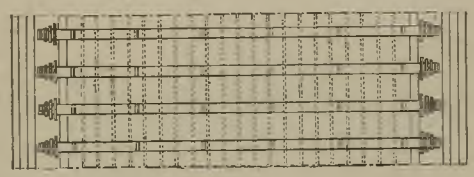
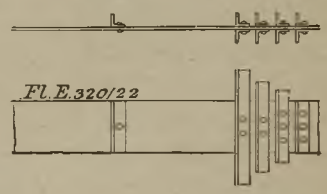


Abb. 35. Einzelheiten.



Beton nicht zu fest an den Schalungen haftet und das Ausschalen leichter und ohne Verletzung der Sichtflächen vor sich geht.

Das Zurichten der Rundeiseneinlagen, wie z. B. Abhauen auf bestimmte Länge, Anbiegen von Haken an den Enden der Eisen usw. sind meistens sehr einfache Arbeiten, die in der Regel auf der Baustelle vorgenommen werden. Sehr empfehlenswert ist, sämtliche Eisen an den Enden mit Haken zu versehen. Die Stöße gezogener Eiseneinlagen können hergestellt werden durch Übergreifenlassen der betr. Eisen, durch Verschweißen der Enden oder durch Ausschneiden von Gewinden an den Stabenden und Anbringen eines Spannschlosses (Gasrohr). Das erstgenannte Verfahren ist das billigste. Die Länge der sich übergreifenden Enden soll hierbei mehr als das 30fache des Stabdurchmessers betragen. Sicherer ist es, diese Länge aus der Zugkraft und der zulässigen Haftspannung durch Rechnung zu bestimmen.

§ 9. Die Durchlässe.

Diejenigen massiven Brückenbauwerke, die eine Lichtweite von weniger als 3 m besitzen, werden in der Regel Durchlässe genannt und dienen fast ausschließlich zur Unterführung kleiner Wasserläufe. Bei größerer Lichtweite wird das Bauwerk als Brücke bezeichnet. Man unterscheidet offene und gedeckte Durchlässe. Letztere sind entweder Platten- oder gewölbte Durchlässe. Die offenen Durchlässe kommen nur bei Bahnen, und auch hier nur bei geringerer Konstruktionshöhe vor. Sie bestehen aus zwei Seitenmauern, den sog. Wangen, über die sich die Schienen frei tragen. Die Lichtweite beträgt deshalb höchstens 0,80 m.

Die gedeckten Durchlässe.

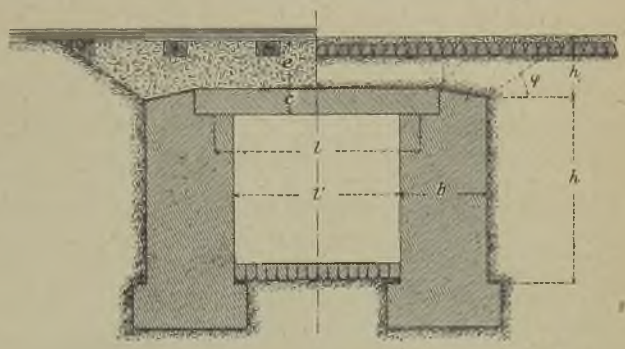
a) Plattendurchlässe

haben als Tragkonstruktion Steinbalken oder Steinplatten, die auf den Wangen aufruhen. Die Wangen sitzen auf Beton- oder Bruchsteinfundamenten von 0,3 bis 0,9 m Stärke (Abb. 36)[1]. Die Wangenstärke b kann nach der Formel:

$$b_m = 0{,}3 + 0{,}4\, h_o$$

(wobei h_o die lichte Höhe in Metern bedeutet) berechnet werden; sie soll jedoch wenigstens 0,50 m betragen. Hat der Durchlaß mehrere Öffnungen (doppelte, dreifache Durchlässe), so verwendet man Zwischen- oder Zungenmauern als mittleres Auflager der Platten. Die Abb. 37 bis 41 zeigen einen kleinen Durchlaß mit einer Öffnung in Grundriß, Schnitten und Ansicht, Abb. 42 und 43 führen einen doppelten Durchlaß mit Zungenmauer vor. Die Stärke (c) der Platten richtet sich nach dem durch Eigengewicht und größte Verkehrslast erzeugten Biegungsmoment M_{max}. Das erforderliche Widerstandsmoment berechnet sich aus der Beziehung:

Abb. 36. Plattendurchlaß mit einer Öffnung.



$$W = \frac{M_{max}}{k}; \quad \text{oder} \quad \frac{c^2}{6} = \frac{M_{max}}{100 \cdot k}; \quad c_{cm} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{max}}{100 \cdot k}};$$

Abb. 37 bis 43. Plattendurchlässe preußischer Bahnen. M. 1 : 100.

Abb. 37. Längsschnitt.

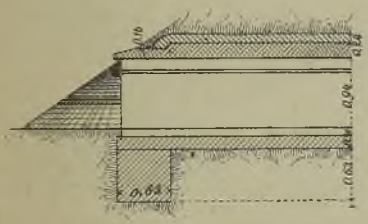
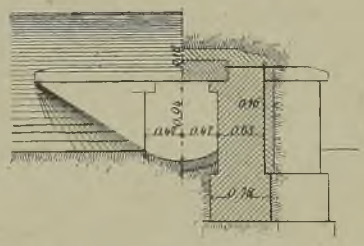


Abb. 38. Ansicht. Abb. 39. Querschnitt.



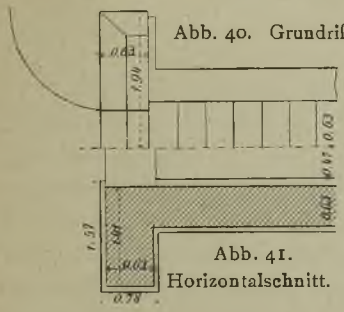
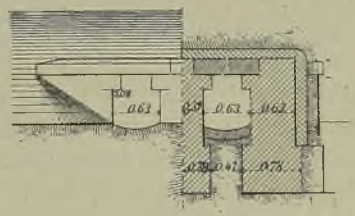


Abb. 40. Grundriß.

Abb. 41. Horizontalschnitt.

Abb. 42. Halbe Ansicht. Abb. 43. Halber Querschnitt.



in dieser Formel bedeutet M_{max} das Moment in kgcm ausgedrückt, auf 1 m = 100 cm Breite der Platte, senkrecht zum Querschnitt gerechnet. Die zulässige Stützweite hängt

[1]) Die Abb. 36 bis 43, 48 bis 51 und 55 bis 57 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., Bd. II, Kap. II, bearbeitet von Prof. Förster, entnommen.

ab von der zulässigen Beanspruchung k des betreffenden Steinmaterials auf Zug. Als solche kann bei 20facher Sicherheit gelten:

für Quarz	8,0 kg/qcm,
für Basalt	6,0 kg/qcm,
für Granit	5,0 kg/qcm,
für Sandstein im Mittel . . .	4,5 kg/qcm,
für Kalkstein	1,5 kg/qcm.

Die Plattenstärke kann auch nach den Erfahrungsformeln:

$c_m = 0{,}10 + 0{,}20\, l_m$ (bei Überschüttungen unter 1,5 m),

$c_m = 0{,}12 + 0{,}24\, l_m$ (bei Überschüttungen über 1,5 m)

bestimmt werden, worin l_m die Lichtweite in Metern bedeutet; die Plattenstärke beträgt gewöhnlich 0,15 bis 0,30 m. Die Auflagerungsbreite der Platten ist zweckmäßig 0,30 m, die Überschüttungshöhe wenigstens 0,50 m stark zu wählen. Aus der geringen zulässigen

Abb. 44 bis 47. Plattendurchlaß auf der Strecke Schmiedeberg-Landshut (E.-Dir. Breslau). M. 1 : 50.

Abb. 44. Längsschnitt. Abb. 45. Untere Ansicht.

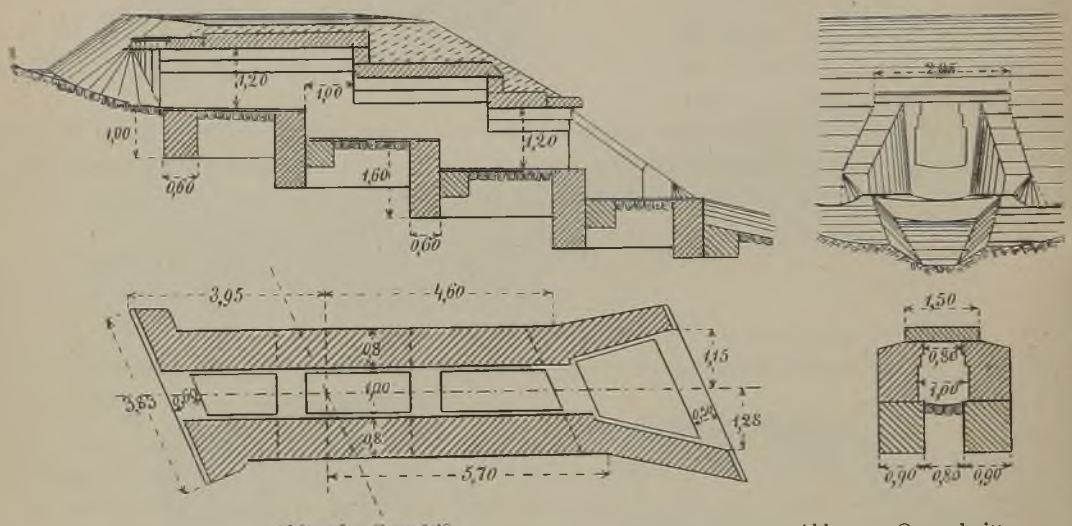


Abb. 46. Grundriß. Abb. 47. Querschnitt.

Beanspruchung der Steine auf Zug folgt, daß Plattendurchlässe nur für kleine Lichtweiten anwendbar und zweckmäßig sind (bis höchstens 1,5 m). Zur Vergrößerung der Lichtweite kragte man eine oder mehrere Steinschichten der Wangenmauern aus (sog. Kragsteinbrücken) und legte die Platten auf die oberste Schicht (Abb. 44 bis 47). Hierbei ist zu untersuchen, ob an der Stelle, wo die Auskragung beginnt, d. h. in der Flucht des Widerlagers die Fugenpressung nicht zu groß wird. In neuerer Zeit wurde es durch Anwendung der Eisenbetonbauweise möglich, die Lichtweiten der Plattenbrücken erheblich zu vergrößern. Diese Bauweise gestattet mit sehr geringer Konstruktionshöhe auszukommen und verursacht, solange die Lichtweite ein gewisses Maß (etwa 3 m) nicht überschreitet, geringe Baukosten. Bei größern Weiten wird die Verwendung einer massiven Platte unvorteilhaft. In diesen Fällen ist es zweckmäßiger, die Platte in einzelne Balken mit darüberliegender Decke (sog. Plattenbalken) aufzulösen (Abb. 32 bis 35 und Abb. 91 bis 93) oder den Durchlaß zu überwölben, falls die genügende Konstruktionshöhe zur Verfügung steht und guter Baugrund vorhanden ist. Ein Berechnungsbeispiel eines Plattendurchlasses aus Eisenbeton ist in § 13 zu Abb. 119 durchdurchgeführt. Näheres über Platten- und Balkenbrücken vgl. § 8, II und § 12. Die

Sohle des Durchlasses wird mit einer 15 bis 25 cm starken Pflasterung versehen, die bei gemeinsamem Grundmauerwerk beider Wangen unmittelbar auf diesem ruht. Getrennte Fundamente der Wangenmauern werden an der Ein- und Auslaufstelle des Wassers durch 0,5 bis 0,6 m starke und tiefe Quermauern, sog. Herdmauern verbunden, bei langen Durchlässen werden Herdmauern auch zwischen beiden Wangenmauern angeordnet (Abb. 44 u. 46). Bei starker Neigung wird die Sohle des Durchlasses abgetreppt (vgl. Abb. 44). An den Absätzen sind dann Herdmauern und neben diesen besondere Befestigungen gegen Zerstörungen des durchfließenden, an den Absätzen herabstürzenden Wassers nötig. Bei schlechtem Baugrund gibt man den beiden Wangen ein gemeinsames Fundament. — Die Häupter werden in der Regel mit Flügeln ausgeführt, die zur Böschungskante des Dammes parallel laufen (Abb. 38 bis 42), seltener mit Winkelflügeln (Abb. 45). Nähere Angaben über die Anordnung der Flügel folgen in § 14c.

b) Die gewölbten Durchlässe.

Man unterscheidet überwölbte und umwölbte Durchlässe. Der Unterschied zwischen beiden liegt in der Ausbildung der Sohle. Die erstern haben eine offene oder nur durch eine Pflasterung geschützte Sohle, während bei letztern die Sohle gleichfalls

Abb. 48 u. 49. Überwölbter Durchlaß.
Abb. 48. Ansicht.

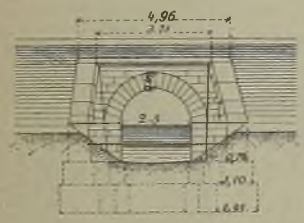


Abb. 49. Querschnitt.

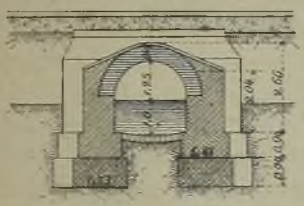
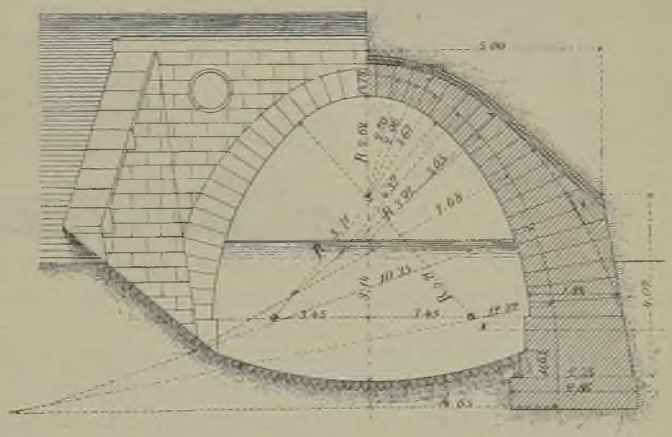


Abb. 50 u. 51.
Durchlaß der Altenbeken-Holzmindener Bahn.
Abb. 50. Ansicht. Abb. 51. Querschnitt.



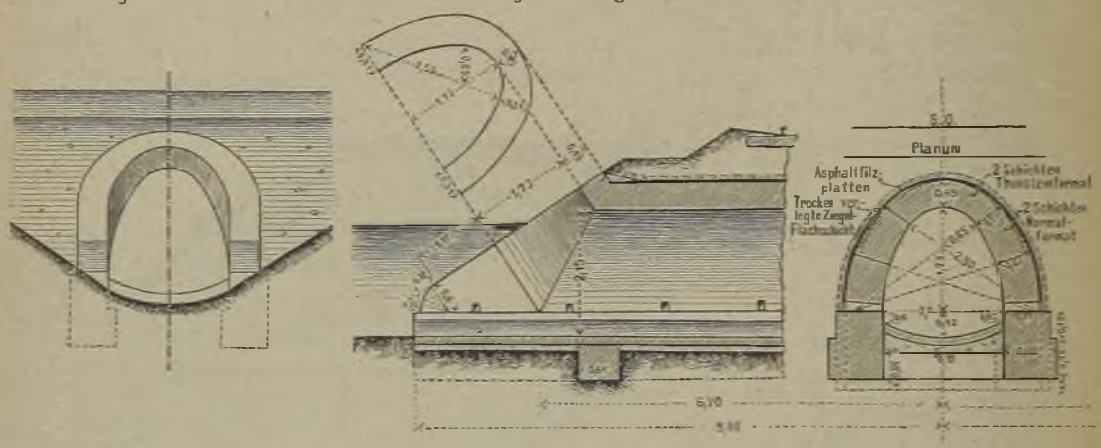
aus einem Gewölbe besteht. Bei größern Lichtweiten bilden die überwölbten Durchlässe die Regel. Die umwölbten kommen bei ungünstigem Baugrund wegen der bessern Druckverteilung zur Anwendung.

Die überwölbten Durchlässe bestehen aus den Widerlagern, den tragenden Gewölben, den Stirnmauern, der Übermauerung und Abdeckung der Gewölbe, sowie den Flügeln. Die Widerlager erhalten meistens rechteckigen Querschnitt von 0,5 m bis 1 m Stärke. Bei größerer Durchlaßhöhe sind die Widerlager entsprechend zu verstärken. Die Lichtweite beträgt bei diesen Durchlässen 2 bis 3 m. Die Gewölbe sind in der Regel Halbkreisgewölbe (Abb. 48 u. 49) oder Segmentbogengewölbe mit einem Verhältnis des Bogenpfeils zur Lichtweite von 1 : 3 bis 1 : 6. Durchlässe unter hohen Dämmen erhalten als Wölblinie eine Parabel oder eine parabelähnliche Form (Abb. 50 u. 51). Die höchsten Punkte der innern Gewölbeleibung bilden den Scheitel, die Ansatzlinien derselben an die Widerlager sind die innern Kämpferlinien. — Die Gewölbestärke ist im ganzen Gewölbe gleichmäßig oder nimmt nach den Widerlagern zu; sie beträgt 0,5 m

bis 1,0 m, bei ganz kleinen Lichtweiten 0,2 m bis 0,3 m. — Die Halbkreisgewölbe werden mit Hintermauerung versehen, so daß eine sattelförmige Oberfläche mit $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{3}$ Neigung entsteht (Abb. 49); die Segmentgewölbe werden nur soweit übermauert, daß eine gute Wasserableitung nach den Widerlagern zu stattfindet. — Gegen Eindringen des Tagewassers wird das Gewölbe durch eine in Zement gelegte, glatt verputzte Ziegelflachschicht oder nur durch eine 2,5 bis 3 cm starke Zementschicht geschützt. Darüber bringt man noch einen 1 bis 1,5 cm starken Asphaltüberzug oder eine Lage Asphaltfilzplatten. Bei Anordnung einer 2,5—3 cm starken Zementschicht, auch Estrich, Glattstrich oder Glattputz genannt, und einem Asphaltüberzug oder Asphaltfilzplattendeckung ist es zweckmäßig, diese nach außen durch eine Ziegelflachschicht oder eine Monierschutzschicht (Sandbetonschicht von 4—10 cm Stärke mit Drahtnetzeinlage abzudecken als Schutz gegen äußere Beschädigungen der Asphaltplatten. An beiden Häuptern des Durchlasses werden Stirnmauern angeordnet, die hinten abgeschrägt und oben mit Platten abgedeckt werden (Abb. 48 u. 49).

Abb. 52a bis 52c. Gewölbte Durchlässe ohne Flügelmauern. M. 1 : 125.

Abb. 52a. Ansicht. Abb. 52b. Längsschnitt. Abb. 52c. Querschnitt.



Wie bei den Plattendurchlässen schließen sich an die Häupter der gewölbten Durchlässe Flügelmauern an, die im Grundriß entweder zu der Durchlaßachse senkrecht stehen, oder mit ihr parallel laufen bzw. spitze Winkel mit ihr bilden. Die Sohle des Durchlasses ist durch eine kräftige Pflasterung zu befestigen und sollte kein geringeres Gefälle als 1 : 100 haben. Bei geringem Gefälle können die Lagerfugen der Widerlager wagerecht oder parallel zum Gefälle angeordnet werden. Bei stärkerer Neigung wählt man die Lagerfugen und das Deckengewölbe parallel zur Sohle und läßt die Fundamente zahnförmig in den Baugrund eingreifen, um ein Abrutschen des Bauwerks zu verhindern. Anstatt dessen kann man den Durchlaß auch treppen- oder kaskadenförmig ausführen (Abb. 44 bis 47). Bisweilen werden die Häupter auch so gestaltet, daß man den Ein- und Auslauf des Durchlasses nach der Ebene der Dammböschung abschneidet. Wenn man hierbei spitze Kantenwinkel vermeidet, so ist diese Konstruktion billig und zweckmäßig. Die Abb. 52a bis 52c[1]) zeigen eine neuere Ausführung dieser Art. Zu dem gleichen Zwecke, d. h. zur Vermeidung des spitzen Flügelauslaufs kann man die Enden der Flügel auch im rechten Winkel umbiegen, so daß der untere Teil des in der Böschung liegenden Flügels wie in Abb. 38 u. 42 aussieht.

[1]) Die Abb. 52a bis 52c sind nach dem Zentralbl. d. Bauverw. 1895, S. 432, hergestellt.

Praktische Formeln zur Bestimmung der Gewölbestärke:

Es bedeutet: c die Scheitelstärke des Gewölbes in m; r den Krümmunghalbmesser der innern Gewölbeleibung im Scheitel in m.

Bezeichnung des Gewölbes	Scheitelstärke c bei einer Überschüttungshöhe	
	unter 1,5 m	über 1,5 m
Quadergewölbe	$c = 0{,}40 + 0{,}025\, r$	$c = 0{,}45 + 0{,}030\, r$
Backsteingewölbe	$c = 0{,}43 + 0{,}028\, r$	$c = 0{,}51 + 0{,}033\, r$
Bruchsteingewölbe	$c = 0{,}48 + 0{,}031\, r$	$c = 0{,}55 + 0{,}037\, r$

Formel für die Stärke w des Widerlagers in m:

$$w = 0{,}30 + \frac{l}{8}\left(\frac{3\,l - f}{l + f}\right) + 0{,}17\, h,$$

l ist die Lichtweite, f die Pfeilhöhe, h die Höhe der Widerlager von Grundmauerwerk bis Kämpfer.

Für das Halbkreisgewölbe ergibt sich:

$$w = 0{,}30 + 0{,}2\, l + 0{,}17\, h.$$

Über die genauere Bestimmung der Stärke für Gewölbe und Widerlager vgl. § 13.

Die überwölbten Durchlässe erfordern bei Straßen eine Überschüttung von mindestens 0,40 m, bei Eisenbahnen von 0,70 bis 0,80 m.

Umwölbte Durchlässe werden ausgeführt, wo in der Überschüttung bei ungünstiger Witterung Bewegungen möglich sind. Die Durchlässe sind ganz umwölbt und haben kreisförmige oder eiförmige Querschnittsöffnung. Die lichte Weite beträgt 0,5 m bis 2,0 m, die Stärke der Scheitel- und Sohlengewölbe ist 0,20 m bis 0,40 m, die letztern werden auch wohl wagerecht untermauert.

Bei Durchlässen in starkem Gefälle wird der Einlauf oft trichterförmig erweitert, auch wird vor ihm ein Fallkessel mit Schlammfang angeordnet.

§ 10. Kleine gewölbte Brücken.

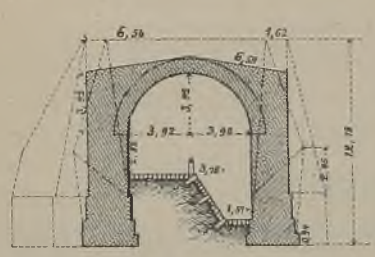
Zu den kleinen gewölbten Brücken rechnen wir die Unterführungen von Wegen, Straßen, kleinen Flüssen, Eisenbahnen usw. unter andern Verkehrswegen, mit lichten Weiten bis zu etwa 12 bis 15 m, mit einer oder mehreren Öffnungen. Beispiele solcher Bauwerke sind in den Abb. 19, S. 22 und Abb. 53 bis 64 vorgeführt. Die Abb. 53 bis 55 geben die Unterführung eines Baches und Weges unter einer Eisenbahn in Ansicht, Grundrissen und Schnitten an, Abb. 56 bis 59 sowie Abb. 19 eine 12 m bzw. 18 m im Lichten weite Straßenunterführung, Abb. 60 bis 64 eine Wegüberführung über eingleisiger, im Einschnitt liegender Bahn mit drei gleichweiten Öffnungen. In den Abb. 65 bis 67 ist eine Überführung des Dortmund-Ems-Kanals über eine Straße dargestellt. Die Lichtweite der unterführten Straße ist 7,0 m. — Die Bestandteile dieser Bauwerke sind dieselben, wie diejenigen der gewölbten Durchlässe; bei Anordnung mehrerer Öffnungen kommen noch die Zwischenpfeiler hinzu.

Die Lichtweite des Bauwerks richtet sich nach der Breite des Baches oder der zu unterführenden Verkehrswege. Die lichte Höhe, die freizuhalten ist, wird bei Eisenbahnen durch die Umgrenzung des lichten Raumes (wenigstens 5,0 m über Schienenoberkante) bedingt (Abb. 21 u. 22), bei Straßenbrücken soll sie mindestens 4 m betragen (Abb. 56 u. 65). Ein Spielraum von 0,30 m ist zu empfehlen.

Die Gewölbeformen sind hier reichhaltiger als bei den Durchlässen. Als Wölblinie kommt der Halbkreis (Abb. 53, 54, 60, 61), der Stichbogen (Abb. 19, 20, 21, 28 u. 56) und der Korbbogen (Abb. 24 u. 25), weniger dagegen die Parabel oder Ellipse vor. Die Stärke des Gewölbes ist nicht immer konstant, sondern nimmt oft vom

Scheitel nach den Kämpfern zu, und zwar derart, daß die lotrechte Projektion der Wölbstärke gleich bleibt. Die Widerlager erhalten rechteckigen (Abb. 21 u. 53), besser trapezförmigen Querschnitt (Abb. 60), mit abgeschrägter Rückseite. Oft bilden die Widerlager

Abb. 53 bis 55. Unterführung eines Baches und Weges unter einer Eisenbahn. M. 1 : 480.
Abb. 53. Querschnitt. Abb. 54. Ansicht.



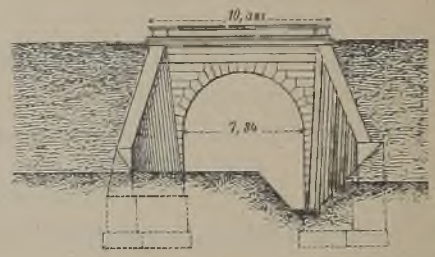
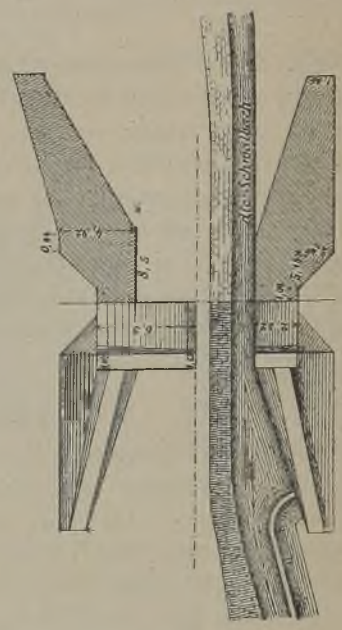


Abb. 55. Grundriß und Draufsicht.



direkt die Fortsetzung der Gewölbe, eine Konstruktion, die man als verlorene Widerlager bezeichnet (Abb. 19, 24, 25, 51, 58 u. 69), und die bei flachen Brücken und gutem Baugrund sehr zweckmäßig und billig ist. Um den Verkehrsweg seitlich abzuschließen und des bessern Aussehens wegen ordnet man in Verbindung mit den verlorenen Widerlagern bisweilen unter den Kämpfern schwache Scheinmauern an (Abb. 29 u. 58). Die günstigste Form und Stärke der Gewölbe und Widerlager wird durch Rechnung oder zeichnerisch bestimmt, worüber das Nähere in § 13 folgt; für die erstere Annahme kann man die auf S. 35 angegebenen Formeln anwenden.

Die Zwischenpfeiler erhalten in der Regel 0,75 bis 1 m Stärke bei Pfeilerhöhen von 3,5 bis 5,0 m und an den Breitseiten einen Anlauf von $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{20}$ (Abb. 61). Man hat wohl die Stärke der Zwischenpfeiler e nach der Formel bestimmt: $e = 0{,}3 + 2c$ in Metern, wo c die Gewölbestärke ist. Von den Flügeln gilt das bei den gewölbten Durchlässen Gesagte. Ausführlicher wird in § 14 auf dieselben eingegangen werden. Hier wird bemerkt, daß Abb. 54 Winkelflügel hat, die Abb. 19, 56 und 61 aber sog. Parallelflügel aufweisen. Die Flügelmauern erhalten meist trapezförmigen Querschnitt; sie müssen mit den Widerlagern gut verbunden werden, damit nicht bei ungleichmäßigen Senkungen des Bodens eine Trennung der beiden Teile eintritt. In welcher Weise diese Verbindung anzuordnen ist, kann aus den Abb. 53 bis 55 ersehen werden.

§ 11. Gewölbte Fluß-, Strom- und Talbrücken.

Die allgemeine Anordnung, d. h. die Lage der Brücke im Gelände, die Höhenlage und Breite der Fahrbahn, die Anzahl und Weite der Öffnungen, die Form der Wölblinie usw. ist bedingt durch die vorliegenden Verhältnisse und die Anforderungen, denen die Brücke genügen soll. Bei Fluß- und Strombrücken ist der erforderliche Durchflußquerschnitt freizuhalten und die lichte Weite und Höhe der Öffnungen den Bedingungen der Schiffahrt entsprechend zu wählen (vgl. Kap. X: »Kanal- und Flußbau«). Die Wahl der Weiten für die einzelnen Öffnungen ist in der Regel eine ästhetische und eine Kostenfrage. Es ist zunächst zu entscheiden, ob sämtliche Öffnungen annähernd gleiche

Abb. 56 bis 59. Unterführung der Gasstraße in Münster. M. 1 : 300.

Abb. 56. Ansicht.

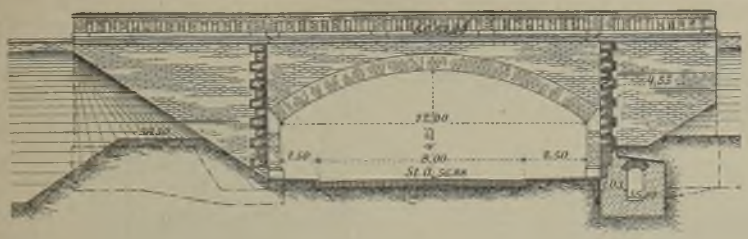


Abb. 57. Längsschnitt.

Abb. 58. Querschnitt.

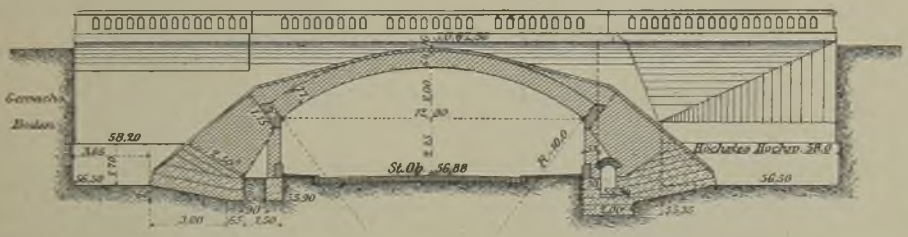


Abb. 59. Grundriß.

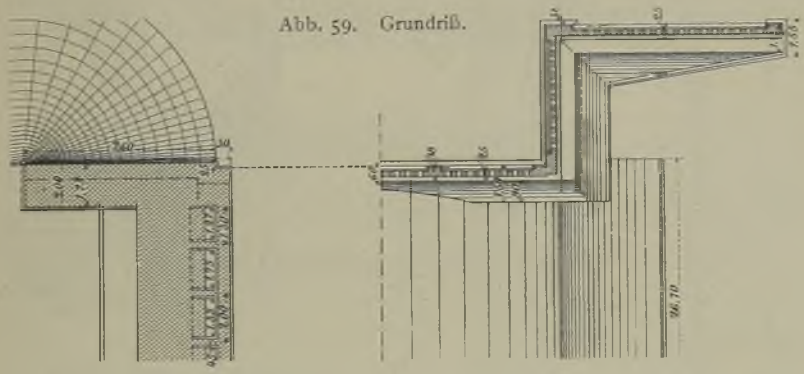


Abb. 60 bis 64. Wegüberführung über eine eingleisige Bahn (Wiesbaden-Kurve). M. 1 : 300.

Abb. 60. Längsschnitt.

Abb. 61. Ansicht.

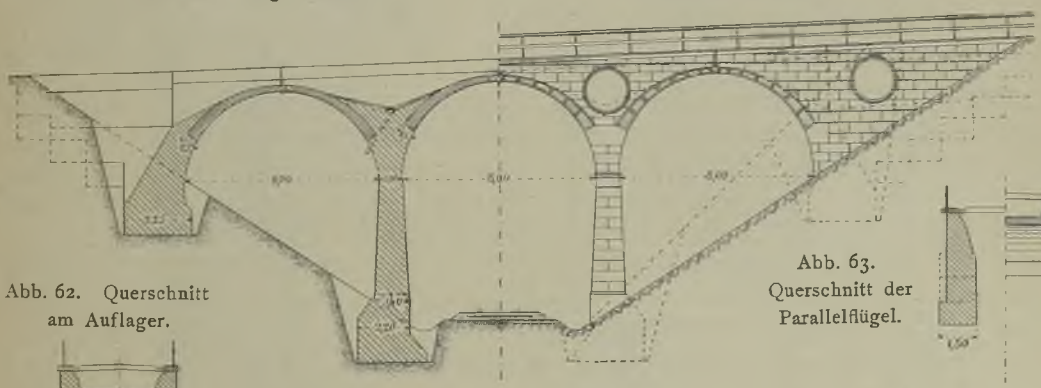


Abb. 62. Querschnitt am Auflager.

Abb. 63. Querschnitt der Parallelflügel.

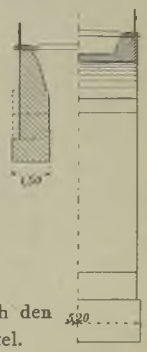


Abb. 64. Querschnitt durch den Gewölbescheitel.

Lichtweite erhalten sollen, oder ob eine große Mittelöffnung und kleinere Seitenöffnungen am Platze sind. Um die wirtschaftlich günstigste Weite der Öffnungen für längere Viadukte (Talbrücken) zu bestimmen, hat man aus vergleichenden Kostenberechnungen Formeln abgeleitet, von denen die von L. HOFFMANN aufgestellten angeführt seien. Hiernach ist die vorteilhafteste Weite l der einzelnen Öffnungen für eingleisige Brücken von 4 m Breite:

$$l = \sqrt{\frac{P}{0{,}165 + 0{,}104\,\gamma}};$$

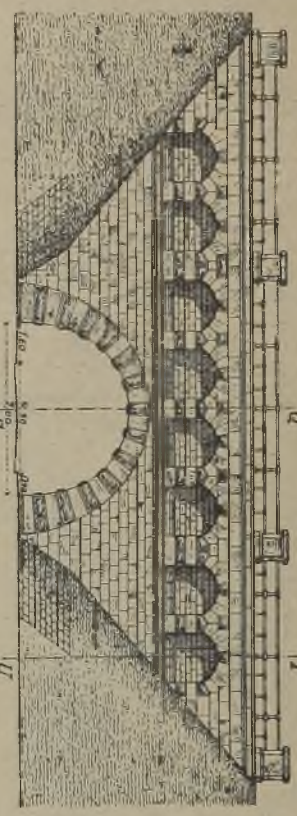
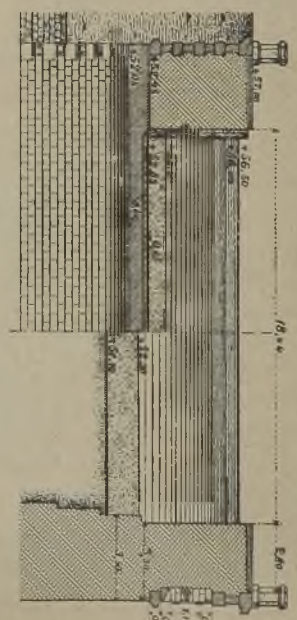


Abb. 65 bis 67. Überführung des Dortmund-Ems-Kanals über eine Straße. M. 1 : 300.
Abb. 65. Ansicht. Abb. 66. Schnitt QS. Abb. 67. Schnitt TU.



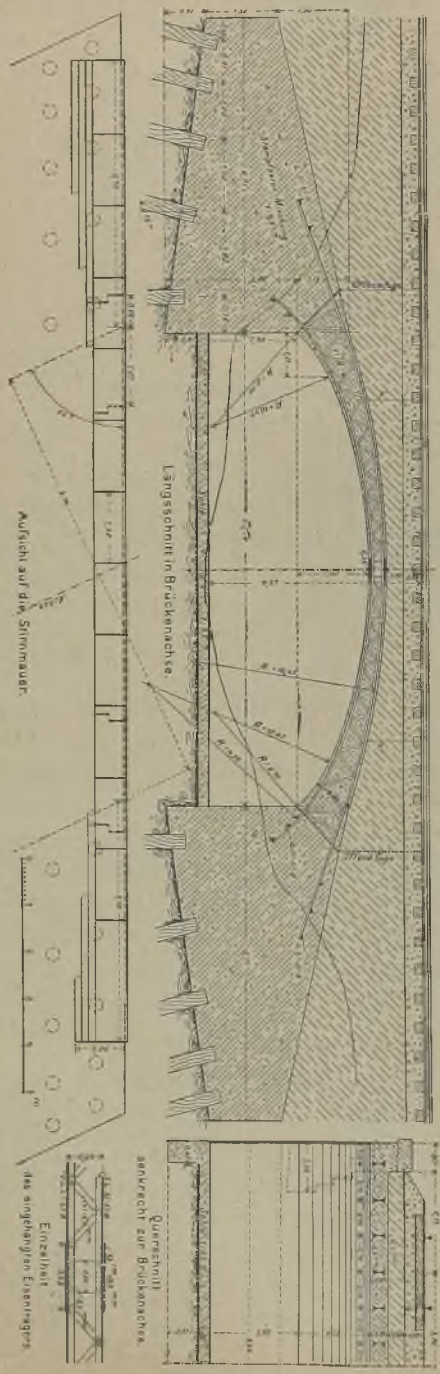


Abb. 68 bis 70. Eisenbahnbrücke über den Stevens Creek bei San Francisco.

für zweigleisige Brücken von 8 m Breite:

$$l = \sqrt{\frac{P}{0{,}245 + 0{,}208\,\gamma}};$$

wobei P die in Kubikmetern aufgehenden Mauerwerks ausgedrückten Kosten eines Pfeilers einschließlich seines Fundaments und seiner Ansichtsflächen, γ den in steigendem Mauerwerk ausgedrückten Preis eines Kubikmeters Gewölbemauerwerk bedeutet. Es ist ferner:

$$P = \frac{K}{k} = \frac{\text{Kosten des ganzen Pfeilers}}{\text{Kosten von 1 cbm steigenden Mauerwerks}}.$$

Nach dieser Formel für verschiedene Pfeilverhältnisse und Werte P und γ berechnete Tabellen, aus denen die günstigsten Werte l entnommen werden können, sind zu finden im Handbuch d. Ing.-Wissenschaften II. Teil: Der Brückenbau, Band I, 4. Aufl., S. 208 und 209. Ausgedehnte Untersuchungen beim Bau der Berliner Stadtbahn ergaben, daß

Abb. 71 bis 75. Brücke über die Murg bei Huzenbach. M. 1 : 400.

Abb. 71. Ansicht.

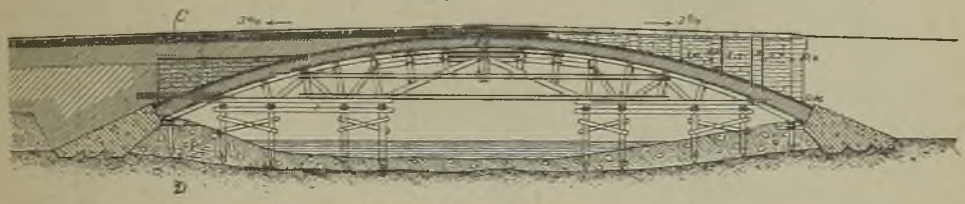


Abb. 72. Längsschnitt *AB*.

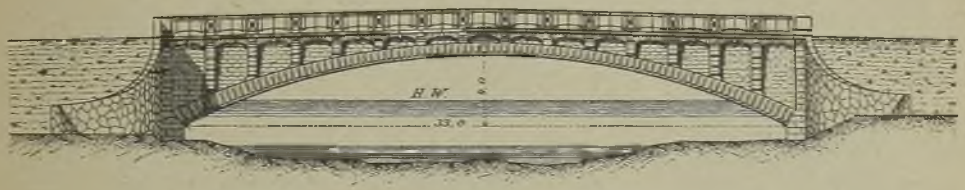


Abb. 73. Scheitelquerschnitt.

Abb. 74. Querschnitt *CD*.

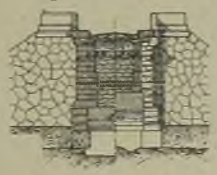


Abb. 75. Grundriß und Horizontalschnitt.

für längere Stadtbahnviadukte die günstigste Spannweite annähernd gleich der Entfernung von Schienenoberkante bis Fundamentsohle ist. Bei einem Unterschied dieser beiden Höhen von 6 m, 10 m und 12 m kann man die zweckmäßigste Lichtweite der Gewölbe genügend genau zu 6 m, 10 m bzw. 12 m annehmen.

Bei Fluß- und Strombrücken ist eine ungerade Zahl der Öffnungen gewöhnlich vorteilhaft. Als Gewölbeform kommt bei Viadukten (Talbrücken) vorwiegend der Halbkreis in Anwendung, während bei Strombrücken auch vielfach Korbbogen und Segmentbogen ausgeführt werden. Es wird empfohlen, das Pfeilverhältnis bei Segmentbogen bei kleinen Spannweiten von etwa 10 m nicht kleiner als $\frac{1}{10}$, bei großen Weiten von 30 bis 40 m nicht geringer als $\frac{1}{8}$ zu wählen. Vom wasserbaulichen Gesichtspunkt aus wären natürlich flache Gewölbe mit möglichst hochliegenden Kämpfern mit Rücksicht auf einen guten, ungehinderten Hochwasserabfluß erwünscht. Große, sehr flache Gewölbe erfordern aber sehr große und schwere Widerlager, so daß ein derartiges

Gewölbe unter Umständen nicht mehr wirtschaftlich ist. Die Kämpferlinie lege man, wenn möglich, über Hochwasser, jedoch kann beim Halbkreis und dem gedrückten Bogen der höchste Wasserstand auch etwas über der Kämpferlinie liegen. Man wähle dieses Maß

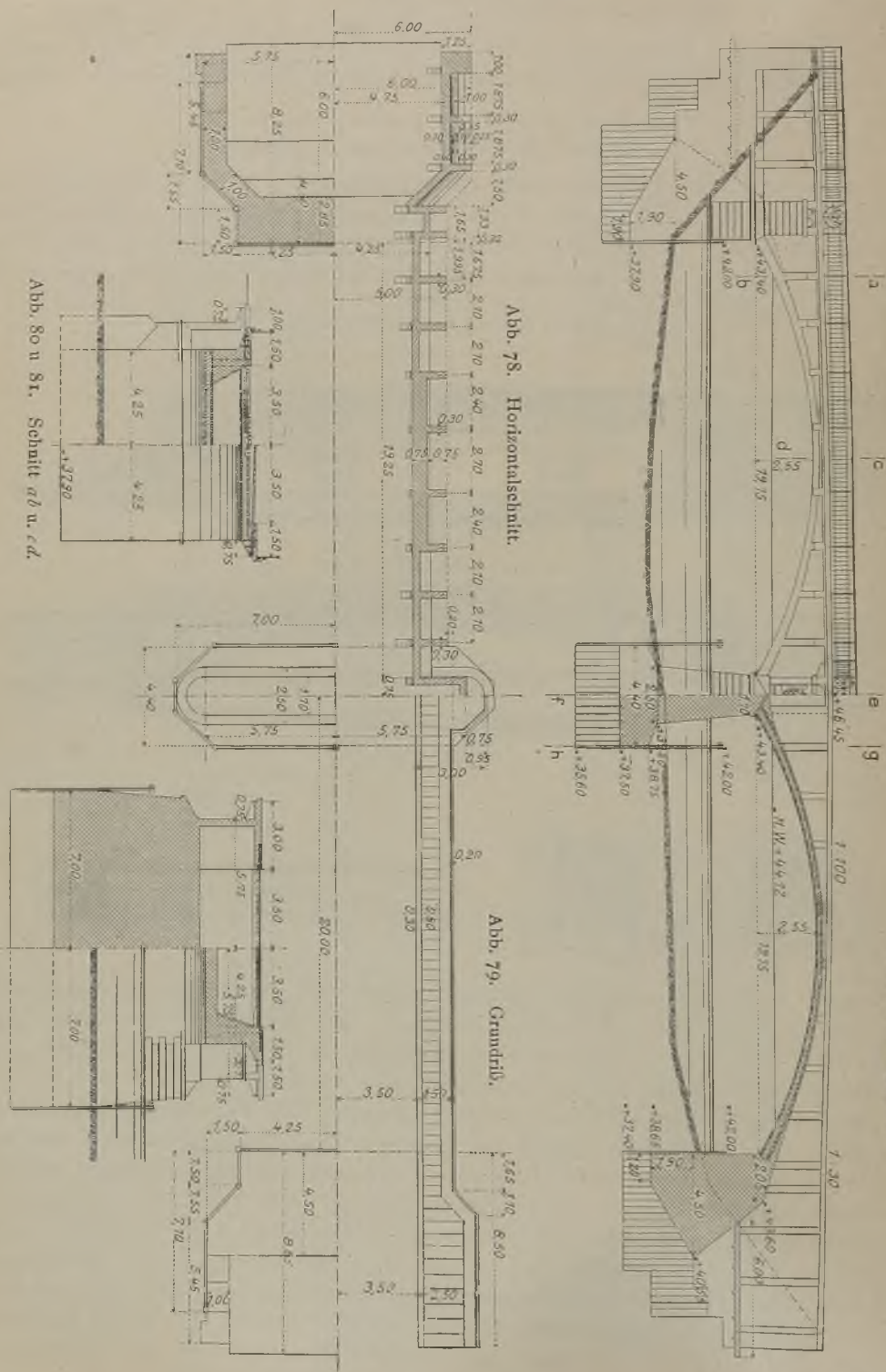


Abb. 76 bis 83. Eisenbetonbrücke über den Fissafluß in Gumbinnen (ausgeführt von R. Wolle, Leipzig). M. 1 : 300.

Abb. 76. Ansicht.

Abb. 77. Längsschnitt.

Abb. 78. Horizontalschnitt.

Abb. 79. Grundriß.

Abb. 80 u. 81. Schnitt *ab* u. *cd*.

Abb. 82 u. 83. Schnitt *ef* u. *gh*.

Abb. 84 bis 88. Neckarbrücke bei Gemmrigheim.

Abb. 84. Ansicht. M. 1 : 500.

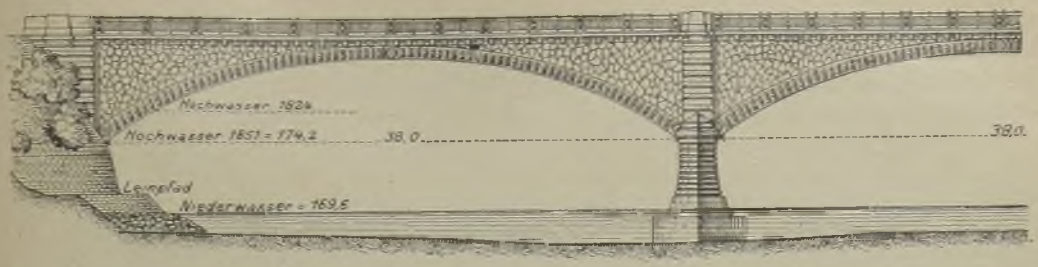
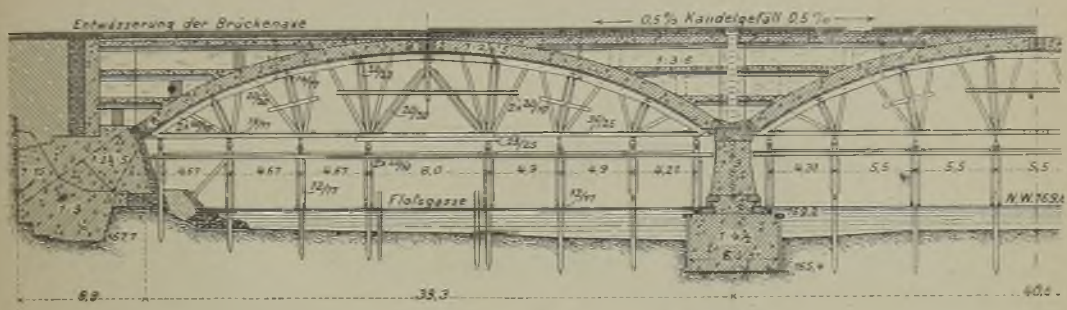


Abb. 85. Längenschnitt. M. 1 : 500.



höchstens gleich $\frac{1}{3}$ der Pfeilhöhe und wende in diesem Falle die schon erwähnten Kuhhörner an (s. S. 20). Hinsichtlich der Lichtweite und Kämpferhöhe sind natürlich die Vorschriften der betr. zuständigen Flußbauämter in bezug auf das Wasserdurchflußprofil u. dgl. maßgebend. Bei Kanalbrücken wird gewöhnlich der Leinpfad mit unterführt, bei Brückenkanälen wird er mit überführt (Abb. 65 bis 67)[1]. Eine kleinere Flußbrücke mit einer Öffnung und zwar mit Eisenbetongewölbe nach System MELAN zeigen die Abb. 68 bis 70. In den Abb. 71 bis 75 ist eine größere Flußbrücke mit einer Öffnung, in den Abb. 76 bis 83 eine solche mit 2 Öffnungen und in den Abb. 84 bis 88 eine Brücke mit 4 Öffnungen dargestellt. Letztere

Abb. 86. Querschnitt durch den Scheitel. M. 1 : 350.

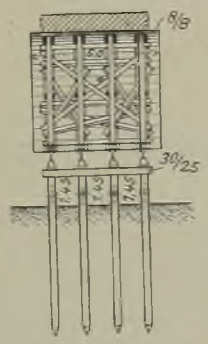


Abb. 88. Längenansicht des Hauptpfeilers. M. 1 : 250.

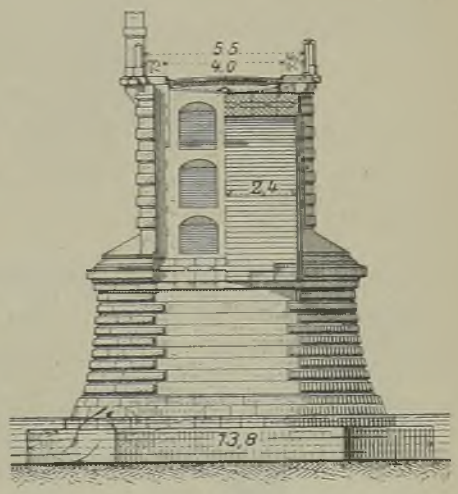
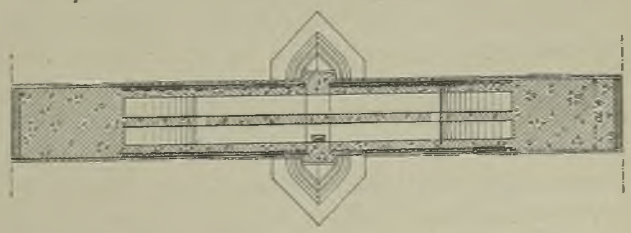


Abb. 87. Horizontalschnitt unter der Brückentafel. M. 1 : 500.



[1]) Die Abb. 65 bis 67 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl., Bd. II, Kap. V, bearbeitet von Reg.-Baumeister FRITZ LOREY, entnommen.

Brücke hat Bogen mit drei Gelenken, während die Brücke über den Pissafluß (Abb. 76 bis 83) Bogen ohne Gelenke aufweist. Sie sind mit einer doppelten Eiseneinlage versehen, die von den Leibungen je 2,8 cm entfernt ist. Die Tragstäbe, je 14 Stück auf 1 m Tiefe, sind 10 mm starke Rundeisen, die Verteilungsstäbe, 10 Stück 7 mm Rundeisen für einen Meter Tiefe, sind an den Kreuzungsstellen gebunden. Die Stäbe überdecken sich an den Stoßstellen um 50 cm und sind an den Enden mit kleinen Aufbiegungen versehen.

Abb. 89 bis 92. Eisenbetonbrücke über den Salzbachflutgraben. M. 1 : 150.

Abb. 89. Längsschnitt. Abb. 90. Ansicht.

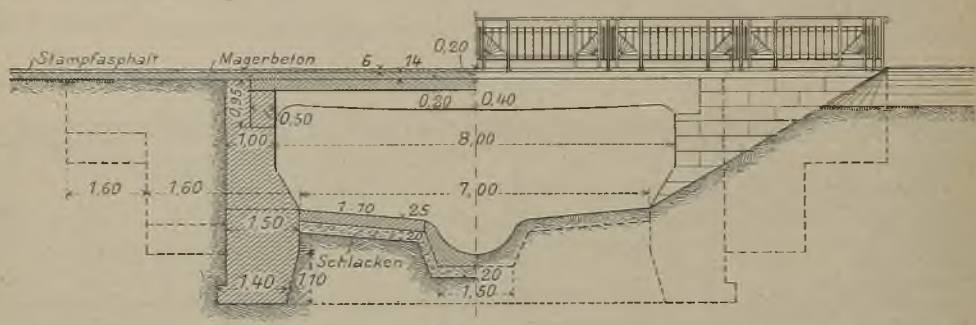


Abb. 91. Grundriß.

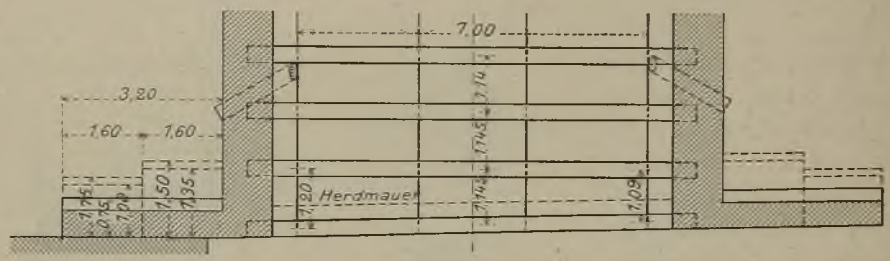
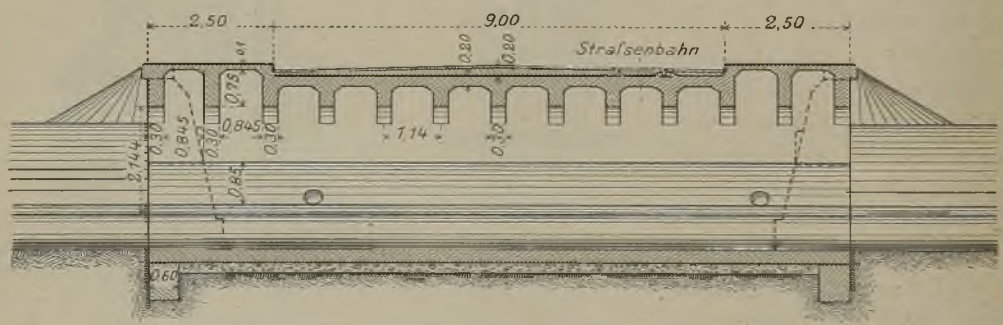


Abb. 92. Querschnitt.

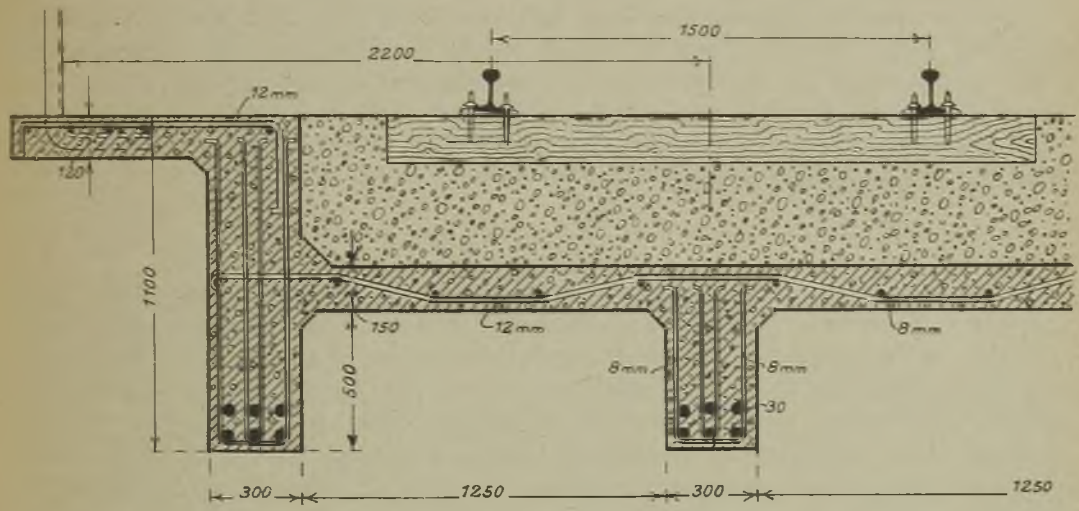


Besitzt die Brücke eine größere Anzahl Pfeiler, so ordnet man in gewissen Abständen sog. Gruppenpfeiler an, d. h. solche, die imstande sind, den einseitigen, vom Eigengewicht erzeugten Schub eines Gewölbes zu ertragen, auch wenn der günstig wirkende Gegenschub des Nachbargewölbes nicht vorhanden ist. Die Gruppenpfeiler trennen die ganze Anlage in eine Anzahl für sich standfähiger Teile, was sowohl während des Baues wegen der Wiederbenutzung der Lehrgerüste, als auch später von Vorteil ist, falls eine Brückenöffnung im Kriege oder durch Hochwasser zerstört werden sollte; außerdem bilden die Gruppenpfeiler ein wichtiges ästhetisches Glied des ganzen Brückenbauwerks, indem sie ermöglichen, einzelne Abschnitte der Brücke besonders hervorzuheben.

§ 12. Balkenbrücken aus Eisenbeton.

Der Eisenbeton bietet ein biegungsfestes Material zur Herstellung von Balkenbrücken größerer Abmessungen. Solche Brücken sind dort vorteilhaft, wo der Gewölbebau aus Mangel an Konstruktionshöhe ausgeschlossen ist oder wo der Baugrund die Verwendung schiebender Konstruktionen mit starken Widerlagern nicht als zweckmäßig erscheinen läßt. Die allgemeine Anordnung der Balkenbrücken aus Eisenbeton entspricht derjenigen der eisernen Balkenbrücken. Es werden Hauptträger von Widerlager zu Widerlager bzw. von Pfeiler zu Pfeiler gelegt und durch eine feste Fahrbahnkonstruktion steif miteinander verbunden. Ist genügend Bauhöhe vorhanden, so spannt man die Fahrbahntafel quer über die Hauptträger: vgl. Abb. der Brenzbrücke (eiserne Brücken), 30 bis 35 u. 89 bis 92. Bei geringerer Konstruktionshöhe kann man die Fahrbahn zwischen die Hauptträger versenken (Abb. 93). Bei Fußgängerbrücken (Abb. 30 u. 31) und bei Straßenbrücken (Abb. 32 bis 35) kann der Verkehr mitunter auf dem Eisenbeton selbst

Abb. 93. Querschnitt einer Eisenbahnbrücke aus Eisenbeton. M. 1 : 25.



oder auf einem Belag von fettem Zementmörtel bzw. auf einer aufgebrachten Stampfasphaltschicht (Abb. 32) erfolgen. Empfehlenswert ist die Abdeckung der Fahrbahntafel mit einer Isolierschicht aus Asphaltpappe, Tektolit und dgl., auf die dann eine Sandlage mit Pflaster bzw. Beschotterung aufgebracht wird. Wie bereits auf S. 34 erwähnt, ist es zum Schutze der Isolierschicht zweckmäßig, auf diese eine Ziegelflachschicht oder eine Monierschutzschicht aufzubringen. Die Gehwege werden zweckmäßig durch Zementglattstrich und eine Asphaltschicht abgedeckt.

Bei Eisenbahnbrücken sucht man durch Überführung des Schotterbetts starke Erschütterungen zu vermeiden (Abb. 93). Bezüglich der Berechnung der Balkenbrücken aus Eisenbeton ist in § 13f das Nähere enthalten.

§ 13. Kurze Anleitung zur statischen Berechnung der gewölbten Brücken.

a) Die Belastungen (vgl. § 5).

Als solche kommen in Betracht die ständige Last und die zufällige Last. Erstere setzt sich zusammen aus dem Gewicht des Gewölbes selbst, der Überschüttung und unter Umständen dem Erd- und Wasserdruck. Von der zufälligen Last ist bei gewölbten Brücken nur die Verkehrsbelastung von Bedeutung. Eigentümlich ist den

massiven Brücken, im Gegensatz zu den Holz- oder Eisenbrücken, daß die ständige oder ruhende Last (das Eigengewicht) fast stets bedeutend größer ist als die Verkehrslast. Es ist deshalb in der Regel nicht nötig, das Hauptgewölbe mit Zugrundelegung von Einzellasten zu berechnen. Es genügt vielmehr meistens, die Einzellasten durch eine gleichmäßig über die Grundfläche verteilte Last zu ersetzen, den sog. Belastungsgleichwert, oder ihr Gewicht auf eine angemessene Strecke der Fahrbahn zu verteilen. Bei Brücken kleiner Spannweite empfiehlt es sich, einen höheren Belastungsgleichwert zu wählen als bei größerer Weite. Die Größe der Fläche, auf die eine Einzellast sich gleichmäßig verteilt, ist abhängig von der Höhe der Überschüttung. Bei eingleisigen Eisenbahnbrücken verteilt man die Verkehrslast auf einen Gewölbestreifen von 3,5 bis 4 m Breite. Die Belastungsgleichwerte für Weiten von 4 bis 40 m sind auf der Tabelle auf S. 11 angegeben. Bei Straßenbrücken kann man die Raddrücke eines Lastwagens oder der Straßenwalze auf die Grundfläche, die von den Wagen oder der Walze überdeckt wird, gleichmäßig verteilt annehmen. Mit Einzellasten pflegt man nur bei größern Konstruktionen zu rechnen.

Für die statische Untersuchung kann man die Verkehrslast und die Überschüttung in Mauergewicht umrechnen und als solches graphisch übertragen. Die aufzutragende Höhe bestimmt sich aus dem Verhältnis der spezifischen Gewichte der betreffenden Materialien. Diese Gewichte sind im § 7, S. 19 angegeben. Verwandelt man beispielsweise eine gleichmäßig verteilte Verkehrslast von 1200 kg/qm in Mauergewicht von 2000 kg/cbm, so ist die aufzutragende Ordinate:

$$h = \frac{1200}{2000} = 0{,}60 \text{ m}.$$

Rechnet man an sämtlichen Stellen des Gewölbes die Überschüttung und die Verkehrslast in Mauerwerk um, trägt die erhaltenen Höhen vom Gewölberücken aus auf und verbindet die Endpunkte der sich ergebenden Ordinaten, so erhält man als Verbindungslinie dieser Endpunkte die sog. »Belastungslinie«. Als Gewölbe kommt im Brückenbau fast ausschließlich das Tonnengewölbe in Betracht. Die Tiefe des Gewölbes (in der Richtung seiner Achse) ist für die statische Untersuchung gleichgültig. Der Einfachheit halber gibt man deshalb dem Gewölbestreifen, den man der Berechnung unterzieht, die Tiefe eins (gewöhnlich 1 m). Die Berechnung auf die Tiefe eins ist jedoch nicht mehr angängig, wenn zwischen der Belastung der Fahrbahn und derjenigen der Fußwege ein großer Unterschied besteht, oder wenn das Gewölbe in zwei oder mehrere Streifen mit überdecken Zwischenräumen aufgelöst ist. In diesen Fällen muß die Berechnung für Fahrbahn und Fußwege getrennt, bzw. für die betr. Gewölbestreifen gesondert durchgeführt werden.

Bei größern Stützweiten, bei denen in der Regel Einzellasten in ungünstigster Lastenstellung berücksichtigt werden, führt man die Berechnung in der Regel für einen Gewölbestreifen von der halben Brückenbreite durch.

b) Die statische Untersuchung der Gewölbe

umfaßt hauptsächlich zwei Aufgaben: den Nachweis der Standfähigkeit des Gewölbes und seiner Widerlager, und die Bestimmung der zweckmäßigsten Form des Gewölbes. Obwohl man die Form des Gewölbes eigentlich schon kennen muß, um die Standfähigkeit nachweisen zu können, muß hier doch zuerst von der statischen Untersuchung des fertigen Gewölbes die Rede sein, die im allgemeinen zeichnerisch durchgeführt wird. Die Dreigelenkbogenbrücken und solche Gewölbe, bei denen man große Genauigkeit erreichen will, untersucht man indessen auch auf rechnerischem Wege.

In dem Gewölbe wird durch die Lasten ein Horizontalschub erzeugt, der sich mit den belastenden Kräften zusammensetzt. Bei nur lotrechter Belastung, die die Regel bildet, ist der Horizontalschub im ganzen Gewölbe gleich groß; er bildet die wagerechte Seitenkraft der Kräfte, die von den Kämpfern auf das Gewölbe übertragen werden, der sog. Kämpferdrücke. Setzt man diese der Reihe nach mit den Lasten zusammen, so erhält man einen gebrochenen Linienzug, ein Seilpolygon, dessen Seiten die Lagen der einzelnen Mittelkräfte angeben. Diese Linie nennt man die Mittelkraftslinie. Verbindet man die Punkte, in denen die Seiten der Mittelkraftslinie die zugehörigen Fugen schneiden, miteinander, so ergibt sich die sog. Stützlinie. Bei den meisten, besonders bei den flachgespannten Gewölben, fallen Mittelkraftslinie und Stützlinie nahezu zusammen, so daß man unbedenklich die Mittelkraftslinie an Stelle der Stützlinie setzen kann.

Jeder Belastung entspricht eine andre Stützlinie und ein andrer Horizontalschub, die aber nur dann bestimmt sind, wenn drei Punkte vorgeschrieben sind, durch die die Stützlinie verlaufen muß. Man kann diese Durchgangspunkte durch die Konstruktion vorschreiben, indem man an drei Punkte sog. Gelenke legt. Meistens aber sind diese drei Punkte nicht vorgeschrieben: die Stützlinie kann dann durch eine große Zahl von Kämpfer- und Scheitelpunkten verlaufen; für jede Belastung sind also dann sehr viele Stützlinien statisch möglich. Eine genaue Untersuchung der Lage der Stützlinie ist aber auch bei gelenklosen Gewölben durchführbar, wenn man das Gewölbe als elastischen Bogen auffaßt, was als mit der Wirklichkeit übereinstimmend angenommen werden kann. Diese Untersuchung würde hier zu weit führen, weshalb hier auf die hierauf bezügliche Literatur verwiesen werden muß [1]).

In den Fällen der Praxis genügt es, wenn man nachweisen kann, daß zwei Grenzlagen der Stützlinie möglich sind, bei denen diese ganz oder fast ganz im innern Drittel des Gewölbes verläuft. Die eine dieser Grenzlagen entspricht dem größten Horizontalschub, die andre dem kleinsten. Man nennt deshalb diese beiden Grenzlagen: die Maximalstützlinie und die Minimalstützlinie. Die Minimalstützlinie geht bei jeder Kämpferfuge durch einen Punkt, der um ein Drittel der Gewölbestärke von der innern Leibung entfernt ist, und durch einen Punkt im Scheitel, der um ein Drittel der Gewölbestärke von der äußern Leibung abliegt. Bei der Maximalstützlinie liegen die Durchgangspunkte bei den Kämpferfugen um ein Drittel der Gewölbestärke von der äußern Leibung, der Durchgangspunkt in der Scheitelfuge um ein Drittel der Gewölbestärke von der innern Leibung entfernt. — Bei Halbkreisgewölben sind als Kämpferfugen diejenigen Fugen einzuführen, die mit der Wagerechten einen Winkel von rund 30° bilden. Wenn eine Scheitelfuge nicht vorhanden ist, so kann man eine gedachte Scheitelfuge einführen.

c) Verzeichnen der Stützlinie.

Die Lage der Stützlinie gibt Aufschluß über die Stabilität des Gewölbes; es soll deshalb vorgeführt werden, wie man die Stützlinie konstruiert, wenn drei Punkte für ihren Verlauf vorgeschrieben sind. Zunächst wird die Größe der Belastungsfläche ermittelt, indem man die Hinterfüllung und die Verkehrslast in Wölbmaterial umwandelt. Die sich dann zwischen der innern Leibung des Gewölbes und der obern Begrenzung ergebende Fläche heißt die Belastungsfläche.

---

[1]) Z. B.: Tolkenit, »Leitfaden für das Entwerfen und die Berechnung gewölbter Brücken«; Berlin 1902. — Prof. Melan, »Der Brückenbau«; II. Band: Steinerne Brücken und Brücken aus Beton und Eisen, 2. Aufl., Leipzig u. Wien 1920. — Handbuch für Eisenbeton, 3. Aufl., Bd. VII: »Bogenbrücken und Überwölbungen« von Th. Gesteschi, Berlin 1921. — Handbuch der Ingenieurwissenschaften, II, Brückenbau, I. Band; »Die Brücken im allgemeinen, Massivbrücken in Stein, Beton und Eisenbeton, Herstellung und Unterhaltung der steinernen Bogenbrücken«, bearbeitet von M. Förster, Th. Landsberg, E. G. Mertens. 5. Aufl., Leipzig 1917.

Für die Umrechnung kann man nachstehende Tabelle verwenden.

Anstatt der Umrechnung der Überschüttung und der Verkehrslast in Wölbmaterial kann man auch bei jedem der nachstehend unter α erwähnten Streifen die Gewichte der einzelnen Bestandteile (Gewölbe, Überschüttung, Verkehrslast usw.) für sich ausrechnen, addieren und in einem beliebigen Kräftemaßstab auftragen. Diese Art der Berechnung wird insbesondere dann zweckmäßig, wenn keine Überschüttung vorhanden, sondern wenn die Fahrbahn durch Wände oder Pfeiler auf das Gewölbe abgestützt ist (z. B. Abb. 77 u. 87).

Tabelle III. Umrechnung der Verkehrslast in Wölbmaterial.

	Spannweite	Höhe der Verkehrsbelastung in Metern bei Gewölben aus	
		Ziegelsteinen Gewicht f. d. cbm = 1800 kg	Beton oder Bruchsteinen Gewicht f. d. cbm = 2300 kg
Brücken für Hauptbahnen (8,5 t Raddruck)	unter 18 m	1,50 m	1,20 m
	18 bis 36 m	1,35 m	1,02 m
	über 36 m	1,10 m	0,85 m
Straßenbrücken	unter 10 m	0,56 m	0,44 m
	10 bis 20 m	0,44 m	0,34 m
	über 20 m	0,32 m	0,24 m
Fußgängerbrücken	beliebig	0,32 m	0,24 m

Am zweckmäßigsten und richtigsten ist es natürlich, sich derartiger Tabellen nur zur überschläglichen Berechnung der Gewölbe und zur vorläufigen Bestimmung der Gewölbestärke zu bedienen. Hierauf ist alsdann aus den Verhältnissen der Konstruktion selbst, der verfügbaren Bauhöhe, der möglichen oder vorgeschriebenen Überschüttungshöhe die endgültige statische Untersuchung vorzunehmen.

α) *Stützlinie für symmetrisches und symmetrisch belastetes Gewölbe.*

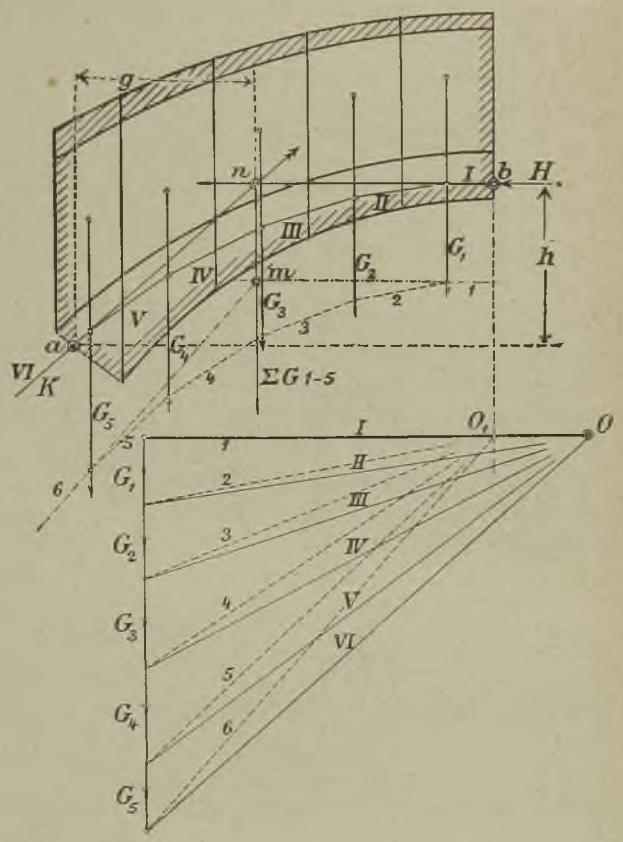
Die Stützlinie muß wegen der vollkommenen Symmetrie im Scheitel eine wagerechte Tangente haben und im ganzen Verlauf symmetrisch zur lotrechten Mittellinie des Gewölbes sein. In diesem Falle genügt es demnach, wenn ein Scheitel- und ein Kämpferpunkt angenommen werden, durch die die Stützlinie verlaufen muß; auch braucht nur die Hälfte der Stützlinie verzeichnet zu werden.

Man teile die Belastungsfläche in eine Anzahl zweckmäßig gleichbreiter Streifen (Abb. 94 u. 95)[1]), trage deren Gewichte G_1, G_2, . . . als Kräfte auf, zeichne unter Annahme eines Polabstands ein Seilpolygon (Stützlinie), das durch die vorgeschriebenen Punkte b und a geht. Der Polabstand muß gleich dem von dem Gewölbe bei der betr. Belastung ausgeübten Horizontalschub sein. Dieser ist daher zunächst zu ermitteln. Man sucht mit Hilfe eines für beliebigen Pol O_1 konstruierten Seilpolygons 1. 2. 3. 4. 5. 6. die Lage der Mittelkraft $\Sigma(G_{1-5})$ aller auf der einen Gewölbehälfte liegenden Lasten G, bringt sie mit der durch den Scheitelpunkt b der Stützlinie gezogenen wagerechten Geraden (dem Horizontalschub) in Punkt n zum Schnitt und verbindet diesen Schnittpunkt n mit dem Kämpferpunkt a der Stützlinie. Zieht man nunmehr durch den Anfangspunkt der Kraft G_1 und den Endpunkt der Kraft G_5 im Kraftpolygon Parallelen bzw. zu den Kraftrichtungen $\overline{bn}$ und $\overline{an}$, so erhält man als deren Schnittpunkt den Pol O und in dem wagerechten Abstand des Poles O von der Kraftlinie G_1, G_2, . . . die Größe des Horizontalschubs. In den Abb. 94 und 95 ist I der Horizontalschub, VI der Kämpferdruck.

[1]) Die Abb. 94 bis 97 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., 2. Teil, Bd. I, Kap. II, S. 171 und 172, bearbeitet von Prof. M. Förster in Dresden, entnommen.

Die vom Pol O nach den Grenzpunkten der Kräfte G_1, G_2, ... gezogenen Strahlen geben nach Größe und Richtung die zwischen den einzelnen lotrechten Lamellen wirkenden Resultierenden an. Das für den Pol O konstruierte Seilpolygon *I II III IV V* verläuft durch Punkt a und b und ist die gesuchte Stützlinie. Die Größe dieser Kräfte wird erhalten, indem man die Länge der Strahlen auf dem Kraftmaßstab mißt, nach denen die Kräfte G aufgetragen sind.

Abb. 94 u. 95.
Konstruktion der Stützlinie für symmetrisch belastetes Gewölbe.



Man kann den Horizontalschub H, der der Stützlinie durch die Punkte b und a entspricht, auch leicht berechnen. Da die Resultierende von H und $\Sigma(G)$ durch den Punkt a geht, so ist die algebraische Summe der Momente ihrer Seitenkräfte für Momentenpunkt a gleich Null. Bezeichnet man den lotrechten Abstand der Punkte b und a (den Pfeil der Stützlinie) mit h, den wagerechten Abstand der Resultierenden $\Sigma(G_{1-5})$ von a mit g, so ist

$$0 = g \cdot \Sigma(G_{1-5}) - H \cdot h, \text{ also}$$

$$H = \frac{g}{h} \cdot \Sigma(G_{1-5}).$$

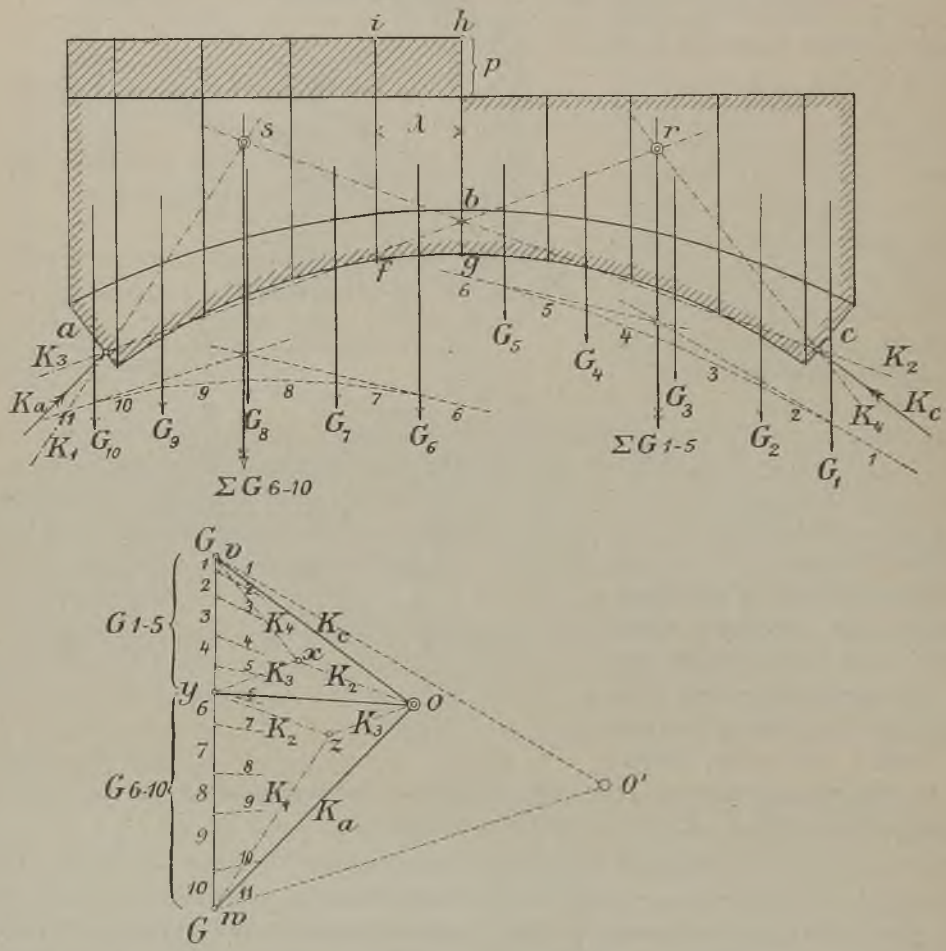
Den Abstand g, d. h. die wagerechte Entfernung der Resultierenden aller lotrechten Kräfte auf der einen Gewölbehälfte von dem Kämpferpunkt dieser Gewölbehälfte kann man genau wie beim Balken auf zwei Stützen auch rechnerisch bestimmen. Sind die Abstände der Einzellasten G_1, G_2 usw. vom Kämpferpunkt a mit g_1, g_2 usw. bezeichnet, so ist:

$$g = \frac{G_1 \cdot g_1 + G_2 \cdot g_2 + G_3 \cdot g_3 + G_4 \cdot g_4 + G_5 \cdot g_5}{\Sigma(G_{1-5})}.$$

β) *Stützlinie für unsymmetrisches bzw. unsymmetrisch belastetes Gewölbe* (Abb. 96 u. 97). Die Stützlinie soll durch die drei Punkte a, b, c verlaufen. Jeder Kämperdruck besteht aus zwei Teilen, demjenigen, der durch Belastung der linken Hälfte, und demjenigen, der durch Belastung der rechten Hälfte erzeugt wird. Die Belastung der rechten Hälfte allein, $\Sigma(G_{1-5})$, ruft einen linken Kämpferdruck K_3 hervor, dessen Lage und Richtung durch die Gerade $\overline{ab}$ bestimmt ist. Wird der Schnittpunkt der Linie ab mit $\Sigma(G_{1-5})$, d. h. Punkt r mit Punkt c verbunden, so gibt die Linie $\overline{cr}$ Lage und Richtung des durch die rechtsseitige Last erzeugten rechten Kämpferdrucks K_4 an. Die durch Anfangs- und Endpunkt von (G_{1-5}) im Kraftpolygon zu den Linien $\overline{ar}$ und $\overline{cr}$ gezogenen Parallelen ergeben in $\overline{yx}$ und $\overline{xv}$ die Größen der Kämpferdrücke K_3 und K_4. In ganz gleicher Weise erhält man nach Größe und Richtung die Kämpferdrücke K_1 und K_2, die durch die linksseitige Belastung $\Sigma(G_{6-10})$ erzeugt werden. Die Richtung

von K_2 ist durch $\overline{cb}$ bestimmt, dadurch ergibt sich Punkt s als Schnittpunkt von K_2 und $\Sigma(G_{6-10})$ und die Richtung von K_1 durch die Linie $\overline{as}$. Parallelen zu diesen Richtungen, im Kraftpolygon durch w und y gezogen, ergeben die Größe der Kämpferdrücke K_1 und K_2. Die wirklichen Kämpferdrücke K_a und K_c werden darauf durch Zusammensetzen der Kämpferdrücke K_1 und K_3 am linken Kämpfer, K_2 und K_4 am rechten Kämpfer gefunden. Diese Zusammensetzung ist in Abb. 96 und 97 im Kraftpolygon graphisch vorgenommen und leicht verständlich. Mit diesen Kämpferdrücken K_a und

Abb. 96 u. 97. Konstruktion der Stützlinie für unsymmetrisch belastetes Gewölbe.



K_c kann man nun die Lasten G_{10}, G_9 . . . leicht zusammensetzen und die zugehörige Stützlinie in gleicher Weise konstruieren, wie in Abb. 94 und 95 gezeigt ist. Welche Stützlinien für die statische Untersuchung eines Gewölbes bestimmt werden müssen, ist in dem Folgenden näher ausgeführt.

d) Günstige Form des Gewölbes.

Man kann auf Grund der Ergebnisse der Elastizitätstheorie diejenige Stützlinie als die nahezu richtige annehmen, die mit der Mittellinie des Gewölbes zusammenfällt. Man sucht nun diejenige Stützlinie auf, die für halbe Verkehrsbelastung auf dem ganzen Gewölbe bei Annahme dreier Punkte in Kämpfer- und Scheitelfugen sich ergibt, und

formt die Gewölbemittellinie übereinstimmend mit dieser Stützlinie. — Man nennt die aus Eigengewicht und halber Verkehrslast auf dem ganzen Gewölbe sich zusammensetzende Belastung: die Normalbelastung. Zu beachten ist, daß beim Beginn der Entwurfsarbeit die Form des Gewölbes noch unbekannt ist, demnach auch dessen Eigengewicht und die in Abb. 94 bzw. 95 randschraffierte Fläche.

Beim Entwerfen geht man deshalb folgendermaßen vor: Man nimmt zunächst die Gewölbestärke im Scheitel nach einer Erfahrungsformel an, ebenso die Gewölbeformel entsprechend den sonstigen Bedingungen (Höhe der Fahrbahn, des Hochwassers u. dgl.), bestimmt hiernach die Belastungsfläche und konstruiert für die Normalbelastung eine durch drei angemessen angenommene Punkte verlaufende Stützlinie. Diese fällt zunächst nicht mit der Gewölbemittellinie zusammen; man muß sie nun durch Änderungen in der Belastung (Form des Gewölbes usw.) allmählich verbessern, bis die Stützlinie für Normalbelastung mit der Gewölbemittellinie zusammenfällt. Am schnellsten kommt man zum Ziel, wenn man die zuerst gefundene Stützlinie als Gewölbemittellinie annimmt und mit dieser die Untersuchung wiederholt.

Einen Anhalt für die Bemessung der Scheitelstärke gibt auch folgende Überlegung: Die untere Leibung des Gewölbes wird durch die Bedingungen der Aufgabe — wenigstens bezüglich der Höhenlage der Scheitel- und Kämpferpunkte — festgelegt sein. Man ermittelt nun das zwischen der angenommenen untern Leibungslinie und der Fahrbahnoberkante liegende Gesamtgewicht G_g der Brücke auf 1 m Tiefe unter Einsetzung eines mittlern spezifischen Gewichts, das im allgemeinen zwischen 1,8 und 2,0 liegen wird. Zu diesem Gewicht addiere man die auf die Lichtweite und auf 1 m Gewölbetiefe verteilte Verkehrslast G_p. Dann ist der durch den Scheitelquerschnitt aufzunehmende größte Horizontalschub H_{g+p} etwa $= \frac{G_{g+p} \cdot l}{8f}$,

wobei l die Lichtweite in m,
f die Pfeilhöhe in m.

Bei einer zulässigen Druckspannung σ in kg/cm² ergibt sich die Scheitelstärke c in cm:

$$c = \frac{H_{g+p}}{\sigma \cdot 100},$$

wenn, wie oben erwähnt, die Untersuchung für einen Gewölbestreifen von 1 m = 100 cm durchgeführt wird. H_{g+p} ist in kg einzuführen.

Bei einem Gewölbe, das drei Gelenke erhalten soll, ergibt diese Beziehung brauchbare Werte, die um so genauer sind, je weiter gespannt und je flacher das Gewölbe ist. Für eingespannte Gewölbe ist der so gefundene Wert entsprechend (bis 1,5 mal) zu vergrößern.

Um die Stabilität des Gewölbes nachzuweisen, konstruiere man noch eine Minimalstützlinie, die möglichst im innern Gewölbedrittel verlaufen soll, ferner eine durch die Mitten der Kämpfer- und Scheitelfugen verlaufende Stützlinie, die beiden vorstehenden für volle, über das ganze Gewölbe verteilte Belastung, endlich eine Stützlinie für Belastung des Gewölbes mit voller Verkehrslast auf der einen Seite des Gewölbes bis zum Scheitel, während die andere Hälfte des Gewölbes nur das Eigengewicht zu tragen hat. Bei dieser einseitigen Belastung darf an keiner Stelle σ_{max} die für den Baustoff zulässige Inanspruchnahme überschreiten.

e) Kantenpressungen im Gewölbe ohne Eiseneinlagen.

Soll das Gewölbe standfähig sein, so muß zunächst die Stützlinie in ihrem ganzen Verlauf im Gewölbe liegen; es dürfen aber auch nicht zu große Beanspruchungen im Gewölbe auftreten. Die Beanspruchung in einem Querschnitt ist stets an derjenigen

Kante am größten, nach der die Stützlinie von der Gewölbeachse aus abweicht, um so größer, je mehr sich die Stützlinie der Kante nähert. Bezeichnet P in Abb. 98 die auf eine Fuge wirkende Axialkraft, d. h. die senkrecht zur Fuge gerichtete Seitenkraft der an der einen Seite dieser Fuge wirkenden Resultierenden (auf 100 cm = 1 m Tiefe des Gewölbes, senkrecht zur Bildfläche), e den Abstand des Schnittpunkts E der Kraft P mit dem Querschnitt vom Schwerpunkt S des Querschnitts, d die Gewölbestärke in diesem Querschnitt, so ist, wenn der Punkt E im innern Drittel des Gewölbes liegt:

$$\sigma_{max} = \frac{P}{d \cdot 100}\left(1 + \frac{6e}{d}\right) \text{ in der Kante } m,$$

$$\sigma_{min} = \frac{P}{d \cdot 100}\left(1 + \frac{6e}{d}\right) \text{ in der Kante } n,$$

Der Übergang von σ_{max} zu σ_{min} findet nach dem Gesetz einer Geraden statt, so daß die in Abb. 98 schraffierte Figur (Druckfigur genannt) die sämtlichen Inanspruchnahmen der einzelnen Querschnittspunkte angibt.

Je weiter sich der Durchgangspunkt der Stützlinie von der Gewölbeachse entfernt, um so größer wird σ_{max} und um so kleiner wird σ_{min}. Von großem Interesse ist der Durchgangspunkt der Stützlinie, bei dem σ_{min} gerade den Wert Null erreicht, wobei folglich noch im ganzen Querschnitt Druckspannungen herrschen.

Abb. 98. Beanspruchungen im Gewölbe. Kraft P schneidet die Fuge im innern Drittel.

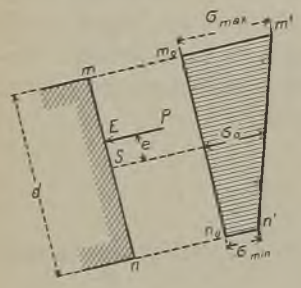
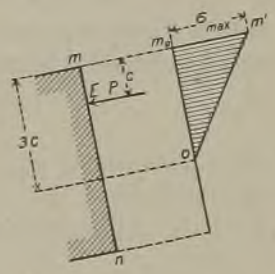


Abb. 99. Beanspruchungen im Gewölbe. Kraft P schneidet die Fuge außerhalb des innern Drittels.



Sobald sich die Stützlinie um $\frac{1}{6}$ der Gewölbestärke d aus der Achse entfernt hat, erreicht die auf der entgegengesetzten Seite liegende Randspannung gerade den Wert Null. Bei größerm Abstand der Stützlinie von der Gewölbeachse als $\frac{1}{6}d$ würden folglich Zugspannungen im Querschnitt auftreten.

Da das Wölbmaterial ohne Eiseneinlagen aber nur sehr geringe Zugspannungen aushalten kann, wählt man die Form und Stärke des Bogens zweckmäßig derart, daß die Durchgangspunkte der Stützlinie nicht weiter als ein $\frac{1}{6}d$ von der Gewölbeachse entfernt liegen, d. h. daß die Stützlinie überall im mittlern Drittel des Querschnitts verbleibt.

Wenn dagegegen der Schnittpunkt E außerhalb des innern Drittels fällt in den Abstand c von der zunächst liegenden Kante, so ist in dieser die Druckspannung, wenn auf den Zugwiderstand des Materials der Sicherheit halber nicht gerechnet wird:

$$\sigma_{max} = \frac{2P}{3 \cdot c \cdot 100}.$$

Druckübertragung findet hier nur auf eine Breite $3c$ von der Kante aus statt, und zwar wiederum nach dem Gesetz der Geraden. In Abstand $3c$ von der Kante m ist die Inanspruchnahme gleich Null. Abb. 99 zeigt die graphische Darstellung der Querschnittinanspruchnahme; σ_{max} darf höchstens gleich der zulässigen Druckinanspruchnahme k des Gewölbematerials sein. Setzt man $\sigma_{max} = k$, und löst nach c auf, so ergibt sich das Maß, wie weit sich höchstens die Stützlinie einer Leibung nähern darf, zu

$$c \geqq \frac{2P}{3 \cdot k \cdot 100}.$$

Für vorläufigen Überschlag kann man $P = 1{,}4H$ setzen, wo H den Horizontalschub im Gewölbe bedeutet.

f) Statische Berechnung der Eisenbetonbrücken.

Die statische Untersuchung der Gewölbe mit Eiseneinlagen kann zeichnerisch oder rechnerisch in derselben Weise vorgenommen werden, wie für die Gewölbe ohne Eiseneinlagen. Es ist somit das unter a bis d Gesagte auch für die Eisenbetongewölbe anwendbar. Ein grundsätzlicher Unterschied zwischen beiden Gewölbearten ergibt sich nur hinsichtlich der Lage der Stützlinie und der Bestimmung der Kantenpressungen. Bei den bis jetzt betrachteten Gewölben war die Lage der Stützlinie auf das mittlere Drittel des Querschnitts oder auf weniges außerhalb desselben beschränkt, da auf die Übertragung von Zugspannungen (wie in e gezeigt) nicht gerechnet werden sollte. Bei den Eisenbetongewölben sind aber die Einlagen in erster Linie zur Aufnahme der Zugkräfte vorhanden; aus diesem Grund ist auch die Stützlinie von der Gewölbeform unabhängiger. Sie darf folglich nicht nur aus dem mittlern Drittel des Querschnitts, sondern sogar aus letzterm herausfallen. Wenn es daher für Gewölbe mit Eiseneinlagen nicht unbedingt notwendig ist, die günstigste Gewölbeform mittels der »Normalbelastung« festzustellen, so wird man trotzdem stets, falls nicht ganz bestimmte Bedingungen über die Gestaltung des Gewölbes vorgeschrieben sind, dessen günstigste Form nach Absatz d aufsuchen, um so die Wölbstärke, den Eisenverbrauch und hiermit die Baukosten möglichst zu verringern.

Die Berechnung der Fugenpressungen soll in folgendem eingehender besprochen werden. Zu diesem Zwecke werden die Grundlagen für die Berechnung von Eisenbetonkonstruktionen kurz zusammengestellt. Der Vollständigkeit halber wird auch die Berechnung der Plattenbrücken vorgeführt.

Auf Grund zahlreicher Versuche hat man verschiedene Berechnungsverfahren für Eisenbetonkonstruktionen aufgestellt. Fast sämtlichen Berechnungsarten liegen nachstehende Annahmen zugrunde.

1. Innerhalb der Grenzen der gewöhnlichen Beanspruchungswerte besteht Proportionalität zwischen den Spannungen und Dehnungen sowohl des Eisens, als auch des Betons. Deshalb können die üblichen Gesetze der Festigkeitslehre auch auf die Eisenbetonkonstruktionen angewendet werden.

2. Auf die Übertragung von Zugspannungen seitens des Betons soll nicht gerechnet werden; vielmehr sollen die Eiseneinlagen so bemessen werden, daß sie allein imstande sind, die Zugspannungen aufzunehmen.

3. Der Elastizitätsmodul des Eisens wird etwa 15mal so groß angenommen als derjenige des Betons auf Druck.

Die auf diese Annahmen sich gründenden Rechnungsarten liegen den Leitsätzen bzw. Bestimmungen für die Ausführung von Eisenbetonbauten zugrunde, die der preußische Minister der öffentlichen Arbeiten aufgestellt hat. Das diesen »Bestimmungen« (S. 63 bis 73) beigegebene Rechnungsverfahren enthält eine Zusammenstellung bzw. kurze Ableitung der für die verschiedenen Fälle und Konstruktionen maßgebenden Gleichungen.

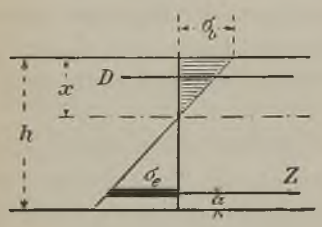
Letztere seien nachstehend für die beiden grundlegenden und am häufigsten vorkommenden Fälle etwas ausführlicher entwickelt.

In den Gleichungen bezeichne:

M das den Querschnitt beanspruchende Biegungsmoment;
b die Balken- bzw. Plattenbreite;
b_1 die Rippenbreite beim Plattenbalken;
h die Höhe des Balkens bzw. der Platte;
d die Deckenstärke beim Plattenbalken;

x den Abstand der Nullinie von der Druckkante des Betons;
a den Schwerpunktsabstand der gezogenen Eiseneinlagen von dem Betonrand in der Zugzone (die sog. Überdeckung der Eisen);
$h-a$ die nutzbare Deckenstärke;
E_b den Elastizitätsmodul des Betons;
E_e den Elastizitätsmodul des Eisens;
f_e den Querschnitt der auf Zug beanspruchten Eiseneinlagen;
f_e' den Querschnitt der auf Druck beanspruchten Eiseneinlagen;
D die Mittelkraft der Druckspannungen des Betons;
Z die Zugkraft der Eiseneinlagen;
σ_b die größte Druckspannung im Beton;
σ_e die größte Zugspannung im Eisen.

Abb. 100. Berechnungen der Spannungen s_e u. s_b.



Da es sich im folgenden um die Berechnung der Spannungen oder um die Feststellung der Querschnittsabmessungen handelt, so müssen die äußern Kräfte und Biegungsmomente bekannt bzw. vorher ermittelt sein.

1. Die Querschnittsabmessungen sind gegeben, die Spannungen σ_e und σ_b sind gesucht.

Nach Abb. 100 ergibt sich aus der Gleichgewichtsbedingung $\Sigma(H)=0$:

$$D = Z = \sigma_b \cdot \frac{b \cdot x}{2} = \sigma_e \cdot f_e. \tag{1}$$

Die Gleichung $\Sigma(M)=0$ ergibt:

$$M = D\left(h-a-\frac{x}{3}\right) = Z\left(h-a-\frac{x}{3}\right) = \frac{\sigma_b b x}{2}\left(h-a-\frac{x}{3}\right) = \sigma_e \cdot f_e\left(h-a-\frac{x}{3}\right). \tag{2}$$

Da der Elastizitätsmodul des Betons nur den $n$ten Teil desjenigen des Eisens beträgt, so muß die Spannung σ_b mit n vervielfacht werden, um mit der Eisenspannung σ_e gleichwertig zu sein.

Es verhält sich dann:

$$\frac{n \cdot \sigma_b}{x} = \frac{\sigma_e}{h-a-x}; \tag{3}$$

hieraus ist:

$$\sigma_e = n \cdot \sigma_b \frac{h-a-x}{x}.$$

Setzt man diesen Wert in Gleichung 1 ein, so erhält man:

$$\frac{b \cdot x}{2} = n \cdot f_e \cdot \frac{h-a-x}{x}$$

oder

$$\frac{b \cdot x^2}{2} = n \cdot f_e \cdot (h-a-x). \tag{5}$$

Die Gleichung 5 besagt, daß die neutrale Achse im Schwerpunkt des wirksamen Querschnitts liegt. Der Eisenquerschnitt ist hierbei in $n$facher Größe einzuführen.

Aus Gleichung 5 wird:

$$x^2 + \frac{2n \cdot f_e}{b} \cdot x - \frac{2n \cdot f_e}{b}(h-a) = 0$$

oder

$$x = \frac{n \cdot f_e}{b}\left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2b(h-a)}{n \cdot f_e}}\right] \tag{6}$$

Nachdem x bekannt ist, lassen sich die gesuchten Spannungen berechnen und zwar aus Gleichung 2.

Es ergibt sich:

$$\sigma_b = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2}\left(h - a - \frac{x}{3}\right)}; \tag{7}$$

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e\left(h - a - \frac{x}{3}\right)}. \tag{8}$$

2. Die Spannungen σ_b und σ_e sind gegeben, die Querschnittsabmessungen $h - a$ und f_e sind gesucht.

Dieser Fall kommt weitaus am häufigsten vor. Während für die Spannungen meistens bestimmte Werte als zulässige Höchstwerte vorgeschrieben sind, müssen die Abmessungen des Querschnitts beim Entwerfen erst gesucht werden. Der Fall 2 liegt daher insbesondere beim Entwerfen einer Eisenbetonkonstruktion vor, während der Fall 1 für die Nachprüfung der Spannungen einer bereits in ihren Abmessungen festgelegten Konstruktion geeignet ist.

Zur Lösung der Aufgabe bestimmt man zunächst aus Gleichung 3:

$$x = \frac{n \cdot \sigma_b (h - a)}{\sigma_e + n \cdot \sigma_b};$$

da σ_e und σ_b gegeben sind, stellt $\frac{n \cdot \sigma_b}{\sigma_e + n\sigma_b}$ einen konstanten Wert dar. Dieser werde zur Abkürzung $= s$ gesetzt.

Dann ist

$$x = s(h - a). \tag{9}$$

Setzt man dies in Gleichung 2 ein, so ergibt sich:

$$M = \frac{\sigma_b \cdot b}{2} \cdot s(h - a)\left[h - a - s\frac{h - a}{3}\right]$$

oder:

$$M = \frac{\sigma_b \cdot b}{2} \cdot s(h - a)^2\left[1 - \frac{s}{3}\right].$$

Hieraus ist:

$$(h - a)^2 = \frac{2}{s \cdot \sigma_b\left(1 - \frac{s}{3}\right)} \cdot \frac{M}{b};$$

und

$$h - a = \sqrt{\frac{2}{\left(1 - \frac{s}{3}\right) s \cdot \sigma_b}} \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}; \tag{10}$$

in Gleichung 10 ist $h - a$ nur durch gegebene Größen ausgedrückt. Setzt man der Kürze halber den konstanten Ausdruck:

$$\sqrt{\frac{2}{\left(1 - \frac{s}{3}\right) s \cdot \sigma_b}} = r,$$

so ist

$$h - a = r \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}. \tag{11}$$

In gleicher Weise wird f_e aus Gleichung 2 bestimmt:

$$f_e = \frac{M}{\sigma_e\left[h - a - \frac{s(h-a)}{3}\right]};$$

setzt man für $h - a$ seinen Wert $r \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$ ein, so ergibt sich:

$$f_e = \frac{M}{\sigma_e\left[r \cdot \sqrt{\frac{M}{b}} - \frac{s}{3} \cdot r \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}\right]} = \frac{\sqrt{M \cdot b}}{r\left(\sigma_e - \sigma_e \cdot \frac{s}{3}\right)} = \frac{\sqrt{M \cdot b}}{r \cdot \sigma_e\left(1 - \frac{s}{3}\right)};$$

setzt man den konstanten Nenner dieser Gleichung $= \frac{1}{t}$, so ist

$$f_e = t \cdot \sqrt{M \cdot b}. \tag{12}$$

Aus den Gleichungen 9, 11 und 12 lassen sich die Unbekannten bestimmen. Zur schnellern Berechnung dieser Werte hat man Tabellen aufgestellt, die für gewisse, häufig vorkommende Beanspruchungen σ_e und σ_b die rasche Auffindung von $h - a$ und f_e ermöglichen. Eine solche Zusammenstellung ist auf S. 69 enthalten.

Für die häufig vorkommenden Werte $\sigma_e = 1000$ und $\sigma_b = 40$ bzw. $\sigma_e = 1200$ und $\sigma_b = 40$ ist z. B.

$$h - a = 0{,}390 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}; \quad f_e = 0{,}00293 \cdot \sqrt{M \cdot b}; \quad x = 0{,}375\,(h - a);$$

$$\text{bzw. } h - a = 0{,}411 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}; \quad f_e = 0{,}00228 \cdot \sqrt{M \cdot b}; \quad x = 0{,}333\,(h - a);$$

Die Gleichungen 11 und 12 bzw. die Tabelle V, S. 69 können aber nicht nur dazu benutzt werden, für gegebene Spannungen σ_b und σ_e die nutzbare Deckenstärke und den Eisenquerschnitt zu bestimmen, sondern man kann ihnen auch bei gegebener Deckenstärke bzw. Eiseneinlage die übrigen Unbekannten unter Zugrundelegung bestimmter Spannungen berechnen. Der Fall 2 gestattet somit einige für das Entwerfen ebenfalls sehr wichtige Umkehrungen, die an folgendem Beispiel kurz erläutert werden sollen.

Zahlenbeispiel: Es sei für eine Deckenplatte auf einem Streifen von 1 m Breite das Biegungsmoment M zu 4563000 kgcm gefunden. Die Platte soll eine Gesamtstärke von 30 cm und eine Nutzhöhe von 27 cm erhalten.

Der Eisenquerschnitt und die Spannungen sollen bestimmt werden.

Hiernach ist

$$\frac{M}{b} = 4563 \quad \text{und} \quad \sqrt{\frac{M}{b}} = 67{,}53.$$

Aus der Gleichung 11 kann somit der Koeffizient $r = \frac{h - a}{\sqrt{\frac{M}{b}}}$ ermittelt werden.

Es ist:

$$r = \frac{27}{67{,}63} = 0{,}39.$$

Sucht man diesen Wert in der Tabelle V in der Spalte für $h - a$ auf, so ergibt er sich einmal bei den Spannungswerten $\sigma_e = 1000$ und $\sigma_b = 40$. Das zugehörige f_e ergibt sich dann zu $0{,}00293\sqrt{M \cdot b}$.

Ein gleicher Koeffizient r findet sich aber in der Tabelle noch weiter unten etwa bei den Spannungen $\sigma_e = 800$ und $\sigma_b = 35$, d. h. wollte man im vorliegenden Fall eine geringere Betonspannung als $\sigma_b = 40$ erzielen, so wäre der Eisenquerschnitt (bei gleicher Deckenstärke) entsprechend zu erhöhen. Es ist dann

$$f_e = 0{,}00353\sqrt{M \cdot b}.$$

Liegt die Aufgabe umgekehrt, d. h. sind außer dem Biegungsmoment die Eiseneinlagen f_e gegeben und es sollen die Deckenstärken $h - a$ und die Spannungen bestimmt werden, so ist unter Benutzung der Gleichung 12 ähnlich wie oben der Koeffizient t zu berechnen und in der Tabelle V aus der Spalte für f_e das den gefundenen Koeffizienten t am besten entsprechende Spannungsverhältnis $\sigma_e : \sigma_b$ zu ermitteln. Der Rechnungsgang ist der gleiche wie bei dem obigen Beispiel.

Aus den vom preußischen Minister der öffentlichen Arbeiten am 13. Januar 1916 erlassenen Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton seien nachstehend die Leitsätze für die statische Berechnung nebst dem Rechnungsverfahren vorgeführt.

Leitsätze für die statische Berechnung.

a) Belastungsannahmen.

1. Bei Hochbauten sind die jeweils gültigen amtlichen Vorschriften zu beachten[1]).

2. Für Ingenieurbauten ist die Belastung durch Eigengewicht ebenfalls nach den in Ziff. 1 genannten amtlichen Vorschriften zu berechnen[2]).

b) Einfluß der Wärmeschwankungen und des Schwindens.

1. Bei gewöhnlichen Hochbauten können die Wärmeschwankungen außer Berechnung bleiben; es genügt im allgemeinen, Schwindfugen in Abständen von 30 bis 40 m anzuordnen. In besondern Fallen sowie bei Ingenieurbauten empfiehlt es sich, diese Abstände zu verkleinern.

2. Bei rahmen- und bogenförmigen Tragwerken von großen Spannweiten sowie allgemein bei Ingenieurbauten muß der Einfluß der Wärme berücksichtigt werden, wenn dadurch innere Spannungen entstehen. Soll bei mittlerer Jahreswärme betoniert werden, werden, so ist mit einem Wärmeunterschied von $\pm 15^{\circ}$ C zu rechnen. Wird bei anderer Wärme betoniert, so ist zu beachten, daß die statischen Verhältnisse dadurch eine Änderung erfahren.

Der außerdem zu ermittelnde Einfluß des Schwindens des Betons an der Luft ist dem eines Wärmeabfalls von 15° C gleich zu achten.

Als Wärmeausdehnungszahl von Beton ist $1 : 10^5$ einzusetzen.

3. Bei Tragwerken, deren geringste Abmessung 70 cm oder mehr beträgt, und solchen, die durch Überschüttung oder sonst hinreichend geschützt sind, dürfen die Warmeschwankungen geringer, mit $\pm 10^{\circ}$ C in die Rechnung eingestellt werden.

c) Ermittlung der äußern Kräfte.

1. Bei statisch bestimmten Tragwerken sind Auflagerkräfte, Querkräfte und Biegungsmomente nach den Regeln der Statik zu ermitteln.

Bei der Berechnung der unbekannten Größen statisch unbestimmter Tragwerke und der elastischen Formänderung aller Tragwerke sind die aus dem vollen Betonquerschnitt einschließlich der Zugzone und aus der zehnfachen Fläche der Längseisen gebildeten ideellen Querschnittsflächen und die daraus errechneten Trägheitsmomente ($n = 10$)[3]),

---

[1]) Zur Zeit gelten die Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen usw. vom 31. Januar 1910 (Zentralbl. d. Bauverw., S. 101) sowie die hierzu ergangenen und etwa noch ergehenden Ergänzungen. Die in diesen Bestimmungen mitenthaltenen Vorschriften über die Beanspruchung der Baustoffe kommen für Eisenbetonbauten nicht in Betracht.

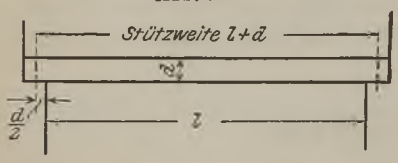
[2]) Wegen der Bemessung der Nutzlasten wird auf die von den Provinzial-, Kommunalbehörden usw. erlassenen Vorschriften verwiesen.

[3]) Vgl. d), Ziff. 2.

sowie eine für Druck und Zug im Beton gleich große Formänderungszahl $E = 210000$ kg/qcm in Rechnung zu stellen. Für die Ermittlung der äußern Kräfte (Einspannungsmomente und Auflagerkräfte) kann in der Regel unter Vernachlässigung der Eiseneinlagen mit unveränderlichem Trägheitsmoment gerechnet werden.

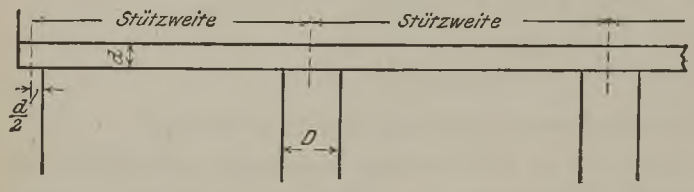
2. Bei beiderseits frei aufliegenden Platten ist die Lichtweite zuzüglich der Deckenstärke in Feldmitte, bei frei aufliegenden Balken die Entfernung der Auflagermitten als Stützweite in die Berechnung einzuführen. Bei außergewöhnlich großen Auflagerlängen ist die Stützweite gleich der um 5 % vergrößerten Lichtweite zu wählen.

Abb. 101.



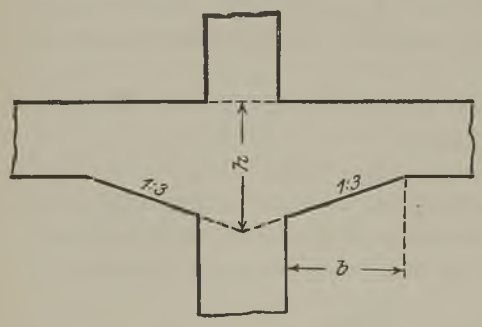
3. Bei durchgehenden Platten und Balken gilt als Stützweite die Entfernung zwischen den Mitten der Stützen. Ist bei Hochbauten die Stützenbreite D gleich oder größer als der fünfte Teil der Stockwerkhöhe, so sind durchgehend ausgebildete Balken nicht mehr als durchgehend, sondern als an der Stütze voll eingespannt zu berechnen Hierbei ist vorausgesetzt, daß die Balken entweder mit der Stütze biegungsfest verbunden sind, oder daß eine entsprechende Auflast über den Stützen vorhanden ist, wobei als Stützweite die um 5 % vergrößerte Lichtweite zu rechnen ist.

Abb. 102.



4. Bei durchgehenden Balken kann zur Aufnahme des Stützenmoments die durch Verlängerung der flachen Balkenschrägen bis zur Stützenmitte sich ergebende Balkenhöhe h als wirksam angenommen werden; dabei ist zu beachten, daß der am stärksten beanspruchte Querschnitt nicht immer über der Stützenmitte liegt.

Abb. 103.



Die in Rechnung zu stellende Neigung der Schrägen soll nicht steiler als 1 : 3 sein; das Maß b (s. Abb. 103) ist so zu wählen, daß der Momentennullpunkt außerhalb der Schräge zu liegen kommt.

5. Eisenbetonstützen in fester Verbindung mit Balken sind ausnahmsweise, auf Verlangen der Baupolizeibehörde, auf Biegung zu untersuchen, insbesondere bei Brücken und ähnlichen Ingenieurbauten. Bei Endstützen ist, wenn eine genaue Berechnung auf Rahmenwirkung nicht angestellt wird, wenigstens ein solches Biegungsmoment zu berücksichtigen, das ein Drittel des Moments im Endfeld bei freier Auflagerung des Balkens über der Endstütze ist.

6. Bei Berechnung des Moments in den Feldmitten darf eine Einspannung an den Balken- und Plattenenden nur soweit berücksichtigt werden, als sie durch bauliche Maßnahmen gesichert und rechnerisch nachweisbar ist.

Wenn freie Auflagerung im Mauerwerk angenommen wird, muß gleichwohl durch obere Eiseneinlagen und einen ausreichenden Betonquerschnitt an der Unterseite einer doch vorhandenen, unbeabsichtigten Einspannung Rechnung getragen werden; dies ist namentlich bei Rippendecken mit oder ohne Ausfüllung der Zwischenräume zu beachten.

Mit Rücksicht auf die Querkräfte sind bei Balken — auch bei freier Auflagerung — einige abgebogene Eisen bis über das Auflager hinweg zu führen.

7. Die Berechnung durchgehender Tragwerke (vgl. Ziff. 1, Abs. 2) ist stets für die ungünstigste Stellung der Nutzlast durchzuführen; aufwärts biegende Momente in Feldmitte sind zu berücksichtigen.

Wenn nur ständige Belastung vorkommt, darf das Feldmoment bei gleichen Stützweiten in den Mittelfeldern nicht unter $\frac{p \cdot l^2}{24}$ angenommen werden.

8. Platten in Hochbauten, die einerseits oder beiderseits mit Eisenbetonrippen starr verbunden sind, können bei annähernd gleicher Feldweite und gleichmäßiger Belastung zur Vereinfachung der Rechnung derart als eingespannt berechnet werden, daß die größten Feldmomente der Mittelfelder zu $\frac{p \cdot l^2}{14}$, der Endfelder zu $\frac{p \cdot l^2}{11}$ angenommen werden; dabei ist l der Achsabstand der Rippen. An den Rippen ist vollkommene Einspannung anzunehmen.

Bei wesentlich verschiedenen Feldweiten sind die Feldmomente bei ungünstigster Laststellung unter Annahme eines durchgehenden Trägers nachzuweisen; aufwärts biegende Momente in den Feldmitten sind zu berücksichtigen.

Die Verstärkung von Deckenplatten durch Kehlen oder Schrägen darf nur soweit in Rechnung gestellt werden, als die Neigung nicht steiler als 1 : 3 ist.

9. Die Breite der Druckplatte eines Plattenbalkens darf, von der Rippenachse aus nach jeder Seite gemessen, nicht größer angenommen werden als die 4fache Rippenbreite, die 8fache Plattendicke, die 2fache Trägerhöhe einschl. Plattendicke oder die halbe zugehörige Plattenfeldweite. Bei einseitigen Plattenbalken ist die 3fache Rippenbreite, die 6fache Plattendicke und die $1\frac{1}{2}$fache Trägerhöhe maßgebend. Das kleinste dieser Maße ist zu wählen.

Liegen die Deckeneisen gleichlaufend mit den Hauptbalken, so sind rechtwinklig zu ihnen besondere Eiseneinlagen anzuordnen, die die Mitwirkung der anschließenden Deckenplatte auf die gerechnete Breite sichern, und zwar wenigstens 8 Eisen von 7 mm Durchmesser auf 1 m Balkenlänge.

10. Die wirksame Balkenhöhe, d. h. der Abstand der äußeren Beton-Druckkante vom Schwerpunkt der Eiseneinlagen, muß mindestens betragen:

Bei Balken, Unterzügen und Rippendecken mit oder ohne Ausfüllung der Zwischenräume $\frac{1}{20}$ der Stützweite (vgl. Ziff. 2 u. 3).

Bei massiven Eisenbetonplatten und Hohlsteindeckenplatten (Steindecken mit auf Druck beanspruchten Steinen) $\frac{1}{27}$ der Stützweite. Bei durchlaufenden Platten gilt als Stützweite die größte Entfernung der Momenten-Nullpunkte.

11. Bei ringsum aufliegenden rechteckigen Platten mit gekreuzten Eiseneinlagen ist, wenn nicht nach genauerm Verfahren gerechnet wird, bei gleichmäßig verteilter Belastung p, wenn die Länge a und die Breite b beträgt, die Belastung wie folgt zu verteilen:

für die Stützweite a wird $p_a = p \frac{b^4}{a^4 + b^4}$,

für die Stützweite b wird $p_b = p \frac{a^4}{a^4 + b^4}$.

Mit diesen Belastungswerten ist die Berechnung nach den Regeln durchzuführen, die für freiaufliegende, eingespannte oder durchgehende Platten gelten (vgl. Ziff. 7 u. 8).

12. Die sich rechnungsmäßig ergebende Dicke der Platten und der plattenförmigen Teile der Plattenbalken ist überall auf mindestens 8 cm zu bringen. Ausgenommen von dieser Vorschrift sind Dachplatten und untergehängte Decken, die nur zum Abschluß dienen oder nur zwecks Reinigung und dergl. begangen werden, sowie fabrikmäßig hergestellte, fertig verlegte Eisenbetonplatten.

Die Druckplatten von Rippendecken mit oder ohne Ausfüllung der Zwischenräume (vgl. Ziff. 10) bis zu 0,6 m Achsabstand müssen mindestens 5 cm stark sein. Solche Decken müssen zur Lastverteilung Querrippen von der Stärke und Bewehrung der Tragrippen erhalten, und zwar bei Deckenspannweiten von 4 bis 6 m eine Querrippe, bei Spannweiten über 6 m mindestens zwei. Bei starken Einzellasten ist ein besonderer Festigkeitsnachweis erforderlich.

Abb. 104.

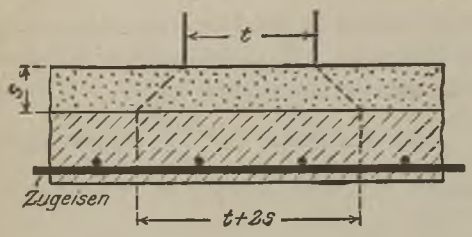
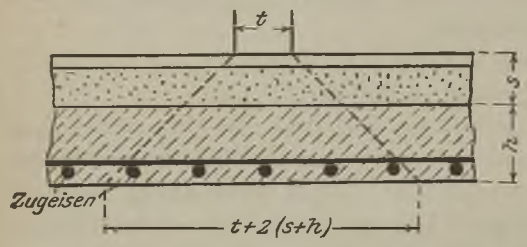


Abb. 105.



Bei vollen Deckenplatten darf in der Gegend der größten Momente der Eisenabstand 15 cm nicht überschreiten.

13. Platten mit oder ohne verteilende Deckschicht von der Stützweite l, die Einzellasten (z. B. Raddrucke oder Drucke von Maschinenfüßen) aufzunehmen haben, sind auf Biegung zu berechnen wie plattenförmige Balken von der Breite $^2/_3\, l$. In der Richtung der Zugeisen kann bei Berechnung von Brückenplatten und Decken, die mit schweren Maschinen belastet werden, eine Lastverteilung auf die Länge $t + 2\,s$ angenommen werden (vgl. Abb. 104).

14. Für die Berechnungen der Schubspannungen kann in der Plattenmitte ebenfalls eine Plattenbreite von $^2/_3\, l$ angenommen werden; am Auflager ist dagegen nur $t + 2\,(s + h)$ in Rechnung zu stellen. Zwischenwerte sind angemessen einzuschalten.

d) Ermittlung der innern Kräfte.

1. Die Spannungen im Querschnitt des auf Biegung oder des auf Biegung mit Achsdruck beanspruchten Körpers sind unter der Annahme zu berechnen, daß sich die Dehnungen wie die Abstände von der Nullinie verhalten. Die zulässigen Beanspruchungen des Betons auf Druck und des Eisens auf Zug sowie die zulässigen Schub- und Haftspannungen haben zur Voraussetzung, daß das Eisen alle Zugspannungen im Querschnitt aufnimmt, daß also von einer Mitwirkung des Betons auf Zug ganz abgesehen wird.

2. Für die Bemessung der Bauteile ist das Verhältnis der Elastizitätsmaße von Eisen und Beton zu $n = 15$ anzunehmen (vgl. c), Ziff. 1).

3. In Balken sind die Schubspannungen τ_0 nachzuweisen (vgl. e), Ziff. 10).

Geht der ohne Rücksicht auf abgebogene Eisen oder Bügel errechnete Wert der Schubspannung über 14 kg/qcm hinaus, so ist zunächst die Rippenstärke zu vergrößern, bis dieser Wert erreicht oder unterschritten wird. Sodann sind die Anordnungen so zu treffen, daß die Schubspannungen in denjenigen Balkenteilen, wo der für Beton zulässige Wert von 4 kg/qcm überschritten wird, durch aufgebogene Eisen, durch die Bügel oder durch beide zusammen vollkommen aufgenommen werden.

4. Die Haftspannungen brauchen nicht berechnet zu werden, wenn die Enden der Eisen mit runden oder spitzwinkligen Haken versehen und dabei die Eisen nicht stärker als 26 mm sind.

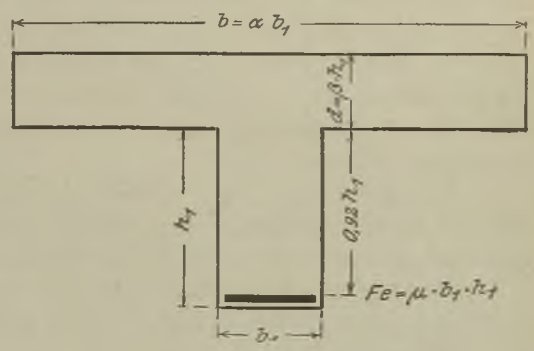
5. Bei Brücken unter Gleisen, die von Hauptbahn-Lokomotiven befahren werden, soll zur Vermeidung von Rissen nachstehende Regel befolgt werden:

Unter Festhaltung des Wertes $\sigma_e \leqq 750$ kg/qcm und $\sigma_{bz} \leqq 24$ kg/qcm darf für nur auf Biegung beanspruchte Rippenbalken, deren in Rechnung gestellte Platten-

breite $b = \alpha \cdot b_1$ (vgl. Abb. 106) ist, das aus der nebenstehenden Zeichnung und der Tafel auf S. 61 hervorgehende Bewehrungsverhältnis $\mu = \frac{F_e}{b_1 \cdot h_1}$ (d. h. Eisenquerschnitt geteilt durch Rippenhöhe — nur bis Plattenunterkante — mal Rippenbreite) nicht überschritten werden [1]).

Bei Bogen-, Rahmen- und sonstigen statisch unbestimmten Brücken, die von Hauptbahnlokomotiven befahren werden, müssen auch die auftretenden Betonzugspannungen unter Berücksichtigung der Achskräfte nachgewiesen werden. Auch dabei ist $n = 15$ anzunehmen; die so errechnete Betonzugspannung darf nicht den Wert von 24 kg/qcm übersteigen. Dabei ist die Wirkung der Wärmeschwankungen und das Schwinden des Betons nach b) zu berücksichtigen.

Abb. 106.



Vorausgesetzt wird, daß die betreffenden Bauteile nach dem Einstampfen mindestens sechs Wochen lang feucht gehalten und vor Einwirkung der Sonnenstrahlen geschützt werden. Bei Brücken über Bahnanlagen wird ein besonderer Schutz (z. B. durch Schutzanstrich oder aufgehängte Schutztafeln) gegen die Einwirkung der schwefligen Rauchgase empfohlen; seine Ausführung ist den besondern Verhältnissen anzupassen.

6.[2]) Bei Stützen ohne Knickgefahr und mit gewöhnlicher Bügelbewehrung berechnet sich die zulässige zentrische Belastung aus der Formel

$$P = \sigma_b (F_b + 15\, F_e), \tag{13}$$

worin σ_b die zulässige Druckspannung des Betons für Stützen (vgl. e), Ziff. 3), F_b die Durchschnittfläche des Betons und F_e diejenige der Längseisen bedeutet.

Die Anwendung dieser Formel ist nur gestattet, wenn die Längseisen zusammen mindestens 0,8 % und nicht mehr als 3 % des Betonquerschnitts ausmachen und durch Bügel verbunden sind. Der Abstand der Bügel (von Mitte zu Mitte gemessen) darf nicht größer sein als die kleinste Abmessung des Stützenquerschnitts und nicht über das Zwölffache der Stärke der Längsstäbe hinausgehen.

7.[2]) Bei umschnürten Säulen und andern umschnürten Druckgliedern mit kreisförmigen Kernquerschnitt soll die zulässige zentrische Last aus der Formel

$$P = \sigma_b (F_k + 15\, F_e + 45\, F_s) \tag{14}$$

berechnet werden. Hierin bedeutet F_k den Querschnitt des umschnürten Kerns (durch die Mitte der Querbewehrungseisen begrenzt) $F_s = \frac{\pi \cdot D \cdot f}{s}$, wenn D den mittlern Krümmungs-

---

[1]) Zu diesem Zwecke wählt man zunächst eine bestimmte Rippenhöhe h_1 und ermittelt angenähert $F_e = \frac{M}{\left(0{,}92\, h_1 + \frac{d}{2}\right) \sigma_e}$. Da die Plattenstärke d schon vorher bekannt ist, so kann auch $\beta = \frac{d}{h_1}$ und $\frac{\mu}{\alpha} = \frac{F_e}{d \cdot b} \cdot \beta$ berechnet werden. In der Tafel S. 61 sucht man nun den Schnittpunkt der β-Linie mit der $\frac{\mu}{\alpha}$-Linie und liest die Abszisse α und die Ordinate μ ab. Die gesuchte Rippenbreite ist $b_1 = \frac{b}{\alpha}$. Die Ordinate μ gibt zur Kontrolle $\mu = \frac{F_e}{b_1 \cdot h_1}$ (vgl. Zentralbl. der Bauverw. 1914, S. 204 und 1915, S. 391).

[2]) Änderungen in diesen Einzelbestimmungen bleiben vorbehalten, bis nach Abschluß der weiter im Gange befindlichen Versuche.

durchmesser der Querbewehrungseisen, f den Querschnitt der letztern und s ihren Abstand in Richtung der Säulenachse (von Mitte bis Mitte) bezeichnet.

Dabei muß sein

$$(F_k + 15\,F_e + 45\,F_s) \geqq 2\,F_b.$$

Als umschnürte Säulen sind solche mit Querbewehrung nach der Schraubenlinie (Spiralbewehrung) und gleichwertigen Wicklungen[1]) oder mit Ringbewehrung versehene Säulen mit kreisförmigem Kernquerschnitt anzusehen, bei denen das Verhältnis der Ganghöhe der Schraubenlinie oder des Abstands der Ringe zum Durchmesser des Kernquerschnitts kleiner als $^1/_5$ ist. Der Abstand der Schraubenwindungen oder der Ringe soll nicht über 8 cm hinausgehen. Die Längsbewehrung (F_e) soll mindestens $^1/_3$ der Querbewehrung (F_s) sein.

8.[2]) Quadratischen oder rechteckigen Umschnürungen wird eine Erhöhung der Tragfähigkeit nicht zuerkannt; nach dieser Art bewehrte Stützen und Druckglieder sind daher nach den Vorschriften in Ziff. 6 zu berechnen.

9. Beträgt die Höhe einer zentrisch belasteten Stütze mehr als das 15fache der kleinsten Querschnittabmessung, so ist die Stütze auch auf Knicken zu berechnen. Hierbei ist die Eulersche Formel auzuwenden unter Voraussetzung einer zehnfachen Sicherheit. Das Elastizitätsmaß des Betons ist zu 140000 kg/qcm anzunehmen. Das erforderliche Trägheitsmoment berechnet sich dann zu

$$J\,(\text{in cm}^4) = 70\,P \cdot l^2,$$

worin P die Belastung der Stütze in t und l die volle Stablänge (Stockwerkshöhe) in m ist.

Die Benutzung anderer Knickformeln soll nicht ausgeschlossen sein; doch bedarf es daneben des Nachweises der Knicksicherheit nach der Eulerschen Formel.

10. Ist eine Stütze exzentrisch belastet oder ist die Möglichkeit vorhanden, daß sie seitliche Drucke erhält (z. B. in Fabriken und Lagerhäusern), so sind neben dem Nachweis der Knicksicherheit (vgl. Ziff. 9) die größten Kantenpressungen aus der Gleichung

$$\sigma = \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W}$$

zu ermitteln (vgl. c), Ziff. 5).

Beträgt die Höhe der Stütze mehr als das 20fache der kleinsten Querschnittabmessung, so ist M noch um den Wert $P \cdot \frac{l}{200}$, der der Wirkung der Knickkraft am Hebelsarm der Durchbiegung Rechnung tragen soll, zu vermehren.

e) Zulässige Spannungen.

1. Die nachstehend für Beton angegebenen Spannungen sind unter der Voraussetzung zulässig, daß der Beton, auch wenn flüssig angemacht und entsprechend der Verarbeitung im Bauwerk behandelt, nach 28 Tagen Erhärtung eine Würfelfestigkeit von mindestens 150 kg/qcm und nach 45 Tagen von mindestens 180 kg/qcm hat. Ist der Beton für Säulen oder Stützen bestimmt, so muß die Würfelfestigkeit nach 28 Tagen mindestens 180 kg/qcm und nach 45 Tagen mindestens 210 kg/qcm betragen. Im Streitfall entscheidet die Prüfüng nach 45 Tagen.

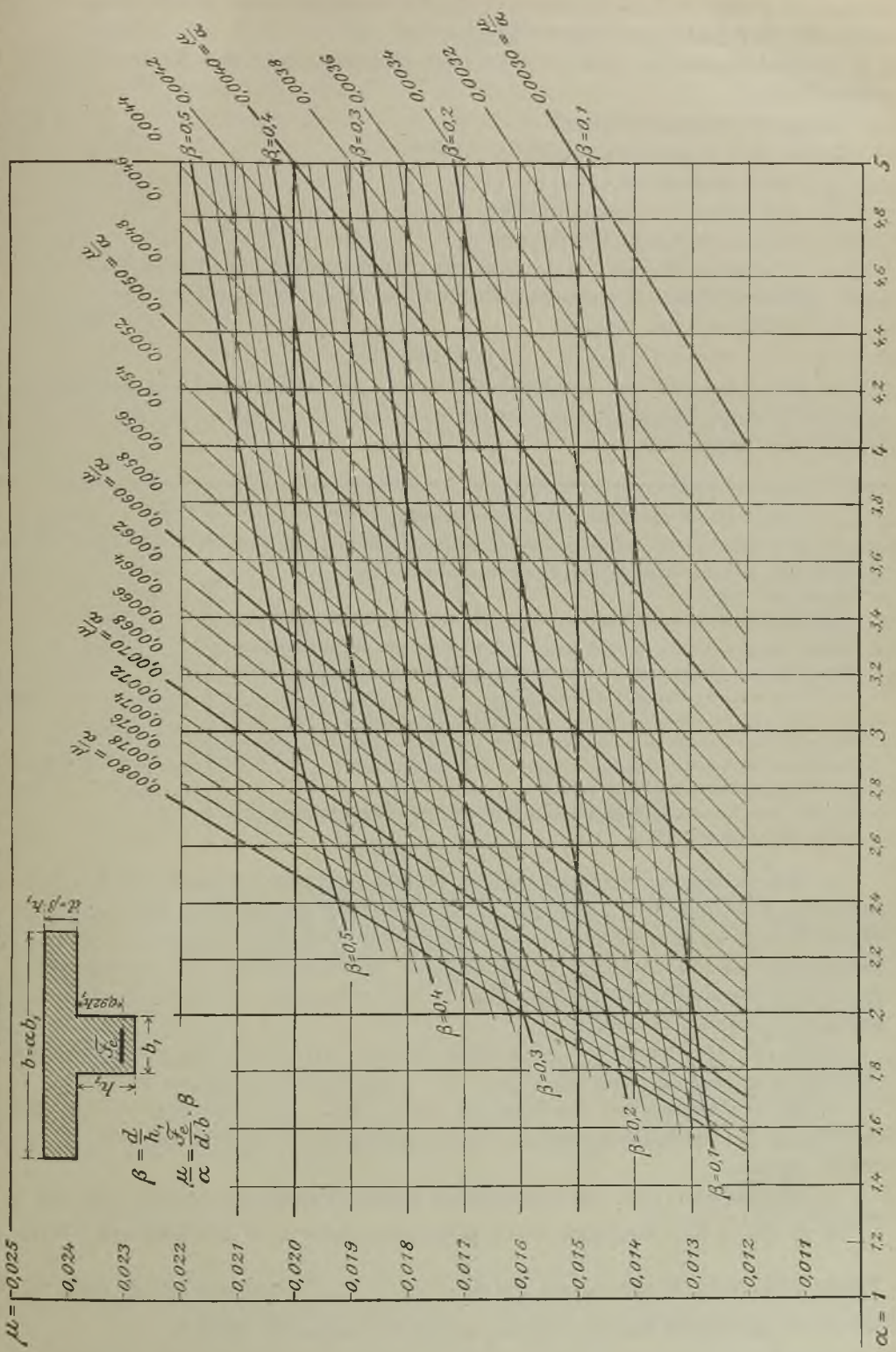
2. Wird bei Beton, auch wenn flüssig angemacht, nach 45 Tagen eine Würfelfestigkeit von mehr als 245 kg/qcm nachgewiesen, so darf bei Hochbauten der Beton in Säulen und Stützen (Ziff. 3, a) anstatt mit 35 kg/qcm mit $^1/_7$, in Rahmen und Bogen

---

[1]) Die Gleichwertigkeit ist nachzuweisen.

[2]) Siehe Anmerkung 2 auf Seite 59.

Abb. 107. Tafel zur Bestimmung geeigneter Rippenbreiten und Trägerhöhen für Eisenbetonbalkenbrücken unter Hauptbahngleisen (vgl. Text S. 58 unter 5).



(Ziff. 4, b) anstatt mit 40 kg/qcm mit $^1/_6$ der nachgewiesenen Würfelfestigkeit, jedoch nicht mit über 50 kg/qcm beansprucht werden.

3. Zentrischer Druck. Als zulässige Druckspannung des Betons σ_b gelten folgende Werte:

a) bei Hochbauten allgemein . . . . . 35 kg/qcm
b) bei Säulen mehrgeschossiger Gebäude
im Dachgeschoß [1]) . . . . . 25 »
im darunterliegenden Geschoß . . . . . 30 »
in den folgenden Geschossen . . . . . 35 »
Die nach Ziff. 2 u. U. zulässige Spannungserhöhung ist für die höheren Geschosse in gleichem Verhältnis wie vorstehend zu ermäßigen.
c) bei Stützen von Brücken . . . . . 30 »
(vgl. Ziff. 5).

4. Biegung und exzentrischer Druck. Nach dem Grad der Erschütterungen wird die zulässige Druckspannung des Betons σ_b und die Zugspannung des Eisens σ_e wie nachstehend festgesetzt:

Art des Bauwerks oder des Bauteils	σ_b kg/qcm	σ_e kg/qcm
a) Hochbauten (einschl. Fabriken) mit vorwiegend ruhender Last	40	1200
b) Rahmen und Bogen	40	1200
Wegen Erhöhung der Betonspannung bei Rahmen und Bogen vgl. Ziff. 2.		
c) Platten von weniger als 10 cm Stärke sowie Bauteile, die der unmittelbaren Einwirkung von Stößen und Erschütterungen durch Maschinen usw. ausgesetzt sind, Haupttreppen, Tanzsäle, Fabriken usw.	35	1000
d) Die Teile von Straßenbrücken, die der unmittelbaren Erschütterung durch Lastwagen und Dampfwalzen ausgesetzt sind, sehr stark (z. B. durch schwere Maschinen) erschütterte sonstige Tragwerke und Durchfahrten	35	900
e) Die übrigen Teile von Straßenbrücken	40	1000
f) Brücken unter Eisenbahngleisen bei einem Schotterbett von mindestens 0,30 m Stärke (vgl. auch d), Ziff. 5)	30	750

5. Auf Verlangen der Baupolizei ist in den Gruppen c, d und e (Ziff. 4) die veränderliche Last mit dem 1,5 fachen in die Rechnung einzusetzen; dann sind aber die Werte $\sigma_b = 40$ kg/qcm und $\sigma_e = 1200$ kg/qcm der Rechnung zugrunde zu legen. Ausnahmsweise kann in Gruppe c für Bauteile, die besonders starken Erschütterungen (z. B. durch Rotationsmaschinen) ausgesetzt sind, eine Erhöhung des Beiwertes über 1,5 (bis höchstens 2) gefordert werden.

Wird mit dem Beiwert 1,5 gerechnet, so kann bei Berechnung von Brückenstützen (vgl. Ziff. 3, c) von der Druckspannung $\sigma_b = 40$ kg/qcm ausgegangen werden.

6. An den Unterseiten der Schrägen oder Kehlen von Plattenbalken, wo diese an die Mittelstützen anschließen, kann die Druckspannung um $^1/_3$, jedoch nicht über 50 kg/qcm erhöht werden.

7. Bei Bauteilen, die auf exzentrischen Druck beansprucht werden, darf der Wert $\frac{P}{F}$ die in Ziff. 3 für zentrischen Druck genannten Werte nicht überschreiten. Wenn zur Vereinfachung der Rechnung die Formel $\sigma = \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W}$ zugrunde gelegt wird, so darf der Beton am Rande bis zu 5 kg/qcm auf Zug beansprucht werden.

[1]) Empfohlen wird, die Seitenlänge des Querschnitts bei Mittelstützen zu mindestens 25 cm anzunehmen.

8. Werden in der statischen Berechnung außer der ständigen Last und der ungünstigen Nutzlast (einschl. der Fliehkraft bei Bahnbrücken) auch noch Schneelast, die größten Winddrucke, die Brems- und Reibungskräfte und bei statisch unbestimmten Tragwerken der Einfluß der Wärmeschwankung und des Schwindens (vgl. § 15, Ziff. 2), ferner in Hochbauten bei Stützen die von den Unterzügen auf sie übertragene Biegung, also sämtliche möglichen Einwirkungen berücksichtigt, so dürfen bei ungünstigster Zusammenzählung dieser Spannungen die in Ziff. 3 u. 4 angegebenen Betondruck- und Eisenspannungen um 30 % überschritten werden, wobei als äußerste Grenzen der Eisenspannung 1200 kg/qcm und der Betondruckspannung 60 kg/qcm einzuhalten sind. Maßgebend ist der ungünstigste Belastungsfall.

9. Ausnahmsweise können bei Gelenken und andern besondern Bauteilen höhere Beanspruchungen zugelassen werden.

10. Schubspannung. Die Schubspannung τ_0 des Betons darf 4 kg/qcm nicht überschreiten. Sie ist zu berechnen aus der Gleichung $\tau_0 = \frac{Q}{b_0 \cdot z}$, worin b_0 bei Plattenbalken die Stegbreite und z den Abstand des Eisenschwerpunkts vom Druckmittelpunkt bedeutet.

11. Haftspannung. Die zulässige Haftspannung τ_1 (Gleitwiderstand) beträgt 4,5 kg/qcm. Dabei ist für die auf Biegung beanspruchten Platten und Balken vorausgesetzt, daß sie, wenn nur gerade Eisen mit oder ohne Bügel vorhanden sind, aus der Gleichung $\tau_1 = \frac{b_0 \cdot \tau_0}{u}$ berechnet wird.

Sind dagegen Eisen nach der einfachen oder mehrfachen Strebenanordnung abgebogen, so daß sie imstande sind, die gesamten schrägen Zugspannungen allein aufzunehmen, so ist für die Berechnung der Haftspannung an den untern gerade geführten Eisen nur die halbe Querkraft in Ansatz zu bringen.

12. Drehungsspannung. Die zulässige Drehungsspannung des Betons beträgt für rechteckige Querschnitte $\tau_d = 4$ kg/qcm [1]).

Rechnungsverfahren mit Beispielen.

A. Reine Biegung.

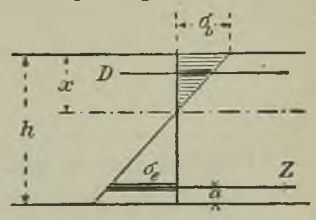
a) Ohne Berücksichtigung der Betonzugspannungen.

Bei einfacher Eiseneinlage vom Gesamtquerschnitt f_e auf die Balken- oder Plattenbreite b ergibt sich, wenn das Verhältnis der Elastizitätsmaße des Eisens und des Betons mit n bezeichnet wird, der Abstand der Nullinie von der Oberkante aus der Gleichung der statischen Momente der Flächenelemente für die Nullinie (vgl. Abb. 108)

$$\frac{b \cdot x^2}{2} = n \cdot f_e (h - a - x) \quad \text{zu} \tag{13}$$

$$x = \frac{n \cdot f_e}{b}\left[\sqrt{1 + \frac{2b(h-a)}{n \cdot f_e}} - 1\right]. \tag{14}$$

Abb. 108. Berechnung der Spannungen s_e u. s_b.



Aus der Gleichsetzung der Momente der äußern und innern Kräfte folgt dann

$$M = \sigma_b \cdot \frac{x}{2} \cdot b\left(h - a - \frac{x}{3}\right) = \sigma_e \cdot f_e\left(h - a - \frac{x}{3}\right), \tag{15}$$

worin σ_b die größte Betondruckspannung und σ_e die mittlere Eisenzugspannung bedeutet.

[1]) Bezüglich einer zweckmäßigen Bewehrung vgl. Heft 16 der Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Berlin 1912. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Hieraus folgt

$$\sigma_b = \frac{2M}{b \cdot x\left(h - a - \frac{x}{3}\right)} \tag{16}$$

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e\left(h - a - \frac{x}{3}\right)}. \tag{17}$$

Unter Umständen kommen auch folgende leicht ableitbare Gleichungen in Betracht:

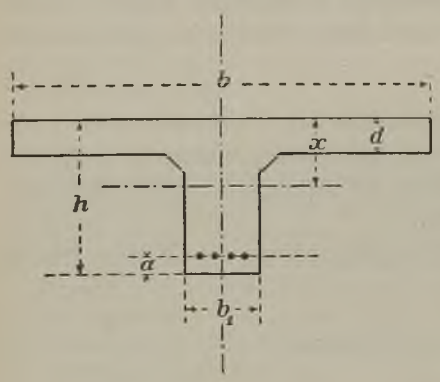
$$x = \frac{n(h-a)\sigma_b}{\sigma_e + n \cdot \sigma_b} \tag{18}$$

$$\frac{b \cdot x}{2} \cdot \sigma_b = \sigma_e \cdot f_e. \tag{19}$$

Bei T-förmigen Querschnitten, sog. Plattenbalken, unterscheidet sich die Berechnung nicht von der vorigen, wenn die Nullinie in die Platte selbst oder in die Unterkante der Platte fällt.

Geht die Nullinie durch den Steg, so können die geringen im Steg auftretenden Druckspannungen vernachlässigt werden.

Abb. 109. T-förmiger Querschnitt.



Dann ist (vgl. Abb. 109):

$$\sigma_u = \frac{x-d}{x} \cdot \sigma_o \tag{20}$$

$$\sigma_e = n \cdot \frac{h-a-x}{x} \cdot \sigma_o \tag{21}$$

$$\frac{\sigma_o + \sigma_u}{2} \cdot b \cdot d = \sigma_e \cdot f_e \tag{22}$$

oder nach Einsetzen der Werte von σ_u und σ_e aus den Gleichungen (20) und (21) in Gleichung (22):

$$x = \frac{\frac{b \cdot d^2}{2} + n \cdot f_e(h-a)}{b \cdot d + n \cdot f_e}. \tag{23}$$

Da der Abstand des Schwerpunkts des Drucktrapezes von der Oberkante

$$x - y = \frac{d}{3} \cdot \frac{\sigma_o + 2\sigma_u}{\sigma_o + \sigma_u} \tag{24}$$

ist, so wird nach Einsetzen des Wertes von σ_u in Gleichung (20):

$$y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x-d)} = \frac{2}{3}\left(x + \frac{(x-d)^2}{2x-d}\right) \tag{25}$$

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e(h-a-x+y)} \tag{26}$$

$$\sigma_o = \frac{x}{n(h-a-x)} \cdot \sigma_e. \tag{27}$$

Erhalten Balken und Platten auch obere Eiseneinlagen, so kommen folgende Gleichungen zur Anwendung (Abb. 110 bis 112):

Für die Lage der Nullinie:

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - f_e'(x-a) + n \cdot f_e'(x-a) = n \cdot f_e(h-a-x), \tag{28}$$

woraus

$$x = -\frac{(n-1)f_e' + n \cdot f_e}{b} + \sqrt{\left[\frac{(n-1)f_e' + n \cdot f_e}{b}\right]^2 + \frac{2}{b}\left[(n-1)f_e' \cdot a + n \cdot f_e(h-a)\right]}. \tag{29}$$

Für das Angriffsmoment:

$$M = \frac{b \cdot x}{2} \sigma_b \left(h - a - \frac{x}{3}\right) - f_e' \cdot \sigma_b' (h - 2a) + f_e' \cdot \sigma_e' (h - 2a). \tag{30}$$

Hierin bedeutet σ_b' die Betondruckspannung in mittlerer Höhe der obern Eiseneinlage und ist bestimmt durch

$$\sigma_b' = \frac{x - a}{x} \cdot \sigma_b.$$

Da ferner

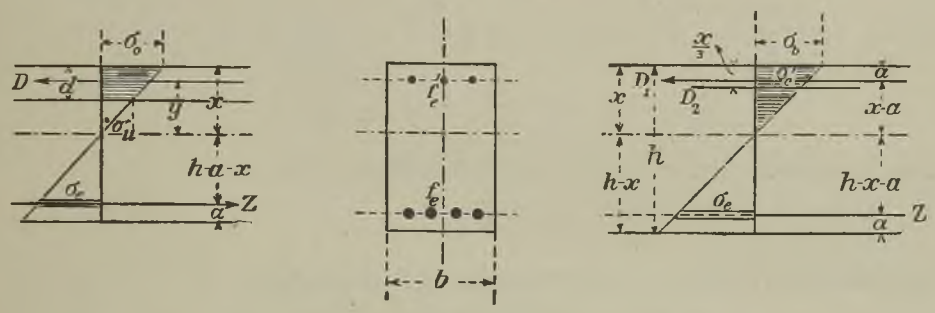
$$\sigma_e' = \frac{n(x - a)}{x} \cdot \sigma_b;$$

so wird

$$M = \left[\frac{b \cdot x}{2}\left(h - a - \frac{x}{3}\right) + (n - 1) f_e' \cdot \frac{x - a}{x}(h - 2a)\right] \sigma_b. \tag{31}$$

Abb. 110 bis 112. Balken und Platten mit obern Eiseneinlagen.

Abb. 110. Abb. 111. Abb. 112.



Vernachlässigt man die geringe Querschnittsverminderung des Betondruckgurts durch die obern Eiseneinlagen, so geht Gleichung (29) über in

$$x = -\frac{n(f_e + f_e')}{b} + \sqrt{\left(\frac{n(f_e + f_e')}{b}\right)^2 + \frac{2 \cdot n}{b}\left(f_e' \cdot a + f_e (h - a)\right)} \tag{32}$$

und Gleichung (19) in

$$M = \left[\frac{b \cdot x}{2}\left(h - a - \frac{x}{3}\right) + n \cdot f_e' \frac{x - a}{x}(h - 2a)\right] \sigma_b. \tag{33}$$

Hat man bei gegebenem Angriffsmoment aus Gleichung (33) σ_b berechnet, so finden sich die Spannungen σ_e und σ_b' leicht aus dem Gesetz, daß sich die Spannungen wie die Abstände von der Nullinie verhalten. Hat man bei gegebener Betondruckspannung σ_b' den Wert des Angriffsmoments ermittelt, so finden sich die Spannungen σ_e und σ_e' aus

$$M = f_e \cdot \sigma_e \left(h - a - \frac{x}{3}\right) + f_e \cdot \sigma_e' \left(\frac{x}{3} - a\right) \tag{34}$$

oder da

$$\sigma_e' = \frac{x - a}{h - a - x} \sigma_e,$$

$$M = \left[f_e \left(h - a - \frac{x}{3}\right) + f_e' \cdot \frac{x - a}{h - a - x}\left(\frac{x}{3} - a\right)\right] \sigma_e. \tag{35}$$

Man kann auch den gemeinsamen Schwerpunkt des Betons und der Eiseneinlage in der Druckzone bestimmen aus

$$y_1 = \frac{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \frac{2}{3} x \cdot \sigma_b + \sigma_e' \cdot f_e' (x - a)}{\frac{b \cdot x}{2} \sigma_b + \sigma_e' \cdot f_e'} = \frac{\frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot f_e' (x - a)^2}{\frac{b \cdot x^2}{2} + n \cdot f_e' (x - a)} \tag{36}$$

dann wird

$$M = f_e \cdot \sigma_e (h - a - x + y_1). \tag{37}$$

b) Mit Berücksichtigung der Betonzugspannungen.

Bei einfacher Eiseneinlage wird entsprechend Gleichung (13) (vgl. Abb. 113 u. 114):

$$\frac{b \cdot x^2}{2} = \frac{b(h-x)^2}{2} + n \cdot f_e (h - a - x), \tag{38}$$

also

$$x = \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + n \cdot f_e (h - a)}{b \cdot h + n \cdot f_e}. \tag{39}$$

Abb. 113.

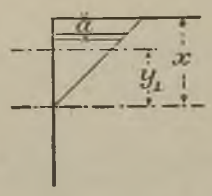
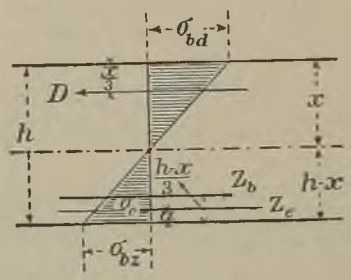


Abb. 114.



Aus der Gleichsetzung der Zug- und Druckkräfte folgt

$$\frac{b \cdot x}{2} \sigma_{bd} = b \cdot \frac{h-x}{2} \cdot \sigma_{bz} + \sigma_e f_e \tag{40}$$

und aus der Proportionalität von Dehnungen und Spannungen

$$\sigma_{bz} = \frac{h-x}{x} \cdot \sigma_{bd}, \tag{41}$$

$$\sigma_e = \frac{h-a-x}{x} \cdot \sigma_{bd}. \tag{41a}$$

Die Momentengleichung für die Nullinie wird dann

$$M = \frac{b \cdot x}{2} \cdot \sigma_{bd} \cdot \frac{2}{3} x + b \cdot \frac{h-x}{2} \cdot \sigma_{bz} \cdot \frac{2}{3}(h-x) + \sigma_e \cdot f_e (h - a - x), \tag{42}$$

woraus mit Hilfe von Gleichung (41) und (41a) folgt:

$$M = \frac{\sigma_{bd}}{x}\left[\frac{b \cdot x^3}{3} + \frac{b(h-x)^3}{3} + n \cdot f_e (h - a - x)^2\right]. \tag{43}$$

Ist M gegeben, so folgt zunächst aus Gleichung (43) σ_{bd} und dann mit Gleichung (41) und (41a) σ_{bz} und σ_e.

Bei Plattenbalken wird, wenn die Nullinie durch den Steg geht:

$$x = \frac{b_1 \cdot \frac{h^2}{2} + (b - b_1) \cdot \frac{d^2}{2} + n \cdot f_e (h - a)}{b_1 \cdot h + (b - b_1) d + n \cdot f_e}, \tag{44}$$

$$M = b \cdot \frac{\sigma_o + \sigma_u}{2} \cdot d \cdot y + b_1 \frac{\sigma_u}{2} \cdot \frac{2}{3} (x - d)^2 + b_1 \cdot \frac{h-x}{2} \cdot \sigma_{bz} \cdot \frac{2}{3}(h-x) + \sigma_e \cdot f_e (h - a - x). \tag{45}$$

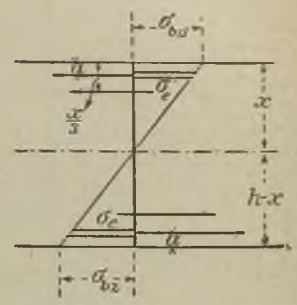
$$M = \frac{\sigma_b}{x}\left[\frac{b}{2} \cdot d\,(2x - d) \cdot y + \frac{b_1}{3}\left((x-d)^3 + (h-x)^3\right) + n \cdot f_e (h - a - x)^2\right] \tag{45a}$$

$$\sigma_{bz} = \frac{h-x}{x} \cdot \sigma_o, \tag{46}$$

$$\sigma_e = n \cdot \frac{h-a-x}{x} \cdot \sigma_o, \tag{46a}$$

Zur Ermittlung der Querschnittsabmessungen bei gegebenem Angriffsmoment sind diese Gleichungen sehr unbequem. Sind b, b_1, h und f_e gegeben und macht man zur Voraussetzung, daß die Nullinie in die Unterkante der Platte fällt, so wird

Abb. 115.



$$\frac{b \cdot x^2}{2} = b_1 \frac{(h-x)^2}{2} + n \cdot f_e (h - a - x), \tag{47}$$

woraus

$$\frac{b - b_1}{2} \cdot x^2 + (b_1 \cdot h + n \cdot f_e) x = \frac{b_1 \cdot h^2}{2} + n \cdot f_e (h - a). \tag{48}$$

Hieraus ist x, also die Plattenstärke zu finden.

Die auftretenden Spannungen finden sich dann aus

$$M = \frac{\sigma_e}{x} \cdot \left[\frac{b \cdot x^3}{3} + b_1 \cdot \frac{(h-x)^3}{3} + n \cdot f_e (h - a - x)^2 \right], \tag{49}$$

sowie aus den Gleichungen (46) und (46 a).

Werden Eisenstäbe auch in der Druckzone angebracht, so wird bei Balken und Platten (vgl. Abb. 115):

$$x = \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + (n-1)\left[f_e' \cdot a + f_e (h-a)\right]}{b \cdot h + (n-1) \cdot (f_e' + f)} \tag{50}$$

$$M = \left[\frac{b \cdot x^3}{3} + \frac{b (h-x)^3}{3} + (n-1)\left(f_e' (x-a)^2 + f_e (h - a - x)^2\right) \right] \frac{\sigma_{bd}}{x}. \tag{51}$$

Sind die obern und untern Eisenstäbe von gleichem Querschnitt, so wird $x = \frac{h}{2}$ und

$$M = \left[\frac{b \cdot h^2}{6} + \frac{4 (n-1) f_e}{h} \cdot \left(\frac{h}{2} - a \right)^2 \right] \sigma_{bd}. \tag{52}$$

Für die am häufigsten vorkommenden Bauteile, Platten und Balken von rechteckigem Querschnitt und mit Eiseneinlagen nur auf der Zugseite, lassen sich Vereinfachungen der Ausdrücke 14), 16) und 17) auf folgende Weise erzielen. Ist das Angriffsmoment sowie der Querschnitt des Betonkörpers und der Eisenstäbe gegeben und will man hiernach die auftretenden Spannungen ermitteln, so wird zur Vereinfachung $f_e = \frac{b (h-a)}{m}$ gesetzt, wobei $m = \frac{b (h-a)}{f_e}$ aus den gegebenen Abmessungen zu erhalten ist. Für verschiedene Werte m läßt sich hiernach folgende Zusammenstellung der zugehörigen Werte von x, σ_b und σ_e benutzen.

Tabelle IV.

Werte von f_e	Zugehörige Werte von x	Spannungen σ_b	Spannungen σ_e
$\frac{b(h-a)}{100}$	$0{,}418\,(h-a)$	$5{,}559 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$116 \frac{M}{b(h-a)^2} = 20{,}867\,\sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{110}$	$0{,}403\,(h-a)$	$5{,}735 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$127 \frac{M}{b(h-a)^2} = 22{,}145\,\sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{120}$	$0{,}391\,(h-a)$	$5{,}895 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$138 \frac{M}{b(h-a)^2} = 23{,}409\,\sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{130}$	$0{,}379\,(h-a)$	$6{,}040 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$149 \frac{M}{b(h-a)^2} = 24{,}668\,\sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{140}$	$0{,}368\,(h-a)$	$6{,}194 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$160 \frac{M}{b(h-a)^2} = 25{,}831\,\sigma_b$

Tabelle IV (Fortsetzung).

Werte von f_e	Zugehörige Werte von x	Spannungen σ_b	Spannungen σ_e
$\frac{b(h-a)}{150}$	$0{,}358\,(h-a)$	$6{,}344 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$170 \frac{M}{b(h-a)^2} = 26{,}797\,\sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{160}$	$0{,}349\,(h-a)$	$6{,}485 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$181 \frac{M}{b(h-a)^2} = 27{,}911\,\sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{170}$	$0{,}341\,(h-a)$	$6{,}617 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$192 \frac{M}{b(h-a)^2} = 29{,}016\,\sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{180}$	$0{,}333\,(h-a)$	$6{,}756 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$203 \frac{M}{b(h-a)^2} = 30{,}049\,\sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{190}$	$0{,}326\,(h-a)$	$6{,}883 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$213 \frac{M}{b(h-a)^2} = 30{,}946\,\sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{200}$	$0{,}320\,(h-a)$	$7{,}000 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$224 \frac{M}{b(h-a)^2} = 32{,}000\,\sigma_b$

Werden bei gegebenem Angriffsmoment und angenommenen Beton- und Eisenspannungen die Querschnittsabmessungen gesucht, so findet sich aus Gleichung (18) zunächst $x = s\,(h-a)$, wenn $s = \frac{n \cdot \sigma_b}{\sigma_e + n \cdot \sigma_b}$ gesetzt wird. Dieser Wert in Gleichung (16) eingesetzt ergibt

$$h - a = \sqrt{\frac{2}{\left(1 - \frac{s}{3}\right) s \cdot \sigma_b}} \cdot \sqrt{\frac{M}{b}} = r \sqrt{\frac{M}{b}}. \tag{53}$$

Tabelle V.

Werte in kg/qcm von σ_e	σ_b	Zugehörige Werte von $x = s\,(h-a)$	Zugehörige Werte von $h - a = r\sqrt{\frac{M}{b}}$	Zugehörige Werte von $f_e = t\sqrt{M \cdot b}$
1200	60	$0{,}429 \cdot (h-a)$	$0{,}302 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$	$0{,}00323 \cdot \sqrt{M \cdot b}$
1200	58	0,420 »	0,309 »	0,00314 »
1200	56	0,412 »	0,317 »	0,00305 »
1200	54	0,403 »	0,326 »	0,00295 »
1200	52	0,394 »	0,335 »	0,00286 »
1200	50	0,385 »	0,345 »	0,00277 »
1200	49	0,380 »	0,351 »	0,00272 »
1200	48	0,375 »	0,356 »	0,00267 »
1200	47	0,370 »	0,362 »	0,00263 »
1200	46	0,365 »	0,368 »	0,00258 »
1200	45	0,361 »	0,375 »	0,00254 »
1200	44	0,355 »	0,381 »	0,00248 »
1200	43	0,350 »	0,388 »	0,00243 »
1200	42	0,344 »	0,395 »	0,00238 »
1200	41	0,339 »	0,403 »	0,00233 »
1200	40	0,333 »	0,411 »	0,00228 »
1200	39	0,328 »	0,419 »	0,00223 »
1200	38	0,322 »	0,428 »	0,00218 »
1200	37	0,316 »	0,437 »	0,00213 »
1200	36	0,310 »	0,447 »	0,00208 »
1200	35	0,305 »	0,457 »	0,00203 »
1200	34	0,298 »	0,468 »	0,00198 »

Tabelle V (Fortsetzung).

Werte in kg/qcm von σ_e	σ_b	Zugehörige Werte von $x = s(h-a)$	Zugehörige Werte von $h - a = r\sqrt{\frac{M}{b}}$	Zugehörige Werte von $f_e = t\sqrt{M \cdot b}$
1200	33	$0{,}293 \cdot (h-a)$	$0{,}479 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$	$0{,}00193 \cdot \sqrt{M \cdot b}$
1200	32	0,286 »	0,492 »	0,00187 »
1200	31	0,279 »	0,505 »	0,00182 »
1200	30	0,273 »	0,519 »	0,00177 »
1200	29	0,266 »	0,534 »	0,00171 »
1200	28	0,259 »	0,549 »	0,00166 »
1200	27	0,252 »	0,567 »	0,00160 »
1200	26	0,245 »	0,584 »	0,00155 »
1200	25	0,238 »	0,604 »	0,00149 »
1200	24	0,231 »	0,625 »	0,00144 »
1200	23	0,223 »	0,649 »	0,00138 »
1200	22	0,216 »	0,674 »	0,00133 »
1200	21	0,208 »	0,702 »	0,00127 »
1200	20	0,200 »	0,732 »	0,00122 »
1200	18	0,184 »	0,805 »	0,00110 »
1200	16	0,167 »	0,892 »	0,00099 »
1200	14	0,149 »	1,005 »	0,000875 »
1200	12	0,130 »	1,155 »	0,00075 »
1200	10	0,111 »	1,370 »	0,00069 »
1000	45	0,403 »	0,357 »	0,00324 »
1000	44	0,398 »	0,363 »	0,00317 »
1000	42	0,387 »	0,376 »	0,00306 »
1000	40	0,375 »	0,390 »	0,00293 »
1000	38	0,363 »	0,406 »	0,00280 »
1000	36	0,351 »	0,423 »	0,00267 »
1000	34	0,338 »	0,443 »	0,00254 »
1000	32	0,325 »	0,464 »	0,00242 »
1000	30	0,310 »	0,490 »	0,00228 »
1000	28	0,296 »	0,518 »	0,00214 »
1000	26	0,280 »	0,550 »	0,00200 »
1000	24	0,265 »	0,588 »	0,00187 »
1000	22	0,248 »	0,632 »	0,00173 »
1000	20	0,230 »	0,686 »	0,00159 »
900	40	0,400 »	0,380 »	0,00337 »
900	35	0,368 »	0,420 »	0,00302 »
900	30	0,333 »	0,475 »	0,00263 »
900	25	0,294 »	0,549 »	0,00224 »
900	20	0,250 »	0,660 »	0,00184 »
800	40	0,429 »	0,367 »	0,00397 »
800	35	0,396 »	0,408 »	0,00353 »
800	30	0,360 »	0,459 »	0,00309 »
800	25	0,319 »	0,530 »	0,00264 »
800	20	0,273 »	0,635 »	0,00217 »

Der Ausdruck für f_e findet sich aus Gleichung (17) zu

$$f_e = \frac{M}{\sigma_e\left(h - a - \frac{s(h-a)}{3}\right)},$$

oder wenn $h - a = r\sqrt{\frac{M}{b}}$ eingesetzt wird, zu

$$f_e = \frac{1}{r\left(1 - \frac{s}{3}\right)\sigma_e} \cdot \sqrt{M \cdot b} = t\sqrt{M \cdot b}. \tag{54}$$

Die hiernach für verschiedene Spannungen σ_e und σ_b sich ergebenden Werte von x, $h - a$ und f_e zeigt vorstehende Zusammenstellung.

Bei Plattenbalken lassen sich die Zusammenstellungen ebenfalls anwenden, wenn die Nullinie in die Unterkante der Platte fällt, oder wenn man eine solche Lage der Nullinie zur Bedingung macht.

B. Zentrischer Druck.

Ist F der Querschnitt der gedrückten Betonfläche und f_z der der gesamten gedrückten Eiseneinlage, so wird die zulässige Belastung

$$P = (F + n \cdot f_e) \cdot \sigma_b, \tag{55}$$

also

$$\sigma_b = \frac{P}{F + n \cdot f_e}, \tag{56}$$

$$\sigma_e = n \cdot \sigma_b = \frac{nP}{F + n \cdot f_e}. \tag{57}$$

C. Exzentrischer Druck.

Die Berechnung erfolgt wie bei homogenem Baustoff, wenn in den Ausdrücken für die Querschnittsfläche und das Trägheitsmoment der Querschnitt der Eiseneinlagen mit seinem $n$fachen Werte zum Betonquerschnitt hinzugerechnet wird. Auftretende Zugspannungen müssen durch die Eiseneinlagen aufgenommen werden können.

Für die Berechnung der Fugenpressungen in Eisenbetongewölben ist der Absatz II C der vorstehenden Bestimmungen: Exzentrischer Druck, sehr wichtig. Da hiernach die Berechnung wie bei homogenem Baustoff erfolgen darf, können die auf S. 50 gegebenen Gleichungen zur Ermittlung der Beanspruchungen benutzt werden. Diese Gleichungen lauten in ihrer allgemeinen Form:

$$\sigma_{max} = \frac{P}{F} + \frac{M \cdot y_1}{J} \quad \text{und} \quad \sigma_{min} = \frac{P}{F} - \frac{M \cdot y_2}{J},$$

worin J das Trägheitsmoment in bezug auf die Schwerpunktsachse und y_1 bzw. y_2 die Abstände letzterer von der Ober- und Unterkante des Querschnitts bedeuten. Für die Ermittlung der Lage der Schwerpunktsachse sowie der Größe der Werte J und F ist der Eisenquerschnitt in n-(= 15)facher Größe einzuführen (vgl. das unten folgende Zahlenbeispiel). Aus diesen Gleichungen ist σ_{max}, d. h. die größte Druckspannung im Beton, (σ_b), sowie σ_{min}, d. h. die größte Zugspannung im Beton (σ_z) zu bestimmen. Letztere ist aber durch die Eiseneinlage aufzunehmen, daher ergibt sich die gesamte Eisenzugkraft aus der Gleichung:

$$Z \cdot = \tfrac{1}{2} b \cdot \sigma_z \cdot (h - x), \text{ worin } x = \frac{h \cdot \sigma_b}{\sigma_b + \sigma_z} \text{ ist,}$$

und die Zugspannung in den Eiseneinlagen:

$$\sigma_e = \frac{Z}{f_e}.$$

Da in der vorstehenden Gleichung für Z auch der auf Zug beanspruchte Betonquerschnitt bei Aufstellung des Trägheitsmoments berücksichtigt ist, während er nach dem unter II abgedruckten Rechnungsverfahren außer Betracht bleiben soll, ist die

Gleichung für Z hiernach nicht streng richtig. Die genaue Berechnung gestaltet sich aber ziemlich umfangreich. (Näheres vgl. »Handbuch für Eisenbetonbau«, Band I c: VÖLKER, »Theorie des Eisenbetonbalkens».)

Bei den gewölbten Brücken erreichen die Zugspannungen in der Regel keine großen Werte, da die Druckspannungen die Hauptrolle spielen. Aus diesem Grund ist es zulässig, die Zugkräfte nach der vorgeführten vereinfachten Gleichung für Z zu berechnen.

Es möge noch darauf hingewiesen werden, daß nach C § 15, Absatz 3 bei Bauteilen, die der Witterung, der Nässe usw. ausgesetzt sind, und als solche sind die Brückenbauwerke zu betrachten, der Nachweis der Zugfestigkeit bzw. der Zugspannungen im Beton gefordert wird. Eine ähnliche Vorschrift enthalten auch die »vorläufigen Bestimmungen für das Entwerfen und die Ausführung von Ingenieurarbeiten in Eisenbeton« im Bezirk der Eisenbahn-Direktion Berlin vom Februar 1906, während nach den »Vorschriften für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten« der Königlich Württembergischen General-Direktion der Staatseisenbahnen vom Februar 1909 dieser Nachweis nicht gefordert wird. Letztere Vorschriften suchen die Vermeidung von Rissen im Beton durch Herabsetzung der Eisenspannung und ferner dadurch zu erzielen, daß ein für allemal das Mischungsverhältnis des Betons nicht magerer als 1 : 4 (1 Teil Portlandzement + 2 Teile Quarzsand + 2 Teile Feinkies oder Feinschotter) vorgeschrieben ist.

Zum Vergleich mit den preußischen ministeriellen Bestimmungen seien nachstehend auch die nach den Vorschriften der Württembergischen General-Direktion der Staatseisenbahnen zugelassenen Beanspruchungen mitgeteilt:

Tabelle VI. Vorschriften der Württembergischen General-Direktion der Staatseisenbahnen.

Art der Inanspruchnahme des Betons und des Eisens.	Für Straßenbrücken, Hochbauten, Dach- und andere Konstruktionen, die geringen Erschütterungen ausgesetzt sind.	Für Straßen- und Bahnbrücken und Bauteile, die starken Erschütterungen ausgesetzt sind.
Bei Beton auf Druck (bei Biegung) . .	40 kg/qcm[1])	30 kg/qcm[1])
» » » unmittelbaren Druck . . .	35 »	25 »
» » » Schub (bei Biegung) . .	3,0—4,5 »	2,0—3,0 »
» » » Adhäsion	7,5 »	5,0 »
» Eisen auf Zug oder Druck	1000 »	750 »
» » » Schub	800 »	600 »

Bemerkenswert ist, daß die Vorschriften im allgemeinen geringere Schubspannungen, dagegen höhere Haftspannungen zulassen als die preußischen ministeriellen Bestimmungen.

Die angegebenen Eisenspannungen beziehen sich auf Flußeisen von Handelsqualität mit einer Mindestfestigkeit von 3800 kg/qcm bei mindestens 20 % Dehnung. Alle Zugeisen müssen an den Enden halbkreisförmig umgebogen werden ($r = 1{,}5\,d - 2{,}5\,d$). Nach den württembergischen Vorschriften darf nur weicher Beton von 15—18 % Wasserzusatz verwendet werden. Der Beton soll nach 28 Tagen 180—200 kg/qcm Druckfestigkeit aufweisen. Bei Belastungsproben soll das $1\frac{1}{2}$ fache Gewicht der Decke und der Nutzlast nicht überschritten werden, d. h. als wirkliche Auflast darf im max. $0{,}5\,g + 1{,}5\,p$ aufgebracht werden. Die Vorschriften enthalten ferner die Grundlagen der Berechnung, Angaben über Belastung und die Gleichungen für die Bestimmung der Biegungsmomente bei den verschiedenen Belastungsfällen. Sehr zweckmäßig ist die Bestimmung, daß auch

[1]) Etwaige Stoßwirkungen sind bei Annahme der zulässigen Materialspannungen bereits berücksichtigt.

bei einer nicht eingespannten Decke die Auflagerquerschnitte mit dem negativen Moment $\frac{p \cdot l^2}{24}$ d. h. mit halber Einspannung gerechnet werden müssen.

Die Spannungsberechnung für Eisenbetonquerschnitte sei nachstehend an je einem Zahlenbeispiel einer gewölbten und einer Plattenbrücke gezeigt.

Im übrigen muß hier auf die Lehrbücher über Eisenbeton verwiesen werden.

1. Querschnittsberechnung einer gewölbten Brücke.

Für den am häufigsten vorkommenden Fall, daß zwei gleichstarke Eiseneinlagen symmetrisch zur Gewölbeachse angeordnet werden, liegt die Schwerpunktsachse in der Mitte des Querschnitts und die obigen Gleichungen lauten:

$$\sigma_b = \frac{P}{F} + \frac{M \cdot h}{J \cdot 2} \quad \text{und} \quad \sigma_z = \frac{P}{F} - \frac{M \cdot h}{J \cdot 2}.$$

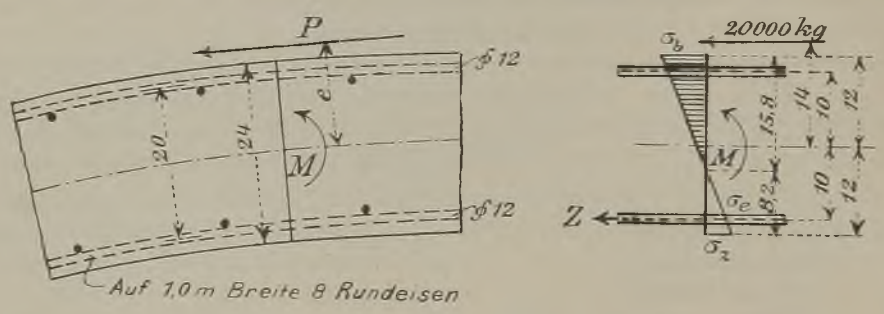
Für die Querschnittsfläche F bzw. das Trägheitsmoment J ergeben sich nach S. 70 unter C die Werte:

$$F = b \cdot h + 2n \cdot f_e \quad \text{und} \quad J = \frac{b \cdot h^3}{12} + 2n \cdot f_e \cdot c^2,$$

wobei c die Entfernung der obern bzw. untern Eiseneinlage von der Gewölbeachse bedeutet.

Nach diesen Gleichungen können bei einem Eisenbetongewölbe bei gegebener Lage der Stützlinie die Beanspruchungen im Beton und im Eisen ermittelt werden.

Abb. 116. Zahlenbeispiel.



Zahlenbeispiel. In einem Gewölbequerschnitt von 24 cm Stärke, der eine obere und eine untere Einlage von je 8 Rundeisen mit 12 mm Durchmesser auf 1 m Tiefe besitzt, liege die Resultierende der äußern Kräfte um 2 cm außerhalb des Gewölbes und betrage 20000 kg (s. Abb. 116). Es sollen die größten Beanspruchungen bestimmt werden.

Nach dem Vorhergehenden ist:

$$h = 24 \text{ cm}, \; P = 20000 \text{ kg}, \; c = 10 \text{ cm und } e = 14 \text{ cm}.$$

$$F = 100 \cdot 24 + 2 \cdot 15 \cdot 9{,}05 = 2671{,}5 \text{ cm}^2.$$

$$J = \tfrac{1}{12} \cdot 100 \cdot 24^3 + 2 \cdot 15 \cdot 9{,}05 \cdot 10^2 = 142350 \text{ cm}^4.$$

$$M = 20000 \cdot 14 = 280000 \text{ kgcm}.$$

$$\sigma_b = \frac{20000}{2671{,}5} + \frac{280000 \cdot 24}{142350 \cdot 2} \cong 31 \text{ kg Druck}.$$

$$\sigma_z = \frac{20000}{2671{,}5} - \frac{280000 \cdot 24}{142350 \cdot 2} \cong 16 \text{ kg Zug}.$$

Hieraus ergibt sich die Zugkraft der Eiseneinlage nach S. 70:

$$Z = \frac{1}{2} \cdot 100 \cdot 16 \cdot \left(24 - \frac{24 \cdot 31}{31 + 16}\right) = 6536 \text{ kg},$$

somit ist die Zugspannung im Eisen:

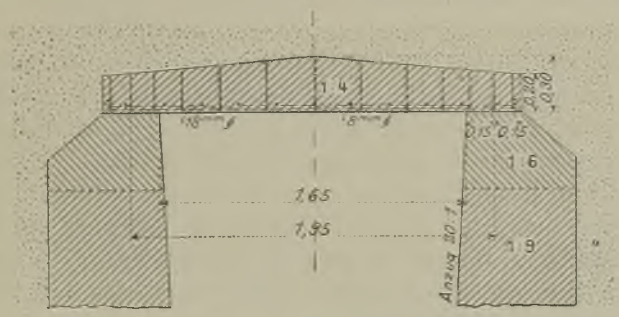
$$\sigma_e = \frac{6536}{9{,}05} = 722 \text{ kg/qcm.}$$

2. Querschnittsberechnung einer Plattenbrücke.

Ein Plattendurchlaß einer (eingleisigen) Bahnstrecke besitze eine Lichtweite von 1,65 m bei einer Überschüttungshöhe von 1,00 m (Abb. 117). Die Plattenstärke betrage in der Mitte 30 cm, an den Auflagern 20 cm. Auf 1 m Tiefe werden 9 Rundeisen von 18 mm Durchmesser angeordnet. Es sollen die Beanspruchungen in der Platte bestimmt werden.

Die Stützweite der Platte ist nach c), 2 der Leitsätze zu 1,95 m anzunehmen.

Abb. 117. Berechnung einer Plattenbrücke.



Belastungen: Eigengewicht der Platte für das qm $\frac{0{,}30 + 0{,}20}{2} \cdot 2400 = 600$ kg

Eigengewicht der Überschüttung für das qm: $1{,}0 \cdot 1800 = 1800$ kg

Verkehrslast für das qm nach der Tabelle auf S. 11 . . . 3600 kg

Vermehrung der Verkehrslast durch Stöße [1]) . . . . . 3600 kg

Insgesamt 9600 kg/qm.

Größtes Biegungsmoment: $M = \frac{9600 \cdot 1{,}95 \cdot 1{,}95}{8} = 4563$ kgm $= 456\,300$ kgcm

$$f_e = 9 \cdot 2{,}54 = 22{,}86 \text{ qcm.}$$
$$a = 3 \text{ cm}$$
$$h - a = 27 \text{ cm.}$$

Abstand der Nullinie von der Plattenoberkante:

$$x = \frac{15 \cdot 22{,}86}{100}\left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100(30-3)}{15 \cdot 22{,}86}}\right] = 10{,}63 \text{ cm.}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 456\,300}{100 \cdot 10{,}63\,(30 - 3 - 3{,}54)} = 36{,}6 \text{ kg/qcm.}$$

$$\sigma_e = \frac{456\,300}{22{,}86\,(30 - 3 - 3{,}54} = 850 \text{ kg/qcm.}$$

g) Die Stabilität der Widerlager.

Auf die Widerlager werden von dem Gewölbe Kräfte übertragen, die den in b und c besprochenen Kämpferdrücken gleich, dem Sinne nach ihnen aber entgegengesetzt sind. Die Widerlager müssen diese Kräfte sicher in das Erdreich führen, ohne nennenswerte Formänderungen zu erleiden, die den Einsturz des Gewölbes herbeiführen könnten. Ein Sparen an den Widerlagern ist höchst verwerflich. Die vom Gewölbe auf das Widerlager ausgeübte Kraft setzt sich mit dessen Gewicht zusammen: man kann für die

[1]) Nach den Bestimmungen von 1916 brauchen Stoßzuschläge nicht in Rechnung gestellt werden. Die zulässigen Beanspruchungen sind entsprechend herabgesetzt.

Widerlager ähnlich wie für das Gewölbe die Stützlinie konstruieren, indem man das Widerlager in Lamellen zerlegt, die Gewichte der einzelnen Lamellen mit dem Kämpferdruck der Reihe nach zu Mittelkräften zusammensetzt und die Schnittpunkte der Mittelkräfte mit den zugehörigen Lamellengrenzen aufsucht.

Die Stützlinie muß ganz in das Widerlager fallen, womöglich im innern Drittel desselben verlaufen. Es ist aber meistens unbedenklich, wenn sie aus dem innern Drittel herausfällt, falls nur die größte Beanspruchung σ_{max} nicht die zulässige Grenze überschreitet. Besonders ist hierauf an der Fundamentsohle zu achten, wo der zulässige Bodendruck in Frage kommt, der nach der Tabelle auf S. 18 nur klein sein darf (2,5 bis 5,0 kg). Ist kein guter Baugrund vorhanden, so ist die Grundfläche des Widerlagers zwecks Verringerung des Bodendrucks entsprechend zu verbreitern, oder es ist eine Pfahlgründung oder sonstige Sicherung des Widerlagers vorzunehmen. Die Grenzen der Lamellen wähle man so, daß sie mit Fugen zusammenfallen; lotrechte Lamellengrenzen im Widerlager anzunehmen ist falsch. Die Untersuchung ist im allgemeinen für zwei Belastungszustände vorzunehmen; erstens für den Fall, daß das Gewölbe ganz mit Verkehrslast, das Widerlager dagegen nur durch Eigengewicht belastet ist, und zweitens für den Fall, daß sich die Verkehrslast nur auf dem Widerlager befindet. Bei diesen beiden Fällen genügt die Annahme einer durch die Mitten der Kämpfer und Scheitelfugen verlaufenden Gewölbestützlinie. Handelt es sich um eine Flußbrücke, so vermehren sich die angegebenen zwei Untersuchungen um zwei weitere für Hoch- und Niederwasser. Das Gewicht der unter Wasser liegenden Widerlagerteile ist um den Auftrieb vermindert anzunehmen, falls solcher zur Wirkung kommen kann, z. B. bei durchlässigem (sandigem, kiesigem) Baugrund. Um die Standsicherheit zu erhöhen, kann man bei Hochwasser den Auftrieb voll, dagegen bei Niederwasser nur zu einem von der betr. Bodenart abhängigen Prozentsatz in Rechnung setzen.

Bei Lehm- oder Felsengrund wird man mit einer geringern, bei Sand- und Kiesboden dagegen mit einer größern Gewichtsverminderung durch Auftrieb rechnen. Den auf das Widerlager wirkenden Erddruck läßt man in der Regel außer Betracht, soweit er einen günstigern Verlauf der Stützlinie zur Folge haben würde. In den meisten Fällen ist es zweckmäßig, den Erddruck bei der Untersuchung nicht zu berücksichtigen, oder nur mit dem aktiven Erddruck zu rechnen.

Der passive Erddruck ist dann eine weitere Sicherheit des Widerlagers gegen Gleiten. Die Gleitsicherheit der Widerlager ist bei einer gewölbten Brücke von der größten Bedeutung; dies gilt insbesondere für eingespannte Gewölbe, in denen durch ein etwaiges seitliches Ausweichen der Widerlager sehr hohe Nebenspannungen auftreten, wenn nicht sogar ein Einsturz des Gewölbes erfolgt.

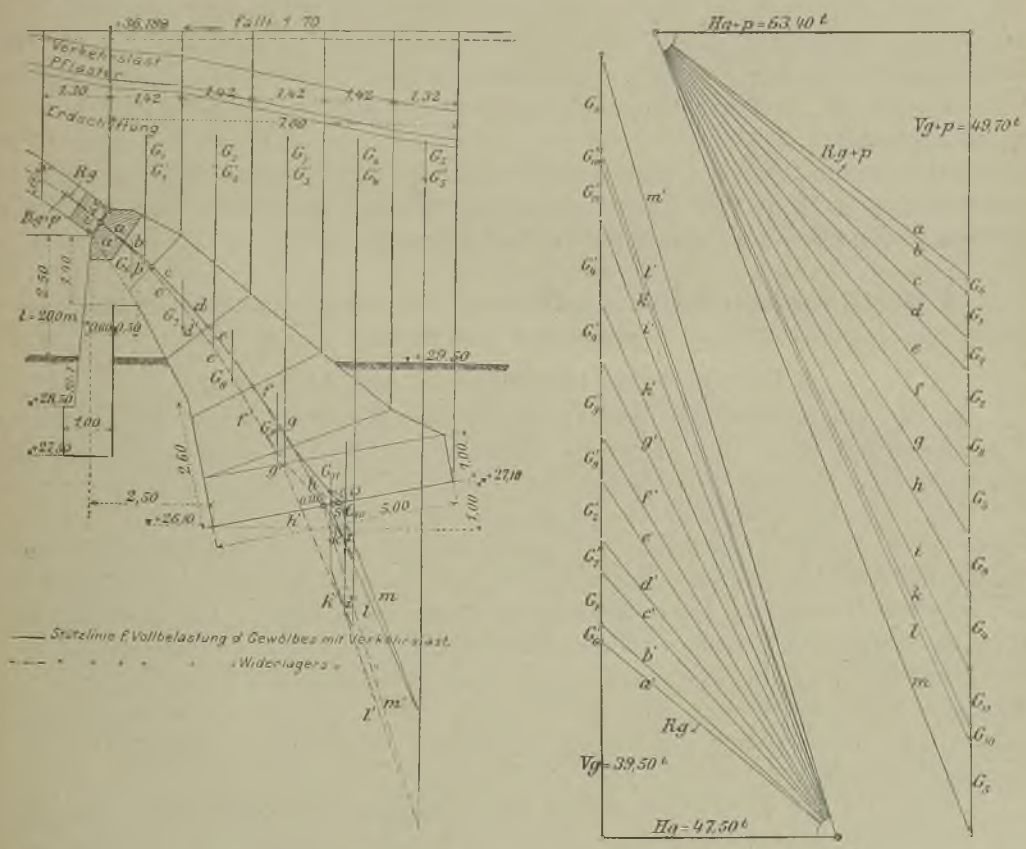
Eine nach vorstehenden Gesichtspunkten durchgeführte statische Untersuchung eines Widerlagers ist in den Abb. 118 bis 120 dargestellt. Die zweckmäßigste Form und Stärke der Widerlager für gegebene Horizontalschübe kann erst nach einigen Versuchen endgültig festgesetzt werden. Um die Abmessungen des Widerlagers möglichst gering zu halten, wählt man seine Form derart, daß der Schwerpunkt S des Sohlenquerschnitts zwischen die Durchgangspunkte der beiden Stützlinien zu liegen kommt; dieses ist bei den Gewölben mit sog. verlorenen Widerlagern stets leicht möglich.

Besonders wichtig ist, daß die genügende Sicherheit gegen Gleiten in jeder Fuge und, wie bereits erwähnt, insbesondere in der Fundamentsohle vorhanden ist. Der Gewölbeschub erstrebt eine Verschiebung der obern Widerlagerteile gegen die untern. Soll kein Verschieben eintreten, so darf die Mittelkraft, die auf eine Fuge wirkt, höchstens um den Reibungswinkel von der Normalen zur Fuge abweichen. Die Reibungswinkel liegen zwischen 31° bis 37° (Reibungskoeffizienten 0,60 bis 0,75), bei frischem Mauerwerk geht

der Reibungswinkel bis auf 27° (Reibungskoeffizient 0,51) hinab. Falls der Winkel der Mittelkraft mit den Fugennormalen größer ist, als vorstehend angegeben, so hilft man sich dadurch, daß man die Fugen annähernd senkrecht zur Resultierenden legt. Man kommt so zu den sog. verlorenen Widerlagern (vgl. S. 36), die eigentlich nur eine Fortsetzung des Gewölbes bilden. Diese Konstruktion entspricht den wirkenden Kräften am meisten (Abb. 29, 51, 52, 58 u. 71). Auch die Unterfläche des Grundmauerwerks ordnet man vielfach nahezu senkrecht zur Richtung der Resultierenden an dieser Stelle an. Bei der Anordnung zu stark geneigter Fundamentsohlen ist jedoch bei weniger gutem Baugrund und geringer Gründungstiefe eine gewisse Vorsicht geboten, da unter

Abb. 118 bis 120. Statische Untersuchung eines Widerlagers.

Abb. 118. Abb. 119 u. 120.



Umständen ein Gleiten des Widerlagers in wagerechter Richtung eintreten kann, d. h. der unter der geneigten Sohle liegende Erdkeil wird dann mit weggeschoben. (Vgl. hierüber: ENGESSER, Zentralblatt der Bauverwaltung 1900, S. 308.)

h) Die Stabilität der Zwischenpfeiler.

Auf die Zwischenpfeiler werden von beiden angrenzenden Gewölben Kämpferdrücke übertragen, die sich zu einer Resultierenden und weiterhin mit dem Eigengewicht des Pfeilers zusammensetzen. Auch hier kann man die den Kräften entsprechende Stützlinie konstruieren, wobei man den Pfeiler durch wagerechte Ebenen in Lamellen zerlegt. Die Stützlinie muß ganz im Pfeiler, womöglich im innern Drittel verlaufen; tritt sie aus diesem

heraus, so dürfen die Kantendrücke σ_{max} die für das Material zulässigen Grenzen nicht überschreiten. Ergeben sich zu große Werte für σ_{max}, so ist eine größere Pfeilerstärke einzuführen oder die auftretenden Zugspannungen sind durch Eiseneinlagen unschädlich zu machen. Die Verstärkung des Pfeilers geschieht entweder schon vom Kopf des Pfeilers aus oder nur im untern Teil und zwar durch beiderseitigen Anlauf (1 : 20 bis 1 : 10). — Der Berechnung sind wiederum möglichst ungünstige Annahme zugrunde zu legen. Wenn zwei verschieden weite Gewölbe den Pfeiler begrenzen, so belaste man das weiter gespannte mit voller Verkehrslast, das weniger weite und den Pfeiler selbst führe man ohne Verkehrslast ein. Es ist ausreichend, für beide Gewölbe Stützlinien anzunehmen, die durch die Mitten der Kämpfer- und Scheitelfugen verlaufen.

Gruppenpfeiler (vgl. S. 42), auch Standpfeiler genannt, haben die Aufgabe, unter Umständen dem Gewölbeschub des an der einen Seite befindlichen Gewölbes zu widerstehen, ohne daß sie durch den günstig wirkenden Schub des Gewölbes an der andern Seite unterstützt werden. Sie werden demnach wie die Widerlager zu berechnen sein: wirklich sind sie ja in dem angenommenen Falle Widerlager. Selbstverständlich braucht man bei der Berechnung keine Verkehrslast auf dem stehen gebliebenen Gewölbe anzunehmen.

Bei hohen Pfeilern kann auch eine Untersuchung erforderlich werden, ob nicht mit Rücksicht auf größten Winddruck (250 kg/qm senkrecht getroffener Fläche) eine Verbreiterung des Pfeilers in seinem untern Teil erforderlich wird.

§ 14. Die konstruktive Ausbildung der einzelnen Bestandteile massiver Brücken.

a) Die Fahrbahn, Entwässerung und Abdeckung.

Bei den massiven Brücken besteht zwischen der Brückenbahn und der eigentlichen Tragkonstruktion nicht eine so scharfe Trennung wie bei den eisernen Brücken. Die Fahrbahn wird meistens in einfacher Weise dadurch hergestellt, daß man eine Erdschüttung, die sog. Überschüttung, auf das tragende Gewölbe aufbringt. Die wagerechte oder geneigte Oberfläche der Überschüttung wird bei Straßenbrücken durch Pflasterung oder Chaussierung befestigt. Bei Eisenbahnbrücken wird das Kiesbett wie auf freier Strecke über die Überschüttung der Brücke durchgeführt. Die Überschüttungshöhe im Scheitel des Gewölbes soll bei Straßenbrücken mindestens 40 cm einschließlich Fahrbahnbefestigung, bei Eisenbahnbrücken einschließlich Kiesbett 70 cm betragen. Am seitlichen Herabgleiten wird die Überschüttung durch die Stirnmauern verhindert, welche letztern gleichzeitig den seitlichen Abschluß der Fahrbahn tragen, nämlich die Gesimsplatten und das Geländer oder die Brüstung.

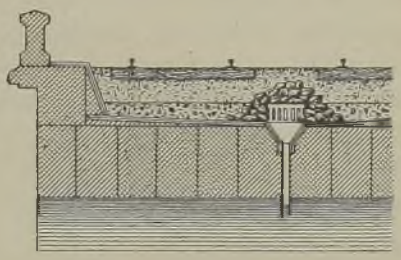
Die Breite der Fahrbahn beträgt bei eingleisigen Eisenbahnbrücken mindestens 4 m, bei längern Brücken gibt man 1 m zu für das Bahnpersonal. Bei Straßenbrücken richtet sich die Breite nach dem Verkehr. Fahrbahn und Fußwege erhalten bei Straßenbrücken ein Quergefälle von 1 : 25 bis 1 : 40. Verwendet man eiserne Geländer, so kann die Brückenbreite etwas geringer sein (40 bis 50 cm) als bei Anordnung der in der Regel 25 bis 40 cm starken Steinbrüstungen. Um an Breite zu sparen, kann man auch die Gesimsplatten etwas auskragen, was gleichzeitig in ästhetischer Hinsicht günstig ist (Abb. 121)[1]).

Die Stirnmauern erhalten gewöhnlich trapezförmigen Querschnitt mit vorderer lotrechter Begrenzung. Ihre Stärke nimmt mit der Höhe, folglich vom Scheitel nach

[1]) Die Abb. 121 bis 124 und 132 bis 136 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., Bd. II, Kap. II: »Steinerne Brücken«, bearbeitet von Prof. Foerster, entnommen.

den Kämpfern des Gewölbes hin zu. Die Stirnmauern haben dem seitlichen Erddruck der Überschüttung, bisweilen auch einem Gewölbeschub der Übermauerung zu widerstehen und sind hierfür zu untersuchen. Statt die Stirnwände als durchlaufende Stützmauern auszubilden, kann man sie auch in einzelne Strebepfeiler mit dazwischen gespannten lotrechten Gewölben (Abb. 71 bis 75) oder Eisenbetonplatten (Abb. 76 bis 83) auflösen. Die Platten erhielten bei letzterer Brücke Einlagen von 11 mm Stärke und 20 cm lotrechten Abstand. Bestehen die Stirnwände aus durchlaufenden Stützmauern, dann soll ihre Stärke mindestens 50 cm betragen. Hinter den Gesimsplatten werden die Stirnmauern zur bessern Wasserableitung abgeschrägt. Die Abschrägung erhält zum Schutze gegen Eindringen des Wassers einen Zementüberzug. Wie die Stirnmauern erhält auch das tragende Gewölbe selbst einen Zementmörtelüberzug, wodurch es gegen die Einflüsse des Wassers geschützt wird. Während man sich bei den Stirn-Flügelmauern mit einem wasserdichten Zementglattstrich begnügt, auf dem zweckmäßig noch ein doppelter Anstrich aus Teerasphalt oder Gudron aufgebracht wird, ist es sehr zu empfehlen den Gewölberücken außer mit dem Glattstrich gegen eindringendes Wasser noch mit einer einfachen oder doppelten Lage aus Asphaltfilzplatten abzudecken. Über den Schutz dieser Platten vgl. das auf S. 33 unter b Gesagte. Die Isolierung des Gewölberückens wird dann zweckmäßig ohne Unterbrechung an den Rückenflächen der Stirnwände hochgezogen, sofern man diese gleichfalls mit Isolierplatten abdecken will.

Abb. 121. Moselbrücke bei Conz. M. 1:115.



Um das längs der Abdeckung zurückgehaltene Sickerwasser abzuleiten, ist das Gewölbe mit einer Entwässerung zu versehen. Die sachgemäße Isolierung und Entwässerung spielen für den Bestand einer massiven Brücke eine äußerst wichtige Rolle; eine Sparsamkeit in diesen beiden Punkten rächt sich erfahrungsgemäß stets durch die vermehrten spätern Unterhaltungskosten des Bauwerks. Das Gewölbe kann durch den Scheitel, die Kämpfer (Abb. 60), die Stirnmauern, die Mittelpfeiler (Abb. 85) oder über die Kämpfer hinaus hinter die Widerlager entwässert werden (Abb. 58). Sämtliche Flächen müssen nach den Punkten, nach denen das Wasser abgeführt werden soll, angemessenes Gefälle erhalten, das Quergefälle 1 : 15 bis 1 : 30, das Längsgefälle möglichst groß. In den tiefsten Punkten selbst ist je ein Abfallrohr (Abb. 122) anzubringen. Die Abfallrohre sind gewöhnlich aus Gußeisen (Durchmesser 10 bis 15 cm), bei Entwässerung durch die Pfeiler auch aus Ton (Durchmesser 25 bis 35 cm). Die Rohre besitzen oben einen tellerförmigen Rand mit siebartigem Aufsatz, der mit Steinpackung zu umgeben ist (Abb. 122 u. 124). Die Abdichtung zwischen dem Entwässerungsrohr und der Zement- oder Asphaltabdeckung des Gewölbes ist besonders sorgfältig auszuführen, damit bei Wärmeschwankungen keine Risse auftreten. Gußeiserne, im Scheitel des Gewölbes angebrachte Rohre stellt man unten weiter her als oben, damit etwaige Eiszapfen beim Auftauen von selbst herausfallen. — Entwässerung über die Widerlager mit Hinzunahme von Kiesschüttung, Steinpackung und Sickerkanälen ist für kurze Eisenbahnbrücken besonders zu empfehlen; die Entwässerung durch den Scheitel des Gewölbes ist gut, bedingt aber teuere Übermauerung der Gewölbe, um das erforderliche Gefälle zu erhalten; billiger ist die Entwässerung durch die Gewölbeschenkel. Entwässerung durch den Mittelpfeiler hat den Nachteil, daß die Rohre schwer zugänglich sind; damit hier das Rohr frostfrei liege, muß der Pfeiler wenigstens 1,25 m stark sein. Man legt die Rohre zweckmäßig in die ohnehin starken Gruppenpfeiler. Entwässerung nach den

Stirnen beschmutzt leicht das Stirnmauerwerk der Brücke. Auch das bei Straßenbrücken von der Fahrbahn abzuführende Regenwasser kann durch die Stirnmauern, die Pfeiler oder bei kurzen Brücken mittels des Längsgefälls nach deren Enden abgeleitet werden.

Wird beim Gewölbe das Sickerwasser nach den Kämpfern bzw. Pfeilern abgeführt, so bringt man, um dem Wasser ein angemessenes Gefälle zu geben, die sog. Übermauerung auf den tragenden Bogen auf (Abb. 49, 53 u. 58). Diese hat gleichzeitig den Zweck, die Fahrbahn zu unterstützen, bisweilen hat sie auch eine statische Aufgabe zu erfüllen, indem sie eine günstigere Lage der Stützlinie bei bestimmten Belastungen ermöglicht. Die Übermauerung kann aus Material von geringerer Güte hergestellt werden, als das zum Gewölbe selbst verwendete aufweist. Eine zweckmäßige Neigung der Übermauerung erhält man graphisch dadurch, daß man den Kämpfer mit der Mitte der Pfeilhöhe verbindet und zu dieser Geraden die parallele Tangente an die äußere Leibungslinie des Gewölbes zieht.

Abb. 122. Entwässerungsrohr.

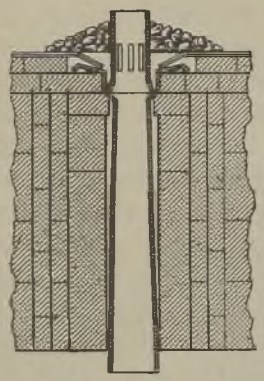


Abb. 123. Ruhrbrücke.

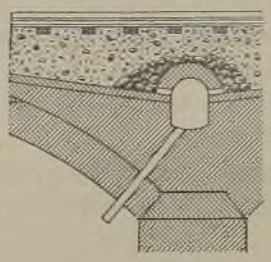
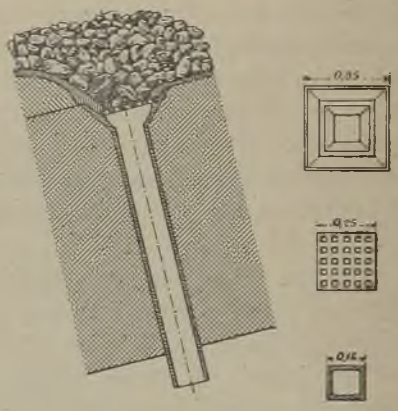


Abb. 124. Entwässerungsrohr mit Rost.

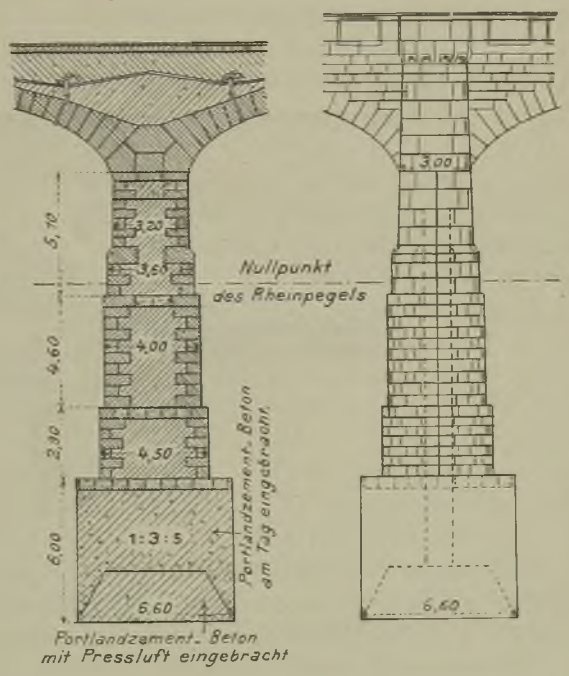


Zur Erzielung geringern Eigengewichts und folglich kleinerer Wölbstärken und Baukosten ordnet man oft, insbesondere bei größern Brücken, Hohlräume in der Übermauerung an (Abb. 71 bis 75 u. 84 bis 88). Diese Aussparungen werden gebildet durch Errichtung von Zungenmauern in der Längs- oder Querrichtung der Brücke, die durch Gewölbe oder Platten überdeckt werden. Die Hohlräume heißen Spandrillen und die Gewölbe Spandrillgewölbe. Bei Brücken mit mehreren Öffnungen setzen sich die Spandrillen oft auch über die Zwischenpfeiler fort (Abb. 85 bis 88). Bei Verwendung von Quergewölben sind diese entweder von außen sichtbar (Abb. 26 u. 28, Querschnitt am Widerlager), oder sie werden durch die Stirnmauern (Abb. 71) verdeckt. Sind die Gewölbe in ersterm Falle kreisförmig oder oval, so nennt man die Öffnungen Brückenaugen (Abb. 61). Die Spandrillgewölbe werden durch Einsteigschächte von der Fahrbahn aus zugänglich gemacht (Abb. 85). Bei Anordnung von Längsspandrillen müssen die Stirnmauern den Schub der äußersten Spandrillgewölbe aufnehmen. Die Stärke der Spandrillgewölbe beträgt bei Straßenbrücken gewöhnlich 0,25 m, bei Eisenbahnbrücken 0,30 bis 9,38 m, ihre Spannweite beträgt 0,9 bis 1,4 m. — Die Gewölbeweite, von der an die Spandrillgewölbe wirtschaftlich vorteilhaft sind, liegt nach HOUSSELLE bei etwa 12 bis 13 m. In neuerer Zeit ersetzt man meistens und zwar vorzugsweise bei den Eisenbetonbrücken die Spandrillgewölbe durch Eisenbetonplatten, die sich vermittels dünner Zungenwände oder einzelner Säulen auf das Gewölbe abstützen, so daß die sog. Spandrillgewölbe fast gar nicht mehr zur Ausführung kommen.

b) Zwischenpfeiler und Widerlager.

Die Zwischenpfeiler der Strombrücken müssen nicht nur die Last der Gewölbe tragen, sondern auch den Stößen schwimmender Körper, des abgehenden Eises usw., widerstehen. Für die ersten Entwurfsarbeiten kann man die Stärke d der Pfeiler in Kämpferhöhe zu $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{5}$ der Lichtweite der Gewölbe annehmen. Die statische Untersuchung lehrt dann, ob eine Vergrößerung erforderlich, oder eine Verringerung zulässig ist. Die Verstärkung des Pfeilers nach unten erfolgt durch beiderseitigen Anlauf von $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{50}$ (Abb. 61, 76, 125 u. 126) oder durch Absätze (Abb. 125 u. 126). Der Anlauf wird auch wohl im untern Teile stärker gewählt als im obern. Die Pfeiler der Strombrücken werden massiv hergestellt, während die der Talbrücken auch in aufgelöstem Mauerwerk ausgeführt werden können. Betreffs der Pfeilerzahl ist bei Strombrücken auf Hochwasser, Eisgang und Stromstrich Rücksicht zu nehmen. Man vermeidet es, einen Pfeiler in den Stromstrich zu stellen.

Abb. 125 u. 126.
Strompfeiler der neuen Rheinbrücke bei Basel. M. 1 : 300.
Abb. 125. Querschnitt. Abb. 126. Ansicht.



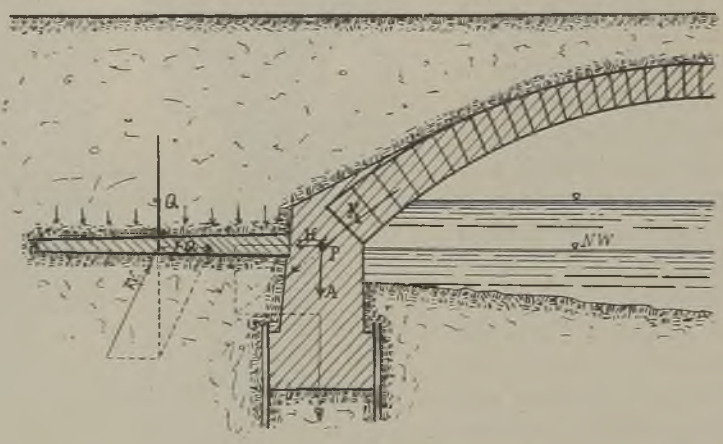
Die Strompfeiler sind mit Vorköpfen zu versehen zum Schutze gegen Angriff des Wassers, Eises und anderer schwimmender Körper. Die Grundform des Strompfeilers ist das Rechteck bzw. Parallelogramm (bei schiefer Brücke). Die Vorköpfe können im Grundriß halbkreisförmig oder dreieckig gestaltet werden; in letzterm Falle werden die Kanten etwas abgerundet. Öfters werden sie auch durch Spitzbogen oder Ellipsen begrenzt. Eine günstige Form ist vorn das gleichseitige Dreieck mit abgerundeten Ecken und hinten der Halbkreis; der Pfeilerkopf, der stromaufwärts gerichtet ist, heißt Vorkopf, der stromabwärts liegende ist der Hinterkopf. Letzterer wird im Grundriß halbkreisförmig gestaltet. Meistens führt man aber der einfachern Herstellung wegen die beiden Pfeilerköpfe gleichartig aus. Die Strompfeiler werden auf Beton zwischen Spundwänden, auf Pfahlrost, Beton auf Pfählen (Pfahlbürste genannt), Senkbrunnen, Caissons usw. gegründet und durch Steinschüttung gegen Unterspülung geschützt. Die Steinschüttung soll hauptsächlich stromaufwärts vorgenommen werden und sich allmählich an das untere Pfeilerende anschließen (nach Versuchen von Engels). Über die Form der Pfeilerköpfe und deren Wirkung auf den Stau des Wassers beim Durchfluß durch die Brücke hat Geh. Baurat Prof. Rehbock neuerdings (1920 u. 21) zahlreiche vergleichende Versuche im Flußbaulaboratorium der Technischen Hochschule Karlsruhe durchgeführt (vgl. »Der Bauingenieur«, Heft 13, 1921).

Die Widerlager oder Endpfeiler vermitteln die Verbindung des Gewölbes mit dem Baugrund. Sie treten entweder als selbständige Konstruktionen auf, oder sie bilden die unmittelbare Fortsetzung des Gewölbes bis zum Baugrund (sog. verlorene Widerlager, Abb. 58). Unter gewöhnlichen Verhältnissen ergibt sich bei der letztern

Anordnung ein Minimum von Materialaufwand. Das tragende Gewölbe kann entweder mit seiner ganzen Fläche auf den Widerlagern aufruhen (Abb. 60), oder mittels einer Gelenkkonstruktion in diese übergeführt werden (Abb. 29).

Die Widerlager werden in der Regel massiv hergestellt, sie können jedoch auch innere Hohlräume oder Gänge senkrecht zu dem Hauptgewölbe erhalten. Das Widerlager ist hierdurch in eine Anzahl Strebepfeiler aufgelöst, was bei Anwendung der Eisenbetonbauweise meistens sehr am Platze ist und zweckmäßige Konstruktionen ergibt. Die Sohle dieser Pfeiler wird dann der bessern Lastverteilung wegen wieder durch umgekehrte Gewölbe (Erdbogen), oder Platten verbunden. Die Widerlager sollen die auf sie übertragenen Kräfte in den Baugruud überleiten, derart, daß dessen Pressung das zulässige Maß nicht überschreitet und kein Gleiten längs der Fundamentsohle eintritt. Sie sind daher so stark zu bemessen, daß sie gegen Umkippen und seitliches Ausweichen standsicher sind (vgl. § 13, S. 75 u. 76). Letzteres macht oft geneigte Lagerfugen erforderlich (Abb. 25, S. 26 u. Abb. 58, S. 36), die dann zweckmäßig senkrecht zur Druckrichtung angeordnet werden.

Abb. 127. Gewölbewiderlager. System MÖLLER-Braunschweig.



Oft bringt man bei Anwendung verlorener Widerlager, um der Durchfahrt einen seitlichen Abschluß zu geben, schwache Blend- oder Scheinmauern an (s. Abb. 29 u. Abb. 58). Die Widerlager werden neuerdings meistens aus Beton hergestellt.

Eine neue Anordnung der Widerlager ist, um eine Material- und Kostenersparnis zu erzielen, von Prof. MÖLLER vorgeschlagen (Abb. 127)[1]. Um den Schub aufzuheben, wird hiernach das Widerlager mit einer dünnen, wagerechten Platte versehen, die durch die Belastung der darüberliegenden Erde einen großen Reibungswiderstand bietet. Der übrige Teil des Widerlagers braucht somit nur die lotrechten Kräfte zu übertragen, er kann daher ebenfalls geringere Abmessungen erhalten. — Angabe über Stärke der Widerlager können nur unter Vorbehalt gemacht werden, da die Verhältnisse bei den Bauwerken sehr verschieden sind. Als ersten Anhalt kann man etwa die Stärke des Widerlagers zu $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{4}$ der Weite des anschließenden Gewölbes wählen.

c) Flügel.

Wie über dem tragenden Gewölbe die Überschüttung durch die Stirnmauern seitlich begrenzt wird, so geschieht dies über den Widerlagern durch die Flügelmauern oder

[1]) Die Abb. 127 ist der Zeitschrift »Beton und Eisen« 1904, S. 73, entnommen.

kurz die Flügel. Diese haben außerdem den Zweck, den Verkehrsweg oder Wasserlauf in die Brückenöffnung einzuführen. Man unterscheidet Parallel- oder Stirnflügel und Winkelflügel. Die Parallelflügel laufen parallel zur Längsachse der Brücke (s. Abb. 19, 25, 56, 61, 76 u. 129); der Anschluß des Dammes an den Parallelflügel erfolgt mittels des Böschungskegels. Die Länge des Flügels in der Ansicht ist wenigstens so groß, wie die Breite des Böschungskegels, da der Flügel den Damm seitlich begrenzen soll; die Länge der Flügel wird also bei gleichem Höhenunterschied h zwischen Dammkrone und Gelände um so größer, je flacher die Böschung ist. Bei einundeinhalbfacher Böschung wird sie z. B. 1,5 h. Man ordnet deshalb, um kurze Flügel zu erhalten, bei den Bauwerken wohl steile, künstlich befestigte abgepflasterte Böschungskegel (1 : 1 und steiler) an (s. Abb. 84, S. 41). Den gleichen Zweck, nämlich bei der Ausführung der Flügel an Baustoff zu sparen, erreicht man auch dadurch, daß man die Flügelmauern unterschneidet, d. h. man begrenzt den Flügel an der Spitze des Böschungskegels nicht senkrecht, sondern läßt die hintere Begrenzungsfläche in geneigter Richtung entsprechend der Böschungslinie verlaufen. Damit durch das so hervorgerufene Überkragen der Flügel in deren obern Teilen keine unzulässig hohen Zugspannungen auftreten, legt man daselbst zweckmäßig Rundeisen ein. Man führt zweckmäßig die Flügel um 0,25 m bis 0,5 m weit über die Spitze des Böschungskegels hinaus, damit bei etwaigen Senkungen nicht die Enden zum Vorschein kommen.

Die Parallelflügel sind mit Rücksicht auf den Erddruck zu konstruieren; sie erhalten rechteckigen oder trapezförmigen, oben nach hinten zu abgeschrägten Querschnitt; die Vorderfläche ist gewöhnlich lotrecht. Die größte Stärke müssen sie haben, wo ihre freie Höhe am größten ist, d. h. beim Anschluß an die Widerlager; von da bis zu den Enden wirkt dem Erddruck des Dammes derjenige des Böschungskegels entgegen. Wenn man auf denselben auch nicht voll zu rechnen pflegt, so kann man doch die Stärke nach den Enden zu abnehmen lassen, aber nicht auf weniger als 0,6 m bis 0,9 m. Die besonders gefährdete Anschlußstelle des Flügels an das Widerlager wird in den einspringenden Ecken verstärkt.

Die Winkelflügel bilden im Grundriß einen Winkel mit der Querachse der Brücke, dessen Tangente vielfach 1 : 3 bis 1 : 4 gewählt wird; doch können sie auch parallel zur Querachse der Brücke angeordnet werden. — Winkelflügel zeigen die Abb. 45, 48, 50, 54 und 72. In Abb. 55, S. 36 sind die Flügel in Grundriß und Daraufsicht, in Abb. 54 in Vorderansicht dargestellt. Die Winkelflügel liegen quer vor der Böschung des Dammes und schützen das Erdreich der Böschung vor dem Abgleiten. Ihre Länge ist ebenfalls von dem Höhenunterschied zwischen Dammkrone und Gelände und außerdem von der Böschungsneigung abhängig. Sie sind Futtermauern und werden zweckmäßig in der Vorderfläche mit Anlauf 1 : 5 bis 1 : 12, in der Hinterfläche lotrecht ausgeführt.

Oben werden die Winkelflügel abgedeckt durch Platten oder Werksteine, sog. Böschungsstücke (Abb. 50). Die Deckplatten sind 15 bis 30 cm stark, 50 bis 75 cm breit; den Übergang von der Breite der Platten zu derjenigen des Flügels bewirkt eine abgeschrägte Fläche (vgl. Abb. 55 im Grundriß); in Norddeutschland deckt man auch wohl die Flügel durch eine Rollschicht von Ziegeln ab. Die Winkelflügel erhalten ebenfalls ihre größte Stärke an der Anschlußstelle an die Widerlager, weil dort ihre Höhe am größten ist; von da bis zum Ende nimmt die Stärke ab, aber nicht unter 0,60 m bis 0,80 m. Die Anschlußstelle an die Widerlager wird durch Ausmauern der einspringenden Winkel verstärkt, weil diese Stellen der Gefahr des Abreißens besonders stark ausgenutzt sind. Der Bodendruck unter dem Widerlager und den Flügelmauern ist in der Regel nicht gleich groß, so daß ungleiche Setzungen des Erdreichs eintreten

können und hierdurch die Gefahr einer Trennung zwischen Widerlager und Flügel entsteht. Aus diesem Grunde trennt man häufig schon beim Bau die Widerlager dadurch daß man an diesen Stellen Trennungs- oder Dilatationsfugen ausbildet. Andernfalls ist es zur Vermeidung vor Rissen zweckmäßig, an den Übergangsstellen zwischen Widerlager und Flügeln Eisen einzulegen.

Die geneigte Vorderfläche der Flügel wird zweckmäßig so angeordnet, daß die Schnittlinie des Flügels mit der Stirnfläche der Brücke die Kämpfer des Gewölbes sichtbar läßt; aus diesem Grunde rückt man den Flügel entsprechend weit von der Mittellinie der Brücke zurück, wie Abb. 50, S. 33 zeigt. Weniger schön ist die Anordnung der Abb. 54, wo die erwähnte Schnittlinie mit der Vorderkante des Widerlagers unten zusammenläuft.

Der Fugenschnitt des Flügels soll so sein, daß an den Schichtensteinen keine zu spitzen Flächenwinkel entstehen. Die Lagerfugen werden wagerecht, die Stoßfugen senkrecht zur Flügelbasis angeordnet. Um den Abdeckplatten Halt zu geben, fügt man zweckmäßig von Zeit zu Zeit oder auch nach jeder Platte ein Böschungsstück ein (Abb. 50). Die Winkelflügel werden oft, damit man sie nicht bis zum Fuße der Böschung herabführen muß, vorher geknickt ausgeführt, d. h. sie endigen in kleinen Parallelflügeln (nicht empfehlenswert). Bei gewölbten Brücken sind am empfehlenswertesten die Parallelflügel, weil diese nicht nur gut aussehen sondern in der Regel auch die geringsten Baukosten erfordern, da sie meistens keinerlei besonderer Gründung bedürfen, unmittelbar auf die Widerlager aufgesetzt werden können, zumal wenn man, wie oben erwähnt, die Flügel unterschneidet.

§ 15. Die schiefen Brücken.

Wenn der Schnittwinkel der beiden sich kreuzenden Verkehrswege von 90° verschieden ist, so ist eine schiefe Brücke erforderlich. Der Schiefenwinkel oder die Schräge ist der Winkel, den die Achse der Wölbung mit der Senkrechten zur Gewölbestirne bildet. Die senkrechte Spannweite der Wölbung (d. h. der senkrechte Abstand der Widerlager) ist kleiner als die Spannweite in der »Schräge«, dagegen ist die Spannweite in der Schräge gleich derjenigen des entsprechenden symmetrischen Gewölbes. Der Schnittwinkel der beiden Verkehrslinien wird nicht kleiner als 30° angenommen, andernfalls werden die Verkehrslinien verlegt, so daß der Schnittwinkel sich vergrößert (Abb. 2, S. 5). Kleinere Schnittwinkel sind aus statischen Gründen für Stein- und Betonbrücken nicht zu empfehlen. Allenfalls kann man bei Eisenbetonbrücken mit dem Schnittwinkel erforderlichenfalls noch etwas unter 30° herabgehen.

Man unterscheidet schiefe Brücken mit geraden, schiefen und gemischten (teils geraden, teils schiefen) Gewölben. Die Herstellung der schiefen Brücken aus Ziegeln und besonders aus Quadern ist schwierig und umständlich, dagegen sind schiefe Gewölbe aus Beton bzw. Eisenbeton einfach herzustellen, weshalb für schiefe Brücken jetzt fast nur noch Beton als Baumaterial in Frage kommt. Besondere Sorgfalt erfordert die Ausbildung der schiefen Brücken mit Gelenken. Um eine einwandfreie Bewegung (Drehung) der Gewölbehälften gegeneinander zu erzielen, ist jedes Gelenk (im Scheitel und in den Kämpfern) in einer einzigen (schiefen) Achse anzuordnen.

Gleichzeitig sind konstruktive Maßnahmen zu treffen, daß sich die beiden Gewölbehälften nicht seitlich gegeneinander verschieben (gleiten) können. In den Abb. 128 bis 131 [1]) ist eine schiefe Brücke aus Beton in Ansicht, Grundriß und Längsschnitt vorgeführt; die Flügel sind Parallelflügel. — Da der Steinschnitt schiefer Brücken schwierig und teuer ist, sucht man soweit als möglich die Gewölbe als gerade Gewölbe auszu-

[1]) Die Abb. 128 bis 131 sind dem »Zentralbl. d. Bauverw.« 1895, S. 399, entnommen.

führen. Beträgt der Schiefenwinkel weniger als 10°, so führt man das Gewölbe als gerade aus und arbeitet nur die Stirnen parallel zu der betreffenden Verkehrslinie schräg ab. Ist der Schiefenwinkel größer (10 bis 20°), so ist es zweckmäßiger, anstatt die Stirnen

Abb. 128 bis 131. Schiefe Betonbrücke. M. 1 : 250.

Abb. 128. Schnitt durch die Mitte. Abb. 129. Ansicht.

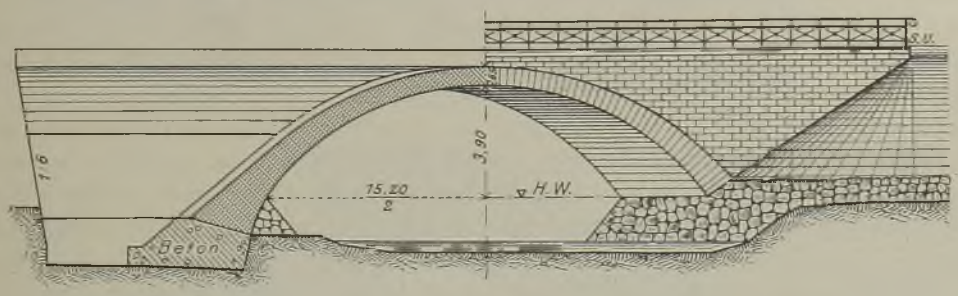


Abb. 130. Grundriß in Höhe von H. W. Abb. 131. Oberaufsicht.

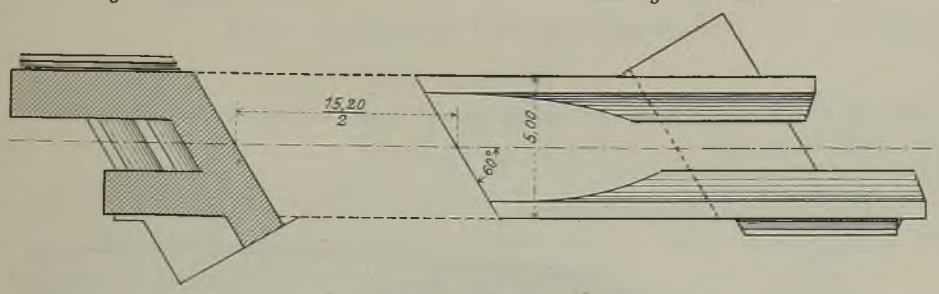
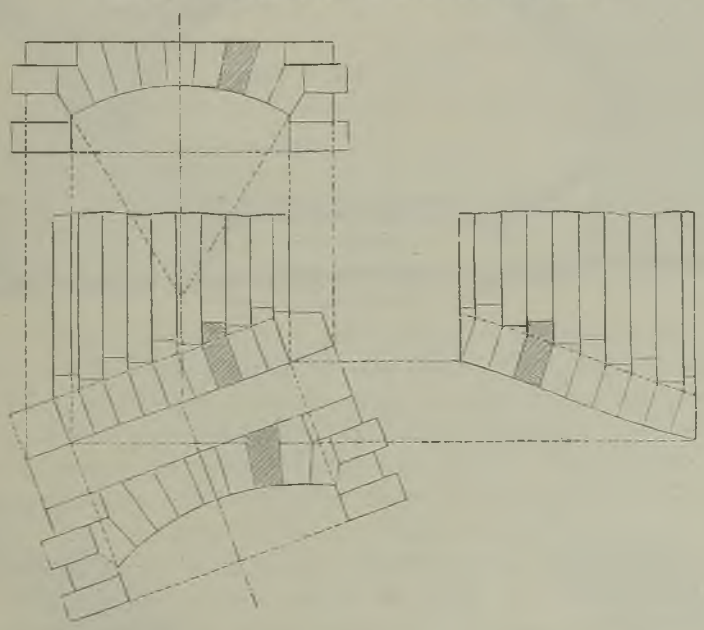


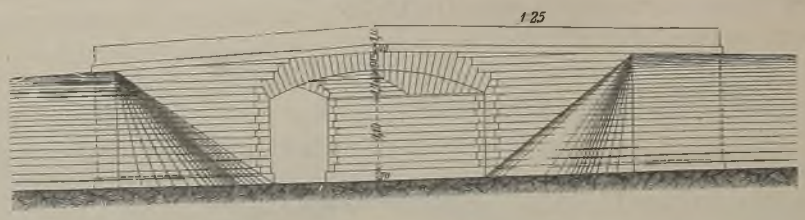
Abb. 132. Herstellung der Stirnen schiefer Brücken.



schräg abzuarbeiten, den Steinen, die den Stirnen zunächst liegen, einen Knick zu geben, derart, daß der vordere Teil senkrecht zu den Stirnmauern steht, der hintere Teil parallel zur Brückenachse verläuft (Abb. 132). Eine Erweiterung dieser Ausführungsart zeigen

Abb. 133 u. 134. Ausführung der Stirnstücke als schiefe Gewölbe.

Abb. 133. Ansicht.



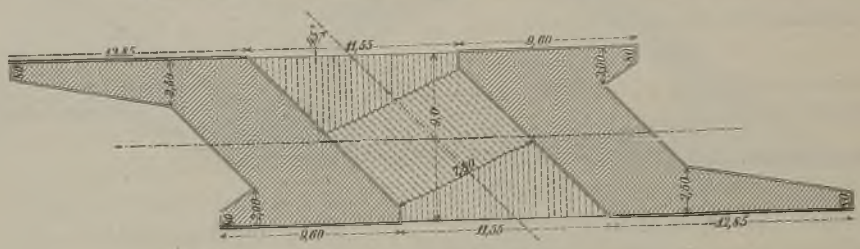


Abb. 134. Grundriß.

Abb. 135 u. 136. Brücke über die Volme bei Lutterhaus.

Abb. 135. Längsschnitt.

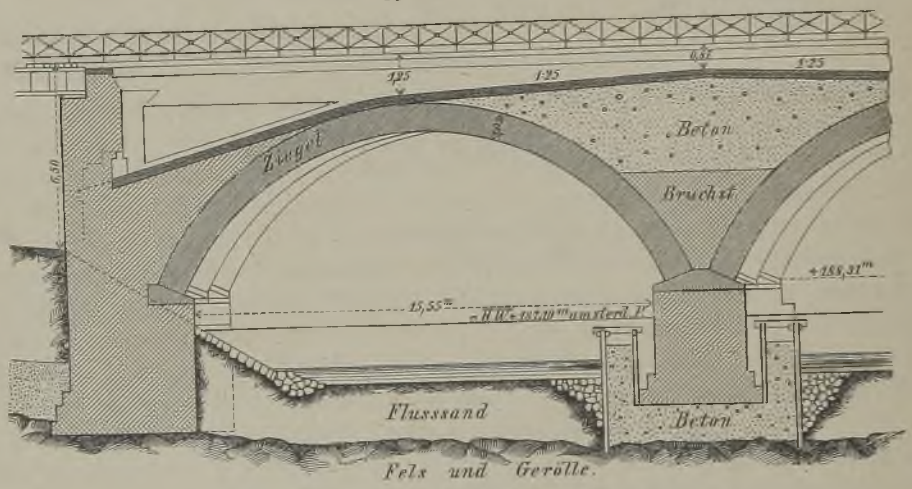
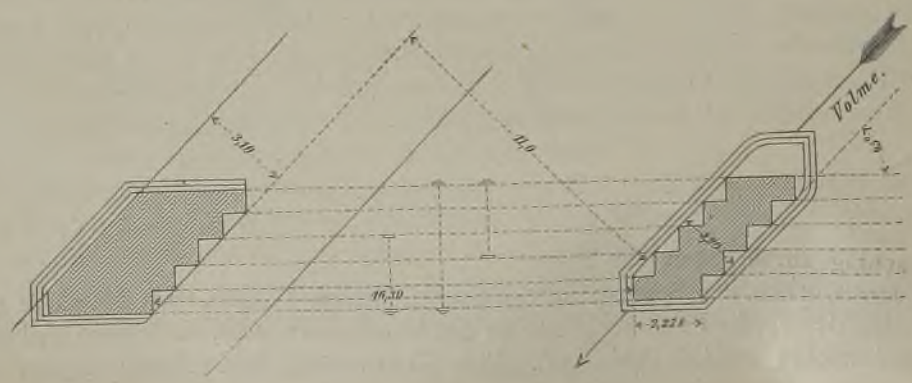


Abb. 136. Grundriß.



die Abb. 133 u. 134. Hier ist der mittlere Teil als gerades Gewölbe behandelt und nur die Stirnstücke sind als schiefe Gewölbe ausgeführt.

Die Unzuträglichkeiten schiefer Brücken kann man auch dadurch umgehen, daß man die Spannweite der Brücke vergrößert und das Gewölbe als gerades ausführt. Wo die Vergrößerung der Spannweite nicht zweckmäßig erscheint, kann man das Gewölbe auch aus einzelnen gegeneinander versetzten Gurtbogen herstellen (Abb. 135 u. 136). Jeder der hier angeführten fünf Gurtbogen hat 0,84 m Breite, 1,03 m Stärke und ist aus Ziegeln hergestellt. Verbindung der Gurtbogen durch drei eiserne Anker mit Ankerplatten.

Wird ein schiefes Gewölbe aus Hausteinen oder Ziegeln ausgeführt, so ist diejenige Form theoretisch die richtigste, bei der die Lagerfugen in allen zur Stirnfläche parallelen Schnitten senkrecht zur innern Leibung stehen. Sie bilden dann in der Leibung krumme Linien (ähnlich den Schraubenlinien). Der einfachen Ausführung wegen geht man von der obigen Form ab und wählt den Steinschnitt derart, daß die Lagerfugen in der Abwicklung der Leibung parallele Geraden sind. Auf diese Weise können alle Wölbsteine die gleiche Stärke erhalten. Hierbei ist es zweckmäßig, das Gewölbe möglichst flach zu halten.

§ 16. Lehr- und Transportgerüste.

a) Lehrgerüste.

Das Material ist fast stets Holz, nur ausnahmsweise werden größere Teile des Lehrgerüsts aus Eisen hergestellt. — An das Lehrgerüst muß man folgende Anforderungen stellen: Es soll die Last des Gewölbes aufnehmen, bis dasselbe imstande ist, sich selbst zu tragen; es soll eine Lehre bilden für die Gewölbeform, muß deshalb auch unter der Last seine Form möglichst unverändert beibehalten; es muß endlich leicht entfernt werden können, nachdem es seine Aufgabe erfüllt hat.

Im allgemeinen kann man beim Lehrgerüst zwei Hauptteile unterscheiden:

1. das Untergerüst,
2. das Obergerüst oder das eigentliche Lehrgerüst

(Abb. 71, S. 39 u. 85, S. 41). Letzteres zerfällt wieder in die Lehrbogen oder Binder, die durch die Querverbindungen zu einer räumlich stabilen Konstruktion vereinigt werden, und in die Schalung.

Zwischen Ober- und Untergerüst befindet sich die Ausrüstungsvorrichtung (Abb. 147 bis 155). Das Untergerüst bildet die Unterstützung des eigentlichen Lehrgerüstes. Je nach der Konstruktion des letztern und je nach den örtlichen Verhältnissen, kann das Untergerüst bisweilen teilweise oder ganz in Wegfall kommen (Abb. 141, 146 u. 147).

α) *Die Lehrbogen oder Binder.* Sie bestehen in der Hauptsache aus den Kranzhölzern, Pfosten, Streben und Zangen. — Die festen Lehrbogen werden nicht nur an den Widerlagern und Pfeilern, sondern auch zwischen diesen unterstützt, während die freitragenden Lehrbogen Stützpunkte nur an den Widerlagern und Pfeilern erhalten. Die mittlern Stützpunkte der festen Gerüste sind meistens Rammpfähle oder auf Querschwellen gestellte Pfosten, oder auch wohl kleine gemauerte oder betonierte Pfeiler bzw. Schwellenstapel; die Endauflager bei beiden Arten von Lehrbogen sind ebenfalls häufig gerammte Pfähle oder auf Mauersprünge oder Querhölzer (Abb. 137 u. 138)[1]) gestellte Pfosten; vielfach bildet aber das Mauerwerk der Pfeiler und Widerlager das Endauflager mittels ausgekragter Quadern oder eingemauerter Träger, die nachher abgearbeitet werden

[1]) Die Abb. 137 bis 143, 149 und 156 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl., Bd. II, Kap. III; »Ausführung und Unterhaltung der steinernen Brücken«, bearb. von Geh. Hofrat Prof. G. Mehrtens, entnommen.

(Abb. 141, 145 u. 147). Man läßt jedoch zuweilen den auskragenden Teil bestehen, um später bei etwaigen Ausbesserungen und Prüfungen die Gerüste wieder leicht aufstellen zu können (Abb. 147). — Abb. 138 stellt den festen Lehrbogen einer Wegunterführung von 12 m Weite mit Mittelstütze dar, auf die die Last des Gewölbes in klarer Weise übertragen wird; auf ähnliche Art kann man bei einem Halbkreisgewölbe nach Abb. 139 verfahren. Feste Lehrbogen zeigt auch die in Abb. 71, S. 39 vorgeführte Murgbrücke bei Huzenbach und die Neckarbrücke bei Gemmrigheim (Abb. 84 bis 88, S. 41).

Abb. 137 u. 138. Lehrgerüst einer Wegunterführung der rheinischen Bahn. M. 1 : 150.

Abb. 137. Längsschnitt. Abb. 138. Ansicht.

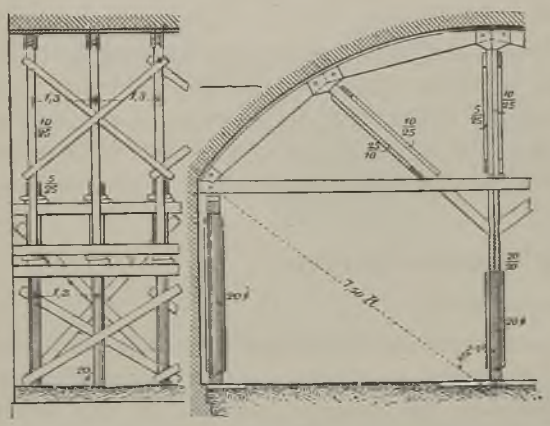
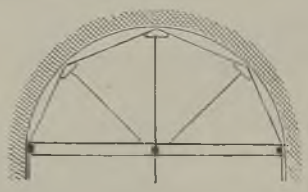


Abb. 139. Fester Lehrbogen mit Mittelstütze.



Freitragende Lehrgerüste werden erforderlich, wenn die zu überwölbende Öffnung während des Einwölbens frei bleiben muß, oder wenn es sich um Gewölbe auf sehr hohen Pfeilern handelt; in letzterm Falle wäre die Unterstützung

Abb. 140 u. 141. Lehrgerüst mit Spreng- und Hängewerken. M. 1 : 150.

Abb. 140. Längsschnitt. Abb. 141. Ansicht.

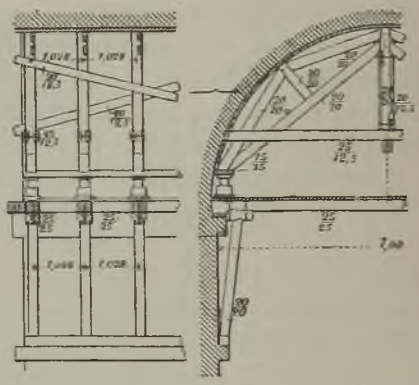


Abb. 142 u. 143. Lehrgerüst mit Sprengwerken. M. 1 : 150.

Abb. 142. Längsschnitt. Abb. 143. Ansicht.

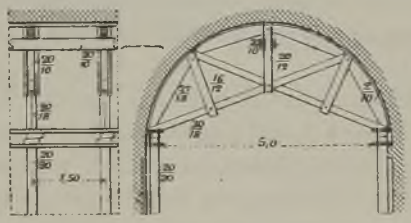
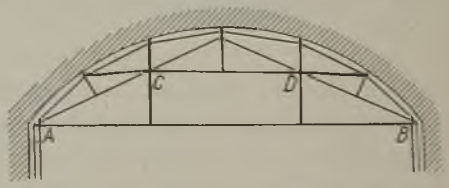


Abb. 144. Lehrgerüst mit Trapez- und Dreiecksprengwerken.



der Lehrbogen vom Gelände aus sehr kostspielig. Man stellt dann die Lehrbogen mittels Hänge- oder Sprengwerken her; dabei verwendet man hauptsächlich Dreiecksprengwerke (mit einem Lastpunkt) und Trapezsprengwerke (mit zwei Lastpunkten) bzw. entsprechende Hängewerke. Durch Verbindung dieser beiden Grundkonstruktionen kann man Lehrbogen herstellen mit verschiedener Zahl von Lastpunkten. Bei dem Beispiel der Abb. 140 u. 141 (Marnheimer Talbrücke), von 7 m Weite, ist als Hauptkonstruktion ein Dreiecksprengwerk verwendet, dessen Lastpunkt unter dem Scheitel liegt. Jederseits vom Scheitel ist ein weiterer Lastpunkt durch ein weiteres Dreieckhängewerk unterstützt, das die Last

Abb. 145. Lehrgerüst mit Dreieck- und Trapezhängewerken.

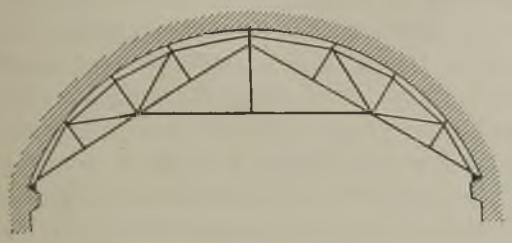


Abb. 146. Lehrgerüst mit Trapez- und Dreieckhängewerken.

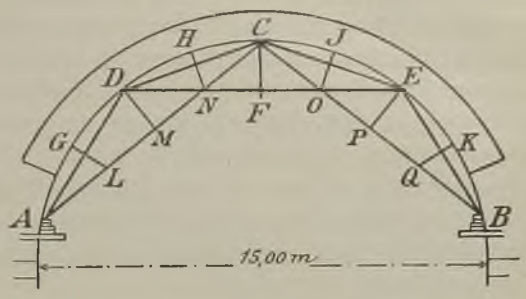
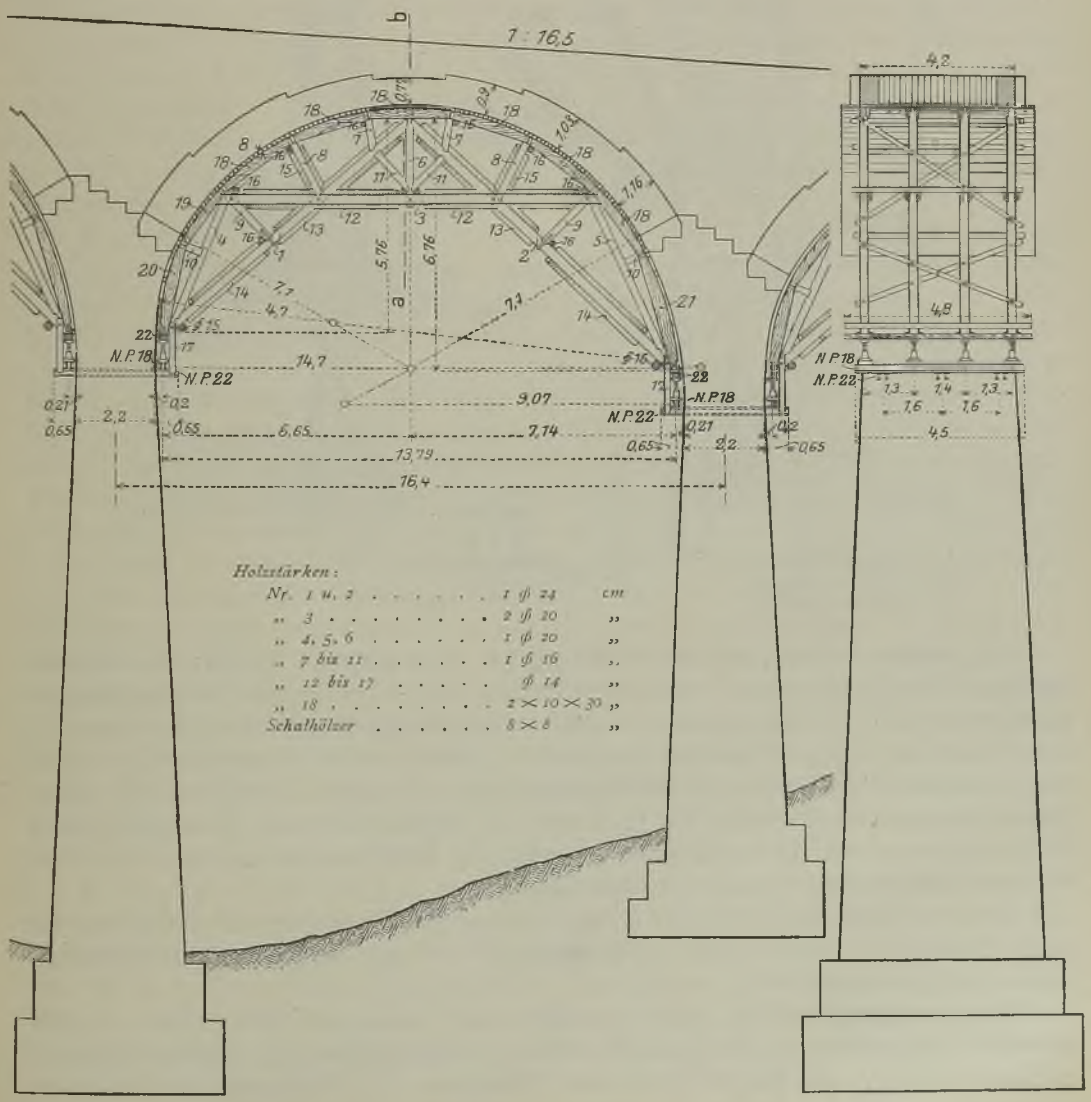


Abb. 147. Lehrgerüst der Rauschenlochbrücke (Zahnradstrecke Castellaun-Boppard). M. 1 : 200.

Ansicht. Querschnitt.

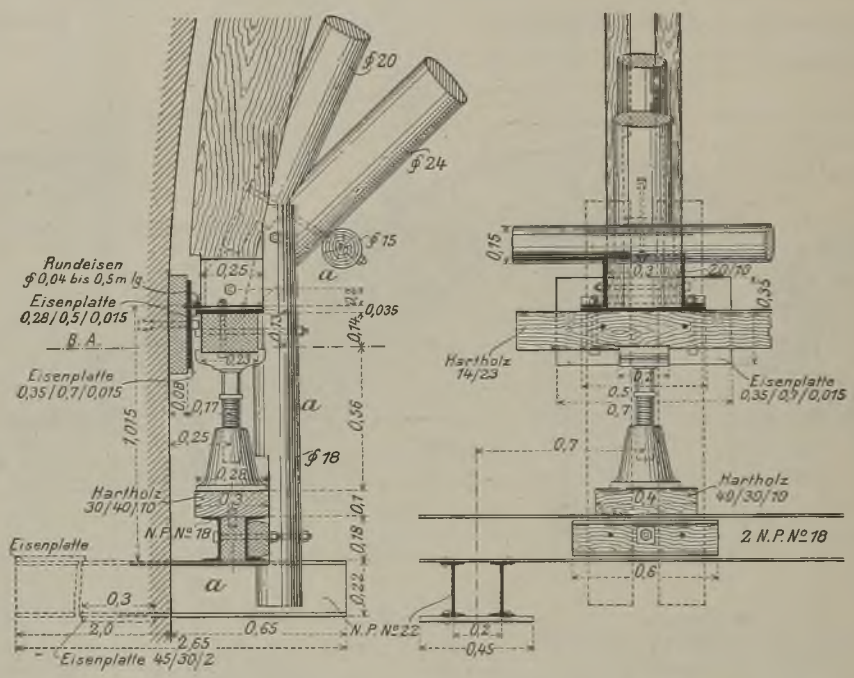


des Punktes nach dem Scheitel und dem Endauflager leitet. Die wagerechten Seitenkräfte dieser Strebenkräfte heben sich im Scheitel auf (wenn nach Vorschrift von beiden Seiten aus gleichmäßig mit dem Wölben vorgegangen wird), die lotrechten Seitenkräfte derselben werden durch das Hauptsprengwerk nach den Auflagern an den Kämpfern geleitet. Die wagerechten Seitenkräfte in diesen werden durch Doppelzangen unschädlich gemacht.

Das in den Abb. 142 u. 143 dargestellte, 5 m weite Lehrgerüst hat ebenfalls Sprengwerke: die Lasten der beiden seitlichen Lastpunkte werden je durch ein Dreiecksprengwerk nach den Auflagern übergeführt, die Last im Scheitel wird durch eine lotrechte Doppelzange nach dem Kreuzungspunkt der nach den Auflagern führenden Streben geleitet und durch diese nach den Auflagern. Diese Konstruktion empfiehlt sich nur für kleine Weiten.

Abb. 148. Auflagerung des Lehrgerüsts der Rauschenlochbrücke (Zahnradstrecke Castellaun-Boppard). M. 1 : 30.

Vorderansicht. Seitenansicht.



Für größere Weiten kann die Anordnung wie folgt getroffen werden: Man ermittelt die Anzahl der Lastpunkte — es seien im ganzen fünf — und ordnet ein Haupttrapezsprengwerk *ACDB* (Abb. 144) an und drei weitere Dreiecksprengwerke für die zwischen den Punkten *A*, *C*, *D*, *B* liegenden Lastpunkte. Man kann auch nach Abb. 145 das Haupthängewerk als Dreieck, die Nebensprengwerke als Trapeze herstellen. Die Lehrgerüste können bis zu Weiten von 15 m bis 20 m verwendet werden. Wenn bei größern Weiten mehr als fünf Stützpunkte nötig werden, so kann man in ähnlicher Weise verschiedene Hänge- und Sprengwerke vereinigen.

Abb. 146 zeigt das System des Lehrgerüstes der Schmittentobel-Brücke der neuen Albulabahn, das in leicht verständlicher Weise aus Trapez- und Dreieckhängewerken zusammengesetzt ist.

Als vereinigtes Dreiecks- und Trapezsprengwerk kann auch das in Abb. 147 dargestellte Lehrgerüst der Rauschenlochbrücke (Zahnradstrecke Castellaun-Boppard) aufgefaßt werden. Die Brücke besitzt vier Öffnungen. Das Untergerüst ist durch eine

Anzahl in die hohen Pfeiler bzw. Widerlager eingemauerter I-Träger ersetzt. Die über die Pfeilerflucht vorstehenden Enden der I-Träger bleiben bestehen, um bei etwaigen in späterer Zeit vorzunehmenden Ausbesserungen oder Nachprüfungen ein Gerüst wieder leicht aufsetzen zu können. Bemerkenswert ist die Ausrüstungsvorrichtung (Abb. 148). Da sich die gesprengten Lehrgerüste in der Nähe der Kämpfer sehr stark an das Mauerwerk anpressen, so daß das Ablassen des Lehrgerüstes oft Schwierigkeiten bereitet, sind zur Erleichterung des Ausrüstens seitliche Walzen aus Rundeisen von 40 mm ⌀ vorgesehen. Die Vertikalzangen *a—a* werden vor dem Ausrüsten entfernt. Die Brücke ist von der Firma GRÜN & BILFINGER A.-G. in Mannheim im Jahre 1906 erbaut.

Die Entfernung der Lehrbogen voneinander beträgt 1 bis 2 m, der äußerste Lehrbogen wird zweckmäßig etwas von der Stirnwand zurückgedrückt (s. Abb. 137), damit keine zu verschiedene Belastung der einzelnen Binder entsteht und somit ein ungleiches Setzen des Lehrgerüsts möglichst verhindert wird. Bei schiefen Brücken stehen die Binder parallel den Stirnen, so daß der Kranz nach einer Ellipse oder ähnlich geformt werden muß. Bei senkrechter Stellung der Binder würde deren Belastung während des Baues zu ungleich und ungünstig sein. — Die obere Begrenzung der Lehrbogen heißt der Kranz. Die Kranzhölzer bestehen in der Regel aus hochkant gestellten starken Bohlen. Die Stöße der Kranzhölzer werden entweder versetzt, oder sie liegen zweckmäßiger an derselben Stelle (Abb. 85, S. 41, u. Abb. 138). Die Kranzhölzer werden als Balken auf zwei Stützen berechnet. Ihre Stärke beträgt gewöhnlich 8 bis 12 cm; ihre Höhe richtet sich nach der Entfernung der Stützen, da ihre obere Begrenzung der Gewölbeleibung parallel laufen muß.

β) *Die Schalung* hat die Last des Gewölbes auf die Lehrbogen zu übertragen; sie liegt auf den Kranzhölzern und geht gewöhnlich über mehrere Lehrbogen durch. Die Normallänge der Schaldielen beträgt 4,50 m, jedoch werden auf Bestellung alle beliebigen Längen geschnitten. Bei kleinern Gewölben aus Ziegeln und Bruchsteinen besteht die Schalung aus 4 bis 8 cm starken, 10 bis 30 cm breiten Bohlen oder bei stärkern Krümmungen des Gewölbes aus Latten. Die Bohlen sollten bei Betongewölben nicht über 1,5 m frei liegen, damit beim Einstampfen keine schädlichen Durchbiegungen eintreten. Die Frage der Durchbiegung ist bei Berechnung der Schalung ebenso wichtig, wenn nicht wichtiger, als die der zulässigen Beanspruchung. Für die Schalung der Betongewölbe ist es zweckmäßig, einen Stoßkoeffizienten von 1,5 (wegen des Stampfens) in Rechnung zu stellen. Werksteingewölbe werden mit Schalhölzern (Schalriegeln) hergestellt, die unter den Mitten der Wölbsteine liegen und schmäler sind als diese. Die Berechnung erfolgt unter Annahme einer zulässigen Inanspruchnahme des Holzes auf 60 kg/qcm, wobei die Schalhölzer als auf die Länge des Abstands der Lehrbogen freitragend eingeführt werden. Bei Betongewölben ist außer der auf den Kranzhölzern liegenden Schalung noch eine sog. Stirnschalung anzubringen, falls die Gewölbestirn keine Steinverkleidung erhält. Wird das Betongewölbe mit Rücksicht auf die gleichmäßige Belastung des Lehrgerüsts aus einzelnen senkrecht zur Stirn verlaufenden Lamellen hergestellt, was insbesondere bei größern Gewölben zutrifft, so müssen diese Gewölbestreifen naturgemäß ebenfalls eingeschaltet werden.

γ) *Die Querverbindungen.* Die einzelnen Binder werden durch Querverbände zu einer im Raum standsichern Konstruktion vereinigt. Die Querverbindungen werden aus Zangen und Schwertern gebildet. Sie bestehen aus Kantholz, Rundholz oder Halbrundholz (d. h. in der Mitte aufgeschnittenen Rundhölzern). Da das Lehrgerüst durch Stampfen, durch Aufbringen von Baumaterialien, durch Wind u. dgl. unvermeidlichen Erschütterungen und Seitenkräften ausgesetzt ist, muß auf einen kräftigen Querverband großer Wert gelegt werden.

δ) *Die Ausrüstungsvorrichtung.* Wenn das Gewölbe fertig gestellt und genügend erhärtet ist, kann das Lehrgerüst entfernt werden. Das Entfernen geschieht durch Senken desselben, wobei mit großer Sorgfalt verfahren werden muß, damit plötzliche Erschütterungen des Gewölbes vermieden werden. Zwischen den zu senkenden Teil und den untern feststehenden Teil des Lehrgerüsts kommt die Ausrüstungs- oder Ablaßvorrichtung. Als solche kommen hauptsächlich in Betracht: Keile, Schraubensätze oder Setzschrauben und Sandtöpfe.

Die Keile bestehen aus Hartholz (Abb. 149) und können bei geschulten Arbeitern bis zu beträchtlichen Spannweiten mit Vorteil angewendet werden, da sie das billigste

Abb. 149. Keile.

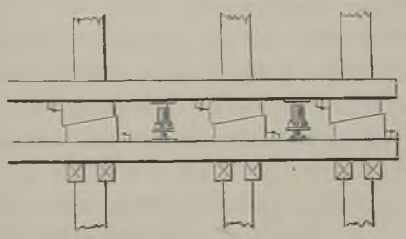


Abb. 150 bis 152. Setzschraube.

Abb. 150. Ansicht. Abb. 151. Querschnitt.

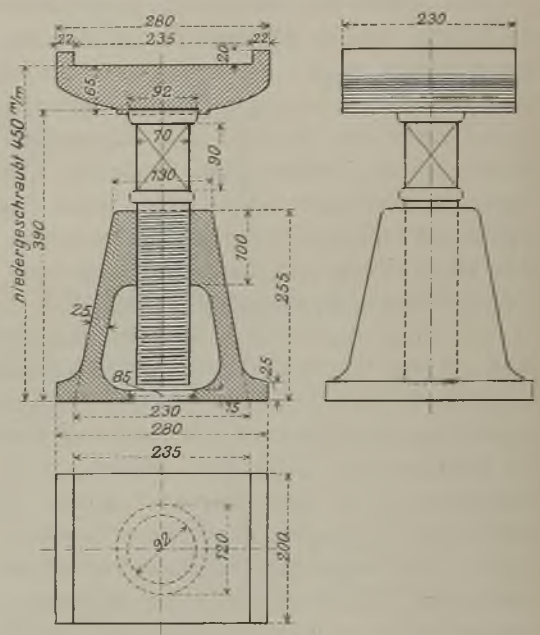


Abb. 153. Sandtopf. M. 1 : 14.

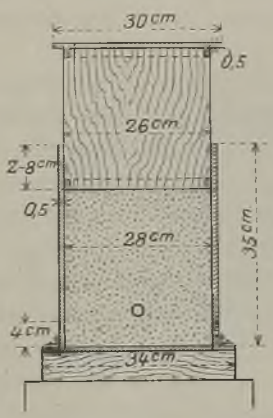


Abb. 152. Grundriß.

Ausrüstungsmittel sind. Leichter in der Handhabung sind die Schrauben, Stockwinden oder Lehrgerüstspindeln, da sie jederzeit auch ein Nachrichten einzelner Teile des Lehrgerüstes gestatten; ihre Anwendung ist mit etwas größern Kosten verknüpft. Die Setzschrauben (Abb. 150 bis 152) werden bisweilen während des Baues durch Keile entlastet (Abb. 149).

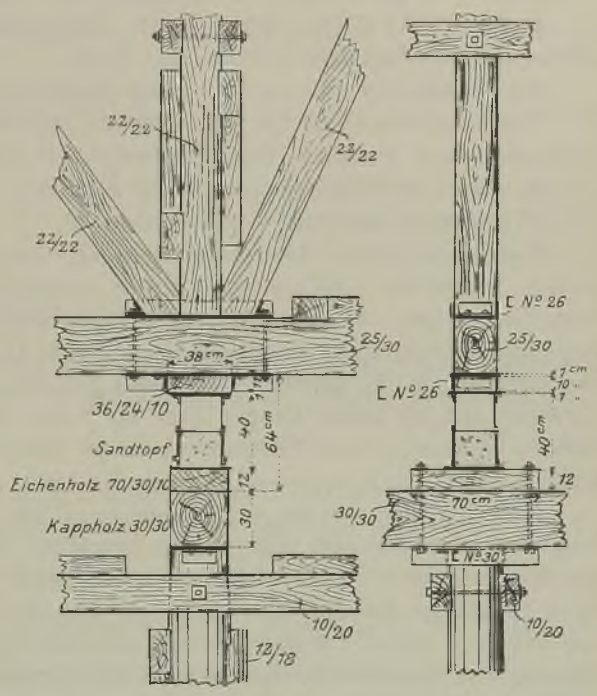
Zwischen diesen beiden Ausrüstungsmitteln stehen, was die Zweckmäßigkeit anlangt, die Sandtöpfe (Abb. 153 bis 155). Diese sind mit trocknem Sande gefüllte hohle Zylinder aus Eisenblech, 28 cm weit, mit 4 bis 6 mm Blechstärke, die einen aus Hartholz bestehenden, durch Eisenringe verstärkten Stempel tragen, und haben Löcher (20 bis 30 mm weit) mit röhrenförmigen Ansätzen, durch die der Sand beim Ausrüsten unten ablaufen kann. Der Sand ist während des Baues gut vor Nässe zu schützen. Die Ausrüstung geschieht bei Gewölben ohne Gelenke derart, daß man in der Mitte mit dem Absenken des Lehrgerüsts beginnt und von da symmetrisch nach den Kämpfern vorschreitet. Man verfährt aber hierbei in der Weise, daß beispielsweise im Gewölbescheitel und dessen Nähe die Ablaßspindeln stärker zurückgedreht werden, als bei den

nach den Kämpfern zu gelegenen Punkten. Bei Gewölben mit drei Gelenken ist der Ausrüstungsvorgang ein andrer. Damit die Drei-Gelenkwirkung zustande kommen kann, beginnt man mit dem Ausrüsten in der Mitte zwischen Scheitel und Kämpfern, so daß die beiden Bogenhälften allmählich frei werden. Die Ausrüstungsmittel werden entweder unmittelbar unter dem Kranz oder direkt über dem Boden, häufiger aber in ungefährer Kämpferhöhe eingeschaltet.

Ein von der seither beschriebenen Ausrüstungsmethode grundsätzlich abweichendes Verfahren hat Dr.-Ing. FÄRBER eingeführt und Gewölbe-Expansionsverfahren genannt. Bei diesem werden die gewöhnlichen Ausrüstungsmittel entbehrlich. Anstatt dessen werden im Gewölbescheitel Druckpressen in wagrechter Richtung eingeschaltet mit Hilfe deren die beiden Gewölbehälften unter Druck gesetzt werden können. Hierdurch heben sie sich und lösen sich vom Lehrgerüst ab. Bei diesem Verfahren ist man von etwaigen Setzungen des Lehrgerüsts vollkommen unabhängig. Man kann innerhalb gewisser Grenzen die Scheitelhöhe eines Gewölbes beliebig einstellen und nach Erreichung der gewünschten Höhenlage kann man die Aussparungen in der Scheitelfuge ausgießen[1]).

Abb. 154 u. 155. Einzelheiten des Lehrgerüsts der Isarbrücke bei Grünwald. M. 1 : 40.

Abb. 154. Vorderansicht. Abb. 155. Seitenansicht.



Die Zeit, nach deren Verlauf das Lehrgerüst, vom Tage der Fertigstellung des Gewölbes ab gerechnet, entfernt werden kann, ist abhängig von der Stützweite und den Witterungsverhältnissen. Im allgemeinen kann man rechnen:

für Gewölbe unter 10 m Spannweite 10 Tage,
von 10 bis 20 » » 20 »
» 20 u. mehr » » 30 »

Bei den gewölbten Brücken der Albulabahn konnten Gewölbe bis 12 m Spannweite bei günstiger Witterung schon nach 5 Tagen, dagegen bei nasser, kalter Witterung erst nach 5 Wochen ausgerüstet werden.

Die Lehrgerüste der Durchlässe bestehen meistens aus zusammengenagelten Bohlen. Sie werden, wie auch die gesprengten Lehrgerüste kleiner Brücken in der Regel dadurch unterstützt, daß man unter den Kämpfern Steine vorkragt, die dem Gerüst als Auflager dienen.

Zur Erzielung eines guten Gewölbemauerwerks ist es von großer Wichtigkeit, daß das Lehrgerüst während des ganzen Wölbvorgangs seine Form möglichst wenig ändert. Aus diesem Grund ist es erforderlich, daß erstens bei der Herstellung des Lehrgerüstes

[1]) Vgl. Dr.-Ing. R. FÄRBER: »Der Gewölbebau«. Neue Hilfsmittel für Berechnung und Bauausführung. Verlag der Deutschen Bauzeitung 1916.

selbst, dem sog. Abbinden, die größte Sorgfalt verwendet und zweitens das Wölben in der richtigen Weise vorgenommen wird.

Um ersteres zu erreichen, ist für die Lehrgerüste nur gerade gewachsenes, gesundes, fehlerfreies Holz (gewöhnlich Kiefern- oder Tannenholz) zu verwenden. Die Holzverbindungen müssen dicht und scharf aufeinander passen und fest verbunden sein. Zapfen vermeidet man möglichst; es ist besser Hirnholz auf Hirnholz zu setzen und die Verbindung durch Klammern, Bolzen oder Dübel zu sichern. Hölzer, die Druck zu übertragen haben, läßt man möglichst ununterbrochen durchgehen.

Weitere beachtenswerte Gesichtspunkte für die Konstruktion der Lehrgerüste sind:

Joche mit Kopf- und Fußschwellen sollen tunlichst vermieden und die Ständer statt dessen mit Zangenhölzern verbunden werden.

Die Kranzhölzer sollen nicht einfach, sondern doppelt (als Zangen) ausgebildet werden.

Die Schalhölzer sind bei Betonbrücken mit kleinem Spielraum zu verlegen, um ein Aufquellen und Verziehen beim Aufbringen des Betons zu vermeiden.

In allen Gerüstzeichnungen ist das Rundholz nicht mit dem mittlern, sondern mit dem Mindestdurchmesser einzuschreiben.

Zugverbindungen, Überschneidungen und Zusammentreffen von Hirn- auf Langholz sind zu vermeiden. Ist letzteres nicht zu umgehen, so legt man, der bessern Druckverteilung wegen, zwischen die beiden Teile eine Eisenplatte oder einen Hartholzklotz. Eine sehr zweckmäßige Einzelausbildung (Abb. 154 u. 155) in dieser Hinsichf zeigt die Isarbrücke bei Grünwald. Versuche, die beim Bau dieser Brücke angestellt wurden, ergaben, daß bei einem Drucke quer zur Faser Tannenholz bereits bei einer Belastung von 20 kg/qcm 0,5 mm Eindrückung zeigt. Bei Buchenholz war letztere 0,2 mm bei einer Last von 30 kg/qcm und 0,5 mm bei einer solchen von 40 kg/qcm.

Was den Wölbvorgang selbst anlangt, so ist, um Formänderungen des Lehrgerüstes möglichst zu verhindern, folgendes zu beachten: Nach der fertigen Aufstellung der Lehrgerüste sind diese mit Materialien oder Baustoffen zu belasten, und zwar muß diese Last etwa derjenigen des Gewölbes kurz vor dem Schließen selbst entsprechen. Während des Wölbens darf die Belastung nicht wesentlich geändert werden. Aus diesem Grunde benutzt man meistens die Wölbsteine selbst als Belastung. Beide Schenkel des Gewölbes werden in der Regel gleichzeitig und gleichmäßig von beiden Widerlagern an ausgeführt. Betongewölbe werden, sobald sie größere Abmessungen haben, als daß ihre Einstampfung noch in einem ununterbrochenen Arbeitsvorgang erfolgen könnte, aus einer Anzahl Lamellen hergestellt, die symmetrisch zum Scheitel und senkrecht zur Stirn angeordnet sind. Ihre Breite (in der Längsachse des Gewölbes gemessen) beträgt etwa 1,50 bis 2,50 m. Die Ausführung der Lamellen in der Nähe des Kämpfers geschieht abwechselnd mit denen in der Nähe des Scheitels, bis allmählich das ganze Gewölbe geschlossen ist. Den einzelnen Lehrbogen ist beim Abbinden eine entsprechende Überhöhung zu geben, damit das Lehrgerüst nach seiner Durchbiegung infolge der Belastung die gewünschte Gewölbeform aufweist. Die gesprengten oder freitragenden Lehrgerüste biegen sich mehr durch als die fest unterstützten. Letztere wird man daher, wenn keine Durchfahrt frei zu halten ist, den erstern vorziehen. Den gesprengten Lehrgerüsten bei der Albulabahn hat man eine Überhöhung nach der Beziehung: $\frac{1}{100}$ der Spannweite minus der Pfeilhöhe gegeben. Die fest unterstützten Gerüste erhielten die Hälfte der vorstehenden Überhöhung. Einen Anhalt für die Bemessung der Überhöhung geben folgende Überlegungen: Die Senkung des Gewölbescheitels wird bedingt: 1. durch die Zusammendrückung des Wölbmaterials, 2. durch Zusammendrückung bzw. Nachgeben der Widerlager oder Pfeiler und durch die Zusammenpressung des Baugrunds, 3. durch die Zusammendrückung des Lehrgerüstes selbst.

Zu 1. Bei einer mittlern Höchstbeanspruchung des Wölbmaterials σ_{max} in kg/qcm und einer Länge s_{cm} der Gewölbemittellinie zwischen den Kämpferpunkten ist die Verkürzung s_1 der Gewölbeachse: $s_{1\,cm} = \frac{s \cdot \sigma_{max}}{E}$.

Die infolge der Verkürzung s_1 eintretende Scheitelsenkung $\delta_{1\,cm}$ läßt sich wie folgt berechnen: Faßt man die Gewölbeachse als Kreisbogen auf, so läßt sich die Länge a der zur halben Gewölbeachse gehörenden Sehne bestimmen. Bei flachen Gewölben kann man anstatt der Gewölbeachse direkt die Sehne nehmen. Die zur verkürzten halben Gewölbeachse gehörige (um a_1 verkürzte) Sehne habe die Länge $a - a_1$. Dann ergibt sich die Scheitelsenkung δ_1 aus der Beziehung: $\delta_1 = \frac{a \cdot a_1}{f}$, worin f = Pfeilhöhe des Gewölbes in Zentimeter ist.

Nachstehende Zahlen geben einen Anhalt für E; sie sind eher zu niedrig als zu hoch angegeben[1]):

für gewöhnliches Ziegelgewölbe	ist E etwa	=	30000 kg/cm²,
» Bruchsteingewölbe	» » »	=	60000 »
» Klinkergewölbe	» » »	=	100000 »
» Betongewölbe magerer Mischung	» » »	=	80000—120000 »
» » fetter Mischung u. Eisenbeton	» » »	=	150000—200000 »

Zu 2. Die Zusammendrückung des Widerlagers kommt hauptsächlich bei verlorenen Widerlagern in Frage, weil deren Länge oft ziemlich groß ist. Das Maß der Zusammendrückung ergibt sich aus derselben Gleichung wie beim Gewölbe: $s_2 = \frac{s' \cdot \sigma'_{max}}{E}$, wenn s' die Länge der Achse des Widerlagers in Zentimeter bedeutet. Zerlegt man s_2 in eine wagerechte Strecke s_{2h} und in eine lotrechte s_{2v}, so verursacht s_{2v} eine Scheitelsenkung $= s_{2v}$ und s_{2h} ruft eine Scheitelsenkung hervor $= s_{2h} \cdot \frac{l}{2f}$. Nach derselben Gleichung berechnet sich auch die Senkung des Scheitels bei einem wagerechten Ausweichen der Widerlager um ein bestimmtes Maß. Die gesamte Senkung δ_2 ist somit: $\delta_2 = s_{2v} + s_{2h} \cdot \frac{l}{2f}$.

Zu 3. Die Zusammendrückung δ_3 des Lehrgerüstes läßt sich im allgemeinen bei Holzgerüsten nicht berechnen; man kann nur nach der Erfahrung abschätzen.

Die gesamte Überhöhung, die dem Lehrgerüst zu geben ist, beträgt demnach:

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3.$$

Die Abmessungen der einzelnen Teile des Lehrgerüstes sind statisch zu berechnen. Der Druck auf das Lehrgerüst nimmt vom Scheitel nach den Kämpfern des Gewölbes ab; in derjenigen Fuge wird er gleich Null, die um den Reibungswinkel φ gegen die Wagerechte geneigt ist; φ entspricht dem Reibungskoeffizienten f des zum Gewölbe verwendeten Baustoffs, und es ist $f = \operatorname{tg} \varphi$. Die Größe des radial auf das Lehrgerüst ausgeübten Größtdrucks kann für jede Stelle des Gewölbes nach Abb. 156 graphisch ermittelt werden. Die Gerade OX bilde mit der Wagerechten den Winkel φ. Man kann φ für Stein auf Stein zu 33°, für frisches Mörtelmauerwerk zu 26° annehmen. Dann ergibt sich für eine beliebige Fuge, z. B. AB, die Druckhöhe dadurch, daß man durch A eine Linie parallel zu OX und durch B eine Lotrechte zieht. Man erhält Punkt E als Schnittpunkt, und die Strecke BE ist die gesuchte Druckhöhe, die man in der Fugenrichtung abtragen kann. Durch wiederholte Anwendung dieser Konstruk-

---

[1]) Vgl. Gewölbeversuche des österr. Ing.- u. Archit.-Ver. 1891—1892.

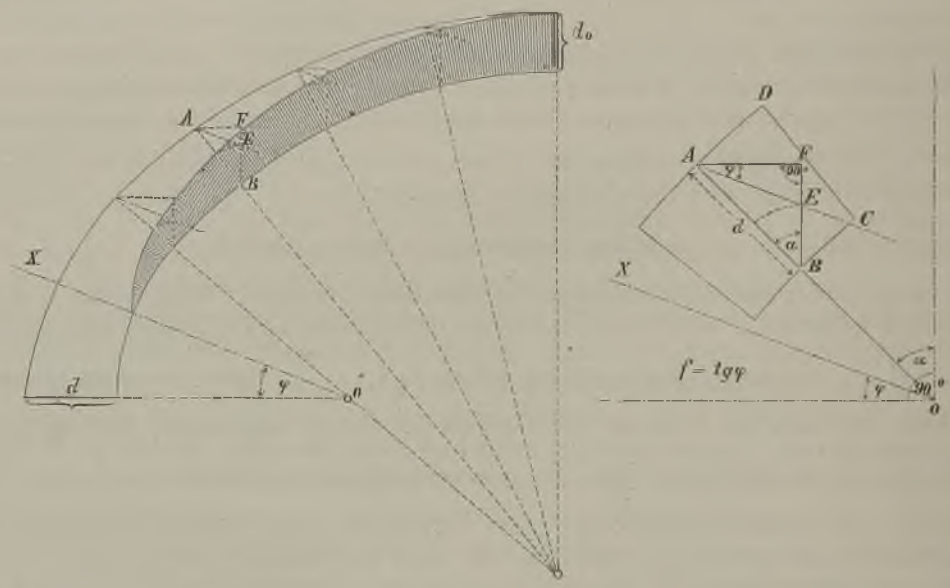
tion ist die schraffierte Fläche gefunden. Ein Gewölbestück, dessen Bogenlänge s, dessen Tiefe senkrecht zur Bildfläche = 1 m ist, überträgt auf das Lehrgerüst einen radialen Druck D:

$$D = \gamma \cdot s \cdot \lambda \cdot 1 .$$

λ ist die mittlere Dicke desjenigen Teiles der schraffierten Druckfläche, die dem Gewölbstück entspricht, γ ist das Gewicht des Kubikmeters Gewölbebaustoff.

Als Abmessungen für die Teile der Lehrgerüste kann man annehmen — vorbehaltlich der genauen Festsetzung durch Rechnung: Kranzhölzer bis 45 cm, Balken, Pfosten, Streben 15 bis 35 cm, Schalhölzer für Werksteine $\frac{10}{10}$ bis $\frac{15}{15}$ cm, Schalbretter 4 bis 6 cm. — Der Kubikinhalt des zu einem Lehrgerüst erforderlichen Holzes kann nach MEHRTENS ungefähr zu $\frac{1}{3}$ desjenigen des Gewölbemauerwerks angenommen werden. In normalen Fällen kann man den Verbrauch an Holz für das Lehrgerüst zu 0,3 bis 0,50 cbm auf 1 cbm Gewölbemauerwerk rechnen.

{Abb. 156. Graphische Ermittlung des radial auf das Lehrgerüst ausgeübten Druckes.}



b) Transportgerüste.

Sie vermitteln die Herbeischaffung der Baustoffe und Baugeräte an ihre Verwendungsstellen. Es gibt feste und fliegende Gerüste, je nachdem sie mit dem Vorschreiten des Baues ihre Höhenlage beibehalten oder nicht. Feste Gerüste machen höhere Kosten und erfordern längere Bauzeit, gewähren aber einen bequemen Transport, sicheres Arbeiten und ermöglichen die Verwendung schwererer Bausteine. Den Verwendungszwecken entsprechend nennt man das Transportgerüst auch Versetz-, Lauf- oder Krangerüst. Kleine Brücken erfordern kein besonderes Versetzgerüst. Wie schon bei den Lehrgerüsten erwähnt wurde, benutzen diese und die Transportgerüste oft bis zur Kämpferhöhe des Gewölbes denselben Unterbau. Oberhalb der Kämpfer trennen sich beide derart, daß das Lehrgerüst in der Mitte ist, dagegen zu beiden Seiten sich die Transportgerüste aufbauen.

Die festen Transportgerüste bestehen in wagerechter Richtung aus einzelnen Jochen von etwa 4 bis 8 m Weite, in lotrechter Richtung aus einzelnen Stockwerken von 4 bis 8 m Höhe. Die fliegenden Gerüste bestehen in der Hauptsache aus Kranen

zum Aufmauern der Pfeiler, sowie Dienstbrücken für die Herstellung der Gewölbe. Für den Bau hoher Talbrücken sind die fliegenden Gerüste sehr zweckmäßig; zur Herstellung kleinerer Brücken und größerer flacher Brücken sind feste Rüstungen empfehlenswert. Für die konstruktive Ausführungen können die unter 1 gegebenen Hinweise gelten; ferner kann hierbei auf den folgenden Abschnitt »Die Holzbrücken« verwiesen werden.

Einige Literaturangaben über Steinbeton- und Eisenbetonbrücken.

K. v. Leibbrand: »Gewölbte Brücken«, Leipzig 1897. — G. Tolkmitt: »Leitfaden für das Entwerfen und die Berechnung gewölbter Brücken«, Berlin 1902. — M. Struckel: »Der Brückenbau« II, Leipzig 1906. — M. Förster: »Balkenbrücken in Eisenbeton«, Leipzig 1908. — E. Gaber: Bau und Berechnung gewölbter Brücken und ihrer Lehrgerüste, Berlin 1914. — R. Färber: »Der Gewölbebau, neue Hilfsmittel für Berechnung und Bauausführung«, Berlin 1916. — W. Frank: »Rationelle Berechnung und Formgebung von Dreigelenkbrückenbogen aus Beton«, Stuttgart 1916. — Förster: Handbuch der Ingenieurwissenschaften II, Brückenbau, I. Bd.: »Die Brücken im allgemeinen, Brücken in Stein, Beton und Eisenbeton, Herstellung und Unterhaltung der steinernen Bogenbrücken«, bearbeitet von M. Förster, Th. Landsberg und G. Mehrtens, 5. Aufl., Leipzig 1917. — Th. Gesteschi: »Der wirtschaftliche Wettbewerb von Eisen und Eisenbeton im Brückenbau« (Massen und Kosten, sowie Kostenvergleiche von Eisen- und Eisenbetonbrücken, Berlin 1918. — Melan: »Der Brückenbau«. Nach Vorträgen, gehalten an der deutschen Techn. Hochschule in Prag, II. Bd.: Steinerne Brücken und Brücken aus Beton und Eisen, Leipzig 1920. — K. W. Schächterle: »Eisenbetonbrücken«, Sammlung Göschen, 2. Aufl., 1920. — C. Kersten: »Brücken in Eisenbeton«, ein Leitfaden für Schule und Praxis, 5. Aufl., Berlin 1921. — Th. Gesteschi: »Handbuch für Eisenbeton«, Band VII: »Bogenbrücken und Überwölbungen«, 3. Aufl., Berlin 1921.

C. Die Holzbrücken.

§ 17. Allgemeines. Anwendbarkeit, Dauer.

Holzbrücken sind Brücken, deren Überbau in den tragenden Teilen aus Holz hergestellt ist, die Pfeiler können hölzerne, eiserne oder gemauerte sein, die Endpfeiler sind meistens aus Mauerwerk. Das Verwendungsgebiet der Holzbrücken ist in neuerer Zeit nicht groß. Sie haben eine verhältnismäßige kurze Lebensdauer, sind der Gefahr des Verbrennens ausgesetzt, bedingen sorgfältige Unterhaltung und große Unterhaltungskosten. Für endgültige Brücken sind sie in Hauptbahnen bei uns so gut wie ausgeschlossen. Die Technischen Vereinbarungen des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen schreiben vor: »Hölzerne Brücken sollen nur ausnahmsweise ausgeführt werden; sie sind ebenso, wie das Holzwerk der Fahrbahntafel eiserner Brücken, gegen Feuersgefahr entsprechend zu schützen«. Für Nebenbahnen sind sie dagegen allgemein zugelassen: »Hölzerne Brücken sind zulässig; sie sind gegen Feuersgefahr entsprechend zu schützen. — Auch für endgültige Straßenbrücken können sie noch in Frage kommen, — in den letzten 20 Jahren freilich ist ihnen neben den eisernen Brücken in den Beton- und Eisenbetonbrücken ein scharfer Wettbewerber entstanden; denn diese sind feuersicher, erfordern nur geringe Unterhaltungskosten und sind vielfach in der ersten Anlage billiger als Holzbrücken. Immerhin können gut konstruierte, durch Bedachung geschützte Holzbrücken weit mehr als ein Jahrhundert überdauern. Derartige Bauwerke haben, wie viele Beispiele alter überdachter Holzbrücken insbesondere in der Schweiz zeigen, einen Vorteil besonders gegenüber den Eisenbrücken, daß sie sich in ästhetischer Hinsicht leichter befriedigend ausbilden lassen als letztere.

Das Hauptverwendungsgebiet der Holzbrücken bilden z. Z. die einstweiligen Eisenbahn- und Straßenbrücken (Interims- oder Notbrücken), Materialtransportbrücken, Arbeitsbrücken beim Bau und der Aufstellung von Stein- und Eisenbrücken. Die Frage der Wahl des Baustoffs für eine Brücke ist in hohem Grade von dem Land und von

dem Landesteil abhängig, in dem das Bauwerk hergestellt werden soll. In holzreichen Ländern, im östlichen Europa (Galizien, Ungarn), im westlichen Amerika, überhaupt wo gutes, billiges Holz zur Verfügung steht, wird man sich noch oft für diesen Baustoff entscheiden. Der große Krieg 1914/18 hat erwiesen, daß auch für Kriegsbrücken den Holzbrücken ein großes Anwendungsgebiet offen steht.

Die Dauer der Holzbrücken kann man bei Nadelholz zu 15 bis 25 Jahren, bei Verwendung von Eichenholz zu 30 bis 40 Jahren annehmen; die Unterhaltungskosten werden zu 1,5 bis 3,5 % der Baukosten, der jährlich zurückzulegende Betrag, der einschließlich der Zinsen nach Ablauf der angenommenen Dauer der Brücke das Anlagekapital deckt, wird zu 6,6 bis 4 % angegeben. Diese Angaben können nur als ungefähre Anhaltspunkte gelten; je nach der Güte des verwendeten Holzes und der Konstruktion, sowie nach der Sorgfalt bei der Unterhaltung ergeben sich sehr verschiedene Werte. In der Schweiz gibt es eine Reihe mit Dächern versehener Holzbrücken, die weit über ein Jahrhundert bestehen.

Bis vor wenigen Jahren hatte es den Anschein, als ob die Holzbauweise im Vergleich zum Eisen-, Beton- und Eisenbetonbau überhaupt keine Rolle mehr spielen sollte. Hierin ist aber in den allerletzten Jahren ein gewisser Wandel eingetreten. Hierzu haben nicht nur die Kriegs- und Nachkriegszeit mit ihrem stetigen Mangel an den wichtigsten Baustoffen Eisen und Zement wesentlich beigetragen, sondern man hat auch begonnen die Holzbauweise, die seither in erster Linie von Handwerkern nach althergebrachten Regeln und Methoden schlecht und recht ausgeübt wurde, auf eine wissenschaftliche Grundlage zu stellen. Dadurch sind bereits sehr erhebliche Fortschritte im neuzeitlichen Holzbau erzielt worden. Man hat neuerdings nicht nur die Tragwerke aus Holz nach den gleichen Grundsätzen der Baustatik wie die Eisenfachwerke ausgebildet, sondern dem wichtigsten Teil der hölzernen Tragwerke, den Knotenpunktverbindungen seine volle Aufmerksamkeit geschenkt.

In anerkennenswerter Weise haben außer staatlichen und privaten Materialprüfungsanstalten unsre größern Holzbau-Spezialfirmen damit begonnen, durch praktische Versuche nähere Aufschlüsse über die Festigkeiten und zulässigen Beanspruchungen unsrer gebräuchlichsten Bauhölzer unter den verschiedensten Verhältnissen und über die Wirkung der Verbindungsmittel dieser Hölzer in den Knotenpunkten (Dübel, Keile, Bolzen Klammern, Zwischenplatten usw.) zu gewinnen. Dieses Vorgehen hat dem Holzbau in verhältnismäßig kurzer Zeit bereits einen guten Teil seines verloren gegangenen Gebiets zurückerobert. Hierauf näher einzugehen überschreitet den Rahmen dieses Lehrbuchs, weshalb auf die am Schlusse dieses Abschnitts enthaltenen Literaturangaben verwiesen werden muß. Auch hinsichtlich der größern Feuersicherheit des Holzes sind Fortschritte erzielt worden durch Herstellung neuer Holzanstrich-Tränkungsmittel.

§ 18. Baustoff.

Zu den Brücken werden hauptsächlich folgende Hölzer verwendet:

a) Nadelhölzer: Kiefern-, Fichten-, Lärchen- und Tannenholz,

b) Laubhölzer: Eichenholz und Buchenholz.

Von den Nadelhölzern sind Kiefern- und Fichtenholz zu Trägern und Jochen, sowie zum Brückenbelag geeignet, von den Laubhölzern das Eichenholz zu den gleichen Teilen. Buchenholz wurde vielfach zu Brückenbelägen verwandt, hat sich aber nur ausnahmsweise bewährt. Das Holz soll im Winter geschlagen werden, wenn die Lebenstätigkeit des Baumes ruht, und vor Wiederbeginn des Saftumlaufs sollen die Stämme von den Ästen und der Rinde befreit und trocken gelegt werden. — Das Holz wird als Rundholz (unbeschlagen), als Kantholz (beschlagen) und als Schnittholz verwendet. Man unterscheidet:

Rundholz: extrastarkes Bauholz, 0,35 m bis 0,45 m dick am Zopf, d. h. am obern, dünnern Ende des Stammes, 12 bis 16 m lang,
starkes Bauholz, 0,3 m bis 0,35 m dick am Zopf, 10 bis 15 m lang,
mittelstarkes Bauholz, 0,25 m bis 0,3 m dick am Zopf, 8 bis 12 m lang.
Die Stärke des Rundholzes nimmt vom Zopf ab zu: beim Nadelholz um 1 bis 1,5 cm f. d. Meter; beim Laubholz um 1,5 bis 2,5 cm f. d. Meter.

Kantholz: aus dem Rundholz durch Beschlagen oder mit der Säge hergestellt, rechteckiger Querschnitt.
Ganzholz: aus einem Stamme ist ein Kantholz gewonnen.
Halbholz: aus einem Stamme sind zwei Kanthölzer gewonnen.
Kreuzholz: aus einem Stamme sind vier Kanthölzer gewonnen (Riegelholz).

Auch mit einem Querschnitt ohne scharfe Ecken wird das Holz verwendet; man nennt solches Holz waldkantiges, wahnkantiges oder baumkantiges Holz. Wenn solches Holz bei Lieferungen zugelassen wird, was sich der Ersparnis wegen empfiehlt, so ist ein Größtmaß für die Waldkante vorzuschreiben (2,5 bis 4 cm). Vielfach verwendet man auch Hölzer, die nur auf einer oder zwei Seiten bearbeitet sind und somit auf den drei oder zwei übrigen Seiten noch die volle Rundung des Baumstamms aufweisen. Diese Hölzer nennt man auch Flitschhölzer. Sie sind billiger als 4 seitig bearbeitetes Holz und haben z. B. bei Verwendung als Tragbalken noch den Vorzug des größern Trägheitsmoments im Vergleich zu einem aus dem gleichen Stamm geschnittenen 4 kantigen Balken von gleicher Höhe.

Schnittholz (breites Schnittholz)
Bohlen: $3\frac{1}{2}$ bis 8 cm stark; 20 bis 35 cm breit } bis zu 8 m lang.
Bretter: $1\frac{1}{2}$ bis $3\frac{1}{2}$ cm stark; 20 bis 32 cm breit }
Latten: $2\frac{1}{2}$ bis 5 cm stark; 5 bis 10 cm breit, bis zu 5 m lang.

Normalmaße für Bauhölzer. Von dem Innungsverband deutscher Baugewerksmeister sind Normalquerschnitte aufgestellt, die bei den staatlichen Ausführungen in Preußen laut Runderlaß des Ministers der öffentlichen Arbeiten in der Regel anzuwenden sind. Diese Normalquerschnitte sind:

Tabelle VII. Normalprofile für Kanthölzer in Zentimetern.

8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
8/8	8/10	10/12	10/14	12/16	14/18	14/20	16/22	18/24	20/26	22/28	24/30
—	10/10	12/12	12/14	14/16	16/18	16/20	18/22	20/24	24/26	26/28	28/30
—	—	—	14/14	16/16	18/18	18/20	20/22	24/24	26/26	28/28	—
—	—	—	—	—	—	20/20	—	—	—	—	—

Schnittmaterial: Bretter, Bohlen, Pfosten, Latten.

Längen: 3,5 4,0 4,5 5,0 5,5 6,0 7,0 8,0 Meter.
Stärken: 15. 20. 25. 30. 35. 40. 45. 50 60. 70. 80 mm

Besäumte Bretter in Breiten von Zentimeter zu Zentimeter steigend.

Es wird empfohlen nur in Ausnahmefällen, wenn die Konstruktion dieses erfordert, andere Maße zu wählen. Man unterscheidet parallel und konisch besäumte Bretter. Diese sind im Preis etwas billiger, jene sind in der Verwendung einfacher.

Gewicht des Holzes. Trocknes Holz hat geringeres Gewicht, als durchnäßtes. Bei den Berechnungen ist das größere Gewicht des mit Wasser gesättigten Holzes einzuführen. Man kann rechnen:

Holzart	lufttrocken in kg für das cbm	mit Wasser gesättigt in kg für das cbm
Nadelholz	600	900
Eichenholz	800	1000
Buchenholz	750	1000

Die Festigkeit des Holzes. Die Versuche ergaben weite Grenzen für die Festigkeitswerte, die bedingt sind durch die Fällzeit, den Standort, die Feuchtigkeit, den Wuchs usw. Nachstehende Festigkeitszahlen sind Mittelwerte, gültig für fehlerloses, astfreies, lufttrocknes Holz. (Nach: MELAN, Der Brückenbau, I. Band, S. 99.)

Tabelle VIII. Festigkeitszahlen der Holzarten in kg/cm².

Baustoff	Zug-festigkeit	Druck-festigkeit	Biegungs-festigkeit	Schubfestigkeit parallel der Faserrichtung	Schubfestigkeit senkrecht zu d. Faserrichtung	Zugfestigkeit senkrecht zu d. Faserrichtung	Druckfestigkeit senkrecht zu d. Faserrichtung
Eichenholz	920	400	620	75	270	150	120 bis 150
Nadelholz	730	330	550	65	230	125	40 bis 70

Als Elastizitäskoeffizienten gibt MELAN die Mittelwerte an:

Für Zug 105000 bis 130000 kg/qcm,
für Druck 100000 bis 118000 kg/qcm.

Die zulässigen Inanspruchnahmen müssen ziemlich große Sicherheitskoeffizienten bedingen wegen der Elastizitätsgrenze, die etwa bei der Hälfte der Bruchfestigkeit liegt, und wegen der Ungleichartigkeit des Baustoffs. Bei behelfsmäßigen Bauwerken kann man den Sicherheitskoeffizient geringer bemessen als bei endgültigen Bauten, bei Straßenbrücken niedriger als bei Eisenbahnbrücken. Man kann nach MELAN (a. a. O.) den Sicherheitsgrad n wählen für direkt belastete Teile

bei einstweiligen Straßenbrücken und Gerüsten $n = 5{,}0$
» » Eisenbahnbrücken . . . . $n = 6{,}0$
» endgültigen Straßenbrücken . . . . . $n = 7{,}0$
» » Eisenbahnbrücken . . . . $n = 8{,}0$

Danach kann man aus Tabelle VIII leicht die zulässigen Inanspruchnahmen ermitteln. In Tabelle IX sind die Werte zusammengestellt:

Tabelle IX. Zulässige Inanspruchnahme der Holzarten.

Baustoff	Art des Bauwerks	Zulässige Inanspruchnahme in kg/cm² auf: Zug	Druck	Biegung	Schub parallel der Faserrichtung	Schub senkrecht zu d. Faserrichtung
Nadelholz	Endgültige Straßenbrücken	100	47	80	9	35
	Einstweilige »	145	66	110	13	46
	Endgültige Eisenbahnbrücken	90	40	70	8	30
	Einstweilige »	120	55	90	11	40
Eichenholz	Endgültige Straßenbrücken	130	57	89	10	39
	Einstweilige »	180	80	124	15	54
	Endgültige Eisenbahnbrücken	115	50	78	9	34
	Einstweilige »	150	66	100	12	45

Vom preußischen Ministerium der öffentl. Arbeiten (Runderlaß, Zentralblatt der Bauverwaltung 1910, S. 101 f.) sind die Werte nachstehender Tabelle als zulässige Inanspruchnahmen angegeben:

Tabelle X. Zulässige Inanspruchnahme für Holz bei Hochbauten nach der Vorschrift des preußischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten.

Baustoff	Zug	Druck	Biegung	Abscherung parallel zur Faser	Abscherung senkrecht zur Faser
	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²
Kiefernholz . .	100 bis 120	60 bis 80	100 bis 120	10 bis 15	60 bis 70
Eichenholz . .	100 bis 120	80 bis 100	100 bis 120	15 bis 20	80 bis 90

Bei Bauten für vorübergehende Zwecke (Ausstellungshallen usw.) dürfen die Zahlen um 50 v. H. erhöht werden. Stützen müssen nach der EULERschen Formel zehnfache Sicherheit gegen Knicken besitzen ($J_{min} = 100 \cdot P_t \cdot l_m^2$), bei vorübergehenden Bauten genügt sechsfache Sicherheit ($J_{min} = 60 \cdot P_t \cdot l_m^2$). In dem Erlaß des Preuß. Ministers d. öff. Arbeiten vom 14. Juni 1912 ist für Gerüstbauten angegeben:

Zulässige Beanspruchungen:

Kiefernholz.

Biegung, Zug und Druck parallel zur Faser 100 kg/qcm,
» » » » senkrecht zur Faser 30 kg/qcm,
Abscherung parallel zur Faser . . . . . 10 kg/qcm.

Eichen- und Buchenholz.

Zug und Biegung . . . . . 150 kg/qcm,
Druck parallel zur Faser . . . 110 kg/qcm,
» senkrecht zur Faser . . 45 kg/qcm,
Abscherung parallel zur Faser . 15 kg/qcm.

Bei der Knickberechnung nach der EULÉRschen Formel mit $E = 100000$ kg/qcm soll die Sicherheit gegen Knicken mindestens achtfach sein.

Schutz des Holzes gegen Zerstörung. Die Zerstörung des Holzes findet hauptsächlich durch die Fäulnis statt. Das Faulen des Holzes setzt gleichzeitige Feuchtigkeit und Luftzutritt voraus, außerdem eine mittlere Wärme (0° bis 100° C). Beständig unter Wasser befindliches Holz fault nicht, weil das Wasser die Luft abschließt; dagegen befördert abwechselnde Feuchtigkeit und Trockenheit das Faulen im hohem Maß. Im Freien hält sich gegen Fäulnis die Eiche am besten: dann folgen Lärche, Kiefer, Fichte. Am leichtesten fault Buche.

Die Schutzmittel gegen das Faulen sind: a) Verwenden von trocknem Holze; b) Schutz der Konstruktionsteile gegen das Tagewasser durch Bedachung, seitlich oder oben angebrachte Schutzbretter usw.; c) Ermöglichung des Zutritts der Luft zu allen Teilen, damit die umspülende Luft die in das Holz eingedrungene Feuchtigkeit aufnehmen kann; d) Fernhalten der Berührung mit feuchtem Mauerwerk und feuchter Erde; e) Anstriche mit Teer, Öl, Karbolineum, jedoch nur, wenn das Holz gehörig trocken ist; f) Tränken mit fäulniswidrigen Stoffen (Kreosot, Zinkchlorid u. a.), nachdem vorher der Saft aus dem Holz entfernt war.

Als Schutz gegen Feuergefahr hat man neuerdings ebenfalls ein Tränkverfahren vorgeschlagen, das das Holz unverbrennlich machen soll. Der Holzbelag von Eisenbahnbrücken wird zweckmäßig mit dünnem Eisenblech benagelt und mit einer Lage Kies bedeckt.

§ 19. Teile der Holzbrücken. Brückenarten.

Die Holzbrücken bestehen aus den Pfeilern (Holzjochen oder gemauerten Pfeilern), den Trägern, der Fahrbahn nebst Fußwegen und Geländern, unter Umständen auch aus Querversteifungen und Windverstrebung.

Nach der Art der Träger unterscheidet man:

einfache Balkenträgerbrücken: die Brückenträger sind einfache Balken;
verstärkte Balkenträgerbrücken: die Brückenträger sind verstärkte Balken;
Fachwerksbrücken: die Brückenträger sind Balkenfachwerke;
Sprengwerksbrücken: die Brückenträger sind Sprengwerke.

Bogenbrücken aus Holz sind selten. Dagegen werden Bogenfachwerke aus Holz bei Hochbauten (Hallen, Fabrikräumen u. dgl.) öfters verwendet[1]).

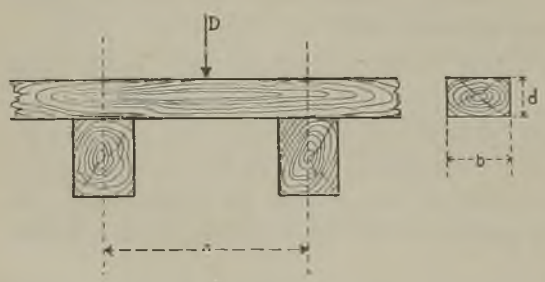
§ 20. Fahrbahn und Fußwege. Geländer.

a) Fahrbahn der Straßenbrücken.

Die Fahrbahn besteht aus der Fahrbahntafel, dem tragenden Teile der Fahrbahn und der Fahrbahndecke, demjenigen Teil, auf dem gefahren wird. Nur die Fahrbahndecke wird durch den Verkehr abgenutzt; sie schützt den tragenden Teil, die Fahrbahntafel, vor Abnutzung. Bei sehr geringem Verkehr vereinigt man beide Teile und stellt sie aus einer einzigen Bohlenlage her.

Die Fahrbahntafel wird fast ausschließlich aus Bohlen hergestellt, die stark genug sein müssen, um die größten vorkommenden Lasten zu tragen. Die Bohlen ruhen auf den Brückenträgern oder auf besondern, über die Brückenträger gestreckten Querbalken. Zweckmäßig legt man die Bohlen winkelrecht zur Längsachse der Brücke. Zur Abführung des Tagewassers und um der Luft den Zutritt zu ermöglichen, verlegt man die Bohlen der Fahrbahntafel mit 2 bis 3 cm breitem Zwischenraum. Jede Bohle wird mit jedem Balken durch einen Nagel verbunden. Die Stärke der Bohlen beträgt je nach Umständen 10 bis 20 cm, ihre Breite 15 bis 25 cm. Als Baustoff wird Lärchen-, Kiefern- und Eichenholz verwendet.

Abb. 157. Berechnung der Bohlen. M. 1 : 30.



Bezeichnet (Abb. 157) D die auf eine Bohle kommende größte Einzellast (gewöhnlich gleich dem größten Raddruck), a den Abstand der Balken voneinander in Zentimetern gemessen von Balkenachse zu Balkenachse, b die Breite und d die Stärke der Bohle in Zentimetern, k die zulässige Inanspruchnahme des Holzes in Kilogrammen für das Quadratzentimeter, so kann man bei Vernachlässigung des Eigengewichts setzen:

$$D \cdot \frac{a}{4} = k \cdot \frac{b \cdot d^2}{6},$$

[1]) Vgl. »Lehrbuch des Hochbaues«, herausgegeben von Esselborn, I. Bd., 3.—8. Aufl.

woraus folgt:

$$d = \sqrt{\frac{6}{4} \cdot \frac{D \cdot a}{b \cdot k}}.$$

Führt man ein:

für Nadelholz $k = 80$ kg/qcm,
für Eichenholz $k = 90$ kg/qcm,

und setzt man D in Tonnen ein, so erhält man:

$$\left.\begin{aligned} \text{für Nadelholz:} \quad d_{cm} &= 4{,}4 \sqrt{D_t \cdot \frac{a}{b}} \\ \text{für Eichenholz:} \quad d_{cm} &= 4{,}05 \sqrt{D_t \cdot \frac{a}{b}} \end{aligned}\right\}. \tag{1}$$

Diese Formel gilt, wenn eine besondere Fahrbahndecke verwandt wird.

Falls die tragende Bohlenlage unmittelbar befahren, also nur eine Bohlenlage verwendet wird, muß man, der Abnutzung wegen, so viel zusetzen, wie abgefahren werden kann, ehe die Bohlen erneuert werden. Dieses Maß kann man mit 2 cm annehmen. Für unmittelbar befahrene und tragende Bohlenlage kann man also rechnen:

$$\left.\begin{aligned} \text{für Nadelholz:} \quad d_{cm} &= 2 \text{ cm} + 4{,}4 \sqrt{D_t \cdot \frac{a}{b}} \\ \text{für Eichenholz:} \quad d_{cm} &= 2 \text{ cm} + 4{,}05 \sqrt{D_t \cdot \frac{a}{b}} \end{aligned}\right\}. \tag{2}$$

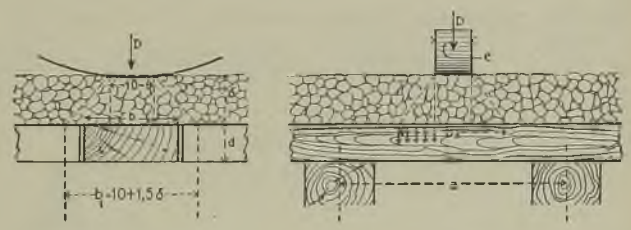
Wenn über der tragenden Bohlenlage eine δ cm starke Schotterlage ist (Abb. 158), so kann man nach WINKLER annehmen, daß der Raddruck D sich in der Fahrtrichtung auf eine Breite in Höhe der Bohlenoberkante verteilt:

$$b_1 = 10 + 1{,}5\ \delta_{cm};$$

auf die Bohle von der Breite $= b_{cm}$, entfällt demnach

$$D_1 = \frac{D \cdot b}{10 + 1{,}5\ \delta}.$$

Abb. 158. Berechnung der Bohlen bei Überdeckung mit Schotter. M. 1 : 20.



In der andern Richtung findet eine Verteilung auf eine Breite b_2 statt; man kann wiederum annehmen $b_2 = c + 1{,}5\ \delta_{cm}$. In diesem Ausdruck ist c die Radbreite. Dann wird das Moment in der Mitte der Bohle, wenn das belastende Rad über dem Mittenquerschnitt steht, durch die Verkehrslast D:

$$M_{p.\,mitte} = \frac{D \cdot b}{4\,(10 + 1{,}5\ \delta)} \left[a - \frac{b_2}{2}\right]. \tag{3}$$

Bezeichnet g das Eigengewicht für das Quadratmeter der Fahrbahn, so enfällt auf das laufende Meter der Bohle ein Eigengewicht $g b_m$, auf das laufende Zentimeter entfällt $\frac{g \cdot b_m}{100}$ und das Mittenmoment durch Eigengewicht ist

$$M_g = \frac{g \cdot b_m \cdot a_{cm}^2}{100 \cdot 8}. \tag{3a}$$

Mit Rücksicht auf die verhältnismäßig sehr rasche Abnutzung des Bohlenbelags der Fahrbahn ist es zweckmäßig, diese aus zwei Bohlenlagen zu bilden, den sog. Fahrbohlen und den eigentlichen Tragbohlen. Letztere brauchen nur in längern Zeiträumen ausgewechselt zu werden, während erstere je nach dem Grad ihrer Abnutzung

ersetzt werden können. Beide Bohlenlagen können in gleicher Richtung (quer) zur Brücke liegen oder rechtwinklig zueinander stehen.

Beispiel 1. Für einen Raddruck $D = 3$ t, $a = 75$ cm, Bohlenbreite $b = 25$ cm muß sein, wenn die Bohlen unmittelbar befahren werden:

$$d = 2 + 4{,}4\sqrt{\frac{3 \cdot 75}{25}} = 15{,}2 \text{ cm bei Verwendung von Nadelholz, abgerundet 15 cm.}$$

$$d = 2 + 4{,}05\sqrt{\frac{3 \cdot 75}{25}} = 14 \text{ cm bei Verwendung von Eichenholz.}$$

Wenn eine zweite Bohlenlage darüber liegt, würde man mit $d = 13$ bzw. 12 cm auskommen. Bei einer Schotterlage von wenigstens (in abgenutztem Zustand) 8 m Stärke, wäre:

$$\text{bei Nadelholz: } d_{cm} = 4{,}4\sqrt{\frac{3 \cdot 75}{10 + 12}} = 14 \text{ cm,}$$

$$\text{bei Eichenholz: } d_{cm} = 4{,}05\sqrt{\frac{3 \cdot 75}{10 + 12}} = 13 \text{ cm.}$$

Beispiel 2. Es sei $D = 3000$ kg $= 3$ t, $a =$ Balkenabstand v. M. z. M. $= 75$ cm, $b =$ Bohlenbreite $= 25$ cm, $\delta =$ Schotterstärke $= 16$ cm, $c = 10$ cm, demnach $b_2 = 34$ cm. Die Bohlenstärke wird für die überschlägliche Annahme des Eigengewichts zu 13 cm angenommen, das Schottergewicht zu 1900 kg/cbm; dann ist

$$g = 19 \cdot 16 + 13 \cdot 10 = \sim 430, \text{ dafür } g = 450 \text{ kg/qm.}$$

Dann wird

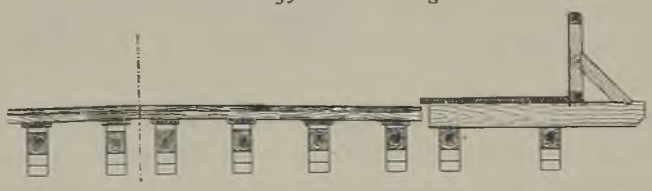
$$M_{mitte} = \frac{D}{4} \cdot \frac{25}{34}(75 - 17) + \frac{450 \cdot 9{,}25 \cdot 75^2}{100 \cdot 8}.$$

$$M_{mitte} = (3000 \cdot 10{,}65 + 791) \text{ kgcm} = (31950 + 791) \text{ kgcm} = 32741 \text{ kgcm.}$$

Mit der zulässigen Inanspruchnahme $k = 80$ kg/qcm ergibt sich:

$$\frac{b \cdot d^2}{6} = \frac{32741}{80} = 409 \text{ und } d^2 = \frac{6 \cdot 409}{25} = \sim 100, \text{ also } d = 10 \text{ cm.}$$

Abb. 159. Bohlenbelag.



Die Fahrbahndecke wird als Bohlenbelag, als Schotterdecke, selten als Pflaster, hergestellt. Pflaster ist zu schwer. Bohlenbelag genügt für geringen Verkehr; er kann schwach sein, 4 bis 7 cm, da er nicht zum Tragen dient und Erneuerung ohnehin eintreten muß, sobald $1\frac{1}{2}$ bis 2 cm abgefahren sind. Er soll senkrecht zur Fahrtrichtung der Fuhrwerke und dicht verlegt werden. Nadelholz wird bald faserig, Eichenholz reißt leicht. Buchenholz hat sich nur für starken Verkehr bewährt. Meistens wählt man Nadelholz, besser, allerdings in der Beschaffung bedeutend teurer, ist Eichenholz. — Quergefälle 1 : 50, von der Mitte nach den Seiten, wird empfohlen, ebenfalls eine solche Anordnung von Balken und Bohlen, daß der Belag in der Mitte der Brücke eine über die Brücke durchlaufende Längsfuge aufweist (Abb. 159). Dann kann bei den Ausbesserungen mit Hilfe einstweiliger Geländer nacheinander die Brücke auf die halbe Breite außer Verkehr gesetzt werden und während der Ausbesserung der Verkehr auf der halben Brückenbreite aufrecht erhalten bleiben.

Die Breite der obern Bohlenlage wird bisweilen geringer genommen als diejenige des untern Belags: man kennzeichnet so Fahrbahn und Fußwege (Abb. 160a). Beschotterung ist billiger als ein oberer Bohlenbelag, darf aber nicht zu stark gewählt

werden, um nicht die Brücke zu sehr zu belasten. Kleinste Stärke des Schotters an den Seiten sei etwa 10 cm, in der Brückenmitte kommt $\frac{1}{50}$ der Brückenbreite hinzu. Bei 5,5 m breiter Brücke beträgt also die Schotterstärke in der Brückenachse etwa 15 cm. —

Abb. 160. Neißebrücke. M. 1 : 200.

Abb. 160a. Querschnitt.

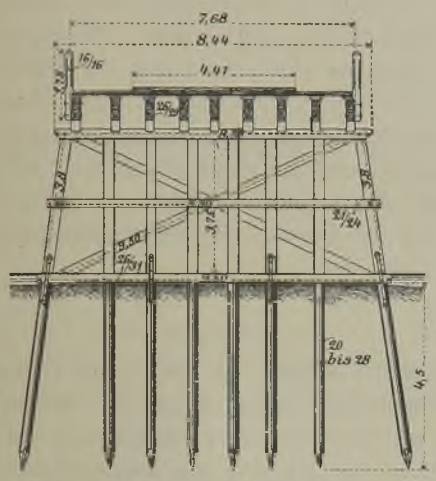


Abb. 160b. Brückenjoch. Abb. 160c. Brückenauflager.

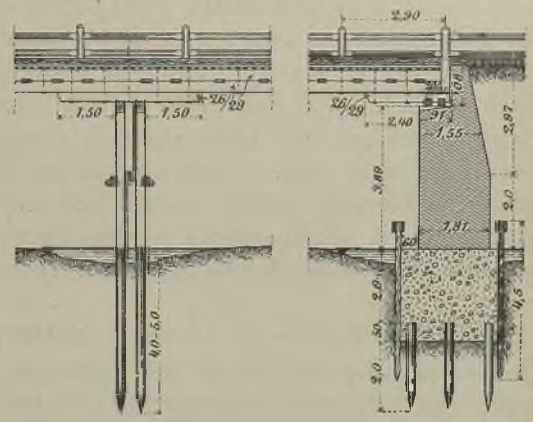


Abb. 161. Beschotterung.

Abb. 161a. Querschnitt. M. 1 : 200.

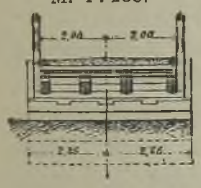


Abb. 161b. Einzelheit. M. 1 : 40.

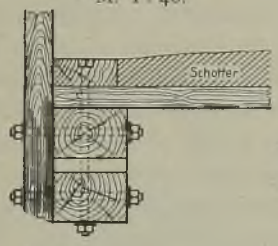


Abb. 162. Herstellung der Fußwege hölzerner Brücken.

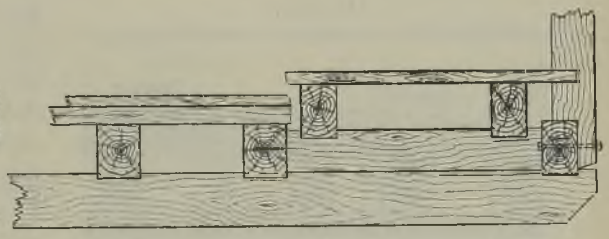


Abb. 163 u. 164. Weserbrücke bei Groß-Hutbergen. M. 1 : 200.

Abb. 163. Querschnitt.

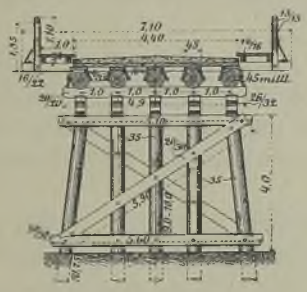
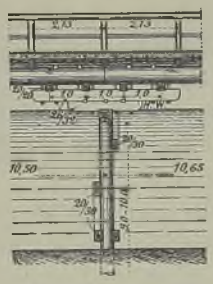


Abb. 164. Längsschnitt.



Jederseits wird der Schotter durch ein Längsholz begrenzt, das 8 bis 10 cm stark, 18 bis 25 cm breit auf die untere Bohlenlage genagelt wird (Abb. 161b).

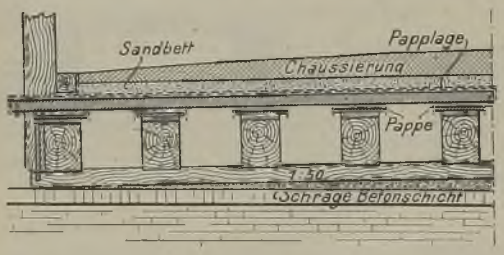
Ein Mangel des doppelten Bohlenbelags ist, daß sich das Wasser in die Fuge zwischen den beiden Belägen hineinzieht, wodurch die Fuge ein gefährlicher Fäulnisherd wird. —

Besser ist deshalb Fahrbahntafel aus Holzbelag mit Beschotterung oder Pflaster, wenn man den Holzbelag gut schützt, d. h. wenn man, wie bereits bei den Steinbrücken erwähnt, die Bohlenlage mit Isolierpappe abdeckt. Zum Schutze der letztern gegen Zerdrücken durch die Schottersteine muß zunächst eine Sandschicht auf die Isolierpappe aufgebracht werden. Die in Abb. 164a[1]) vorgeführte, vom Landesbauinspektor SCHILLER angegebene Anordnung hat sich bewährt (Zentralbl. d. Bauverw. 1910, S. 215). Der Bohlenbelag der Fahrbahntafel erhält Gefälle von der Brückenmitte beiderseits nach außen; die Bohlen werden schwach besandet, damit die zum Schutz aufgebrachte Teerpappe nicht am Belage festklebt; das eine Ende der Pappbahnen läßt man durch die Mittelfuge hindurchreichen und heftet es von unten an. Die Pappe wird mit seitlicher Überdeckung verlegt, aber nicht genagelt, damit sie bei den unvermeidlichen Bewegungen des Holzes nicht reißt. Wenn alle Bahnen verlegt sind, wird die ganze Fläche mit dickflüssigem Teerpech geteert, worauf eine zweite Lage Pappe mit versetzten Stößen aufgebracht wird. Entsprechend werden die Stirnbohlen der Brücke, die Pflasterschwellen und die Deckbohlen der Balken durch Teerpappe geschützt.

b) Fußwege

(besondere) sind erforderlich bei nicht ganz geringem Verkehr. In einfachster Weise stellt man besondere Fußwege dadurch her, daß man den untern tragenden Bohlenbelag nur in dem mittlern Teile der Brückenbreite mit einem zweiten Bohlenbelag versieht (vgl. Abb. 160a). Diese Anordnung ist jedoch nur für Brücken von kleiner Spannweite und geringem Verkehr empfehlenswert; sie ist ungünstig, weil die Fuhrwerke leicht auf den Fußweg fahren und alsdann die Räder nicht mehr gut auf den Bohlenbelag der Fahrbahn zurückgelangen können. Gut ist, die Fußwege über die Fahrbahn zu erhöhen, und dabei eine Rinne zur Ableitung des Wassers zu bilden. Die Erhöhung beträgt 13 bis 20 cm. Man erreicht die höhere Lage entweder, indem man auf die Längsbalken der Brücke unter den Fußwegen Querbalken streckt (vgl. Abb. 159) — die Fußwegbohlen werden dann nach der Länge der Brücke verlegt —, oder indem man die Brückenbalken unter den Fußwegen entsprechend höher legt (Abb. 162). Die größere Höhe wird durch Aufsatteln von Querbalken auf die Holme der Pfeiler erreicht.

Abb 164a.
Fahrbahntafel aus Holzbelag mit Beschotterung.



Eine andere Lösung zeigen die Abb. 163 u. 164 (Weserbrücke bei Hutbergen). Über die Brückenbalken sind Querhölzer gestreckt, die über die äußersten Balken auslegerartig hinausragen. Diese Ausleger tragen die Längsbalken für die Fußwege. — Die Ableitung des Wassers erfolgt am besten mittels einer durchlaufenden Längsrinne (Abb. 159, 162 u. 163).

Die Stärke der Fußwegbohlen richtet sich nach dem Abstand der tragenden Balken. Ungünstigste Belastung findet durch Menschengedränge statt. Rechnet man dieses zu 500 kg/qm und vernachlässigt das geringe Eigengewicht der Bohle, so ist, bei einer Stützweite der Bohlen $= a$, das Moment

$$M_{\text{mitte}} = \frac{p \cdot a^2}{8}.$$

[1]) Abb. 164a ist dem »Zentralbl. d. Bauverw.« 1910, S. 215, entnommen.

Die Bohlenstärke sei $= \delta_{cm}$, die Bohlenbreite $= b_{cm}$, die zulässige Inanspruchnahme für das qcm: $k = 60$ kg, so muß sein:

$$\frac{b \cdot \delta^2}{6} = \frac{M_{mitte}}{k}.$$

Es ist aber die Belastung für das laufende Zentimeter der Bohle

$$p = \frac{500 \cdot \delta^2}{10000} = 0{,}05\, b \text{ kg/cm},$$

also:

$$M_{mitte} = \frac{0{,}05 \cdot b \cdot a^2}{8},$$

wobei b und a in Zentimetern einzusetzen sind, also:

$$\frac{b \cdot \delta^2}{6} = \frac{0{,}05 \cdot b \cdot a^2}{60 \cdot 8}.$$

$$\delta^2 = a^2 \cdot 0{,}0006 \qquad \delta_{cm} = a \cdot 0{,}025 = \frac{a_{cm}}{40}.$$

Es würde demnach bei einem Abstand der Balken von 1 m, d. h. bei $a = 100$ cm, eine Bohlenstärke von 2,5 cm genügen. Man nehme aber die Bohlen nicht schwächer als 4 cm. In der Regel erhält der Bohlenbelag der Fußwege eine Stärke von 5 bis 8 cm.

c) Die Geländer

bestehen aus Pfosten, Holm, Riegel, Streben. Die Pfosten werden mit den Brückenbalken bzw. den über die Balken gestreckten Saumschwellen durch Zapfen und Schraubenbolzen, auch wohl durch hölzerne Nägel verbunden. Die Streben verhindern ein Umbiegen des Geländers beim Anlehnen von Personen. Abb. 165 u. 166 [1]) zeigen zwei Geländeranordnungen. Die Ausführung nach Abb. 166 ist weniger zu empfehlen, weil die in die Fußwege hineinragenden Streben den Verkehr behindern. Empfehlenswert ist die Anordnung der Abb. 167 u. 168, bei der sich die Strebe gegen eine Querbohle setzt, die auf die Fahrbahntafel genagelt ist.

Abb. 165 u. 166. Geländeranordnungen.
Abb. 165. Abb. 166.

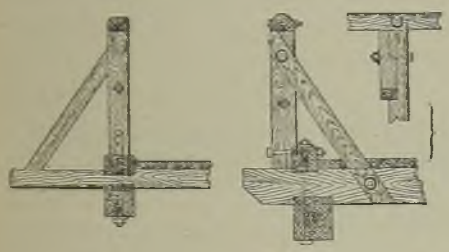
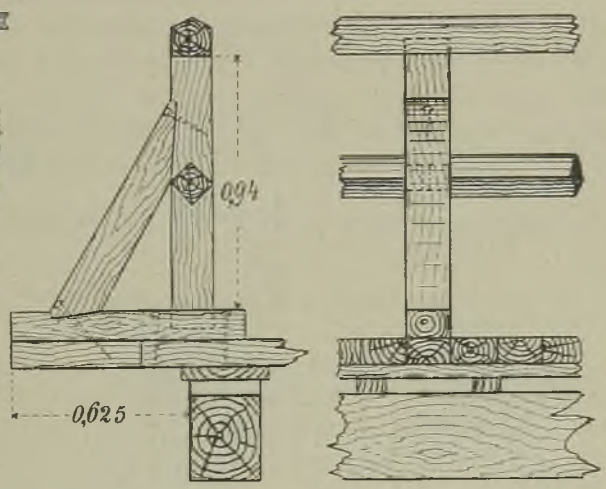


Abb. 167 u. 168. Empfehlenswerte Geländeranordnung.
Abb. 167. Querschnitt. Abb. 168. Ansicht.



Maße für Geländer:

Höhe	0,9 m	bis	1,2 m,
Abstand der Pfosten . . .	1,5 m	bis	2,5 m,

[1]) Die Abb. 165 u. 166 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl., Bd. II, Kap. VI: »Hölzerne Brücken«, bearbeitet von Geh. Regierungsrat Prof. Dr. H. Heinzerling, entnommen.

Stärke der Pfosten	12/12 cm bis 16/16 cm,
Stärke des Holmes	12/12 cm bis 16/16 cm,
Stärke der Streben	10/12 cm bis 14/16 cm,
Stärke der Riegel	8/8 cm bis 12/12 cm.

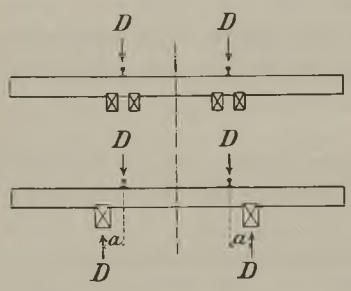
Das Geländer muß imstande sein, einer am Geländerholm angreifenden wagerechten Kraft von 100 kg auf das laufende Meter zu widerstehen.

Holzgeländer wiegen je nach ihrer Stärke und Konstruktion 50 bis 100 kg auf das laufende Meter.

d) Fahrbahn bei Eisenbahnbrücken.

Die Schienen werden auf Querschwellen in üblicher Weise befestigt; der Abstand der Querschwellen ist nach den Angaben im Kapitel VI: »Eisenbahnbau« im I. Bd. dieses Lehrbuchs (0,55 m bis 0,70 m) zu wählen. Die Querschwellen werden mit den Brückenbalken verkämmt und verbolzt (Bolzendurchmesser 20 bis 25 mm); die Muttern sind nach oben zu legen, damit man sie bequem nachziehen kann. Die Bohlen zwischen und neben den Schienen werden der Länge der Brücke nach verlegt; Abstand der Bohlen voneinander 2 cm, damit das Regenwasser leicht abläuft. Stärke der Bohlen 5 bis 8 cm. Die Balkenträger werden am besten unmittelbar unter den Schienen angeordnet (Abb. 169); dann werden die Querschwellen fast gar nicht auf Biegung beansprucht, und es genügen die Schwellen, die auf der freien Strecke verwendet werden, auch hier. Liegen aber die Träger seitlich von den Schienen (Abb. 170), so findet größere Biegungsbeanspruchung der Schwellen statt. Bei einem größten Raddruck D, einer Breite b_{cm} und h_{cm} der Querschwelle muß die Höhe h sein:

Abb. 169 u. 170.
Anordnung der Balkenträger.



$$h_{cm} = \sqrt{\frac{6\, D_{kg} \cdot a}{k \cdot b}}, \text{ und mit } k \text{ für Nadelholz } = 70 \text{ kg},$$
$$k \text{ für Eichenholz} = 78 \text{ kg},$$

$$\left.\begin{aligned} h_{cm} &= 9{,}5 \sqrt{D_t \cdot \frac{a}{b}} \text{ für Nadelholzschwellen} \\ h_{cm} &= 9 \sqrt{D_t \cdot \frac{a}{b}} \text{ für Eichenholzschwellen} \end{aligned}\right\} \quad (4)$$

Bei Einführung des Wertes für D ist auf die Vergrößerung des Raddrucks durch seitlichen Winddruck Rücksicht zu nehmen. Wird die Höhe der Betriebsmittel zu 3,0 m, der Angriffspunkt der Windkraft in 1,5 m Höhe über dem Schienenkopf angenommen, der größte Winddruck gegen fahrende Züge zu 150 kg/qm, so entfällt auf 1 m Zuglänge eine Vergrößerung des Raddrucks um $\frac{150 \cdot 3 \cdot 1{,}5}{1{,}5} = 450$ kg. Wenn der Achsenabstand zu 1,5 m gesetzt wird, so ist daher $\triangle D = 675$ kg. Größter Raddruck kann mithin ungünstigstenfalls $D = 10675$ kg sein.

Sei $a = 15$ cm (also bei Vollspurbahn der Abstand der Balkenachsen voneinander $e = 1{,}8$ m), $D = 8{,}5$ t, $b = 25$ cm, so muß sein (abgerundet)

$$h_{cm} = 24 \text{ cm für Nadelholz,}$$
$$h_{cm} = 22 \text{ cm für Eichenholz.}$$

Mit $D = 10{,}675$ t,
$a = 15$ cm, $b = 25$ cm wird:
$h_{cm} = 25{,}3$ cm für Nadelholz,
$h_{cm} = 23$ cm für Eichenholz.

Das geringe Eigengewicht ist vorstehend vernachlässigt.

Man gebe wegen der Verschwächung durch Verkämmen und Bolzenlöcher 2 bis 3 cm in der Höhe zu.

§ 21. Die einfachen Balkenbrücken.

a) Die Brückenträger

sind hier einfache Balken, die in angemessenen, durch die Tragfähigkeit des Belags bedingten Abständen (0,8 m bis 1,0 m von Balkenachse zu Balkenachse) nebeneinander verlegt werden. Die Balken ruhen auf den End- und Mittelpfeilern. Ein Beispiel einer einfachen Balkenbrücke ist in Abb. 171 u. 172 vorgeführt. Die Balken werden entweder beschlagen, d. h. mit rechteckigem und wohl auch waldkantigem (nahezu rechteckigem) Querschnitt, oder unbeschlagen verwendet. Ein Beispiel letzterer Art ist in Abb. 173 dargestellt (vgl. auch Abb. 163). Die bereits auf S. 97, § 18 erwähnten Flitschbalken sind hierfür sehr zu empfehlen.

Abb. 171 u. 172. Einfache Balkenbrücke. M. 1 : 200.

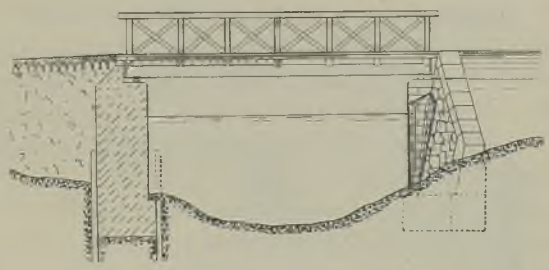


Abb. 172. Querschnitt.

Die Balken müssen vor Feuchtigkeit geschützt werden; das geschieht einmal, indem man das Wasser möglichst fern hält, sodann indem man den Balken von Luft umspielen läßt, so daß er, naß geworden, seine Feuchtigkeit wieder an die Luft abgeben kann. Die Feuchtigkeit hält man fern durch Überdachen der Balken mit Deck- und Seitenbrettern (Abb. 173 bis 175) und durch Anstrich der Balken mit Holzteer. Die Deck-

Abb. 173. Unbeschlagener Brückenbalken.

Abb. 174 u. 175. Deck- und Seitenbretter.
Abb. 174. Deckbretter. Abb. 175. Seitenbretter.

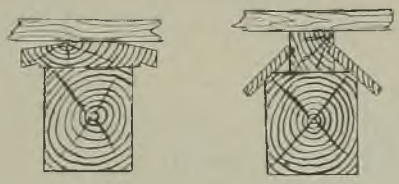


Abb. 176. Deckbretter auf Luftklötzen.

bretter hat man auch mit gutem Erfolg noch mit Dachpappe abgedeckt (vgl. Abb. 164a). Falls man die Balken mit Teeranstrich versieht, muß man die Unterseite ungeteert lassen, weil sonst die im Balken vorhandene Feuchtigkeit eingeschlossen wird und rasches Faulen des Balkens bewirkt. Vor dem Teeren muß das Balkenholz gut trocken sein. — Besser als Abb. 174 u. 175 ist die Anordnung der Abb. 176, bei der die Deckbretter so auf die Balken gelegt sind, daß auch die obere Fläche der Balken von Lüft umspielt wird. Zu diesem Zwecke sind auf die Balken zunächst sog. Luftklötze genagelt, 5 cm breit, 3 bis 10 cm stark, deren Länge gleich der Breite des Balkens ist. Auf diese Luftklötze

kommen die Deckbohlen, die beiderseits so weit überstehen, daß abtropfendes Wasser nicht an die Seitenflächen der Balken kommt; sie erhalten Tropfnasen. Durch die Luftklötzchen kann man zugleich das erforderliche Quergefälle erreichen, indem man die Klötze für die mittlern Balken stärker (8 bis 10 cm) macht, als diejenigen der außen gelegenen Balken (2 bis 3 cm). Die Deckbohlen werden 2,5 bis 4 cm stark, 25 bis 30 cm breit gemacht. Abstand der Luftklötzchen 25 bis 40 cm von Mitte zu Mitte. Die Luftklötze werden aus altem, trocknem Eichenholz hergestellt.

b) Das Endauflager der Balken

muß besonders sorgfältig vor der Einwirkung der Feuchtigkeit geschützt werden. Die Balkenenden werden nicht unmittelbar auf das Mauerwerk der Endpfeiler gelegt, sondern auf eine Mauerschwelle aus Holz, 14/18 cm bis 20/20 cm stark; Balken und Mauer-

Abb. 177. Endauflager mit Stirnmauer.

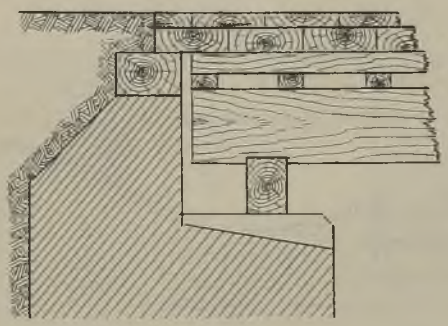
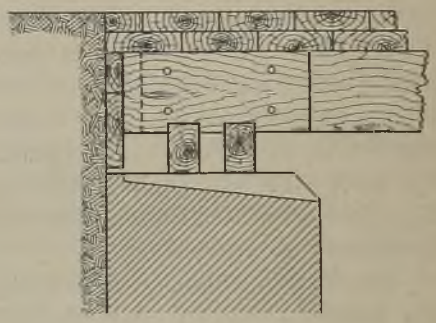


Abb. 178. Endauflager mit Stirnbohle.



schwelle werden 2 bis 3 cm tief miteinander verkämmt. Die Mauerschwelle liegt nur auf einigen Auflagersteinen auf; zwischen denselben liegt sie frei (Abb. 177 u. 178), so daß hinter der Mauerschwelle eingedrungenes Wasser ablaufen kann. Mitte der Mauer-

Abb. 179. Lagerung der Balkenenden auf Mittelpfeilern.

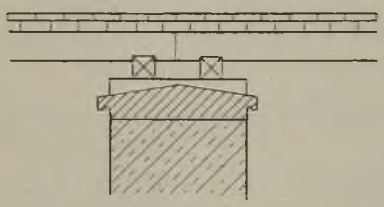


Abb. 180 u. 181. Verlaschung der Balken.
Abb. 180.

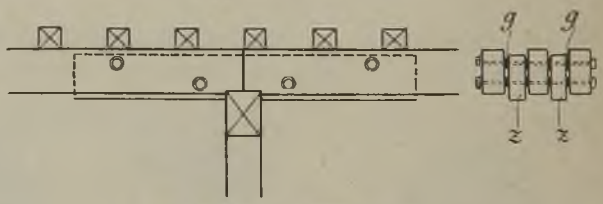
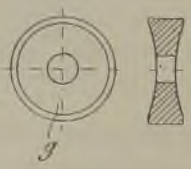


Abb. 181.



schwelle lege man 20 bis 30 m hinter Vorderfläche der Mauer, damit der Auflagerdruck nicht ganz vorn auf die Mauer wirke. — Die Hirnenden der Balken müssen frei sein, so daß die Luft sie umspielen kann. Die Anordnung mit einer Stirnmauer auf dem Endpfeiler zeigt Abb. 177; falls keine Stirnmauer vorhanden ist, wie bei Abb. 178, ordnet man quer vor den Balkenköpfen eine Stirnbohle an, die man mit seitlich an den Balken genagelten Bohlenstücken so verbindet, daß die Balkenköpfe von Luft umspielt werden können (Abb. 178). — Bei schwer belasteten Brücken verwendet man wohl zwei Mauerschwellen nebeneinander (vgl. Abb. 178).

Man kann mit einfachen Balken Lichtweiten bis zu 6, höchstens 8 m überbrücken; bei größern Weiten muß man durch Mittelauflager (Joche) die gesamte Weite in eine Anzahl kleinerer Weiten teilen oder verstärkte Brückenträger anwenden.

c) Anordnung auf den Mittelpfeilern und Mitteljochen.

Auf gemauerten Mittelpfeilern lagert man die Balkenenden vermittels zweier Mauerschwellen (Abb. 179). Eine Verbindung beider Balken ist zweckmäßig, beispielsweise durch Sattelhölzer, welche Anordnung bei den verstärkten Balkenbrücken besprochen wird. Bei Holzjochen ordnet man einen oder besser zwei Jochholme an, ebenfalls zweckmäßig mit Sattelhölzern unter den Balken. Man kann aber auch die Balken durch seitlich angebrachte Bohlenlaschen miteinander verbinden. Abb. 180 zeigt eine solche in Amerika übliche gute Verbindung. Zwischen die Laschen Z und die Balken werden kreisförmige Gußeisenstücke g (Abb. 181) von 90 mm Durchmesser eingelegt, die sich beim Anziehen der Schraubenbolzen in die Balken eindrücken.

d) Berechnung der einfachen Balkenbrücken.

Das größe Moment, das in der Mitte stattfindet, sei M_{mitte}. Dasselbe wird in üblicher Weise ermittelt sowohl für gleichmäßig verteilte volle Belastung wie für ungünstigste Einzelbelastung, und für die Eigengewichtsbelastung. Bezeichnen b und h die Breite und Höhe des rechteckigen Balkenquerschnitts in Zentimetern, so muß sein:

$$h_{\text{cm}} = \sqrt{\frac{6M}{b \cdot k}}. \qquad (5)$$

M ist in kgcm, b in cm, k in kg/qcm einzuführen, für Nadelholz mit 60 kg/qcm, für Eichenholz mit 75 kg/qcm. Im übrigen vgl. bezüglich der zulässigen Beanspruchungen die Tabellen VII bis X.

Bei rundem Querschnitt vom Durchmesser d_{cm} muß sein:

$$d_{\text{cm}} = \sqrt[3]{\frac{10\,M}{k}}. \qquad (6)$$

§ 22. Die verstärkten Balkenbrücken.

Die wegen größerer Belastungen oder größerer Weiten erforderliche Verstärkung der Balken wird erzielt:

a) durch Anordnung einfacher oder mehrfacher Sattelhölzer,
b) durch Sattelhölzer mit Kopfbändern,
c) durch Anordnung mehrerer Balken übereinander (verzahnte und verdübelte Träger).

a) Balkenbrücken mit Sattelhölzern.

Wenn die Balken über mehrere Öffnungen durchgehen, so bilden sie sog. kontinuierliche, neuerdings »durchlaufend« genannte Träger. Bei diesen haben die für Querschnittsbildung maßgebenden Momente ihre Größtwerte an den mittlern Auflagern, ihre Nullwerte zwischen den Auflagern und an den Endauflagern. Für Balkenträger mit zwei und mit drei Öffnungen sind die absoluten Werte der Momente für volle, gleichmäßig verteilte Belastung — die übrigens nicht die ungünstigste ist — in Abb. 182 und 183 dargestellt. Die Querschnitte über den mittlern Auflagern und nahe diesen müssen, wie sich aus den Darstellungen der Momente ergibt, größer sein, als in den andern Teilen der Balken; man verstärkt deshalb die Balken an den Stellen der größten Momente. Diese Verstärkung kann man durch unter die Balken gelegte Sattel-

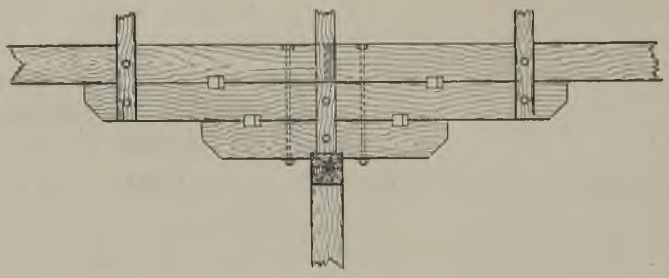
hölzer erzielen, die mit den Balken durch Verzahnung oder Verdübelung in innige Verbindung gebracht werden. Wenn die Balken aber über den betreffenden Auflagern gestoßen werden, so bleibt als wirksam nur der Querschnitt des Sattelholzes übrig; man kann dessen Höhe entsprechend wählen, oder, falls dieses nicht genügt, eine weitere Verstärkung durch ein zweites Sattelholz erreichen (Abb. 184). — Was die Einzelheiten der Verzahnung und Verdübelung anlangt, wird auf die unten folgende Besprechung der verzahnten und verdübelten Träger verwiesen.

Ein Blick auf die Momentenflächen der Abb. 182 u. 183 zeigt, daß Sattelhölzer an den Endauflagern nicht erforderlich sind: hier sind die Momente klein, eine Querschnittverstärkung ist daselbst also nicht nötig. Die Anbringung von Sattelhölzern an den

Abb. 182. Momente beim kontinuierlichen Träger auf 3 Stützen bei voller gleichmäßiger Belastung.

Abb. 183. Momente beim kontinuierlichen Träger auf 4 Stützen bei voller gleichmäßiger Belastung.

Abb. 184. Balkenverstärkung durch 2 Sattelhölzer.



Endauflagern, wie sie auch Abb. 160c zeigt, ist verfehlt. Nach vorstehendem sind die Endauflager ohne Sattelhölzer, die Mittelauflager bei nicht gestoßenen Balken mit einem Sattelholz, bei gestoßenen Balken mit einem starken oder zwei bzw. mehr Sattelhölzern zu konstruieren.

b) Balkenbrücken mit Sattelhölzern und Kopfbändern.

Die Kopfbänder bewirken, daß man den Balken nahezu als wagerecht eingespannt betrachten kann; dadurch wird das absolut genommen größte Moment bei voller Belastung etwa auf $\frac{2}{3}$ der sonst vorhandenen Größe vermindert; man kann demnach für eine überschlägliche Berechnung statt der wirklichen Stützweite l eine kleinere Weite λ einführen und λ aus der Gleichung berechnen:

$$\frac{p \cdot \lambda^2}{8} = \frac{p \cdot l^2}{12}, \quad \lambda = 0{,}8\, l.$$

Sattelhölzer mit Kopfbändern sind nach vorstehendem auch an den Endauflagern angezeigt. — Der Winkel des Kopfbandes gegen die Wagerechte soll nicht zu flach und nicht zu steil sein. Die Grenzen sind etwa 35° und 60°. Das Kopfband überträgt auf das Sattelholz einen Schub, der zweckmäßig durch einen an dieser Stelle angeordneten Dübel in den Balken übertragen wird.

Am bequemsten ist es, wenn jedem Balken des Überbaues in dem Joch ein Pfahl entspricht; dann kann von jedem Pfahl aus ein Kopfband nach dem zugehörigen Balken

Abb. 185 u. 186. Sattelhölzer mit Kopfbändern.

Abb. 185. Längsschnitt.

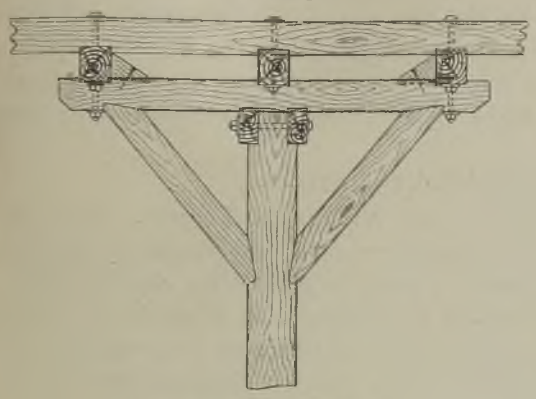


Abb. 186. Querschnitt.

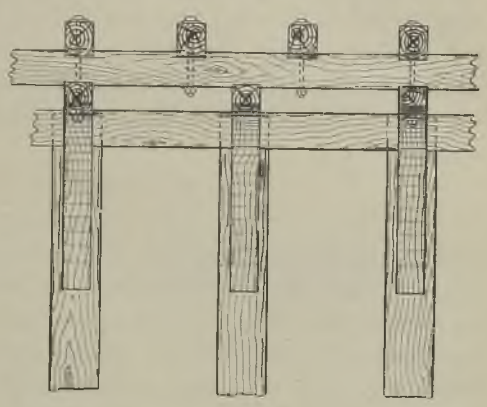


Abb. 187 bis 194. Wegüberführung über eine Eisenbahn. M. 1 : 200.

Abb. 187. Längsschnitt.

Abb. 188. Ansicht.

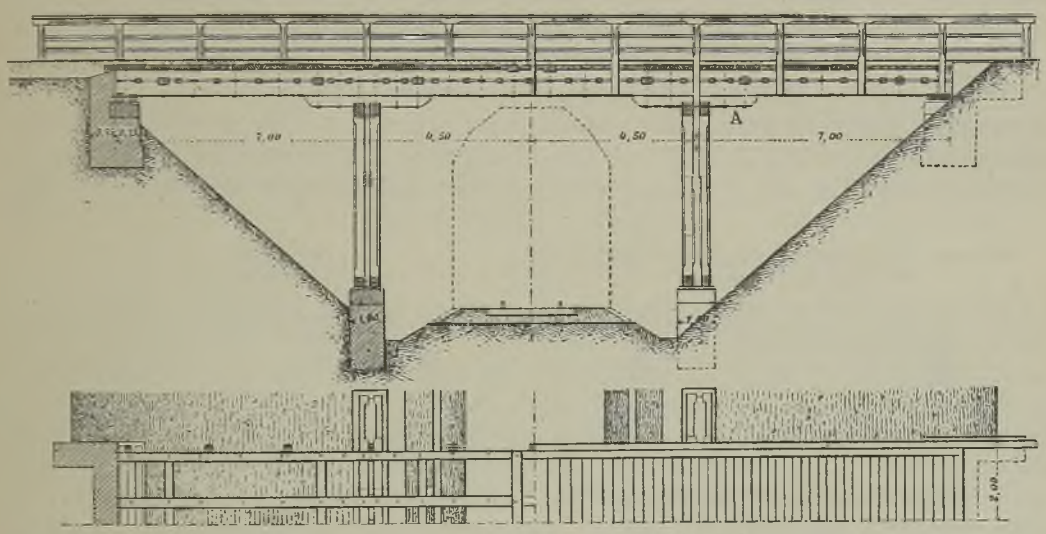


Abb. 189. Grundriß.

Abb. 190. Draufsicht.

Abb. 191. Querschnitt in der Mitte.

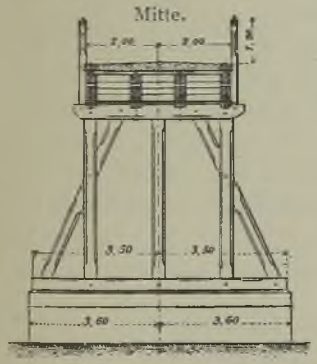


Abb. 192. Querschnitt am Auflager.

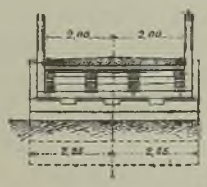
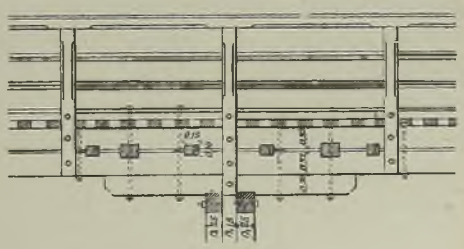


Abb. 193. Auflager.

Abb. 194. Einzelheiten bei *A*. M. 1 : 100.



geführt werden. Wenn aber die Zahl der Pfähle wesentlich kleiner ist, als diejenige der Balken, so ordnet man die Kopfbänder und Sattelhölzer über den Pfählen an, schaltet aber zwischen Sattelhölzern und Balken Unterzüge ein, so daß die Zahl der Balken nicht mit derjenigen der Sattelhölzer übereinzustimmen braucht (Abb. 185 u. 186). Zu beachten ist aber, daß durch die Kopfbänder ein seitlicher Druck auf die Pfähle bei unsymmetrischer Belastung übertragen wird, wodurch die Pfähle auf Biegung beansprucht werden.

c) Verzahnte und verdübelte Träger.

Die Abb. 187 bis 194[1]) zeigen eine Brücke mit verdübelten Trägern. Man legt mehrere Balken übereinander und verbindet sie möglichst innig miteinander, wobei man erstrebt, daß die einzelnen Teile wie ein Ganzes wirken sollen. Wäre das erreichbar, so könnte man die erforderliche Querschnittsfläche so ermitteln, als bestände der Balken aus einem Stück. Wirklich ist das nicht möglich; man trägt diesem Umstand dadurch Rechnung, daß man eine wesentlich geringere zulässige Inanspruchnahme einführt, als bei einheitlichem Balken. Der innige Zusammenhang wird erstrebt durch die Verzahnung und Verdübelung; bei beiden Konstruktionen werden stets noch Schraubenbolzen zur Verbindung der einzelnen Balken angewendet, aber nicht, um die Schubkraft aufzuheben, die zwischen den Balken auftritt, sondern um den dauernden Eingriff der Zähne bzw. der Dübel zu sichern. Die Schubkraft soll durch die Dübel bzw. die Zähne ubertragen werden.

α) *Verzahnte Träger.* Die Zähne sollen Verschiebung der Balken gegeneinander verhindern. Belastet man zwei lose übereinander liegende Balken, so wird die unterste Faserschicht des obern Balkens auf Zug beansprucht und demgemäß verlängert; die oberste Schicht des untern Balkens wird gedrückt und demnach verkürzt (Abb. 195).

Abb. 195. Beanspruchung der Faserschichten bei verzahnten Balken.

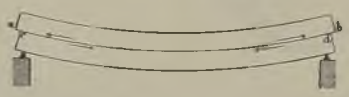
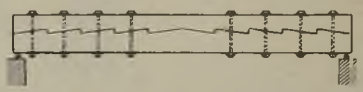


Abb. 196. Verzahnter Balken.



Vor der Belastung fallen beide Schichten zusammen und sind gleich lang; durch die Belastung wird in der obern Schicht *ab* das Bestreben erzeugt, im Sinne der eingezeichneten Pfeile nach außen zu gleiten, in der untern Schicht *cd* das Bestreben, im Sinne der Pfeile nach innen zu gleiten. Das Gleiten muß verhindert werden, wenn die beiden Balken wie ein einziger Balken von der gesamten Höhe *h* wirken sollen; die Zähne müssen also die in Abb. 196 eingezeichnete, an beiden Seiten der Mitte verschiedene Form erhalten. Der genaue Eingriff der Zähne geht infolge des Schwindens bald verloren, man überhöht deshalb bei der Herstellung den Balken in der Mitte etwas, um $\frac{1}{50}$ bis $\frac{1}{100}$ seiner Länge (man »sprengt« ihn), wodurch sich bei der Belastung die Zähne fest ineinander drücken; auch legt man zwischen die Stirnflächen der Zähne Zinkbleche.

β) *Verdübelte Träger.* Die Verschiebung der Balken gegeneinander verhindert man auch durch sog. Dübel, d. h. Klötze aus hartem Holz, die am besten paarweise, im Grundriß schlank keilförmig (1 : 25 bis 1 : 40) hergestellt werden, damit bei dem Schwinden des Holzes ein Nachtreiben leicht vorgenommen werden kann. Abb. 197 u. 198 zeigen die Dübel in Ansicht und Grundriß. Der Einschnitt in den Balken bei Anordnung nach Abb. 197 erhält parallele Wandungen. Auch aus Eisen können die Dübel

[1]) Die Abb. 187 bis 194 und 215 bis 218 sind nach dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl., Bd. II, Taf. XXIV, hergestellt.

hergestellt sein (Min.-Verfügung vom 14. Juni 1914). Wenn mehr als zwei Balken übereinander zu einem verdübelten Träger vereinigt werden, so versetze man die Dübel gegeneinander, damit nicht in denselben Balken-Querschnitt mehrere Dübel fallen, wodurch der Querschnitt zu sehr geschwächt würde. Man verwendet auch schräg gestellte Dübel, nach Abb. 199. Wir ziehen die in Abb. 197 u. 198 gezeichneten, gerade gestellten Dübel vor: die Arbeit ist einfacher, die Wirkung sicherer.

Abb. 197 u. 198. Gerade gestellte Dübel.
Abb. 197. Abb. 198.

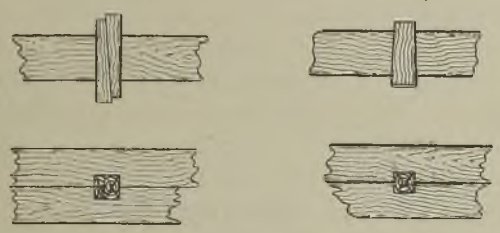
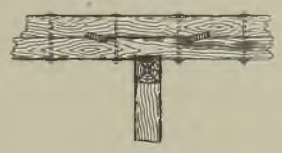


Abb. 199.
Schräggestellte Dübel.



Die verdübelten Träger stellt man auch mit kleinen Zwischenräumen zwischen den einzelnen Balken her, um der Luft den Zutritt zu allen Teilen der Balken zu ermöglichen und um eine größere Höhe und dadurch größere Tragfähigkeit zu erzielen (2 bis 3 cm Zwischenraum, vgl. Abb. 187 bis 194, S. 111).

Die Schraubenbolzen erhalten 20 bis 25 mm Durchmesser und werden in solchen Abständen gesetzt, daß entweder auf je einen Zahn bzw. Dübel ein Bolzen entfällt, oder auf je zwei Zähne bzw. Dübel ein Bolzen kommt. Wenn die verdübelten Balken zwischen sich einen Zwischenraum haben (Abb. 187 u. 194), so muß an der Stelle, an der der Bolzen sitzt, ein Holzfutter eingelegt werden, damit man die Mutter anziehen kann.

d) Stoß der Balken bei verzahnten und verdübelten Trägern.

Richtige Anordnung der Stöße ist leicht, wenn man die in Abb. 182 u. 183 angegebene Größe der Momente in Rücksicht zieht. Die Querschnitte müssen den Momentengrößen entsprechen; man wird also zweckmäßig die Stöße an diejenigen Stellen legen, an denen die Momente klein sind, möglichst zugleich in den gedrückten Teil des Balkens. Abb. 200 zeigt eine angemessene Stoßanordnung für einen Balken über zwei

Abb. 200. Stoßanordnung für einen Balken über zwei Öffnungen.

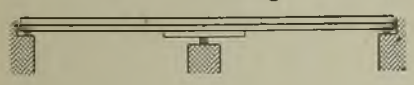
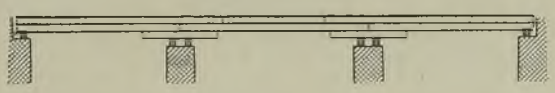


Abb. 201. Stoßanordnung für einen Balken über drei Öffnungen.



Öffnungen. Der untere Balken ist über dem Mittelauflager gestoßen, zwischen dem untergelegten Sattelholz und dem obern Balken. Durch den Stoß geht nur ein nahe der Nullinie belegener, also wenig leistender Querschnittsteil verloren; was vom Querschnitt übrig bleibt, ist sehr widerstandsfähig. Ebenso sind die Stöße des untern Balkens bei dem Träger über drei Öffnungen über die Mittelauflager gelegt (Abb. 201); die Stöße des obern Balkens bei beiden Anordnungen in die Nähe der Nullpunkte für die Momente. Zweckmäßig werden sie bei zwei Öffnungen im Abstand $\frac{l_1}{4}$ von der Mittelstütze, bei drei Öffnungen im Abstand $\frac{l_2}{4}$ von den Mittelstützen in die mittelste Öffnung gelegt. l_1 bedeutet die Stützweite jeder der beiden Öffnungen in Abb. 200, l_2 diejenige der mittlern Öffnung in Abb. 201. — Sattelholz und Balken verbinde man durch Zähne oder Dübel nebst zugehörigen Bolzen.

e) Vergleich der verzahnten und verdübelten Träger.

Die verdübelten Träger sind den verzahnten Trägern aus folgenden Gründen vorzuziehen: die Herstellung der verdübelten Träger ist wesentlich leichter, als die der verzahnten Träger, die sehr sorgfältig gearbeitet sein müssen, um richtig zu wirken; beim Schwinden des Holzes ist es leicht möglich, den Eingriff der Dübel und damit die Wirksamkeit der verdübelten Träger wiederherzustellen, indem man die keilförmigen Dübel am besten nach Abb. 197 etwas nachtreibt; die Höhe der Zähne geht bei den verzahnten Trägern für die Tragfähigkeit verloren, bei den verdübelten Trägern hingegen geht nichts verloren. Hierbei muß jedoch bemerkt werden, daß auch die verdübelten Träger, damit die beabsichtigte statische Wirkung auch wirklich erzielt wird, eine sehr genaue und einwandfreie Zimmermannsarbeit erfordern. Trotz der sorgfältigsten Herstellung werden zwei mit Dübeln verbundene Balken doch niemals die gleiche Tragfähigkeit aufweisen als ein voller Balken gleichen Querschnitts.

f) Berechnung der mit Sattelhölzern verstärkten Balken.

Bei den über mehrere Öffnungen durchgehenden Brücken finden bekanntlich die größten Momente über den mittlern Auflagern statt; den größten Momenten müssen die Querschnitte an diesen Stellen entsprechen. Nach WINKLER kann man folgende Momentenwerte einführen, wobei in den Ausdrücken bedeuten:

M_1, M_2 die Momente an den mittlern Stützen (stets negativ);
M', bzw. M'_1, M'_2 die positiven Größtmomente, die zwischen den Stützen auftreten;
l die Spannweite der äußern,
l die Spannweite der innern Felder;
g das Eigengewicht für das laufende Meter des Trägers;
p die gleichmäßig verteilte Verkehrslast für das laufende Meter des Trägers.

I. Zwei Felder:

$$-M_1 = \left(\frac{g+p}{8}\right) l_1^2; \qquad M' = 0{,}0703\, g \cdot l^2 + 0{,}0957\, p \cdot l^2. \tag{7}$$

II. Drei Felder:

$$\left.\begin{aligned} -M_1 &= 0{,}05\, g\,(l_1^2 + l^2) + p\,(0{,}067\, l_1^2 + 0{,}05\, l^2); \\ \text{Endfeld } M' &= g\,(0{,}1\, l_1^2 - 0{,}02\, l^2) + 0{,}104\, p \cdot l_1^2; \\ \text{Mittelfeld } M'_1 &= g\,(0{,}075\, l^2 - 0{,}05\, l_1^2) + p\,(0{,}062\, l^2 - 0{,}013\, l_1^2) \end{aligned}\right\}. \tag{8}$$

Beispiel: Straßenbrücke mit zwei Feldern von je 6,0 m Stützweite $= l_1$. Abstand der Balken voneinander 0,8 m von Mitte zu Mitte. Doppelter Bohlenbelag, 10 cm und 6 cm stark.

Eigengewicht: Vorläufige Annahme der Balkenquerschnitte $0{,}4 \cdot 0{,}3$ m, also für das laufende Meter: $0{,}4 \cdot 0{,}3$, $1{,}0 \cdot 650$ . . . . . = 80 kg/m
Belag: $(0{,}10 + 0{,}06) \cdot 0{,}8 \cdot 1{,}0 \cdot 650$ . . . . . = 84 kg/m
Für Querverbindungen, Bolzen usw. und zur Abrundung . . = 36 kg/m
Summa g = 200 kg/m.

Verkehrslast: Für die Flächeneinheit wird gerechnet unter Annahme leichter Wagen (vgl. die Angabe auf S. 13 für Landstraßenbrücken:

$$p' = 0{,}36 + \frac{1{,}2}{l_1} = 0{,}36 + 0{,}20 = 0{,}56 \text{ t},$$

abgerundet 0,60 t,

also für das laufende Meter Balken:

$$p' = 0{,}6 \cdot 0{,}8 = 0{,}48 \text{ t} = 480 \text{ kg/m}; \; p = 480 \text{ kg/m}.$$

Mithin wird nach vorstehenden Formeln:

Das Stützenmoment:

$$-M_1 = (g+p)\frac{l_1^2}{8} = \frac{(200+480)}{8}\cdot 36 = 3060 \text{ kgm};$$

$$-M_1 = 306000 \text{ kgcm}.$$

Das Größtmoment zwischen den Stützpunkten jeder Öffnung:

$$M' = 0{,}0703\cdot 200\cdot 36 + 0{,}0957\cdot 480\cdot 36 = 2163{,}6 \text{ kgm};$$

$$M' = 216360 \text{ kgcm}.$$

Die zulässige Inanspruchnahme wird für Kiefernholz mit $k = 80$ kg/qcm eingeführt. Dann muß in der Öffnung sein:

$$\frac{b\cdot h^2}{6} = \frac{216360}{80} = 2704 \text{ cm}^3, \text{ und mit } b = \frac{3}{4}h: \frac{h^3}{8} = 2704; \quad \frac{h}{2} = \sqrt[3]{2704} = 14 \text{ cm};$$

$$h = 28 \text{ cm}; \; b = \frac{3}{4}\cdot 28 = 21 \text{ cm}; \text{ wir wählen } b = 22 \text{ cm}, \; h = 30 \text{ cm}.$$

Am Mittelauflager muß sein:

$$\frac{b\cdot h^2}{6} = \frac{306000}{80} = 3825 \text{ cm}^3; \text{ und mit } b = 24 \text{ cm}: \; 4h^2 = 3825. \quad 2h = \sqrt{3825} = 62.$$

$$h = 31 \text{ cm}.$$

Läßt man die Balken ungestoßen über das Mittelauflager durchlaufen, so würde ein Sattelholz von geringer Stärke genügen, wenn man auf die volle Tragfähigkeit des aus Balken und Sattelholz bestehenden Querschnitts rechnen könnte. Das kann man nicht; wir tragen diesem Umstand dadurch Rechnung, daß wir mit $k = 40$ kg/qcm rechnen; man erhält dann am Mittelauflager

$$\frac{b\cdot h^2}{6} = \frac{306000}{40} = 7650 \text{ cm}^3, \qquad b = 24,$$

$$4h^2 = 7650, \qquad 2h = 88, \qquad h = 44 \text{ cm},$$

d. h. das Sattelholz unter dem Balken muß wenigstens $44 - 30 = 14$ cm hoch sein. Man wird dasselbe aus praktischen Rücksichten mindestens 20 cm hoch machen. — Würde der Balken über dem Mittelauflager gestoßen, so müßte das Sattelholz nach obigem 31 cm Höhe erhalten.

g) Berechnung der Balkenträger mit Sattelhölzern und Kopfbändern.

Für die meisten Fälle dürfte es genügen, die Balken wie frei aufliegende für eine Stützweite l zu berechnen, die durch die Enden der Sattelhölzer bestimmt ist (Abb. 202). Das Größtmoment im Balken wird bei dieser Annahme und den Bezeichnungen wie vorstehend:

$$M_{\text{mitte}} = (g+p)\frac{l^2}{8}.$$

Für ungünstigste Belastung durch zwei Radlasten, deren jede $= P$ und deren Abstand voneinander $= e$ ist, wird

$$M_{\text{mitte}} = \frac{g\cdot l^2}{8} + \frac{P}{2l}\left(l - \frac{e}{2}\right)^2.$$

Diese Momentenwerte sind größer, als die wirklich auftretenden, da die Balken sich bei A und B nahezu wie eingespannte Balken verhalten. — Kopfband und Sattelholz berechnet man für den größten in A und B möglichen Druck. Für gleichmäßig verteilte Last p auf den laufenden Meter kann man setzen

$$A = (g+p)\frac{(l+a)}{2}.$$

Dann wird der Druck in dem Kopfband:

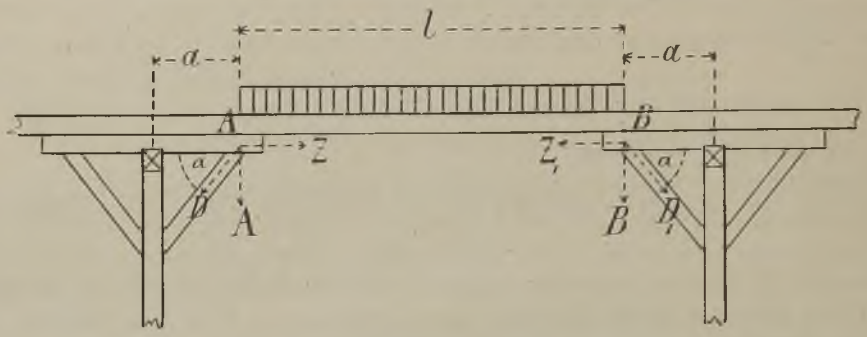
$$D = -\frac{A}{\sin\alpha} = -\frac{(g+p)(l+a)}{2\sin\alpha}$$

und der Zug im Sattelholz (9)

$$Z = \frac{A}{\operatorname{tg}\alpha} = \frac{(g+p)(l+a)}{2\operatorname{tg}\alpha}.$$

Wenn man Einzellasten zugrunde legt, ist der durch diese hervorgerufene ungünstigste Auflagerdruck $A_{p\,\max}$ aufzusuchen: man stelle die schwerste Last über Punkt A

Abb. 202. Balkenträger mit Sattelhölzern und Kopfbändern.



und die andern schweren Lasten möglichst nahe an A auf der Seite nach B zu; dann ist in Formel (9) für A einzuführen:

$$A_{(g+p)\max} = \frac{g(l+a)}{2} + A_{p\,\max}. \tag{10}$$

h) Berechnung der verzahnten und verdübelten Balken.

Für die Bestimmung des Querschnitts sind die Momente, für die Maße der Zähne und Dübel die Querkräfte maßgebend; es wird hier vorausgesetzt, daß die Ermittlung der Momente und Querkräfte bekannt sei.

Es sei die Breite des Balkens: b cm,
die ganze Höhe des Balkens: h cm.

Falls mehrere Balken mit Zwischenraum verwendet werden, sei die Höhe des Zwischenraums $= \delta$.

Es muß sein:

$$W = \frac{M}{k}, \quad \text{d. h.} \quad \frac{b}{12}\cdot\frac{(h^3-\delta^3)}{\frac{h}{2}} = \frac{M}{k},$$

$$\frac{b}{6h}(h^3-\delta^3) = \frac{M}{k}. \tag{11}$$

Falls $\delta = 0$ ist, so ergibt sich die bekannte Gleichung:

$$\frac{b\cdot h^2}{6} = \frac{M}{k}. \tag{12}$$

Man nimmt für b einen angemessenen Wert an (20 bis 30 cm) und berechnet h aus der Gleichung 11 bzw. 12. — Was die Annahme des Wertes für k anlangt, ist zu bemerken, daß Versuche mit ausgeführten verdübelten Balken eine weit geringere Tragfähigkeit ergeben haben, als der volle Balken gleichen Querschnitts aufweist. Der Grund hierfür ist bereits auf S. 114 unter e) erwähnt. Man trage diesem Umstand dadurch

Rechnung, daß man für diese zusammengesetzten Balken entweder k entsprechend niedriger einführt, nur $\frac{2}{3}$ bis höchstens $\frac{3}{4}$ von dem für volle Balken als zulässig erachteten Werte; die preußische Verordnung vom 14. Juni 1912 gibt für Gerüstbauten $\frac{3}{4}$ als zulässig an. Dann erhält man als zulässig:

$k = 50$ bis 55 kg/qcm . . für Nadelholz,
$k = 55$ bis 65 kg/qcm . . für Eichenholz.

Die Zähne und Dübel sollen die Schubkraft aufnehmen, die, wie in Abb. 195 gezeigt ist, zwischen den Balken wirkt. In einem beliebigen Querschnitt ist diese Schubkraft für das laufende Zentimeter des Balkens: $T = Q \cdot \frac{S}{J}$, in welchem Ausdruck bedeuten: Q die Querkraft in diesem Querschnitt, J das Trägheitsmoment der Querschnittsfläche für die wagerechte Schwerachse, S das statische Moment desjenigen Teiles der Querschnittsfläche, der über der Fuge liegt, für die die Schubkraft gesucht wird, bezogen auf die wagerechte Schwerachse des Querschnitts. Besteht der Balken aus 2 Teilen, liegt also die Fuge in halber Höhe, so ist für diese das statische Moment der oberhalb liegenden Querschnittsfläche (Abb. 203):

$$S = \frac{b \cdot h}{2} \cdot \frac{h}{4} = \frac{b \cdot h^2}{8},$$

$$J = \frac{b \cdot h^3}{12}, \qquad \frac{S}{J} = \frac{3}{2h}.$$

Abb. 203. Aus zwei Teilen bestehender Balken.

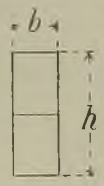


Abb. 204. Aus drei Teilen bestehender Balken.

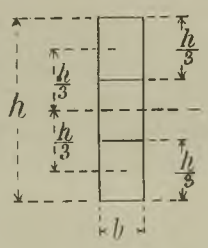


Abb. 205. Aus zwei sich nicht berührenden Teilen bestehender Balken.

Besteht der Balken aus 3 Teilen (Abb. 204), deren Höhe je $\frac{h}{3}$ ist, so ist für die in Betracht kommende Fuge das statische Moment:

$$S = \frac{b \cdot h}{3} \cdot \frac{h}{3} = \frac{b \cdot h^2}{9}, \qquad J = \frac{b \cdot h^3}{12}, \qquad \frac{S}{J} = \frac{4}{3h}.$$

Ist zwischen den beiden Balken im ersten Fall ein Zwischenraum von δ cm Höhe (Abb. 205), so ist:

$$S = b \cdot h' \left(\frac{h' + \delta}{2}\right), \qquad J = \frac{b}{12}(h^3 - \delta^3), \qquad \frac{S}{J} = \frac{6 \cdot h'(h' + \delta)}{(h^3 - \delta^3)}.$$

Die maßgebende wagerechte Schubkraft für ein laufendes Zentimeter Balken ist also:

für 2 Balken übereinander ohne Zwischenraum (Abb. 203):

$$T = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{h}, \tag{13}$$

für 3 Balken übereinander ohne Zwischenraum (Abb. 204);

$$T = \frac{4}{3} \cdot \frac{Q}{h}, \tag{14}$$

für 2 Balken übereinander mit Zwischenraum δ (Abb. 205):

$$T = \frac{6 \cdot h'(h' + \delta)\, Q}{(h^3 - \delta^3)}. \tag{15}$$

Für Q ist stets der größte Wert einzuführen.

Bei Trägern auf zwei Stützen ist die Querkraft Q für einen Querschnitt mit der Abszisse x dann am größten, wenn die gleichmäßig verteilte Verkehrslast p (für das laufende Meter Balken) die Strecke des Balkens von dem Querschnitt bis zu dem entferntern Auflager bedeckt (Abb. 206).

Dann ist:

$$Q_{x\,\max} = \frac{g}{2}(l - 2x) + \frac{p(l-x)^2}{2l}. \tag{16}$$

Am Auflager ist:

$$P_{0\,\max} = (g+p)\frac{l}{2}, \tag{17}$$

in der Trägermitte ist:

$$Q_{\frac{l}{2}\max} = \frac{p \cdot l}{8}. \tag{18}$$

Nur die zwischen $x = 0$ und $x = \frac{l}{2}$ liegenden Werte aus Formel 16 sind maßgebend, da für die Querschnitte rechts der Mitte (d. h. für $x = \frac{l}{2}$ bis $x = l$) die Werte einzuführen sind, die den symmetrisch liegenden Querschnitten links der Mitte entsprechen. $Q_{\max}$ hat seine größten Werte an den Auflagern, die kleinsten maßgebenden Werte in

Abb. 206. Den Größtwert von Q erzeugende Belastung.

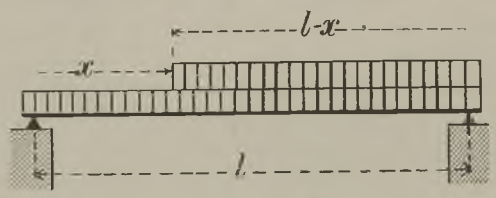
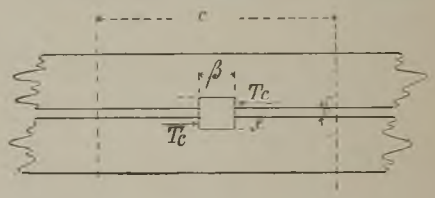


Abb. 207. Berechnung der Dübel.



der Trägermitte. — Sei der Abstand von Mitte Dübel bis Mitte Dübel gleich c, so entfällt auf einen Dübel eine wagerechte Kraft: $H = T \cdot c$, die auf den Dübel vom Balken übertragen wird. Vermindert wird diese Kraft um den durch den Bolzen hervorgerufenen Reibungswiderstand zwischen den sich berührenden Einzelbalken. Es ist nicht zulässig, auf diesen zu rechnen, da er durch das Schwinden des Holzes und sonstige Umstände nachlassen kann. Die Vernachlässigung desselben in der Rechnung vergrößert die Sicherheit.

α) *Dübel.* Die gedrückte Fläche habe die Tiefe e (Abb. 207), die Breite b (gleich der Balkenbreite), so ist die Druckinanspruchnahme für das Quadratzentimeter vor Kopf des Dübels:

$$k' = \frac{H}{b \cdot e} = \frac{T \cdot c}{b \cdot e}, \tag{19}$$

z. B. bei 2 Balken ohne Zwischenraum (Abb. 203):

$$k' = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q \cdot c}{h \cdot b \cdot e}. \tag{20}$$

Für k' ist die als zulässig erachtete Druckinanspruchnahme einzuführen: man kann $k' = 80$ kg/qcm annehmen. Dann erhält man als die größte zulässige Entfernung der Dübel voneinander:

$$\left.\begin{aligned} c &= \frac{k' \cdot b \cdot e}{T} \\ c &= \frac{80 \cdot b \cdot e \cdot 2h}{3Q} \text{ für 2 Balken übereinander,} \\ c &= \frac{80 \cdot b \cdot e \cdot 3h}{4Q} \text{ für 3 Balken übereinander,} \end{aligned}\right\} \tag{20a}$$

Man wählt zweckmäßig $e = 0{,}1\,h$ bis $0{,}13\,h$. Da Q nach den Auflagern hin zunimmt, so wird der Abstand der Dübel nach den Auflagern hin sich verringern, am kleinsten am Auflager sein. Diesen kleinsten Abstand führt man oft auf die ganze Trägerlänge gleichmäßig durch. — Für einen Träger auf zwei Stützen mit Q_{max} am Auflager $= (g+p)\frac{l}{2}$ würde am Auflager nach den Gleichungen 20a bzw. sein:

$$c = \frac{80\,b \cdot e \cdot h\,2 \cdot 2}{3\,(g+p)}, \qquad c = \frac{107\,b \cdot e \cdot h}{(g+p)\,l},$$

dafür abgerundet:

$$c = \frac{100 \cdot b \cdot e \cdot h}{(g+p)\,l}. \tag{21}$$

Für 3 Balken übereinander wird:

$$c = \frac{120 \cdot b \cdot e \cdot h}{(g+p)\,l}. \tag{22}$$

Die Breite der Dübel sei β. Dann muß der Abscherungswiderstand eines Dübels sein:

$$\beta \cdot b \cdot k_{Schub} = T \cdot c.$$

k_{Schub} kann gleich 10 kg/qcm eingeführt werden; dann ist:

$$\beta = \frac{T \cdot c}{10\,b}. \tag{23}$$

Beispiel. Brücke mit einer Öffnung: Stützweite $l = 8$ m,

$$g = 300 \text{ kg/m}, \qquad p = 600 \text{ kg/m}.$$

$$M_{max} = (g+p)\frac{l^2}{8} = \frac{900 \cdot 64}{8} = 7200 \text{ kgm} = 720000 \text{ kgcm},$$

$\frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{720\,000}{50}$, $\qquad k = 50$ kg/qcm, weil der Träger ein zusammengesetzter ist,

$$\frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{720\,000}{50} = 14\,400 \text{ cm}^3.$$

Es wird $b = 25$ cm gewählt, so muß sein $h = \sqrt{\frac{6 \cdot 14\,400}{25}}$ $\qquad h = 59$ cm.

Der Träger wird aus zwei Balken von je 33 cm Höhe hergestellt, also mit $h = 66$, ohne Zwischenraum. Dann ist die Schubkraft am Auflager:

$$T_0 = \frac{3}{2}\frac{Q_0}{h} = \frac{3}{2}\frac{(g+p)\,l}{2\,h} = \frac{3 \cdot 900 \cdot 8}{2 \cdot 2 \cdot 66} = 82 \text{ kg/cm}$$

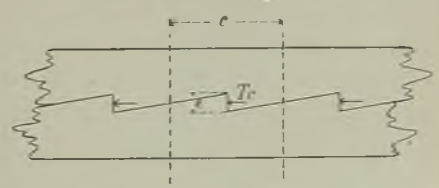
und $\qquad c = \frac{100 \cdot b \cdot e \cdot h}{(g+p)\,l}, \qquad c = \frac{100 \cdot 25 \cdot 66 \cdot e}{(300+600) \cdot 8}, \qquad c = 23\,e.$

Mit $e = 3$ cm würde der kleinste für c zu wählende Wert gleich 69 cm sein müssen. Nach der Mitte des Trägers zu darf c größer werden; es wird jedoch empfohlen, den Abstand c der Dübel nicht größer zu wählen als 1,2 m. Die Dübelbreite β am Auflager muß nach Gleichung (23) sein:

$$\beta = \frac{82 \cdot 60}{10 \cdot 25} = \sim 23 \text{ cm}.$$

Man kann diese Breite dadurch verringern, daß man am Auflager c kleiner als 69 cm wählt.

Abb. 208. Berechnung der Zähne.



β) *Verzahnung.* Die Berechnung der Zähne ist ganz entsprechend derjenigen der Dübel vorzunehmen. Tiefe des Zahneingriffs sei e; Zahnlänge sei c, so kommt auf einen Zahn die wagerechte Schubkraft $T \cdot c$ (Abb. 208), und es muß sein:

$$k' = \frac{T \cdot c}{b \cdot e}, \qquad c = \frac{b \cdot e \cdot k'}{T} \tag{24}$$

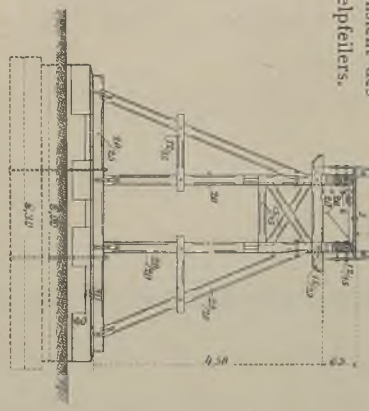


Abb. 212. Querschnitt mit Ansicht des Mittelpfeilers.

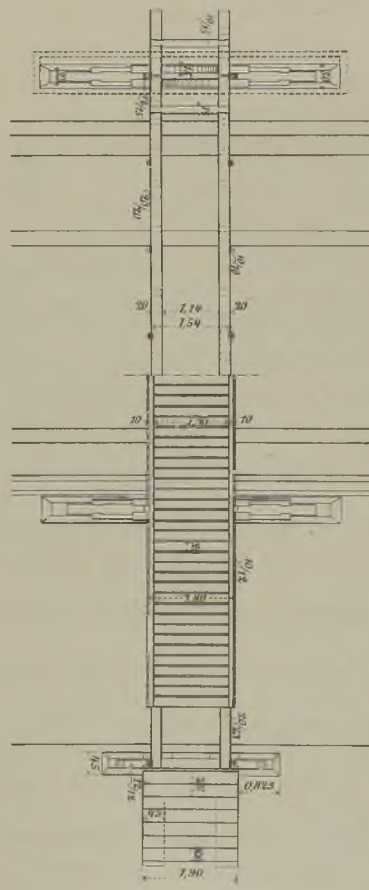


Abb. 211. Grundriß.

Abb. 214. Draufsicht.

Abb. 213. Querschnitt a—b.

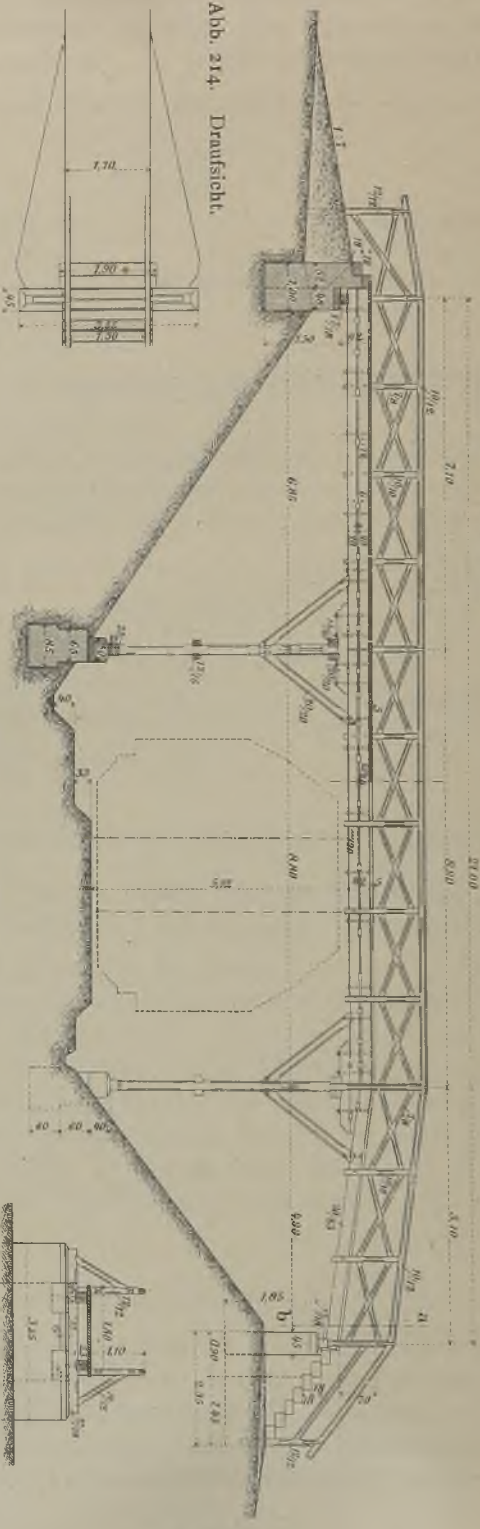


Abb. 209. Längsschnitt.

Abb. 209 bis 214. Fußwegüberführung. M. 1 : 150.

Abb. 210. Ansicht.

und mit $k' = 80$ kg/qcm

$$\left.\begin{array}{ll} \text{für 2 Balken übereinander} & c = \dfrac{80 \cdot b \cdot e \cdot 2h}{3Q} = \dfrac{160b \cdot e \cdot h}{3Q} \\ \text{für 3 Balken übereinander} & c = \dfrac{80 \cdot b \cdot e \cdot 3h}{4Q} = \dfrac{60b \cdot e \cdot h}{Q} \end{array}\right\}. \qquad (25)$$

Die Tiefe des Eingriffs wählt man zu 3 bis 6 cm.

Man kann die verzahnten oder verdübelten Balken auch durch Kopfbänder unterstützen. Eine derartige Anordnung ist in den Abb. 209 bis 214 vorgeführt, zugleich als Beispiel einer Fußwegüberführung über einen Bahneinschnitt.

Wie bereits am Schlusse des § 17 erwähnt ist, hat man in der neuesten Zeit begonnen, die Frage der Verbindungsmittel der Hölzer in Tragwerken einer einwandfreien Lösung zuzuführen, soweit dies beim Holz möglich ist. Mit ersterer Frage hängen die Fortschritte im Holzbau aufs engste zusammen. Die Ausbildung der Knotenpunkte und der Ausgleich der an einem solchen Punkt angreifenden Stabkräfte ist im Holzbau ungleich schwieriger als im Eisenbau. Bei letzterm besitzt man in den Knotenblechen, Nieten und Schrauben bewährte Hilfsmittel zum Anschluß und Ausgleich der Stabkräfte, wenn auch bei den Knotenpunkten der Eisenkonstruktionen vielleicht die genauere Verfolgung des Spannungsausgleichs noch in mancher Hinsicht der Klärung durch Versuche bedarf. Wichtig und günstig ist aber hierbei, daß man es in diesen Fällen im Gegensatz zum Holzbau meistens mit ein und demselben Baustoff, nämlich Flußeißen, zu tun hat. Beim Holzbau aber sind zum Anschluß der einzelnen Konstruktionsglieder meistens eiserne Verbindungsmittel nicht zu entbehren. Soweit es sich um Druckglieder handelt, ist deren Anschluß noch verhältnismäßig einfach, da man hierbei mit Zwischenlagen aus Blech oder Hartholz (vgl. Abb. 230—232) auskommen kann. Die Druckstäbe bedingen aber bei jedem Fachwerk auch Zugstäbe, und bei deren Anschluß setzt im Holzbau die Schwierigkeit ein. Um diese zu umgehen, ersetzt man bisweilen die hölzernen Zugglieder durch eiserne (vgl. Abb. 215 u. 230 bis 232).

Andernfalls ist man gehalten, die Überleitung der Zugkräfte beim Stoß von Hölzern oder an den Knotenpunkten durch Zuhilfenahme von Verbindungsmitteln zu bewirken. Außer den bereits oben besprochenen Verzahnungen und Verdübelungen aus hölzernen Dübeln stehen uns hierbei zur Verfügung: eiserne Klammern, Bolzen und Dübel. Die eisernen Klammern kommen nur für kleinere Kräfte und untergeordnete Verbindungen in Frage. Die eisernen Bolzen (Bauschrauben) sind gleichfalls nicht zur Aufnahme großer Kräfte geeignet, weil sie infolge ihres verhältnismäßig geringen Durchmessers im Holz einen hohen Lochwanddruck (Leibungsdruck) hervorrufen und sich dadurch leicht in das Holz »einfressen«. Außerdem haben sie infolge ihres kleinen Durchmessers ein geringes Widerstandsmoment und biegen sich leicht durch. Aus beiden Gründen ist deshalb die mittels Bolzen hergestellte Verbindung nicht zuverlässig. Durch starkes Anziehen der Bolzen wird zwar eine hohe Reibungskraft zwischen den zu verbindenden Hölzern erzeugt, indessen kann man sich auf die dauernde Wirkung dieser Reibung nicht verlassen, weil das Holz beim Austrocknen schwindet und dadurch womöglich die Reibung aufhört. Aus diesen Gründen sollte man die Bolzen nur zum äußerlichen Zusammenhalten der durch andere Mittel miteinander verbundenen Hölzer benutzen. Als solche Mittel kommen hauptsächlich runde eiserne Dübel von größerm Durchmesser in Frage (vgl. Abb. 180 u. 181). Sie erzeugen infolge ihres größern Umfangs einen geringen Leibungsdruck im Holz. Die Aussparungen im Holz zum Einsetzen derartigen Dübel können auf maschinellem Wege (z. B. durch Fräsen) und deshalb genau passend hergestellt werden. Der Eisenersparnis wegen wird man derartige Dübel meist hohl, und zwar aus Gußeisen, Flußeisen oder Stahl als Ringdübel, Rohrbolzen, Scheiben-

dübel u. dergl., herstellen. Zur Vermeidung hoher Biegungsspannungen wird man die Dübel auch möglichst niedrig gestalten. Im übrigen wird hierzu auf die am Schlusse der »Holzbrücken« zu findenden Literaturangaben verwiesen.

§ 23. Hölzerne Fachwerksbrücken.

Infolge der Ausbildung des Eisenbrückenbaues sind größere Fachwerksbrücken aus Holz seltener geworden; es brauchen deshalb hier nur kleine und mittelgroße Brücken (etwa bis zu 30 m Stützweite) besprochen zu werden. In Gegenden mit großem Holzreichtum können natürlich auch weiter gespannte Holzbrücken in Frage kommen. Zu betrachten sind:

a) Hängewerksbrücken,
b) eigentliche Fachwerksbrücken,
c) Sprengwerksbrücken.

a) Die hölzernen Hängewerksbrücken.

Die Haupttrager der Brücke sind Hängewerke mit je einer oder zwei Hängesäulen. Die Hauptträger müssen beiderseits der Fahrbahn liegen, da diese freibleiben muß; sie tragen in den durch die Hängesäulen bestimmten Querebenen Holzbalken, die als Querträger dienen. Diese tragen ihrerseits die Balken der Fahrbahn (die Längsträger zweiter Ordnung). Die Abb. 216 bis 218 zeigen eine solche Brücke mit zwei Hängesäulen, den angehängten Querbalken und den von diesen getragenen Längs- oder Brückenbalken in Ansicht, Längsschnitt und Querschnitt; Abb. 215 stellt eine Brücke mit einsäuligem Hängewerk in Ansicht dar.

Abb. 215. Hängewerksbrücke mit einer Hängesäule. M. 1 : 180.

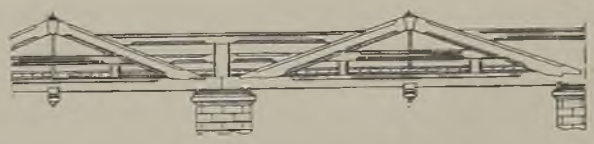


Abb. 216 bis 218. Hängewerksbrücke mit zwei Hängesäulen. M. 1 : 170.
Abb. 216. Ansicht. Abb. 217. Längsschnitt.

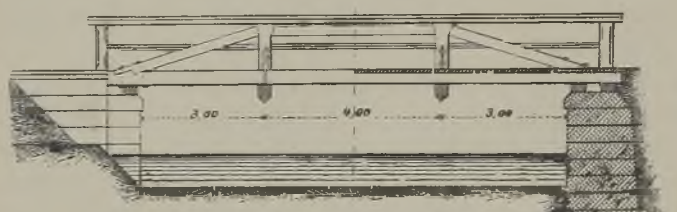
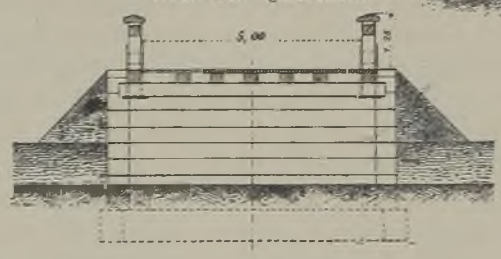


Abb. 218. Querschnitt.

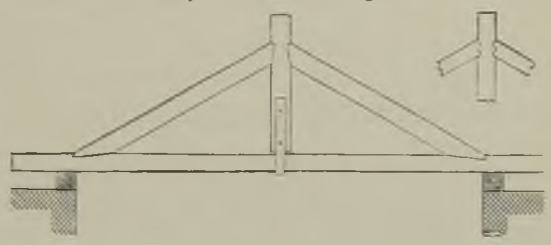


Die Hängewerke bestehen aus dem Hauptbalken (der untern Gurtung), den Streben, den Hängesäulen und bei zweisäuligem Hängewerk auch noch einem Spannriegel zwischen den beiden Hängesäulen. Spannriegel und Streben bilden die obere Gurtung. Der Winkel der Strebe mit dem Hauptbalken soll nicht zu klein sein, weil sonst der Schub sehr groß wird, den die Strebe auf den Hauptbalken überträgt; als kleinste Größe wird $22\frac{1}{2}$ Grad angegeben. Andererseits empfiehlt sich eine sehr große Höhe des Trägers nicht, weil die seitliche Standfähigkeit der in der Quere nicht ausgesteiften Träger gering ist. — Man wähle die Höhe zu 1,5 bis höchstens 2 m. Daraus ergibt sich, daß man Hängewerke mit einer Hängesäule für Weiten von 5 bis 7 m anwenden kann; bei größern Weiten, von 6 bis 9 m, verwendet man zweifache Hängewerke.

Für breite Brücken sind die Hängewerke nicht geeignet, weil die Querträger bei diesen sehr lang, schwer und stark werden, denn die Hängewerksträger können fast stets nur seitlich der Fahrbahn angebracht werden, ein mittlerer Hauptträger würde dem Verkehr hinderlich sein.

Die Balken der Hängewerke, sowie die Streben und die Spannriegel werden aus Holz, die Hängesäulen, die stets auf Zug beansprucht sind, aus Holz oder Eisen hergestellt. Streben und Spannriegel, die Druck erleiden, müssen auch genügende Sicherheit gegen Zerknicken bieten. Zur Erhöhung der Knicksicherheit ist es zweckmäßig, die Hängewerksträger durch Querverbindungen über der Fahrbahn — falls genügend Höhe vorhanden ist — seitlich zu versteifen. Sehr wichtig sind die Verbindungen der einzelnen Teile miteinander.

Abb. 219. Einfaches Hängewerk.



Die Strebe muß mit Balken und Hängesäule so verbunden werden, daß ihre in die Achsenrichtung des Balkens bzw. der Hängesäule fallenden Seitenkräfte sicher übertragen werden können. Die Strebe »schiebt«; es ist deshalb die Verbindung mit Versatzung, einfacher oder doppelter, mit oder ohne Zapfen, zu bewirken; auch wird wohl bei sehr flachem Winkel zwischen Strebe und Balken ein Bolzen durch beide hindurch-

Abb. 220 bis 222. Verbindung der einfachen Hängesäulen mit den Streben und dem Balken.

Abb. 220. Abb. 221. Abb. 222.

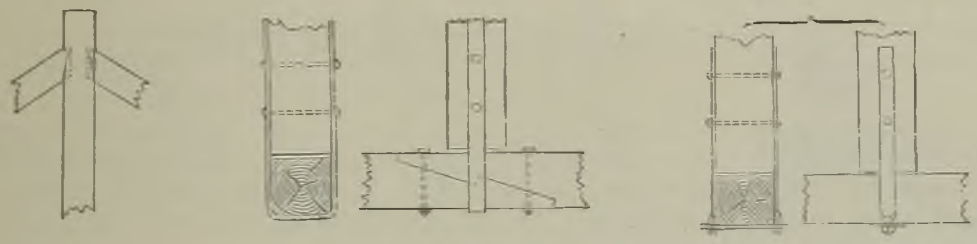
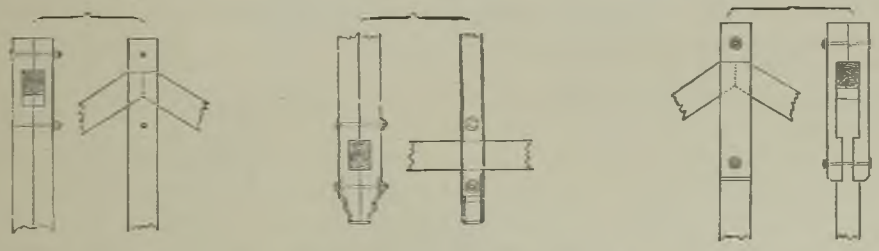


Abb. 223 u. 224. Aus zwei Hölzern bestehende Hängesäule. Abb. 225. Hängesäule mit beiderseitigen Holzlaschen.

Abb. 223. Abb. 224.



gezogen, der ein Herausspringen der Strebe verhüten soll. Vor Kopf der Strebe muß ein genügend langes Stück Holz verbleiben, so daß nicht ein Abscheren eintreten kann.

Die Hängesäule aus Holz ist einfach oder doppelt. Die Verbindung der einfachen Hängesäule mit den Streben zeigen Abb. 219 und 220 [1]), diejenige mit den Balken Abb. 219, 221 und 210. Hier muß zur Verbindung Eisen zu Hilfe genommen werden, ein Eisenband in Abb. 219, Eisenbügel mit einem Quereisen in Abb. 222. Eine bessere

[1]) Die Abb. 219 bis 225, 230 bis 232, 237 bis 239, 242 bis 247 und 255 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl., Bd. II, Kap. IV, bearbeitet von Geh. Regierungsrat Prof. Dr. HEINZERLING, entnommen.

Verbindung ist möglich, wenn die Hängesäule aus zwei Hölzern besteht: die Hängesäule umfaßt dann die beiden obern Strebenenden, die stumpf gegeneinander stoßen (Abb. 223), und unten den Hauptbalken, für den sie angemessen ausgeschnitten wird (Abb. 224). Abb. 225 zeigt eine einfache Hängesäule mit beiderseitigen Holzlaschen am obern Ende. Ganz entsprechend können die Verbindungen des zweifachen Hängewerks (Abb. 226), ausgebildet werden: die Hängesäulen sind einteilig oder (besser) zweiteilig.

α) *Berechnung des einfachen Hängewerks* (Abb. 227).

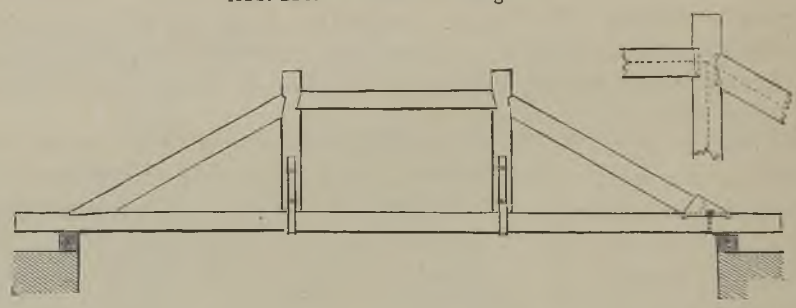
Allgemein ist, wenn die Belastung der Hängesäule mit R, der Winkel der Strebe gegen die Wagerechte mit α bezeichnet wird:

$$\text{die Strebekraft } S = -\frac{R}{2 \cdot \sin a}, \qquad S = -\frac{R \cdot s}{2h}, \tag{26}$$

$$\text{die Zugkraft in dem Hauptbalken } (AB) \text{ ist } Z = \frac{R}{2 \operatorname{tg} \alpha} = \frac{R \cdot l}{2 \cdot h \cdot 2} = \frac{R \cdot l}{4h}. \tag{27}$$

Für R ist die größte Belastung einzuführen, die auf den Lastpunkt D kommen kann. Durch Eigengewicht (g für die Längeneinheit des Hängewerks) ist $R_g = \frac{5}{8} g \cdot l$; durch gleichmäßig über das Hängewerk verteilte, volle Verkehrslast p für das Meter

Abb. 226. Zweifaches Hängewerk.



Hängewerk ist: $R_p = \frac{5}{8} p \cdot l$. Also $R_{(g+p)} = (g + p) \frac{5}{8} l$. — Wenn Einzellasten der Berechnung zugrunde zu legen sind, so ist nach D die schwerste Achse zu legen, die andere Achse möglichst nahe dabei; der Teil der Belastung, der auf D entfällt, kann nach dem Hebelgesetz in bekannter Weise ermittelt werden.

β) *Berechnung des zweifachen Hängewerks* (Abb. 228). Das zweifache Hängewerk in der Form, wie Abb. 226 sie zeigt, ist eine labile Konstruktion bei den Annahmen, die für die Berechnung gewöhnlich gemacht werden; es fehlt für die Bestimmtheit wenig-

Abb. 227. Berechnung des einfachen Hängewerks.

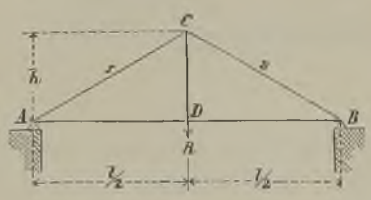
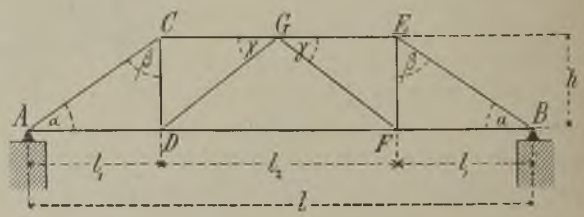


Abb. 228. Berechnung des zweifachen Hängewerks.



stens ein Stab in dem Mittelfeld. Die in Abb. 226 gezeichnete übliche Konstruktion ist im Gleichgewicht streng genommen nur dann, wenn beide Lastpunkte an den Füßen der Hängesäulen gleiche Lasten tragen. Damit die Konstruktion stabil und gleichzeitig statisch bestimmt werde, wird empfohlen, in das rechteckige Mittelfeld zwei Diagonalen in Bockform einzusetzen, die sich gegen den Balken unten und den Spannriegel oben

setzen. Schematisch ist diese Anordnung in Abb. 228 dargestellt. Wenn im Punkte D die Last R, im Punkte F die Last Q wirkt, so ergeben sich folgende Auflagerdrücke und Stabspannungen.

Es sind die Auflagerdrücke:

$$A = R + (Q - R)\frac{l_1}{l}, \qquad B = Q + (R - Q)\frac{l_1}{l}. \tag{28}$$

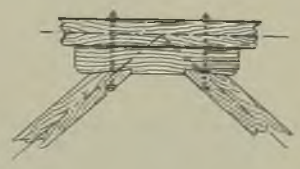
Die Stabspannungen sind in nachstehender Tabelle zusammengestellt.

Tabelle XI. Stabspannungen eines zweifachen Hängewerks.

	Stab	Spannung		Stab	Spannung
Obere Gurtung	$\overline{AC}$	$O_1 = -\frac{A}{\sin\alpha}$	Untere Gurtung	$\overline{AD}$	$U_1 = +\frac{A}{\operatorname{tg}\alpha} = \frac{h}{A \cdot l_1}$
	$\overline{CG}$	$O_2 = -\frac{A}{\operatorname{tg}\alpha}$		$\overline{DF}$	$U_2 = +\frac{A \cdot l}{2h} - \frac{2h}{R \cdot l_2}$
	$\overline{GE}$	$O_3 = -\frac{B}{\operatorname{tg}\alpha}$		$\overline{BF}$	$U_3 = +\frac{B \cdot l_1}{h}$
	$\overline{EB}$	$O_4 = -\frac{B}{\sin\alpha}$			
Hängesäulen	$\overline{CD}$	$V_1 = A$	Diagonalen	$\overline{DG}$	$Y_1 = -(Q-R)\frac{l_1 \cdot d}{l \cdot h}$
	$\overline{EF}$	$V_2 = B$		$\overline{GF}$	$Y_2 = -(Q-R)\frac{l_1 \cdot d}{l \cdot h}$

In dem Ausdruck für Y_1 und Y_2 bedeutet d die Länge der Diagonale. Die beiden Streben werden an ihrem obern Ende zusammengeführt, entweder so, daß sie sich gegen ein zwischengesetztes Stück (Hirnholz gegen Hirnholz) setzen, oder nach Abb. 229 gegen ein unter den Spannriegel gelegtes Holz mit Versatzung. Im erstern Fall empfiehlt es sich, zwischen die Hirnholzenden Zinkbleche einzulegen.

Abb. 229. Versetzen der Streben in ein unter den Spannriegel gelegtes Holz.



b) Eigentliche Fachwerksbrücken.

Es sind hauptsächlich die sog. HOWESschen Träger von praktischer Bedeutung. Diese Träger sind Fachwerksträger mit parallelen Gurtungen, Pfosten und Diagonalen. Die Pfosten werden als stets auf Zug beanspruchte Stäbe aus Eisen, gewöhnlich aus Rundeisen, hergestellt (doch ist die Verwendung von Holzpfosten, wie Abb. 233 u. 234 zeigen, nicht ausgeschlossen), die Diagonalen meistens in allen Feldern als gekreuzte, obgleich in den beiderseitigen Endfeldern nur einfache Diagonalen erforderlich sind. Da die Holzkonstruktionen in ihren Verbindungen wenig widerstandsfähig gegen Zug sind, die Verbindungen gedrückter Stäbe sich aber sehr gut herstellen lassen, so werden die Diagonalen als Druckstäbe, d. h. nach der Trägermitte steigend, angeordnet. In den mittlern Feldern, in denen die erwähnten Diagonalen unter Umständen Zug erhalten könnten, ordnet man Gegendiagonalen an, die auf Druck beansprucht und wirksam werden, wenn die Hauptdiagonalen Zug erhalten würden und deshalb versagen. Wenn an den Auflagern Pfosten verwendet werden, so sind diese aus Holz herzustellen; die Auflagerpfosten können aber, wie Abb. 233, S. 127 zeigt, fortgelassen werden. Die Konstruktion weist demnach Gurtungen, Diagonalen und Auflagerpfosten aus Holz, die

übrigen Pfosten aus Eisen auf. Die Auflagerpfosten erhalten stets Druck, müssen deshalb aus Holz hergestellt werden.

Abb. 230 bis 232 zeigen eine in den westlichen Staaten von Nordamerika übliche Anordnung des HOWEschen Trägers in konstruktiver Durchführung. Die Höhe der Träger ist etwa $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{10}$ der Stützweite; der Neigungswinkel der Diagonalen gegen die Wagerechte beträgt 45° bis 60°. Die Gurtungen werden aus mehreren nebeneinander gelegten Balken gebildet, zwei, drei, auch wohl vier. Es wird empfohlen, die Gurtung durchweg, im ganzen Träger, gleich stark mit demjenigen Querschnitt herzustellen, der

Abb. 230 bis 232. HOWEscher Träger. M. 1 : 130.

Abb. 230. Ansicht. Abb. 231. Halber Querschnitt.

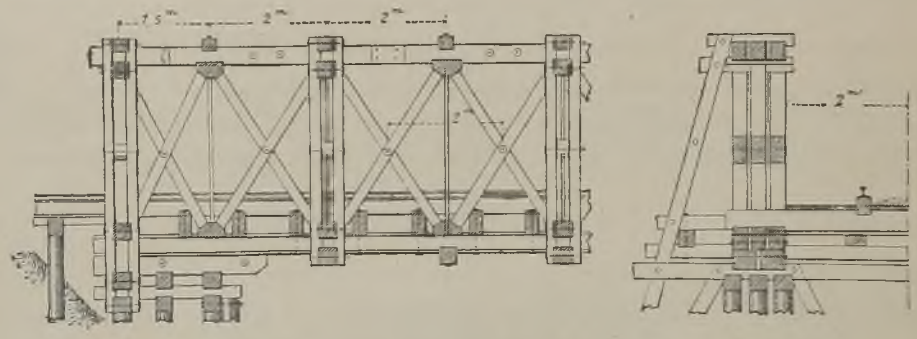
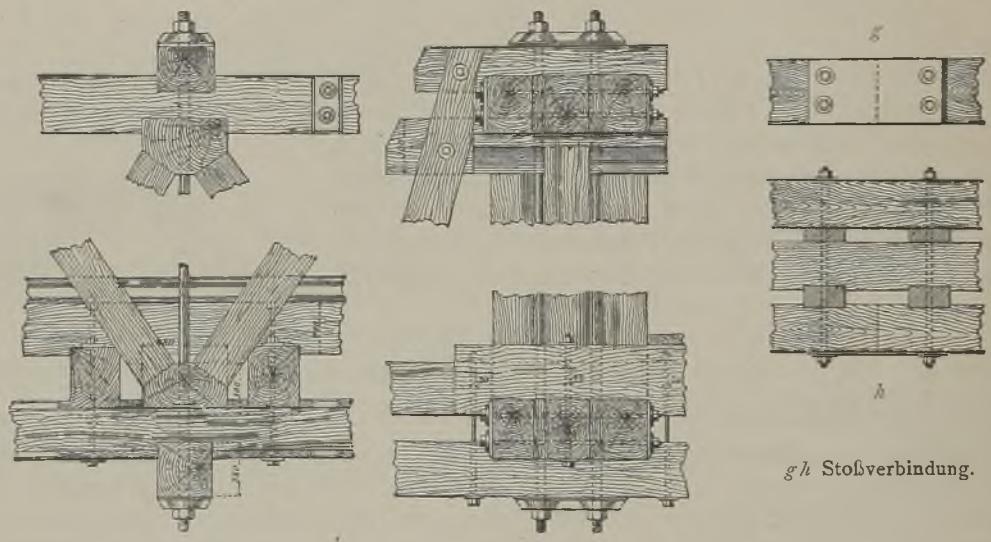


Abb. 232. Einzelheiten.



gh Stoßverbindung.

an der stärkst beanspruchten Stelle erforderlich ist, die Stöße der Gurthölzer dann aber an Stellen zu verlegen, für die der Querschnitt viel stärker ist als nötig. Man stoße an derselben Stelle nur immer einen Balken, dann bleibt selbst im Zuggurt immer noch reichlich Querschnittsfläche am Stoße wirksam. Natürlich muß man die nebeneinander liegenden Balken der Gurtung gut miteinander verbinden.

Die Gegendiagonalen gehen zwischen den Hauptdiagonalen durch und werden mit diesen an den Kreuzungsstellen nach Bedarf überschnitten. Wenn die Gurtungen aus drei Balken bestehen, so bildet man auch die Hauptdiagonalen aus drei Hölzern, die Gegendiagonalen aus zwei Hölzern. Alsdann besteht jeder Pfosten aus zwei Rundeisen, die zwischen den Balken der Gurtungen liegen. Die Rundeisen erhalten oben und unten

Muttern und gemeinsame gußeiserne Unterlagsplatten (Abb. 232). Die Streben setzen sich gegen querliegende eichene Stemmklötze (Abb. 230 u. 232), die in die Gurtbalken 2,5 bis 3 cm tief eingelassen sind. Statt der Stemmklötze hat man auch gußeiserne

Abb. 233 u. 234. Hölzerne Fachwerksbrücke.
Abb. 233. Längenschnitt und Horizontalschnitt.

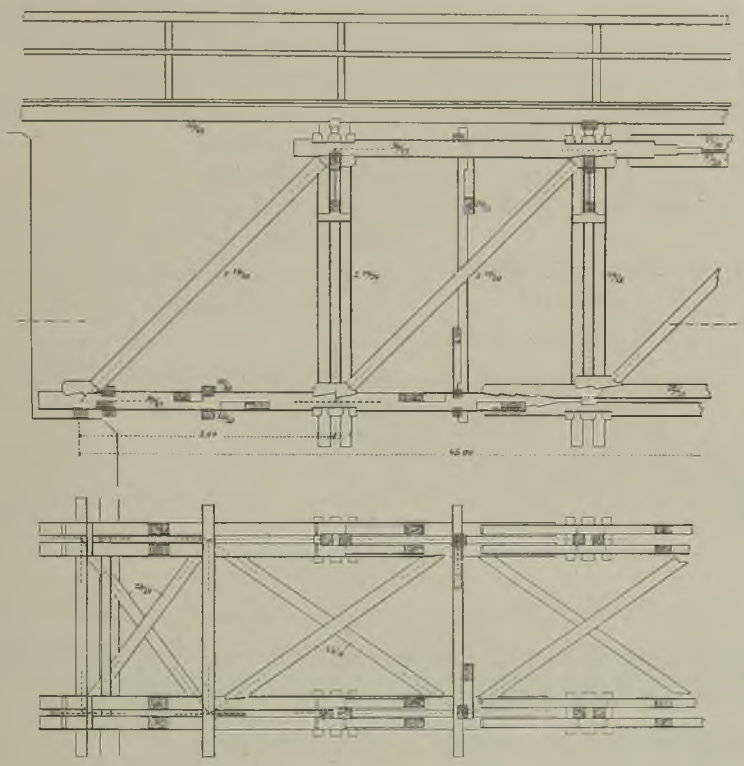
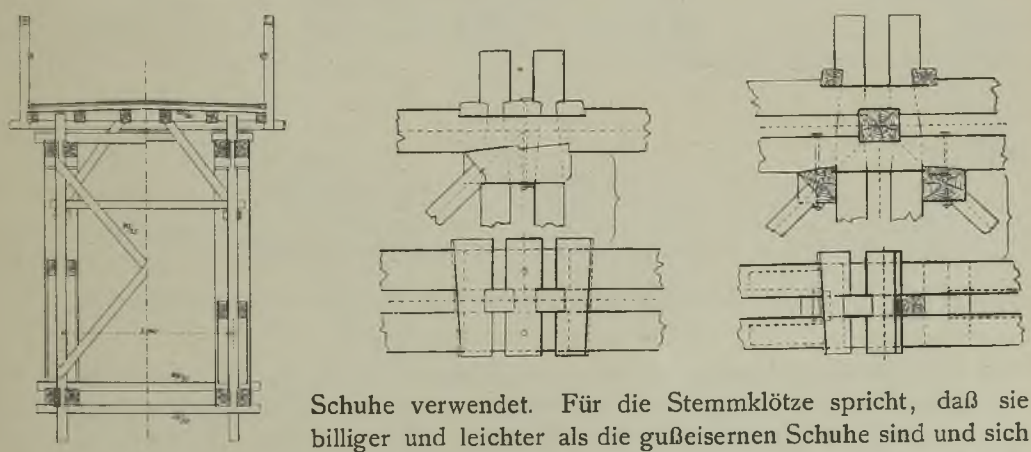


Abb. 234. Querschnitt und Einzelheiten.



Schuhe verwendet. Für die Stemmklötze spricht, daß sie billiger und leichter als die gußeisernen Schuhe sind und sich in den Ausführungen bewährt haben. Sie können deshalb unbedenklich angewendet werden. Wenn die Höhe der Träger hierfür genügt, ist eine obere Querverbindung anzuordnen, natürlich so, daß der Lichtraum für die Durchfahrt nicht beeinträchtigt wird.

Berechnung. Die Stabspannungen werden nach den für die Fachwerksträger (Parallelträger) geltenden Verfahren berechnet, worauf hier nicht eingegangen zu werden braucht. Die Bestimmung der Querschnitte auf Grund der gefundenen größten Stabkräfte erfolgt bei gezogenen Stäben nach der Formel:

$$F_{\text{qcm}} \geqq \frac{P_{\max}}{k}, \tag{29}$$

in welchem Ausdruck $P_{\max}$ die größte Stabkraft in kg, k die zulässige Inanspruchnahme für das Quadratzentimeter, F die Querschnittsfläche in Quadratzentimetern bedeutet. k kann zu 80 kg bei Nadelholz, 100 kg bei Eichenholz eingeführt werden. Bei den gedrückten Stäben kommt dieselbe Gleichung für die Ermittlung von F zur Anwendung

mit $k = 60$ kg bei Nadelholz,

und $k = 80$ kg bei Eichenholz;

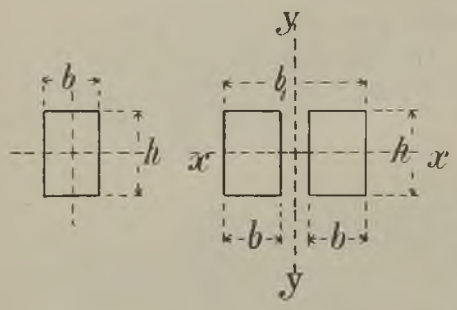
außerdem muß aber auch die erforderliche Sicherheit gegen Zerknicken vorhanden sein. Nennt man das kleinste Trägheitsmoment der Querschnittsfläche für eine Schwerpunktsachse: $J_{\min}$, die Stablänge λ, so muß sein

$$J_{\min} = 80\, P_{\text{Ton}} \cdot \lambda_{\text{m}}^2. \tag{30}$$

$J_{\min}$ wird in cm⁴ erhalten; P_{Ton} bedeutet, daß P in Tonnen, λ_{m} bedeutet, daß λ in Metern eingesetzt werden soll.

Abb. 235 u. 236. Berechnung der Querschnitte.

Abb. 235. Abb. 236.



Bei den Diagonalen ist der Querschnitt ein Rechteck, oder er setzt sich aus mehreren Rechtecken zusammen. Wenn $b < h$ ist, so ist für das Rechteck:

$$J_{\min} = \frac{h \cdot b^3}{12} \text{ (Abb. 235).}$$

Für den aus zwei Rechtecken mit Zwischenraum von der Breite δ bestehenden Querschnitt findet in der Regel $J_{\min}$ für die X-Achse statt, und es ist:

$$J_x = 2 \cdot \frac{b \cdot h^3}{12} \text{ (Abb. 236).}$$

Beispiel. Sei $\lambda = 4$ m, $P = 16$ Tonnen; so muß sein:

$$J_{\min} = 80 \cdot 16 \cdot 16 = 20480 \text{ cm}^4.$$

Mit $b = 20$ cm muß sein

$$\frac{h \cdot b^3}{12} = 20480^4,$$

also

$$h = \frac{20480 \cdot 12}{8000} = \sim 31 \text{ cm.}$$

Der Druck $P = 16000$ kg allein hätte nur einen Querschnitt $F = \frac{16000}{60} = 265$ qcm verlangt; wegen der Gefahr des Ausknickens muß die Querschnittsfläche gleich

$$b \cdot h = 20 \cdot 31 = 620 \text{ qcm}$$

sein. Bei der obern Gurtung ist die Entscheidung schwierig, welche Weite man als freie Knicklänge rechnen soll. Wenn die obern Gurtungen der beiden Hauptträger nicht durch Querriegel miteinander verbunden werden können — was bei Trägern mit unten liegender Fahrbahn nur möglich ist bei einer Trägerhöhe von wenigstens 4 m — so muß man die obern Knotenpunkte gegen seitliches Ausbiegen durch kräftige Querversteifungen schützen, wie Abb. 231 zeigt. Dann kann man den Abstand dieser Aussteifungen für Ausknicken aus der Trägerebene als Knicklänge einführen. Für diesen

Fall ist J_y maßgebend (Abb. 236), und es ist für den Querschnitt der Abb. 236 mit Zwischenraum von der Breite $= \delta$ cm:

$$J_y = \frac{h}{12}(b_1^3 - \delta^3).$$

Die Balken, die gemeinsam die Gurtung bilden, müssen gut durch Schrauben und zwischengelegte Klötze verbunden werden, damit sie wie ein Ganzes wirken. Abstand der Bolzen kann zu 60 bis 80 cm gewählt werden.

Beispiel. Sei $P = 40000$ kg $= 40$ t, $\lambda = 4$ m, so muß sein:

$$\text{Querschnittsfläche: } F \geqq \frac{40000}{60}; \quad F \geqq 667 \text{ qcm.}$$

Ferner muß sein:

$$J_{\min} = 80 \cdot 40 \cdot 4^2 = 51\,200 \text{ cm}^4.$$

Wählt man zwei Balken von der Breite b, Höhe h, Zwischenraum δ, so ist:

$$J_y = \frac{h}{12}(b_1^3 - \delta^3). \quad \text{Sei } h = 24 \text{ cm}, \ \delta = 5 \text{ cm},$$

so heißt die Bedingungsgleichung für b_1:

$$\frac{24}{12}(b_1^3 - 125) = 51\,200. \quad b_1 = \sim 30 \text{ cm}; \ b = 12{,}5 \text{ cm}.$$

Es würde ein Querschnitt erforderlich sein mit Rücksicht auf Knicksicherheit:

$$2 \cdot 12{,}5 \cdot 24 = 600 \text{ qcm},$$

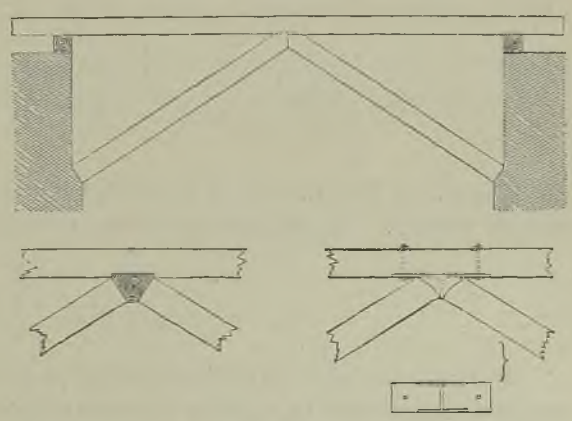
mit Rücksicht auf Druck von 667 qcm.

Es muß also hier der Querschnitt noch wenigstens so weit vergrößert werden, daß die Querschnittsfläche 667 qcm beträgt. Wir wählen $F = 2 \cdot 24 \cdot 15 = 720$ qcm.

c) Sprengwerksbrücken.

Die für eine größere Weite ohne Unterstützung nicht genügend tragfähigen Balken erhalten bei diesen Brücken die nötige Verstärkung durch Sprengwerke; man unterscheidet einfache Sprengwerke mit einem mittlern Stützpunkt (Abb. 237), doppelte Sprengwerke (Abb. 238) mit zwei mittlern Stützpunkten. Die einfachen Sprengwerke bestehen aus dem Balken und zwei Streben, die doppelten Sprengwerke haben außerdem noch zwischen den Streben einen Spannriegel. Das Sprengwerk wird meistens unter die Fahrbahn gelegt; man kann aber auch die Konstruktion der Abb. 239 als ein Sprengwerk auffassen, bzw. als eine zwischen Hängewerk und Sprengwerk in der Mitte stehende Anordnung.

Abb. 237. Einfaches Sprengwerk.



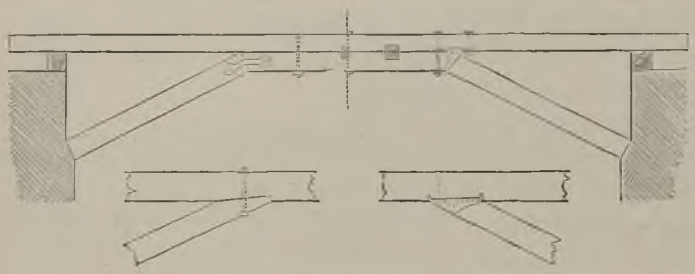
Die Sprengwerke üben bei lotrechten Belastungen schiefe Drücke auf die Auflager (Kämpfer genannt) aus; damit diese Drücke nicht zu ungünstig wirken, wähle man den Winkel der Streben gegen die Wagerechte nicht zu klein, womöglich nicht kleiner als 30°. Anzustreben ist eine Neigung nicht unter 45°, weil durch das elastische Zusammendrücken der Verbindungen an den Strebenköpfen sich der mittlere Stützpunkt des obern Balkens etwas senkt und hierdurch diesen Balken größere Durchbiegungen und höhere Spannungen aufweist, als man theoretisch berechnet hat.

Balken, Spannriegel und Streben werden je aus einem Holze hergestellt; bei der Verbindung von Strebe und Spannriegel wie auch von Strebe und Strebe läßt man Hirnholz sich vor Hirnholz setzen und legt zweckmäßig zwischen beide Teile Zinkbleche.

α) *Berechnung des einfachen Sprengwerks* (Abb. 240). Die Belastung des mittlern Stützpunkts des Balkens sei P, die ganze Stützweite sei l, der Winkel der Streben mit der Wagerechten sei α, so ist die Strebekraft bei der Strebelänge s:

$$S = -\frac{P}{2 \sin \alpha} = -\frac{P \cdot s}{2 h}. \quad (31)$$

Abb. 238. Doppeltes Sprengwerk.



P hat seinen größten Wert bei voller Belastung p für die Längeneinheit. Betrachtet man den Balken als durchlaufenden, so ist die Last:

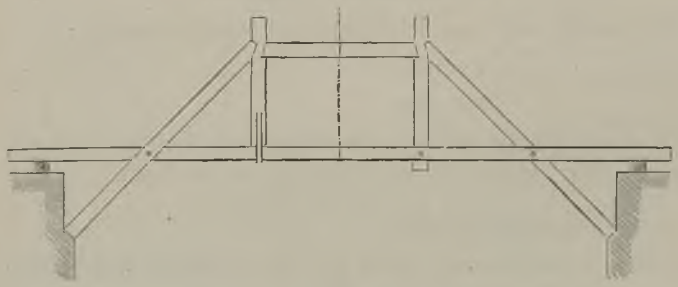
$$P = \frac{5 p \cdot l}{8},$$

also:

$$S_{p\,\max} = -\frac{5}{8} \cdot \frac{p \cdot l \cdot s}{2 h}$$

$$= -\frac{5}{16} \cdot \frac{p \cdot l \cdot s}{h}. \quad (32)$$

Abb. 239. Hängesprengwerk.



Durch Eigengewicht g für das laufende Meter des Sprengwerks ist:

$$S_g = -\frac{5}{16} \cdot \frac{g \cdot l \cdot s}{h}. \quad (33)$$

Bei Belastung durch Einzellasten wird es meistens genügen, eine sehr schwere Achse über dem mittlern Knotenpunkt anzunehmen, in dem sich die beiden Streben treffen. Dann ist P gleich dieser Last (G_1) einzuführen. Kann außerdem noch eine weitere Last G_2 auf der Konstruktion liegen (siehe die in Abb. 240 punktierten Lasten), so ist

$$P = G_1 + G_2 \cdot \frac{\left(\frac{l}{2} - a\right)}{\frac{l}{2}} = G_1 + G_2 - G_2 \cdot \frac{2a}{l}$$

einzuführen. — Der Balken AB des Sprengwerks kann als kontinuierlicher Balken berechnet werden. Das Größtmoment am mittlern Stützpunkt ist

$$M_{\max} = -(g+p) \cdot \frac{\left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = -\frac{(g+p)\, l^2}{32}.$$

β) *Berechnung des doppelten Sprengwerks* (Abb. 241). Das doppelte Sprengwerk ist, soweit das eigentliche Sprengwerk in Betracht kommt, nur so lange Gleichgewichtsform, wie die Belastungen der beiden Knotenpunkte C und D gleich groß sind. Falls die Belastung der Punkte C und D verschieden groß ist, so zerlegt sich diese an jedem der Punkte in zwei Teile: der eine Teil wird vom Sprengwerk, der andere durch den Balken $KCDL$ getragen. Die Verteilung erfolgt nach dem Elastizitätsgesetz so, daß die Senkung jedes der beiden Punkte C und D, die durch die Formänderung des Sprengwerks hervorgerufen wird, dieselbe Größe hat wie diejenige, die durch die Form-

änderung des Balkens $KCDL$ verursacht wird. Bei dieser Berechnung kann man vereinfachende Annahmen machen. Mit solchen Annahmen erhält man, wenn $l_1 = l_2 = \frac{l}{3}$ gesetzt und die wagerechte Seitenkraft der Strebenkraft mit X bezeichnet wird, das Folgende:

Bei gleichmäßig verteilter Verkehrslast p für das laufende Meter ist:

$$X_{p\,\max} = \frac{p \cdot l}{3 \operatorname{tg} \alpha} = \frac{p \cdot l^2}{9 \cdot h} \tag{34}$$

$$\left.\begin{aligned} S_1 &= -\frac{X}{\cos \alpha} = S_3, \\ S_2 &= -X, \end{aligned}\right\} \tag{35}$$

$$S_{1 \cdot p\,\max} = -\frac{p \cdot l}{3 \sin \alpha} = S_{3 \cdot p\,\max}, \tag{36}$$

$$S_{2 \cdot p\,\max} = -\frac{p \cdot l}{3 \operatorname{tg} \alpha} = -\frac{p \cdot l^2}{9 \cdot h}. \tag{37}$$

Abb. 240. Berechnung des einfachen Sprengwerks.

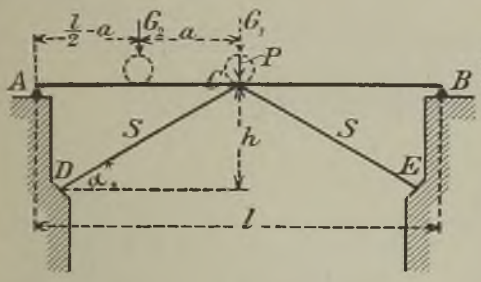
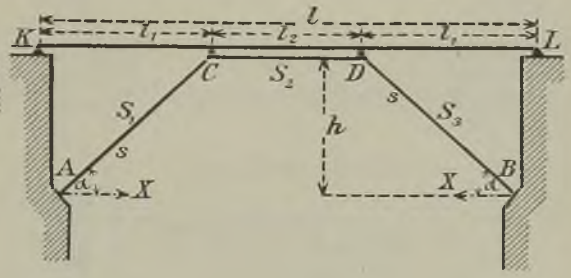


Abb. 241. Berechnung des doppelten Sprengwerks.



Der Balken $KCDL$ wird am Querschnitt C durch das größte positive Moment beansprucht, wenn die Last p für das laufende Meter die Strecke KC und die Strecke CD bis zur Mitte zwischen C und D, von C aus, belastet. Diese Belastung ruft am Querschnitt D das größte negative Moment hervor. Man erhält:

$$\left.\begin{aligned} M_{C \cdot p\,\max} &= \frac{p \cdot l^2}{72} = \frac{p \cdot l_1^2}{8} \\ M_{D \cdot p\,\min} &= -\frac{p \cdot l^2}{72} = -\frac{p \cdot l_1^2}{8} \end{aligned}\right| \tag{38}$$

Die Belastung des ganzen Trägers mit p für die Längeneinheit ruft kein Moment bei C und D hervor; ebensowenig die Belastung durch das gleichmäßig den ganzen Träger belastende Eigengewicht g für die Längeneinheit. Eine Einzellast P im Punkte C ruft im Querschnitt C das Moment hervor:

$$M_C = \frac{P \cdot l}{18}, \tag{39}$$

im Querschnitt D das Moment:

$$M_D = -\frac{P \cdot l}{18}. \tag{40}$$

Die Ergebnisse sind in nachstehender Tabelle zusammengestellt.

Beispiel. Eine Sprengwerksbrücke habe folgende Abmessungen: $l = 15$ m, $l_1 = l_2 = 5$ m, $h = 3{,}0$ m, also $\operatorname{tg} \alpha = 0{,}6$, $\sin \alpha = 0{,}514$. Abstand der Sprengwerke voneinander in der Richtung der Brückenbreite sei $= 1{,}6$ m. Das Eigengewicht für das Quadratmeter Grundfläche ist $= 0{,}4$ t, die gleichmäßig verteilte Verkehrslast $= 0{,}68$ t. Mithin ist für das laufende Meter des Sprengwerkträgers:

$$g = 1{,}6 \cdot 0{,}4 = 0{,}64 \text{ t} \sim 0{,}65 \text{ t},$$
$$p = 1{,}6 \cdot 0{,}68 = 1{,}1 \text{ t}.$$

Tabelle XII. Bei einem doppelten Sprengwerk auftretende Kräfte und Momente.

	Belastung des ganzen Trägers mit Verkehrslast p für das laufende Meter Träger	Eigengewicht g für das laufende Meter Träger	Einseitige Belastung p links der Mitte	Einseitige Belastung p rechts der Mitte	Einzellast P in Punkt C	Einzellast P in Punkt D
Strebenkraft in $\overline{AC}$ bzw. $\overline{BD}$	$-\frac{p \cdot l}{3 \sin \alpha}$	$-\frac{g \cdot l}{3 \sin \alpha}$	—	—	$-\frac{P}{2 \sin \alpha}$	$-\frac{P}{2 \sin \alpha}$
Kraft im Spannriegel $\overline{CD}$	$-\frac{p \cdot l^2}{9h} = -\frac{p \cdot l}{3 \operatorname{tg} \alpha}$	$-\frac{g \cdot l^2}{9h} = -\frac{g \cdot l}{3 \operatorname{tg} \alpha}$	—	—	$-\frac{P}{2 \operatorname{tg} \alpha}$	$-\frac{P}{2 \operatorname{tg} \alpha}$
Moment im Querschnitt C des Balkens $KCDL$	0	0	$M_C = +\frac{p \cdot l^2}{72}$	$M_C = -\frac{p \cdot l^2}{72}$	$M_C = +\frac{P \cdot l}{18}$	$M_C = -\frac{P \cdot l}{18}$
Moment im Querschnitt D des Balkens $KCDL$	0	0	$M_D = -\frac{p \cdot l^2}{72}$	$M_D = +\frac{p \cdot l^2}{72}$	$M_D = -\frac{P \cdot l}{18}$	$M_D = +\frac{P \cdot l}{18}$

Aus der Tabelle erhält man:

$X_g = -\frac{0{,}65 \cdot 15}{3 \cdot 0{,}6} = -5{,}4$ t, $X_{p\,\max} = -\frac{1{,}1 \cdot 15}{3 \cdot 0{,}6} = -9{,}2$ t, $S_{z \cdot g} = -\frac{0{,}65 \cdot 15}{3 \cdot 0{,}514} = -6{,}3$ t, $S_{z \cdot p\,\max} = -\frac{1{,}1 \cdot 15}{3 \cdot 0{,}514} = -10{,}7$ t, $M_{C \cdot p} = -M_{D \cdot p} = \frac{1{,}1 \cdot 15^2}{72} = 3{,}44$ tm. Für Größtbelastung $P = 4{,}5$ t in C (bzw. in D), entsprechend Abb. 240, wird: $M_{C_{\max}} = -M_{D_{\max}} = \frac{4{,}5 \cdot 15}{18} = 3{,}75$ tm. Der Balken $KCDL$ muß also einen Querschnitt erhalten, der sich ergibt aus $\frac{b \cdot h^3}{6} = \frac{375000}{80} = 4700$ cm³. Mit $b = 24$ cm muß sein $h = 34$ cm.

Abb. 242. Verbindung der Streben mit dem Spannriegel.

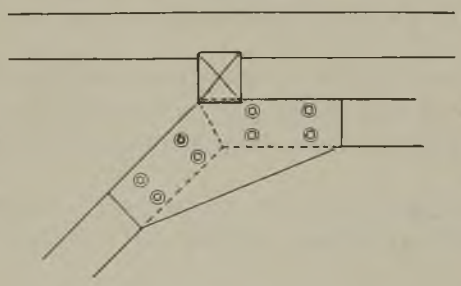
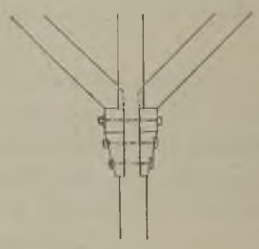


Abb. 243. Verbindung der Streben mit Pfosten.



γ) Die Konstruktion der Sprengwerke. Die Streben und Spannriegel müssen als gedrückte Stäbe, mit Rücksicht auf Widerstand gegen Zerknicken, konstruiert werden; nach allen Richtungen gleichmäßig widerstandsfähig ist der quadratische Querschnitt, der für diese Stäbe empfohlen wird. Es muß sein:

$$\left.\begin{aligned} J_{\min} &\geqq 80 \cdot S_T \cdot s_m^2, \\ F_{\mathrm{qcm}} &\geqq \frac{S_T \cdot 1000}{80}. \end{aligned}\right\} \qquad (41)$$

$J_{\min}$ wird in cm⁴, F in cm² erhalten. Man bestimme zuerst $F_{\mathrm{qcm}} = d^2$, daraus die Seitenlänge d des quadratischen Duerschnitts und untersuche dann, ob der Querschnitt das nach obiger Gleichung erforderliche Trägheitsmoment $J_{\min} = \frac{d^4}{12}$ hat. — Streben

und Spannriegel werden entweder stumpf gegeneinander gesetzt, Hirnholz gegen Hirnholz, mit Zinkblech zwischen beiden und beiderseits aufgelegten Laschen aus Eisenblech — 8 bis 10 mm stark — (Abb. 242), oder man bringt zwischen beide einen gußeisernen Schuh.

Abb. 244 bis 249. Sprengwerksbrücke. M. 1 : 300.

Abb. 244. Ansicht. Abb. 245. Längsschnitt.

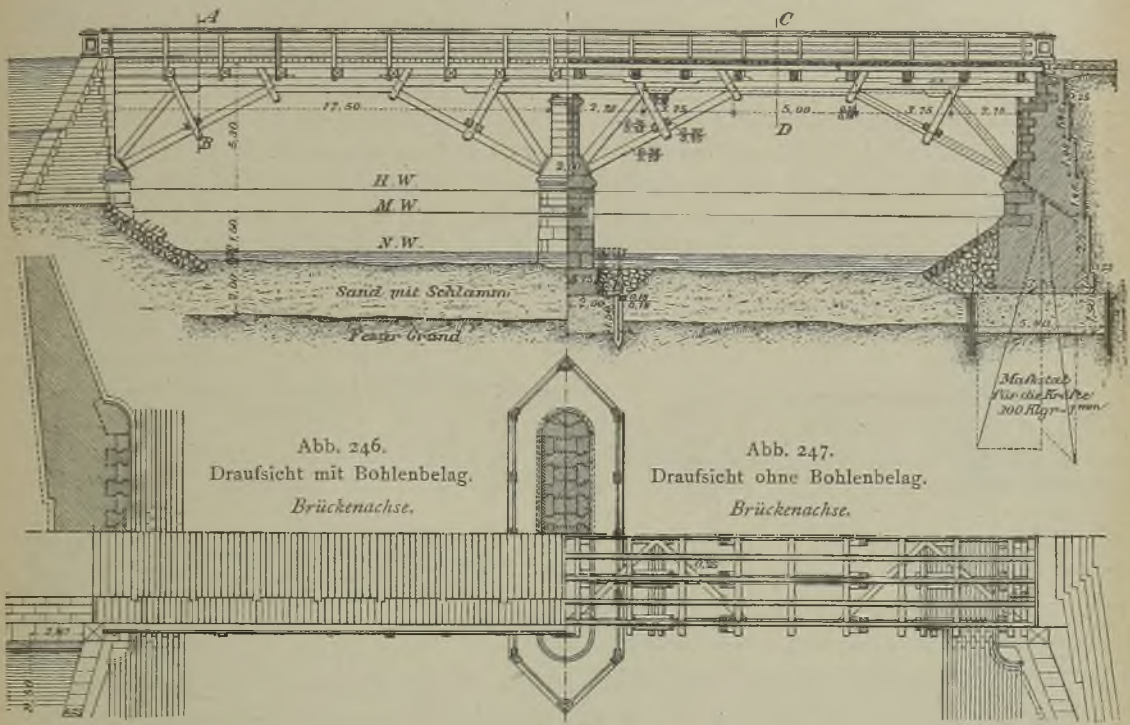
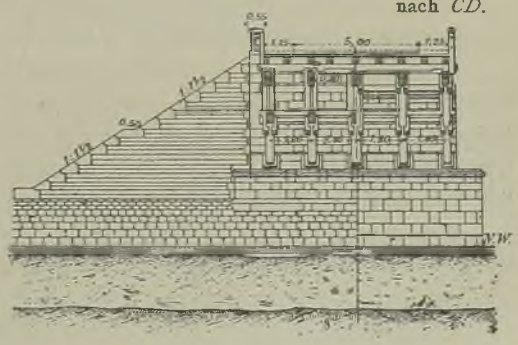


Abb. 248. Querschnitt nach *AB*.

Abb. 249. Querschnitt nach *CD*.



Die Strebenfüße setzen sich gegen das Mauerwerk, und zwar gegen Quadern oder in gußeiserne Schuhe; man muß Sorge tragen, daß nicht Wasser am Strebenfuß sich ansammeln und stehen bleiben kann. Wenn sich die Strebenfüße gegen hölzerne Zwischenpfeiler oder Pfosten setzen, so ordnet man Versatzung, oder gußeiserne Schuhe, oder Querhölzer (Abb. 243) an, die durch Knaggen gesichert sind. Die gesamte Anordnung einer Sprengwerksbrücke ist in Ansicht, Grundriß, Längs- und Querschnitten durch Abb. 244 bis 249 vorgeführt in einer vielfach ausgeführten Konstruktionsweise.

Die über den Sprengwerken parallel den Spannriegeln verlaufenden Balken, die nach vorstehender Berechnung einen Teil der Lasten aufnehmen müssen, werden vielfach mit dem Spannriegel durch Dübel und Schrauben verbunden. Diese Balken werden auch wohl von den Pfeilern aus noch durch Sattelhölzer und strebenartige Kopfbänder unterstützt (Abb. 244 u. 245). — Um ein Ausbiegen der Streben aus der Ebene des Sprengwerks zu verhüten, versteift man die Sprengwerke durch geneigt gestellte Doppel-

zangen, die Streben und Brückenbalken miteinander verbinden, und ferner noch durch quer zur Brückenachse angeordnete Hölzer, die die vorerwähnten Zangen umfassen. Auch die Verbindungsstelle von Strebe und Spannriegel sichert man durch kurze Doppelzangen (s. Abb. 244 u. 245). — Klarer wird die Konstruktion, wenn man die Brückenbalken mit den Spannriegeln nicht verbindet, sondern auf besondern, auf den beiden Knotenpunkten des Sprengwerks angeordneten Querbalken auflagert (vgl. Abb. 242).

Diese Querbalken können dann auch die Straßen- oder Fahrbahnbalken aufnehmen, die zwischen den durch die Sprengwerke unmittelbar unterstützten Balken liegen. Sicherung gegen Ausknicken der Ecke aus der Kraftebene ist vorzunehmen. Wenn die Zahl der Straßenbalken größer ist als diejenige der Sprengwerke, so muß diese Anordnung gewählt werden; in ähnlicher Weise, wie dies in Abb. 185 u. 186 für die Kopfbänder geschehen ist. Dann lege man in die Ebene jedes Sprengwerks einen Straßenbalken, der die früher berechneten Momente aufzunehmen hat, und zwischen je zwei Sprengwerke einen oder mehrere weitere Straßenbalken, die auf Querbalken nach Abb. 242 ruhen.

Abb. 250. Mehrfache Sprengwerke.

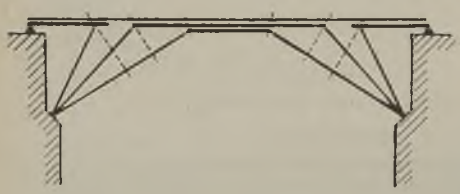
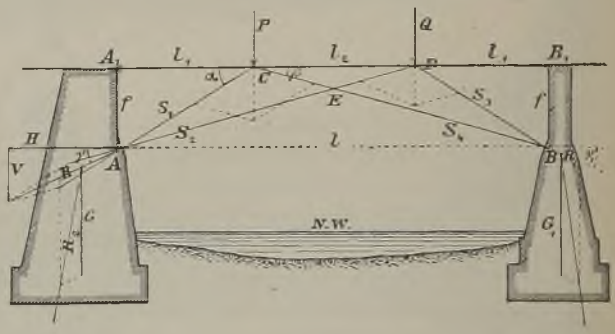


Abb. 251. Sprengwerkskonstruktionen von HEINZERLING.



Maßangaben. Nach HEINZERLING, Handb. d. Ing.-Wissensch., Brückenbau, kann man den Abstand der Sprengwerke in Richtung der Brückenbreite annehmen:

bei Straßenbrücken . . . . . zu 2,0 m bis 2,5 m,
bei Eisenbahnbrücken . . . . . zu 1,5 m bis 2,0 m.

Demnach sind bei 5 bis 7,5 m breiten Straßenbrücken 3 bis 5 Sprengwerke, bei 4 bis 7,5 m breiten Eisenbahnbrücken 3 bis 5 Sprengwerke zu wählen.

Die Entfernung l_1, l_2 der Knotenpunkte (vgl. Abb. 241) kann man zu 3 bis 5 m annehmen, man reicht also mit einem doppelten Sprengwerk aus bis zu etwa 15 m Weite. Bei größern Weiten hat man wohl mehrfache Sprengwerke verwendet nach Abb. 250. Diese Konstruktion ist nicht empfehlenswert: die Kräftewirkung ist unklar, die Streben für das mittlere Sprengwerk werden sehr flach und lang.

Auf die in Abb. 251 schematisch vorgeführte, von HEINZERLING vorgeschlagene statisch bestimmte Sprengwerkskonstruktion braucht nach dem Vorstehenden nur hingewiesen zu werden; sie ist ohne weiteres verständlich.

Die Endpfeiler der Sprengwerksbrücken müssen den auf sie vom Sprengwerk übertragenen schiefen Auflagerdrücken gewachsen sein. Die graphische Untersuchung eines solchen Pfeilers mit und ohne Erddruck zeigt die 245.

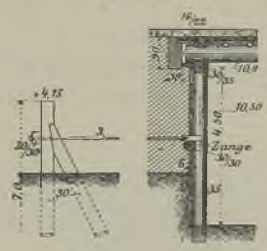
§ 24. Die hölzernen Pfeiler.

Bei Holzüberbauten können sowohl für die Endpfeiler, wie für die Mittelpfeiler Holzkonstruktionen verwendet werden. Die hölzernen Endpfeiler sind Bohlwerke (Abb. 252); sie bestehen aus eingerammten Rundholzpfählen, die oben durch einen Holm

miteinander verbunden sind, der den Balkenenden Auflager gewährt. Hinten sind die Pfähle mit Bohlen verkleidet. Die Widerstandsfähigkeit der Bohlwerke gegen Faulen und gegen den Erddruck ist gering; letztere vergrößert man durch Verankerung nach hinten mittels eingesetzter und verstrebter Pfähle, wie in Abb. 252 angegeben ist. Hölzerne Endpfeiler sind wegen ihrer raschen Vergänglichkeit wenig empfehlenswert.

Die hölzernen Mittelpfeiler sollen den Balken der Überbauten die mittlern Stützpunkte bieten. Bei loser Verbindung des Überbaues mit dem Pfeiler, wie sie bei einfachen und den mit Sattelhölzern versehenen Balken angenommen werden kann, brauchen die Holzpfeiler nur lotrechte Kräfte von den Überbauten aufzunehmen und nach dem Erdboden zn übertragen. Dann brauchen sie nur widerstandsfähig gegen Druck und Zerknicken konstruiert zu werden. Wenn aber Pfeiler und Überbau fest miteinander verbunden sind, so müssen die Pfeiler auch Biegungsmomente aufnehmen. Als feste Verbindung in diesem Sinne kann man diejenige Anordnung betrachten, bei der die Überbauten mit Sattelhölzern und Kopfbändern oder Streben verstärkt sind, falls letztere sich gegen die Pfeiler setzen. Wenn die beiden an den Pfeiler grenzenden Öffnungen ungleich belastet sind — ungünstigenfalls diejenige an der einen Seite voll mit Verkehrslast, diejenige an der andern Seite aber gar nicht — so wird der Holzpfeiler stark auf Biegung beansprucht. Außerdem muß er auch die lotrechten Lasten aufnehmen.

Abb. 252. Hölzerner Endpfeiler. M. 1 : 200.



Bei kleinen Brücken sind gewöhnlich keine Kopfbänder oder Streben verwendet; dann braucht man nur auf die lotrechten Auflagerdrücke Rücksicht zu nehmen. Wenn aber bei größern Weiten Kopfbänder und Streben angeordnet werden, muß man die Holzpfeiler widerstandsfähig gegen die Momente konstruieren, also sie zweckmäßig aus zwei miteinander zu einem räumlichen Pfeiler verbundenen Wänden herstellen. Ein Holzjoch, das nur aus einer Reihe von Pfählen besteht, setzt den Momenten nur geringen Widerstand entgegen.

Die hölzernen Mittelpfeiler sind demnach:

a) Pfeiler mit einer Pfahlreihe, einem Pfahljoche,

b) Pfeiler mit mehreren, gewöhnlich zwei Pfahlreihen.

Ferner unterscheidet man:

durchgehende Pfahljoche,
aufgesetzte Pfahljoche.

Die durchgehenden Pfahljoche weisen von unten nach oben durchgehende Pfähle auf; sie sind nur möglich bei nicht allzu hohen Jochen, weil nur bei diesen die zur Verfügung stehenden Pfähle in genügender Länge im Holzhandel zu erhalten sind. Man kann etwa bis zu 7 m hohe Joche mit durchgehenden Pfählen ausführen. Die aufgesetzten Pfahljoche werden aber hauptsächlich auch deshalb verwendet, weil die im wechselnden Wasser befindlichen Holzteile rasch durch Faulen zerstört werden, während das im ewigen Wasser, also unter Niedrigwasser befindliche Holz außerordentlich lange Dauer zeigt. Man führte deshalb das Joch vielfach aus dem Grundjoch, dessen Teile unter Niedrigwasser liegen, und dem Hauptjoch oder Oberjoch aus, das im wechselnden Wasser ist und von Zeit zu Zeit erneuert werden muß.

a) Pfeiler mit einer Pfahlreihe.

α) *Durchgehende Pfahljoche.* Das ganze Joch muß eine Wand bilden, die imstande ist, sowohl lotrechte wie wagerechte, normal zur Brückenachse wirkende Kräfte

in den Erdboden zu leiten. Man muß der Wand eine obere und eine untere Gurtung geben, außerdem Diagonalen. Die Abbildungen 253 bis 255 zeigen die Anordnungen schematisch: Abb. 253 für mittelhohes und mittelbreites Joch, Abb. 254 für sehr breites Joch, Abb. 255 für hohes und schmales Joch. Die beiden Pfähle vorn und hinten werden zweckmäßig mit Anzug, 1:8 und mehr, eingerammt, die obere Gurtung des Joches ist meist ein Holm, in den die Pfähle eingezapft (8 bis 10 cm tief) und mit dem sie durch Holznägel verbunden werden; die untere Gurtung wird durch beiderseits an die Pfähle gelegte Zangen gebildet. Auch für die obere Gurtung sind solche Doppelzangen den Holmen vorzuziehen. Sie sind leichter anzubringen und ermöglichen eine bessere Verbindung mit den Pfahlköpfen, als die Holme, bei denen man auf die Zapfen und Holznägel angewiesen ist.

Die Diagonalen sollen nicht zu steil und nicht zu flach sein, weil sie sonst wenig wirken. Der Winkel mit der lotrechten und wagerechten Richtung soll nicht kleiner als etwa 30° sein. Die Diagonalen werden aus hochkant gestellten Bohlen gebildet und

Abb. 253. Mittelhohes und mittelbreites durchgehendes Pfahljoch.

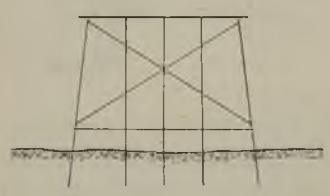


Abb. 254. Sehr breites durchgehendes Pfahljoch.

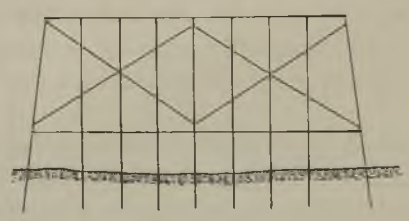
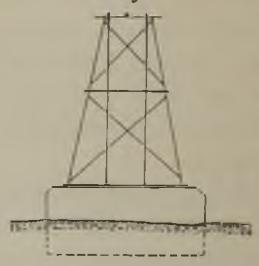


Abb. 255. Hohes und schmales Pfahljoch.



»Schwerter« genannt. Jede Diagonale wird mit jedem Pfahl durch einen Schraubenbolzen verbunden; die Rundpfähle werden an den Befestigungsstellen der Diagonalen wie auch der Zangen entsprechend eingeschnitten. Damit die Schwerter einander nicht im Wege sind, ordnet man das eine Schwert an der einen, das zugehörige an der andern Seite der Jochwand an. Bei breiten, niedrigen Jochen ordnet man zwei Paar Schwerter nebeneinander an (vgl. Abb. 254), weil sonst die Schwerter zu flach würden; bei hohen, schmalen Pfeilern zwei Paar Schwerter übereinander, weil sonst die Schwerter zu steil liegen würden (s. Abb. 255). Das die untere Gurtung bildende Zangenpaar wird zweckmäßig in Höhe des Niedrigwassers gelegt. Wenn das Holzjoch auf einen Unterbau aus Mauerwerk oder Beton gesetzt wird (Abb. 255), so ist die als untere Gurtung des Joches dienende Schwelle durch Ankerbolzen mit dem Unterbau zu verbinden.

β) *Aufgesetzte Pfahljoche.* Das Grundjoch ist entweder aus Holz hergestellt — bei Flüssen —, oder es wird durch einen gemauerten Pfeiler ersetzt; letztere Anordnung ist häufig und empfehlenswert bei Jochen, die nicht im Wasser stehen, z. B. bei Überführungen von Wegen über Eisenbahnen u. dgl.

Bei aufgesetzten Pfahljochen mit hölzernem Grundjoch bildet die Verbindung zwischen Ober- und Grundjoch eine sehr schwache Stelle. Sie hat den Auftrieb, Angriffe durch Eisgang, unter Umständen auch Momente aufzunehmen. Eine recht gute Verbindung ist in Abb. 256 dargestellt (Efterlödbrücke in Schweden aus Handbuch der Baukunde, Abt. III, Heft 4. Berlin 1892).

Jeder Pfahl des Oberjochs ist mit dem entsprechenden des Unterjochs durch eine Doppellasche aus Holz verbunden, die mit Schraubenbolzen an den Pfählen befestigt ist. Für kleinere Jochhöhe kann die in Abb. 257 dargestellte Verbindung gewählt werden:

der Holm des Grundjochs ist mit dem untern, aus zwei Teilen bestehenden Rahmen des Oberjochs mittels Bolzen oder auch Klammern bzw. Bandeisen zu verbinden.

Beispiele von aufgesetzten Pfahljochen mit Unterbau aus Mauerwerk weisen die Abb. 191 und 212 auf. Abb. 212, S. 120 gehört zu einer Fußwegüberführung von nur 1,5 m Nutzbreite. Die wagerechten, senkrecht zur Brückenachse wirkenden Kräfte werden durch die besonders angeordneten Streben in die auf dem Mauerwerk gelagerte und mit diesem verankerte Grundschwelle gebracht. Eine ähnliche Anordnung zeigt die in

Abb. 256. Aufgesetztes Pfahljoch.

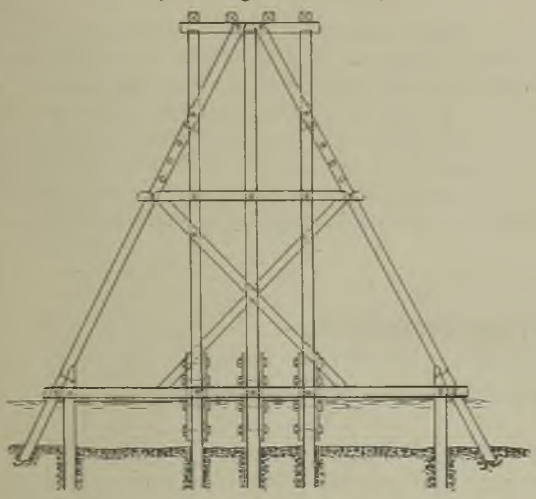


Abb. 257. Aufgesetztes Pfahljoch für kleinere Jochhöhe.

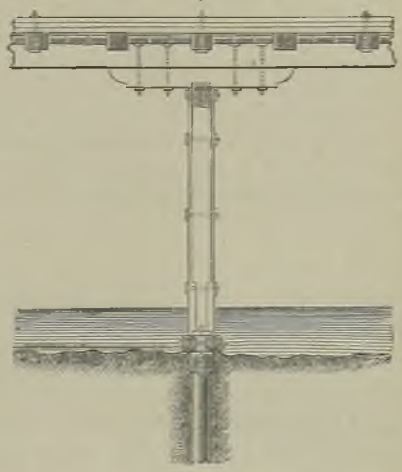


Abb. 187 bis 194, S. 111 dargestellte Wegebrücke. Pfosten, Holm und Grundschwelle sind doppelt, zwischen diese setzen sich die aus je einem Holze bestehenden Streben, die die Schwerter ersetzen.

Abmessungen der einzelnen Teile der Holzjoche.

Pfähle bei durchgehenden Jochen: Durchmesser in der Mitte der Länge 30 bis 35 cm. Die Länge richtet sich nach der Bodenbeschaffenheit. Als Handwerksregel wird angegeben, daß die Pfähle auf die Hälfte bis ein Drittel ihrer ganzen Länge im Boden stecken sollen.

Holm, 30 cm mal 30 cm bis 30 cm mal 35 cm.

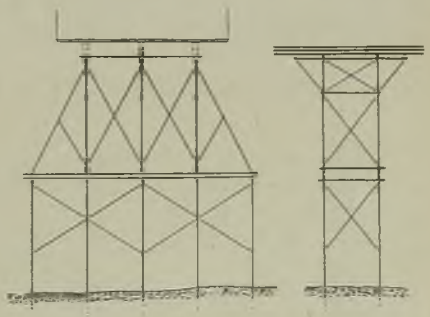
Zangen, untere bzw. auch obere: 13 bis 20 cm stark, 25 bis 30 cm breit.

Schwerter (Diagonalen): wie die Zangen.

Bolzen zur Verbindung der Pfähle mit den Zangen und den Schwertern: 25 mm Durchmesser.

Material: womöglich Eichenholz.

Abb. 258. Pfeiler mit mehreren Pfahlreihen.



b) Pfeiler mit mehreren Pfahlreihen.

In den vorstehend besprochenen Abb. 160 u. 187 sind bereits Holzpfeiler mit zwei Pfahlreihen vorgeführt; insbesondere zeigt Abb. 160, S. 103 ein solches Joch. Größere Widerstandsfähigkeit gegen Momente wird erreicht, wenn man die Pfahlreihen mit Anlauf versieht; bei Verwendung zweier Pfahlreihen kann man dann den obern Holm zwischen beide Pfahlreihen legen. Eine gute Pfeilerkonstruktion zeigt auch die in Abb. 258 schematisch vorgeführte Aushilfsbrücke zu Lyon (Hann. Zeitschrift 1889, S. 521).

Einige Literaturangaben über Holzbrücken und Holzbau.

G. Lang: »Das Holz als Baustoff, sein Wachstum und seine Anwendung zu Bauverbänden«, Wiesbaden 1915. — A. Laskus: »Hölzerne Brücken«. Stat. Berechnung u. Bau der gebräuchlichsten Anordnungen, Berlin 1918. — G. Koll: »Brücken aus Holz«, 3. Aufl. Leipzig 1921. — A. Jackson: »Ingenieur-Holzbau«, Stuttgart 1921.

Aus der Zeitschrift »Der Holzbau«, Mitteilungen des Deutschen Holzbauvereins, herausgegeb. von der Deutschen Bauzeitung: K. W. Schächterle: »Versuche über Bauholzverbindungen«. »Der Holzbau«, 1921. — A. Jackson: »Über die Größe der zulässigen Beanspruchungen des Holzes im Ingenieurbau, vor allem für freitragende Holzkonstruktionen«. »Der Holzbau«, 1920. Nr. 3 u. 4. — M. Peeuss: »Eiserne Bolzen im Holzbau«. »Der Holzbau«, 1921. Nr. 23.

Aus der Zeitschrift: »Der Bauingenieur«. 1920 unter »Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen« S. 21: Lewe: »Bestimmungen für zeitgemäße Bauweisen, insbesondere für moderne Holzbaukonstruktionen«. — 1921, Heft 11: Lewe: »Ziele, Fortschritte und Wege neuzeitlicher Holzbaukunst«. — 1921, Heft 16: Schönhöfer: »Zulässige Beanspruchungen von Bauholz«. — 1921, Heft 17: Lewe: »Neuere Brückenbauten in Holz«. — 1921, Heft 18: Otto Graf: »Beobachtungen über den Einfluß der Größe der Belastungsfläche auf die Widerstandsfähigkeit von Bauholz gegen Druckbelastungen quer zur Faser« (Versuche). — 1921, Heft 20 u. 21: G. Barkhausen: »Beurteilung der Grundlagen des Bauens in Holz«. — 1922, Heft 4: Otto Graf: »Untersuchungen über die Widerstandsfähigkeit von Schraubenverbindungen in Holzkonstruktionen«.

D. Die eisernen Brücken.

§ 25. Die Hauptteile der eisernen Überbauten.

Die eisernen Überbauten weisen folgende Hauptteile (Abb. 259) auf; dabei wird bemerkt, daß ein Überbau nicht diese sämtlichen Teile zu enthalten braucht.

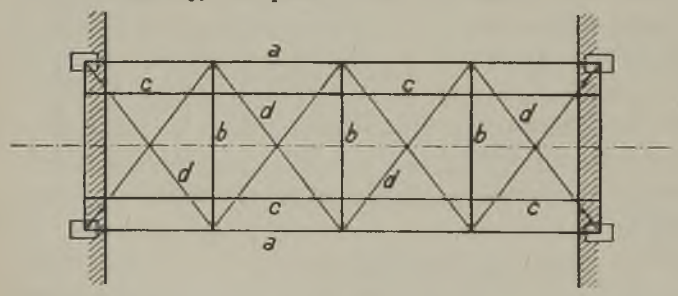
a) Die Hauptträger.

Diese übertragen die auf die Brücke wirkenden Lasten nach den Pfeilern, seien es gemauerte oder eiserne, End- oder Mittelpfeiler. Jeder eiserne Überbau hat wenigstens zwei Hauptträger; die Hauptträger (*a* in Abb. 259) sind auf den Pfeilern gelagert.

b) Die Querträger

(*b* in Abb. 259). Die Querträger haben das Gewicht der Fahrbahn und der Verkehrslast auf die Hauptträger zu übertragen. Sie bilden im Grundriß zweckmäßig rechte Winkel mit den Hauptträgern (gerade Querträger); es kommen aber auch Querträger vor, die mit den Hauptträgern spitze bzw. stumpfe Winkel bilden und schiefe Querträger genannt werden. Diese bedingen schwierigere und teuere Arbeit, als die geraden Querträger.

Abb. 259. Hauptteile einer eisernen Brücke.



Querträger sind nicht immer erforderlich, beispielsweise dann nicht, wenn bei Eisenbahnbrücken die Schienen oder die Querschwellen unmittelbar auf den Hauptträgern angeordnet werden (Abb. 269 u. 272), bzw. bei Straßenbrücken, wenn die Fahrbahn direkt von den Hauptträgern getragen wird. Das ist nur möglich, wenn die Hauptträger einander sehr nahe liegen, also die Brücke kleine Spannweite hat. Querträger werden meistens angeordnet, bei größern Brücken stets.

c) Die Längsträger zweiter Ordnung

(*c* in Abb. 259). Diese übertragen die Lasten auf die Querträger. Bei den Eisenbahnbrücken werden sie auch wohl, falls sie Querschwellen tragen, Schwellenträger genannt. Sie sind fast stets im Grundriß den Hauptträgern parallel.

Wenn keine Querträger angeordnet sind, fehlen die Längsträger zweiter Ordnung ebenfalls; auch sonst werden sie fortgelassen, wenn die Querträger einander so nahe liegen, daß die Schienen bzw. die für die Fahrbahntafel verwendeten Formeisen sich von einem Träger zum andern frei tragen können. Bei großen Brücken fehlen sie wohl niemals.

d) Quer- und Längsträger höherer Ordnung.

Bei Straßen- und Eisenbahnbrücken mit eiserner Fahrbahntafel (vgl. unter e) werden noch Querträger zweiter Ordnung, auch wohl Längsträger dritter Ordnung angebracht, durch welche für die Buckelplatten der Fahrbahntafel rechteckige Felder gebildet werden.

Quer- und Längsträger der Fahrbahn bezeichnet man als »Fahrbahngerippe«.

e) Die Fahrbahn.

Bei den Straßenbrücken unterscheidet man die Fahrbahntafel, d. h. den tragenden Teil der Fahrbahn (Buckelplatten, Belageisen, Hängebleche usw.) und die Fahrbahndecke (Pflaster, Beschotterung u. dgl.). Bei den Eisenbahnbrücken mit Kies- oder Schotterbettung kann man die Fahrbahntafel und den eigentlichen Oberbau unterscheiden. Bei den Eisenbahnbrücken ohne durchgehende Bettung fehlt eine eigentliche Fahrbahntafel.

f) Die Windverstrebung

(auch Horizontalverband genannt) dient dazu, die wagerechten Kräfte, die auf die Brücke wirken, also die wagerechten Stöße beim Überfahren der Züge und Wagen, die Fliehkräfte in den Kurven, den durch Wind auf die Konstruktion und die Verkehrslast ausgeübten Druck usw. nach den Pfeilern zu übertragen. Die Windverstrebung darf bei einer Brücke nicht fehlen; sie wird bei Straßenbrücken mit starrer Fahrbahntafel (Buckelplatten usw.) zum Teil durch diese gebildet. Bei Brücken von geringer Trägerhöhe wird gewöhnlich eine, bei Brücken mit hohen Trägern werden vielfach zwei Windverstrebungen angeordnet, meistens eine in der Höhe einer jeden Gurtung. Windverstrebungen in Ebenen, die zwischen den Gurtungen, etwa in halber Trägerhöhe, liegen, sind fehlerhaft, es sei denn, daß für sie besondere Windgurtungen angeordnet werden.

g) Die Querversteifung

(der Querverband) soll eine Veränderung des rechteckigen Querschnitts der Brücke verhüten. Womöglich ist sie durch Anordnung von Diagonalen herzustellen, die den rechteckigen Querschnitt in mehrere Dreiecke teilen (Abb. 269 u. 272); das ist stets möglich, wenn die Fahrbahn oben, also annähernd in der Höhe der obern Gurtung, liegt. Bei unten liegender Fahrbahn ist, falls die Trägerhöhe eine Querbindung über der Fahrbahn nicht gestattet, nur eine mangelhafte Querversteifung möglich; solche sog. offenen Brücken sind deshalb möglichst zu vermeiden (Abb. 273). Ist dagegen bei tief liegender Fahrbahn über dieser und den verkehrenden Wagen eine Querverbindung möglich, so sind auch die Ecken, soweit der verlangte Lichtraum dies gestattet, durch Dreiecke zu versteifen, die den Kopfbändern des Zimmerwerks entsprechen (Abb. 271).

h) Die Fußwege und Geländer.

Die Fußwege liegen entweder zwischen den Hauptträgern oder außerhalb derselben auf Auslegern.

i) Bremsverband

bei Eisenbahnbrücken, zur Überleitung der beim Bremsen der Züge auftretenden Bremskräfte in die festen Auflager.

§ 26. Das zu den eisernen Brücken verwendete Eisen.

Das Eisen wird technisch verwendet als Gußeisen, Schweißeisen, Flußeisen, Schweißstahl und Flußstahl. Als Baustoffe für die eisernen Brücken kommt heute hauptsächlich Flußeisen in Betracht.

Schweißeisen und Flußeisen werden unter dem Namen Schmiedeeisen zusammengefaßt. Sie sind sehr arm an Kohlenstoff, sehr strengflüssig, nur wenig härtbar. Das Schweißeisen wird in teigigem Zustand, auf trocknem Wege, das Flußeisen auf flüssigem Weg erzeugt.

Sämtliche Eisen werden aus dem im Hochofen erzeugten Roheisen gewonnen. Dieses stellt eine Legierung von Eisen und Kohlenstoff dar, in welcher letzterer (2—6 v. H.) gelöst oder gebunden auftreten kann. Man unterscheidet hiernach graues und weißes Roheisen. Das erstere enthält den Kohlenstoff als Graphit und außerdem noch Silizium; es ist weich und leicht zu bearbeiten und für den Gießereibetrieb bestimmt. Das letztere enthält fast durchweg gebundenen Kohlenstoff und außerdem noch Mangan; es ist hart und schwer zu bearbeiten und dient zur Herstellung von schmiedbarem Eisen.

a) Das Gußeisen

ist in Formen gegossenes graues Roheisen mit großem Gehalt an Kohlenstoff, $2\frac{1}{2}$ % bis 4 %. Gußeisen ist leicht schmelzbar, so daß es durch Gießen leicht die erforderliche Form erhalten kann, es ist sehr widerstandsfähig gegen Druck, weniger gegen Zug; seine schlechteste Eigenschaft ist seine Sprödigkeit, so daß es Stößen nicht ausgesetzt werden darf. Aus diesem Grund ist Gußeisen zu wichtigen Teilen der Brücken nicht verwendbar; nur solche Teile, deren Bruch den Bestand der Brücke nicht gefährdet, dürfen aus Gußeisen hergestellt werden, z. B. Lagerplatten, Lagerstühle, Geländer usw. Als zulässige Inanspruchnahme kann man annehmen:

$$k_{Zug} = 250 \text{ kg/qcm},$$
$$k_{Druck} = 500 \text{ kg/qcm}.$$

Die Vorschriften des Vereins deutscher Hüttenleute (1893) bestimmen für Gußeisen:

»Die Gußstücke sollen aus grauem, weichem Eisen sauber und fehlerfrei gegossen sein. Es muß möglich sein, mittels eines gegen eine rechtwinklige Kante des Gußstücks mit dem Hammer geführten Schlages einen Eindruck zu erzielen, ohne daß die Kante abspringt. Das Eisen der Röhren muß feinkörnig und zäh sein und sich mit Meißel und Feile bearbeiten lassen.«

b) Das Schweißeisen.

Kohlenstoffgehalt weniger als $\frac{3}{10}$ %, sehr schwer schmelzbar, etwa bei 1500 bis 1600° C. Spezifisches Gewicht 7,6 bis 7,8. Wird aus dem geschmolzenen weißen Roheisen durch Entziehen des Kohlenstoffs hergestellt, indem man das flüssige Roheisen mit oxydreichen Schlacken vermischt. Dabei oxydiert der Kohlenstoff, das Eisen gibt den Kohlenstoff ab und wird desto weniger flüssig, je mehr es an Kohlenstoff verliert; schließlich entsteht eine teigige, mit flüssiger Schlacke durchsetzte Masse, aus der das Eisen in die

Erstarrung übergeht. Die erstarrte Masse heißt die Luppe. Das in dieser Weise hergestellte Schweißeisen nennt man Puddeleisen, den Prozeß das Puddeln. Die Luppe wird unter den Dampfhammer gebracht und ausgeschmiedet, wodurch der größte Teil der flüssigen Schlacke entfernt wird. Dann wird die Luppe zu Stäben — Rohschienen ausgewalzt.

Schweißeisen ist zähe, außerordentlich zuverlässig und erträgt Zug und Druck nahezu gleich gut.

Seine Zugfestigkeit ist im Mittel 3600 kg für das Quadratzentimeter des Querschnitts,
der Elastizitätsmodulus $E = 2\,000\,000$ kg für das Quadratzentimeter des Querschnitts,
die Proportionalitätsgrenze im Mittel 1600 kg für das Quadratzentimeter des Querschnitts.

Bis zur Beanspruchung an der Proportionalitätsgrenze kann das Schweißeisen für technische Zwecke als vollkommen elastisch angesehen werden.

Die zulässige Inanspruchnahme auf Zug und auf Druck kann beim Schweißeisen zu 700 bis 1000 kg für das Quadratzentimeter des Querschnitts angenommen werden, je nachdem die Belastung mehr oder weniger direkt und mehr oder weniger stoßend wirkt; bei nur ruhend oder fast nur ruhend belasteten Konstruktionen ist eine Inanspruchnahme bis zu 1200 kg für das Quadratzentimeter zulässig.

Das Schweißeisen ist in den Jahren 1880 bis 1900 durch das Flußeisen aus dem Brückenbau fast ganz verdrängt worden[1]).

c) Das Flußeisen

wird, wie der Name besagt, auf flüssigem Weg aus weißem Roheisen hergestellt. Je nach der Herstellung unterscheidet man Bessemer-, Thomas- und Martin-Flußeisen; bei allen drei Herstellungsarten handelt es sich um die Entziehung des Kohlenstoffs.

Beim Bessemerverfahren (erfunden von BESSEMER 1855) wird das flüssige Roheisen in ein birnenförmiges, umkippbares Gefäß gefüllt und von unten durch eine Anzahl von Düsen hochgepreßter Gebläsewind durch das flüssige Eisen hindurchgeblasen. Dabei verbrennen Kohlenstoff, Silizium und Mangan, die im Roheisen enthalten sind, und hierbei entsteht eine so große Wärme, daß das nahezu entkohlte Eisen flüssig bleibt. Bei diesem Verfahren, bei dem die sog. Bessemerbirne oder der Konverter mit kieselsäurehaltigem Futter ausgekleidet ist, wird der etwa im Eisen enthaltene Phosphor nicht entfernt, man muß deshalb phosphorfreie Erze verwenden, da phosphorhaltiges Eisen bedenkliche Fehler hat; die in Deutschland vorkommenden Eisenerze sind fast sämtlich phosphorhaltig.

Das Thomasverfahren (erfunden 1879 von THOMAS und GILCHRIST) verwendet eine mit gebranntem Dolomit (basisch) ausgeführte Bessemerbirne und gibt beim Blasen einen Zuschlag von gebranntem Kalk. Der Phosphor geht in die Schlacke und dient mit als Brennmaterial. Dieses Verfahren gestattet die Verwendung phosphorhaltiger Erze. Man nennt es den basischen Konverterprozeß.

Das Thomaseisen wird in Deutschland in großen Mengen hergestellt; der ganze Vorgang des Entkohlens in dem Konverter, der in der Regel 15—20 t flüssige Masse faßt, dauert gewöhnlich 15—20 Minuten.

Bei dem Martinverfahren, bei dem Roheisen mit schmiedbarem Eisen im Flammofen mit Siemensscher Regenerativgasheizung zusammengeschmolzen wird, und das heute in seinem Umfang für die Flußeisenerzeugung von gleicher Bedeutung ist wie das

---

[1]) In dem neuen Entwurf für Anfertigung von Eisenbauwerken, der im Preuß. Ministerium der öffentlichen Arbeiten in Berlin aufgestellt ist (1912), ist von Vorschriften für Schweißeisen ganz abgesehen, da es im Brückenbau nicht mehr verwendet werde. (Zentralbl. d. Bauverw. 1912, S. 393. Eisenbahn-Nachrichtenbl. 1912, Nr. 18.)

Bessemer- und Thomasverfahren, hatte man ursprünglich die Verwertung der bei der Erzeugung und Verarbeitung des Schmiedeeisens anfallenden Eisenabfälle im Auge. Mangan, Silizium und der Kohlenstoff des Roheisens verbrennen und es entsteht Martin-Flußeisen. Der Entkohlungsprozeß dauert bei diesem Verfahren 4 bis 6 Stunden. Falls man phosphorhaltige Materialien verwenden muß, so wird (wie oben) der Herd mit gebranntem Dolomit hergestellt und Kalk als Zuschlag gegeben. Dann spricht man von dem basischen Martinverfahren. Die längere Dauer des Martinprozesses ermöglicht, durch häufige Entnahme von Proben und Verbessern die gewünschte Beschaffenheit des Eisens mit größerer Sicherheit zu erreichen, als beim schnell verlaufenden Bessemer- und Thomasprozeß. Es muß jedoch ausdrücklich bemerkt werden, daß man auch durch die andern Verfahren ein in jeder Hinsicht vorzügliches Material erzielt. Das flüssige Eisen kommt aus der Birne oder dem Flammofen in die Gießpfannen, aus denen es in die Gießformen (Kokillen) gegossen wird. Nach der Erstarrung kommt es in die Walzenstraße.

Das neueste Verfahren zur Erzeugung von Flußeisen gründet sich auf die Benutzung der Elektrizität als Wärmequelle. In bezug auf Bauart und Arbeitsweise der Öfen hat es in mancher Beziehung Ähnlichkeit mit dem Martinverfahren, jedoch mit dem Vorteil, daß der elektrische Strom eine vollständig neutrale Wärmequelle darstellt, die keinen andern physikalischen und chemischen Einfluß auf das Metallbad ausübt.

Flußeisen ist das hauptsächlich zur Zeit zu Eisenkonstruktionen verwendete Material. Es ist um so weicher, je kohlenstoffärmer es ist; mit dem Kohlenstoffgehalt steigt seine Festigkeit und Härte, zugleich nimmt aber die Zähigkeit ab. Als Maß der Zähigkeit betrachtet man die Größe der Formänderung, die das Eisen nach dem Überschreiten der Elastizitätsgrenze bis zum Eintritt des Bruches aufweist. Da mit größerer Festigkeit geringere Zähigkeit verbunden ist, so zieht man wegen der Sicherheit gegen Stöße eine niedrigere Zerreißungsfestigkeit, die mit größerer Zähigkeit verbunden ist, vor.

Die Normen der deutschen Architekten- und Ingenieurvereine über Lieferung von Eisen und Stahl von 1893 und 1901 schreiben für Flußeisenblech von 7 bis 28 mm Dicke vor: Zugfestigkeit in der Längsrichtung mindestens 3700 kg/qcm, Dehnung bis zum Bruch mindestens 20 %; Zugfestigkeit in der Querrichtung mindestens 3600 kg/qcm, höchstens 4500 kg/qcm; Dehnung bis zum Bruch mindestens 17 %.

d) Der Stahl

steht in bezug auf Gehalt an Kohlenstoff zwischen dem Schmiedeeisen und dem Gußeisen; der Kohlenstoffgehalt beträgt von 0,25 % bis 1,6 %. Stahl ist schmiedbar und kann geschweißt werden; er unterscheidet sich vom Schmiedeeisen durch die Härtbarkeit, d. h. die Eigenschaft, durch plötzliches Abkühlen nach dem Erhitzen besonders hart zu werden. Härtbarkeit bedingt mindestens 0,6 %, höchstens 2,3 % Kohlenstoffgehalt. Man unterscheidet nach der Herstellungsart: Schweißstahl, in teigigem Zustand durch das Herdfrisch- oder Puddelverfahren, bzw. durch Glühen von Schweißeisen mit an Kohlenstoff reichen Körpern gewonnen, Flußstahl nach dem Bessemer, Thomas- oder Martinverfahren hergestellt. Zu besonders stark beanspruchten Einzelteilen (Gelenkbolzen, Auflagerteilen) wird gern der Stahlguß verwendet. Der chemisch richtig zusammengesetzte Stahl wird zu diesem Zweck in Tiegeln umgeschmolzen, zu deren Inhalt beim Schmelzen weder Feuergase noch Luft Zutritt haben; aus dem geschmolzenen Metall scheiden sich bei genügend hoher Temperatur und langer Dauer des Prozesses Schlacke und Gase aus. Der hierbei gewonnene vorzügliche Stahl heißt Tiegelflußstahl oder Gußstahl. Das fertige Gußstück wird als Stahlformguß bezeichnet.

Die Zugfestigkeit des Stahlformgusses soll nach den Normen 3600 bis 6000 kg/qcm betragen; die Dehnung bis zum Bruche 20 % bis 8 %, auf 200 mm Länge gemessen.

Neuerdings (seit 1909) ist als Baustoff für stark beanspruchte Brücken der Nickelstahl eingeführt, ein sehr widerstandsfähiger Baustoff. Der Walznickelstahl der Gutehoffnungshütte in Oberhausen hat bis 56 kg/qmm Festigkeit, also rund 50 % höhere Festigkeitsziffern als gewöhnliches Flußeisen. Der Nickelzusatz ergibt gemeinsam mit dem Kohlenstoff einen ausgezeichneten Stahl. WADDEL erzielte mit 0,45 % Kohlenstoff und 4,25 % Nickel einen Nickelstahl von 80 kg/qmm Festigkeit und 50 kg/qmm Elastizitätsgrenze.

e) Bearbeitung des Flußeisens[1]).

Das heute fast ausschließlich zu den eisernen Brücken verwendete Konstruktionsmaterial, das Flußeisen, verlangt eine sehr sorgfältige und vorsichtige Bearbeitung; insbesondere ist es gegen Bearbeiten in kaltem Zustand sehr empfindlich. Unter der gemeinsamen Bezeichnung »Bearbeiten« wird verstanden: Hämmern zum Zwecke des Geraderichtens, Schneiden mit der Schere, Biegen der Flacheisen, Bleche, Profileisen; Kröpfen, Stoßen der Nietlöcher. Das Hämmern kann bestes Material hart und spröde machen, mit der Schere geschnittenes Fußeisenblech ist neben dem Schnitt spröde, durch das Stoßen des Loches entsteht rings um das Loch ein spröder Ring von 1 mm bis 2 mm Breite. Falls es mit der Schere geschnitten ist, soll das Eisen auf wenigstens 2 mm Breite neben dem Schnitt mittels Kaltsäge oder Hobelmaschine oder Flachmeißel beseitigt werden. Man hat wohl die Löcher mit um 2 mm kleinerm Durchmesser gestanzt, als endgültig verlangt wird, und den harten Rand durch Aufreiben entfernt.

Bei Flußeisen sollen Biegungen und Kröpfungen stets nur in rotwarmem Zustand vorgenommen werden, alle Löcher sollen gebohrt werden. Das Werfen der Konstruktionsteile beim Verfahren, Auf- und Abladen usw. ist strengstens zu verbieten, weil kleine, mit bloßem Auge nicht sichtbare Verletzungen höchst gefährlich sind und Ursache eines spätern plötzlichen Bruches werden können. Bearbeitung des Flußeisens in Blauwärme, d. h. in einer Temperatur, die zwischen kalt und rotwarm liegt, macht das Eisen sehr spröde; sie ist deshalb höchst gefährlich und nicht zulässig. Wenn also die Bearbeitung längere Zeit erfordert, so ist der Gegenstand sofort aufs neue zu erhitzen, sobald die Blauwärme auftritt. Man erkennt das daran, daß der hölzerne Hammerstiel nicht mehr glüht, falls man ihn an dem Gegenstand reibt.

Die Schweißbarkeit des Eisens wird bei Brückenkonstruktionen nicht ausgenutzt; zusammengeschweißte Stücke sind nicht zuverlässig genug, besonders nicht für Stäbe, die auf Zug beansprucht werden. Zusammengeschweißte Stücke sollen nicht verwendet werden.

§ 27. Die zu den Brücken verwendeten Eisensorten.

Das Schweiß- und Flußeisen wird durch Walzen in eine verhältnismäßig geringe Zahl von Grundformen, Konstruktionselementen, gebracht, aus denen die Eisenkonstruktionen mittels Vernietung zusammengesetzt worden. Die Konstruktionselemente sind hauptsächlich: das Blech, das Flacheisen (Universaleisen), das Winkeleisen, T-Eisen, I-Eisen, [-Eisen, Z-Eisen, das Belageisen. Hierzu kommen noch die Buckelplatte, das Wellblech und einige selten verwendete Formen. — Die meisten dieser Elemente werden durch Walzen hergestellt, die Größe und das Gewicht der einzelnen Stücke bestimmen die Preise. Solange Größe und Gewicht gewisse Grenzen nicht überschreiten, wird der sog. Grundpreis berechnet. Größere Gewichte und größere Abmessungen bedingen

[1]) Vgl. einen Vortrag von EBERT: »Über Eisenbrücken« in der Deutschen Bauzeitung 1892, S. 14ff.

steigende Preiszuschläge. Solche Preise nennt man Überpreise. Die Längen und Gewichte, bis zu denen die Grundpreise berechnet werden, heißen Normallängen bzw. Normalgewichte.

a) Bleche.

Im Brückenbau werden Bleche von etwa $\delta = 7$ mm bis 30 mm Stärke verwendet. Breite bis 2,5 m, ausnahmsweise bis zu 3,0 m. Es empfiehlt sich der bequemen Handhabung und der Kostenersparnis wegen, Bleche zu verwenden, deren Gewicht höchstens 500 kg beträgt. Grundpreis wird berechnet, wenn die Breite der Blechtafel $\leqq$ 1,7 m, die Größe der Blechtafel $\leqq$ 6 qm, das Gewicht der Blechtafel $\leqq$ 500 kg ist.

b) Flacheisen.

Bis zu 50 mm stark, 131 mm breit. Normallänge 6 m, Normalgewicht 200.

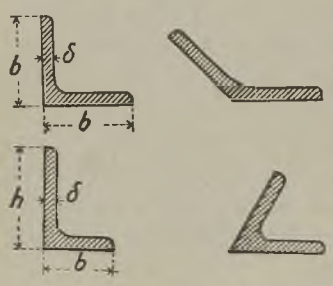
c) Universaleisen.

Auf Universalwalzwerken hergestellt. Stärke δ bis zu 50 mm, Breiten 131 mm bis zu 501 mm, Normallänge je nach der Breite 6 m bis 12 m; Normalgewicht 500 kg. Bei Brücken werden Universaleisen in Stärken von 8 bis etwa 25 mm, in Breiten bis zu 500 mm, im Gewicht bis zu 500 kg verwendet. Längen bis zu 12 m.

d) Winkeleisen.

Formeisen mit zwei sog. Schenkeln, die einen rechten, spitzen oder stumpfen Winkel miteinander bilden (Abb. 260). Die Schenkel sind gleich lang (gleichschenklige), oder verschieden lang (ungleichschenklige Winkeleisen). Schenkeldicke ist entweder auf ganze Schenkellänge gleich groß oder nimmt von innen nach außen ab. Die deutschen Normalprofile sind in den Handbüchern sowie in der »Hütte« enthalten; die ungleichschenkligen Winkeleisen werden mit dem Schenkelverhältnis $\frac{b}{h} = 2:3$ und $1:2$ hergestellt. In den Ecken ist der Übergang des einen Schenkels in den andern durch Ausrundung vermittelt. Bei den Winkeleisen bis 70 mm Schenkelbreite beträgt die Normallänge 8 m, bei denen über 70 mm Schenkelbreite ist die Normallänge 10 m. Dieselben Maße gelten für die ungleichschenkligen Winkeleisen, wenn die Breite des größeren Schenkels eingeführt wird. Winkeleisen sind in größten Längen von 20 m und mehr erhältlich. — Vielfach kann man mit Vorteil die sog. Vorprofile verwenden, die mit gleicher Schenkelbreite, aber um 1 mm größerer Stärke erhältlich sind als die Fertigprofile.

Abb. 260. Winkeleisen.



Die Profiltabellen enthalten die Gewichte, Querschnittsflächen, Trägheitsmomente für verschiedene Achsen des Querschnitts usw. Im Brückenbau werden Winkeleisen verwendet mit Schenkellängen von 60 bis 200 mm, und Stärken von 7 mm bis 18 mm. Die gewöhnliche Bezeichnungsweise ist $\lfloor b \cdot b \cdot \delta$ bzw. $\lfloor b \cdot h \cdot \delta$ für gleichschenklige und ungleichschenklige Winkeleisen.

e) T-Eisen.

Die deutschen Normalprofile unterscheiden breitfüßige T-Eisen, Fußbreite $b =$ 2 mal Steghöhe h (Abb. 261); hochstegige T-Eisen, Fußbreite b gleich Steghöhe h (Abb. 262). Von den hochstegigen T-Eisen sind im Brückenbau nur die größern Profile verwendbar, weil nur bei diesen die Fußbreite die Anbringung von Nieten gestattet. Normallänge für die im Brückenbau verwendbaren Kaliber: 8 m.

f) I-Eisen.

Die wichtigsten und meistverwendeten Walzbalken (Abb. 263)[1]. Die deutschen Normalprofile werden mit einer Nummer bezeichnet, die gleich der Querschnittshöhe ist; die Nummern derselben sind 8, 9, 10 ... 20, 21, 22, 23, 24, 26, 28, 30 ... 38, 40, $42\frac{1}{2}$, 45, $47\frac{1}{2}$, 50, 55. Die Normallängen reichen von 4 m bis einschließlich 10 m; die größte Länge, bis zu der die Balken in der Regel ausgewalzt werden, ist 14 m. Doch sind noch größere Längen auf Bestellung erhältlich. Bei den Walzbalken Nr. 28 bis 55 ist Überpreis auch bei kleinen Längen zu zahlen. — Die I-Eisen haben einen Steg und zwei Flanschen. Bei den deutschen Normalprofilen sind die Flanschen sehr schmal, so daß die beiderseitige Vernietung bei den niedrigen Kalibern nicht möglich ist, erst etwa von Nr. 20 an (aufwärts) kann man z. B. beiderseits Buckelplatten aufnieten. Diesem Mangel abzuhelfen, werden von Differdingen seit 1902 Profile hergestellt mit den Höhen der deutschen Normalprofile von 240 mm Höhe aufwärts bis 550 mm Höhe, ferner solche von 650 mm und 750 mm Höhe, und wesentlich größerer Flanschbreite als bei den deutschen

Abb. 261. Breitfüßige T-Eisen.

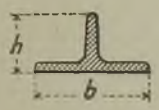


Abb. 262. Hochstegige T-Eisen.

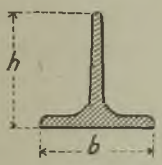


Abb. 263. I-Eisen.

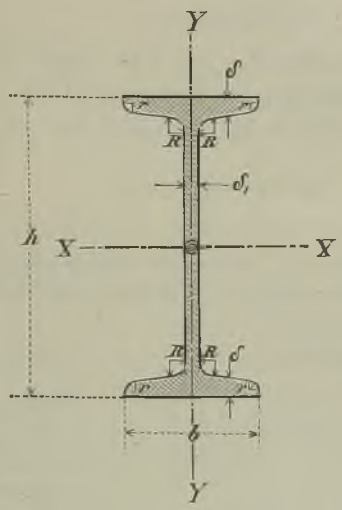
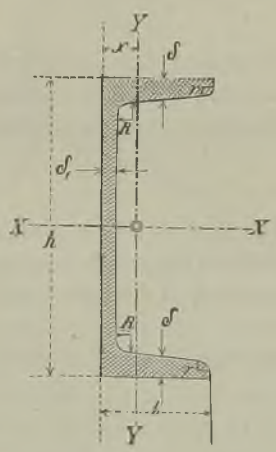


Abb. 264. [-Eisen.



Normalprofilen. Die Flanschbreite ist von $h = 220$ mm bis $h = 300$ mm gleich der Höhe h; bei den größern Höhen ist die Flanschbreite überall gleich 300 mm.

Seit einer Reihe von Jahren werden auch von dem Peiner Walzwerk in Peine breitflanschige Träger von 160 mm Steghöhe aufwärts bis 600 mm Höhe hergestellt. Bis zum Profil Nr. 30 (d. h. von 300 mm Höhe) ist die Flanschbreite gleich der Steghöhe. Bei den höhern Profilen ist die Flanschbreite überall 300 mm. Es sind Bestrebungen im Gange, die zahlreichen verschiedenen im Eisenhandel erhältlichen I-Trägerprofile zu vereinfachen (Deutsche Normalprofil-Kommission) und neue Normalprofile aufzustellen. Neuerdings werden auch sog. parallelflanschige I-Träger hergestellt, bei denen die innern Flanschneigungen wegfallen, die Flansche also mit Ausnahme der kleinen Ausrundung beim Übergang in den Steg auf die ganze Breite gleiche Stärke haben. Mit derartigen Profilen lassen sich bei Eisenkonstruktionen die Anschlüsse leichter herstellen. Über die geplanten Änderungen der Normalprofile enthält Ausführlicheres die

[1]) Die Abb. 263, 264 und 269 bis 287 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl., Bd. II, Kap. VII: »Die eisernen Brücken im allgemeinen«, bearbeitet von Hofrat Prof. Joh. E. Brik und Geh. Baurat Prof. Th. Lansbeeg, entnommen.

Schrift von SONNTAG: »I-Eisen unter besonderer Berücksichtigung der breitflanschigen und der parallelflanschigen I-Eisen«, Berlin 1920, Heft 225 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiet des Ingenieurwesens, herausgegeben vom Verein Deutscher Ingenieure.

g) ⊏-Eisen.

Die ⊏-Eisen der deutschen Normalprofile (Abb. 264) weisen die Nummern (Höhe in Zentimetern) 3, 4, 5, $6\frac{1}{2}$, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24, 26, 28, 30 auf; die Normallängen reichen von 4 m bis einschließlich 8 m. Größte in der Regel ausgewalzte Länge ist 12 m. Bequem für Bildung der Stäbe von Fachwerkbrücken und des Fahrbahngerippes. ⊏-Eisen werden sehr viel verwendet. Die Flanschen haben an ihrer innern Seite eine Neigung von 8 %.

h) Z-Eisen.

Die deutschen Normalprofile haben die Nummern (Höhen in Zentimetern) 3, 4, 5, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20. Normallänge von 4 bis 8 m einschließlich, größte in der Regel ausgewalzte Länge 12 m.

i) Belageisen.

Nummern der deutschen Normalprofile (vgl. Abb. 265)[1]), sind 5, 6, $7\frac{1}{2}$, 9, 11 übereinstimmend mit den Querschnittshöhen in Zentimetern; die Normallänge von 4 m bis einschließlich 8 m, größte in der Regel ausgewalzte Länge 12 m.

k) Buckelplatten

Die Buckelplatten (Abb. 266) sind rechteckige, quadratische oder trapezförmige Platten mit ebenem ringsumlaufendem Rand und einem mittlern, nach Art der Klostergewölbe geformten Teil. Auch dreieckige und vieleckige Form kann auf Bestellung angefertigt werden.

Abb. 265. Belageisen, Deutsches Normalprofil.

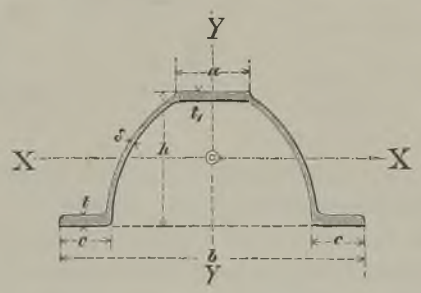
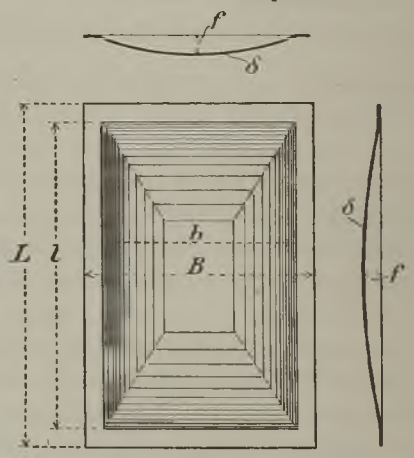


Abb. 266. Buckelplatte.



Die Buckelplatten werden in warmem Zustand in Formen gepreßt; sie sind 5 bis 10 mm stark. Pfeilhöhe $f = \frac{1}{10} b$ bis $\frac{1}{15} b$ (Abb. 266). Die Breite des Randes ist so groß, daß bequeme Vernietung mit 16 mm starken Nieten möglich ist, also 45 mm bis 80 mm. Die Seitenlängen der Buckelplatten betragen bis etwa 1,5 m; die Grundfläche der Buckelplatte wähle man nicht größer als 2,0 bis 2,25 qm, da sie sonst zu unhandlich werden. Nietteilung: 70 bis 90 mm.

---

[1]) Die Abb. 265, 267, 268, 275 bis 277, 296, 297, 301 und 302, 311, 321 und 322 sind entnommen dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl., Abt. III: »Der Brückenbau«. Kap. X: »Die Brückenbahn«, bearbeitet von Geh. Baurat Prof. LANDSBERG.

l) Tonnenbleche

sind den Buckelplatten ähnlich, nach Art der Kappengewölbe mit ebenen Rändern an den Längsseiten versehen. Pfeilverhältnis $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{12}$. Randbreite 60 bis 80 mm, Länge 0,5 bis 3,0 m, Breite 0,5 bis 2,0 m, Stärke 5 bis 10 mm. Durchmesser der Befestigungsniete 16 mm, Nietteilung 100 bis 110 mm.

m) Wellblech.

Wellenförmig gebogenes Blech, das durch die Wellenform sehr große Tragfähigkeit im Verhältnis zu seinem Gewicht hat. Es kommt in zwei Formen zur Verwendung: als flaches Wellblech (Abb. 267) und als Trägerwellblech (Abb. 268). Für die Konstruktion von eisernen Brücken kommt wohl nur das Trägerwellblech in Frage; es genügt deshalb, das letztere hier zu besprechen. Der Querschnitt des Trägerwellblechs zeigt halbkreisförmige Wellen, zwischen denen lotrechte Stücke eingeschaltet sind; diese

Abb. 267. Flaches Wellblech.

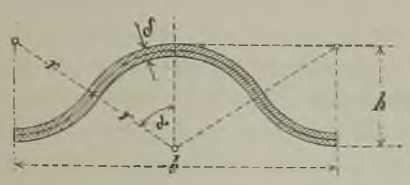
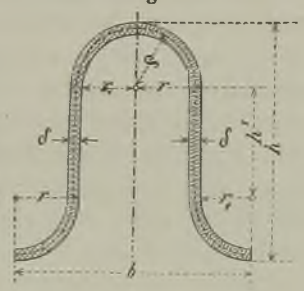


Abb. 268. Trägerwellblech.



letztern erhöhen die Tragfähigkeit bedeutend. Die Wellenhöhe h beträgt von 40 bis 120 mm und mehr, die Wellenbreite von 60 mm bis 180 mm, selbst bis 200 mm, die Blechstärken von 1 mm bis 6 mm, meistens mit Abstufungen von ganzen Millimetern; es kommen aber auch Blechstärken von 1,5 mm und 2,5 mm vor. Gewöhnliche Tafellängen sind 3,0 bis 4,0 m, größte Länge ist 6,0 m; die Tafelbreite richtet sich nach dem Profil, sie beträgt 0,45 m bis 1,3 m. Die Baubreite (Nutzbreite einer Tafel ist um eine halbe Wellenbreite geringer als die Tafelbreite. Trägerwellbleche werden meistens verzinkt verlegt.

n) Die Niete

sind die hauptsächlich in Betracht kommenden Verbindungsmittel. Sie werden aus Rundeisen hergestellt, sind im Handel nach Bestellung erhältlich mit einem Kopf, dem Setzkopf. Der zweite Kopf, der Schließkopf, wird nach Einführung des Nietes in das Nietloch gebildet. Die zu verbindenden Teile werden gebohrt, am besten gemeinsam, nachdem sie durch Zwingen vorläufig verbunden sind, dann wird der Niet hellglühend in das Nietloch eingeführt und mittels des Gegenhalters gegen den Setzkopf festgehalten. Aus dem Teile des Nietschafts, der aus dem Nietloch herausragt, wird der Schließkopf durch Hammerschläge oder durch Nietpressen (ruhigen Druck) gebildet. Bei der preußischen Verwaltung ist für die Verwendung von Nietpressen vorgeschrieben, daß der Druck erst nach dem Schwinden der Glühhitze, etwa nach 10 bis 15 Sekunden abgestellt werden darf. Als Grundmaß für die Vernietungen ist der Nietdurchmesser üblich, der mit d bezeichnet wird. Die früher für den Übergang vom Schaft zum Kopf vorgeschriebene sog. kleine »Versenkung« ist auf Grund neuer Versuche als unzweckmäßig abgeschafft. Beim Erkalten verkürzen sich die Nietschäfte bedeutend, wodurch eine starke Inanspruchnahme im Schaft auftritt, die desto größer ist, je länger der Schaft ist. Man mache den Schaft nicht länger, als $4\,d$ bis höchstens $5\,d$.

§ 28. Neue Vorschriften für die Herstellung von Eisenbauwerken seitens des Ministerium der öffentlichen Arbeiten in Preußen.

Auf Grund der großen Erfahrungen im Eisenbahnwesen sind nach sorgfältigen Vorarbeiten im Jahre 1912 neue Vorschriften für die Anfertigung, Anlieferung und Aufstellung von Eisenbauwerken erlassen (Erlaß vom 14. Juni 1912), aus denen eine Reihe allgemein wichtiger technischer Punkte auszugsweise angegeben werden soll.

Als Einheitsgewichte sind anzunehmen:

für 1 cbm Gußeisen . . . . . 7250 kg,
für 1 cbm Flußeisen und Flußstahl . 7850 kg.

a) Beschaffenheit der Bauwerkseisen.

1. Das Flußeisen soll glatt gewalzt sein und darf keine Schiefer, Blasen oder Kantenrisse haben.

2. Der Flußstahl soll gleichmäßiges Gefüge haben, rein, zäh und ohne Blasen oder Poren sein, die die Verwendung beeinträchtigen.

3. Die Gußstücke sollen, wenn nicht Hartguß oder andere Eisengußsorten vorgeschrieben sind, aus grauem, weichem Roheisen sauber und fehlerfrei gegossen und langsam abgekühlt sein. Das Gußeisen soll zäh und so weich sein, daß es sich mit Meißel und Feile bearbeiten läßt. Bei gußeisernen Säulen bis zu 400 mm mittlerm Durchmesser und 4 m Länge darf die Wandstärke eines Querschnitts höchstens um 5 mm verschieden sein. Der Querschnitt muß dabei stets mindestens den vorgeschriebenen Flächeninhalt haben. Bei Säulen von größerm Durchmesser und größerer Länge darf der zulässige Unterschied für je 100 mm Mehrdurchmesser und je 1 m Mehrlänge um $\frac{1}{2}$ mm zunehmen. Die Wandstärke soll jedoch in keinem Fall unter 10 mm sein. Säulen sind aufrecht zu gießen, wenn dies der Verdingungsanschlag vorschreibt.

b) Prüfung der Baustoffe.

I. Prüfungsregeln.

1. Die Zugfestigkeit wird durch Zerreißproben, die Zähigkeit durch Biege- und Bearbeitungsproben festgestellt.

2. Die Probestäbe und Streifen sind kalt abzutrennen und kalt zu bearbeiten.

3. Die Probestäbe werden von dem Abnahmebeamten nach freiem Ermessen ausgewählt. Zur Prüfung von Walzeisen werden nach Möglichkeit Abfallenden, die aber erst nach der Stempelung abgetrennt werden dürfen, verwendet. Für die Prüfung von Gußstücken sind Angußstäbe zu verwenden, die mit dem Gußstück zusammen auszuglühen sind und erst nach der Abstempelung abgetrennt werden.

4. Mit sichtbaren Fehlern behaftete Stäbe oder Streifen werden von der Prüfung ausgeschlossen.

5. Die Probestäbe für Zerreißproben sollen eine Versuchslänge von 200 mm und einen Querschnitt von 300 bis 500 qmm haben.

Bei geringerm Querschnitt f ist die Versuchslänge l nach der Formel $l = 11{,}3\sqrt{f}$ zu bestimmen. Für Rundeisen von weniger als 20 mm Durchmesser ergibt sich hiernach die Versuchslänge gleich dem zehnfachen Durchmesser. Über die Versuchslänge hinaus erhalten die Probestäbe nach beiden Seiten noch auf 10 mm Länge den gleichen Querschnitt.

6. Reißt der Probestab nicht im mittlern Drittel seiner Versuchslänge, so ist der Versuch zu wiederholen, wenn der Versuchsstab die vorgeschriebene Dehnung nicht erreichte.

7. Die Zerreißmaschinen müssen leicht und sicher auf ihre Richtigkeit geprüft werden können.

8. Zu Biegeproben sind Probestreifen von 30 bis 50 mm Breite oder Rundstäbe von einer der Verwendung entsprechenden Dicke zu benutzen. Querproben werden nur von solchen Eisen gemacht, die auch quer beansprucht sind.

9. An Stäben und Streifen zu Biege- und Bearbeitungsproben ist die Walzhaut möglichst zu belassen. Die Kanten sind abzurunden.

10. Bleche von weniger als 5 mm Stärke, Riffel- und Warzenbleche werden nur auf Biegung geprüft.

11. Bei gußeisernen Säulen wird die Wandstärke durch Anbohren an geeigneten Stellen, jedesmal an zwei einander gegenüberliegenden Punkten, die bei liegend gegossenen in der Biegungsebene des Kernes liegen, geprüft.

12. Die zu den Stoffproben vom Prüfungsbeamten ausgewählten Eisen, Abfallenden und Angüsse werden gestempelt. Neben dem Stempelzeichen ist eine Zahl und bei Blechen ein Zeichen für die Walzrichtung einzustempeln.

13. Vorschriftsmäßig befundene Bauwerkseisen werden mit dem Abnahmestempel gezeichnet. Nicht bedingungsmäßige werden so gezeichnet, daß ihre Verwerfung leicht erkannt werden kann, sie selbst aber dadurch nicht für andere Zwecke unbrauchbar werden.

II. Gütevorschriften.

A. Flußeisen.

a) Zerreißproben.

Art des Baustoffs		Walzrichtung	Grenzwerte der Zugfestigkeit in kg/qmm	Kleinste Dehnung in % der Versuchslänge
Formeisen und Bleche	von 4 bis unter 7 mm Dicke	längs	37—46	18
		quer	36 - 47	15
	von 7 bis 28 mm Dicke	längs	37—44	20
		quer	36—45	17
Nieteisen		längs	36—42	22
Schraubeneisen			38—45	20

b) Biege- und Bearbeitungsproben.

1. Flacheisen, Formeisen, Bleche.

a) Biegeproben:

Kaltprobe. Die Probestäbe sollen, kalt gebogen, eine Schleife mit einem lichten Durchmesser gleich der halben Dicke des Versuchsstücks bilden können, ohne irgendwelche Risse zu zeigen.

Härtungsbiegeprobe. Sowohl Längs- als auch Querproben — soweit letztere in Frage kommen — sind hellrotwarm im Wasser von 28° C abzuschrecken und dann so zusammenzubiegen, daß sie eine Schleife mit einem lichten Durchmesser gleich der Dicke des Versuchsstücks bilden. Hierbei dürfen keine Risse entstehen.

b) Rotbruchprobe:

Ein in rotwarmem Zustand auf 6 mm Dicke und etwa 40 mm Breite abgeschmiedeter Probestreifen soll mit einem sich verjüngenden Lochstempel, der

80 mm lang ist und 20 mm Durchmesser am dünnen, 30 mm am dicken Ende hat, im rotwarmen Zustand gelocht werden. Das 20 mm weite Loch soll dann auf 30 mm erweitert werden können, ohne daß ein Einriß entsteht.

2. Nieteisen.

a) Biegeproben:

Rundeisenstäbe sind hellrotwarm in Wasser von etwa 28° C abzuschrecken und dann so zusammenzubiegen, daß sie eine Schleife bilden, deren Durchmesser an der Biegestelle gleich der halben Dicke des Versuchstücks ist. Hierbei dürfen keine Risse entstehen.

b) Stauchproben:

Ein Stück Nieteisen, dessen Länge gleich dem doppelten Durchmesser ist, soll sich im warmen der Verwendung entsprechenden Zustand bis auf ein Drittel seiner Länge zusammenstauchen lassen, ohne Risse zu zeigen.

3. Schraubeneisen.

Biegeproben:

Rundeisenstäbe sind hellrotwarm in Wasser von etwa 28° C abzuschrecken und dann so zusammenbiegen, daß sie eine Schleife bilden, deren Durchmesser an der Biegestelle gleich der Dicke des Versuchsstücks ist. Hierbei dürfen keine Risse entstehen.

B. Flußstahl.

geschmiedet, gewalzt oder gegossen.

Zerreißproben:

Die Zugfestigkeit soll 45 bis 60 kg/qmm, die Dehnung bei geschmiedetem oder gewalztem Stoffe mindestens 16% und bei gegossenem Stoffe mindestens 10% der Versuchslänge betragen.

C. Gußeisen.

Biegeproben:

Der Probestab muß unbearbeitet und aus dem Abstich hergestellt sein, der zur Anfertigung der Gußstücke verwendet ist. Er muß bei einem Kreisquerschnitt von 30 mm Durchmesser und 650 mm Länge auf zwei 600 mm voneinander entfernten Stützen liegend, in der Mitte eine allmählich bis auf 460 kg zunehmende Belastung ertragen, bevor er bricht. Die Durchbiegung darf hierbei nicht weniger als 6 mm betragen.

c) Bearbeitung der Bauteile.

1. Die durch Niete oder Schrauben zu verbindenden Teile müssen genau aufeinander passen und in den Fugen dicht schließen. Die Längskanten von Teilen gleicher Breite müssen sich genau decken. Die Stehbleche müssen mit den Gurtwinkeln bündig abschließen.

2. Der Grat an Walzeisen und Gußstücken ist zu beseitigen.

3. Biegungen und Kröpfungen sind ohne Verdrehung, Buckel, Risse, Anbrüche oder verbrannte Stellen herzustellen. Hinter den Kröpfungen oder Biegungen sollen die Teile schon vor dem Vernieten richtig anliegen. Sie dürfen nicht erst durch die erkaltenden Niete herangezogen werden.

4. Formeisen über 160 mm Höhe dürfen nicht mit der Schere geschnitten werden. Im übrigen sind die durch den Scherenschnitt beschädigten Kanten durch volles Abarbeiten zu beseitigen.

5. Die Kanten der Steh- und Anschlußbleche, die Stirnflächen aller Flach-, Winkel-, Form- und Trägereisen sowie zusammengesetzter Träger sind auf genaues Maß zu bearbeiten. Sämtliche Stoßfugen müssen so genau gearbeitet sein, daß die Stoßflächen sich berühren.

6. Aussparungen an Formeisen von 300 mm Höhe und darüber müssen auf kaltem Wege hergestellt werden. Werden dazu Ausklinkmaschinen oder Scheren benutzt, so ist die Schnittfläche 5 mm dick abzuarbeiten. Bei Formeisen unter 300 mm Höhe genügt eine Abarbeitung von 3 mm. Bei diesen Formeisen dürfen die Aussparungen mit der Warmsäge hergestellt werden. Die einspringenden Ecken sind gut auszurunden.

7. Einspringende Ecken bei Blechen dürfen nur dann mit der Schere geschnitten werden, wenn an dem Endpunkt eine genügende Zahl von Löchern vorgebohrt ist, um das Einreißen mit Sicherheit zu verhindern.

8. Beim Brennschneideverfahren sind die Schnittflächen nachzuarbeiten. Will der Unternehmer andere neuartige Arbeitsverfahren anwenden, so hat er dies vorher schriftlich mitzuteilen und den Nachweis zu führen, daß sie unschädlich sind.

9. Die Buckelplatten, Tonnen- oder Wellbleche und sonstigen Belageisen für Fahrbahnabdeckungen sind zu verzinken, wenn im Verdingungsanschlag nichts anderes bestimmt ist. Das Verzinken wird besonders vergütet.

10. Der Zinküberzug soll auf das Quadratmeter jeder Seite mindestens 0,5 kg betragen, dem Mehrbedarf bei stärkern Blechen und Walzeisen entsprechend wird in der Gewichtsberechnung ein Durchschnittsverbrauch von 0,6 kg/qm angenommen. Es darf nur Tauch- oder Feuerverzinkung (Handverzinkung) angewendet und nur bestes deutsches Hüttenzink verwendet werden.

11. Die Berührungs-, Gleit- und Rollflächen der Auflager und der Auflagerrollen, sowie der Zapfen der Säulenköpfe sollen mit Maschinen genau nach Zeichnung bearbeitet werden.

12. Für Gußstücke mit künstlerischer Ausbildung sind Modelle zur Genehmigung vorzulegen.

d) Herstellung der Niet- und Schraubenlöcher.

1. Niet- und Schraubenlöcher in den Stäben und Knotenblechen sind zu bohren. Nur die Löcher in Futterplatten dürfen gestanzt werden. Der an den Löchern entstehende Grat ist sorgfältig zu entfernen.

2. Alle Löcher in Teilen, die einzeln gebohrt werden, sind zunächst mit einem etwas kleinern Durchmesser herzustellen und erst nach dem Zusammenbau der Teile mit der Reibahle auf die vorgeschriebene Lochweite glatt aufzuweiten. Die Verwendung der Rundfeile ist hierbei verboten. Meßbare Versetzungen der Eisenlagen gegeneinander dürfen in den aufgeriebenen Löchern nicht vorhanden sein.

3. Der Abstand der Lochmitten von den Kanten der Stäbe und Bleche soll in der Regel gleich dem doppelten Lochdurchmesser sein. Senkrecht zur Kraftrichtung kann der Abstand bis auf das anderthalbfache des Lochdurchmessers verringert werden.

4. Die Lochkanten dürfen keine Risse zeigen. Zur Versenkung der Nietköpfe dürfen sie nur mit Versenkbohrern (Fräsern) gebrochen werden, deren Schnittwinkel der Zeichnung in f) entspricht.

e) Reinigung und Anstrich der Bauteile vor der Zusammensetzung.

1. Die Eisenteile sind vor der Zusammensetzung gründlich entweder trocken durch Scheuern mit Bürsten, oder naß durch Beizen mit Salzsäurelösung von Staub, Schmutz, Glühspan und Rost zu reinigen.

2. Gebeizte Teile sind zunächst in Kalkwasser zu tauchen, um die anhaftende Säure unschädlich zu machen, darauf sind sie in reinem Wasser abzuspülen und weiterhin in kochendem Wasser bis zur Siedehitze zu erwärmen und dann zu trocknen.

3. Die gereinigten Teile sind mit dünnflüssigem, schnell trocknendem wasser- und säurefreiem Leinölfirnis allseitig satt zu streichen und sodann zum Abtrocknen zu lagern.

4. In diesem Zustand sind sie dem Prüfungsbeamten vorzulegen.

f) Verbinden und Vernieten der Bauteile.

1. Die Bauteile müssen auf einer Zulage, die die richtige Form des Bauteils sichert, ohne die Untersuchung zu behindern, zusammengepaßt und durch Dorne und Schrauben verbunden werden. Dabei darf kein Stück in eine einseitige Spannung gezwängt werden. Die einzelnen Verbindungen müssen sich lösen lassen, ohne daß die Stücke federn oder sich verziehen.

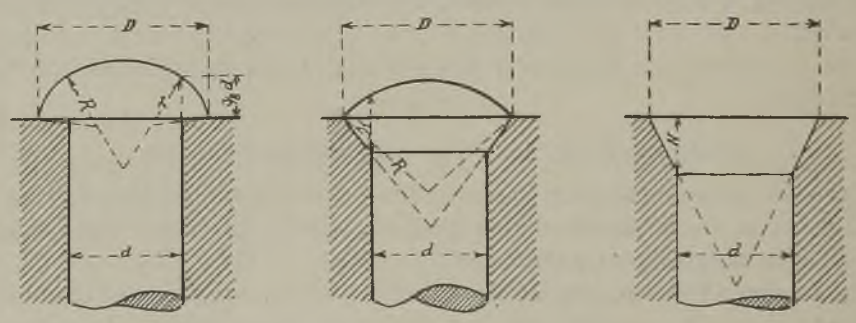
2. Vor dem Vernieten sind die Berührungsflächen der einzelnen Teile nochmals zu reinigen und mit Leinölfirnis zu streichen. Sodann sind sie so fest miteinander zu verschrauben und zu verdornen, daß sie während des Nietens ihre Lage nicht ändern. Geschieht dies in einzelnen Fällen dennoch, so bestimmt der Abnahmebeamte, ob die Stücke durch neue zu ersetzen sind, oder ob der Fehler auf andere Weise beseitigt werden darf.

3. In tragenden Teilen sind in der Regel nur Niete für

16 — 20 — 23 — 26 mm Lochweite

zu verwenden. Die Nietköpfe müssen nach einer der nachstehenden Formen gebildet werden.

Voller Nietkopf. Halbversenkter Nietkopf. Versenkter Nietkopf.



4. Die Niete sind in hellrotwarmem Zustand nach Beseitigung des Glühspans in die gehörig gereinigten Nietlöcher unter gutem Vorhalten einzuschlagen. Sie müssen die Löcher bei der Stauchung vollständig ausfüllen.

5. Bei Anwendung von Nietpressen darf der Druck erst nach dem Schwinden der Glühhitze, etwa 10 bis 15 Sekunden, abgestellt werden.

6. Setz- und Schließkopf müssen in der Achse des Nietschafts sitzen. Der Schließkopf ist gut auszuschlagen. Beide Nietköpfe müssen gut anliegen. Neben den Nietköpfen dürfen keine schädlichen Eindrücke entstehen. Der Bart ist zu beseitigen. Die Köpfe dürfen keinerlei Risse zeigen.

7. Die Niete dürfen nicht verstemmt werden.

8. Nach dem Vernieten ist zu prüfen, ob die Niete festsitzen. Lose Niete sind herauszuschlagen und durch vorschriftsmäßige zu ersetzen. In keinem Falle dürfen lose Niete kalt nachgetrieben werden. Nach dem Vernieten sind die Köpfe sofort mit Leinölfirnis zu streichen.

9. Bei Reihennieten ist die Arbeit in der Mitte des Stabes zu beginnen und nach den Enden fortzusetzen. Umgekehrt darf nicht verfahren werden.

10. Nebeneinanderstehende Nietreihen sollen in derselben Weise gleichzeitig in Längsabschnitten von höchstens 2 m geschlagen werden.

11. Die Schraubengewinde sind nach WHITWORTHscher Vorschrift rein auszuschneiden. Die Muttern dürfen weder schlottern, noch zu festen Gang haben.

12. Die Schraubenköpfe und Muttern müssen mit der ganzen Anlagefläche aufliegen. Bei schiefen Anlageflächen sind schräge Unterlagsscheiben zu verwenden.

13. Sind nach dem Verdingungsanschlag oder den Zeichnungen abgedrehte Schrauben zu verwenden, so müssen sie in die Bohrlöcher schließend passen.

14. Die vorstehenden Bestimmungen gelten auch für die Arbeiten auf der Baustelle.

15. Unbeschadet ihrer Versandfähigkeit sind die Bauteile in der Werkstatt so weit zu verbinden, daß an Nietarbeit auf der Baustelle möglichst wenig übrigbleibt.

Im Anschluß an vorstehende Vorschriften soll aus dem Runderlaß des Preuß. Minist. d. öffentl. Arbeiten vom 10. III. 1912 über die Berechnung auf Knicken beanspruchter Bauglieder das Wichtigste mitgeteilt werden (Zentralbl. d. Bauw. 1912, S. 153).

Es ist nachzuweisen, daß der nach der EULERschen Formel berechnete Sicherheitsgrad nicht geringer ist, als es in den Bestimmungen gefordert wird. Abweichende Regeln sind nicht ausgeschlossen, es bedarf aber daneben, so lange sie nicht allseitig anerkannt sind, des Nachweises der Knicksicherheit nach der vorgeschriebenen Berechnungsweise.

Bei exzentrischem und quer gerichtetem Kraftangriff neben der Knickung sind auch die größten Kantenpressungen zu ermitteln. Die Inanspruchnahme von 1600 kg/qcm bei Flußeisen darf dann nur bei schärfster Berechnung und wenn die erhöhten Spannungen nur ausnahmsweise auftreten, eingeführt werden (z. B. Hinzutreten des Winddrucks zu allen übrigen Einwirkungen.)

Als Knicklänge ist bei Berechnung der Knickfestigkeit des Stabes unbedingt die Systemlänge einzuführen, d. h. die aus dem Liniennetz des Bausystems sich ergebende volle Stablänge.

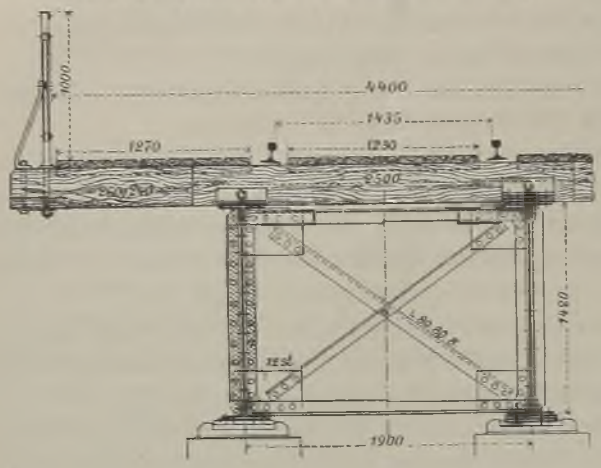
Querschnittsbildung. Am besten ist einheitlich gedrungener und massiger Querschnitt aus wenigen Profilen, die in ganzer Länge durch Reihennietung verbunden sind. Falls gegliederter Querschnitt verwendet wird, so soll man die einzelnen Teile wenigstens durch eine volle durchgehende Blechwand miteinander verbinden. Werden zur Verbindung der Querschnittsteile Vergitterungen und Bindebleche verwendet, so sind an den Enden volle Stege einzufügen, deren Länge zur Aufnahme der Scherkräfte ausreicht. Bindebleche sind stets mit mindestens je 2 Nieten an die Längsstäbe anzuschließen, die Gitterstäbe möglichst ebenfalls. Die Einzelstäbe für sich müssen auch auf die Teillänge zwischen den Vergitterungen und Teilblechen die vorgeschriebene Knicksicherheit besitzen, und zwar unter Annahme drehbarer Enden dieser Teilstücke. Werden nur Bindebleche (ohne Vergitterungen) verwendet, so sind ihre Abstände so klein zu wählen, daß ausreichende einheitliche Wirksamkeit des gegliederten Stabes und volle Knicksicherheit der Einzelstäbe erreicht wird.

§ 29. Die Querschnittsanordnung der Eisenbrücken.

Die für den Überbau zu wählende Gesamtanordnung ist in hohem Maße von der für die Konstruktion verfügbaren Höhe abhängig. Nach § 3 S. 3 ist durch die Verkehrsbedingungen auf dem unten liegenden Wege (Straße, Eisenbahn, Fluß usw.) eine gewisse Linie vorgeschrieben, unter die kein Teil der Konstruktion hinabreichen darf.

Andererseits ist die Höhenlage der Fahrbahn bei Eisenbahn- und Straßenbrücken gegeben: bei den Eisenbahnbrücken rechnet man die Schienenunterkante, bei den Straßenbrücken die Bordsteinoberkante als maßgebende Brückengradiente. Der Höhenabstand zwischen der tiefsten zulässigen Lage der Konstruktionsteile und der Brückengradiente ist die verfügbare Konstruktionshöhe.

Abb. 269. Brücke über den Eulebach. M. 1 : 50.



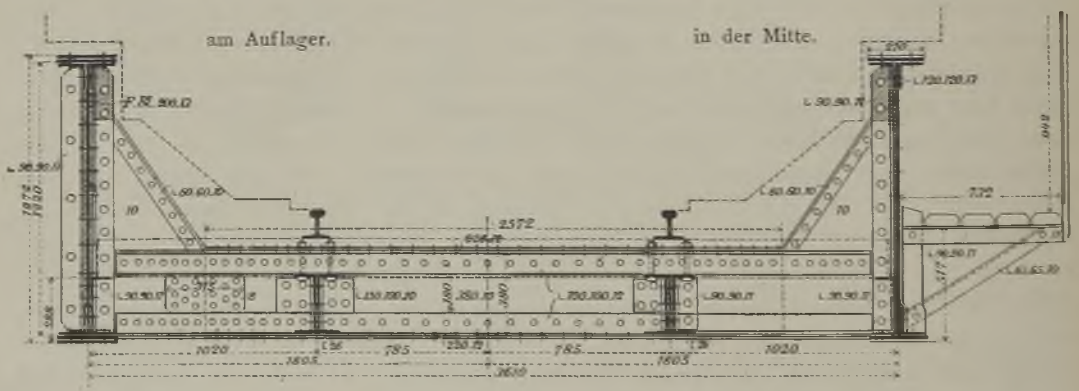
a) Querschnitte der Eisenbahnbrücken.

Die Fahrbahn liegt entweder über den Hauptträgern, hohe Konstruktion, oder zwischen den Hauptträgern, tiefe Konstruktion. Beide Hauptkonstruktionsarten werden ausgeführt, sowohl falls die Bettung auf der Brücke durchgeführt wird, als auch, wenn nur Schienen, Querschwellen und Bohlenbelag auf der Brücke vorhanden sind, die Bettung aber nicht durchgeführt ist.

α) *Fahrbahn ohne Bettung auf der Brücke.* Die Fahrbahn besteht aus Querschwellen, Schienen und Bohlenbelag. Abb. 269 zeigt die hohe Konstruktion, die Abb. 270 u. 271 zwei tiefe Konstruktionen, die erstere bei kleiner, die zweite bei großer Stützweite.

Die hohe Konstruktion nach Abb. 269 ist die günstigste, besonders für kleine Brücken bis etwa 15 m Stützweite, bei denen die Hauptträger vollwandig sind. Die

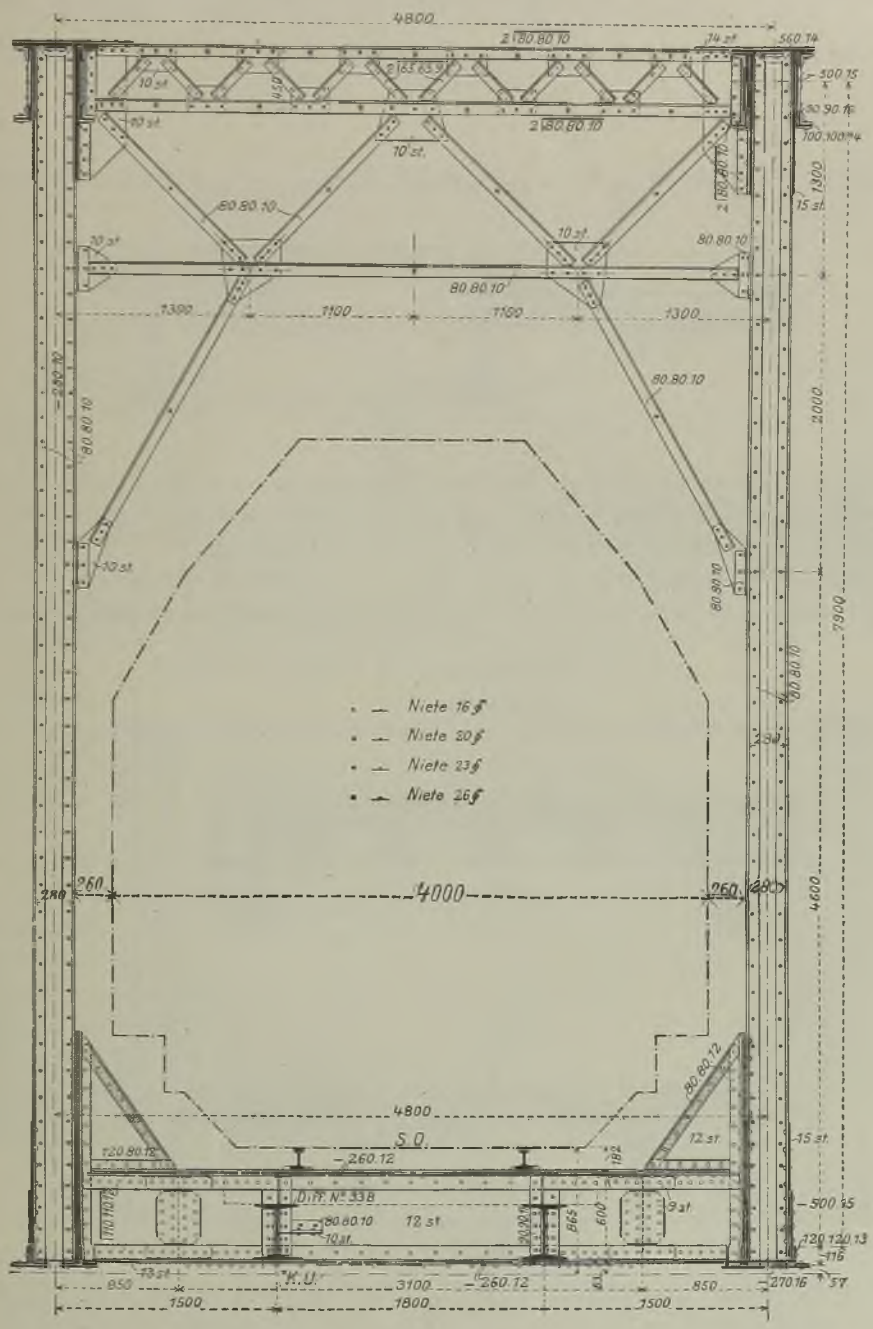
Abb. 270. Eisenbahnbrücke der Linie Kirchweye-Sagehorn. M. 1 : 33⅓.
Querschnitt.



Querschwellen werden direkt auf die Hauptträger gelegt, die nahe aneinander gerückt werden können, bis auf den kleinsten Abstand von 1,5 m, entsprechend dem Schienenabstand. Die Querverbindungen sind kurz und leicht und können in beliebigen, zweckmäßig erscheinenden Abständen angeordnet werden (1,5 bis 2,5 m im Grundriß). Bedingung für diese Konstruktionsform ist, daß die ganze Trägerhöhe in der verfügbaren Konstruktionshöhe untergebracht werden kann. Zweckmäßig ist es, die Breite zwischen den Geländern bei derartigen Brücken auf mindestens 5000 mm zu vergrößern,

was nur geringe Mehrkosten verursacht, dagegen für das Bahnpersonal beim Begehen der Brücke und beim Durchfahren eines Zuges eine größere Sicherheit gewährt. Die Trägerhöhe bei den hier in Betracht kommenden vollwandigen (Walzbalken- bzw. Blech-

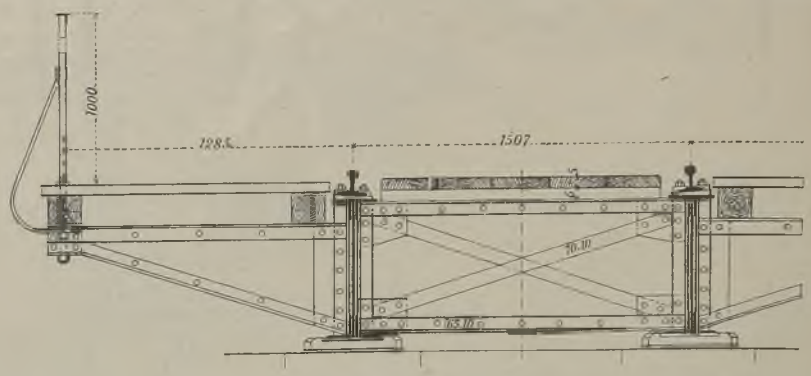
Abb. 271. Brücke über die große Reglitz. M. 1 : 50.



trägern) ist $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{12}$ der Stützweite; in manchen Fällen hat man, um die hohe Konstruktion ausführen zu können, kleinere Trägerhöhe, $\frac{1}{15}$ der Stützweite und weniger, gewählt.

Die tiefe Konstruktion (Abb. 270 u. 271) bedingt die Verwendung von Querträgern; man kann die Schienen direkt auf diesen befestigen oder mittels Querschwellen auf besondern, zwischen den Querträgern angebrachten Schwellenträgern (Abb. 270, 271 u. 273). Wenn die Schienen unmittelbar auf den Querträgern gelagert werden, müssen deren Abstände so gering angenommen werden, wie die Tragfähigkeit der Schienen

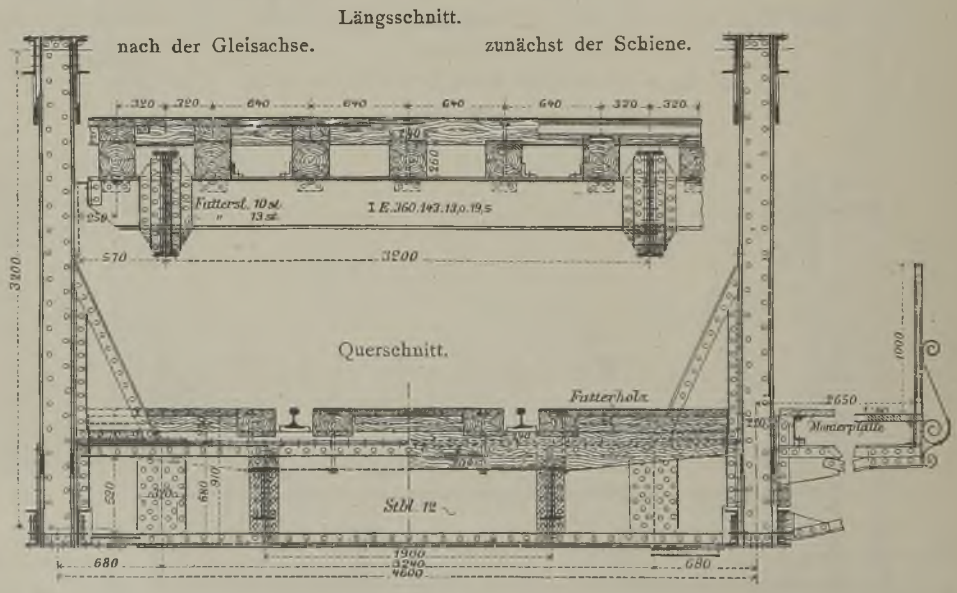
Abb. 272. Querschnitt der Brücke mit Schienen direkt auf den Hauptträgern. M. 1 : 33⅓.



bedingt, etwa 0,60 m bis 0,70 m. Die tiefe Konstruktion verlangt größern Abstand der Hauptträger, größern Eisenaufwand an Quer- und Schwellenträgern als die hohe Konstruktion, meistens auch besondere Konsolen für die Fußwege.

Wenn die Konstruktionshöhe nicht ganz für die hohe Konstruktion der Abb. 269 ausreicht, kann man die erforderliche Höhe verringern durch Verwendung von eisernen,

Abb. 273. Neue Oderbrücke bei Pöpelwitz. M. 1 : 50.



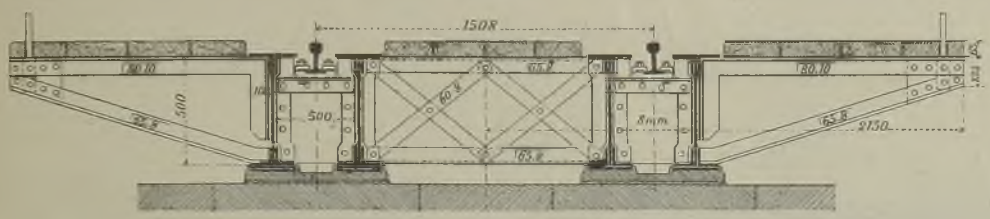
7,5 bis 11 cm hohen Querschwellen statt der 26 cm hohen Holzquerschwellen oder durch gänzliches Fortlassen der Querschwellen und Lagern der Schienen auf den Hauptträgern mit Hilfe besonderer Unterlagsplatten (Abb. 272).

Zwillingsträger. Bei sehr geringer verfügbarer Konstruktionshöhe verwendet man für jede Schiene zwei Hauptträger, sog. Zwillingsträger (Abb. 274). In geringen Ab-

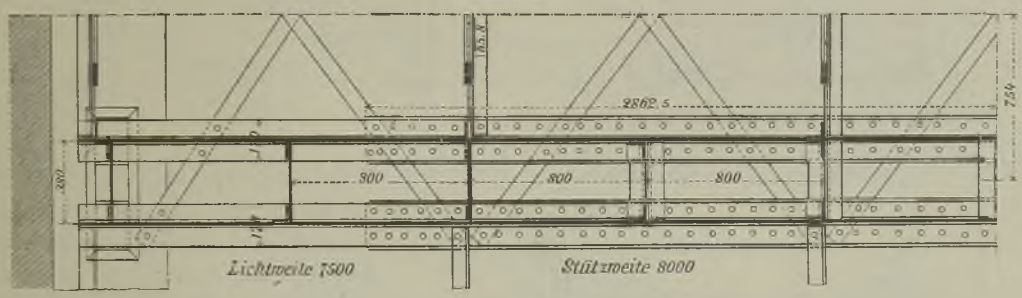
ständen, die der Tragfähigkeit der Schiene entsprechen (0,55 bis 0,65 m), werden zwischen den Zwillingen kleine Querträger angeordnet, die die Schienen tragen und die Aufgabe der Querschwellen haben. Die Lagerung der Schienen auf diesen findet mittels Unterlagsplatten statt. Der Abstand der Zwillingsträger soll nicht zu klein gewählt werden, damit Unterhaltungsarbeiten bequem vorgenommen werden können. Ein gutes Maß ist 0,5 m. Die Schienen können zum Teil zwischen die Zwillingsträger versenkt sein, nur

Abb. 274. Zwillingsträger. M. 1 : 33 $\frac{1}{3}$.

Querschnitt.



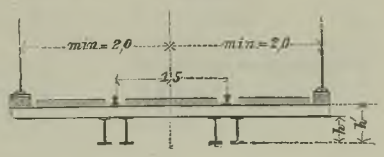
Grundriß.



muß die Umgrenzungslinie des lichten Raumes freigehalten werden. Zwillingsträger sind ein Notbehelf, der aber nicht immer vermieden werden kann.

Allgemein ist die Lagerung der Schienen direkt auf eisernen Längs- oder Querträgern nicht empfehlenswert; die Stöße der Fahrzeuge kommen unvermittelt auf die Eisenträger, beim Überfahren findet lästiges Klirren und Klappern statt, die Schraubenmuttern der Schienenbefestigung lösen sich durch die Erschütterungen; solche Brücken bedingen deshalb eine beständige Aufsicht. Die in Abb. 269, 271 u. 273 vorgeführten Konstruktionen mit zwischen Schiene und Träger angeordneten Holzquerschwellen sind besser; die Querschwellen bieten ein willkommenes Zwischenpolster für Abschwächung der Stöße. Holzquerschwellen auf Zwillingsträgern zeigt Abb. 274a.

Abb. 274a.
Unterstützung jedes Schienenstrangs durch je zwei Hauptträger. M. 1 : 100.



β) *Fahrbahn mit Bettung auf der Brücke.* Das Gleis mit der Bettung wird durch die Fahrbahntafel getragen; je nach der Größe der verfügbaren Höhe legt man die Fahrbahntafel über die Hauptträger (hohe Konstruktion) oder zwischen die Hauptträger auf ein Netz von Querträgern, Längsträgern und Querträgern zweiter Ordnung usw. (tiefe Konstruktion). Die Hauptträger müssen in letzterm Falle so weit auseinander gerückt werden, daß der verlangte Lichtraum zwischen ihnen Platz findet. Diese Konstruktionen werden in § 31 eingehend behandelt. Die Abb. 275 bis 277 führen die bei verschiedenen Höhenlagen zu wählenden Anordnungen schematisch vor.

b) Querschnitte der Straßenbrücken.

Die Hauptanordnungen sind folgende:

α) *Hohe Konstruktion.* Die Fahrbahn liegt ganz über den Hauptträgern. Bei genügender Höhe als beste Konstruktion stets zu erstreben. Brücken mit kleiner Stützweite erfordern nur geringe Höhe, weil die Hauptträger niedrig sein können; für solche Brücken eignet sich die Querschnittsanordnung nach Abb. 278, falls keine besondern Fußwege, und nach Abb. 279, falls besondere Fußwege angeordnet werden. Die Fahrbahntafel liegt hier direkt auf den Hauptträgern, diese selbst liegen in geringen Abständen *e* voneinander, die von der Tragfähigkeit der Fahrbahntafel abhängen.

Abb. 275 bis 277. Fahrbahn mit Bettung auf der Brücke. M. 1 : 75.

Abb. 275. Hohe Konstruktion.

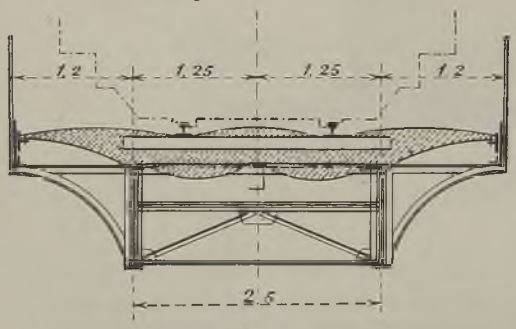


Abb. 276. Mittelhohe Konstruktion.

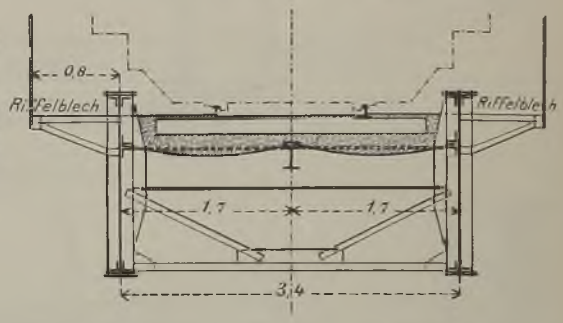
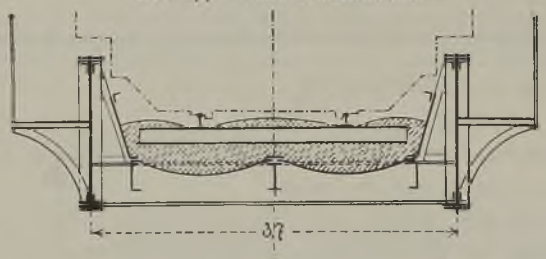


Abb. 277. Tiefe Konstruktion.



Werden Belageisen oder Trägerwellblech zur Bildung der Fahrbahntafel verwendet, so kann man den Abstand *e* zu 0,8 m bis 1,2 m wählen, je nach der Größe der auf der Brücke verkehrenden Lasten. Die in Abständen von 1,5 bis 2,5 m anzuordnenden Querversteifungen können leicht sein.

Abb. 278 u. 279. Fahrbahn von Straßenbrücken. Hohe Konstruktion.

Abb. 278. Ohne besondere Fußwege.

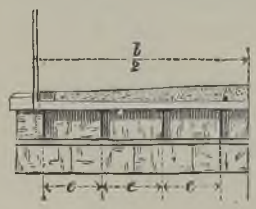


Abb. 279. Mit besondern Fußwegen.

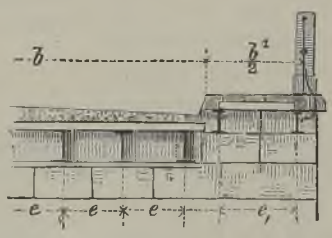


Abb. 279 zeigt für die Fußwege besondere Hauptträger, deren Abstand e_1, entsprechend der geringern Belastung, weiter bemessen werden kann als *e*, etwa 1,2 m bis 1,8 m. — Die hohe Konstruktion ist auch bei größern Stützweiten, und falls Fachwerksträger als Hauptträger verwendet werden, ausführbar, wenn die Konstruktionshöhe ausreicht. In Abb. 280 ist eine solche Konstruktion ohne gesonderte Fußwege dargestellt. Die vier Hauptträger tragen, jeweils in den Knotenpunkten ihrer obern Gurtungen, Querträger, diese wiederum Längsträger zweiter Ordnung, auf denen die Fahrbahntafel ruht. Etwaige Fußwege könnte man auf Konsolen anbringen, die an den außen liegenden Hauptträgern befestigt werden.

β) *Tiefe Konstruktion.* Fahrbahn zwischen den Hauptträgern. Damit die über die Fahrbahn hinausragenden Teile der Hauptträger den Verkehr auf der Brücke mög-

lichst wenig stören, soll in diesem Falle die Zahl der Hauptträger nicht größer als zwei sein. Diese liegen entweder ganz außerhalb der Fahrbahn und der Fußwege, oder zwischen der Fahrbahn und den Fußwegen (Abb. 281). Die erstere Anordnung ist für den Verkehr die bequemere, sie bedingt aber lange und schwere Querträger; die Anordnung mit ausgekragten Fußwegen ist wegen der kürzern Querträger billiger und, trotz des etwas weniger bequemen Verkehrs auf der Brücke, die neuerdings meist ausgeführte.

Abb. 280. Fahrbahn von Straßenbrücken mit Fachwerksträgern. Hohe Konstruktion.

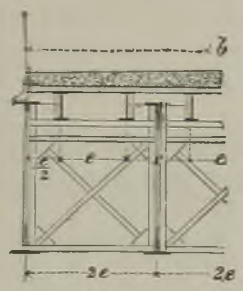
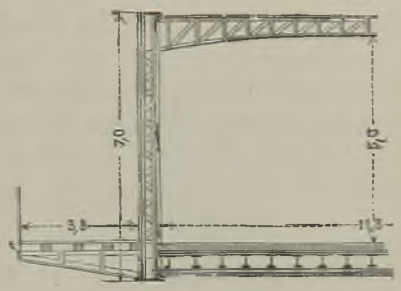


Abb. 281. Fahrbahn von Straßenbrücken. mit Fachwerksträgern. Tiefe Konstruktion. M. 1 : 200.



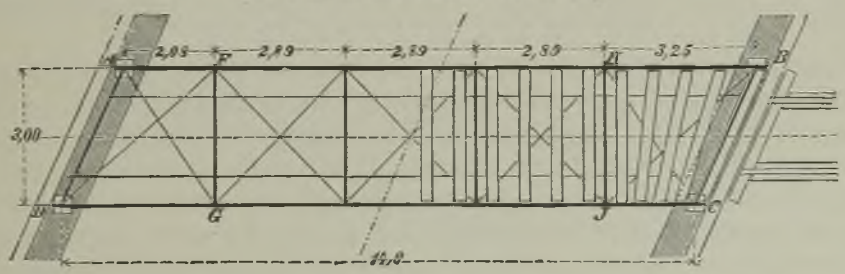
γ) *Mittelhohe Konstruktion.* Man erreicht eine größere Höhe der Hauptträger dadurch, daß man sie unter die höherliegenden Fußwege legt. Durch die Ausnutzung der etwas größern Höhe kann man oft die Hauptträger nahe aneinander rücken, verhältnismäßig kurze Querträger erhalten und doch den Verkehr auf der Brücke ganz von störenden Einbauten freihalten.

§ 30. Die Grundrißanordnung der eisernen Brücken, gerade, schiefe und Kurvenbrücken.

a) Gerade Brücken.

Der einfachste Fall liegt vor, wenn die Achsen der beiden einander an der Brückenstelle kreuzenden Verkehrswege gerade Linien sind, die einen rechten Winkel miteinander bilden. Man hat dann eine sog. gerade Brücke. Bei den geraden Brücken werden die Hauptträger einander und der Achse des überzuführenden Weges parallel angeordnet, die Querträger im Grundriß senkrecht zu erstern, die Längsträger zweiter Ordnung den Hauptträgern parallel. Der Grundriß des Überbaues ist ein Rechteck (vgl. Abb. 259, S. 138).

Abb. 282. Schiefe Brücke. M. 1 : 165.



b) Schiefe Brücken.

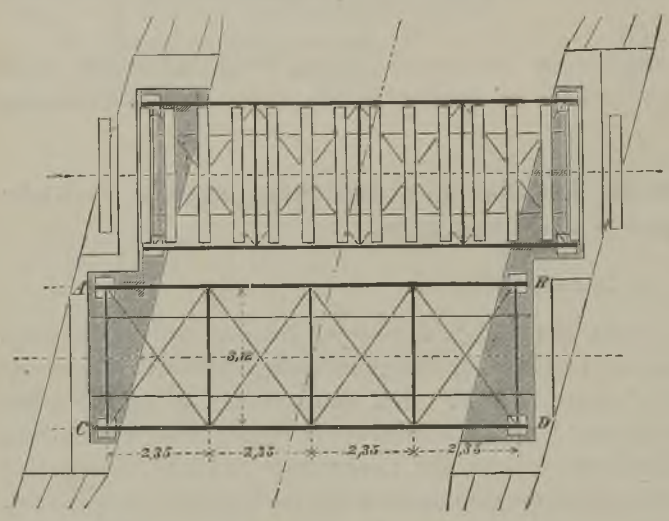
Der Grundriß des Überbaues ist bei den schiefen Brücken in der Regel ein Parallelogramm (Abb. 282). Die Pfeiler (Mittel- wie Endpfeiler) müssen der Achse des zu überbrückenden Weges bzw. Stromes vollständig oder nahezu parallel sein, um der Bewegung des Wassers, der Wagen, Fußgänger usw. möglichst geringen Widerstand

bzw. geringe Schwierigkeit zu bereiten. Die Hauptträger der Brücke dagegen werden der Achse des überzuführenden Weges parallel gestellt, woraus die Notwendigkeit folgt, die Hauptträger in dieser Richtung gegeneinander zu verschieben. Daß Maß e der Verschiebung ist von dem Abstand der Hauptträger (b) und dem spitzen Schnittwinkel α der beiden Wege abhängig; es ist gewöhnlich $e = b \cdot \operatorname{cotg} \alpha$.

Die schiefen Anschlüsse im Grundriß, sowohl der Querträger an die Hauptträger, wie der Zwischenträger an die Querträger usw., sind schwierig und teuer; sie sind wenn möglich zu vermeiden bzw. in ihrer Zahl zu verringern. Es ist deshalb Grundsatz, einen möglichst großen Teil des Überbaues als normalen Überbau, d. h. mit rechtwinkligen Anschlüssen der Quer- und Längsträger herzustellen; die Unregelmäßigkeiten, die eine Folge der Schiefe sind, verweist man an die Enden. Man erhält so im Grundriß dreieckige oder trapezförmige Endfelder.

Wenn der Schnittwinkel der Achsen beider Wege nur wenig von einem rechten Winkel abweicht, so kann man sämtliche Querträger bzw. Querversteifungen wie diejenigen einer geraden Brücke herstellen, indem man die Auflager der Träger normal einander gegenübersetzt (Abb. 283); dadurch wird die Stützweite der Brücke größer, als unumgänglich nötig ist, weil die Lager A und D weiter von der Mauerkante zurückliegen, als die statischen Rücksichten verlangen. Diese Anordnung wird um so leichter möglich, je näher die Hauptträger aneinander liegen; bei zwei- und mehrgleisigen Brücken behandelt man deshalb jedes Gleis als besondere Brücke mit zwei Hauptträgern und verschiebt diese Brücken gegeneinander entsprechend der Schiefe (s. Abb. 283). Der eiserne Überbau wird dadurch zu einem normalen, was große Vorteile bietet. Diese Konstruktion ist auch bei Bogenbrücken möglich.

Abb. 283. Schiefe Brücke mit nur wenig von 90° abweichendem Kreuzungswinkel. M. 1 : 165.



Bei mittelgroßem Schnittwinkel der Achsen beider Wege (etwa von 45° bis 75°) werden vielfach schiefe Endquerträger angeordnet (Abb. 282) und an diesen die Schwellenträger bzw. Längsträger zweiter Ordnung der Endfelder befestigt. Die Endfelder werden im Grundriß trapezförmig. Da dieselbe Querschwelle nur entweder durch die Eisenkonstruktion oder die Bettung unterstützt sein darf, so bedingen die schiefen Endquerträger, daß die Querschwellen aus der normalen Lage in eine zu den Stirnmauern parallele Lage übergeführt werden (Abb. 282), was in der Bettung Schwierigkeiten beim Unterstopfen, auf dem Überbau Schwierigkeiten in der Schwellenbefestigung zur Folge hat. Die Verbindungen an den Anschlußpunkten sind bei den Endquerträgern etwas umständlich, aber nicht besonders schwierig. Die Windkräfte und seitlichen Stöße können gut in die Auflager geführt werden. Schiefe Endquerträger werden nötig, wenn die Fahrbahntafel aus Buckelplatten gebildet wird, sowohl bei Eisenbahn- wie Straßenbrücken. Man erhält dann in den Endfeldern im Grundriß dreieckige bzw.

trapezförmige Buckelplatten, die besonders bestellt werden müssen (Abb. 284)[1]; in den Endfeldern der Abb. 284 sind jederseits vier trapezförmige Buckelplatten.

Man kann die schiefen Endquerträger vermeiden und zudem die erforderliche gleichartige Unterstützung der Querschwellen dadurch erreichen, daß man die zunächst den

Abb. 284. Unterführung vom Umbau des Bahnhofs Hagen (Eisenbahn-Direktion Elberfeld). M. 1 : 200.

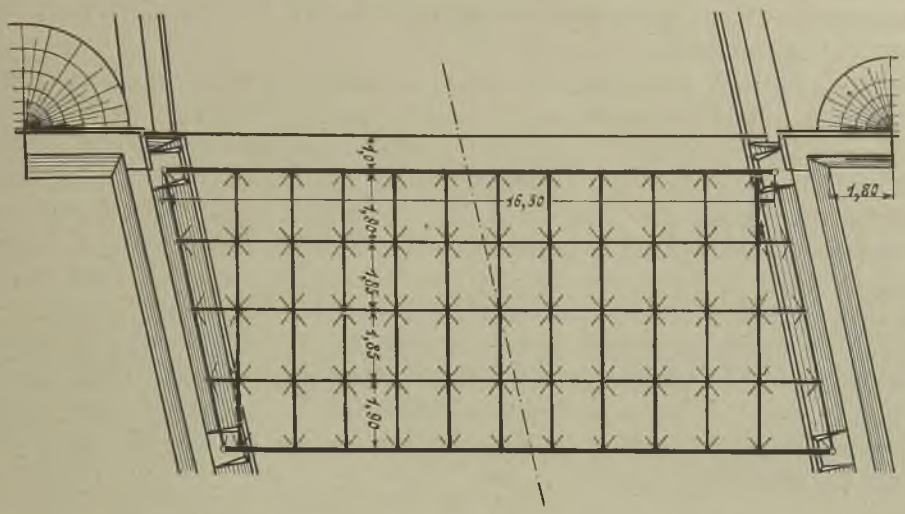


Abb. 285. Eisenbahnbrücke über die Oppenheimer Landstraße. Trapezträger (Gerber). M. 0,006 (1 : 167).

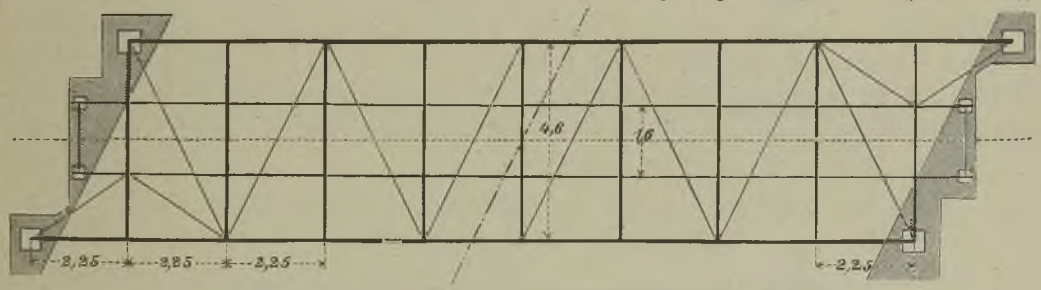
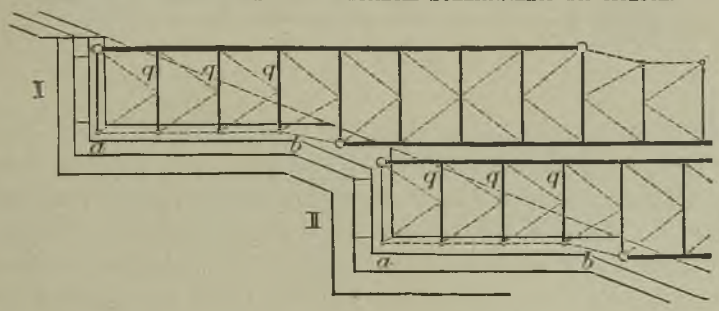


Abb. 286. Schiefe Brücke mit kleinem Schnittwinkel der Achsen.



Mauerpfeilern belegenen Schwellenträger auf den Mauerpfeilern besonders auflagert und die betreffenden beiden Auflager der Schwellenträger einander winkelrecht gegenüber legt (Abb. 285, die durch Schraffur hervorgehobenen Teile der Mauerpfeiler liegen tiefer,

[1]) Abb. 284, 285 u. 286 sind aus dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«: Der Brückenbau, 4. Aufl., Bd. III, Kap. I: »Die eisernen Brücken im allgemeinen« von Th. Landsberg.

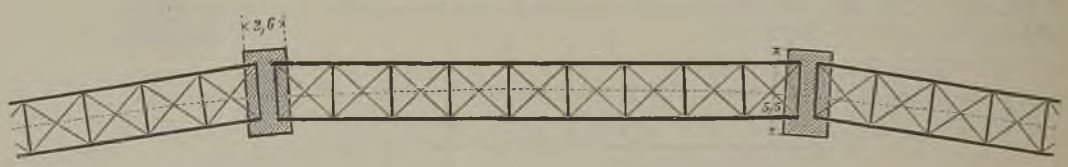
als die weißgehaltenen Teile). Das Pfeilermauerwerk wird hierbei an der Hinterseite winkelrecht zur Brückenlängsachse begrenzt; dann kann die regelmäßige Schwellenlage ungestört durchgeführt werden. Es empfiehlt sich, auch den Schwellenträgern in den Endfeldern die Stützweite dieser Felder zu geben. Hierdurch wird die Anordnung von Endquerträgern zwischen dem einen Hauptträger und dem gegenüberliegenden äußern Schwellenträger ermöglicht, was in konstruktiver Hinsicht sehr vorteilhaft ist. Die innern Schwellenträger erhalten dann kein besonderes Auflager; sie werden vielmehr an die Endquerträger angeschlossen.

Bei kleinem und sehr kleinem Schnittwinkel der Achsen beider Verkehrsmittel hat man winkelrechten Abschluß dadurch erreicht, daß man jedem der Querträger, die nur einseitig an einen Hauptträger anschließen, am andern Ende ein eigenes Auflager auf dem Mauerpfeiler gibt; die Grundrißfigur muß unverschieblich sein. Abb. 286 zeigt solche Anordnung; die Überbauten der beiden Gleise sind voneinander getrennt und entsprechend der Schiefe gegeneinander verschoben. Die besondern Lager der Querträger dürfen die Formänderung des Überbaues nicht verhindern und die Übertragung der Windkräfte in die Pfeiler nicht unklar machen. Sie werden zweckmäßig frei in der wagerechten Auflagerebene beweglich gemacht. Die Anordnung hat im übrigen Unbequemlichkeiten im Betrieb zur Folge; man ordnet daher zweckmäßiger einen sog. Endschleppträger an, der von dem letzten normalen Querträger bei Punkt *b* bis zum Endquerträger bei Punkt *a* reicht. Hierdurch entfallen alle Auflager für die Zwischenquerträger *q* (Abb. 286).

c) Kurvenbrücken.

Wenn der überzuführende Verkehrsweg in einer Kurve liegt, ist es oft notwendig, auch auf der Brücke die Kurve beizubehalten; man erhält dann eine sog. Kurvenbrücke. Es ist weder empfehlenswert noch üblich, die Hauptträger im Grundriß nach einer Kurve zu krümmen; vielmehr werden diese in jeder Öffnung einander parallel und

Abb. 287. Kurvenbrücke über die Ravennaschlucht der Höllentalbahn. M. 1 : 500.



mit gerader Achse hergestellt (Abb. 287). Zweckmäßig ist fernen, die Hauptträger parallel zu der in der Öffnungsmitte an die Kurve gelegten Tangente anzuordnen. Die Träger zweier Nachbaröffnungen bilden demnach einen Winkel miteinander, der von 180° verschieden ist. Dei Grundriß des Pfeilers ist ein Rechteck, dessen lange Seiten dem Halbmesser der Kurve an dieser Stelle parallel sind. Wenn die Kurve nicht sehr scharf ist, können beide Träger einer jeden Öffnung gleich lang gemacht werden, wobei dann die Auflager verschieden weit hinter der Pfeilervorderkante zurückliegen. Bei schärfern Kurven muß man den äußern Hauptträger länger machen als den innern.

Falls die Achse des untern Verkehrswegs die Kurventangenten unter spitzem Winkel schneidet, so erhält man eine schiefe Kurvenbrücke; jeder einzelne Überbau einer solchen Öffnung ist wie eine schiefe Brücke zu konstruieren; der Schnittwinkel der Achsen ändert sich von Öffnung zu Öffnung.

§ 31. Die Fahrbahn der Eisenbahnbrücken.

Die Fahrbahn auf der Brücke besteht aus dem Gleise mit oder ohne Bettung. Die Fahrbahn ohne Bettung ist die ältere, meist ausgeführte Anordnung; sie hat wesentlich geringeres Gewicht, als die neuere Anordnung mit der Bettung auf der Brücke. Dagegen bietet die Konstruktion mit Bettung auf der Brücke große Vorteile. Der Oberbau ist auf der Brücke genau wie auf der freien Strecke, das Verlegen des Gleises, Einlegen von Weichen und Kreuzungen auf den Bahnhöfen ist ohne Schwierigkeit möglich; die Stöße beim Überfahren der Züge werden gemäßigt, die Sicherheit gegen Feuersgefahr und Durchbrechen der Räder bei Entgleisungen ist viel größer, das Geräusch beim Überfahren der Züge wesentlich geringer, als bei der Konstruktion ohne Bettung; endlich fallen die Ausbesserungsarbeiten an den Auflagern und Maueranschlüssen, die wegen des Wanderns der Schienen sonst erforderlich werden, hier fort. Die Verminderung des Geräusches beim Befahren der Brücke ist bei Brücken in großen Städten, wie sie bei Bahnhofsumbauten und Stadtbahnen nötig werden, von größter Bedeutung.

a) Fahrbahn ohne Bettung auf der Brücke.

Die Schienen liegen entweder ohne Vermittlung von Schwellen unmittelbar auf der Eisenkonstruktion oder mittels Schwellen; in der überwiegenden Zahl von Ausführungen werden Querschwellen aus Holz, seltener solche aus Eisen verwendet, ausnahmsweise eiserne Langschwellen. Die früher vielfach verwendeten Holz-Langschwellen sind in Deutschland verlassen.

Abb. 288 u. 289. Schienenbefestigung direkt auf Querträgern.
Abb. 288. Querschnitt.

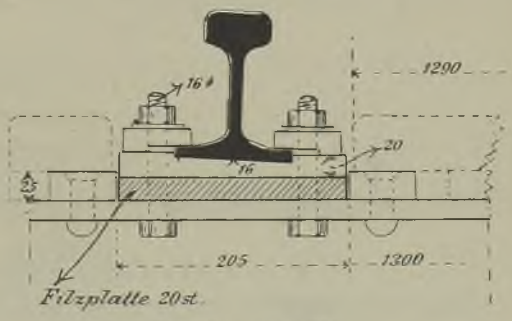
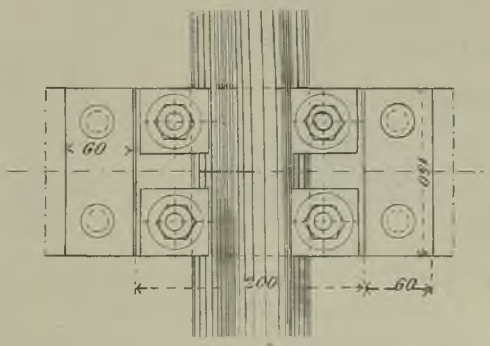


Abb. 289. Grundriß.



α) Schienen direkt auf den eisernen Trägern. Die Schienen ruhen entweder auf den Hauptträgern (Abb. 272), welche Konstruktion nur bei kleinen Brücken mit Blechträgern möglich ist; der Abstand der Hauptträger voneinander ist dann gleich dem Schienenabstand, d. h. zu 1,5 m zu wählen. Oder sie werden bei größern Brücken, die weitern Abstand der Hauptträger voneinander bedingen, von Längsträgern zweiter Ordnung getragen, die in 1,5 m Abstand voneinander liegen und zwischen die Querträger gelegt werden. Endlich kann man die Schienen auch auf genügend nahe angeordnete Querträger lagern; deren Abstand muß der Tragfähigkeit der Schienen entsprechen, darf also im allgemeinen nicht größer als 0,60 m sein. Die letztere Anordnung ist zur Zeit noch vielfach bei Zwillingsträgern (Abb. 274) üblich. Die direkte Lagerung der Schienen auf der Eisenkonstruktion hat, wie auf S. 157 ausgeführt ist, nicht geringe Nachteile: man wählt deshalb diese Konstruktionsart nur, wenn die geringe, verfügbare Höhe die Lagerung auf Querschwellen nicht ausführbar erscheinen läßt.

Unter den Schienen liegen eiserne, mit den Trägern vernietete Unterlagsplatten, deren Abstand entsprechend der Tragfähigkeit der Schienen zu 54 cm bis 70 cm be-

messen wird; die Auflagerfläche für die Schienen erhält die vorgeschriebene Schienenneigung (1 : 16 bzw. 1 : 20). Abb. 272 u. 274 zeigen solche Unterlagsplatten. Um das Geräusch beim Überfahren zu mildern und gute Drucküber-tragung zu erreichen, werden bei den preußischen Staatsbahnen die Unterlagsplatten nach Abb. 288 u. 289 [1]) auf 2 cm starken Filzplatten gelagert, die seitlich durch 25 mm starke, 60 mm breite Flacheisen begrenzt sind. Bei dem Beispiel der Abb. 288 u. 289 ruhen die Schienen auf eisernen Querträgern. Die Schienen werden mit den Unterlagsplatten durch federnde Klemmplatten verbunden. Man erreicht das Federn dadurch, daß man die Klemmplatten an der einen Seite auf dem Schienenfuß, an der andern Seite auf der Unterlagsplatte aufliegen läßt, während sie in der Mitte nicht aufliegt (Abb. 288). Besondere Vorkehrungen sind anzubringen, um das Losrütteln der Schraubenmuttern zu verhüten.

Abb. 290 u. 291. Schienenbefestigung direkt auf Längsträgern. M. 1 : 20.

Abb. 290. Querschnitt.

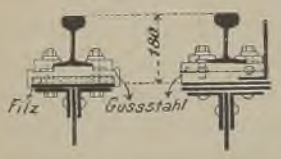
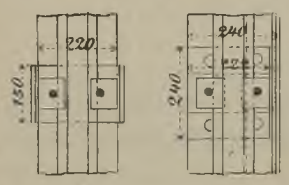


Abb. 291. Grundriß.

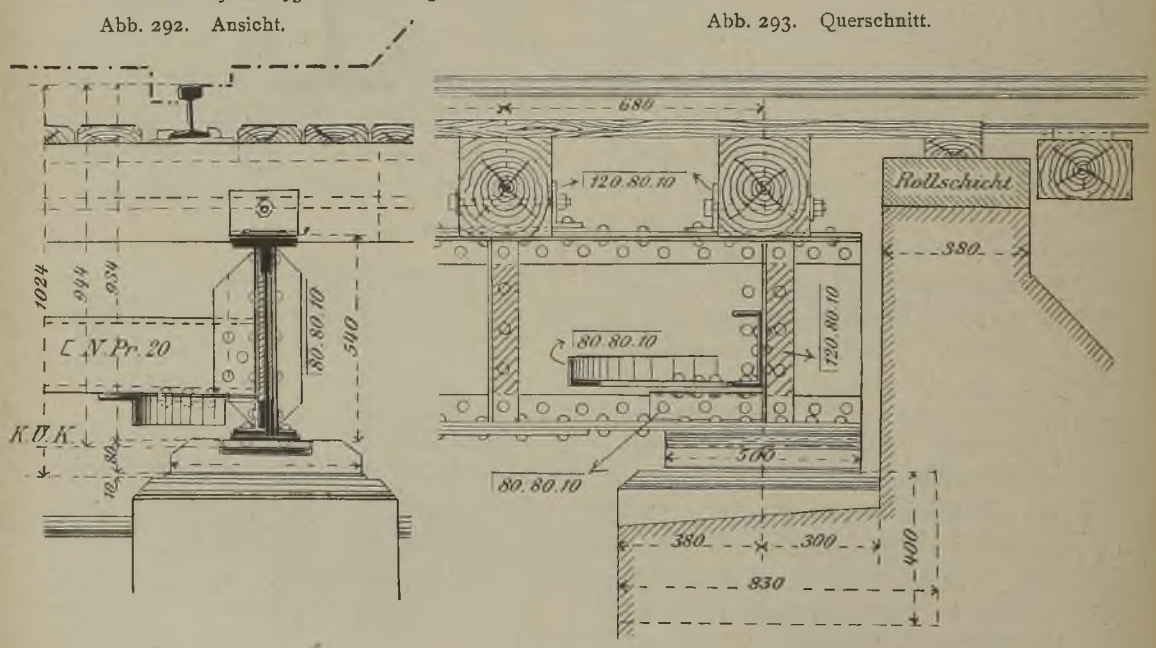


Die Befestigung der Schienen auf den Querverbindungen der Zwillingsträger kann nach Abb. 288 u. 289 ausgeführt werden, da diese Querverbindungen den Querträgern der Abb. 274, S. 157 entsprechen. Befestigung der Schienen mittels Unterlagsplatten auf Längsträgern zeigen Abb. 290 u. 291.

β) Schienen auf Holzquerschwellen. Die Holzquerschwellen mildern die Stöße; sie bilden ein elastisches Glied zwischen Schiene und Eisenkonstruktion. Man legt die

Abb. 292 u. 293. Verbindung der hölzernen Querschwellen mit den Trägern. M. 1 : 20.

Abb. 292. Ansicht. Abb. 293. Querschnitt.

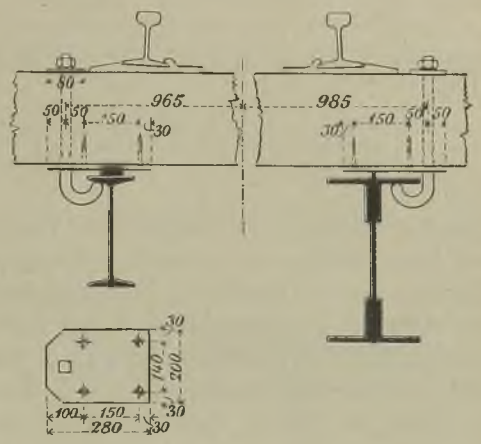


Querschwellen bei kleinen Brücken und ausreichender Höhe unmittelbar auf die Hauptträger (Blechträger) (Abb. 269, 292 u. 293) oder auf besondere, zwischen den Querträgern

[1]) Die Abb. 288, 289, 292 u. 293 sind nach den Normalentwürfen d. Preuß. Staatsbahn, aufgestellt von der Eisenbahndirektion Breslau, angefertigt, die Abb. 290 u. 191 von der Drehbrücke Neuhof in Hamburg, Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1900, S. 1422.

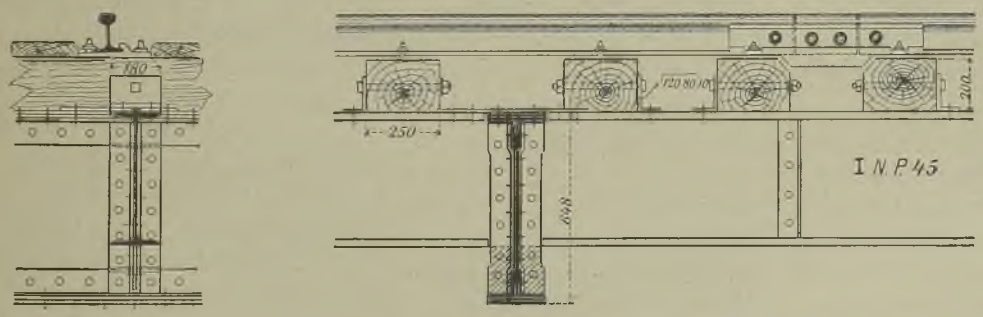
angeordnete Längsträger zweiter Ordnung, die hier Schwellenträger genannt werden (Abb. 270, die Querschwellen sind einpunktiert; Abb. 273). Diese Konstruktionsweise ist für größere Brücken mit Hauptträgern aus Fachwerk allgemein üblich. Die Querschwellen haben etwa 24/26, 18/25, 21/25 cm Querschnitt, 2,7 bis 4,8 m Länge; letztere Länge ist dann nötig, wenn sie die Fußwege und Geländer tragen, da die letztern wenigstens 4,4 m lichten Zwischenraum bei eingleisiger Brücke haben müssen. Es genügt jedoch, abwechselnd eine lange und eine kurze Querschwelle (2,5 bis 2,7 m) zu verlegen, da die 50 bis 65 mm starken Fußwegbohlen sich auf 1,4 m frei tragen können. Bester Baustoff für die Querschwellen ist Eichenholz (vor der Verwendung mit Schutzanstrich, Karbolineum oder dergleichen, zu versehen); aber auch Kiefern-, Lärchen-, Fichten-, Buchenholz werden verwendet; diese Holzarten sind vor dem Verlegen zu imprägnieren.

Abb. 294 u. 295. Verbindung der Querschwellen mit den Schwellenträgern. M. 1 : 20.



Schwellenabstand von Mitte zu Mitte nicht größer als 60 cm; bei der hohen Konstruktion nach Abb. 269, S. 154 (Querschwellen auf Hauptträgern) lege man über jedes Trägerauflager eine Querschwelle und teile zwischen beiden Endquerschwellen gleichmäßig ein. An den Auflagerstellen schneidet man die Querschnellen 2 cm tief ein und verkämmt sie mit den Trägern; für die Nietköpfe arbeitet man Vertiefungen aus. — Die Querschwelle wird mit jedem Träger oder Schwellenträger verbunden; eine gute Verbindung ist in Abb. 292 u. 293 dargestellt. Ungleichschenklige Winkeleisenstücke (|120 · 80 · 10) mit lotrecht gestelltem größerm Schenkel sind auf die Trägergurtung genietet, ein wagerechter, 20 mm starker Schraubenbolzen verbindet die Querschwelle mit dem Winkeleisen.

Abb. 296. Von der Weschnitzbrücke (Hofheim-Biblis). M. 1 : 25.



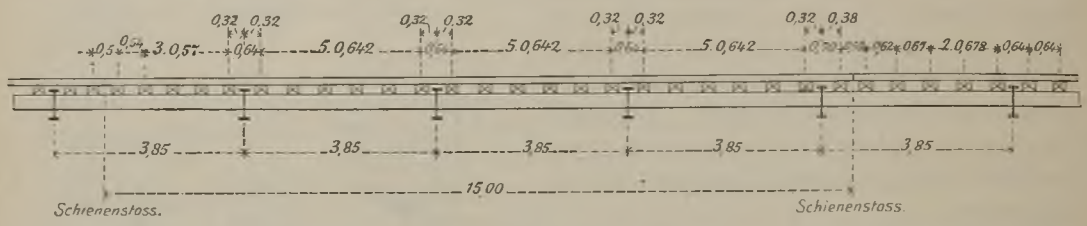
Lockern der Mutter soll durch untergelegten Federring verhütet werden. Diese Anordnung gestattet ein Nachziehen der Mutter bei etwaigem Schwinden des Holzes.

Etwas anders ist die Anordnung der Abb. 294 u. 295 (Sächsische Staatsbahn). Die Schwellen sind hier genau zentrisch unterstützt, entweder durch das etwas über die Winkeleisen hinausragende Stehblech oder durch besondere 50 mm breite und 15 mm starke Flacheisen; letztere werden mit den Walzbalken durch Stiftschrauben mit versenkten Köpfen verbunden, bzw. bei Blechträgern mit den Lamellen versenkt vernietet, diese aber in gewöhnlicher Weise auf die Winkeleisen der Träger genietet. Verbindung

der Querschwellen mit den Schwellenträgern durch Hakenschrauben; unter die Schwellen kommen Eisenfutter, 10 mm stark.

Die Einteilung der Querschwellen ist so vorzunehmen, daß möglichst wenig Schienenstöße auf die Brücke kommen; sind die Schienenstöße wegen großer Länge der Brücke nicht vermeidbar, so vermindert man deren Zahl durch Verwendung außergewöhnlich langer Schienen. Bei den preußisch-hessischen Staatsbahnen, deren regelmäßige Schienenlänge 12 m beträgt, werden deshalb auf längern Brücken 15 m lange

Abb. 297. Schwellenanordnung auf der Weschnitzbrücke (Hofheim-Biblis). M. 1 : 150.



Schienen verlegt. Um ungünstigen Verhau infolge der Verschiebung der Schienenstöße auf freier Strecke zu vermeiden, verwendet man auch Schienen von 10 m Länge. Der Schienenstoß auf der Brücke ist wie auf der freien Strecke schwebender Stoß (Abb. 296); der Abstand der Stoßschwellen von Mitte zu Mitte beträgt 0,5 m bis 0,6 m, derjenige der übrigen Querschwellen von Mitte zu Mitte 0,5 m bis 0,7 m. Es empfiehlt sich jedoch, den Abstand der Querschwellen von Mitte zu Mitte nicht über 0,60 m zu wählen.

Falls die Brücke Querträger und Schwellenträger erhält, so legt man in jedes Feld zwischen zwei Querträger eine Anzahl ganzer Schwellenabstände und an die Enden nach jedem Querträger zu einen halben Schwellenabstand; dadurch erhält man eine regelmäßige Schwellenteilung. Jeder Querträger liegt in der Mitte zwischen zwei Querschwellen. Wenn Schienenstöße in einzelne Felder fallen, so ergeben sich kleine Unregelmäßigkeiten (Abb. 297). Es wird empfohlen, sowohl den Abstand der Querträger (also auch die Feldweite der Hauptträger), als auch den regelmäßigen Schwellenabstand so zu wählen, daß Schienenlänge wie Querträgerabstand ein Vielfaches des regelmäßigen Schwellenabstands sind. Beispielsweise möge auf eine Schienenlänge von 15 m eine Zahl von 24 Schwellenabständen entfallen, deren jeder 15 : 24 = 0,625 m ist; bei 5 m Feldweite kommen in jedes Feld 7 ganze und 2 halbe Schwellenabstände, es ist also 8 · 0,625 = 5,0 m. Bei einem Abstand der Stoßschwellen von 0,5 m kann man die beiderseits zunächstgelegenen Querschwellen um

$$0{,}625 + \frac{0{,}125}{2} = 0{,}687 \text{ m}$$

voneinander legen.

Abb. 298 bis 300. Befestigung der Belageisen auf den Trägern. M. 1 : 20.

Abb. 298. Ansicht.

Abb. 299. Querschnitt.

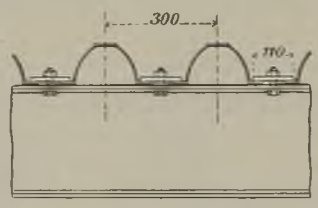
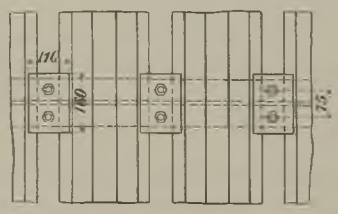


Abb. 300. Grundriß.



γ) *Schienen auf eisernen Querschwellen.* Als eiserne Querschwellen werden Belageisen, NPr. Nr. 11, oder solche mit geradlinig begrenztem Querschnitt verwendet, die meistens mit engem Zwischenraum von 15 bis 25 mm quer auf die Hauptträger oder Schwellenträger verlegt werden; jedes Belageisen wird mit jedem Träger durch vier Niete oder durch Klemmplatten und Schrauben (Abb. 298 bis 300) verbunden. Man hat zweckmäßigerweise neuerdings auch die Belageisen mittels besonderer untergenieteter Unterlagsplatten zentrisch auf durchlaufenden, mit den Trägern vernieteten Flacheisen gelagert (s. Abb. 312 u. 313), ähnlich wie die Holzquerschwellen in Abb. 294. Die Tragfähigkeit der Belageisen ist gering; es ist deshalb zweckmäßig, die Träger der Querschwellen lotrecht unter den Schienen, also in 1,5 m Abstand voneinander, anzuordnen.

Abb. 301. Neue Weichselbrücke bei Dirschau. M. 1 : 75.

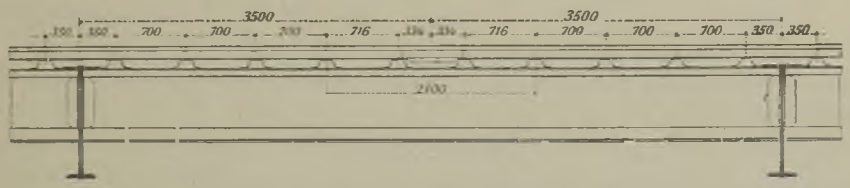
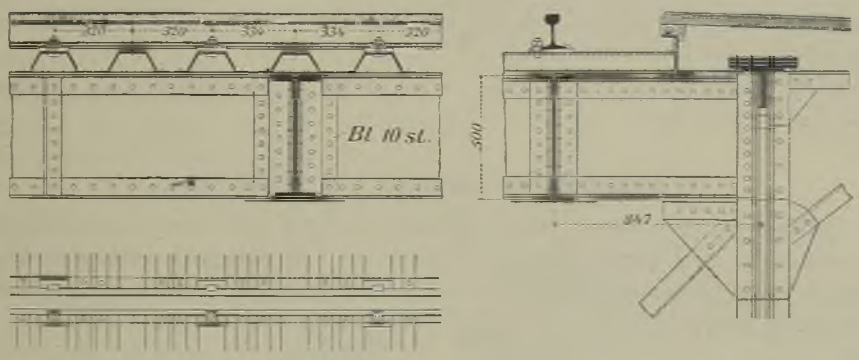


Abb. 302. Brücke über die Passarge. M. 1 : 30.



Ein Durchbrechen des Rades bei etwaiger Entgleisung verhütet man wohl durch einen besondern, in der Gleismitte unter den Belageisen angebrachten sog. Entgleisungsträger (bei Müngsten ausgeführt).

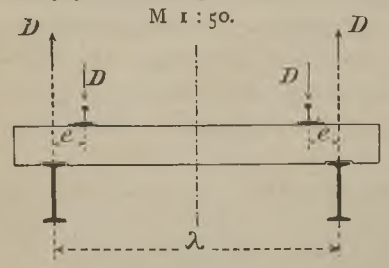
Abb. 301 zeigt eiserne Querschwellen mit weiter Schwellenlage und schwebendem Stoß. Für das Begehen der Brücke ist Riffelblech, 7 mm stark in Tafeln verwendet, die von Querschwelle zu Querschwelle reichen, mit 5 mm weitem Zwischenraum der Wärmeausdehnung halber verlegt und mit 15 mm Nieten befestigt sind; die obern Köpfe der Niete sind halb versenkt, damit sie beim Begehen nicht stören. Für die Riffelblechplatten über den Querträgern sind zur Befestigung Schraubenbolzen angeordnet, damit man die Platten bei Ausbesserungen leicht abheben kann. Um das Geräusch beim Überfahren der Züge zu vermindern, hat man auf das Riffelblech eine dünne Kiesschicht zwischen längslaufenden aufgenieteten Winkeleisen gebracht. Wellblech hat sich als Belag nicht bewährt.

Abb. 302 hat enge Schwellenlage, doch ist die Schiene nur von jeder zweiten Querschwelle unterstützt. Die Oberkante der Schwellenträger ist hier 10 mm höher gelegt, als die Oberkante der Querträger liegt. Dadurch wurde erreicht, daß die Belageisen regelmäßig auch über den Querträgern durchgeführt werden konnten.

δ) *Berechnung der Querschwellen.* Jede Querschwelle hat ein Moment zu ertragen: $M = D \cdot e$; man kann das geringe in Betracht kommende Eigengewicht vernachlässigen und für D die größte Radbelastung einführen (Abb. 303). Die Querschwelle habe rechteckigen Querschnitt von der Breite b und Höhe h, die zulässige Inanspruchnahme für das qcm des Querschnitts sei k, so muß sein:

$$\frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{D \cdot e}{k}.$$

Abb. 303. Berechnung der Querschwellen. M 1 : 50.



Für Holz ist $k = 80$ kg/qcm; ferner muß nach der preußischen Brückenverordnung von 1901 gesetzt werden: $D = 10000$ kg; dann darf für $b = 20$ cm, $h = 24$ cm sein:

$$e = \frac{20 \cdot 24^2 \cdot 80}{6 \cdot 10000} = \sim 15 \text{ cm}.$$

Wegen Vergrößerung des Raddrucks durch einseitigen Winddruck setzt man nach der Entwicklung in § 20 (S. 107) besser:

$$D = 10675 \text{ kg}.$$

(Im vorliegenden Zahlenbeispiel erhält man dann ebenfalls:

$$e = \sim 15 \text{ cm},$$

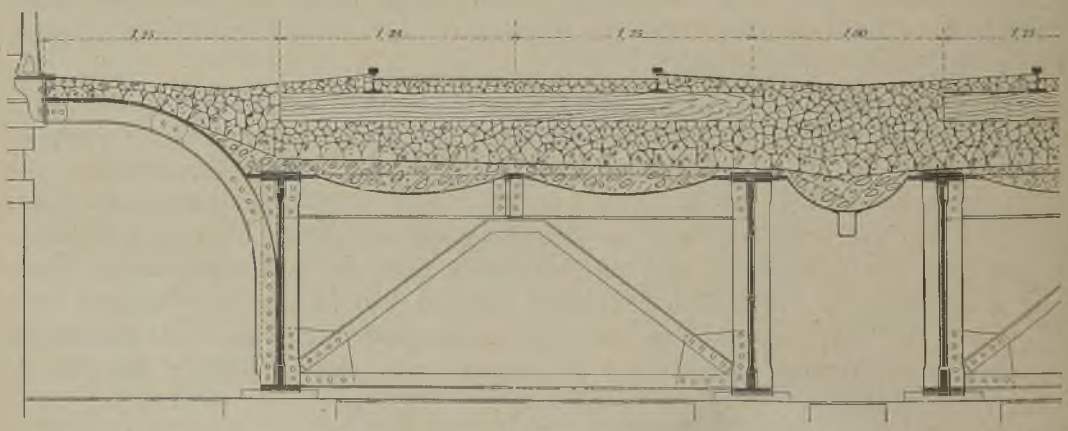
also denselben Wert wie für $D = 10000$ kg, weil bei der ersten Berechnung stark nach oben abgerundet war.)

Demnach würde $\lambda = 1{,}5 + 2 \cdot 0{,}15 = 1{,}8$ m sein. Bei Verwendung eiserner Querschwellen wähle man (s. o.) $e = 0$; $\lambda = 1{,}5$ m. —

b) Fahrbahn mit Bettung auf der Brücke.

Zur Aufnahme der Bettung (Kies, Schotter u. dgl.) muß eine Fahrbahntafel gebildet werden, die von einem Netz von Quer- und Längsträgern getragen wird. Die Fahrbahntafel wird hauptsächlich aus Buckelplatten, Belageisen, auch Hängeblechen und ebenen Blechen hergestellt.

Abb. 304. Fahrbahntafel aus Buckelplatten. M. 1 : 40.



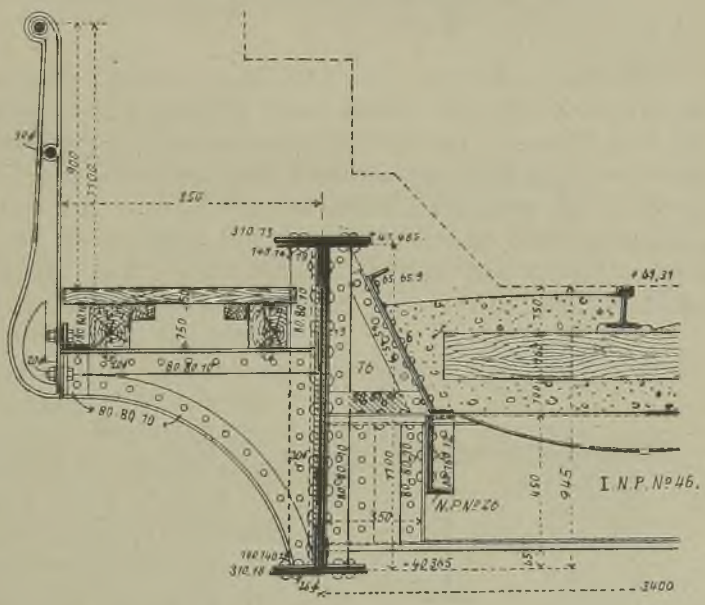
α) *Fahrbahntafel aus Buckelplatten, ebenen Blechen und Hängeblechen.* Über die Form der Buckelplatten ist in § 27k das Erforderliche gesagt. Die Buckelplatten werden auf allen Seiten mit den Trägern des Fahrbahngerippes vernietet, es

müssen deshalb deren Oberflächen in derselben Ebene liegen; werden die Buckelplatten auf Trägern mit Gurtplatten befestigt (Abb. 304)[1]), so müssen die Gurtplatten über die ganze Trägerlänge durchlaufen. Gut ist es, die Vernietung der Buckelplatten auf entsprechend verbreiterten Gurtplatten vorzunehmen, weil man dadurch die Vernietung der Fahrbahntafel von derjenigen der Träger unabhängig macht (Abb. 305). Auch ordnet man, falls der Blechträger keine Gurtplatten braucht, über den Buckelplattenrändern eine durchlaufende Platte an, die die benachbarten Buckelplatten verbindet, weil sonst die Verbindungsniete der Winkeleisen mit der Blechwand durch die Buckelplatten stark auf Abreißen beansprucht werden.

Abb. 305.
Vernietung der Buckelplatten.

Besser ist es, als Träger der Buckelplatten Walzbalken zu verwenden, bei genügender Breite der Flanschen I-Träger, sonst ⊏-Eisen; bei den ⊏-Eisen müssen dann die beiden Ränder der benachbarten Buckelplatten einander überdecken; das erforderliche Aufbiegen des einen Randes der einen Buckelplatte ist bei den geringen Stärken (6 bis 8 mm) der hier verwendeten Buckelplatten nicht schwierig. ⊏-Eisenträger gestatten die Verwendung günstigerer Profileisen und erfordern weniger Bohr- und Nietarbeit; auch werden die Flanschen wenig von den Zugkräften der Buckelplatten beansprucht.

Abb. 306. Koffer zur Aufnahme der Bettung. M. 1 : 25.



Man hat vielfach erstrebt, die eigentliche Tragkonstruktion von der Bettung getrennt zu halten. Man bildet deshalb bei tiefer Lage der Fahrbahn durch seitliche Bleche einen Koffer (Abb. 306)[2]), vgl. auch Abb. 277. Die seitlichen Kofferbleche werden auf Winkeleisen befestigt, die an die Eckaussteifungsbleche genietet sind. Die obern Ränder der seitlichen Kofferbleche sichert man durch der Länge nach laufende Winkeleisen. Diese Bauart bedingt die Verwendung von drei Längsträgern zweiter Ordnung und außerdem von zwei seitlichen Begrenzungsblechen und ist infolge davon teurer, als die Anordnung der Abb. 276, bei der die Bettung an den Hauptträgerwandungen anliegt. Im übrigen hat nach den Erfahrungen die Berührung von Hauptträgern und Bettung bei guter Unterhaltung des Anstrichs keine Unzuträglichkeiten im Gefolge gehabt.

Statt der Buckelplatten werden auch Tonnenbleche, neuerdings auch ebene Bleche zur Bildung der Sohle des Koffers verwendet; die Tragfähigkeit der ebenen Bleche ist

---

[1]) Aus »Berlin und seine Bauten«. Berlin 1896, Bd. I, S. 243.

[2]) Aus den Normal-Entwürfen der Preuß. Staatsbahn, aufgestellt von der Eisenbahn-Direktion Breslau.

geringer, als diejenige der Buckelbleche und Tonnenbleche; bei 8 mm Dicke lasse man sie nicht weiter als 0,85 m frei liegen. Hierbei legt man die Unterstützungslängsträger zweckmäßig lotrecht unter die Schienen.

Die Bettung — reiner grober Kies oder gesiebter Steinschlag auf Kiesunterlage — soll zwischen Buckelplatte und Schwellenunterkante wenigstens 15 cm, besser 20 cm stark sein. Kiesersparnis liegt auch im Interesse der Gewichtsverminderung; Eisenquerschwellen gestatten geringere Gesamtstärke der Bettung als Holzquerschwellen.

Abb. 307.
Brückenentwässerung von JUCHO, Dortmund.

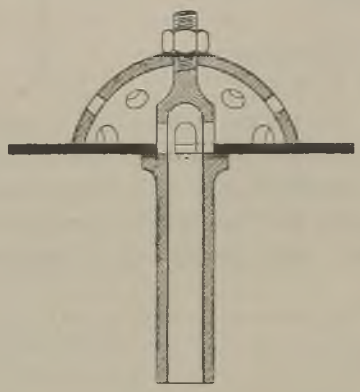
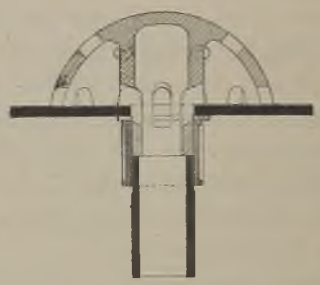
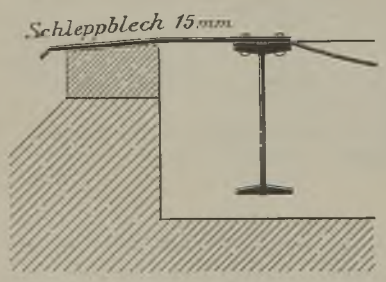


Abb. 308.
Brückenentwässerung von KLÖNNE, Dortmund.



Die Entwässerung des Überbaues erfolgt entweder durch Einzelentwässerung der Buckelplatten oder, besser, durch Abführung des Tagewassers hinter die Endpfeiler (die Widerlager). — Bei der Einzelentwässerung[1]) ist an der tiefsten Stelle jeder Buckelplatte ein 25 bis 35 mm weites Loch, unter das eine Tülle aus Gasrohr oder Zink, 35 bis 45 mm weit, geschraubt oder gelötet ist. Oberhalb des Tüllenlochs bringt man gußeiserne Siebe oder Schutzhauben mit Schlitzen für den Abfluß des Wassers, Steinplatten, Klinker und darüber Geröllpackung gegen Verstopfung an. Die Fugen sind mit Asphaltkitt oder anderm Dichtungsstoff zu schließen. Das Wasser aus den Tüllen wird durch untergehängte offene Quer- und Längsrinnen von wenigstens 8 cm Breite und 6 cm Tiefe nach den Widerlagern geführt und dort durch Abfallrohre fortgeleitet. Gefälle der Querrinnen wenigstens 1 : 50, Gefälle der Längsrinnen wenigstens 1 : 100.

Abb. 309. Endabschluß durch Schleppblech.



In Abb. 307 u. 308 sind zwei neue, patentierte Entwässerungsvorrichtungen vorgeführt. Abb. 307 des Dortmunder Brückenbau, C. H. JUCHO, D.RP. 203508, hat eine nach oben mit Fortsetzung versehene Tropftülle, die von unten gegen die Buckelplatte (oder ebene Platte) mittels eines Asbestrings abgedichtet ist. Die obere Verlängerung der Tropftülle hat eine Anzahl von Löchern, durch die das Wasser einfließen kann; ihr oberer, verjüngter Ansatz ist durch die Kieshaube geführt, mit Gewinde versehen, und wird mit einer Mutter fest angezogen. — Abb. 308 ist von KLÖNNE in Dortmund zum Patent angemeldet. Sickerhaube und Entwässerungstülle werden mittels einer Gasmuffe miteinander verbunden; durch letztere kann ohne Wegräumen des Kiesbetts ein Nachziehen bei etwaigem Undicht-

[1]) Unter Benutzung der Vorschriften der Preuß.-Hessischen Staatsbahnen.

werden vorgenommen werden, auch kann durch Abschrauben der Tropftülle die Sickerhaube gereinigt werden, ohne Wegräumen des Kiesbetts. Es ist auch vorteilhaft, daß keine Mutter und kein Niet in der Kiesbettung liegt.

Bei kleinen Bauwerken und genügendem Gefälle ist die nachstehend beschriebene Entwässerung über die Widerlager der Einzelentwässerung vorzuziehen. Über die Buckelplatten wird Asphalt- oder Zementbeton bis 7 mm stark über den höchsten Stellen der Buckelplatten gebracht und der Beton mit Asphaltfilz oder Asphaltfilz mit Bleieinlage

Abb. 310. Brücke über den Billhörner Röhrendamm in Hamburg. M. 1 : 50.

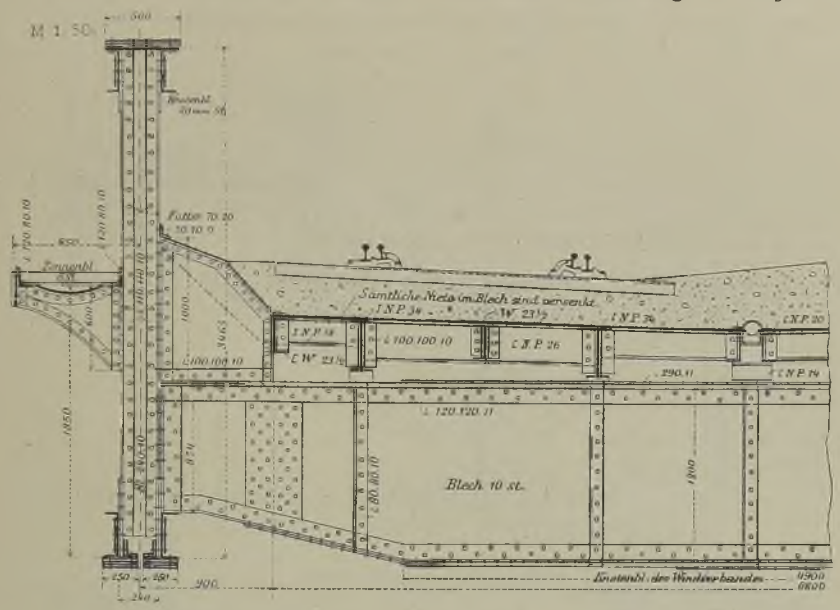
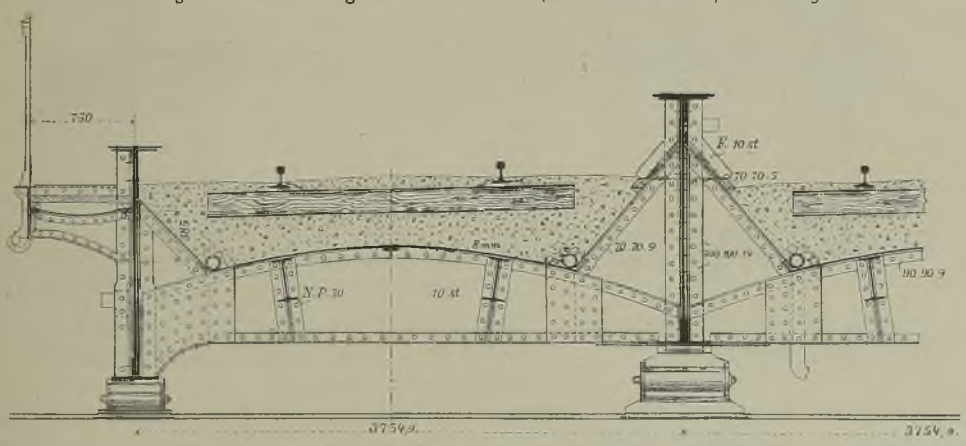


Abb. 311. Unterführung der Goethestraße (Sachs. Staatsbahn). M. 1 : 50.



(Tektolith) u. dgl. abgedeckt. An den Seitenwänden des Koffers wird die Abdeckung hochgezogen und angeklebt; am obern Rand ist sie in geeigneter Weise, etwa durch Gegenschrauben eines Profileisens, zu befestigen. Gegen Beschädigungen durch die Stopfhacke, Brechstangen usw. schützt man die Abdeckung durch eine Schutzschicht, z. B. eine trocken verlegte Flachschicht aus hartgebrannten Ziegeln. Stärke der Kiesbettung einschließlich der Schutzschicht bis Schwellenunterkante an schwächster Stelle

möglichst 20 cm, mindestens 15 cm. Das Tagewasser wird entweder nach einer in der Längsachse der Brücke gelegenen Längsrinne oder nach zwei rechts und links liegenden Längsrinnen geführt, deren höchste Stellen in der Brückenmitte liegen. Gefälle nach den Widerlagern möglichst groß, $\frac{1}{20}$ bis $\frac{1}{50}$, keinesfalls kleiner als $\frac{1}{80}$. Bei geringer Konstruktionshöhe kann man eiserne Querschwellen verwenden und dadurch 12 bis 15 cm an Höhe gewinnen.

Der Endabschluß wird durch ein 10 bis 15 mm starkes Schleppblech vermittelt, das den Zwischenraum zwischen dem Endquerträger und der Schildmauer des Wider-

Abb. 312 u. 313. Quer über den Hauptträgern liegende Belageisen. M. 1 : 25.
Abb. 312. Querschnitt.

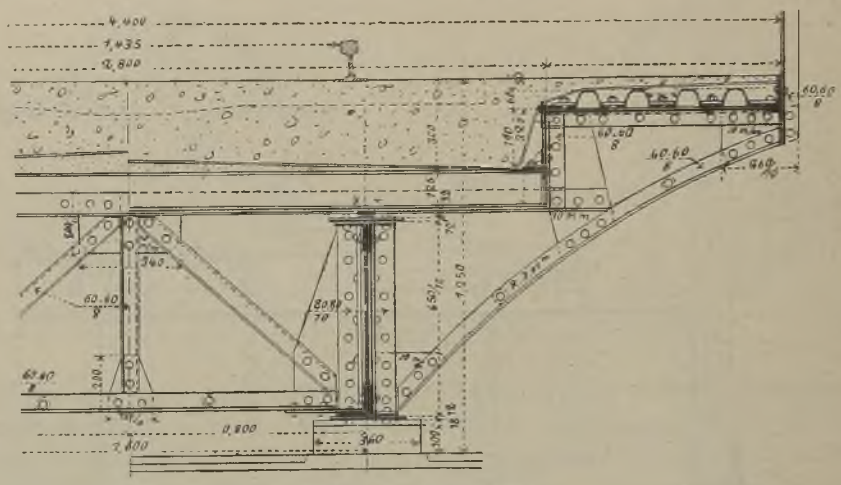
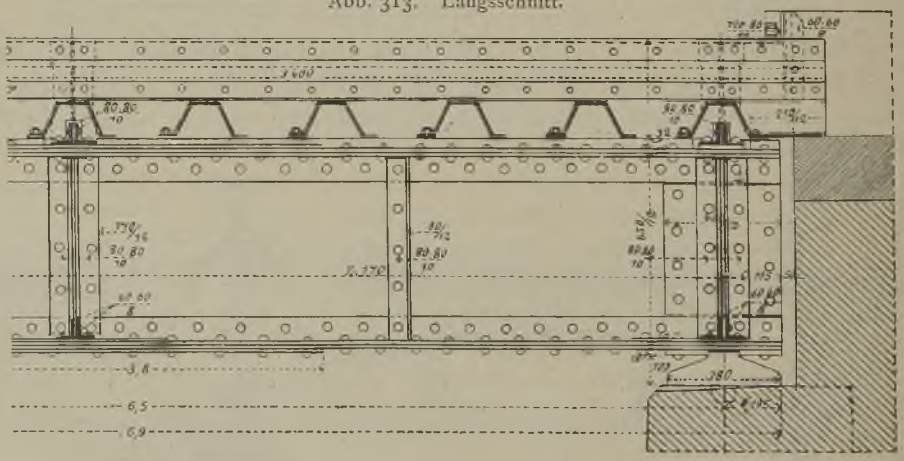


Abb. 313. Längsschnitt.



lagers überdeckt (Abb. 309). Das Schleppblech liegt auf der Abdeckplatte der Schildmauer beweglich auf, erhält Seitenwände als Fortsetzung der Seitenwände des Koffers, starkes Gefälle und eine durch Umbiegen des Bleches gebildete Tropfnase. Die Hinterfläche der Widerlagsmauer muß mit dichtem Zementputz und Teeranstrich versehen werden; außerdem ist hinter der Widerlagsmauer genügend starke Steinpackung anzubringen, wenn nicht der Boden sehr wasserdurchlässig ist. Die oben erwähnte Fahrbahntafel aus ebenen, 8 mm starken Blechen gestattet eine einfache Entwässerung. In den beiden Ecken zwischen Sohle und Seitenwand des Koffers sind Rinnen aus Eisenblech,

die das Wasser mit Längsgefälle von wenigstens 1 : 100 hinter die Widerlager führen. Quergefälle 1 : 30.

Fahrbahntafel mit ebenem Blech zeigt Abb. 310; solche Fahrbahntafeln sind zwar etwas schwerer als Buckelplattendecken; doch können sie wohl in den Wettbewerb eintreten wegen des höheren Einheitspreises der Buckelplatten, und weil man für diese

Abb. 314 bis 316. Parallel der Brückenachse auf Querträgern liegende Belageisen.

Abb. 314. Querschnitt. M. 1 : 25.

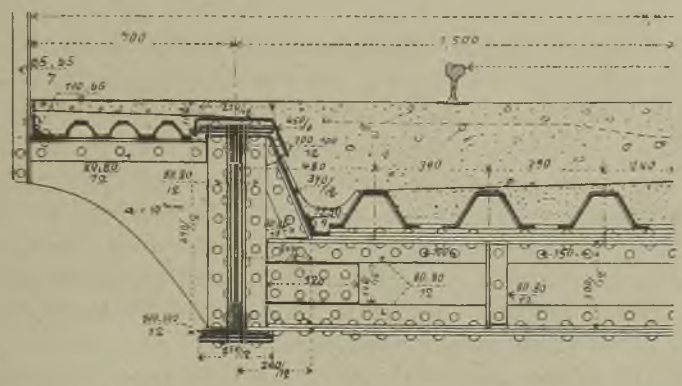
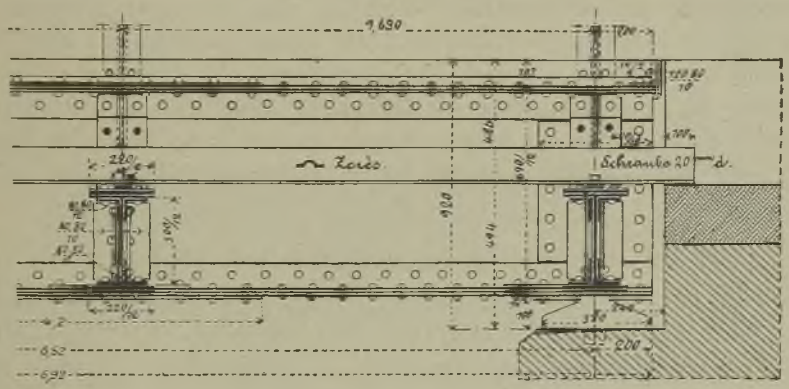
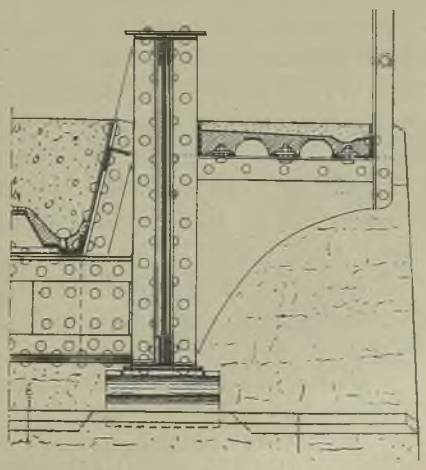


Abb. 315. Längsschnitt. M. 1 : 25.



ein größeres Entwässerungsnetz braucht. In Abb. 310[1]) findet die Entwässerung nach der Rinne statt, die in der Längsachse der zweigleisigen Brücke liegt. — Eine sehr beachtenswerte Anordnung ist in Abb. 311 vorgeführt: die Deckbleche sind Tonnenbleche, die obere Gurtung der Querträger folgt der zylindrischen Form der Bleche, die Längsträger zweiter Ordnung sind radial gestellt. Das Wasser wird nach 15 cm weiten, geschlitzten Rohren aus Gußeisen

Abb. 316. Seitenwand des Koffers.



[1]) Die Abb. 310 ist entnommen dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, Abt. III: »Der Brückenbau« 3. Aufl., Kap. IX: »Die Konstruktion der eisernen Balkenbrücken«, bearbeitet v. Reg.-Baumeister und Privatdozent Karl Bernhard in Berlin.

geleitet, die in den beiden Ecken liegen; in den Rohren wird es nach den Widerlagern geführt oder durch Abfallrohre beseitigt.

β) *Fahrbahntafel aus Belageisen.* Die Fahrbahntafel besteht aus nebeneinander gelegten Belageisen, die mit Zwischenräumen verlegt und mindestens bis zur Kopfhöhe einbetoniert werden; die Betonoberfläche wird mit Holzzement, Asphaltfilz u. dgl. überdeckt und in der gleichen Weise entwässert, wie die entsprechende Konstruktion unter α bei den Buckelplatten. Das Tagewasser braucht nicht über die Widerlager abgeführt zu werden, kann vielmehr vor den Endpfeilern durch in den Beton eingelegte Abzugsröhren entfernt werden.

Die Belageisen werden quer zur Brückenachse oder parallel zu dieser gelegt. Abb. 312 u. 313 [1]) zeigen eine solche Brücke mit quer über den Hauptträgern liegenden Belageisen im Querschnitt und Längsschnitt. Wegen der geringen Tragfähigkeit der Belageisen kann hier der Abstand der Hauptträger nicht viel größer als der Schienenabstand, 1,5 m, sein. Die Belageisen ruhen auf den Hauptträgern ebenso, wie bereits auf S. 166 angegeben ist, mittels eiserner Längsschienen und belasten die Träger genau zentrisch. Über dem dichtenden Asphaltfilz oder Holzzement wird auch hier eine Schutzschicht, trockne Ziegelflachschicht, empfohlen zum Schutze gegen Beschädigungen durch die Stopfhacke u. dgl. Bettung über Beton an der schwächsten Stelle einschließlich Schutzschicht bis Schwellenunterkante mindestens 15 bis 20 cm stark.

Abb. 314 bis 316 zeigen diese Fahrbahn bei kleinerer Konstruktionshöhe. Die Belageisen sind parallel der Brückenachse gelegt und ruhen auf naheliegenden Querträgern; entsprechend der verschiedenen Belastung sind sie unter den Schienen näher aneinander gelegt, in der weniger belasteten Mitte weiter voneinander. Die Seitenwände des Koffers sind wie in Abb. 306 auch hier angeordnet.

Bei schiefen Brücken kann man die Belageisen schief auf die Hauptträger legen, so daß sie parallel der Achse des untern Weges sind, und sie an beiden Enden schief abschneiden, eine sehr einfache Lösung der bei einer schiefen Brücke auftretenden Schwierigkeit.

§ 32. Die Fahrbahn der Straßenbrücken.

Die Fahrbahn der Straßenbrücken besteht aus der Fahrbahndecke, dem Teil, auf dem gefahren wird, und der Fahrbahntafel, dem tragenden Teil. Die Fahrbahndecke wird hergestellt als Bohlenbelag, Schotter, Stein- oder Holzpflaster, Asphalt, Eisen usw.

a) Bohlenbelag.

Gewöhnlich als doppelter Bohlenbelag, die obere, schwächere Lage 6 bis 8 cm stark als Fahrbahndecke, die untere, tragende Bohlenlage, die Fahrbahntafel, stärker, 10 bis 13 bzw. 15 cm stark nach dem Ergebnis der Berechnung. Beide Bohlenlagen werden quer zur Längsachse der Brücke gelegt, in der obern Lage liegen die Bohlen dicht aneinander (Abb. 317 u. 318) [2]). Als Material wird Eichenholz, Kiefernholz, Buchenholz verwendet. Für den obern Belag sind harte Holzarten, Eichenholz und Buchenholz zweckmäßig; Kiefernholz wird rasch rauh und faserig und nutzt sich bei starkem Verkehr schnell ab. Buchenholz hat sich auf verschiedenen Brücken verschieden bewährt; es ist dicht und hart und wird durch das Fuhrwerk nur wenig abgenutzt, hat aber Neigung, sich zu werfen und zu reißen; sehr empfindlich ist es gegen Wechsel

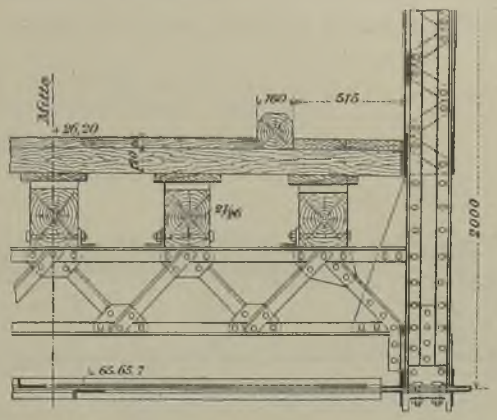
[1]) Abb. 312 bis 316 geben Konstruktionen von der Schweiz. Nordostbahn, vgl. Schweiz. Bauzeitung 1891, Bd. XVIII, E. 134 f.

[2]) Aus: Zeitschr. f. Bauwesen, 1902, Bl. 22.

von Nässe und Trockenheit, wird bei Regen und Reif glatt, so daß schon geringe Steigung der Bahn das Befahren gefährlich macht. Die untere Bohlenlage stockt, wenn sie aus Buchenholz hergestellt ist, leicht, wo der Oberbelag dicht schließend darüber liegt. Für den Oberbelag kann man bei starkem Verkehr, wagerechter oder nahezu wagerechter Bahn Buchenbohlen verwenden, für deren Unterbelag wird Kiefern- und Eichenholz empfohlen.

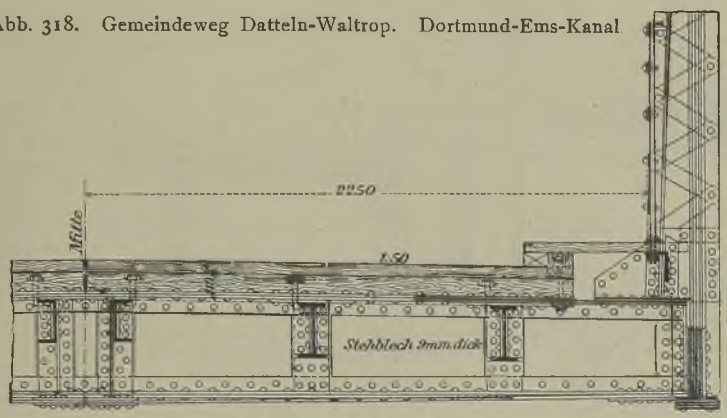
Abb. 317 u. 318. Befestigung des Bohlenbelags.

Abb. 317. Brücke über die Ahe. Dortmund-Ems-Kanal.



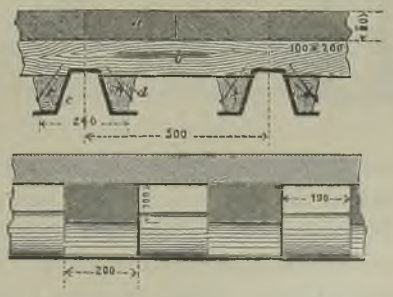
Die Befestigung der Bahnen geschieht durch Nagelung auf Holzlängsbalken, die auf den eisernen Querträgern ruhen (Abb. 317), oder auf hölzernen Langschwellen, die auf Längsträgern zweiter Ordnung durch Schrauben mit versenkten Muttern befestigt sind. Eine gute Befestigung ist in Abb. 318 (Dortmund-Ems-Kanal, Gemeindeweg Datteln-Waltrop)

Abb. 318. Gemeindeweg Datteln-Waltrop. Dortmund-Ems-Kanal.



dargestellt. Die untere Bohlenlage ist durch Hakenschrauben mit versenkten Muttern mit den Längsträgern zweiter Ordnung verbunden, und auf diese Lage ist die obere Bohlenlage genagelt. Gute Befestigung auf Belageisen (*c*) mit Hilfe unternagelter Eichenklötze (*d*) zeigt Abb. 319 von der Honigsbrücke in Königsberg. Der Bohlenbelag *a* ruht auf eichenen, 0,390 m von Mitte zu Mitte entfernten Längsbohlen *b*, diese auf Belageisen; *d* sind imprägnierte Unterlagsklötze, ebenfalls aus Eichenholz [1]). — Der gesamte Brückenquerschnitt wird zweckmäßig mit einer durchgehenden Längsfuge des Bohlenbelags in der Brückenachse konstruiert, damit man bei Ausbesserungen zunächst die eine und darauf die andere Brückenhälfte in Arbeit nehmen kann; für diese Anordnung legt man nahe der Brückenachse zwei Längsträger zweiter Ordnung (Abb. 318).

Abb. 319. Bohlenbefestigung auf Belageisen, der Honigsbrücke in Königsberg. M. 1 : 20.



[1]) Zentralbl. d. Bauverw. 1881, S. 163.

b) Schotter, Pflaster und Asphalt auf Beton und eiserner Fahrbahntafel.

Bei Verwendung von Schotter, Holz- oder Steinpflaster und Asphalt als Fahrbahndecke wird die Fahrbahntafel nur ausnahmsweise aus Holzbohlen, gewöhnlich als eiserne oder Betoneisentafel hergestellt. In betreff der eisernen Fahrbahntafel wird auf die Angaben in § 31 bei den Eisenbahnbrücken verwiesen; Buckelplatten, Belageisen, Trägerwellblech kommen hier wie dort in gleicher Weise zur Ausführung. Ausfüllung

Abb. 320. Chausseeüberführung vom Dortmund-Ems-Kanal. M. 1 : 60.

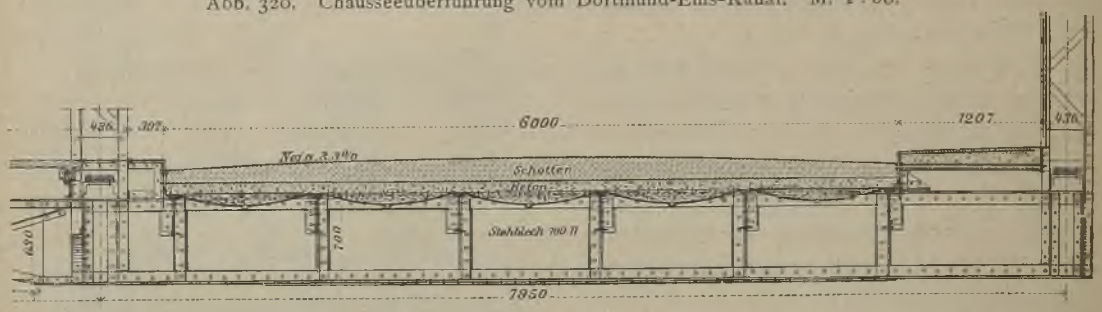


Abb. 321. Lippebrücke bei Wesel. M. 1 : 40.

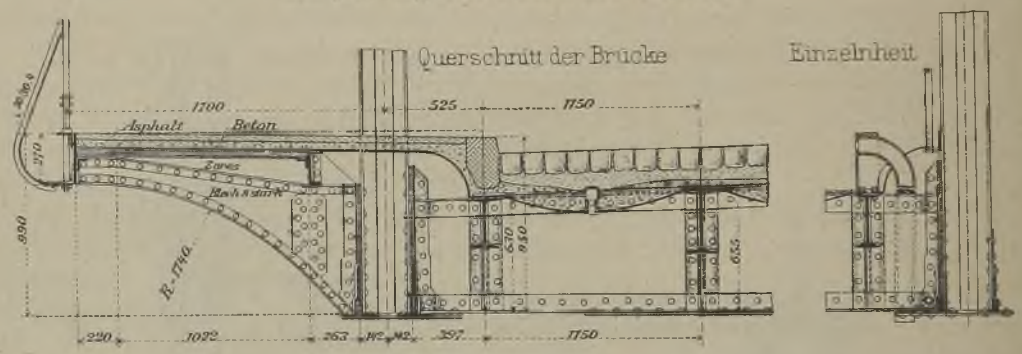
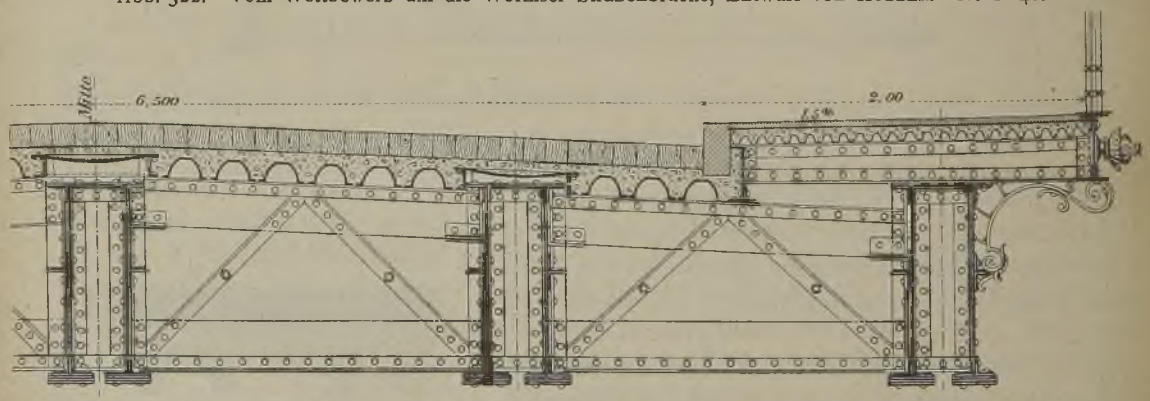


Abb. 322. Vom Wettbewerb um die Wormser Straßenbrücke, Entwurf von KÜBLER. M. 1 : 40.



mit Zementbeton bis 6 bis 8 cm über den höchsten Stellen der Buckelplatten bzw. Belageisen, darauf kommt eine wasserdichte Abdeckung durch Asphaltfilz und dann der Schotter, mit Quergefälle, womöglich $\frac{1}{30}$ bis $\frac{1}{50}$. Stärke des Schotters im Mittel 15 cm, in der Brückenmitte wenigstens 18 cm. Steinpflaster ist sehr schwer; man wählt es deshalb seltener, macht es etwa 12 cm stark und versetzt es auf mindestens 2 cm starker Kiesbettung über dem Betonbett. Quergefälle 1 : 30 bis 1 : 40.

Leichter ist Holzpflaster, das man nicht unter 12 cm stark verwende; es wird mit der Hirnseite nach oben gestellt. Breite der Holzklötze nicht kleiner als 8 cm, Länge 15 bis 20 cm. Versetzen mit 3 bis 8 mm starken Fugen auf glattem Zementstrich. Die Fugen werden mit Teer- und Pechmischung 1 bis 2 cm hoch gefüllt, der Rest der Fugenhöhe mit Zement oder Asphalt vergossen. Ein Nachteil des Holzpflasters ist das Auftreten

Abb. 323. Brückentafel aus Betoneisen. M. 1 : 40.
Isle-Brücke in Genf.

von Verwerfungen und Ausbauchungen durch Größenänderungen bei wechselnder Wärme der Luft und durch das Tagewasser. Man verhindert das Werfen durch Tränken der Holzstücke (mit Karbolsäure oder Zinkchlorid u. dgl.), und dadurch, daß man jederseits zwischen Bordschwelle und Holzpflaster eine mit nachgiebigem Material ausgefüllte Fuge herstellt (Tonfuge). Ferner versieht man das Pflaster mit einem Bewurf aus feinem Kies oder grobem Sande bzw. Porphyrgrus, der in das Holz eingefahren wird, die Oberfläche hart macht und auch den ungünstigen Einfluß tierischer Auswurfstoffe vermindert. Quergefälle 1 : 30 bis 1 : 50.

Abb. 324. Plattenbalken. M. 1 : 70.
Brenzbrücke in Heidenheim.

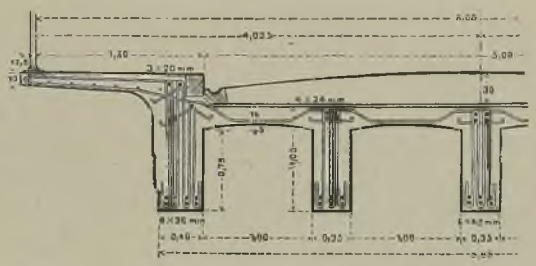


Abb. 325. Fahrbahn von Waysz & Freitag. M. 1 : 50.

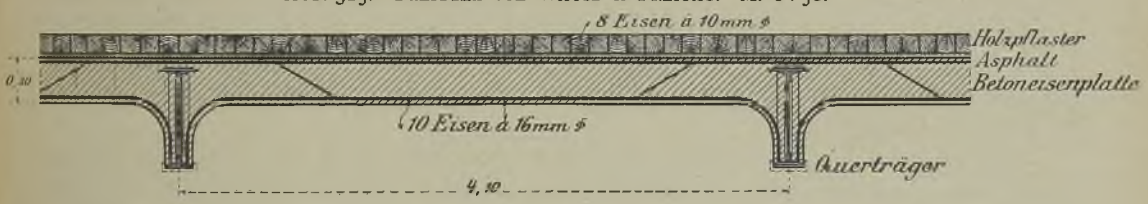
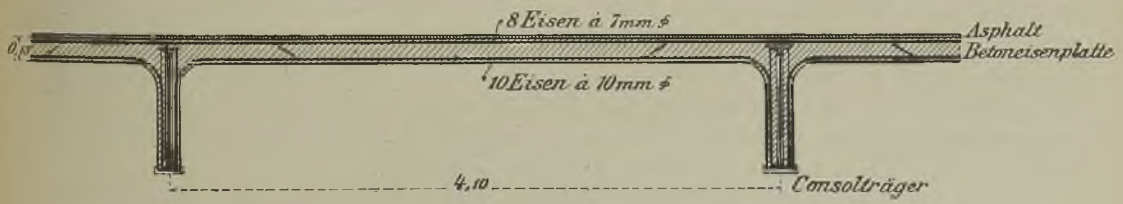


Abb. 325a. Fußweg in Eisenbeton von Waisz & Freitag. M. 1 : 50.



Asphalt für Fahrbahndecke kommt als Stampfasphalt auf Betonunterlage (s. oben) zur Verwendung, 4 bis 8 cm stark. Ist nur zulässig bei geringem Längsgefälle auf der Brücke, das 1 : 80 nicht übersteigen sollte (man vgl. hierüber »Berlin und seine Bauten« 1896, Bd. I, S. 35 u. 34 usw.; »Hütte« 1902, II, S. 100, 310, 323).

Die Abb. 320 [1]), 321 u. 322 geben gute, neuere Konstruktionen von Schotter und Steinpflaster auf einer Fahrbahn aus Belageisen.

[1]) Die Abb. 320 ist entnommen dem »Handb. d. Ing.-Wissensch«, Abt. V: »Der Brückenbau«, 3. Aufl., Kap. XIV: »Konstruktion der eisernen Bogenbrücken«, bearbeitet von Geh. Baurat Prof. Dr. Landsberg.

Betoneisenkonstruktionen werden neuerdings vielfach zur Herstellung der Brückentafel verwendet; man verlegt mit Eiseneinlagen versehene Betonplatten auf oder zwischen den eisernen Haupt- oder Querträgern und kann dabei eines der vielen üblichen Systeme verwenden (MONIERplatten, KOENENsche Voutenplatten, KLETTsche Platten usw.). Sehr zweckmäßig ist es, die Haupt- bzw. auch die Querträger ebenfalls als Eisenbetonbalken herzustellen und mit diesen die aus Eisenbeton bestehenden Platten für Fahrbahn und Fußwege zu einem gemeinsam tragenden Balken, einem sog. Plattenbalken, zu verbinden. Die Abb. 323 u. 324 [1]) zeigen diese beiden Anordnungen. Die Fahrbahndecke wird aus Asphalt, Holzpflaster, Schotter oder Steinpflaster in üblicher Weise gebildet. In den Abb. 325 u. 325a sind zwei Konstruktionen der Firma WAYSZ & FREITAG vorgeführt, eine für Fahrbahn, eine zweite für Fußwege (vgl. den folgenden Paragraph).

§ 33. Die Fußwege der Eisenbahnbrücken und der Straßenbrücken.

Wie bei der Fahrbahn unterscheidet man auch hier den tragenden Teil, die Fußwegtafel, und den Teil, auf dem der Verkehr stattfindet, die Fußwegdecke. Beide Teile sind zu einem vereinigt, wenn auf dem tragenden Teile der Verkehr unmittelbar stattfindet. Die einfachste Anordnung ist die eines einfachen Bohlenbelags, der parallel oder senkrecht zur Brückenachse verlegt werden kann. Seine Stärke ist 5 cm bis 10 cm, je nach der Länge, auf die sich die Bohlen frei tragen müssen. Als Belastung kann man auf das laufende Meter der Bohle 150 kg annehmen (Belastung durch zwei Mann), Breite der Bohlen 15 bis 30 cm; Verlegung mit je 2,5 cm Zwischenraum. Zulässige Inanspruchnahme der Holzbohlen 80 kg/qcm bis 100 kg/qcm.

Auf den Holzquerschwellen der Eisenbahnbrücken (Abb. 269), von denen nur jede zweite entsprechende Länge für Fußwegunterstützung zu erhalten braucht, werden die Bohlen genagelt. Werden die Holzbohlen von Walz- oder Blechbalken getragen, so verbinde man mehrere (etwa drei) Bohlen durch untergenagelte oder untergeschraubte Querbohlen (50 · 100) zu Tafeln; die Querleisten verhindern eine Querverschiebung der Tafel, die durch ihr Gewicht genügend festliegt. Auch kann man zum Festhalten einzelne Hakenschrauben wie in Abb. 318 verwenden. Eine derartige Anordnung zeigt Abb. 306 für hölzerne Längsbalken.

Fußwegdecke und Fußwegtafel sind auch bei Verwendung von Steinplatten aus Granit oder Sandstein und von Betonplatten mit Eiseneinlagen (Abb. 325a) zu einem Konstruktionsteil vereint. Steinplatten werden auf allen vier Seiten oder auf zwei Seiten unterstützt; sie sind zu berechnen, sollten aber nicht schwächer als 8 bis 10 cm gewählt werden, auch wenn die Berechnung kleinere Stärken ergibt. Betonplatten mit Eiseneinlagen können je nach der Lichtweite (1,0 bis 2,5 m und mehr) 50 mm bis 60 mm stark und stärker sein. Die Anfertigung der Betoneisenplatten kann an Ort und Stelle vorgenommen werden, es können aber auch die fertigen Platten auf den Träger verlegt werden, wobei sie in halber Spundung übereinandergreifen.

Wenn Fußwegdecke und -tafel nicht zu einem Konstruktionsteil vereinigt sind, so stellt man die Decke ebenfalls aus Bohlen oder in Gußasphalt bzw. Zementguß auf Beton her, die Fußwegtafel aus leichtem Belageisen (Nr. 6 oder $7\frac{1}{2}$) Abb. 312, 314, 316, 321) oder Wellblech (Abb. 322) bzw. Trägerwellblech, auch wohl Buckelplatten oder Tonnenblechen (Abb. 310, 311); die letztern wendet man unter den Fußwegen

[1]) Die Abb. 323 u. 324 sind nach P. CHRISTOPHE, Der Eisenbeton und seine Anwendung, Berlin 1903, Verlag der Tonindustriezeitung, S. 159 u. 161, hergestellt. Die Abb. 325 u. 326 sind aus dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, der Brückenbau, 3. Aufl., 3. Abt., Kap. X, bearb. von Geh. Baurat Prof. Dr. LANDSBERG, entnommen.

auch mit nach oben gewendeter Wölbung an, um die größere Höhe der Fußwege ohne großen Betonaufwand zu erreichen. Mangelhafte Entwässerung zwischen den Buckelplatten ist hier nicht zu befürchten, da man durch dichte Abdeckung dafür Sorge tragen kann, daß das Tagewasser nicht an die Fußwegtafel kommt. Sowohl Belageisen wie Wellblech werden je nach der Lage der unterstützenden Träger quer oder parallel zur Brückenachse gelegt. Abstand der Belageisen je nach der Tragfähigkeit verschieden groß, von Mitte zu Mitte etwa 200 bis 350 mm. Der Raum zwischen den Belageisen wird mit Beton ausgefüllt, bis 20 mm über dem Belageisen; ebenso kommt auf das Wellblech, bzw. die Buckelplatten und Tonnenbleche Beton bis 20 bis 30 mm über den höchsten Stellen der eisernen Decke. Die Asphaltschicht auf dem Beton ist 20 mm stark.

§ 34. Verbindung der Längsträger II. Ordnung mit den Querträgern und der Querträger mit den Hauptträgern.

Es handelt sich hier um den Anschluß von Walzbalken (I und ⊏) an Walzträger und Blechträger, sowie um denjenigen von Blechträgern an Blechträger. Für die Anschlüsse von Blechträgern an gegliederte Hauptträger sind in § 43 einige Beispiele vorgeführt. Es können hier nur die festen Anschlüsse besprochen werden.

Bei geraden Brücken und auch bei den meisten Anschlüssen der schiefen Brücken sind zwei lotrechte Wände miteinander zu verbinden, die einander im Grundriß unter rechtem Winkel schneiden; die Verbindung wird mit Hilfe von lotrecht gestellten Winkeleisen vorgenommen. Selbstverständlicher Grundsatz ist, daß der stützende Balken durchgeht, der gestützte Balken an ihm befestigt wird.

Diese Befestigungswinkeleisen sind gleichschenklig oder, wenn es wünschenswert ist, den gestützten Balken mit zwei Reihen von Nieten anzuschließen, ungleichschenklig. Eine Schenkellänge von 6,5 cm genügt für den kürzern Schenkel meistens.

Die Befestigung von Walzbalken an Walzbalken zeigen die Abb. 326 [1]), 304 u. 306, S. 169. Bei Abb. 326 sind sowohl der stützende Querträger, wie der getragene Längsträger zweiter Ordnung I-Balken; der letztere hat eine nur wenig geringere Höhe als der erstere, die Befestigungswinkeleisen liegen zwischen den Flanschen des gestützten Walzbalkens. Bei größerer Höhe des gestützten Trägers lasse man von den beiden Verbindungswinkeleisen des getragenen Trägers eines auf die ganze Höhe des höheren Trägers durchlaufen, so daß die Last sich auf den ganzen Trägerquerschnitt überträgt und nicht nur auf einen wenig widerstandsfähigen Stegteil. Bei ⊏-Querschnitt des anzuschließenden Balkens ist das, wie Abb. 306 zeigt, leicht durchführbar, weniger leicht bei I-Querschnitt. Man schneidet in diesem Falle für das über die ganze Höhe des stützenden Trägers fortlaufende Anschlußwinkeleisen die Flanschen des gestützten I-Trägers an den Enden ab; das zweite Anschlußwinkeleisen bemißt man so, daß es zwischen den Flanschen dieses Trägers Platz findet (Abb. 320, S. 176). Man vermeidet so das Abschneiden aller vier Flanschen.

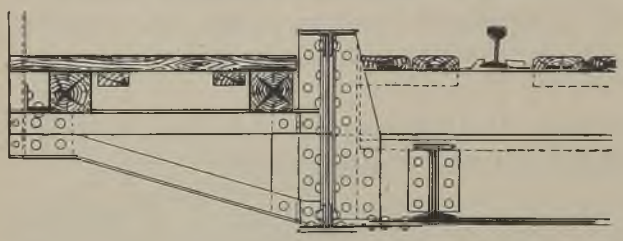
Wenn an derselben Stelle im Nachbarfeld ein zweiter Längsträger zweiter Ordnung an den Querträger anschließt, so setze man bei diesem das längere Anschlußwinkeleisen übereck dem längern Winkeleisen des andern Trägers gegenüber. Man erreicht so eine sehr gute Aussteifung des stützenden Trägers. Damit möglichst wenig Flanschen abgeschnitten werden müssen, wird empfohlen, den anschließenden Träger so zu legen, daß eine seiner Gurtungen, die obere oder untere, nahezu in gleiche Höhe kommt wie

[1]) Abb. 326 ist nach den Normal-Entwürfen der Preuß. Staatsbahn, aufgestellt von der Eisenbahn-Direktion Breslau, angefertigt.

die des stützenden Trägers. An der betreffenden Gurtung braucht man dann die Flansche nicht abzuschneiden.

Anschluß von Walzbalken an Blechträger zeigen Abb. 326 u. 306, S. 169. In Abb. 326 ist der als Walzbalken ausgebildete Querträger an den Hauptträger, einen Blechträger, angeschlossen. Die Anschlußwinkeleisen sind ein ungleichschenkliges, auf der Vorderseite der Abbildung, und ein gleichschenkliges, auf der Hinterseite der Abbildung, letzteres ist punktiert gezeichnet. Soweit die Schenkel dieser Winkeleisen reichen, sind die obern Flanschen der Querträger abgeschnitten, ein Abschneiden der untern Flanschen war nicht nötig, weil sie nahezu in gleicher Höhe mit dem Untergurt des Hauptträgers liegen. Auf dem Winkeleisen des Untergurts des Hauptträgers und unter den untern Flanschen des Querträgers liegt das Knotenblech für den Anschluß der Winddiagonalen. Das ungleichförmige Anschlußwinkeleisen ist, entsprechend dem Bedarf, trapezförmig geschnitten. Um eine Kröpfung der Anschlußwinkeleisen über die Gurtungswinkeleisen des Hauptträgers zu vermeiden, legt man unter die Anschlußwinkeleisen auf die Blechwand des Hauptträgers Futterstücke, deren Länge durch den Abstand der Winkeleisen des Hauptträgers bedingt ist. Diese Konstruktion zeigen die Abb. 306, 326 u. 316, während Abb. 304, S. 168 gekröpfte Anschlußwinkeleisen aufweist.

Abb. 326. Befestigung der Walzbalken an Walzbalken.



Anschluß von Blechträger an Blechträger. Die Abb. 314 u. 316, S. 173 zeigen eine gute Verbindung beider Träger. Das Stegblech des Querträgers ist nahe dem Querträgerende jederseits mit einem in derselben Ebene liegenden trapezförmigen Bleche durch Doppellaschen verbunden; dieses trapezförmige Blech wird dann mittels zweier lotrechter Anschlußwinkeleisen mit dem Hauptträger vernietet und bildet eine wirkungsvolle Querversteifung. Die Momente in der Nähe der Querträgerenden sind klein, so daß eine verhältnismäßig kleine Zahl von Nieten zum Stoße des Stegblechs genügt. Unter die Anschlußwinkeleisen werden auch hier zweckmäßig Futterbleche auf die Blechwand des Hauptträgers gelegt; die Gurtwinkeleisen des Querträgers können über die Anschlußwinkeleisen gekröpft werden, ähnlich wie die Winkeleisen der Fußwegkonsolen in Abb. 326 über die Anschlußwinkeleisen dieser Konsolen gekröpft sind. In Abb. 314 u. 316 ist von einer solchen Kröpfung abgesehen; die Gurtwinkeleisen des Querträgers hören hier am Anschlußwinkeleisen auf.

Gute Befestigung der Längsträger zweiter Ordnung (I- und ⊏-Walzbalken) am Blechquerträger zeigt auch Abb. 318, S. 175. Unter die Anschlußwinkeleisen der Walzbalken sind auf die Blechwand des Querträgers zwischen dessen Gurtwinkeleisen Futterbleche gelegt, die in der Abbildung sichtbar sind; die Anschlußwinkeleisen liegen zwischen den Flanschen der gestützten Träger; über die Futterbleche und die untern Gurtwinkeleisen der Querträger sind zur Vergrößerung der Steifigkeit weitere Bleche (lotrechte Laschen) gelegt.

§ 35. Allgemeines über die Hauptträger der eisernen Brücken.

Die Hauptträger sind:

1. Balkenträger, d. h. Träger, bei denen die Auflagerdrücke infolge lotrechter Lasten ebenfalls lotrecht sind,

2. Bogenträger, d. h. Träger, deren durch lotrechte Belastung erzeugte Auflagerkräfte auf die Träger schief nach innen wirken,

3. Hängeträger, d. h. Träger, deren durch lotrechte Belastung erzeugte Auflagerkräfte schief nach außen auf die Träger wirken.

Die Angaben außen und innen sind im Sinne der betreffenden Öffnung zu verstehen. In den folgenden Paragraphen werden nur Balkenträger und Bogenträger besprochen. Die nur für Sonderfälle zu verwendenden Brückenarten wie z. B. die Dreh-, Klapp-, Hub-, Rollbrücken usw., sowie die Hängebrücken führen über den Rahmen dieses Lehrbuchs hinaus, weshalb für diese Fälle auf die Spezialwerke über Brückenbau verwiesen werden muß. Hängebrücken werden in der Regel nur für sehr große Spannweiten angewendet, weil sie bei großen Weiten am wirtschaftlichsten sind. Mit eisernen Brücken lassen sich natürlich bedeutend größere Stützweiten erreichen als mit steinernen- oder gar Holzbrücken. Zum Vergleich sei erwähnt, daß zur Überbrückung des Hudson-Flusses zu New-York eine eiserne Riesenhängebrücke geplant ist mit einer Mittelöffnung von 987 m und 2 Seitenöffnungen von je 521 m.

Brücken, deren Hauptträger Balkenträger sind, nennt man Balkenbrücken. Die Balkenträger sind vollwandige oder solche mit gegliederten Wandungen, Fachwerksträger genannt. Balkenträger mit nur zwei Auflagern sind statisch bestimmt in bezug auf die äußern Kräfte: man kann die Auflagerdrücke nach den allgemeinen Gleichgewichtsbedingungen leicht berechnen; Balkenträger mit mehr als zwei Auflagern, sog. kontinuierliche oder durchlaufende Träger, sind statisch unbestimmt; ihre Berechnung ist nur möglich unter Rücksichtnahme auf die elastischen, bei der Belastung auftretenden Formänderungen. Die Berechnung ist weniger zuverlässig als diejenige der statisch bestimmten Träger, zumal auch kleine unbeabsichtigte und unbemerkte Formänderungen großen Einfluß haben. In Deutschland sind deshalb die kontinuierlichen Träger wenig beliebt und werden nur dort ausgeführt, wo man sie nicht gut umgehen kann.

Stützweite oder Berechnungsweite eines Balkenträgers ist der Abstand der Auflagermitten. Bei kontinuierlichen Trägern hat man mehrere Stützweiten, die einander natürlich auch gleich sein können. Die Stützweite (l) ist immer größer als die Lichtweite (λ). Man kann setzen:

$$l_m = 1{,}01\ \lambda_m + 0{,}5\ \text{m}.$$

Die Stützweite ist bei kleinen Brücken bis zu 10 m auf volle Dezimeter, bei Weiten von 10 bis 30 m auf volle Meter, von 30 m aufwärts auf gerade Meterzahl abzurunden. (Preuß. Verordn. 1903.)

Die vollwandigen Träger empfehlen sich für kleine Stützweiten, die Fachwerksträger für größere und große Stützweiten. Bei den Fachwerksträgern wird das Eisen auf Zug und Druck beansprucht, bei den vollwandigen Balkenträgern auf Biegung; letztere Beanspruchung gestattet weniger günstige Ausnutzung des Baustoffs, so daß theoretisch die Fachwerksträger leichter sind als vollwandige. Dieser Vorteil tritt aber erst bei größern Stützweiten zutage, weil bei kleinern Stützweiten die Fachwerksträger erhebliche Zuschläge zu den theoretisch nötigen Materialmengen bedingen. Dazu kommt die teuere Arbeit bei den Fachwerksbrücken. Die Grenze, bis zu der man allgemein vollwandige Balkenträger verwendet, ist 15 m, nach der preußischen Brückenverordnung von 1903 beträgt sie 20 m. Brücken mit mehr als 20 m Stützweite erhalten bei uns in der Regel Fachwerksträger, neuerdings aber auch Blechträger.

Die Vorzüge der Blechträger kurz zusammengefaßt sind: die Herstellung ist einfach und darum billig; die Querschnitte sind geschlossen, bieten dem Rost wenig Angriffsfläche und gestatten gute und leichte Unterhaltung des Anstrichs; die Querträger

(bei tiefer Konstruktion) und die Querschwellen bzw. Querverbindungen (bei hoher Konstruktion) können an beliebiger, aus sonstigen Gründen zweckmäßiger Stelle angebracht werden.

Nachteile der größern Blechträger sind: sie bieten dem Wind eine große Angriffsfläche, sehen plump aus und sind verhältnismäßig schwer.

§ 36. Einiges über die Berechnung der eisernen Brückenträger.

Für die Berechnung der eisernen Brückenträger (Balkenträger) sind die infolge der Belastungen auftretenden Momente und Querkräfte maßgebend.

A. Momente und Querkräfte durch Eigengewicht.

Bezeichnet man das Eigengewicht für das laufende Meter Träger mit g, die Stützweite eines Balkenträgers mit l, so ist für einen Querschnitt, der um x vom linken Auflagerpunkte entfernt ist, das Moment durch Eigengewicht:

$$M_g = \frac{g}{2}(l \cdot x - x^2) = \frac{g \cdot l^2}{2}\left(\frac{x}{l} - \frac{x^2}{l^2}\right) = \omega \cdot \frac{g \cdot l^2}{2}, \tag{42a}$$

wenn

$$\omega = \left(\frac{x}{l} - \frac{x^2}{l^2}\right) \text{ ist.}$$

Man erhält für

$\frac{x}{l} =$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\omega =$	0	0,09	0,16	0,21	0,24	0,25	0,24	0,21	0,16	0,09	0
$M_g =$	0	0,045	0,08	0,105	0,12	0,125	0,12	0,105	0,08	0,045	0

$g \cdot l^2$

Die Querkraft durch Eigengewicht ist für einen Querschnitt im Abstand x vom linken Auflager:

$$Q_g = \frac{g}{2}(l - 2x) = \frac{g \cdot l}{2}\left(1 - \frac{2x}{l}\right) = \frac{g \cdot l}{2} \cdot \mu, \tag{42b}$$

wenn

$$\mu = \left(\frac{l - 2x}{l}\right) \text{ ist.}$$

Man erhält für:

$\frac{x}{l} =$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\mu =$	1	0,8	0,6	0,4	0,2	0	— 0,2	— 0,4	— 0,6	— 0,8	— 1
$Q_g =$	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0	— 0,1	— 0,2	— 0,3	— 0,4	— 0,5

$g \cdot l$

B. Größte Momente und Querkräfte durch Verkehrsbelastung.

a) Für Eisenbahnen.

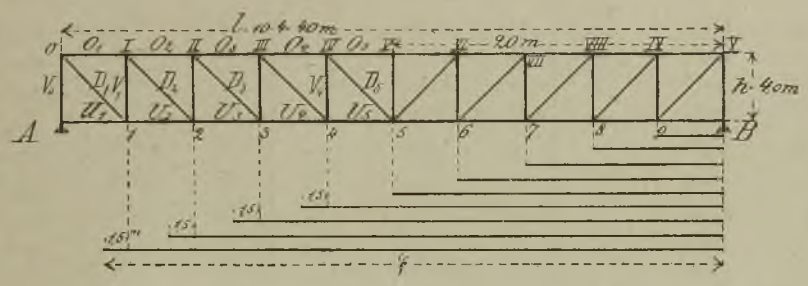
Der für die Berechnung der preußisch-hessischen Eisenbahnen maßgebende Lastenzug ist auf S. 10 vorgeführt. Die durch diesen Zug erzeugten Größtmomente $M_{p\,max}$ sind im Ministerium der öffentlichen Arbeiten in Preußen berechnet und in dem Erlaß vom 1. Mai 1903 veröffentlich worden. Aus diesem Erlaß sind die nachstehenden Tabellen entnommen. Zur Erläuterung sei bemerkt: Tabelle XIII enthält die größten Momente $M_{p\,max}$ für die Trägermitten und für Stützweiten von $l = 1$ m bis $l = 150$ m für ein Gleis in Tonnen-Metern. Für Stützweiten l, die zwischen den angegebenen Stützweiten

liegen, ist geradlinig einzuschalten, wobei die Werte $\frac{\Delta M_{p\max}}{\Delta l}$ der Tabelle benutzt werden können. Die Werte $p = \frac{8\,M_{p\max}}{l^2}$ geben die gleichförmig über den ganzen Überbau f. d. lfd. Meter verteilten Lasten p, die in der Trägermitte die gleichen $M_{p\max}$ erzeugen, wie der angenommene Lastenzug.

Die Tabelle XIV gibt an, in welchem Verhältnis die an den verschiedenen Stellen des Trägers im Abstand x vom Auflager auftretenden, durch Verkehrslast erzeugten

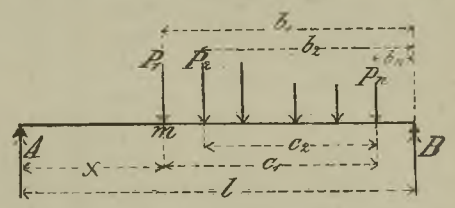
Abb. 327 u. 328. Berechnung eiserner Balkenträger.

Abb. 327.



ungünstigsten Momente zu den Momenten $M_{p\max}$ in der Trägermitte stehen. Nachdem aus der ersten Tabelle $M_{p\max}$ gefunden ist, erhält man leicht aus dieser Tabelle die Werte an den übrigen maßgebenden Stellen.

Abb. 328.



Beispiel. Sei $l = 40$ m und seien 10 Felder zu je 4 m vorhanden; die Knotenpunkte der untern Gurtung seien mit $A \cdot 1 \cdot 2 \ldots 9 \cdot B$ bezeichnet (Abb. 327). Dann ist nach Tabelle XIII für $l = 40$ m; $M_{p\max} = 1416$ mt für ein Gleis. Für die Punkte $1 \cdot 2 \ldots$ ist nach Tabelle XIV:

Für Punkt	1	2	3	4	5	6	7	8	9
ist $x =$	4,0	8	12	16	20	24	28	32	36 m
$\frac{x}{l} =$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9 »
$\frac{M_x}{M_{p\max}} =$	0,403	0,703	0,899	0,992	1,0	0,992	0,899	0,703	0,403
$M_x =$	571	995	1263	1405	1416	1405	1263	955	571 mt.

Für die symmetrisch zur Mitte liegenden Knotenpunkte 1 und 9, 2 und 8, 3 und 7, 4 und 6 haben die Momente gleiche Größe. Falls für die eingleisige Brücke zwei Hauptträger verwendet werden, so kommt auf jeden der beiden Hauptträger die Hälfte der oben berechneten Momente.

Die Querkraft Q_p durch Verkehrslast erreicht für einen Querschnitt ihren $\left\{\begin{matrix}\text{positiven}\\ \text{nagativen}\end{matrix}\right\}$ Größtwert, wenn nur Lasten auf dem Trägerteil $\left\{\begin{matrix}\text{rechts}\\ \text{links}\end{matrix}\right\}$ von dem betreffenden Querschnitt liegen. In der Regel muß die erste Last unmittelbar $\left\{\begin{matrix}\text{rechts}\\ \text{links}\end{matrix}\right\}$ von dem betrachteten Querschnitt liegen, damit $\left\{\begin{matrix}\text{positiver}\\ \text{negativer}\end{matrix}\right\}$ Größtwert von Q_p eintrete.

Tabelle XIII. Größte Biegungsmomente $M_{p\,max}$ durch Verkehrslast.

l	M_{max}	$\frac{\Delta M_{max}}{\Delta l}$	l	M_{max}	$\frac{\Delta M_{max}}{\Delta l}$	l	M_{max}	$\frac{\Delta M_{max}}{\Delta l}$
m	mt	t	m	mt	t	m	mt	t
1,0	5,00	5,00	15	243,9	26,1	60	2900	81,5
1,2	6,00	5,00	16	270,0	27,8	62	3063	84,5
1,4	7,00	5,00	17	297,8	29,2	64	3232	85,0
1,6	8,00	5,00	18	327,0	32,8	66	3402	86,5
1,8	9,00	5,00	19	359,8	34,2	68	3575	88,0
2,0	10,00	5,00	20	394,0	37,5	70	3751	88,0
2,2	11,00	5,00	22	469,0	40,8	72	3927	91,0
2,4	12,00	5,80	24	550,5	40,8	74	4109	93,0
2,6	13,16	9,25	26	632,0	48,1	76	4295	94,5
2,8	15,01	9,30	28	728,2	52,1	78	4484	95,0
3,0	16,88	9,40	30	832,3	53,5	80	4674	97,0
3,2	18,76	9,50	32	939,2	55,4	82	4868	97,5
3,5	21,61	13,80	34	1050,0	57,5	84	5063	100,0
4,0	28,50	14,20	36	1165,0	60,5	86	5263	101,0
4,5	35,63	14,20	38	1286,0	65,0	88	5464	103,0
5,0	42,75	14,30	40	1416,0	68,0	90	5669	104,0
6,0	57,00	16,40	42	1552,0	68,5	92	5876	107,0
7,0	73,45	20,10	44	1689,0	71,5	94	6089	107,0
8,0	93,50	21,20	46	1832,0	72,0	96	6303	109,0
9,0	114,70	21,20	48	1976,0	73,5	98	6520	110,0
10,0	135,90	21,20	50	2123,0	75,0	100	6740	118,0
11,0	157,10	21,30	52	2273,0	75,0	110	7918	126,0
12,0	178,40	21,30	54	2423,0	77,0	120	9176	134,0
13,0	199,70	21,30	56	2577,0	80,0	130	10520	144,0
14,0	221,00	22,90	58	2737,0	81,5	140	11965	155,0
15,0	243,90		60	2900,0		150	13510	

Tabelle XIV. Die durch Verkehrslast erzeugten ungünstigen Momente im Abstand x vom Auflager.

$\frac{x}{l}$	$\frac{M_x}{M_{max}}$	$\frac{\Delta \frac{M_x}{M_{max}}}{\Delta \frac{x}{l}}$	$\frac{x}{l}$	$\frac{M_x}{M_{max}}$	$\frac{\Delta \frac{M_x}{M_{max}}}{\Delta \frac{x}{l}}$	$\frac{x}{l}$	$\frac{M_x}{M_{max}}$	$\frac{\Delta \frac{M_x}{M_{max}}}{\Delta \frac{x}{l}}$
0,00	0,000	4,45	0,20	0,703	2,35	0,40	0,992	0,30
0,02	0,089	4,25	0,22	0,750	2,15	0,42	0,998	0,10
0,04	0,174	4,00	0,24	0,793	2,00	0,44	1,000	0,00
0,06	0,254	3,85	0,26	0,833	1,75	0,46	1,000	
0,08	0,331	3,60	0,28	0,868	1,55	0,48	1,000	
0,10	0,403	3,40	0,30	0,899	1,35	0,50	1,000	
0,12	0,471	3,20	0,32	0,926	1,10			
0,14	0,535	3,00	0,34	0,948	0,95			
0,16	0,595	2,80	0,36	0,967	0,70			
0,18	0,651	2,60	0,38	0,981	0,55			
0,20	0,703		0,40	0,992				

Tabelle XV zur Berechnung der größten, durch die Verkehrslast erzeugten Querkraft.

Belastungslänge b_1 m	$\Sigma(P \cdot c)$ mt	$\Sigma(P)$ t	Belastungslänge b_1 m	$\Sigma(P \cdot c)$ mt	$\Sigma(P)$ t
			70,5— 73,5	16848	417
			73,5— 76,5	18099	430
0,0 — 1,50	0,0	20	76,5— 79,5	19389	443
1,5 — 3,26	30,0	40	79,5— 82,5	20718	456
3,26 (3) — 5,10	85,5	57	82,5— 85,5	22086	469
5,1 (4,5)— 7,15	162,0	72	85,5— 88,5	23493	482
7,15 (6) —10,50	255,0	85	88,5— 91,5	24939	495
10,5 —12,00	637,5	98	91,5— 94,5	26424	508
12,0 —13,50	784,5	111	94,5— 97,5	27948	521
13,5 —16,50	951,0	124	97,5—100,5	29511	534
16,5 —19,5	1323,0	137	100,5—103,5	31113	547
19,5—21,0	1734,0	150	103,5—106,5	32754	560
21,0—22,5	1957,0	175	106,5—109,5	34434	573
22,5—24,0	2220,0	192	109,5—112,5	36153	586
24,0—28,5	2508,0	209	112,5—115,5	37911	599
28,5—30,0	3448,5	222	115,5—118,5	39708	612
30,0—31,5	3781,5	235	118,5—121,5	41544	625
31,5—34,5	4134,0	248	121,5—124,5	43419	638
34,5—37,5	4878,0	261	124,5—127,5	45333	651
37,5—40,5	5661,0	274	127,5—130,5	47286	664
40,5—43.5	6483	287	130,5—133,5	49278	677
43,5—46,5	7344	300	133,5—136,5	51309	690
46,5—49,5	8244	313	136,5—139,5	53379	703
49,5—52,5	9183	326	139,5—142,5	55488	716
52,5—55,5	10161	339			
55,5—58,5	11178	352			
58,5—61,5	12234	365			
61,5—64,5	13329	378			
64,5—67,5	14463	391			
67,5—70,5	15636	404			
70,5—73.5	16848	417			

Für Punkt m im Abstand x vom linken Auflager A tritt $Q_{p\max}$ bei der in Abb. 328 gezeichneten Stellung ein, wenn die erste Last gerade über m steht. Dann ist:

$$Q_x = A \quad \text{und} \quad Q_x \cdot l = P_1 (c_1 + b_n) + P_2 (c_2 + b_n) + \ldots$$

$$Q_x l = \Sigma (P \cdot c) + b_n \Sigma (P) = \Sigma Pc) + (b_1 - c_1) \Sigma (P) \ldots \tag{43}$$

Zur Berechnung der größten Querkraft, die durch die Verkehrslast in einem Querschnitt m des Trägers von der Stützweite l erzeugt wird (in Tonnen für ein Gleis), sind die auf S. 185 befindlichen Zahlenreihen in der angeführten Brückenverordnung veröffentlicht. Die Länge c_1 stimmt im allgemeinen mit der Belastungslänge b_1 überein; wo das nicht zutrifft, sind die zugehörigen Werte von c_1 in Klammern angegeben.

Bei den Fachwerksträgern wird die Verkehrslast auf die Hauptträger in deren Knotenpunkten durch Querträger übertragen; zwischen den Knotenpunkten ist dann in einem jeden Felde die Querkraft stets auf die Feldlänge gleich groß. Maßgebend für die Querkraft für die Querschnitte innerhalb eines Feldes ist der Querschnitt am $\left\{\begin{matrix}\text{rechts}\\ \text{links}\end{matrix}\right\}$

liegenden Knotenpunkte des Feldes; für die $\left\{\begin{matrix}\text{positive}\\ \text{negative}\end{matrix}\right\}$ Querkraft bei Belastung vom $\left\{\begin{matrix}\text{rechtsliegenden}\\ \text{linksliegenden}\end{matrix}\right\}$ Knotenpunkt bis zu dem nächstliegenden Trägerauflager. Die Stellung des Zuges, bei der die erste Last an dem betreffenden Knotenpunkt liegt, nennt man die Grundstellung für das betrachtete Feld. Die größte Querkraft durch Verkehrsbelastung findet entweder bei der Grundstellung oder dann statt, wenn die erste Last in das Feld eingefahren ist und die zweite Last am Knotenpunkt liegt; unter Umständen kann auch der Größtwert eintreten, wenn sich die dritte usw. Last am Knotenpunkte befindet.

Nennt man die erste Last P_1, die Summe aller auf dem Träger befindlichen Lasten $\mathfrak{P}_n = \sum_1^n P$, die Trägerlänge l, die Feldlänge λ, so ist die Grundstellung maßgebend, wenn $P_1 > \mathfrak{P}_n \cdot \frac{\lambda}{l}$ oder $P_1 \cdot \frac{l}{\lambda} > \mathfrak{P}_n$.

Bei dem Beispiel der Abb. 327 möge für Knotenpunkt V (Feld IV, V) die Untersuchung geführt werden.

Es ist $\qquad P_1 = 17$ t, $\qquad \lambda = 4$ m, $\qquad l = 40$ m, $\qquad \frac{\lambda}{l} = \frac{1}{10}$.

Wenn also $17 > \mathfrak{P}_n \cdot \frac{1}{10}$, oder $\mathfrak{P}_n < 170$ t, so ist die Grundstellung maßgebend. Bei dem auf S. 10 angegebenen Lastenzug entfallen, wenn man zwei Lokomotiven mit Tendern hintereinander und das erste Lokomotivrad an Punkt V stellt, auf die 20 m Trägerlänge von V bis X folgende Lasten: 5 Achsen à 17 t, 3 Achsen à 13 t 2 Achsen à 17 t, zusammen 158 t $= \mathfrak{P}_n$; es ist aber $P_1 \cdot \frac{l}{\lambda} = 170$, also $P_1 \cdot \frac{l}{\lambda} > \mathfrak{P}_n$, d. h. die Grundstellung maßgebend. Die größte Querkraft findet mithin im Felde IV, V statt, wenn die erste Last bei V und die folgenden Lasten rechts dahinter stehen. Dann ist nach Gleichung 43 auf S. 185: $Q \cdot l = \Sigma(P \cdot c) + (b_1 - c_1) \cdot \Sigma(P)$

$$b_1 = 20, \qquad c_1 = 19{,}5 \text{ m}, \qquad b_1 - c_1 = 0{,}5 \text{ m},$$

und nach der Tabelle: $Q \cdot 40 = 1734 + 75, \qquad Q = 45{,}2$ t.

Für den Knotenpunkt IV ist die Belastungslänge: $b_1 = 24$ m

$$P_1 = 17 \text{ t}, \qquad \frac{l}{\lambda} = 10, \qquad \mathfrak{P}_n = 5 \cdot 17 + 3 \cdot 13 + 4 \cdot 17 = 192 \text{ t}.$$

$P_1 \cdot \frac{l}{\lambda} = 170$ t ist also hier kleiner als $\mathfrak{P}_n$; hier ist mithin nicht die Grundstellung maßgebend, sondern es wird $Q_{p\max}$ eintreten, wenn die zweite Last bei IV liegt, die erste aber in das Feld III—IV eingefahren ist. Dann ist der Auflagerdruck bei A aus der Gleichung 43 zu finden, in welcher A statt Q_x einzusetzen ist. Man erhält:

$$A \cdot l = \Sigma(P \cdot c) + (b_1 - c_1) \cdot \Sigma(P). \qquad \text{Hier ist } b_1 = 25{,}5 \text{ m}, \quad c_1 = 24{,}0.$$

Aus der Tabelle ist zu ersehen für $b_1 = 25{,}5$ m:

$$\Sigma(P \cdot c) = 2508 \text{ mt}, \qquad \Sigma(P) = 209 \text{ t}; \qquad \text{ferner ist } b_1 - c_1 = 1{,}5 \text{ m}.$$

$$A = \frac{2508 + 1{,}5 \cdot 209}{40} = 70{,}54 \text{ t}.$$

$$Q_{p\max} = A - \frac{17 \cdot 1{,}5}{4} = 70{,}54 - 6{,}375 = 64{,}1 \text{ t}.$$

Für die Grundstellung ergibt sich $A = \frac{2220 + 1{,}5 \cdot 192}{40} = 62{,}7$ t; für diese Stellung ist $Q = A$; also ist in der Tat die Querkraft bei der Grundstellung kleiner, als wenn die zweite Last am Querschnitt liegt. — Für die weiter nach links liegenden Punkte III, II, I ist gleichfalls die zweite Last am Querschnitt ungünstiger als die Grundstellung;

eine besondere Untersuchung ist nicht erforderlich, da wegen der größern Belastungslänge $\mathfrak{P}_n$ größer ist als bei der Lastlänge IV, X, also $\mathfrak{P}_n \cdot \frac{\lambda}{l}$ sicher größer ist als P_1. Bei den Knotenpunkten VI bis IX ist dagegen die Grundstellung maßgebend, weil für diese sicher stattfindet $P_1 > \mathfrak{P}_n \cdot \frac{\lambda}{l}$. Die für die einzelnen Felder maßgebenden Belastungslängen sind schematisch in Abb. 327 angedeutet.

Man erhält für Feld:

Grundstellung maßgebend:

VIII/IX: Belastungslänge $b_1 = 4$ m, $Q = \frac{85{,}5 + 57 \cdot 1}{40} = 3{,}8$ t,

VII/VIII: » $b_1 = 8$ » $Q = \frac{255 + 85 \cdot 2}{40} = 10{,}6$ t,

VI/VII: » $b_1 = 12$ » $Q = \frac{637{,}5 + 98 \cdot 1{,}5}{40} = 19{,}6$ t,

V/VI: » $b_1 = 16$ » $Q = \frac{951 + 124 \cdot 2{,}5}{40} = 31{,}5$ t,

IV/V: » s. oben $Q = 45{,}2$ t,

III/IV: » » » $Q_{p\max} = 64{,}1$ t,

II/III: Belastungslänge s. oben $b_1 = 29{,}5$ m, $c_1 = 28{,}5$ m,

$$A = \frac{3448{,}5 + 222 \cdot 1}{40} = 91{,}5 \text{ t und } Q_{p\max} = 91{,}5 - \frac{17 \cdot 1{,}5}{4} = 85{,}1 \text{ t},$$

I/II: Belastungslänge $b_1 = 33{,}5$ m, $c_1 = 31{,}5$ m,

$$A = \frac{4134 + 248 \cdot 2}{40} = 116 \text{ t und } Q_{p\max} = 116 - \frac{17 \cdot 1{,}5}{4} = 109{,}6 \text{ t},$$

O/I: Belastungslänge $b_1 = 37{,}5$ m, $c_1 = 34{,}5$ m,

$$A = \frac{4878 + 261 \cdot 3}{40} = 141{,}5 \text{ t und } Q_{p\max} = 141{,}5 - \frac{17 \cdot 1{,}5}{4} = 135{,}1 \text{ t}.$$

b) Momente und Querkräfte für Straßenbrücken.

Für den hier vorliegenden Zweck genügt es, gleichmäßig verteilte Last p für das laufende Meter Trägerlänge einzuführen. Dann ist das größte Moment für einen Querschnitt, der um x vom Auflager entfernt liegt

$$M_{p\,x} = \frac{p}{2}(l \cdot x - x^2) = \frac{p \cdot l^2}{2}\left(\frac{x}{l} - \frac{x^2}{l^2}\right) = \frac{p \cdot l^2}{2}\,\omega. \tag{44}$$

Es kann also die oben S. 182 für Eigengewicht g ermittelte Tabelle benutzt werden.

Die Querkraft für einen um x vom Auflager entfernten Querschnitt hat ihren $\left\{\begin{matrix}\text{positiven}\\ \text{negativen}\end{matrix}\right\}$ Größtwert, wenn nur der Trägerteil $\left\{\begin{matrix}\text{rechts}\\ \text{links}\end{matrix}\right\}$ von dem betrachteten Querschnitt belastet ist. Man erhält

$$Q_{p\max} = \frac{p}{2\,l}(l - x)^2. \tag{45}$$

Für Fachwerksträger, bei denen die Lastpunkte nur in den Knotenpunkten liegen (nach Abb. 327), ist genauer:

$$Q_{p\max} = \frac{p(l - x - \lambda)^2}{2\,(l - \lambda)}, \tag{46}$$

wo x den Abstand des an der linken Seite des betrachteten Feldes liegenden Knotenpunkts vom Auflager A bedeutet. Formel 46 setzt voraus, daß die Endfelder die gleiche Länge λ haben wie die übrigen Felder. Bei den meisten Brücken trifft diese Voraus-

setzung zu. Falls die Endfelder abweichende Länge haben, wie öfters bei schiefen Brücken, so ergeben sich etwas andere Werte, worauf aber hier nicht eingegangen zu werden braucht.

§ 37. Walzbalken.

Walzbalken sind für kleine Stützweiten als Hauptträger, für das Fahrbahngerippe als Fahrbahnträger vorzugsweise geeignet; nach der preußischen Brückenverordnung von 1903 sollen für das Fahrbahngerippe, soweit angängig, Walzbalken verwendet werden. Die Walzbalken sind I- und [-Träger (vgl. § 27, S. 145, Abb. 263 u. 264, S. 145); ihr Einheitspreis ist um 30 bis 40% geringer als derjenige der Blechträger. Für Hauptträger bis zu 4,0 m Stützweite bei Hauptbahnen kann man mit Walzbalken (D. Norm.-Profil) auskommen, bei Straßenbrücken je nach der Belastung durch Verkehrslast und Eigengewicht bis zu 8 m Stützweite und mehr.

Die neuerdings vielfach verwendeten, breitflanschigen DIFFERDINGER Walzbalken (S. 145) gestatten wegen ihres großen Trägheitsmoments die Ausführung bei wesentlich größern Stützweiten als die deutschen Normalprofile. Man kann mit diesen als Hauptträgern Eisenbahnbrücken bis zu 12 m, Straßenbrücken bis zu 15 m Stützweite herstellen. —

Walzbalken haben auf ihre ganze Länge gleichen Querschnitt; man muß diesen so stark machen, wie er an der meistbeanspruchten Stelle sein muß. Diese Stelle ist meistens die Trägermitte.

Die zulässigen Inanspruchnahmen für vollwandige Träger, also sowohl für Walzbalken wie für Blechträger sind nach der preußischen Brückenverordnung zu wählen wie folgt:

1. Hauptträger kleinerer Brücken (bis 10 m Stützweite). Bei Flußeisen ist Beanspruchung bis zu 750 kg/qcm, bei Schweißeisen bis zu 700 kg/qcm zugelassen.

2. Quer- und Längsträger. Wird das Schotterbett über die Brücke geführt, so daß eine unmittelbare Auflagerung des Oberbaues auf den Fahrbahnträgern nicht stattfindet, so sind dieselben Beanspruchungen zulässig, wie bei den vollwandigen Hauptträgern (s. unter 1).

Liegen die Schienen mittels Querschwellen auf den Längsträgern, so dürfen diese und die Querträger bei Flußeisen nur bis 750 kg/qcm, bei Schweißeisen bis 700 kg/qcm beansprucht werden.

Liegen die Schienen unmittelbar oder mittels eiserner Unterlagsplatten auf den Längsträgern, so sind diese bei Flußeisen nur bis 700 kg/qcm und bei Schweißeisen bis 650 kg/qcm zu beanspruchen.

Das gleiche gilt für die Querträger, wenn dieselben in Ermanglung von Längsträgern die Schienen unmittelbar tragen.

Die Berechnung erfolgt nach der Formel

$$W = \frac{M_{max}}{k},$$

in der W das sog. Widerstandsmoment des Querschnitts ist: $W = \frac{J}{\frac{1}{2}h}$; J ist das Trägheitsmoment für die wagerechte Schwerpunktsachse XX (vgl. Abb. 329) des Querschnitts, h dessen Höhe, $\frac{h}{2}$ der Abstand der meist beanspruchten Querschnittspunkte von der genannten Achse. Die Werte W für alle Normalprofile findet man in der Profiltabelle. M_{max} ist das größte überhaupt mögliche Moment.

Die Durchbiegung in der Trägermitte ist durch Eigengewicht (g für das laufende Meter des Trägers):

$$f_g = \frac{5}{384} \cdot \frac{g \cdot l^4}{E \cdot J},$$

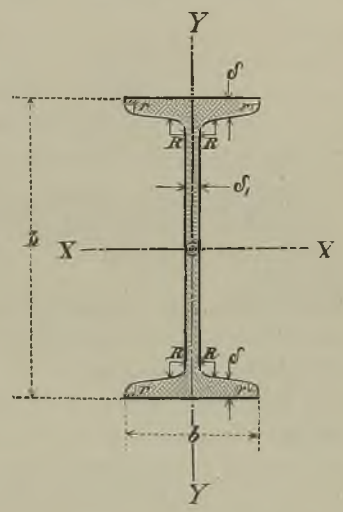
durch gleichmäßig verteilte, den ganzen Träger belastende Verkehrslast (p für das laufende Meter des Trägers):

$$f_p = \frac{5}{384} \cdot \frac{p \cdot l^4}{E \cdot J}.$$

Eine Einzellast P_1, in der Trägermitte belegen, ruft eine Senkung daselbst hervor:

$$f_{P_1} = \frac{P_1 \cdot l^3}{48 E \cdot J}.$$

Abb. 329. I-Träger.



Wenn eine zweite Last P_2 im Abstand d von der ersten Last entfernt liegt, so ruft diese in der Brückenmitte eine Senkung hervor:

$$f_{P_2} = \frac{P_2}{48 EJ} (l^3 - 6 l \cdot d^2 + 4 d^3).$$

Danach ist die Durchbiegung in der Trägermitte durch Eigengewicht und die volle Verkehrslast g:

$$f_{g+p} = \frac{5}{384} (g + p) \frac{l^4}{E \cdot J};$$

durch Eigengewicht und eine Einzellast P in der Trägermitte:

$$f_{g+P} = \frac{5}{384} \cdot \frac{g \cdot l^4}{E \cdot J} + \frac{P \cdot l^3}{48 E \cdot J};$$

durch zwei Lasten P, deren eine in der Trägermitte, die andere um d von der ersten entfernt ist:

$$f'_{g+P} = \frac{5}{384} \cdot \frac{g \cdot l^4}{E \cdot J} + \frac{P}{48 E \cdot J} (2 l^3 - 6 l d^2 + 4 d^3).$$

Liegt endlich noch eine dritte Last P auf dem Träger, symmetrisch zur vorerwähnten, für die Trägermitte, so ist:

$$f''_{g+P} = \frac{5}{384} \cdot \frac{g \cdot l^4}{E \cdot J} + \frac{P}{48 E \cdot J} (3 l^3 - 12 l \cdot d^2 + 8 d^3).$$

Diese Formeln können auch für Blechträger als angenäherte verwendet werden; dort sind die Querschnitte nicht auf die ganze Trägerlänge gleich groß.

Bei den Walzbalkenträgern soll die Durchbiegung nicht größer als $\frac{l}{1500}$ bis $\frac{l}{1000}$ sein.

Beispiel. Die in Abb. 338 bis 342 dargestellte Walzbalkenbrücke hat eine Stützweite $l = 3{,}6$ m. Das Eigengewicht für das laufende Meter Gleis beträgt rund 1100 kg. Nach der Tabelle XIII auf S. 184 ist das größte, in der Mitte stattfindende Moment durch Verkehrsbelastung

bei $l = 3{,}5$ m $\quad M_{p\,\max} = 21{,}61$ mt,
bei $l = 4{,}0$ m $\quad M_{p\,\max} = 28{,}5$ mt.

Die Interpolation ergibt für $l = 3{,}6$ m:

$$M_{p\,\max} = 21{,}61 + \left(\frac{28{,}5 - 21{,}61}{0{,}5}\right) 0{,}1 = 22{,}99 \text{ mt}$$

abgerundet auf

$$M_{p\,\max} = 23 \text{ mt} = 2\,300\,000 \text{ cmkg}.$$

Das Moment durch das Eigengewicht beträgt in der Trägermitte

$$M_{g\max} = \frac{1{,}1 \cdot 3{,}6^2}{8} = 1{,}78 \text{ mt} = 178000 \text{ cmkg}.$$

Das größte Moment, in der Trägermitte ist also

$$M_{p\max} + M_{g\max} = 2478000 \text{ cmkg};$$

dieses ist für die Querschnittsbestimmung maßgebend. Da zwei Hauptträger verwendet sind, so kommt auf jeden derselben

$$\Sigma M = \frac{2478000}{2} = 1239000 \text{ cmkg}.$$

Bei einer zulässigen Inanspruchnahme $k = 750$ kg/qcm muß sein

$$W = \frac{1239000}{750} = 1652 \text{ cm}^3.$$

Norm.-Prof. Nr. $42\frac{1}{2}$ hat $W = 1739$ cm³,
Norm.-Prof. Nr. 40 hat $W = 1459$ cm³.

Es wäre also Norm.-Prof. $42\frac{1}{2}$ zu wählen.

Bei zulässiger Inanspruchnahme $k = 700$ kg/qcm muß sein

$$W = \frac{1239000}{700} = 1770 \text{ cm}^3.$$

Norm.-Prof. Nr. $42\frac{1}{2}$ würde dann nicht mehr genügen; es muß dann Norm.-Prof. Nr. 45 mit $W = 2040$ cm³ gewählt werden. Diesen Querschnitt zeigt die Abb. 338, S. 200.

Abb. 343 bis 349, S. 202 haben Querträger und Schwellenträger aus Walzbalken.

Die Durchbiegung in der Brückenmitte, nach vorstehenden Formeln berechnet, ergibt, wenn alles in kg auf laufende Zentimeter bezogen wird, für einen Träger:

$g = \frac{11}{2} = 5{,}5$ kg/cm, $l = 360$ cm. $E = 2150000$ kg/qcm. $J = 2040 \cdot 22{,}5 = 45900$ cm⁴.

$$f_g = \frac{5}{384} \cdot \frac{5{,}5 \cdot 360^4}{2150000 \cdot 45900} = 0{,}012 \text{ cm}.$$

Bei einer Verkehrsbelastung durch 3 Achsen, deren jede 19000 kg schwer ist, deren eine in der Brückenmitte steht, je eine weitere in 1,5 m Abstand von der Mitte liegt, d. h. bei $d = 150$ cm, ist

$$f_P = \frac{9500\,(3 \cdot 360^3 - 12 \cdot 360 \cdot 150^2 + 8 \cdot 150^3)}{48 \cdot 2150000 \cdot 45900} = 0{,}14 \text{ cm}.$$

Die gesamte Durchbiegung bei dieser Belastung ist also in der Trägermitte

$$f_{\text{summa}} = 0{,}012 + 0{,}14 = 0{,}152 \text{ cm};$$

demnach

$$\frac{f}{l} = \frac{0{,}152}{360} = \sim \frac{1}{2400},$$

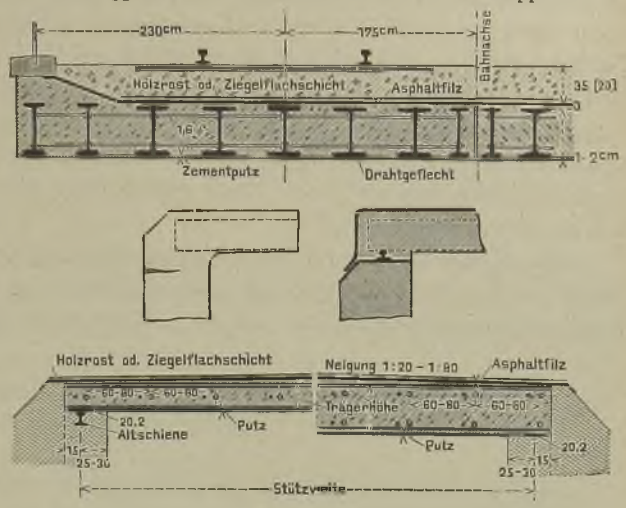
also sehr gering.

Brücken aus Walzbalken mit Betonkappen [1]). Neuerdings hat man mit Vorteil Walzbalken mit dazwischen liegenden Betonkappen für Eisenbahn- und Straßenbrücken verwendet; eine Anzahl gleich hoher Walzbalken wird nebeneinander mit geringen Abständen (69 cm bis 90 cm) verlegt, gewöhnlich in der Richtung des überzuführenden Verkehrswegs; die Walzbalken werden durch Bolzen verbunden, hauptsächlich um die

[1]) Nach William Wolff im Zentralblatt der Bauverw. 1907, S. 340. Abb. 330 ist aus dieser Quelle entnommen. — Man vergleiche auch: Kommerell, Tabellen f. Straßenbrücken aus einbetonierten Walzträgern. Zentralbl. d. Bauverw. 1912, S. 445.

richtige Lage während des Betonierens zu sichern. Der Beton soll die Zwischenräume der Walzbalken ausfüllen, muß aber auch die Walzbalken oben wie unten umhüllen, oben etwa 3 cm stark, unten 2 cm stark. Meistens wird man wegen der geringen verfügbaren Höhe Differdinger, breitflanschige Walzbalken verwenden müssen, bei deren Verwendung man auch an Betongewicht spart. Der das Eisen umhüllende Beton schützt es gegen Rosten, so daß die Unterhaltungskosten der Brücken bedeutend herabgemindert werden. Es wird empfohlen, nach der Ausrüstung des Bauwerks die ganze Unterfläche mit einem Zementputz von 1 cm bis 2 cm Stärke zu versehen.

Abb. 330. Brücke aus Walzbalken mit Betonkappen.



Unter die Walzträgerenden wird ein durchgehendes Flacheisen geschraubt, das sich auf eine in das Pfeilermauerwerk einbetonierte Eisenbahnschiene legt; dadurch verteilt sich der Auflagerdruck auf die ganze Breite des Widerlagers. Um Rissebildungen an der Hinterseite der Widerlagspfeiler bei Durchbiegungen des Überbaues zu vermeiden, wird empfohlen, beide Teile voneinander in der Ausführung zu trennen (s. Abb. 330). Bei Wegeüberführungen über Eisenbahnen ist ein besonderer Vorteil dieser Konstruktion, daß die Betonumhüllung die Träger vor den schädlichen Einflüssen der Rauchgase der Lokomotiven mit ihrer schwefligen Säure schützt. Die Berechnung erfolgt so, als ob nur die Walzbalken tragen; doch muß man dafür sorgen, daß nicht die im Beton an der Unterseite der Träger auftretenden Zugspannungen so groß werden, um Risse zu erzeugen, da diese für das Eisen gefährlich werden könnten.

§ 38. Blechträger.

Die Blechträger bestehen aus:

a) dem Stehblech (Stegblech),
b) den Gurtungen, oberer und unterer Gurtung.

Das Stehblech oder der Steg erhält eine Stärke von $\delta = 10$ mm bis $\delta = 15$ mm; die Gurtungen werden je aus zwei Winkeleisen und nach Bedarf einer Anzahl von übereinanderliegenden Gurtplatten gebildet (Abb. 331). Die Blechträgerhöhe h wird nach den vorliegenden Bedingungen — Konstruktionshöhe usw. — gewählt; wo man freie Hand hat, wählt man h so, daß der Materialaufwand möglichst gering wird. Für eingleisige Eisenbahnbrücke ist $\frac{h}{l} = \frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{8}$ ein empfehlenswertes Verhältnis. Man findet ausgeführt $\frac{h}{l} = \frac{1}{16}$ bis $\frac{1}{7}$, ja sogar bis $\frac{1}{20}$ hinab; die meist üblichen Verhältnisse sind $\frac{h}{l} = \frac{1}{9}$ bis $\frac{1}{12}$.

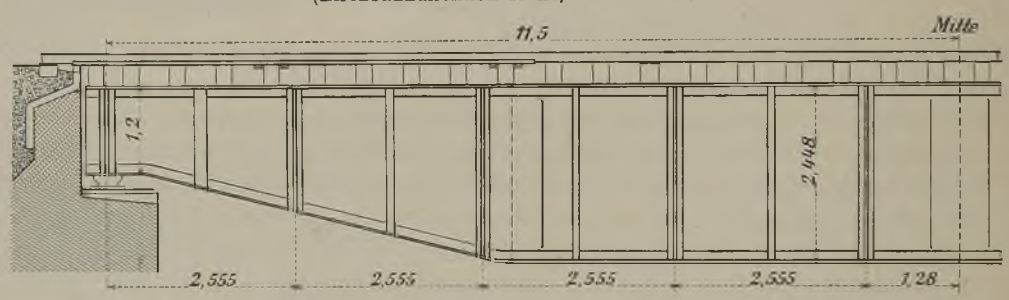
Abb. 331. Blechträger.

Als Gurtungswinkeleisen werden gleichschenklige, zweckmäßig nicht kleiner als Normalprofil $6\frac{1}{2}$ und ungleichschenklige

verwendet, diese so, daß der größere Schenkel wagerecht liegt; dadurch wird das Material besser ausgenutzt, als wenn der längere Schenkel lotrecht steht. — Die Gurtplatten, auch Deckplatten oder Lamellen genannt, erhalten wenigstens eine Breite, die gleich dem Abstand der Außenkanten der Winkeleisen ist; besser ist es, jederseits wenigstens 5 mm Überstand zu geben. Ein größerer Überstand als 45 mm jederseits bei Verwendung einer Deckplatte ist nicht empfehlenswert; in der gedrückten Gurtung kann dann bei großem Überstand ein teilweises Einbeulen eintreten. Die Zahl der Deckplatten bestimmt sich nach dem erforderlichen Widerstandsmoment; mehr als drei Deckplatten übereinander soll man nicht verwenden. Die Verbindungsniete werden dann zu lang, insbesondere an den Stößen der Gurtwinkeleisen und Gurtplatten. Die Gurtplatten erhalten eine Stärke $\delta = 10$ bis 13 mm, ausnahmsweise 15 mm. Winkeleisen, Gurtplatten und Stehblech werden durch Niete miteinander verbunden, deren Durchmesser $d = 20$ bis 23 mm gewählt wird.

Die Blechträger werden meistens als Paralleltrager ausgeführt, also mit gleicher Höhe auf ihre ganze Länge; bei größerer Stützweite werden aber auch solche mit trapezförmiger Ansicht hergestellt. Die obere Gurtung ist dann wagerecht, die untere in ihrem

Abb. 332. Pulsnitzbrücke auf der Strecke Großenhein-Frankfurt a. O. (Eisenbahndirektion Halle). M. 1 : 100.



mittlern Teile gleichfalls; die Trägerhöhe an den Auflagern ist wesentlich geringer, als m mittlern Teile. Dadurch erhält man an den Stellen großer Momente auch große Widerstandsmomente. Abb. 332 zeigt die neuere Ausführung dieser Art, eine Blechbrücke von 23 m Stützweite, mit Querschwellen unmittelbar auf den 1,9 m voneinander entfernten Hauptträgern. Es werden aber auch bei tiefliegender Fahrbahn trapezförmige Hauptträger ausgeführt, deren untere Gurtung geradlinig, deren obere Gurtung eine gebrochene Linie ist.

Berechnung: Bezeichnet für einen Balkenquerschnitt: M das Biegungsmoment, W das Widerstandsmoment, k die zulässige Inanspruchnahme, J das Trägheitsmoment, so muß sein:

$$\frac{J}{\frac{1}{2}h} = W = \frac{M}{k}. \tag{47}$$

Es gibt eine Reihe von Werken mit Tabellen der Widerstandsmomente, die für Blechträgerquerschnitte verschiedener Höhen und bei Verwendung verschiedener Winkeleisen und Deckplatten berechnet sind. Hat man demnach für den Träger das größte Moment M und aus diesem nach Gleichung 47 das erforderliche Widerstandsmoment W berechnet, so kann man leicht aus der Tabelle den ausreichenden Querschnitt entnehmen. Doch ist zu beachten, daß auch die Durchbiegung das zulässige Maß nicht überschreiten darf. Bei Eisenbahnbrücken nimmt man etwa eine größte Durchbiegung von $\frac{l}{1200}$

als zulässig an. Es ist deshalb auch zu untersuchen, ob der Querschnitt in dieser Hinsicht genügt; wenn nicht, muß er angemessen verstärkt werden.

Da man nicht von den Tabellen allein abhängig sein darf, soll nachstehend der Berechnungsgang der Blechträger angegeben werden.

Es bezeichne

f_{netto} die Querschnittsfläche einer Gurtung (d. h. der Winkeleisen und Deckplatten) nach Abzug der in Betracht kommenden Nietlöcher,

h_0 die Höhe der Blechwand,

δ die Stärke der Blechwand,

dann kann man für eine erste Annäherungsrechnung, vorbehaltlich nachträglicher Verbesserung, setzen:

$$f_{\text{netto}} = \frac{M}{k \cdot h_0} = \frac{\delta \cdot h_0}{8}. \tag{48}$$

Mittels dieser Gleichung bestimme man das erforderliche f_{netto}, wähle aber die Winkeleisen und Deckplatten so, daß man durch Veränderung der Deckplattenbreite b sowohl eine Vergrößerung, wie eine Verminderung des Trägheitsmoments leicht erreichen kann. Es werde das Trägheitsmoment der Querschnittsfläche ohne Deckplatten mit J_0 bezeichnet, so kann man J_0 leicht für den gewählten Querschnitt ausrechnen. Nach Gleichung 47 muß das Trägheitsmoment des ganzen Querschnitts sein:

$$J_{\text{soll}} = \frac{M}{k} \cdot \frac{h}{2}.$$

Das Trägheitsmoment des Querschnitts mit Deckplatten von der Breite b ist (vgl. Abb. 331, S. 191):

$$J_{\text{ist}} = J_0 + \frac{b}{12}(h^3 - h_0^3). \tag{49}$$

Es muß also sein:

$$J_0 + \frac{b}{12}(h^3 - h_0^3) = \frac{M \cdot h}{2k},$$

also

$$b = \frac{12}{h^3 - h_0^3}\left[\frac{M \cdot h}{2k} - J_0\right]. \tag{50}$$

Dieser Ausdruck gibt den genauen Wert für b; zu beachten ist, daß J_0 berechnet werden muß mit Abzug für die Nietlöcher in den wagerechten Winkeleisenschenkeln; ferner, daß der aus Gleichung 50 erhaltene Wert von b wegen der Nietlöcher noch um zwei Nietdurchmesser, d. h. um $2d$, zu vergrößern ist.

Zahlenbeispiel. Es sei $M = 26$ tm $= 2600000$ kgcm, $k = 800$ kg/qcm;

$$W = \frac{J}{\frac{1}{2}h} = \frac{M}{k} = \frac{2600000}{800} = 3250 \text{ cm}^3.$$

Wird $h_0 = 76$ cm gewählt, $\delta = 1$ cm, so ergibt sich nach Gleichung 48:

$$f_{\text{netto}} = \frac{3250}{76} - \frac{1 \cdot 76}{8} = \sim 33{,}5 \text{ cm}^2.$$

Vorläufig wird als Gurtquerschnitt angenommen:

Zwei Winkeleisen $\overline{70 \cdot 70 \cdot 9}$	zu $11{,}9$ cm²	$= 23{,}8$ cm²
Deckplatte	$17 \cdot 1{,}0$ cm²	$= 17{,}0$ cm²
	Summa f_{brutto}	$= 40{,}8$ cm²
Der Nietdurchmesser sei $d = 2{,}0$ cm; also ab für Niete	$2 \cdot 2 \cdot 1{,}9$ cm²	$= 7{,}6$ cm²
	bleibt f_{netto}	$= 33{,}2$ cm².

Der gewählte Querschnitt ohne Deckplatte hat:

$$J_{o\,\text{brutto}} = \tfrac{1}{12}[15 \cdot 76^3 - 2 \cdot 6{,}1 \cdot 74{,}2^3 - 2 \cdot 0{,}9 \cdot 62^3],$$

$$J_{o\,\text{brutto}} = 94583 \text{ cm}^4.$$

Ab für vier Nietlöcher zu $0{,}9 \cdot 2$ in den wagerechten Winkeleisenschenkeln:

$$i = 4 \cdot 0{,}9 \cdot 2 \cdot 37{,}55^2 = 10152 \text{ cm}^4$$

$$\text{bleibt } J_{o\,\text{netto}} = 84431 \text{ cm}^4.$$

Also muß nach Gleichung 50 sein mit $h_o = 76$ cm, $h = 78$ cm,

$$b_{\text{netto}} = \frac{12}{78^3 - 76^3}\left[3250 \cdot \frac{78}{2} - 84431\right] = 14{,}16 \text{ cm}.$$

Dazu kommt für zwei Nietlöcher à 2,0 cm Durchmesser $2 \cdot 2 = 4$ cm hinzu, so daß sich die Deckplattenbreite zu 18,16 cm, dafür abgerundet $b = 19$ cm ergibt.

Länge der Gurtplatten. Die Momente nehmen nach den Auflagern zu ab (vgl. Abb. 333); deshalb können auch die Widerstands- und Trägheitsmomente der Trägerquerschnitte nach den Auflagern zu verringert werden. Die Verringerung wird erreicht, indem man die Deckplatten nur auf denjenigen Trägerteilen anordnet, in denen sie für die Erzielung des Trägheitsmoments erforderlich sind.

Es bezeichne

J_o das Netto-Trägheitsmoment des Querschnitts ohne Deckplatten,
h_o die Höhe des Querschnitts ohne Deckplatten,
J_1 das Netto-Trägheitsmoment des Querschnitts mit einer Deckplatte in jeder Gurtung,
h_1 die Höhe des Querschnitts mit einer Deckplatte in jeder Gurtung,
J_2 das Netto-Trägheitsmoment des Querschnitts mit zwei Deckplatten in jeder Gurtung,
h_2 die Höhe des Querschnitts mit zwei Deckplatten in jeder Gurtung,

dann können bei einer Höchstbeanspruchung k die verschiedenen Querschnitte an Momenten ertragen (vgl. Gleichung 47):

der Querschnitt ohne Deckplatten ein Moment

$$M_o = \frac{k \cdot J_o}{\frac{1}{2} h_o},$$

der Querschnitt mit einer Deckplatte in jeder Gurtung ein Moment

$$M_1 = \frac{k \cdot J_1}{\frac{1}{2} h_1},$$

der Querschnitt mit zwei Deckplatten in jeder Gurtung ein Moment

$$M_2 = \frac{k \cdot J_2}{\frac{1}{2} h_2}.$$

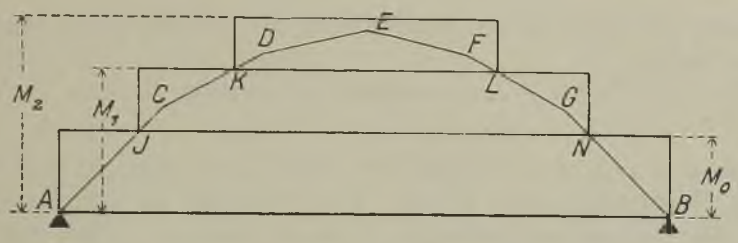
Bekannt sind: J_o J_1 J_2 k,
h_o h_1 h_2,

also können auch die Werte M_o, M_1, M_2 aus den vorstehenden Gleichungen leicht berechnet werden.

Man trägt die wirklich auftretenden Größtmomente an den verschiedenen Trägerstellen (Abb. 333) nach einem beliebigen Maßstab auf (1 cm $= n$ Tonnen-Meter); so möge die gebrochene Linie $ACDEFGB$ die Ordinaten begrenzen, die die Momente darstellen. Nun trage man nach demselben Maßstab die berechneten Werte M_o, M_1, M_2 auf und ziehe in den Abständen M_o, M_1, M_2 über der Abszissenachse AB parallele Linien zu dieser. Die im Abstand M_o gezogene Parallele schneidet die gebrochene Linie in den Punkten J und N. Außerhalb dieser Punkte ist das wirkliche Moment kleiner

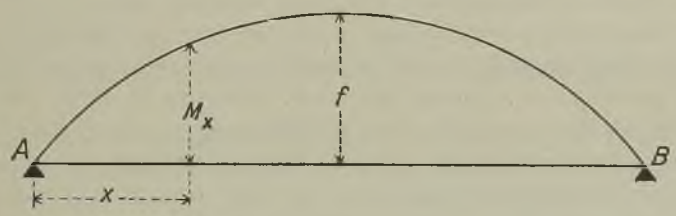
als dasjenige, das der Querschnitt ohne Deckplatten ertragen kann; die erste Deckplatte braucht also erst bei J zu beginnen und nur bis N zu reichen. Ebenso ergibt sich, daß erst zwischen K und L eine zweite Deckplatte erforderlich wird. Die Punkte K, L, J, N sind die theoretischen Endpunkte der Deckplatten: man verlängert die Deckplatten über diese Punkte hinaus, gewöhnlich um so viel, daß eine Anzahl Niete auf der Verlängerung angebracht werden kann, die die in der Lamelle vorhandene Kraft zu übertragen ausreichend ist. Es genügt aber auch, wenn an dem theoretischen Endpunkt die ersten Niete zur Befestigung der Lamelle sitzen. Für gleichmäßig verteilte

Abb. 333. Länge der Deckplatten.



volle Belastung q auf das laufende Meter ist das Moment in einem Querschnitt, der um x (Abb. 334) vom Anfang A entfernt ist: $M_x = \frac{q}{2}(l \cdot x - x^2)$. Man erhält die theoretischen Endpunkte der ersten Lamellen, die um x_0 von A entfernt liegen mögen, aus der Gleichung

Abb. 334. Abstand der theoretischen Deckplattenenden vom Auflager.



$$\frac{q}{2}(l \cdot x_0 - x_0^2) = M_0 \quad \text{zu:} \quad x_0 = \frac{l}{2}\left(1 \pm \sqrt{1 - \frac{8 M_0}{q \cdot l^2}}\right),$$

und weil

$$M_{\text{mitte}} = \frac{q \cdot l^2}{8} \text{ ist,}$$

$$x_0 = \frac{l}{2}\left(1 \pm \sqrt{1 - \frac{M_0}{M_{\text{mitte}}}}\right). \tag{51}$$

Ebenso ergibt sich der Abstand x_1 des theoretischen Endpunkts der zweiten Lamelle zu:

$$x_1 = \frac{l}{2}\left(1 \pm \sqrt{1 - \frac{M_1}{M_{\text{mitte}}}}\right). \tag{52}$$

Das Vorzeichen + vor der Wurzel ergibt den Punkt, der von A weiter entfernt ist als die Mitte, das Vorzeichen — denjenigen Punkt, der an derselben Seite der Trägermitte liegt, wie A.

Beispiel. Bei dem Beispiel auf S. 193 war: $M_{\text{mitte}} = 26$ tm, $k = 800$ kg/qcm; die Stützweite sei $l = 8$ m, die Belastung q für das laufende Meter des Trägers sei $q = 3{,}25$ t. Der Querschnitt ohne Deckplatte kann ertragen, da $J_0 = 84431$ cm³, $h_0 = 76$ cm ist:

$M_0 = \frac{800 \cdot 84431}{38}$ kgcm, $M_0 = 1\,777\,500$ kgcm $= 17{,}77$ tm. Es ist demnach der Abstand der theoretischen Deckplattenenden vom Auflager:

$$x_0 = \frac{8}{2}\left(1 \pm \sqrt{1 - \frac{17{,}77}{26}}\right) = 4\,(1 \pm 0{,}56) = \begin{cases} 6{,}24 \text{ m}, \\ 1{,}76 \text{ m}. \end{cases}$$

Stärke der Blechwand. Aussteifung derselben. Die Blechwand wird sowohl durch die Momente wie hauptsächlich durch die Querkräfte in Anspruch genommen. Ihre Stärke δ kann nach der Formel berechnet werden:

$$\delta_{\text{cm}} = 0{,}4 \text{ cm} + \frac{2\,Q_t}{h_{0\,\text{cm}}}. \tag{53}$$

Q_t bedeutet die größte, am Auflager auftretende Querkraft, bzw. den größten Auflagerdruck in Tonnen.

Es sei $Q_t = 22$ t, $h_0 = 85$ cm, so ergibt die Gleichung:

$$\delta = 0{,}4 + \tfrac{44}{85} = 0{,}92 \text{ cm},$$

wofür abgerundet $\delta = 1$ cm zu wählen ist. Man runde stets auf volle Millimeter ab und vermeide Blechstärken unter 10 mm. Die Blechwand ist nicht imstande, größere Einzelkräfte ohne weiteres aufzunehmen, sie würde ausbeulen. Man macht sie gegen Druckkräfte widerstandsfähig durch Aufnieten von Steifen, die meistens lotrecht gestellt werden und hauptsächlich da angeordnet werden müssen, wo größere Einzelkräfte auf den Blechträger wirken. Solche Stellen sind die Auflagerpunkte und die Lagerpunkte der auf die Blechträger gelegten Querschwellen. Unter jeder Querschwelle wird als Steife ein Winkeleisen etwa N.Pr. 8 ($\lfloor\!\overline{8 \cdot 8 \cdot 1}$) auf die Blechwand genietet, das über die Winkeleisen der obern und untern Gurtung gekröpft oder besser nach Abb. 292 und 293, S. 164 mit einem untergelegten Futterblech versehen wird.

Auch bei gleichmäßig verteilter Last — wie bei einer aus Buckelplatten oder Belageisen bestehenden Fahrbahntafel — sind Aussteifungswinkeleisen anzuordnen, wenn die Trägerhöhe größer als 0,50 m ist (vgl. auch Abb. 304, S. 168). Die Aussteifungen, Winkeleisen Nr. $6\frac{1}{2}$ bis Nr. $7\frac{1}{2}$, werden dann in Entfernungen von 1,3 bis 1,5 m voneinander angebracht. Wo Querversteifungen an den Trägern befestigt sind, versteifen die für diese erforderlichen Befestigungswinkeleisen; es wird deshalb empfohlen, die Querversteifungen unter Querschwellen anzuordnen (Abb. 292 u. 293, S. 164). An den Auflagern werden besonders kräftige Aussteifungen erforderlich, weil an diesen Stellen die größten Einzelkräfte auftreten. Die hier vorhandenen, für die Befestigung der Endquerverbindungen erforderlichen Winkeleisen und die außerdem außen aufgenieteten Winkeleisen (Nr. $6\frac{1}{2}$ bis Nr. 8) mit den darunter liegenden Futterblechen geben eine wirksame Aussteifung. Über den Auflagern kröpfe man die Versteifungswinkeleisen nicht. Gute Aussteifungen sind in Abb. 293, S. 164 und 312 und 313, S. 172 vorgeführt. Eine gute Aussteifung bilden auch schräg aufgenietete Winkeleisen, die vom Auflager nach der obern Gurtung laufend in den Endfeldern angebracht werden.

Niete zur Verbindung der Gurtwinkel mit der Blechwand und den Deckplatten. Es bezeichne

- d den Durchmesser des Nietes in Zentimetern,
- δ die Stegdicke der Blechwand in Zentimetern,
- k_s die zulässige Inanspruchnahme für das Quadratzentimeter des Nietquerschnitts auf Abscheren.
- k_L die zulässige Inanspruchnahme für das Quadratzentimeter der Projektion des Nietlochs auf Lochleibungsdruck,
- e den Abstand der Nietmitten voneinander in Zentimetern, die sog. Nietteilung.

Nach der preußischen Brückenverordnung darf für Blechträger, die bis zu 20 m Stützweite haben, bei Verwendung von Flußeisen:

$$k_S = 0{,}9 \cdot 850 = 765 \text{ kg},$$
$$k_L = 2{,}0 \cdot 765 = 1530 \text{ kg}$$

sein. Demnach kann ein zweischnittig beanspruchtes Niet mit Rücksicht auf den Abscherungswiderstand eine Kraft übertragen:

$$P_1 \leqq k_S \cdot 2 \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \qquad P_1 = \sim 1200\, d^2$$

und mit Rücksicht auf den Lochleibungsdruck:

$$P_2 \leqq k_L \cdot d \cdot \delta \qquad P_2 = \sim 1530 \cdot d \cdot \delta.$$

Natürlich darf man dem Niete nur die kleinere der beiden Kräfte zumuten. P_1 wird gleich P_2, wenn $d = 1{,}3\,\delta$ ist. Sobald $d > 1{,}3\,\delta$ ist, ist $P_1 > P_2$; da aber der kleinere der beiden Werte maßgebend ist, so ist alsdann P_2, d. h. die Rücksicht auf den Lochleibungsdruck, maßgebend. Gewöhnlich ist $d = 2\,\delta$, oder hat einen naheliegenden Wert. Bei zweischnittiger Nietung ist dann also P_2 maßgebend.

Die Niete haben die Aufgabe, eine Verschiebung der Gurtung bzw. einzelner Teile der Gurtung gegen die Blechwand zu verhindern. In den Gurtungen wirken wagerechte Schubkräfte, die bestrebt sind, die Gurtungen gegen die Blechwand zu verschieben: in der obern Gurtung wirken sie bei den Balkenträgern auf zwei Auflagern von der Trägermitte nach außen nach den Auflagern, in der untern Gurtung von den Auflagern nach der Trägermitte hin. Die auf die Längeneinheit der Gurtung entfallende Schubkraft hat die Größe

$$H = \frac{Q \cdot S}{J}. \tag{54}$$

In diesem Ausdruck bedeutet:

Q die Querkraft für den betrachteten Querschnitt,

J das Trägheitsmoment des ganzen Querschnitts für die wagerechte Schwerpunktsachse,

S das auf diese Achse bezogene statische Moment desjenigen Teiles der Querschnittsfläche, der durch die Niete mit der Blechwand zu verbinden ist.

Bei e cm Nietteilung kommt also auf ein Niet die Kraft $N = H \cdot e = e \cdot \frac{Q \cdot S}{J}$, und diese Kraft darf höchstens gleich P_2 sein. Daraus folgt

$$e \cdot \frac{Q \cdot S}{J} = 1530\, d \cdot \delta. \tag{55}$$

Mit genügender Genauigkeit kann man setzen, wenn es sich um die Niete zur Verbindung der Blechwand mit den lotrechten Schenkeln der Gurtwinkeleisen handelt:

$$\frac{J}{S} = 0{,}9\, h_0,$$

wo h_0 die Höhe der Blechwand ist; damit wird

$$e = \frac{1530\, d \cdot \delta \cdot 0{,}9\, h_0}{Q} = \frac{1377\, d \cdot \delta \cdot h_0}{Q}.$$

Man schreibt besser:

$$e \leqq \frac{1730 \cdot d \cdot \delta \cdot h_0}{Q}. \tag{56}$$

Q ist in Gleichung 56 in Kilogrammen, δ, d, h_0 sind in Zentimetern einzusetzen.

Die kleinste Nietteilung ergibt sich an den Auflagern, weil an diesen die im Nenner stehende Querkraft Q ihren größten Wert hat. Es bezeichne:

g das Eigengewicht für das laufende Meter Träger,
p die gleichmäßig verteilte Verkehrslast für das laufende Meter Träger.
Dann ist die größte Querkraft an den Auflagern:

$$Q_0 = (g + p)\frac{l}{2}.$$

Aus der preußischen Brückenverordnung erhält man für einen Träger der eingleisigen Brücke die durch Verkehrslast allein erzeugten Querkräfte $Q_0 \cdot p$ an den Auflagern, wie sie in der ersten Zeile der folgenden Tabelle XVI zusammengestellt sind.

Tabelle XVI. Die durch Verkehrslast allein erzeugten Querkräfte an den Auflagern für einen Träger eingleisiger Brücken.

Für $l = 4{,}0$	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	12 m
$Q_0 \cdot p = 17{,}80$	20,00	22,5	24,50	26,5	28,35	29,75	32,7 t
$Q_0 \cdot g = \frac{g \cdot l}{2} = 0{,}88$	1,16	1,5	1,82	2,2	2,59	3,00	3,9 t
$Q_0 \cdot g + Q_0 \cdot p = 18{,}68$	21,16	20,0	26,32	28,7	30,94	32,75	36,6 t

Sei e für einen Träger von 6,0 m Stützweite am Auflager zu ermitteln:

$$d = 2 \text{ cm}, \qquad \delta = 1{,}0 \text{ cm}, \qquad h_0 = 60 \text{ cm},$$

Man erhält:

$$e \leqq \frac{1370 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 60}{24000}, \qquad e \leqq 6{,}85 \text{ cm}.$$

Für $l = 10$ m, $\delta = 1{,}2$ cm, $d = 2{,}0$ cm, $h_0 = 100$ cm,

$$e \leqq \frac{1370 \cdot 2 \cdot 1{,}2 \cdot 100}{32750}, \qquad e \leqq 10 \text{ cm}.$$

Nach der Mitte des Trägers zu ergeben sich nach der Formel 56 größere Werte für e; doch mache man in der gedrückten Gurtung die Nietteilung höchstens $5d$, in der gezogenen Gurtung höchstens $6d$. — Die Entfernung der Niete, die zur Verbindung der Gurtplatten mit den Gurtungswinkeleisen dienen, wird nach Gleichung 55 viel größer, als diejenige der Niete in den lotrechten Winkeleisenschenkeln, weil der in den Nenner der rechten Seite kommende Wert S hier viel kleiner ist, als dort. Man führt aber diesen größern Nietabstand aus praktischen Gründen nicht aus, sondern wählt den Abstand dieser Niete ebenso groß, wie in den lotrechten Winkeleisenschenkeln. Dabei versetzt man die Niete in den Schenkeln der Winkeleisen gegeneinander um den halben Nietabstand. Bei kleinen Trägern führt man den kleinsten berechneten Nietabstand über die ganze Trägerlänge durch, bei größern Trägern teilt man zwischen den durch die Aussteifungswinkeleisen festgelegten Nieten jeweils gleichmäßig ein, so daß die Nietteilung nicht größer wird, als das berechnete e. Der kleinste Nietabstand ist $2{,}5d$ bis $3d$. Es möge hier ernstlich vor den großen Nietabständen gewarnt werden, wie man sie bei ausgeführten Brücken wohl findet. Die Niete haben nicht nur die Schubkräfte zu übertragen, sondern auch die Teile so zusammenzuhalten, daß sie Eindringen von Feuchtigkeit, Staub u. dergl. verhindern.

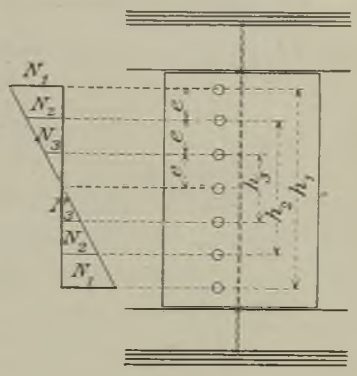
Stoß des Stehblechs[1]). Das an der Stoßstelle auf die Blechwand von der Stärke δ und Höhe h_0 entfallende Moment muß durch die an der einen Seite des Stoßes befindlichen Niete in die Stoßlaschen geleitet werden; außerdem muß auch die an dieser Stelle vorhandene Querkraft übertragen werden. Meistens ist die Querkraft an der Stoß-

[1]) Vgl. »Hütte«, 18. Aufl., Bd. II, S. 331

stelle klein, beansprucht auch hauptsächlich diejenigen Niete, die durch das Moment wenig beansprucht werden; es soll deshalb hier von derselben abgesehen werden. Auf die Blechwand entfällt von dem gesamten auf den Querschnitt wirkenden Moment ein Teil $M_n = k \cdot W_{bl}$, wenn W_{bl} das Widerstandsmoment der Blechwand bedeutet. Es ist:

$$M_n = k \cdot \frac{\delta \cdot h_o^3}{12 \cdot \frac{1}{2} h} = \frac{k \cdot \delta \cdot h_o^3}{6 h}. \qquad (57)$$

Abb. 335.
Stoß des Stehblechs.



Die Niete werden durch das Moment M_n desto mehr beansprucht, je weiter entfernt sie von dem Schwerpunkt des Querschnitts liegen. Die beiden äußersten wagerechten Nietreihen des Stoßes, oberhalb und unterhalb des Schwerkunkts, seien von diesem um $\frac{1}{2} h_1$ entfernt, also voneinander um h_1; die auf die Niete dieser Reihe oberhalb wie unterhalb entfallende, durch das Moment M_n erzeugte Kraft sei N_1, so ist $N_1 \cdot h_1$ das Moment dieser Nietkräfte (Abb. 335)[1]. Für die nächstliegenden beiden Reihen oben und unten seien die Abstände voneinander h_2, die Nietkräfte N_2, ihr Moment ist $N_2 \cdot h_2$, ebenso ist weiter $N_3 \cdot h_3$ das Moment der folgenden Nietkräfte; es ist also $M_n = N_1 \cdot h_1 + N_2 \cdot h_2 + \cdots$

Abb. 336 u. 337. Endabschluß bei Balkenbrücken. M. 1 : 30.

Abb. 336. Endabschluß mit ⊏-Eisen.

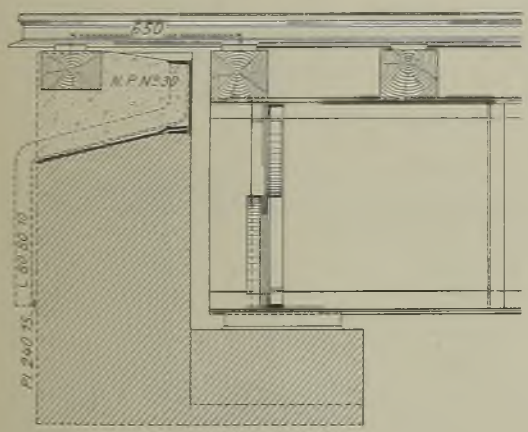
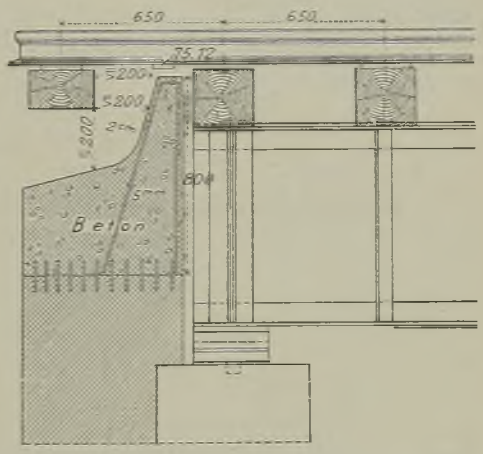


Abb. 337. Endabschluß mit Eisenbeton.



Da die Inanspruchnahme der Blechwand von dem Schwerpunkt nach den Gurtungen hin von Null aus linear zunimmt, so ist bei gleichem Abstand e der wagerechten Nietreihen:

$$\frac{N_2}{N_1} = \frac{\frac{h_2}{2}}{\frac{h_1}{2}} = \frac{h_2}{h_1}, \qquad N_2 = N_1 \cdot \frac{h_2}{h_1}, \qquad N_3 = N_1 \cdot \frac{h_3}{h_1},$$

also:

$$M_n = N_1 \cdot h_1 + \frac{N_1 \cdot h_2^2}{h_1} + \frac{N_1 \cdot h_3^2}{h_1} + \cdots = N_1 \cdot h_1 \left[\frac{h_1^2 + h_2^2 + h_3^2 + \cdots}{h_1^2}\right].$$

---

[1]) Abb. 335 ist entnommen aus »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, Abt. III: Der Brückenbau. 3. Aufl. Kap. IX: »Die Konstruktion der eisernen Balkenbrücken«, bearbeitet von C. Bernhard.

Abb. 338 bis 342. Walzbalkenbrücke. M. 1 : 40.

Abb. 338. Querschnitt.

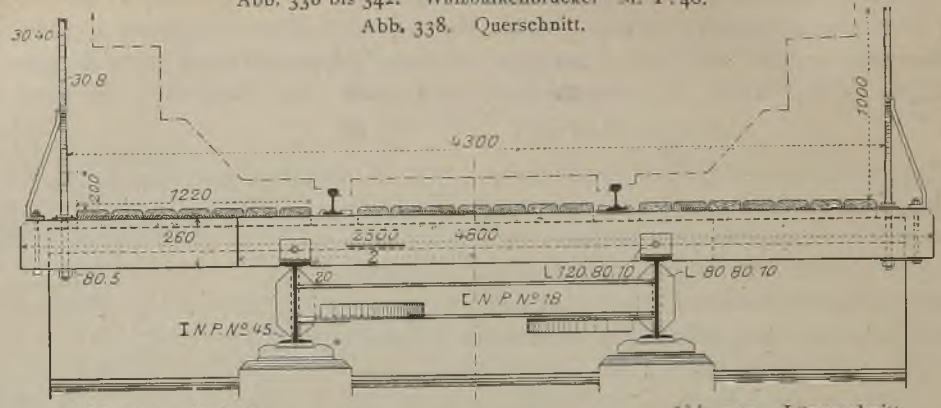
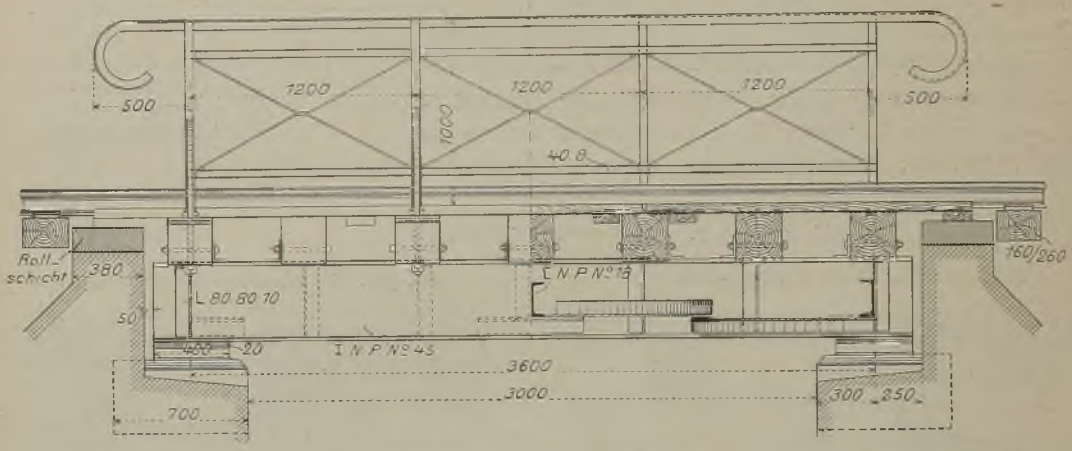


Abb. 339. Ansicht.

Abb. 340. Längsschnitt.



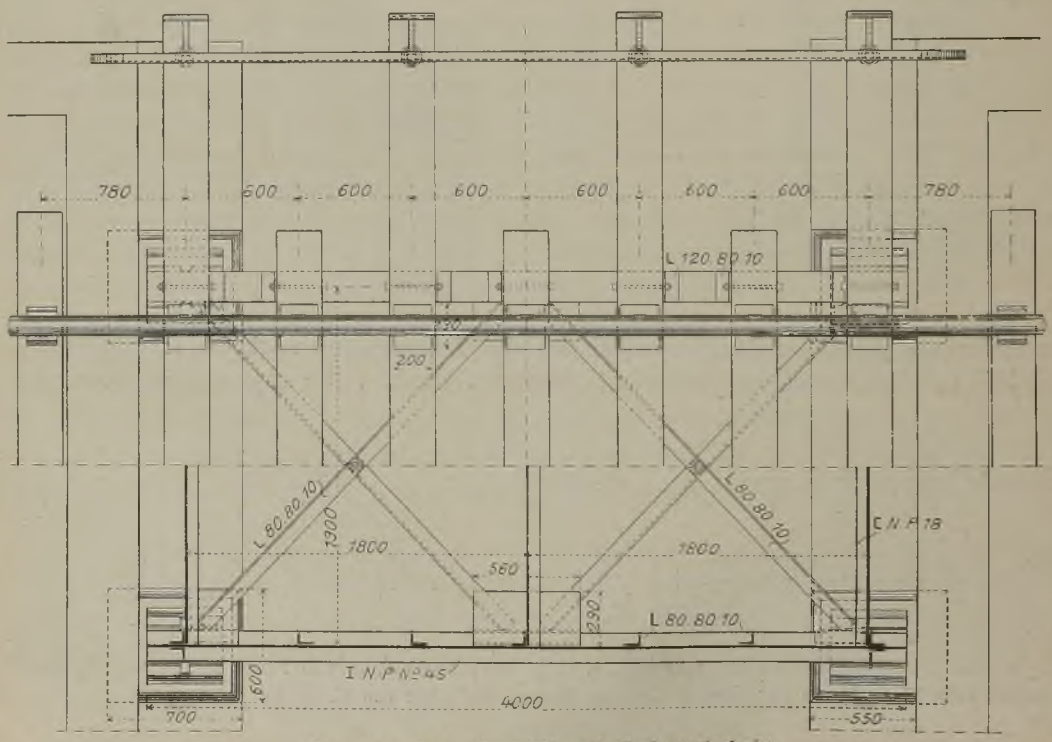


Abb. 341 u. 342. Grundriß und Horizontalschnitt.

Die Anzahl der wagerechten Stoßnietenreihen sei n, die Anzahl der Zwischenräume derselben also

$$n - 1 = m, \text{ so ist } h_1 = m \cdot e,\ h_2 = (m-2)e,\ h_3 = (m-4)e \cdots,$$

also:

$$M = N_1 \cdot h_1 \left(\frac{m^2 + (m-2)^2 + (m-4)^2 \cdots}{m^2} \right),$$

demnach

$$M_n = N_1 \cdot h_1 \cdot \frac{n(n+1)}{6(n-1)}.$$

Daraus ergibt sich also die Kraft, die jederseits durch die meistbeanspruchte, weitest von der Achse entfernte Nietreihe jederseits des Stoßes übertragen werden muß:

$$N_1 = \frac{6 M_n \cdot (n-1)}{h_1 (n+1) n}. \tag{58}$$

Da jedes Niet $1530 \cdot d \cdot \delta$ (mit Rücksicht auf Leibungsdruck) übertragen kann, so ergibt sich nunmehr die Zahl r der anzuordnenden lotrechten Nietreihen an jeder Seite des Stoßes aus:

$$r \leqq \frac{N_1}{1530 \cdot d \cdot \delta} \tag{59}$$

oder:

$$r_1 \geqq \frac{N_1}{2 \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot 765}, \tag{60}$$

wobei die letzte Gleichung doppelschnittige auf Abscheren beanspruchte Niete voraussetzt. Gewöhnlich wird der Wert der Gleichung 59 maßgebend sein.

Beispiel. Es sei $h_0 = 56$ cm = Höhe der Blechwand, $\delta = 1$ cm, h = Trägerhöhe = 58 cm, Nietdurchmesser $d = 2$ cm, Laschenhöhe = 40 cm, n = Anzahl wagerechter Stoßnietreihen = 6, $h_1 = 33$ cm, $k = 700$ kg/qcm.

Dann ist nach Gleichung 57:

$$M_n = \frac{700 \cdot 1 \cdot 56^3}{6 \cdot 58} = 353250 \text{ kgcm}.$$

Nach Gleichung 58 ist:

$$N_1 = \frac{6 \cdot 353250 \cdot 5}{33 \cdot 7 \cdot 6} = 7644 \text{ kg},$$

$$r_1 \geqq \frac{7644}{1530 \cdot 2 \cdot 1} = 2{,}5,$$

$$r_2 \geqq \frac{7644}{2 \cdot 3{,}14 \cdot 765} = 1{,}6.$$

Es sind also jederseits des Stoßes drei lotrechte Nietreihen anzuordnen.

Die Abb. 338 bis 349 geben Musterbeispiele vollwandiger Balkenbrücken und zwar einer Walzbalkenbrücke von 3,6 m Stützweite und einer Blechbrücke von 5,28 m Stützweite; bei der erstern ist die Fahrbahn über, bei der zweiten zwischen den Hauptträgern angebracht. Die Berechnung der in Abb. 338 bis 342 dargestellten Brücke ist auf S. 189 vorgeführt. Die beiden Balkenbrücken sind den Normalentwürfen der Preuß. Staatsbahn, aufgestellt von der Eisenbahndirektion Breslau, entnommen.

Neuere Anordnungen der Endabschlüsse und der Schildmauern von der Preuß.-Hess. Staatseisenbahn zeigen die Abb. 336 u. 337. Es ist erstrebt, die erste in der Bettung liegende Querschwelle trotz des geringen Schwellenabstands von 0,65 m so zu legen, daß sie gut unterstopft werden kann. Der oberste Teil der Schildmauer ist zu diesem Zwecke sehr schmal gehalten, in Abb. 336 ersetzt ihn ein gut befestigtes ⊏-Eisen, N. Pr. 20, in Abb. 337 ist Eisenbeton verwendet.

Einiges über die Stöße der Blechwand und der Gurtungen. Stöße der Blechwand werden nötig, wenn die Maße der Blechwand zu groß sind, um die Wand aus einer Blechtafel herstellen zu können oder wenn diese Herstellung zu teuer würde.

Abb. 343 bis 349. Blechbrücke mit beschränkter Bauhöhe. M. 1 : 50.

Abb. 343. Querschnitt.

Abb. 344 u. 345. Festes Auflager.

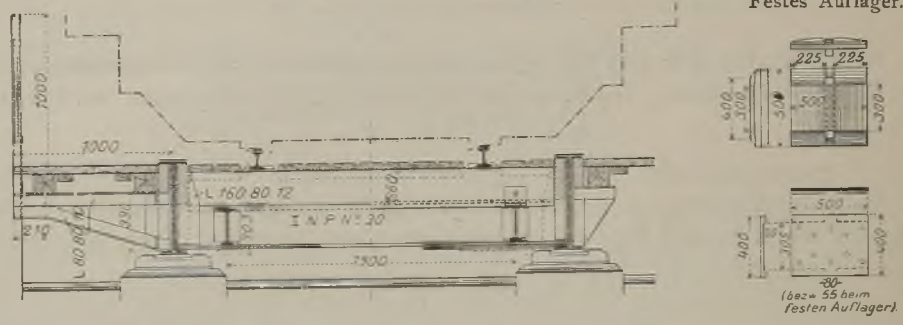


Abb. 346. Ansicht.

Abb. 347. Längsschnitt.

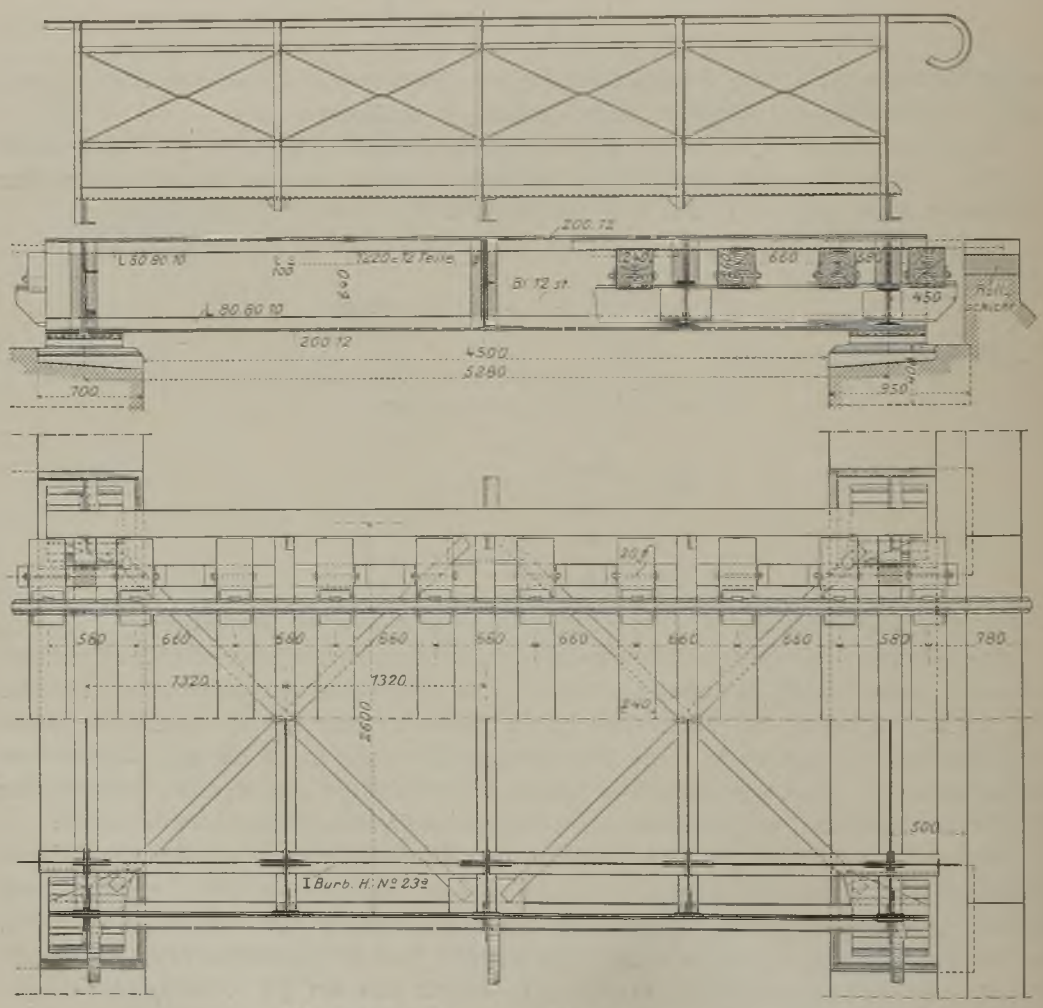


Abb. 348 u. 349. Grundriß und Horizontalschnitt.

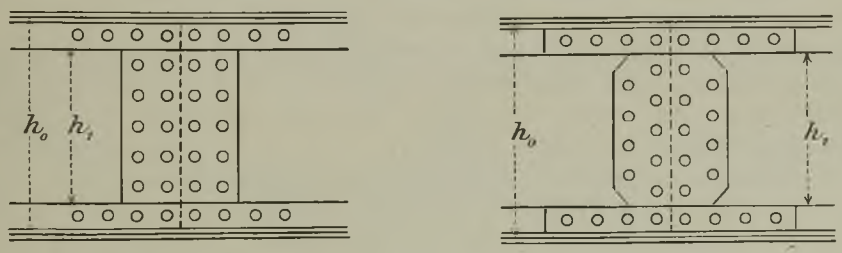
Grenzwerte der Maße bzw. Gewichte, für die der Grundpreis (s. § 27) gefordert wird, sind: 6 qm Fläche, 1,7 m Breite, 500 kg Gewicht. Die Blechtafeln sind erhältlich, mit Preisaufschlag, bis 2,5 m Breite, ausnahmsweise bis zu 3,0 m Breite. Bei Stehblechhöhen bis zu 80 cm kann man Bleche von 8 m Normal-Länge und mit Preisaufschlag bis zu 14 m größter Länge verwenden. Bei Höhen über 80 cm werden Tafeln bis zu 4 bis 5 m Länge und 400 kg Gewicht verarbeitet. Sehr große Blechtafeln sind nicht nur sehr teuer, sondern auch unhandlich; sie bedingen besondere Vorkehrungen in der Fabrik.

Die Stöße sollen stets durch beiderseits aufgelegte Laschen gedeckt werden, die an der Stoßstelle den zu stoßenden Querschnitt ersetzen müssen. Damit die Laschen wenig gefährdert werden, lege man die Stöße möglichst an Stellen mit nicht großen Momenten, also nicht in die Trägermitte oder nahe an dieselbe. Die erforderliche Stärke δ_1 der Laschen kann man aus der Bedingung bestimmen, daß die Laschen zu dem Trägheitsmoment des Querschnitts ebensoviel beitragen, wie an den andern Stellen das Stegblech, das ja die Laschen an der Stoßstelle ersetzen sollen. Wird die Höhe der Laschen (der Zwischenraum zwischen den beiden Winkeleisen, von der untern bis zur obern Gurtung) mit h_1 bezeichnet, die Stegblechstärke mit δ, die Stegblechhöhe mit h_0, so muß sein:

$$\frac{2\,\delta_1 \cdot h_1^3}{12} = \frac{\delta \cdot h_0^3}{12}, \quad \text{d. h.} \quad \delta_1 = \frac{\delta}{2}\left(\frac{h_1}{h_0}\right)^3.$$

Bei geringer Höhe h_1 kann $\left(\frac{h_0}{h_1}\right)^3$ größer werden als 2, so daß man dann δ_1 größer als δ nehmen muß. Bei großen Trägerhöhen (80, 90, 100 cm) und den üblichen und zweckmäßigen Winkeleisensorten mit Schenkellängen von 8,0; 9,0; 10 cm hat $\left(\frac{h_0}{h_1}\right)^3$ die Werte 1,7 bis 2, so daß für diese Höhen $\delta_1 = \delta$ ausreichend ist. Wäre aber z. B. $h_0 = 60$ cm, $h_1 = 44$ cm (es werden Gurtwinkeleisen von 8 cm Schenkellänge verwendet), so ist $\left(\frac{h_0}{h_1}\right)^3 = 2{,}53$, also wird dann $\delta_1 = 1{,}265\,\delta$. Gewöhnlich macht man $\delta_1 = \delta$ und glaubt damit sehr reichlich zu konstruieren; daß dieses nicht immer zutrifft, besonders nicht bei kleinen Trägerhöhen, ist vorstehend gezeigt. Natürlich rundet man δ_1 auf

Abb. 350 u. 351. Anordnung der Stoßplatten.



volle Millimeter ab. Die Stoßlaschen sollen unmittelbar auf dem zu stoßenden Wandblech liegen; Zwischenbleche sind fehlerhaft. — Anordnung der Stoßplatten. Abb. 350 zeigt die meist übliche Anordnung; diese hat den Fehler, daß die Laschen an denjenigen Stellen nicht vorhanden sind, an denen die Niete am meisten beansprucht werden. Als Laschen an diesen Stellen wirken die lotrechten Schenkel der Winkeleisen, sehr gegen den Willen des Konstrukteurs. Da aber diese Querschnittsteile bereits stark beansprucht sind, so werden sie durch die hinzukommende Blechwandspannung leicht überansprucht. Man hat deshalb nach Abb. 351 über die lotrechten Winkeleisenschenkel lotrechte Laschen-

bleche gelegt, und so den Querschnitt entsprechend der größern Beanspruchung verstärkt; die lotrechten Laschenbleche müssen aber über die Breite der Blechtafellaschen jederseits so weit fortgeführt werden, um einige (etwa 2) weitere Niete anbringen zu können. Wegen der Begründung wird auf die Angaben in § 42 über indirekten Stoß verwiesen.

Die Nietanordnung bei den Blechwandstößen wird nach Abb. 350 ausgeführt oder mit versetzten Nieten in den Nachbarreihen nach Abb. 351. Nach Versuchen von KIRKALDY sollen für gezogene Blechstöße nicht versetzte Nietreihen größere Festigkeit ergeben, als die versetzten; das ist einleuchtend, wenn man bedenkt, wie ungünstig die einzelnen Schichten des Bleches bei versetzten Nieten durchlocht sind, so daß die Spannungen beständig ihren Lauf ändern müssen. Gurtstöße. Winkeleisenstöße werden nur bei größern Blechbrücken nötig, da man — freilich gegen Preisaufschlag — Längen bis zu 14 m erhalten kann. Werden Stöße nötig, so ist nach den in § 42 folgenden Angaben zu verfahren. Ebenso wird wegen der Stöße der Deckplatten auf § 42 verwiesen.

Die Lager der Walzbalken- und Blechträger sowie die Querversteifungen und Windverstrebungen werden in den § 44 u. 45 vorgeführt.

§ 39. Die Balken-Fachwerksträger. Allgemeines.

Die Fachwerksträger bestehen aus einzelnen Stäben, die in den sog. Knotenpunkten miteinander verbunden sind. Man unterscheidet bei den Trägern die Gurtungen und die Gitterstäbe. Als Gurtungen bezeichnet man die Gesamtheit der Umfangsstäbe, die das Fachwerk nach oben bzw. unten begrenzen (obere bzw. untere Gurtung): die Stäbe, die die Gurtungen miteinander verbinden, nennt man Füllungsstäbe, Gitterstäbe, Wandglieder. Die Punkte, in denen zwei oder mehr Stäbe zusammentreffen, heißen Knotenpunkte, das Gitterwerk heißt ein Netzwerk oder Maschenwerk, wenn die aufeinander folgenden Gitterstäbe abwechselnd von links nach rechts und von rechts nach links geneigt, ein Ständerfachwerk, wenn die Gitterstäbe abwechselnd lotrecht und geneigt angeordnet sind. Man unterscheidet ferner einfaches und mehrfaches Maschenwerk bzw. Ständerfachwerk. Bei dem einfachen Werke schneiden die Achsen der Wandstäbe einander nur auf den Gurtstabachsen, bei den mehrfachen dagegen auch zwischen den Gurtungen. Diese letztern Schnittpunkte werden aber nur ausnahmsweise als Knotenpunkte ausgebildet.

Nach der Form der Gurtungen bezeichnet man die Träger als Parallelträger, Träger mit parallelen, meist wagerechten Gurtungen (Abb. 352)[1]) und Vielecksträger, Träger, bei denen eine Gurtung oder beide Gurtungen gekrümmt, bzw. einer Kurve eingeschriebene Vielecke sind (Abb. 353, 354).

Die Parallelträger werden zu Trapezträgern, wenn man jederseits das Endfeld dreieckförmig herstellt. Bei den Trägern mit einer gekrümmten Gurtung kann die obere oder untere Gurtung geradlinig sein. Träger mit einer obern geradlinigen und untern vieleckigen Gurtung nennt man Fischbauchträger (Abb. 353), solche mit oberer vieleckiger und unterer geradliniger Gurtung nennt man Bogensehnenträger (Abb. 354);

---

[1]) Die Abb. 352 bis 358 sind Faksimilereproduktionen, hergestellt bzw. nach:
Abb. 352: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover, 1881. Bl. 845.
» 353 und 354: Zeitschr. f. Bauw. 1884. Bl. 45 und 1880. Bl. 44.
» 355 und 357: Feste Brücken über den konventionellen Rhein.
» 356: Zeitschr. d. Ver. deutscher Ingenieure. 1900. S. 768.
» 358: Zeitschr. f. Baukunde. 1884. Bl. 3.

Träger mit zwei gekrümmten Gurtungen (bzw. zwei Vieleckgurtungen) heißen Fischträger, auch Linsenträger. (Hierher kann man Abb. 358 rechnen.)

Die Fahrbahn wird, falls eine geradlinige Gurtung vorhanden ist, an diese gelegt; welche Gurtung als geradlinig zu wählen ist, ergibt sich aus den besondern Verhältnissen. Falls die unter der Fahrbahn verfügbare Konstruktionshöhe groß ist, macht man zweckmäßig die obere Gurtung geradlinig und legt die Hauptträger ganz unter die Fahrbahn. Diese Anordnung gestattet eine vorzügliche Aussteifung der Konstruktion und ist allen andern vorzuziehen (Abb. 352 u. 353).

Abb. 352. Brücke über die Weser bei Fürstenberg (Parallelträger). M. 1 : 600.

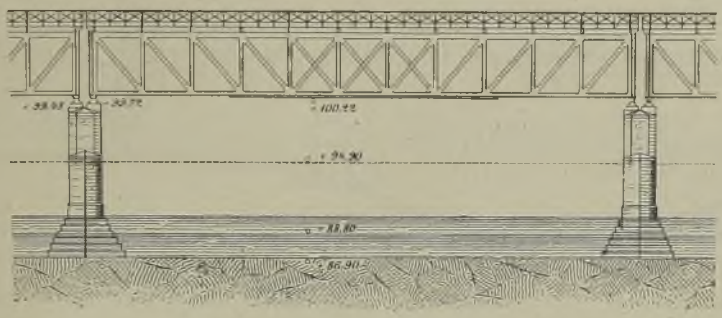


Abb. 353. Salmviadukt der Moselbahn (Fischbauchträger). M. 1 : 550.

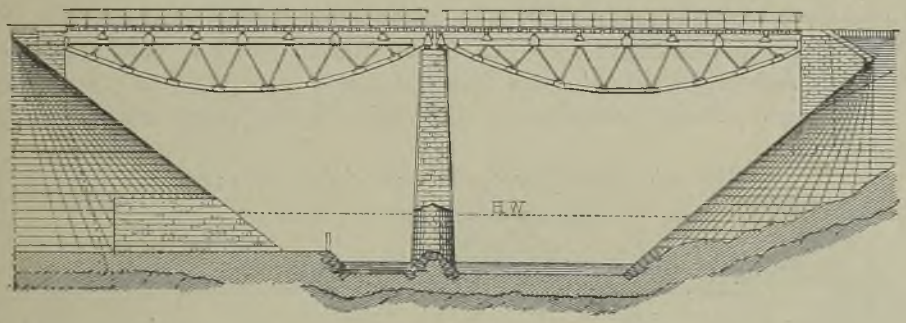
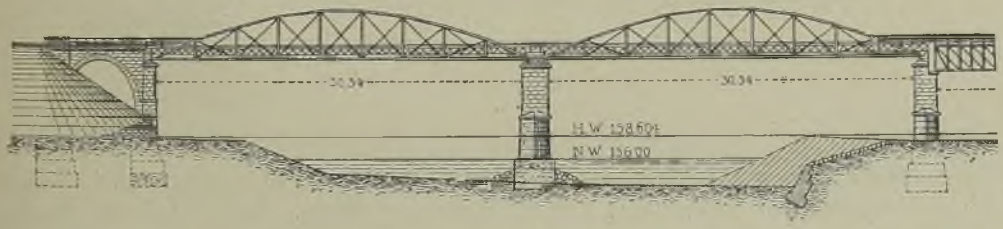


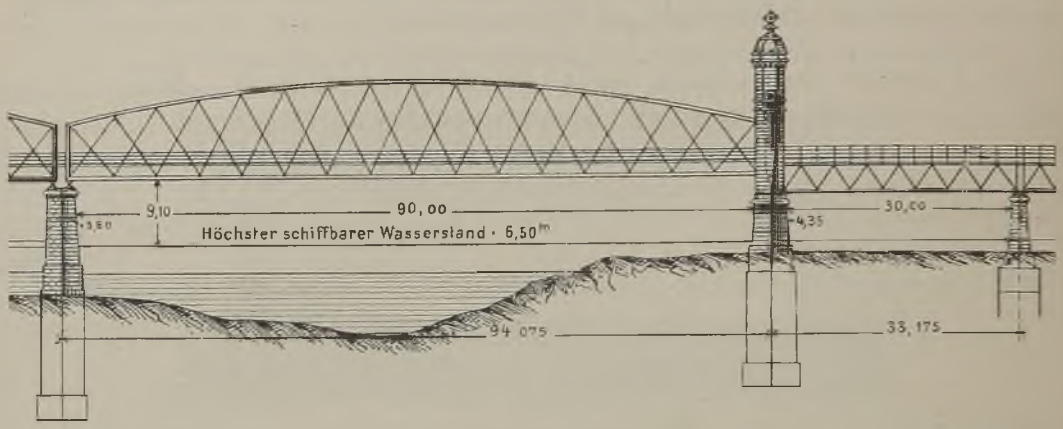
Abb. 354. Brücke über die Werra bei Eschwege (Bogensehnenträger). M. 1 : 600.



Wenn unter der Fahrbahn geringe Konstruktionshöhe verfügbar ist und man Vieleckträger mit einer geraden Gartung verwendet, so muß man die untere Gurtung geradlinig, die obere gekrümmt anordnen (Abb. 354). Alsdann können die beiden Hauptträger eine Querverbindung über der Fahrbahn nur erhalten, wenn die Hauptträger so hoch sind, daß die Querverbindungen der obern Gurtungen die Durchfahrt der Wagen usw. nicht behindern. In der Nähe der Auflager ist aber stets, wenn die Gurtungen an den Auflagern zusammenlaufen, die Anbringung von Querverbindungen unmöglich, weil hier die Höhe für diese nicht ausreicht.

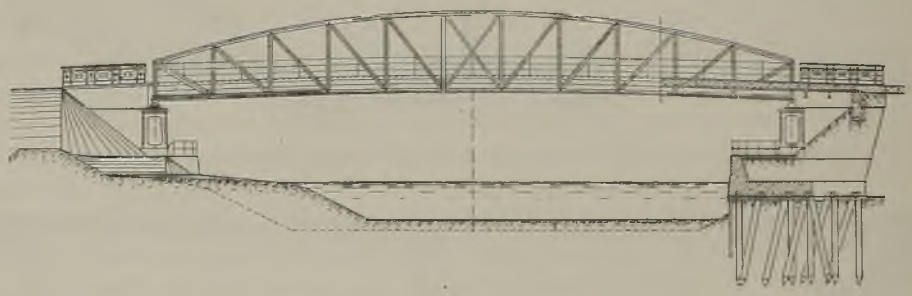
Deshalb hat man Träger hergestellt, deren Endhöhe (über den Auflagern) wenigstens so groß ist, daß über der Fahrbahn die Querverbindung der obern Gurtungen beider Träger vorgenommen werden kann, ohne daß die Durchfahrt behindert ist. Solche Träger nennt man Halbparabelträger (Abb. 355). Diese Träger, deren gekrümmte Gurtung übrigens auch eine andre Kurve als die Parabel zeigen kann, bieten noch

Abb. 355. Brücke über den Rhein bei Roppenheim (Halbparabelträger). M. 1 : 1000.



gegenüber den Trägern mit der Auflagerhöhe Null den weitern Vorteil bessern Aussehens und einer wesentlich einfachern Konstruktion der Auflagerknotenpunkte. So hat man denn die Halbparabelträger auch bei kleinen Weiten gewählt, bei denen die Endhöhe nicht für Anbringung einer obern Querverbindung genügt (Abb. 356). Auch mit oberer geradliniger, unterer vieleckiger Gurtung finden die Halbparabelträger zweckmäßig Anwendung.

Abb. 356. Brücke über den Elb-Trave-Kanal. M. 1 : 400.

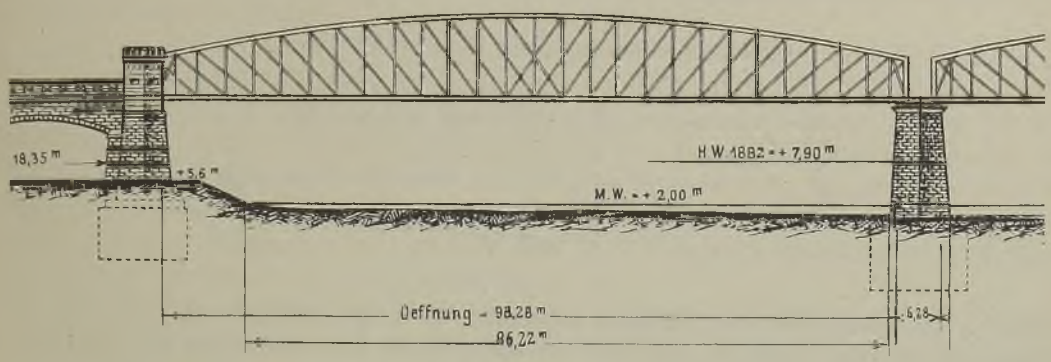


Bei Trägern mit einer geraden Gurtung, an der die Fahrbahn liegt, dient diese Gurtung zugleich als Gurtung für den wagerecht liegenden Windträger, dessen Aufgabe es ist, die wagerechten Kräfte nach den Auflagern zu führen. Anders bei den Trägern mit zwei gekrümmten Gurtungen. Die Fahrbahn liegt in der Höhe der Tangente, die in Trägermitte an den Obergurt oder Untergurt gelegt ist, oder in einer mittlern Höhe; die Belastungen der Querträgerpunkte werden nach Bedarf durch besondere Pfosten oder Hängestäbe auf die Knotenpunkte des Trägers übertragen. Hier sind aber besondere Windgurtungen in Höhe der Fahrbahn anzuordnen, weil die Fahrbahn nicht an eine geradlinige Gurtung anschließt.

Mit Rücksicht auf die Anordnung der Wandglieder unterscheidet man: Träger mit einteiligem Maschenwerk (Abb. 353) bzw. einteiligem Ständerfachwerk (Abb. 352), und mehrteilige Systeme sowohl für Maschenwerk (Abb. 355), wie für Ständer-

fachwerk (Abb. 357). Die mehrteiligen Systeme ergaben sich folgendermaßen: Da bei einer großen Stützweite l des Trägers auch die Höhe h des Trägers sehr groß wird, so muß man, damit die Diagonalen nicht zu steil werden, auch die Knotenpunktsabstände, d. h. die Feldweiten, groß wählen. Es können aber die Lastpunkte, d. h. die Querträger, nur in den Knotenpunkten angebracht werden. Um nicht zu große Feldweiten und infolge davon zu große und schwere Schwellenträger zu erhalten, legte man

Abb. 357. Brücke über den Rhein bei Wesel. M. 1 : 1000.



zwischen je zwei weitliegende Knotenpunkte des ersten Systems noch weitere Knotenpunkte, und bildete für diese ein zweites, auch wohl drittes, viertes System aus. Die Gurtungen aller Einzelsysteme fallen zusammen (Abb. 357).

Die mehrteiligen Systeme waren in der ersten Zeit des Eisenbrückenbaues sehr beliebt; man schachtelte eine große Zahl von Systemen ineinander und erhielt so die engmaschigen Systeme (Kölner Rheinbrücke, alte Weichselbrücke bei Dirschau. Die engmaschigen Träger sind aber unvorteilhaft und deshalb heute verlassen. Nur bei sehr großen Stützweiten verwendet man jetzt noch vereinzelt mehrfache Systeme, zweifache, höchsens dreifache. Statt mehrteiliges Gitterwerk zu verwenden, empfiehlt es sich, die Last der zwischen die Hauptknotenpunkte eingeschalteten Knotenpunkte durch Unterkonstruktionen auf das Hauptsystem zu übertragen (Abb. 358 gibt ein gutes Beispiel).

Abb. 358. Isarbrücke bei Landshut. M. 1 : 1000.

Die Höhe h bei den Parallelträgern, bzw. die Mittenhöhe f bei den Vieleckträgern steht zur Stützweite in Beziehung. Je größer die Höhe im Verhältnis zur Stützweite gewählt wird, desto kleiner wird innerhalb gewisser Grenzen der Materialaufwand für den Hauptträger. Gute Verhältnisse sind:

bei Parallelträgern und Trapezträgern . . . . . $\frac{h}{l} = \frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{12}$,

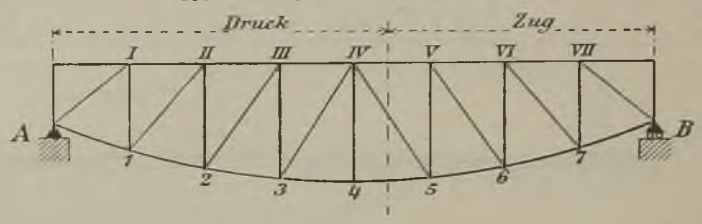
bei Trägern mit einer geraden und einer gekrümmten Gurtung $\frac{f}{l} = \frac{1}{7}$ bis $\frac{1}{9}$,

bei Trägern mit zwei gekrümmten Gurtungen . . . . . $\frac{f}{l} = \frac{1}{7}$ bis $\frac{1}{8}$,

Die Stabkräfte. Die Stäbe der obern Gurtung werden bei den auf zwei Stützpunkten ruhenden Balkenträgern stets auf Druck beansprucht, diejenigen der untern Gurtung stets auf Zug.

Die Ermittlung der in den Gurtungsstäben durch irgendeine Belastung erzeugten Spannungen kann auf rechnerischem und zeichnerischem Wege vorgenommen werden. Beide Arten können hier als bekannt vorausgesetzt werden. Zweckmäßig legt man für die Berechnung das RITTERsche Momentenverfahren zugrunde. Man denkt durch den zu berechnenden Stab, IV V der Abb. 359, einen Schnitt gelegt und wählt als Momentenpunkt den Punkt, in dem die Achsen der beiden Stäbe einander schneiden, die außer dem betreffenden Stabe durch den Schnitt getroffen werden. Hier wäre also Punkt 5 als Momentenpunkt zu wählen. Für diesen Punkt setze man die Summe der Momente

Abb. 359. Beanspruchung der Diagonale IV 5.



aller an der einen Seite des Schnittes wirkenden Kräfte gleich Null. Das Moment der äußern an der einen Seite des Schnittes wirkenden Kräfte habe die Größe M_5, der Hebearm der im Stabe IV V wirkenden Stabkraft O_5 sei für den Momentenpunkt 5 gleich h_5, so muß sein:

$$O_5 \cdot h_5 + M_5 = 0, \qquad \text{woraus folgt: } O_5 = -\frac{M_5}{h_5}.$$

Bedeuten die Zeichen g, bzw. p, daß Momente und Spannungen sich auf die Belastungen durch Eigengewicht bzw. Verkehrslast beziehen, so folgt allgemein:

$$\left.\begin{aligned} O_g &= -\frac{M_g}{h} \\ O_p &= -\frac{M_p}{h} \\ O_{p\,\max} &= -\frac{M_{p\,\max}}{h} \end{aligned}\right\}. \tag{61}$$

Ebenso ergibt sich für einen Stab 4 · 5 der untern Gurtung als Momentenpunkt der Punkt IV, M_{IV} als Moment der maßgebenden äußern Kräfte, und wenn r_5 Hebelarm der Spannung U_5 im Stabe 4 · 5 für Punkt IV ist:

$$-U_5 \cdot r_5 + M_{\mathrm{IV}} = 0, \qquad \text{mithin } U_5 = \frac{M_{\mathrm{IV}}}{r_5}$$

und mit den obigen Bezeichnungen allgemein

$$\left.\begin{aligned} U_g &= \frac{M_g}{r} \\ U_p &= \frac{M_p}{r} \\ U_{p\,\max} &= \frac{M_{p\,\max}}{r} \end{aligned}\right\}. \tag{62}$$

Für den Balkenträger der Abb. 359 ist bei lotrechten Belastungen $M_1 = M_{\mathrm{I}}$, $M_2 = M_{\mathrm{II}}$ usw.

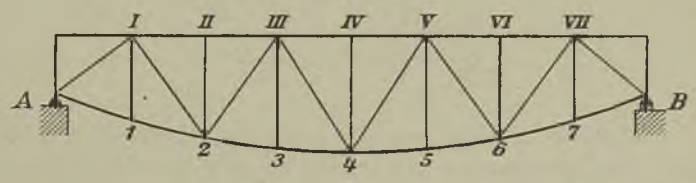
Die Stabkräfte in den Diagonalen und Pfosten können in entsprechender Weise durch Aufsuchen der Momentenpunkte und Aufstellung der Momentengleichungen ermittelt werden: Diagonalen und Pfosten werden je nach der Belastungsart gezogen oder

gedrückt. In einer Diagonale ruft jede Last Zug hervor, die sich auf der Trägerstrecke befindet zwischen dem zum Fußpunkt der Diagonale gehörigen Knotenpunkt und demjenigen Auflager, nach dem der Fußpunkt der Diagonale hinweist; der zum Fußpunkt gehörige Knotenpunkt der Diagonale ist zu der belasteten Strecke zu rechnen. Jede Last ruft Druck hervor, die auf der Trägerstrecke liegt zwischen dem zum Kopfpunkt der Diagonale gehörigen Kopfpunkt (einschließlich dieses) und demjenigen Auflager, nach dem der Knotenpunkt hinweist. Diese Regelt gilt, wenn die zu einer Diagonale gehörigen Gurtstäbe der obern und untern Gurtung sich außerhalb der Lotrechten der beiden Auflager schneiden.

Für die Diagonale IV 5 z. B. sind die betreffenden Strecken in Abb. 359 mit Zug und Druck bezeichnet. Größte Beanspruchung auf Zug findet durch Verkehrslast demnach statt, wenn die Zugabteilung möglichst voll bzw. schwer belastet ist, die Druckabteilung aber gar keine Verkehrslast zu tragen hat; größte Druckbeanspruchung bei entsprechender Belastung der Druckabteilung. Das Eigengewicht, das die ganze Brücke nach der üblichen Annahme gleichmäßig belastet, erzeugt gewöhnlich in den nach der Mitte fallenden Diagonalen Zug, in den nach der Mitte steigenden Diagonalen Druck. Ausnahmen werden weiter unten angegeben.

Ein Pfosten erhält seine größte Inanspruchnahme bei der Belastung, die für diejenige Diagonale die ungünstigste ist, die mit dem betreffenden Pfosten an einem Knotenpunkt zusammentrifft, an dem die Fahrbahn nicht liegt; die Art der Inanspruchnahme ist derjenigen der zugehörigen Diagonale entgegengesetzt: ist sie bei der Diagonale Zug (bzw. Druck), so ist sie beim Pfosten Druck (bzw. Zug). — Diese Regel gilt nicht, wenn die Diagonalen in den beiden an den Pfosten grenzenden Feldern sich in demselben Knotenpunkte der obern bzw. untern Gurtung treffen (Abb. 360); die Art der Inanspruchnahme der Pfosten wird dann sehr einfach ermittelt durch Betrachtung der Gleichgewichtsbedingungen an denjenigen Knotenpunkten (II, IV, VI, 1, 3, 5, 7), an denen sich nur Pfosten und Gurtstäbe, also nur drei Stäbe treffen.

Abb. 360. Beanspruchung der Pfosten.



Die Berechnung der Diagonalen und Pfosten gestaltet sich besonders einfach bei den Parallelträgern. Es werde die Spannung in der Diagonale mit D bezeichnet, der spitze Winkel der Diagonalenachse mit der Lotrechten sei α, falls die Diagonale nach rechts fällt, der entsprechende Winkel sei β, falls die Diagonale nach rechts steigt (Abb. 361 u. 362), die Querkraft für einen durch die Diagonale gelegten Schnitt sei Q, so muß wegen des Gleichgewichts stattfinden:

$$Q - D \cdot \cos\alpha = 0 \qquad D = \frac{Q}{\cos\alpha}$$

$$\text{bzw.} \quad Q + D' \cdot \cos\beta = 0 \qquad D' = -\frac{Q}{\cos\beta}.$$

Mit den früheren Bezeichnungen ergibt sich:

$$\left.\begin{aligned} D_g &= \frac{Q_g}{\cos\alpha} \quad \text{bzw.} & D'_g &= -\frac{Q_g}{\cos\beta} \\ D_{p\,\max} &= \frac{Q_{p\,\max}}{\cos\alpha} & D'_{p\,\min} &= -\frac{Q_{p\,\max}}{\cos\beta} \\ D_{p\,\min} &= \frac{Q_{p\,\min}}{\cos\alpha} & D'_{p\,\max} &= -\frac{Q_{p\,\min}}{\cos\beta} \end{aligned}\right\} \qquad (63)$$

Da $Q_{p\,\min}$ negativ ist, so wird:

$$\frac{Q_{p\,\min}}{\cos\alpha} \text{ negativ} \quad \text{und} \quad -\frac{Q_{p\,\min}}{\cos\beta} \text{ positiv.}$$

Für die Pfosten (Abb. 361 u. 362) muß man die Schnitte schräg legen, etwa parallel zu den Diagonalen. Dann ist für nach rechts fallende Diagonalen:

$$Q + V = 0 \quad \text{und mithin} \quad V = -Q,$$

für nach rechts steigende Diagonalen:

$$Q - V' = 0 \quad \text{und} \quad V' = Q.$$

Mithin wird:

$$\left.\begin{array}{ll} V_g = -Q_g \quad \text{bzw.} & V'_g = Q_g \\ V_{p\,\max} = -Q_{p\,\min} & V_{p\,\min} = -Q_{p\,\max} \\ V'_{p\,\max} = Q_{p\,\max} & V'_{p\,\min} = Q_{p\,\min} \end{array}\right\}. \tag{64}$$

Abb. 361 u. 362. Die Berechnung der Diagonalen und Pfosten.

Abb. 362.

Man hat vielfach sog. Gegendiagonalen verwendet (Abb. 354, S. 205), um nur auf Zug beanspruchte Diagonalen zu erhalten. Würde man in Abb. 359 in Feld IV, V, 5, 4 eine entgegengesetzt geneigte Diagonale 4 V einsetzen, so würde diese nach der oben angeführten Gesetzmäßigkeit bei derjenigen Belastung Zug erhalten, die in der Diagonale IV 5 Druck erzeugen würde. Man macht nun die Diagonale IV 5, die wir als Hauptdiagonale bezeichnen wollen, unfähig, Druck aufzunehmen, indem man sie aus Flacheisen konstruiert, die bei Druck ausbiegen; dann ist bei Belastung der in Abb. 359 mit Druck überschriebenen Abteilung die Diagonale IV 5 als nicht vorhanden anzusehen, und es wird die Gegendiagonale 4 V eintreten, die bei dieser Belastung Zug erhält. Neuerdings ordnet man meistens einfache Diagonalen an, die Zug und Druck ertragen können; die Berechnung ist sicherer, und die beim Einbringen der Gegendiagonalen leicht möglichen Arbeitsfehler werden vermieden.

Die Form der gekrümmten Gurtung ist meistens ein einer Kurve eingeschriebenes Vieleck. Als Kurve wird sehr häufig eine Parabel oder ein flacher Kreisbogen gewählt; auch die Ellipse, kubische Parabel[1]) und Hyperbel haben Anwendung gefunden. Die Parabelträger haben folgende wichtige Eigenschaft: bei voller Belastung der ganzen Brücke mit gleichmäßig verteilter Last ist die Spannung in den Stäben der geraden Gurtung auf die ganze Trägerlänge gleich groß, in den Stäben der gekrümmten Gurtung auf die ganze Trägerlänge nahezu gleich groß, in den Diagonalen gleich Null. Da nun die volle Belastung der ganzen Brücke für die Berechnung und Konstruktion der Gurtstäbe als ungünstigste zugrunde gelegt werden muß, auch das Eigengewicht eine solche Belastung bedeutet, so folgt, daß beim Parabelträger alle Stäbe der geradlinigen Gurtung mit gleichem Querschnitt hergestellt werden können, ebenso wie auch

[1]) Zentralbl. d. Bauverw. 1899, S. 19, 180.

die Stäbe der gekrümmten Gurtung, da die theoretischen Querschnittsunterschiede in den Stäben dieser Gurtung nur sehr gering sind.

Die Diagonalen können schwach sein, da sie durch das gleichförmig verteilte Eigengewicht nicht gespannt werden; jede Diagonale erleidet bei teilweiser Belastung (vgl. Abb. 359) ihren größten Zug bzw. Druck; beide Größtspannungen einer Diagonale haben bei gleichmäßig verteilter Verkehrslast, absolut genommen, gleiche Größe. Solche Verkehrslast ist z. B. das Menschengedränge bei Straßenbrücken. Bei den Eisenbahnbrücken muß man mit Einzellasten (Raddrücken) rechnen; hier gilt das Vorstehende nicht; annähernd erhält man aber ähnliche Ergebnisse, und zwar um so mehr, je größer die Stützweite l der Träger ist.

Die Gleichung der Parabel bezieht man zweckmäßig auf den linken Auflagerpunkt A als Anfang des Koordinatensystems. Mit den Bezeichnungen der Abb. 363 heißt die Gleichung:

$$\left.\begin{aligned} y &= \frac{4f}{l^2}(l-x)x \\ y &= \frac{4f}{l^2}x' \cdot x \end{aligned}\right\} \qquad (65)$$

Für x sind die Abszissen der einzelnen Knotenpunkte einzusetzen.

Die kubische Parabel vereint den Vorzug der quadratischen Parabel, daß die Spannung im gekrümmten Gurt nahezu im ganzen Träger gleich groß ist, mit dem weitern eines steilern Schnittwinkels beider Gurtungen am Auflager und eines raschen Ansteigens der gekrümmten Gurtung. Infolge davon kann die obenerwähnte Querverbindung über der Fahrbahn auf eine größere Trägerlänge angeordnet werden, als bei der nach der gemeinen Parabel gekrümmten Gurtform.

Abb. 363. Parabelträger.

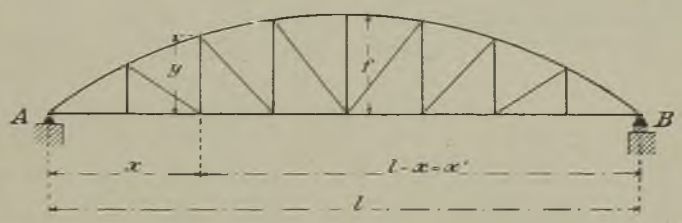


Abb. 364. SCHWEDLER-Träger.

Die SCHWEDLER-Träger haben obere Gurtungen, die nach der Hyperbel gekrümmt sind: der Scheitel der Hyperbel fällt aber nicht mit der Trägermitte zusammen, so daß man eine im mittlern Teile nach der Mitte zu abfallende Gurtlinie erhält (Abb. 364). Führte man diese Form auf jeder Seite der Mitte gleich aus, so ergäbe sich eine Trägerform mit einem Knick in der Mitte. Des Aussehens wegen ist der mittlere Teil des Trägers durch einen Parallelträger ersetzt, dessen Höhe gleich der Scheitelhöhe der Hyperbel gewählt ist. Diese von SCHWEDLER erfundene Trägerform ist aus der Bedingung konstruiert, daß die Diagonalen niemals, auch bei der für sie ungünstigsten Druckbelastung, Druck erhalten sollten. Die Bedingung ist bei den beiden Seitenteilen, die nach der Hyperbel gekrümmte Obergurte haben, erfüllt, nicht aber im mittlern Teile, der ein Parallelträger ist. In diesem Teil erhalten die Diagonalen sowohl Zug wie Druck. SCHWEDLER-Träger werden nur noch selten ausgeführt, die Gurtform ist unschön.

Es ist zweckmäßig, womöglich statisch bestimmte Träger zu verwenden. Balkenträger mit einem festen und einem wagerecht beweglichen Auflager sind statisch be-

stimmt, wenn bei einteiligem Gitterwerk sich Dreieck an Dreieck reiht, d. h. wenn man, von einem Dreieck ausgehend, durch allmähliches Hinzufügen von je einem Knotenpunkt mittels zweier Stäbe den ganzen Träger zu bilden vermag. Die meisten in dem praktischen Brückenbau ausgeführten Träger sind nach dieser Regel gebildet.

Beim Entwerfen der Trägerform wähle man möglichst eine gerade Felderzahl; bei ungerader Felderzahl ergibt sich ein Mittelfeld, das der Symmetrie wegen mit gekreuzten Diagonalen versehen werden muß; das gleiche ergibt sich beim Windverband im Grundriß. Dadurch wird die Berechnnng unklar.

Beispiel: In dem oben (S. 183 bis 187) vorgeführten Beispiel war (Abb. 327, S. 183) die Stützweite $l = 40$ m, die Feldweite $\lambda = 4$ m, die Trägerhöhe $h = 4$ m.

Das Eigengewicht betrage für das lfd. m Gleis 2,4 t, also für das lfd. m Träger

$$g = 1{,}2 \text{ t.}$$

Die größten Momente durch Verkehrslast sind auf S. 184 bereits ermittelt. Man erhält die in folgender Tabelle zusammengestellten Werte:

Tabelle XVII. Die Spannungen in den Gurtstäben.

Obere Gurtung	Punkt	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
	$M_g =$	86,4	153,6	201,6	230,4	240,0	230,4	201,6	153,6	86,4	mt
	$O_g = -\frac{M_g}{h}$	−21,6	−43,4	−50,4	−57,6	−60,0	−57,6	−50,4	−43,4	−21,6	t
	$M_{p\max} =$	285,5	498	632	702	708	702	632	498	285,5	mt
	$O_{p\max} = -\frac{M_{p\max}}{h}$	−71,4	−124,5	−158,0	−175,5	−177,0	−175,5	−158,0	−124,5	−71,4	t
		O_1	O_2	O_3	O_4	$O_5 = O_6$	O_7	O_8	O_9	O_{10}	

Untere Gurtung	Punkt	o	I	II	III	VI	V	VI	VIII	VIII	IX	X
	$M_g =$	o	86,4	153,6	201,6	230,4	(240,0)	230,4	201,6	153,6	86,4	o mt
	$U_g = \frac{M_g}{h}$	o	21,6	43,4	50,4	57,6		57,6	50,4	43,4	21,6	o t
	$M_{p\max} =$	o	285,5	498,0	632,0	702,0		702,0	632,0	498,0	285,5	o mt
	$U_{p\max} = \frac{M_{p\max}}{h}$	o	71,4	124,5	158,0	175,5		175,5	158,0	124,5	71,4	o t
		U_1	U_2	U_3	U_4	U_5		U_6	U_7	U_8	U_9	U_{10}

Bemerkung: Die Stäbe O_5 und O_6 haben gleichen Momentenpunkt 5 also gleiche Stabspannungen. Für die untere Gurtung ist Punkt V kein Momentenpunkt.

Spannungen in den Diagonalen. Es ist $\cos\alpha = \cos 45^\circ = 0{,}707 = \cos\beta$.

In der Formel $Q_g = \frac{g}{2}(l - 2x)$ sind wegen der indirekten, nur in den Knotenpunkten angenommenen Belastungen die x bis zur Mitte der betreffenden Felder zu rechnen. Man erhält z. B. für D_4:

$$Q_g = \frac{g}{2}(l - 2x) \qquad Q_{4g} = \frac{g}{2} \cdot 12 = 6g = 6 \cdot 1{,}2 = 7{,}2 \text{ t}$$

$$x = 14 \text{ m}; \quad l - 2x = 12 \qquad D_{4g} = \frac{Q_{4g}}{\cos\alpha} = \frac{7{,}2}{0{,}707} = 10{,}2 \text{ t.}$$

$Q_{p\max}$ ist für das betreffende Feld oben ermittelt (S. 186):

$$Q_{4p\max} = \frac{64{,}1}{2} = \sim 32{,}05 \text{ t}, \qquad D_{4p\max} = \frac{32{,}05}{0{,}707} = 45{,}4 \text{ t.}$$

$Q_{p\,\min}$ findet für das betreffende Feld bei einer Belastung statt, die derjenigen Belastung entspricht, die oben für die zu D_4 symmetrisch liegende Diagonale D_7 ermittelt ist. Für diese Belastung ist:

$$Q_{p\max} = \frac{19{,}6}{2}\,\mathrm{t} = +\,9{,}8\,\mathrm{t}, \quad \text{also} \quad D_7 = -\frac{9{,}8}{0{,}707} = -\,13{,}9\,\mathrm{t}.$$

Man erhält:

Tabelle XVIII. Die Spannungen in den Diagonalen.

Schnitt durch Stab	D_1	D_2	D_3	D_4	D_5	D_6	D_7	D_8	D_9	D_{10}
Q_g	21,6	16,8	12,0	7,2	2,4	−2,4	−7,2	−12,0	−16,8	−21,6 t
D_g	30,55	23,8	16,8	10,2	3,4	−3,4	−10,2	−16,8	−23,8	−30,55 t
$Q_{p\max}$	67,55	54,8	42,5	32,1	22,6	15,8	9,8	5,3	1,9	0
Links d. Mitte $D_{p\max} = \frac{Q_{p\max}}{\cos\alpha}$	+95,5	+77,5	+60,1	+45,4	+31,9					
Rechts d. Mitte $D_{p\min} = -\frac{Q_{p\max}}{\cos\beta}$						−22,3	−13,9	−7,5	−2,7	0
Größte Werte $D_{p\max}$	+95,5	+77,5	+60,1	+45,4	+31,9	+31,9	+45,4	+60,1	+77,5	+95,5
Größte Werte $D_{p\min}$	−0	−2,7	−7,5	−13,9	−22,3	−22,3	−13,9	−7,5	−2,7	−0

Spannungen in den Pfosten. In der Formel $Q_g = \frac{g}{2}(-\,2x)$ sind die x auch hier bis zur Mitte des betreffenden, vom schrägen Schnitt getroffenen Feldes zu rechnen.

Man erhält, wenn die Fahrbahn an der obern Gurtung liegt:

Tabelle XIX. Die Spannungen in den Pfosten.

Schräger Schnitt durch Stab	V_1	V_2	V_3	V_4	V_5	V_6	V_7	V_8	V_9
$Q_g =$	21,6	16,8	12,0	7,2		−7,2	−12,0	−16,8	−21,6 t
$\left\{\begin{matrix} V_g = -\,Q_g \\ V'_g = Q_g \end{matrix}\right\} =$	−21,6	−16,8	−12,0	−7,2	(−4,8)	7,2	12,0	16,8	21,6 t
$Q_{p\max} =$	67,55	54,8	42,5	32,1		9,8	5,3	1,9	0
$V_{p\min} = -\,Q_{p\max}$	−67,55	−54,8	−42,5	−32,1	(−23,4)				
$V'_{p\max} = Q_{p\max}$						+9,8	+5,3	+1,9	0
Größte Werte $V_{p\max}$	−67,55	−54,8	−42,5	−32,1	−23,4	−32,1	−42,5	−54,8	−67,55
Größte Werte $V_{p\min}$	0	1,9	5,3	9,8		9,8	5,3	1,9	0

Die Pfosten V_1 bis V_4 sind nach der Formel 64 für V, die Pfosten V_6 bis V_9 nach der Formel 64 für V' berechnet.

Stab V_5 in der Trägermitte ist Ausnahmestab, weil ein schräger Schnitt mehr als drei Stäbe trifft. Man stelle die Gleichgewichtsbedingung für den obern Knotenpunkt V auf: Stabspannung V_5 kann nur durch Lasten erzeugt werden, die in diesem Knotenpunkt übertragen werden. Ungünstigste Belastung findet statt, wenn das mittelste Lokomotivrad gerade über Punkt V steht, rechts und links in den anschließenden Feldern je zwei weitere Lokomotivräder. Man erhält demnach:

$$V_{5p\max} = -\left(8{,}5 + \frac{2\cdot 8{,}5\,(1+2{,}5)}{4}\right) = -\left(8{,}5\,(1+1{,}75)\right) = -\,23{,}375\,\mathrm{t}.$$

Ebenso:

$$V_{5g} = -1{,}2 \cdot 4 = -4{,}8 \text{ t}.$$

Die betreffenden Werte sind in der Tabelle eingeklammert. Die Spannung in den beiden Auflagerposten V_0 und V_{10} ist gleich dem Auflagerdruck; demnach ist:

durch Eigengewicht $\quad V_{0g} = V_{10g} = -\frac{1{,}2 \cdot 40}{2} = -24$ t.

durch Verkehrslast: $\quad V_{0p\,\max} = V_{10p\,\max} = -\left(\frac{5661 + 274 \cdot 2}{40}\right) = -184{,}4$ t.

$V_{0p\,\max}$ ist nach Gleichung 43 auf S. 185 berechnet unter Benutzung der Tabelle XV.

§ 40. Die Querschnittsbildung der Fachwerksstäbe.

a) Größe und Form der Querschnitte.

Nach Ermittlung der ungünstigstenfalls in den Stäben auftretenden Kräfte sind die Querschnitte der Stäbe zu bestimmen. Bei den nur auf Zug beanspruchten Stäben genügt es, wenn die berechnete Querschnittsfläche an der schwächsten, d. h. an der durch Nietlöcher meist geschwächten Stelle vorhanden ist; die Form des Querschnitts ist bei diesen Stäben von geringerer Bedeutung. Bei den gedrückten Stäben dagegen muß nicht nur auf einfachen Druck, sondern auch auf Zerknicken Rücksicht genommen werden. Der Widerstand, den ein Stab dem Zerknicken entgegensetzt, ist in hohem Maße von der Form seiner Querschnittsfläche abhängig. Es muß deshalb bei den Druckstäben nicht nur die Querschnittsfläche die berechnete Größe, sondern auch eine solche Form haben, daß die Stäbe dem Zerknicken genügenden Widerstand entgegensetzen.

Bezeichnet:

P die größte im Stabe auftretende Zug- bzw. Druckkraft in kg,
k die zulässige Inanspruchnahme in kg f. d. Quadratzentimeter,
F die erforderliche Querschnittsfläche in qcm,
J das auf eine Schwerpunktsachse bezogene Trägheitsmoment der Querschnittsfläche in cm^4,
$J_{\min}$ das kleinste aller dieser Trägheitsmomente für den betrachteten Querschnitt in cm^4,
λ die freie Stablänge, die für die Gefahr des Zerknickens in Frage kommt,

so muß sein bei Stäben aus Flußeisen und Schweißeisen für die gezogenen Stäbe:

$$F = \frac{P}{k}, \tag{66}$$

für die gedrückten Stäbe:

$$\left.\begin{aligned} &F = \frac{P}{k} \\ &\text{für Schweißeisen} \quad J_{\min} \geqq 2{,}5 \cdot P_t \cdot \lambda_m^2; \qquad \text{für Flußeisen} \quad J_{\min} \geqq 2{,}33 \cdot P_t \cdot \lambda_m^2 \end{aligned}\right\} \tag{67}$$

Die Zahlenwerte 2,5 bzw. 2,33 in dem Ausdruck für $J_{\min}$ entsprechen einer fünffachen Sicherheit gegen Zerknicken; P soll in dieser Formel in Tonnen (deshalb P_t), λ in Metern eingesetzt werden (deshalb λ_m). Man erhält $J_{\min}$ in cm^4.

Die Formel (67) für $J_{\min}$ setzt gelenkförmige Stabenden voraus; falls beide Enden fest eingespannt sind, so ergeben sich für $J_{\min}$ Werte, die nur den vierten Teil derjenigen in Formel (67) betragen. Man würde aber mit dieser Annahme zu günstig rechnen und lege lieber die obige Formel zugrunde. Weiter setzt die Formel voraus, daß der Stab nach allen Richtungen ausbiegen könne; wenn der Stab für Ausbiegen in der einen Richtung eine wesentlich größere freie Länge hat, als für Ausbiegen in der andern, so

sind die erforderlichen J-Werte für beide Längen (λ_1 und λ_2) zu bestimmen; die maßgebende Querschnittsachse für J liegt dann in der Regel winkelrecht zu der Ebene, in welcher das Ausbiegen angenommen werden muß.

Die zulässige Inanspruchnahme k kann gesetzt werden:

bei Flußeisen $k = 750$ bis 1250 kg/qcm,
bei Schweißeisen $k = 700$ bis 1050 kg/qcm,

und zwar desto höher, je größer die Stützweite des Überbaues ist, weil mit wachsender Stützweite das Verhältnis der bewegten Last zum Eigengewicht abnimmt, also die mit Stößen auftretende bewegte Last weniger ungünstig wirkt. Nach der preußischen Brückenverordnung soll für Zug- und Druckstäbe aus Flußeisen gerechnet werden:

bei Stützweite bis zu	20	40	80	120	160 m,
ohne Rücksicht auf Winddruck: k bis zu	850	900	950	1000	1050 kg/qcm,
mit Rücksicht auf Winddruck: k bis zu	1000	1050	1100	1150	1200 kg/qcm.

Bei Verwendung von Schweißeisen sind die Beanspruchungen k um 10 % niedriger als die vorstehend für Flußeisen angegebenen Werte anzunehmen. Mit Rücksicht auf Winddruck sind wesentlich größere Werte als zulässig erachtet, weil gleichzeitige ungünstige Verkehrs- und Windlast, wenn überhaupt, nur sehr selten eintritt.

Zahlenbeispiele: a) Zugstab. $P = 30000$ kg (ohne Winddruck), Flußeisen. Stützweite des Überbaues $l = 30$ m. Man erhält nach der Tabelle durch Einschalten

$$k = \frac{850 + 900}{2} = 875 \text{ kg}, \quad F = \frac{30000}{875} = \sim 34 \text{ qcm}.$$

b) Druckstab. $P = 30000$ kg (ohne Winddruck), $l = 30$ m, $\lambda = 3{,}75$. Es muß sein:

$$J_{\min} \geqq 2{,}33 \cdot 30 \cdot 3{,}75^2, \quad J_{\min} \geqq 985 \text{ cm}^4,$$

$$F \geqq \frac{30000}{875}, \quad F \geqq 34 \text{ qcm}.$$

b) Praktische Rücksichten bei Bildung der Stabquerschnitte.

Die Stäbe werden aus Blechen, Winkeleisen und Walzeisen (⊏-, I-, T-Eisen u. dgl.) zusammengesetzt; die einzelnen Teile werden durch Niete miteinander verbunden. Die preußische Brückenverordnung schreibt vor: »Die einzelnen Glieder sind, soweit sie nicht aus Flacheisen bestehen, nach Möglichkeit aus I- oder ⊏-Eisen oder sonstigen, das Zusammenheften mit durchlaufenden Nietreihen entbehrlich machenden Walzstäben, wie ⊥-Eisen, oder über Kreuz gestellte Winkeleisen, zu bilden. Die ⊏-Eisen empfehlen sich besonders für die Gurtungen, die I-Eisen für die gedrückten Wandglieder der größern, die Kreuzquerschnitte aus Winkeleisen für diejenigen der kleinern Brücken.«

Stellen, in denen das Wasser (Regenwasser) stehen bleibt, also unten geschlossene Tröge, sog. Wassersäcke, sind unter allen Umständen zu vermeiden. Guter Anschluß der Gitterstäbe an die Gurtungsstäbe muß leicht möglich sein, desgleichen der Stoß des Gurtungsquerschnitts. Der Stoß wird stets ohne Schwierigkeit herstellbar sein, wenn man jeden Teil durch direkt aufgelegte Bleche oder Formeisen stoßen kann. Viele übereinander liegende Teile zum Stabe vereinen, vermeide man; der Stoß wird dadurch unübersichtlich, die Niete werden zu lang. Enge, schwer zugängliche Zwischenräume sind nicht zulässig; Rostbeseitigung sowie Erneuerung des Anstrichs ist dann schwierig. Ganz allgemein erstrebe man geschlossene Querschnitte, d. h. solche, bei denen alle Oberflächen leicht zugänglich sind. Eine Vergrößerung oder Verminderung der Querschnittsfläche soll wegen der aus der Berechnung folgenden Querschnittsänderung möglich sein, jedoch soll sich dabei die Schwerpunktslage nicht wesentlich ändern.

c) Querschnitte der Gurtungsstäbe.

Die Stäbe der gedrückten Gurtung, die meistens die obere Gurtung ist, müssen nach den Bemerkungen unter a) schwierigern Bedingungen genügen, als die Stäbe der gezogenen (meistens untern) Gurtung. Trotzdem stellt man schon seit längerer Zeit beide Gurtungen mit gleichen oder wenigstens ähnlichen Querschnittsformen her. Die früher vielfach übliche Herstellung der Zuggurte aus nur gegen Zug widerstandsfähigen Stäben ist heute eine Ausnahme. Die nachstehenden Angaben beziehen sich demnach auf beide Gurtungen.

Man kann einwandige und zweiwandige Gurtungsstäbe bzw. Gurtungen unterscheiden. Die einwandigen Gurtungen haben in der lotrechten Ebene eine Wand, mit der die übrigen Teile des Stabes (Lamellen, Winkeleisen usw.) ein Ganzes bilden. An diese Wand werden die Wandstäbe mit Hilfe von Nieten, Knotenblechen u. dergl. angeschlossen. Die zweiwandigen Gurtungen weisen in zwei parallellaufenden lotrechten Ebenen Wände, gewöhnliche Blechwände auf, zwischen denen in der Regel die Wandstäbe befestigt werden. Doch ist auch Befestigung der Wandstäbe außen beiderseits auf den Gurtstabwänden möglich. Im ersten Fall ist die Stärke der Wandstäbe in der Richtung des Überbauquerschnitts gemessen, durch den Abstand der Gurtstabwände in gewissen Grenzen vorgeschrieben. Andererseits bestimmt aber auch die erforderliche Stärke der Wandstäbe den Abstand der Gurtstabwände.

Bei den sog. offenen Brücken, deren Querschnitt tiefliegende Fahrbahn und so geringe Trägerhöhe hat, daß die obern Gurtungen der Hauptträger nicht durch obere Querriegel miteinander verbunden werden können, ist die Sicherheit gegen seitliches Ausknicken der obern Gurtung in hohem Maß abhängig von dem Abstand der beiden Gurtwandungen und von der Stärke der Wandstäbe in der Richtung des Brückenquerschnitts. Als vorläufiges Maß kann man für den Abstand beider Gurtstabwände $\frac{1}{100}$ bis $\frac{1}{150}$ der Stützweite des Trägers wählen. Man soll aber nicht unterlassen, eine nachträgliche Untersuchung der Knicksicherheit nach den unten folgenden Angaben vorzunehmen.

Einwandige Gurtquerschnitte sind für kleine Brücken, bis zu etwa 30 m Stützweite den zweiwandigen vorzuziehen, von 30 bis 60 m Stützweite ist von Fall zu Fall die Entscheidung zu treffen, ob ein- oder zweiwandige Querschnitte zu wählen sind. Bei offenen Brücken wird man vielfach wegen der größern Knicksicherheit des ganzen Überbaues die zweiwandigen Querschnitte vorziehen. Für größere Stützweiten als 60 m sind nur zweiwandige Gurtquerschnitte angezeigt, weil die Unterbringung des erforderlichen Materials bei einwandigen Querschnitten nicht gut möglich ist. Man müßte dann zu sehr breiten Gurtplatten (Lamellen) und zu einer sehr großen Zahl solcher Platten greifen. Beides ist unbequem in dem Betrieb und unsicher in der Verteilung der Kräfte. Wenn die verlangte Querschnittsfläche 600 qcm oder mehr beträgt, wähle man stets zweiwandige Querschnitte.

Die Abb. 365, 366 u. 368 führen einwandige, Abb. 367 u. 369 zweiwandige Querschnittsformen vor, die sowohl für die gezogenen wie die gedrückten Gurtungsstäbe geeignet sind. Abb. 365 zeigt den sog. T-förmigen Querschnitt, gebildet aus zwei, hier ungleichschenklichen Winkeleisen ($\overline{|18 \cdot 12 \cdot 1{,}0}$ bis $\overline{|10 \cdot 20 \cdot 1{,}6}$) mit wagerechten Deckplatten. Der eine Schenkel der Winkeleisen, zweckmäßig der größere, wird lotrecht gestellt. Auf die lotrechten Winkeleisenschenkel werden die punktiert angedeuteten Knotenbleche gelegt. Die Ausbildung der Knotenpunkte bei Gurtungen mit diesen Querschnittsformen zeigen die Abb. 391 bis 394. Wird dieser Querschnitt für die untere Gurtung verwendet, so müssen zwischen die beiden aufgenieteten Knotenbleche Randfutterbleche genietet werden, um Eindringen von Wasser zwischen die Knotenbleche zu verhindern (s. Abb. 394); die Randfutterbleche sind in der Ansicht

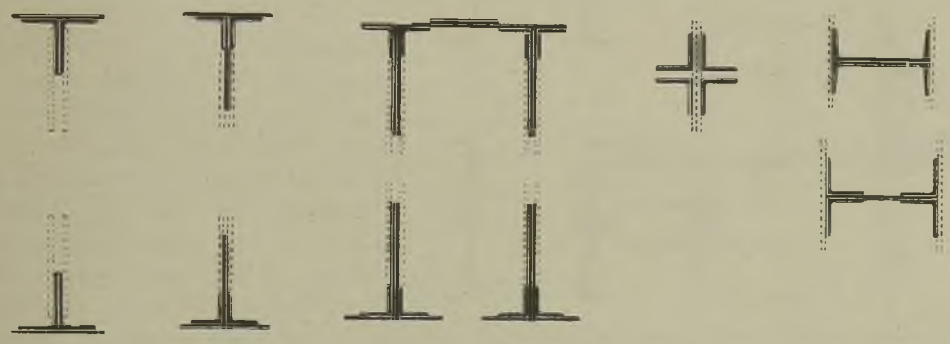
durch Längsschraffierung angedeutet. Dieser Gurtungsquerschnitt ist bis zu einer Stützweite von etwa 24 m verwendbar.

Bei größerer Stützweite kann man den T-förmigen Querschnitt nach Abb. 366 wählen, bei dem zwischen den lotrechten Winkeleisenschenkeln ein lotrechtes Stehblech angeordnet ist (Abb. 366); man mache dieses Stehblech möglichst stark, wenigstens 13 mm, besser 15 bis 20 mm. Dadurch wird die Gefahr vermieden, daß das Stehblech an seinem innern Ende in der Druckgurtung ausbeule, auch die Zahl der für den Anschluß der Wandstäbe und den Stoß des Stehblechs erforderlichen Niete verringert. Den Überstand des Stehblechs über die Winkeleisen, d. h. das Maß, um das das Stehblech über die Winkeleisenschenkel hinausragt, mache man nicht größer als 15 δ, wenn δ die Stehblechstärke bedeutet. Diese Querschnittsform ist bis zu einer Stützweite von etwa 30 bis 36 m verwendbar. Eine Schwierigkeit bietet bei ihr der Stoß des Stehblechs, wo-über man S. 198 vergleiche.

Der kreuzförmige Querschnitt, bestehend aus vier Winkeleisen (Abb. 368), ist nur für ganz kleine Stützweiten ausreichend und wird neuerdings nur ausnahmsweise

Abb. 365 bis 369. Querschnitte der Gurtungsstäbe.

Abb. 365. T-förmiger Querschnitt. Abb. 366. T-förmiger Querschnitt mit Stehblech. Abb. 367. Zweifach T-förmiger Querschnitt. Abb. 368. Kreuzförmiger Querschnitt. Abb. 369. H-förmige Querschnitte.



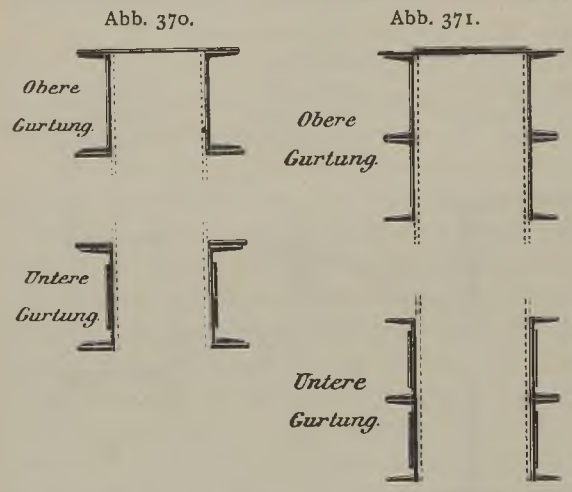
gewählt. Die Knotenbleche, die den Anschluß der Wandstäbe an die Gurtung vermitteln, werden zwischen die lotrechten Winkeleisenschenkel gelegt und dienen zum Stoß dieser Schenkel, während die wagerechten Winkeleisenschenkel durch eingelegte wagerechte Bleche gestoßen werden. Die engen Zwischenräume zwischen den Winkeleisen machen eine ordnungsmäßige Unterhaltung (Fernhaltung von Rost und Erneuerung des Anstrichs) überaus schwierig. Falls man diese Querschnittsform verwendet, sollte man die Zwischenräume der Winkeleisen auf der ganzen Strecke durch eingelegte Bleche ausfüllen; dadurch wird freilich der Materialverbrauch erheblich vergrößert. Man kann auch den Zwischenraum zwischen den wagerechten Winkeleisenschenkeln fortlassen, muß dann aber die beiden Querschnittsteile, das obere und untere Winkeleisenpaar gut miteinander verbinden. Es ist ganz verfehlt, an dieser Stelle Niete und Bohrarbeit sparen zu wollen. Nietabstand $6d$ bis $10d$.

Vergrößerung des kreuzförmigen Querschnitts ist möglich durch Einlegen lotrechter Bleche auf die lotrechten Winkeleisenschenkel; diese Bleche können oben und unten bis 5 cm über die Winkeleisenschenkel hinausragen und einen Zwischenraum von 25 bis 30 mm erhalten; auch ein wagerechtes Blech kann zwischen jedes Winkeleisenpaar eingelegt werden. Solche Querschnitte hat GERBER mit Vorteil auch für mittelgroße Brücken verwendet.

Zweiwandige Querschnitte sind in Abb. 367, 369, 370, 371 u. a. vorgeführt. Abb. 369 zeigt den sog. H-förmigen, früher häufig verwendeten Querschnitt; er wird aus ⊏-Eisen mit wagerecht gelegten Stegen oder aus Stehblech mit Winkeleisen (Blechträgerquerschnitt mit wagerechtem Stehblech) hergestellt; die etwa erforderliche Verstärkung kann durch aufgenietete (punktiert angedeutete) Deckplatten (Lamellen) erzielt werden. Der Anschluß der Wandglieder wird durch beiderseits aufgelegte, lotrechte Knotenbleche bewirkt. Verwendbar bis zu Stützweiten von etwa 36 m. Dieser Querschnitt hat den großen Nachteil, daß in der obern Hälfte das Tagewasser nicht ablaufen kann bzw. bei geneigten Gurtungsstäben den Trägern entlang geführt wird bis zu den Auflagerknotenpunkten. Man hat die H-förmigen Querschnitte deshalb neuerdings nur selten gewählt.

Der in Abb. 367 gezeichnete zweifach T-förmige Querschnitt ist für größere Stützweiten sehr empfehlenswert: er entsteht, indem man den in Abb. 366 gezeichneten T-förmigen Querschnitt zweimal nebeneinander stellt. Beide Hälften werden bei der obern Gurtung durch eine oder mehrere Deckplatten miteinander verbunden; in der untern Gurtung darf ein solches Verbindungsblech nicht angeordnet werden, weil sonst ein Trog, eine Art Wassersack entsteht. Die Knotenbleche werden auf die Stehbleche gelegt, die Wandglieder (Pfosten und Diagonalen) kommen meistens zwischen beide Wandungen; doch ist auch die Konstruktion unter Umständen empfehlenswert, bei der die Wandstäbe außen auf die Knotenbleche gelegt werden. Falls man mehrere Deckplatten braucht, wird die in Abb. 367 gezeichnete Anordnung einer schmalen auf der breiten Deckplatte empfohlen: man kann bei dieser Lage der Deckplatten jeden Teil derselben leicht durch unmittelbar aufgelegte bzw. untergelegte Stoßplatten stoßen.

Abb. 370 u. 371. Aus ⊏-Eisen hergestellte Querschnitte.



In neuerer Zeit werden die in Abb. 370 vorgeführten Querschnittsformen sehr gern verwendet, bei denen die Stäbe aus Walzbalken (⊏-Eisen) und Blechen gebildet werden. Die Querschnitte der untern Gurtung erhalten kein Verbindungsblech, weil sich durch dasselbe ein Wassersack bilden würde. Die Stäbe bieten bei richtiger Konstruktion guten Widerstand gegen Zerknicken, gestatten gute Befestigung der Wandglieder an den hinter die lotrechten Stege der ⊏-Eisen gelegten, in der Abbildung punktierten Knotenblechen. Jeder Teil des Querschnitts kann durch ein unmittelbar aufgelegtes Blech gestoßen werden.

Die Querschnittsgröße kann bei dieser Querschnittsform leicht dem Bedarf angepaßt, also verändert werden, indem man für die schwächsten Stäbe nur die beiden ⊏-Eisen verwendet, diese dann durch Blechtafeln verstärkt, die auf die Flanschen, weiter durch solche, die auf die Stege genietet sind (s. die untere Gurtung in Abb. 370). Man verteile dabei die Querschnittsflächen so, daß der Schwerpunkt möglichst wenig verschoben wird. Weitere Vergrößerung der Querschnittsfläche kann hier erreicht werden durch Verwendung von vier ⊏-Eisen zu jedem Stabe (Abb. 371), die durch aufgenietete Blechtafeln, wie in der Abbildung angegeben ist, nach Bedarf verstärkt werden können. Die

Höhe ist bei den Querschnitten der Abb. 371 sehr groß: mit wachsender Querschnittshöhe nehmen aber die Nebenspannungen zu, die eine Folge der starren Knotenverbindung sind. Nach SCHAPER ist als Höhe der Gurtquerschnitte angemessen:

$$h_{cm} = l_m - \frac{l_m^2}{400}.$$

In diesem Ausdruck bedeutet l die Stützweite des Trägers.

Man erhält für

$l =$	40	50	60	80	100	150 m,
$h =$	36	44	51	64	75	94 cm

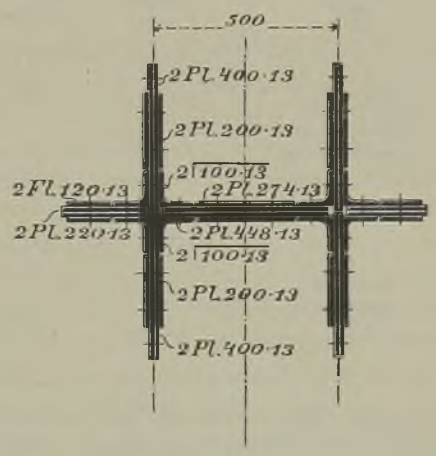
als angemessene Höhe der Gurtquerschnitte.

Für den Abstand b der Stehbleche bei zweiwandigen Gurtquerschnitten empfiehlt SCHAPER:

für mittlere Stützweiten $b_{cm} = h_{cm} - 0{,}1\, l_m$,
für große Stützweiten $b_{cm} = h_{cm} - 0{,}2\, l_m$.

Für sehr große Stützweiten ist der Querschnitt in Form des Doppelkreuzes (Abb. 372)[1]) sehr zu empfehlen: man kann große Querschnittsflächen erhalten und nach Bedarf die Kreuzform drei- und vierfach nehmen. RIEPEL empfiehlt den kreuzförmigen Querschnitt allgemein, weil man die Kraftverteilung leicht theoretisch genau herstellen kann, die zentrischen Stabanschlüsse an den Knotenpunkten gut durchführbar sind, und die Verlaschung der Stöße gut möglich ist.

Abb. 372. Doppelkreuzförmiger Querschnitt.



Die Querschnittsveränderungen sollen nach der preußischen Brückenverordnung möglichst unter Beibehaltung der Querschnittshöhen (des guten Aussehens wegen) durch Änderung der Steg- und Flanschstärken und Flanschbreiten bewirkt werden, doch können auch die Höhen etwas geändert werden. Sehr wichtig ist eine ausgiebige Verbindung der beiden Teile eines Stabes zu einem Ganzen. Falls oben eine Deckplatte liegt (s. Abb. 370 u. 371), so verbindet diese die obern Flanschen des Querschnitts ausreichend miteinander; die untern Flanschen sind außerdem mindestens in den Drittelpunkten jeder Feldlänge durch kräftige, an beiden Seiten mit je drei Nieten angeschlossene Bleche miteinander zu verbinden (Preuß. Br.-Verordnung). Falls oben keine Deckplatte liegt, sind ebensolche Verbindungsbleche auch auf den obern Flanschen anzuordnen. Als weitere Verbindung ordne man bei den Druckgurtungen lotrechte Querstücke an, die aus ⊏-, I-Eisen oder Blech und Winkeleisen bestehen, je nach der Feldweite in den Drittel- oder in den Viertelpunkten der Feldlänge. Auch für die Zuggurte sind solche Verbindungsstücke zweckmäßig.

Den lichten Abstand beider Teile des Querschnitts wähle man nicht kleiner als $\frac{100}{l}$ bis $\frac{l}{150}$. Der größere Abstand ist günstig für die Widerstandsfähigkeit gegen seitliches Ausbiegen. Die Rücksicht hierauf ist besonders wichtig bei unten liegender Fahrbahn und sog. offener Brücke, d. h. solchem Querschnitt des Überbaues, bei dem eine Verbindung der Obergurtstäbe über der Fahrbahn nicht möglich ist.

[1]) Abb. 372 ist aus dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, Der Brückenbau, 3. Abt., Kap. IX, 3. Aufl., Konstruktion der eisernen Balkenbrücken, bearb. von K. BERNHARD, Reg.-Baumeister und Privat-Dozent.

d) Querschnitte der Wandglieder (Diagonalen und Pfosten).

Zugstäbe können aus einem oder zwei Flacheisen gebildet werden; die Breite derselben wähle man nicht zu groß ($\leqq$ 40 cm); das Aussehen wird sonst zu plump.

Bei einwandigen Gurtstäben bildet man den Zugstab aus einem Flacheisen, das in der Ebene der Gurtstabwand liegt oder aus zwei Flacheisen, die beiderseits an der Wand des Gurtstabs befestigt werden; bei zweiwandigen Gurtstäben ordnet man zwei, unter Umständen vier Flacheisen an. Neuerdings stellt man auch die Zugstäbe bei den Wandgliedern mit druckfähigen Querschnitten her. Die Flacheisen geraten beim Überfahren der Züge leicht in Schwingungen, wodurch die Endbefestigung gelockert werden kann und ein unangenehmes Klirren und Klappern auftritt. Ferner ist die gleichmäßige Verteilung der aufznnehmenden Stabkraft auf zwei bzw. gar vier Flacheisen sehr unsicher, zumal auch das eine der zusammengehörigen Flacheisen von der Sonne bestrahlt

Abb. 273. Kreuzförmiger Querschnitt aus 4 Winkeleisen.

Abb. 374. Kreuzförmiger Querschnitt aus 2 T-Eisen.

Abb. 375 u. 376. Kreuzförmiger Querschnitt aus 2 übereck gestellten Winkeleisen. Abb. 375. Querschnitt. Abb. 376. Ansicht.

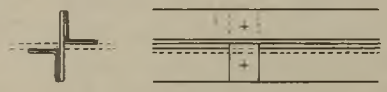


Abb. 377. Kreuzförmiger Querschnitt aus 4 Winkeln u. 2 Blechen.

Abb. 378. Kreuzförmiger Querschnitt aus 2 Winkeln und 2 Blechen.

Abb. 379. I-förmiger Querschnitt aus [-Eisen.

Abb. 380. I-förmiger Querschnitt aus 4 Winkeleisen und 1 Stehblech.

Abb. 381. Querschnitt aus 2 durch Flacheisengitterwerk miteinander verbundenen [-Eisen.

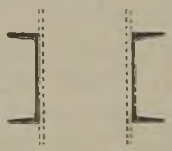


Abb. 382. Kastenförmiger Querschnitt.

werden kann, während das andere im Schatten liegt und sich weniger ausdehnt, als jenes, also stärker beansprucht wird. Auch der Preisunterschied der Flacheisen gegenüber den Formeisen ist nicht bedeutend. Alle diese Rücksichten haben zur Folge, daß man in Deutschland für die gezogenen Wandglieder dieselben Querschnitrsformen wählt, wie für die Druckglieder.

Druckstäbe müssen mit Rücksicht auf den Widerstand gegen Zerknicken entworfen werden; sie erhalten ferner verschiedene Querschnittsform, je nachdem sie an einwandige oder zweiwandige Gurtstäbe anzuschließen sind. Der Schwerpunkt der Querschnittsfläche soll wenn irgend möglich in die lotrechte Ebene fallen, in der die Schwerpunkte der Gurtstabquerschnitte liegen, d. h. in die Ebene, in der die Stabkräfte miteinander und den äußern Kräften sich im Gleichgewicht halten müssen. Für Träger mit einwandiger Gurtung (s. Abb. 365, 366 u. 368) empfiehlt sich der kreuzförmige Qnerschnitt, bestehend aus vier Winkeleisen mit oder ohne Zwischenlagen oder zwei ⊥-Eisen (Abb. 373, 374, 377 u. 378). Für sehr kleine Kräfte ist der kreuzförmige, aus zwei übereck gestellten Winkeleisen gebildete Querschnitt zweckmäßig (Abb. 375, 376). Er ist widerstandsfähig gegen Zerknicken und überall gut zugänglich; um schwer zugängliche enge Zwischenräume zu vermeiden, legt man, falls Querschnitte nach Abb. 373 verwendet werden, Futterbleche in die Zwischenräume der Winkeleisen. Bei den übereck gestellten Winkel-

eisen nach Abb. 375, 376 müssen Verbindungsbleche etwa 60 bis 75 mm breit, nach beiden Richtungen angeordnet werden: ihr Abstand ist je nach dem Winkeleisenquerschnitt 0,7 bis 1,25 m.

Bei Wandgliedern für zweiwandige Gurtquerschnitte (Abb. 379, 380, 381 u. 382) wie auch bei H-förmigen Gurtquerschnitten werden Pfosten und Diagonalen von I-förmigen Querschnitt verwendet: I-förmige Walzbalken, deren Flanschbreite ausreichend ist, daß sie mit den Knotenblechen vernietet werden können, oder zwei in den Stegen miteinander vernietete ⊏-Eisen (Abb. 379), oder aus Winkeleisen und Stehblech hergestellte Blechbalken (Abb. 380). Größern Widerstand gegen Zerknicken erreicht man durch Verwendung zweier ⊏-Eisen, die durch Flacheisengitterwerk auf den Flanschen miteinander verbunden werden (Abb. 381), sowie kastenförmiger Querschnitte (Abb. 382); die punktierten Linien in den Abbildungen geben stets die Lage der Knotenbleche an, an die der Stab anzuschließen ist. Für Pfosten größerer Brücken sind die Querschnitte nach Abb. 381 (zwei durch Flacheisengitterwerk miteinander verbundene ⊏-Eisen) und die breitflanschigen Differdinger Walzeisen besonders geeignet. Kastenförmige Stäbe müssen der Unterhaltung wegen innen zugänglich sein.

§ 41. Die Herstellung der Knotenpunkte.

a) Allgemeine Grundsätze.

Die Stäbe werden in den Knotenpunkten miteinander durch Vernietung oder durch Gelenkbolzen verbunden. Hier soll nur die wichtigere, bei uns nahezu ausschließlich in Anwendung befindliche Vernietung besprochen werden. Die Kräfte der in einem Knotenpunkt zusammentreffenden Stäbe müssen miteinander im Gleichgewicht sein. Bedingung für die Knotenpunktsbildung ist, daß die Achsen (Schwerlinien) aller in einem Knotenpunkt zusammentreffenden Stäbe sich möglichst in einem Punkte schneiden. Falls alle Stäbe in dem Knotenpunkt endigen, so muß jeder Stab in den Stand gesetzt werden, die in ihm herrschende Kraft sicher in den Knotenpunkt zu übertragen; wenn einzelne Stäbe bzw. Stabteile am Knotenpunkt durchlaufen, wie vielfach die Gurtstäbe bei geradlinigen Gurtungen, so muß die Mittelkraft der außerdem anschließenden Stabkräfte mit den Stabspannungen der durchlaufenden Stäbe ins Gleichgewicht gesetzt werden.

Neuerdings stößt man alle Teile der Gurtstäbe an derselben Stelle, oder, wie man sagt, man konzentriert die Stöße; dadurch kann man die Stäbe möglichst weit in der Fabrik fertig vernieten und die Nietung auf der Baustelle wesentlich beschränken. Gute Nietung ist im Werke viel leichter zu erzielen und viel billiger als auf dem Bauplatz. Die Stöße der Gurtstäbe brauchen nicht in den Knotenpunkten zu liegen; man kann die Konstruktion oft durch Verlegung der Stoßstelle aus dem Knotenpunkt heraus wesentlich vereinfachen. Meistens legt man aber die konzentrierten Stöße in die Knotenpunkte. Die Bildung der genieteten Knotenpunkte erfolgt mit Hilfe von sog. Knotenblechen, in die die einzelnen Teile der Stäbe ihre Spannungen durch die Niete oder Bolzen übertragen. Man verwendet sowohl lotrechte wie wagerechte Knotenbleche.

b) Anschluß der Stäbe, bzw. einzelner Teile an die Knotenbleche.

α) *Die Anzahl der Anschlußniete* muß ausreichen, um die im Stabe herrschende Kraft zu übertragen. Die Niete werden auf Abscheren und auf Druck in der Lochleibung beansprucht. Die zulässige Inanspruchnahme k_S auf Abscheren ist für die Quadrateinheit des abzuscherenden Querschnitts geringer als die des gleichen Baustoffs auf Zug oder Druck. Die preußische Brückenverordnung gestattet als Höchstwert 90% der ohne Rücksicht auf Winddruck in Zusammenstellung auf S. 215 angegebenen Zahlen. Der Loch-

leibungsdruck k_L, berechnet für die Projektion der gedrückten hintern Nietfläche, d. h. für die Fläche $d \cdot \delta$, darf höchstens $= 2\, k_S$ sein. Danach ergibt sich folgende Zahlenreihe:

Für Stützweite bis zu

$l =$	20	40	80	120	160	200 m,
$k_S =$	765	810	855	900	945	990 kg/qcm,
$k_L =$	1530	1620	1710	1800	1890	1980 kg/qcm.

Es bezeichnet in folgendem:

d den Nietdurchmesser in Zentimetern,

δ die Stärke des schwächern der beiden zu verbindenden Teile,

f_{netto} den durch die Niete zu übertragenden Teil des Stabquerschnitts, bei den gezogenen Stäben nach Abzug der Nietlöcher,

n die Anzahl der Nietquerschnitte, die mit Rücksicht auf Abscheren erforderlich sind (bei zweischnittigen Nieten rechnet man für jedes Niet zwei auf Abscheren wirksame Querschnitte von je $\frac{d^2 \cdot \pi}{4}$),

n_1 die Anzahl der Niete, die mit Rücksicht auf den Lochleibungsdruck erforderlich sind,

k die zulässige Inanspruchnahme (auf Zug bzw. Druck) im Querschnitt des Stabes,

so muß sein:

$$n \cdot k_S \cdot \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \geqq f_{\text{netto}} \cdot k, \qquad n \geqq \frac{k}{k_S} \cdot f_{\text{netto}} \cdot \frac{4}{d^2 \cdot \pi},$$

und mit

$$\frac{k}{k_S} = 1{,}1$$

$$n \geqq \frac{4{,}4 \cdot f_{\text{netto}}}{d^2 \cdot \pi}; \tag{68}$$

ferner weil $k_L = 2\, k_S = 1{,}8\, k$ ist, $n_1 \cdot 1{,}8\, k \cdot d \cdot \delta \geqq f_{\text{netto}} \cdot k$,

$$n_1 \geqq \frac{5}{9} \frac{f_{\text{netto}}}{d \cdot \delta}. \tag{69}$$

Als Nietzahl ist der größere der beiden Werte n bzw. n_1 zu wählen; man muß auf volle Zahlen aufrunden. Jeder einzelne Teil des zu befestigenden Stabes muß die ihm zugehörige Zahl von Nieten erhalten. Wenn z. B. der Steg des ⊏-Eisens an ein Knotenblech durch Laschen angeschlossen wird, jeder Flansch durch besondere Lasche, so ist für jeden dieser Teile f_{netto}, n und n_1 besonders zu ermitteln und danach zu konstruieren.

β) *Die Niete* sind so zu setzen, daß die Kraftlinien auch wirklich mit den Mittellinien (Achsen) der Stäbe zusammenfallen, also setze man jederseits der Stabachse die gleiche Nietzahl, auch die Niete womöglich symmetrisch zur Achse.

γ) *Anschluß* durch eine größere Zahl hintereinander befindlicher Niete ist fehlerhaft; auf eine gleiche Inanspruchnahme aller Niete kann dann nicht gerechnet werden. Es ist z. B. fehlerhaft, bei einem durch sechs Niete anzuschlieaenden Winkeleisen alle sechs Niete hintereinander in einen Schenkel zu setzen. Man ordne vielmehr für den normal zur Knotenblechebene stehenden Winkeleisenschenkel ein kurzes Winkeleisenstück an, durch das man mittels dreier Niete den Querschnitt dieses Schenkels in das Knotenblech überführt. Ähnlich ordne man die Überführung der Flanschen eines ⊏-Eisens in das Knotenblech mittels seitlich angenieteter Winkeleisenstücke an (Abb. 411).

δ) *Befestigung* mittels nur eines Nietes ist unzuverlässig und deshalb nicht zulässig, auch wenn die Berechnung nur ein Niet erfordert; man verwende wenigstens zwei Niete.

ε) *Flacheisendiagonalen* darf man an einem Knotenblech nicht einseitig an-

schließen; eine aus einem Flacheisen bestehende Diagonale schließt man an ein einteiliges Knotenblech durch beiderseits aufgelegte Blechlaschen an, an ein zweiteiliges Knotenblech, indem man sie zwischen die beiden Knotenbleche reichen läßt. Bei einer aus zwei Flacheisen bestehenden Diagonale nehmen die beiden Flacheisen das Knotenblech zwischen sich.

ζ) *Abstände der Nietmitten voneinander* und von den Rändern der Flacheisen und Knotenbleche. Mit den Bezeichnungen der Abb. 383 kann man setzen:

Abstand der Mitte des äußersten Nietes vom Rande des Stabes, gemessen in der Richtung der Stabachse . . . . . $e_1 = 2\,d$ bis $2{,}5\,d$

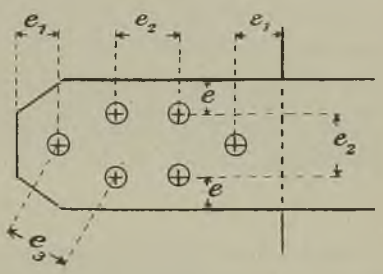
Abstand der Mitte des äußersten Nietes vom Rande des Stabes, gemessen in der Richtung winkelrecht zur Stabachse . . $e = 2\,d$ bis $2{,}5\,d$

Abstand der Nietmitten voneinander, sowohl in der Richtung der Stabachse wie in der Richtung winkelrecht zur Stabachse . $e_2 \geqq 3\,d$

Abstand der in den Reihen gegeneinander versetzten Niete, schräg gemessen . . . . . $e_3 \geqq 3\,d$.

η) *Wenn mehrere Wandglieder* (Pfosten und Diagonale oder zwei Diagonalen) an einem Knotenblech befestigt werden, so muß dieses mit der Gurtung durch so viele Niete verbunden werden, daß die größtmögliche Mittelkraft der beiden Stabspannungen aus dem Knotenblech in die Gurtung geleitet werden kann. Wenn an dieser Stelle ein Stoß liegt, so müssen diese zur Überleitung der genannten Mittelkraft erforderlichen Niete außer den Stoßnieten vorhanden sein.

Abb. 383. Abstände der Nietmitten voneinander.



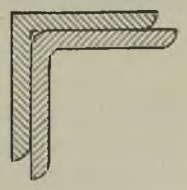
Wenn eine Blechplatte (Teil eines Gurtstabs) in einem Knotenpunkt aufhört, so verlängere man sie über den theoretischen Knotenpunkt (Schnittpunkt der Achsen) hinaus so weit, daß noch so viele Niete angebracht werden können, wie zur Überführung des Querschnitts f_{netto} der Blechplatte erforderlich sind (vgl. Formel 68, 69).

§ 42. Die Stöße der Gurtstäbe.

a) Die Gesamtheit der Stoßbleche und Stoßwinkel

muß wenigstens dieselbe Querschnittsfläche aufweisen, wie die zu stoßenden Teile; es muß aber auch jeder einzelne Teil durch eine Lasche gestoßen werden, die wenigstens gleiche Querschnittsfläche hat wie der zu stoßende Teil; auch muß jeder Teil mit der erforderlichen Zahl von Nieten zur Überleitung der in ihm herrschenden Spannung versehen werden; die Zahl der Niete bestimmt sich, wie in § 41 angegeben ist.

Abb. 384. Stoß eines Winkeleisens.



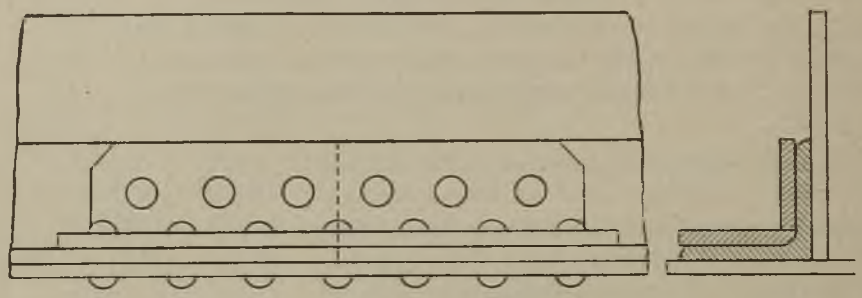
b) Winkeleisen

werden durch aufgelegte Winkel von gleichem Normalprofil oder wenigstens gleicher Querschnittsfläche, wie die zu stoßenden Winkeleisen aufweisen, gestoßen. Die äußere, scharfe Ecke des Stoßwinkels muß entsprechend der Ausrundung des zu stoßenden Winkeleisens abgearbeitet werden. Das in Abb. 384 punktiert angedeutete Stück in der äußern Ecke des Stoßwinkeleisens ist fortzunehmen. Sollen die Stoßwinkelschenkel wegen des Aussehens oder der bessern Wasserabführung nicht über die Schenkel der zu stoßenden Winkel hinausragen, so empfiehlt es sich, als Stoßwinkel ein Kaliber von geringerer

Schenkelbreite, aber größerer Stärke zu wählen, als das zu stoßende Winkeleisen hat. Die Querschnittsfläche muß der des zu stoßenden Winkeleisens wenigstens gleich sein; z. B. kann man $\overline{|10 \cdot 10 \cdot 1{,}0}$ mit 19,0 cm² Querschnittsfläche durch $\overline{|9 \cdot 9 \cdot 1{,}3}$ mit 21,7 cm² Querschnittsfläche stoßen (beide Querschnittsangaben sind ohne Nietlochabzug).

Auch die sog. Vorprofile oder Vorkaliber (s. § 27, d) finden zweckmäßig hier Verwendung. Man kann die Winkeleisen auch durch lotrechte Bleche in den lotrechten Winkeleisenschenkeln und wagerechte Bleche in den wagerechten Schenkeln stoßen; dabei ist die Nietzahl für jeden einzelnen Teil sorgfältig (nach Formel 68, 66) zu bestimmen, und in jedem der Bleche ein Nietloch abzuziehen (Abb. 385).

Abb. 385. Stoß eines Winkeleisens.



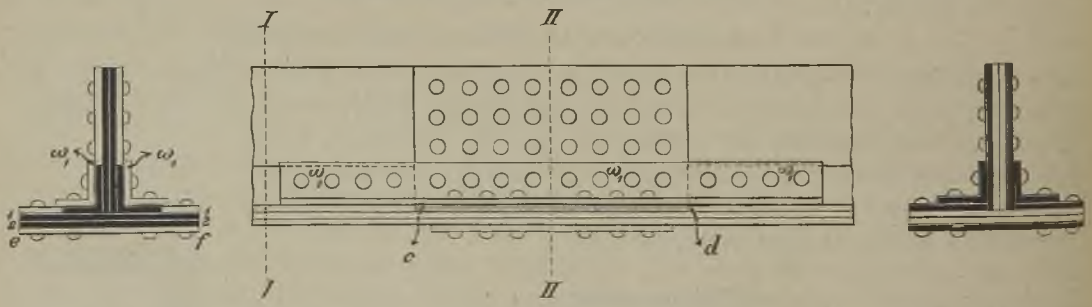
⊏-Eisen werden entsprechend den Angaben für die Winkeleisen gestoßen: der Steg durch innen oder außen aufgelegtes Blech, die Flanschen durch oben oder unten angeordnetes Stoßblech, je nach der bequemern Konstruktion.

c) Stehbleche

werden, wenn irgend möglich, durch beiderseits aufgelegte Laschen gestoßen, deren Breite mit derjenigen des zu stoßenden Bleches übereinstimmt. Dabei treten Schwierigkeiten bei den T-förmigen Querschnitten nach Abb. 366 u. 367 auf, weil die Stehbleche

Abb. 386 bis 388. Stoß eines T-förmigen Querschnitts.

Abb. 386. Schnitt *I-I.* Abb. 387. Ansicht. Abb. 388. Schnitt. *II-II.*



durch die Gurtungswinkeleisen gesäumt werden. Man wendet dann folgende, in Abb. 386 bis 388 vorgeführte Konstruktion an, zu der bemerkt wird, daß die Stoßlaschen auch als Knotenbleche ausgebildet werden können; dann müssen sie über die Stehbleche hinaus reichen. Die Laschen für die Stehbleche sind in Abb. 388 als Schnitt gezeichnet, die Stehbleche selbst sind weiß gehalten. Die Laschenbreite ist gleich der ganzen Breite der Stehbleche: dadurch muß man auf die Länge der Laschen die Gurtungswinkeleisen fortfallen lassen, da deren lotrechte Schenkel mit den Laschen zusammenfallen. Es muß aber auch die in den Winkeleisen herrschende Spannung von der einen Seite des Stoßes

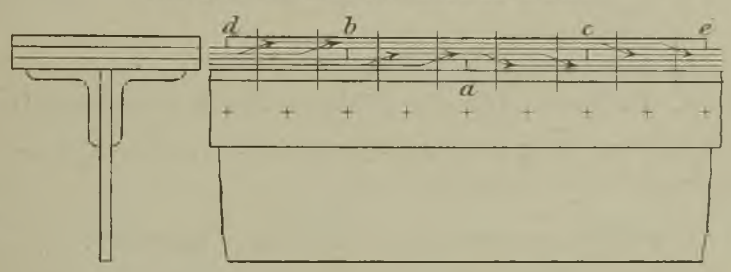
nach der andern geleitet werden. Für diesen Zweck werden die besondern Stoßwinkeleisen w_r (Abb. 386 u. 387) angebracht. Die Zahl der Niete zwischen dem sich vor der Lasche tot laufenden Winkeleisen und dem Stoßwinkel w_r bestimmt sich aus den Formeln 68 u. 69, in denen f_{netto} die Querschnittsfläche des Winkeleisens nach Abzug eines Nietlochs bedeutet.

Auf die Länge der Laschenbleche ergibt sich an der Stelle des Gurtstabquerschnitts, die dem wagerechten Schenkel des Gurtwinkeleisens entspricht, ein frei bleibender Raum. Dieser Raum muß durch ein Futterblech ausgefüllt werden; in Abb. 387 ist dieser Raum durch lotrechte Schraffierung und durch die Buchstaben *c*, *d* hervorgehoben. Das erwähnte Futterblech kann vorteilhaft als oberes Stoßblech für die darunter liegende Blechtafel verwendet und zu diesem Zwecke breiter gewählt werden, als der Hohlraum. Die erwähnte Konstruktion hat es in Abb. 386 bis 388 ermöglicht, in tadelloser Weise alle Steh- und Deckbleche durch beiderseits aufgelegte Laschen und auch die Winkeleisen in bester Weise zu stoßen. Die Konstruktion wird empfohlen.

d) Deckplatten (Lamellen)

werden meistens durch einseitig angeordnete Laschenbleche gestoßen, da die Winkeleisen des Stabes beiderseitige Anbringung von Laschen unmöglich machen. Es ist ein besonderer Vorzug der in Abb. 386 bis 388 vorgeführten Konstruktion, daß beiderseitige Laschen für die Lamellen angeordnet werden konnten. Da die Winkeleisen gut aussteifen, ist ein einseitiger Stoß unbedenklich. Von großer Bedeutung ist aber, daß die Stoßlasche unmittelbar auf den zu stoßenden Lamellen liege; dann kann die Kraftübertragung aus der Lamelle an der einen Seite des Stoßes in die Stoßlasche und aus

Abb. 389. Indirekter Stoß nach SCHWEDLER.



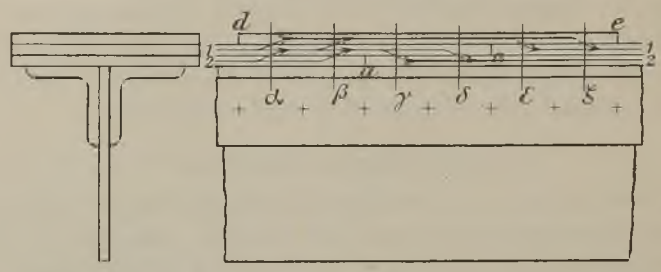
dieser in die Lamelle an der andern Seite des Stoßes klar und einfach vor sich gehen. Leider ist dieser sog. direkte Stoß nicht immer möglich. Häufig ist der indirekte Stoß unvermeidlich, d. h. ein Stoß, bei dem zwischen dem zu stoßenden Blech und der Stoßlasche ein oder mehrere Bleche liegen.

Nach SCHWEDLER verfährt man, wenn ein Stoß bei *a* (Abb. 389) liegt, derartig, als ob in *b* und *c* gleichfalls Stöße wären und ordnet für diese eine gemeinsame Stoßplatte *d*, *e* an. Die Platte *b*, *c* stößt als Lasche den Stoß *a*, die Platte *d e* übernimmt durch die Niete zwischen *d* und *b* die Spannung aus der obern Lamelle, entlastet dadurch die Lamelle *b c*, die jetzt als Stoßplatte für *a* dient und bringt die Spannung durch die Niete zwischen *c* und *e* wieder in die obere Lamelle. Die Plattenlänge *d e* ist entsprechend dieser Überlegung zu wählen, wobei die Zahlen der Niete zwischen *d* und *b* und zwischen *b* und *a* maßgebend sind, denen die zwischen *a* und *e* entsprechen. Die Deckplatten *d e* werden unter Umständen sehr lang.

Nach MÜLLER-Breslau kann man den indirekten Stoß der Platte bei *a* nach Abb. 390 so vornehmen, daß man die obere Deckplatte bei *c* stößt und die Stoßlasche für beide

Stöße, a und c von d nach e reichen läßt. Dabei ist die Auffassung folgende: Die obere Deckplatte 1 · 1 gibt durch die obern Nietquerschnitte der zwischen d und a liegenden Niete α und β ihre Spannung in die Stoßlasche de ab; dadurch wird sie entlastet und kann aus der zu stoßenden Deckplatte 2 · 2 durch die untern Nietquerschnitte der Niete α und β die in der Deckplatte 2 · 2 vorhandene Spannung aufnehmen. Durch die Niete γ und δ wird diese Spannung in den rechts vom Stoß a liegenden Teil der Lamelle 2 · 2 befördert. Jetzt ist 1 · 1 ganz frei von Spannung und Stoß c in Lamelle 1 · 1 ist zulässig. Die rechts von Stoß c noch in der Stoßlasche de vorhandene Spannung

Abb. 390. Indirekter Stoß nach MÜLLER-Breslau.



der Deckplatte 1 · 1 links von a wird dann durch die obern Querschnitte der Niete ε und ζ in den rechts liegenden Teil der Deckplatte 1 · 1 weiterbefördert. — Die Stoßlasche de ist bei dieser Anordnung kürzer, als bei der Abb. 389, dafür ist aber die Inanspruchnahme der beiden Nieten α und β in den beiden Querschnitten ungünstiger als in der ersten Konstruktion. Es wird deshalb zwischen a und d die Zahl der Nietquerschnitte um 50 % gegenüber der Rechnung vergrößert, d. h. 1,5 n Nietquerschnitte angeordnet, wenn die Rechnung n ergibt.

§ 43. Beispiele für die Bildung der Knotenpunkte.

In den Abb. 391 bis 416 ist an einer Anzahl von Knotenpunkten gezeigt, wie man die vorstehenden Regeln anwenden kann.

a) Knotenpunkte bei einwandigen Gurtungen.

Die Abb. 391 bis 393 führen einen obern Gurtungsknotenpunkt eines Parabelträgers mit oberer, gerader und unterer, gekrümmter Gurtung vor. Die Querträger sind auf den Hauptträgern in den Knotenpunkten gelagert, mit diesen vernietet und gegen seitliches Kanten durch besondere, vor Kopf angebrachte, lotrechte, trapezförmige Bleche gesichert. Der Gurtquerschnitt besteht aus zwei ungleichschenkligen Winkeleisen und einer Deckplatte; die Knotenbleche sind beiderseits auf die lotrechten Schenkel der Winkeleisen gelegt und nehmen die aus Flacheisen gebildeten Diagonalen zwischen sich. Die Pfosten mit kreuzförmigem Querschnitt bestehen aus vier Winkeleisen; diese liegen beiderseits auf den Knotenblechen, die sie zwischen sich nehmen. Zwischen den Knotenblechen müssen unter den Pfosten Futterbleche eingelegt werden, damit ein Nieten hier möglich ist. Zwischen Querträger und Hauptträger ist ein Windknotenblech angebracht (s. den Grundriß Abb. 393), an das die Winddiagonalen sich anschließen. Dieses Windknotenblech kann als Lasche zum Stoß der Deckplatte benutzt werden. Die Winkeleisen sind in dem gezeichneten Knotenpunkt nicht gestoßen, es wäre aber leicht gewesen, diesen Stoß vorzunehmen für die lotrechten Winkeleisenschenkel durch die Knotenbleche, für die wagerechten Schenkel durch untergelegte Laschenbleche.

Bei dem nur in Ansicht gezeichneten Knotenpunkt der untern Gurtung (Abb. 394) desselben Trägers sind alle Querschnittsteile gestoßen; die lotrechten Winkeleisenschenkel werden durch die darauf gelegten Knotenbleche gestoßen; die (schraffiert angedeuteten) Randfutterbleche verhindern den Eintritt des Wassers zwischen die Knotenbleche; auch hier müssen zwischen die Knotenbleche unter den Pfosten Futterbleche gelegt werden.

Knotenpunkte für Gurtungsstäbe von T-förmigem Querschnitt mit einem Stehblech und beiderseitigen Winkeleisen (nach Abb. 366) zeigen die Abb. 395 bis 398 von einer Wegeüberführung bei Bahnhof Dillingen. In Abb. 398 ist zunächst ein Querschnitt durch den Hauptträger vorgeführt, aus dem auch der Anschluß des Querträgers

Abb. 391 bis 394. Oberer Gurtungspunkt eines Parabelträgers (Fuldabrücke bei Malsfeld, 28 m Stützweite). M. 1 : 20.

Abb. 391. Ansicht.

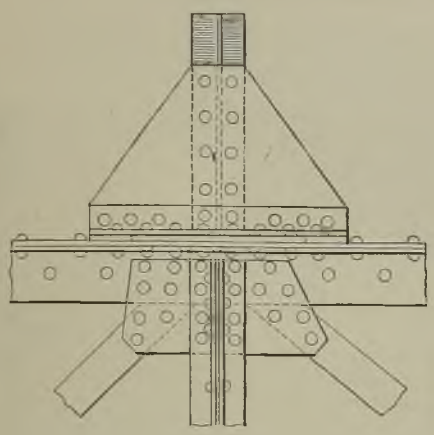


Abb. 392. Querschnitt.

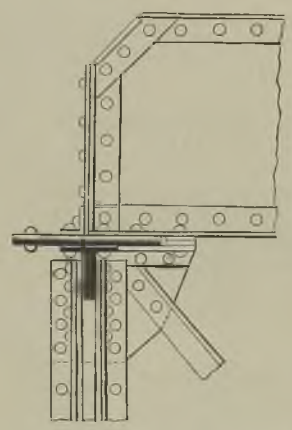


Abb. 393. Grundriß.

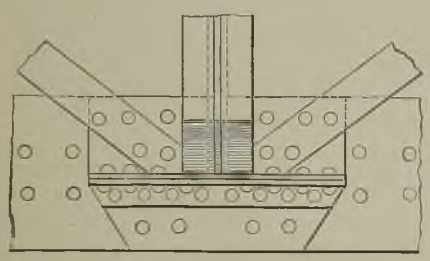
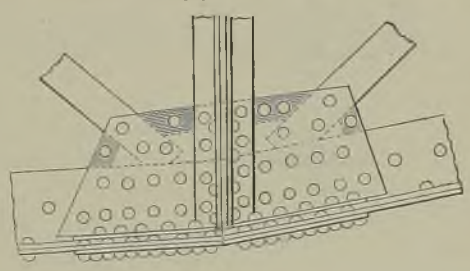


Abb. 394. Knotenpunkt der untern Gurtung. M. 1 : 20.



an die untere Hauptträgergurtung zu ersehen ist. Diese Abbildung ist in kleinem Maßstab, 1 : 50 gezeichnet, die Ausbildung des Knotenpunkts aber in doppelt so großem Maßstab, 1 : 25. Man hat bei dieser Stabform vielfach beiderseitig Knotenbleche auf die Stehbleche gelegt, die aber nur bis zu den Winkeleisen reichen können; an die Knotenbleche hat man dann die Wandstäbe ähnlich angeschlossen wie in den Abb. 391 u. 394. Eine solche Konstruktion einfachster Art zeigt der untere Gurtknotenpunkt von Abb. 396.

Besser ist die Konstruktion des Obergurtknotenpunkts und Auflagerknotenpunkts nach den Abb. 396 u. 395. Das Eigenartige dieser ist, daß das Knotenblech in derselben lotrechten Ebene liegt, wie das Stehblech, also in dem Knotenpunkt an die Stelle des Stehblechs tritt. Damit das zulässig sei, muß man die Stehbleche der Gurtungsstäbe mit dem Knotenblech durch ausreichende Doppellaschen verbinden. Man kommt hier wiederum auf die Schwierigkeit, daß die lotrechten Schenkel der Gurtungs-

winkeleisen wohl oder übel mit zum Stoßen des Stehblechs herangezogen werden; man muß deshalb auf diese Schenkel weitere Blechlaschen legen, deren Länge man nicht zu kurz bemesse, am besten nach den in § 41 vorgeführten Regeln des indirekten Stoßes. Der Mehraufwand an Material ist ohne Bedeutung. Nunmehr ist aber die Kraftübertragung am Knotenpunkt einfach und klar.

Bei dem obern Gurtungsknotenpunkt (Abb. 396) sind unter die Pfostenwinkeleisen auf das Knotenblech beiderseits Futterbleche gelegt, die durch Schraffierung in der Ansicht angedeutet sind. Dadurch konnte ein Kröpfen der Pfostenwinkeleisen über die Gurtungswinkeleisen vermieden werden. Auch die Diagonale ist mit Verwendung von Futterblechen angeschlossen, was vielleicht besser vermieden wäre. Ist die Beifügung eines Futterstücks nicht zu vermeiden, so ist das Futter besonders an den Stab mit

Abb. 395 bis 398. Wegüberführung auf Bahnhof Dillingen.
Abb. 396. Knotenpunkt der obern und untern Gurtung. M. 1 : 25.

Abb. 395. Auflagerknotenpunkt. M. 1 : 25.

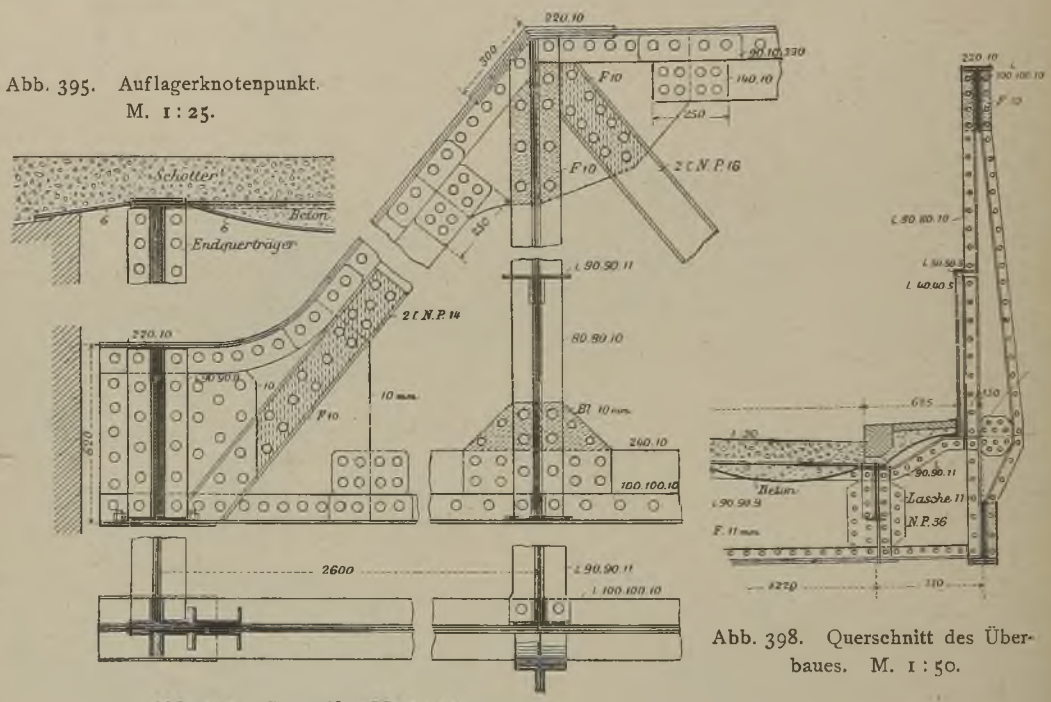


Abb. 397. Grundriß. M. 1 : 25.

Abb. 398. Querschnitt des Überbaues. M. 1 : 50.

einigen Nieten anzuschließen. Die Gurtungswinkeleisen sind in der Ecke gestoßen, die lotrechten Schenkel durch das Knotenblech, das zu diesem Zwecke, wie auch das Stegblech recht stark genommen werde, die wagerechten Schenkel durch auf- und untergelegte Laschenbleche.

Auch der Auflagerknotenpunkt (Abb. 395) ist in dieser Weise gestoßen, wobei besonders auf die Auflagerversteifung durch beiderseits auf das Knotenblech gelegte Blechlaschen hingewiesen wird. Der untere Gurtungsknotenpunkt zunächst dem Auflager weist dagegen beiderseitige Knotenbleche auf, die auf das Stehblech gelegt sind und auf diejenige Fläche, die über das Stehblech hinausreicht, mit Einlageblechen versehen sind, einmal um das Annieten des Pfostens zu ermöglichen, sodann, damit nicht Wasser zwischen den Knotenblechen stehen bleibe. Die in Abb. 398 gezeichnete Pfostenform ist beachtenswert und bei offenen Brücken dieser Art sehr zweckmäßig.

b) Knotenpunkte bei zweiwandigen Gurtungsstäben.

Die Abb. 399 bis 404 zeigen einen obern und einen untern Knotenpunkt von einer 42 m weiten Eisenbahnbrücke mit oberer, gerader Gurtung und unterer, gekrümmter Gurtung. In den Knotenpunkten der obern Gurtung schließen die Querträger an, die die Fahrbahn tragen. Die Gurtstäbe siud nach Abb. 370 gewählt: sie bestehen in der obern Gurtung aus zwei ⊏-Eisen mit gemeinsamer Deckplatte und nach Bedarf auf die Stege der ⊏-Eisen gelegten lotrechten Blechen. Alle Teile sind im Knotenpunkt gestoßen: die Stege der ⊏-Eisen durch die hintergelegten Knotenbleche und je durch ein außen auf den Steg gelegtes zweites Blech. So ist eine gute Kraftübertragung durch beiderseitige Laschen und eine Deckung der Stoßfuge erreicht. Die Flanschen der

Abb. 399 bis 401. Iserviadukt. Knotenpunkt der obern Gurtung. M. 1 : 25.

Abb. 399. Ansicht.

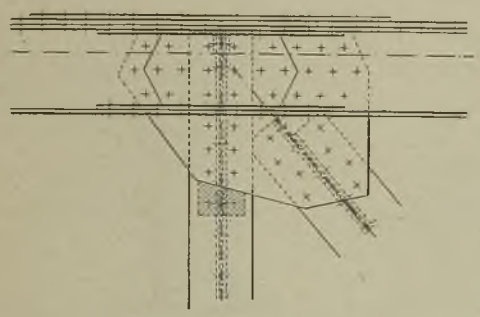


Abb. 400. Querschnitt.

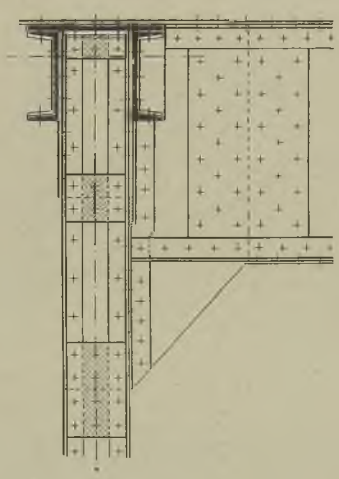
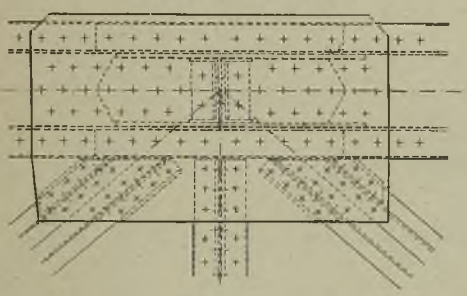


Abb. 401. Grundriß.



⊏-Eisen sind durch besondere, aufgelegte Bleche, die Deckplatte ist durch ein Blech gestoßen, das auch als Windknotenblech dient (Abb. 401, Grundriß).

Das lotrechte Wandblech des Querträgers ist an der Anschlußstelle an den Hauptträger (nach Abb. 400) so ausgeschnitten, daß die Flanschen des innern ⊏-Eisens des Gurtstabs durchlaufen können; es muß deshalb besonderer Wert auf die Verbindung der obern Querträgergurtung mit dem Hauptträger gelegt werden. Dieser Verbindung dient das Windknotenblech (Abb. 400 u. 401). Das Querträgerwandblech ist an der Anschlußstelle an den Hauptträger durch ein trapezförmiges Blech ersetzt, das einerseits mit dem Querträgerwandblech verlascht ist, auf der andern Seite zwischen die Pfostenwinkeleisen reicht, natürlich nur unterhalb der Knotenbleche des Hauptträgers. Auch mit dem Stehblech des Pfostens ist dieses Anschlußblech durch Doppellaschenbleche verbunden.

Die Abb. 402 bis 404 zeigen einen untern Gurtungsknotenpunkt von derselben Brücke. Die untere Gurtung ist vieleckig, demnach sind die ⊏-Eisen in jedem Knotenpunkt gestoßen. Die Knotenpunktsbildung entspricht derjenigen in der obern Gurtung.

Die neuerdings beliebten Trapezträger mit tiefliegender Fahrbahn haben in der obern Gurtung einen Knotenpunkt, an dem die Gurtstabachsen einen großen Winkel (annähernd 45° in der Regel) miteinander bilden. Zwei Lösungen sind üblich: eine allmähliche Überführung nach Abb. 405 und die Durchführung des wagerechten Obergurtstabs über den Knotenpunkt hinaus, worauf der Anschluß des geneigten Obergurtstabs und der Wandstäbe mittels gemeinsamer Knotenbleche vorgenommen wird, nach Abb. 408. Die ersterwähnte Konstruktion in Abb. 405 ist von einer Brücke über die alte Oder entnommen, die von der Eisenbahndirektion Breslau entworfen ist. Die Obergurtstäbe bestehen aus zwei ⊏-Eisen, mit zwei obern Deckplatten. Die ⊏-Eisen sind am Knotenpunkt nach einer mittlern Linie abgeschnitten (auf »Gehrung«) und in der vorstehend

Abb. 402 bis 404. Iserviadukt. Knotenpunkt der untern Gurtung. M. 1 : 25.

Abb. 402. Ansicht. Abb. 403. Querschnitt.

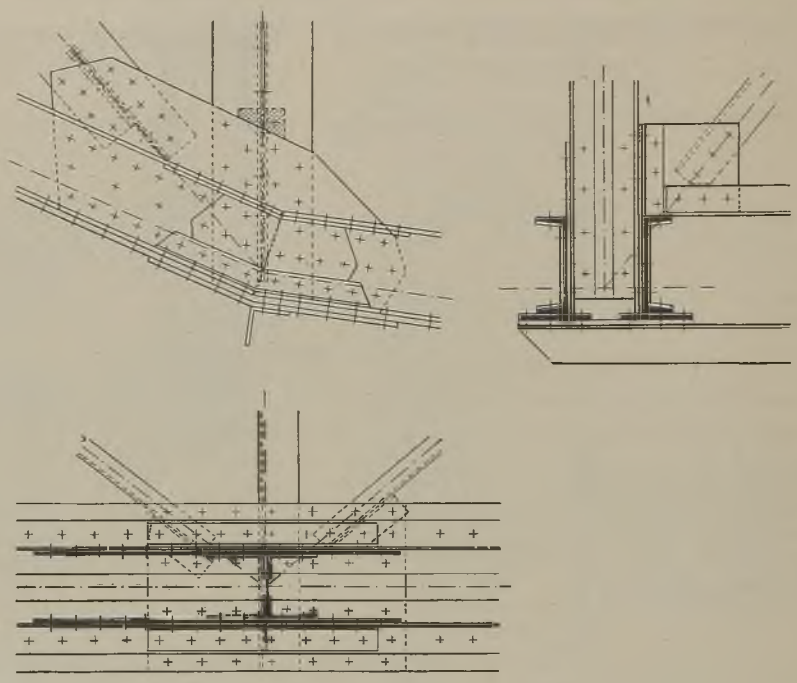
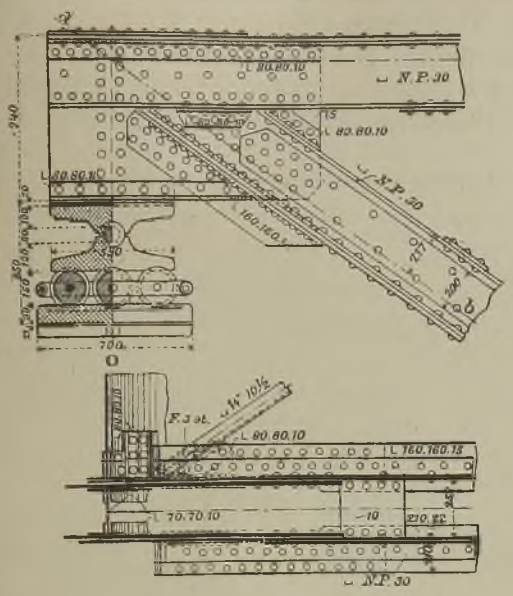


Abb. 404. Grundriß.

entwickelten Weise gestoßen: die Stege durch die Knotenbleche und äußere Laschen, die Flanschen durch untergelegte bzw. daraufgelegte Blechlaschen. Die Deckplatten sind indirekt gestoßen: unter den untern Flanschen der ⊏-Eisen ist noch jederseits ein Winkeleisen angebracht, zur guten Verbindung mit dem 20 mm starken Knotenblech. Pfosten und Diagonalen weisen Differdinger Walzbalken auf.

Die zweite, unserer Ansicht nach bessere Konstruktion ist in Abb. 408 vorgeführt, von der Brücke über das Königswalder Tal, entworfen von der Eisenbahndirektion Breslau. Die Brücke hat 40,16 m Stützweite. Die Knotenbleche sind hinter die Stege der ⊏-Eisen gelegt, die dem obern wagerechten Gurtstab angehören; der geneigte Gurtstab, mit H-förmigem Querschnitt, legt sich ebenso wie die Diagonale und der Pfosten zwischen die Knotenbleche. Bei dem zugehörigen Auflagenknotenpunkt (Abb. 409) liegen die ⊏-Eisen des untern Gurtstabs außerhalb der Knotenbleche; der Endquerträger, auf seine ganze Länge gleich hoch, unterbricht teilweise die Flanschen der innern ⊏-Eisen

Abb. 404a. Iserviadukt. Auflagerknotenpunt. M. 1 : 33 1/3.



vom untern Gurtstab, was unbedenklich zulässig ist. Bei den andern Knotenpunkten der untern Gurtung muß natürlich das innen gelegene ⊏-Eisen des Gurtstabs durchlaufen. Abb. 410 zeigt den Anschluß der Querträger an diesen Knotenpunkten.

Der Anschluß der Querträger an die Hauptträger beeinflußt die Bildung der Knotenpunkte wesentlich. Anschluß bei einwandigem Gurtstab zeigt Abb. 398; hier sind die Winkeleisen des Pfostens als Anschlußwinkeleisen an die Gurtstabwand benutzt und die Blechwand des Querträgers bis zwischen die äußern Pfostenwinkeleisen geführt, soweit dies das Steh blech des Gurtstabs zuließ. — Den Anschluß bei zweiwandigen Gurtstäben zeigen die Abb. 407, 410 u. 412. In Abb. 407 reichen die Knotenbleche, die den Anschluß

Abb. 405 a u. b. Brücke über die alte Oder. (Eisenbahndirektion Breslau.) (M. 1 : 20.)
Abb. 405a. Draufsicht.

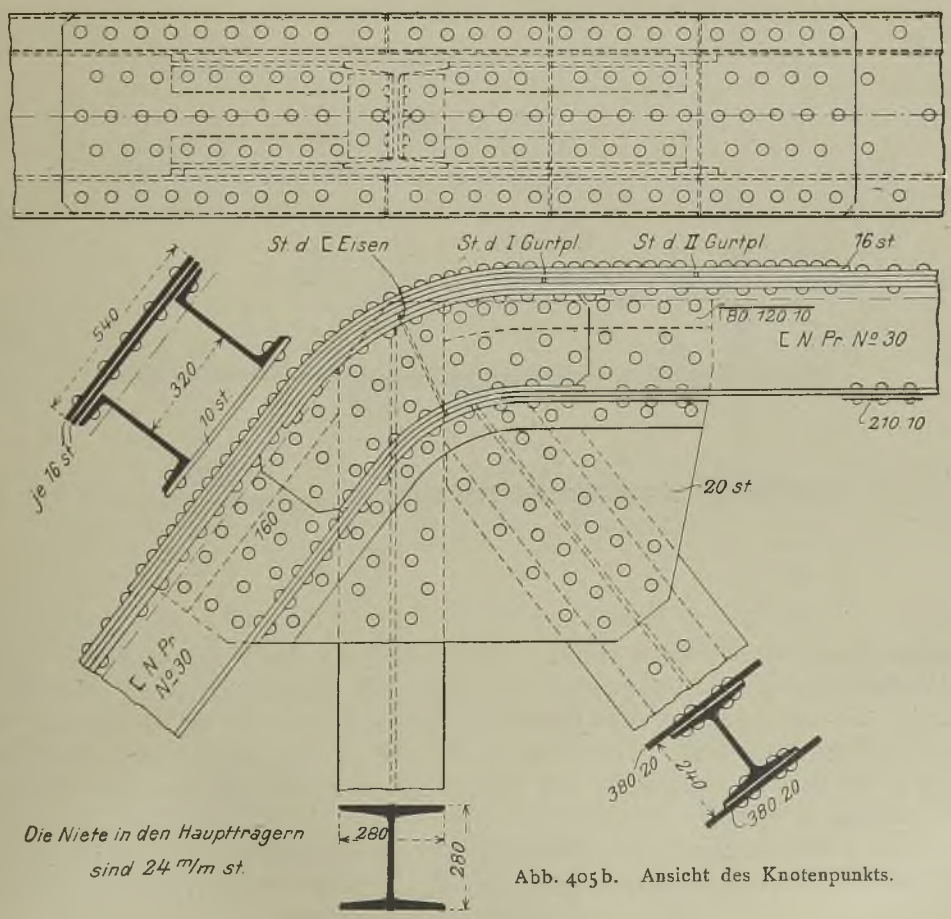
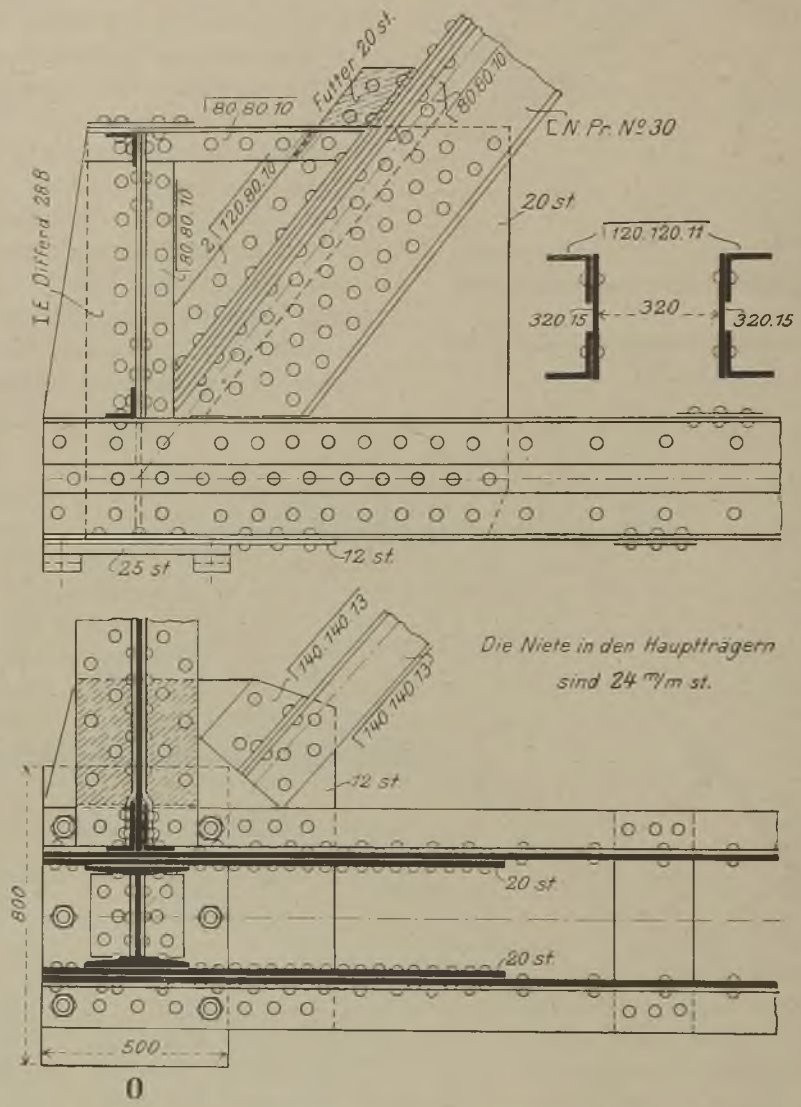


Abb. 405b. Ansicht des Knotenpunkts.

der Wandstäbe und des Querträgers an den Hauptträger vermitteln sollen, nur etwa bis zur halben Höhe des Querträgers. Die Verbindungswinkeleisen des Querträgers und Hauptträgers hätten oberhalb des Knotenblechs gekröpft werden können. Man zieht es vor, die Kröpfung durch Einlegung von Futterblechen (in der Abb. 407 schraffiert) zu vermeiden. Soweit die eigentliche Hauptträgergurtung reicht, hat man das

Abb. 406. Brücke über die alte Oder. (Eisenbahndirektion Breslau.) M. 1 : 20.



0

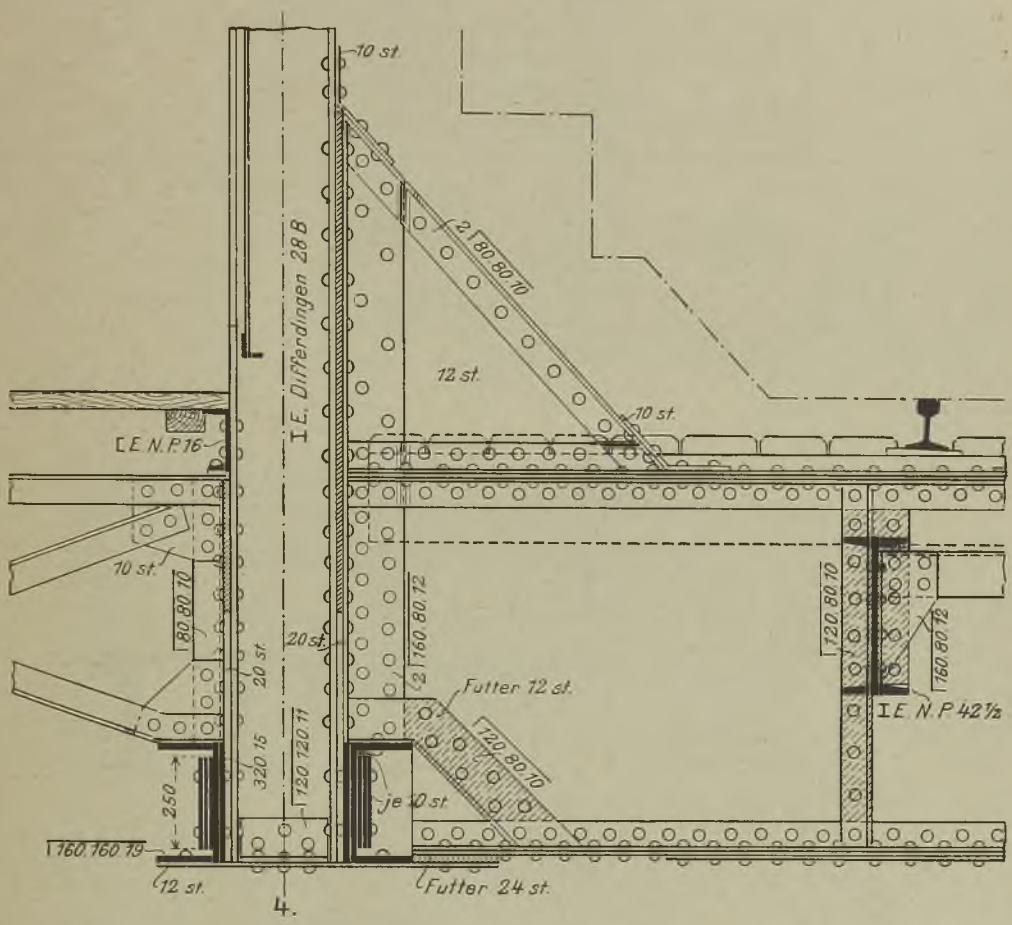
Querträgerblech fortgeschnitten und die Winkeleisen der untern Querträgergurtung auf dem Windknotenblech, mit Hilfe eines zwischengelegten Futterblechs von 24 mm Stärke, befestigt. Die im Untergurt des Querträgers wirkende Kraft ist durch beiderseits aufgenietete Winkeleisen ($\lfloor 12 \cdot 8 \cdot 1$) nach dem Pfosten geleitet. Auch diese Winkeleisen sind, um Kröpfen zu vermeiden, auf Futterblechen, soweit sie über der Blechwand liegen, verlegt.

In der Ecke zwischen dem Querträger und dem Hauptträgerpfosten ist ein Versteifungsblech auf der obern Querträgergurtung mit Winkeleisen befestigt; dasselbe reicht

zwischen die Verbindungswinkeleisen mit den Pfosten und ist nach dem Gleise zu mit Winkeleisen gesäumt. Die Konstruktion ist klar und einfach, gestattet auch den Gurtstabstoß ohne Schwierigkeit vorzunehmen. Abb. 410 ist nach gleichen Grundsätzen durchkontrolliert; die Knotenbleche reichen hier höher hinaut.

Eigenartig ist die Verbindung des Querträgers mit den Hauptträgern bei der Weschnitzbrücke (Abb. 411 bis 414). Das am Ende des Querträgers an die Stelle der Blechwand tretende Blech reicht bis möglichst hoch in den Pfosten hinein und ist dort mit dem Pfostenblech durch Doppellaschen verbunden; unten kann es nur bis zu den Oberkanten

Abb. 407. Brücke über die alte Oder. (Eisenbahndirektion Breslau.) M. 1 : 20.

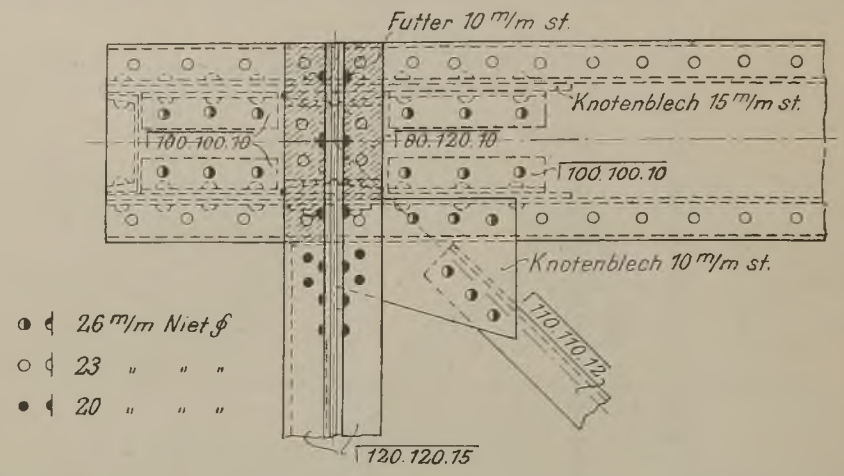


der Knotenbleche reichen, die man deshalb möglichst niedrig gehalten hat. Für das innere Gurtstab-⊏-Eisen ist das Blech ausgeschnitten: ungleichschenklige Winkeleisen, deren größere Schenkel auf der Querträgerblechwand liegen, verbinden Querträger und Gurtung an dieser Stelle; zwischen die Verbindungswinkeleisen ist, wo die Querträgerblechwand fehlt, ein Futterblech (in Abb. 412 schraffiert) gelegt. Der obere Teil der Querträgerwand ist durch Winkeleisen mit dem Knotenblech und den ⊏-Eisen verbunden, die die aus dem Querträger erhaltene Kraft in die Pfostenblechwand übertragen. Überall, wo die Bleche zwischen den ⊏-Eisen bzw. Winkeleisen nicht vorhanden sind, sind Futterbleche eingelegt.

Auch der Stoß der Querträgerwand ist eigenartig. Die Laschen liegen nur zwischen den Gurtungswinkeleisen des Querträgers. Über diese Laschen und die lotrechten Winkeleisenschenkel sind lotrechte Laschen, in der obern und untern Querträgergurtung gelegt; darüber noch lotrechte Aussteifungswinkeleisen.

Abb. 408a u. b bis 410. Brücke über das Königswalder Tal. (Eisenbahndirektion Breslau.)

Abb. 408a. Eckknotenpunkt des Trapezträgers. Draufsicht. M. 1 : 20.



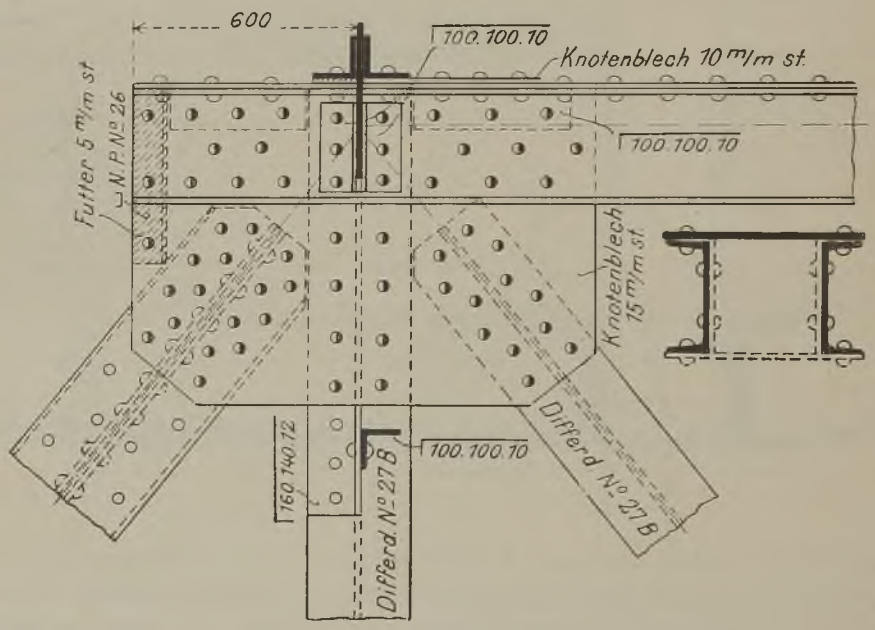
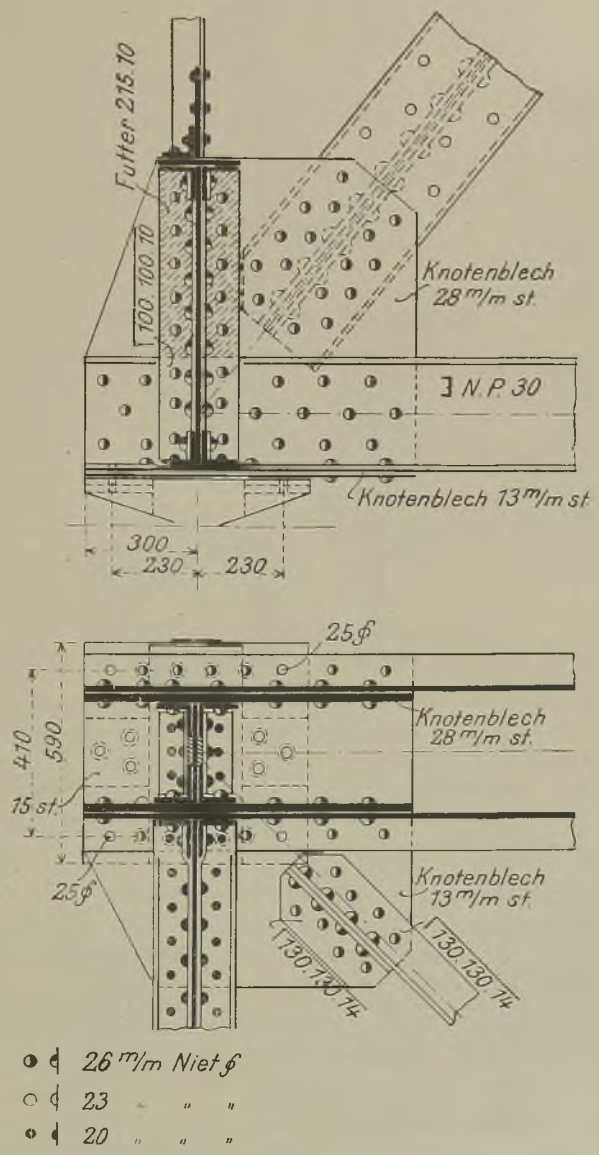


Abb. 408b. Eckknotenpunkt des Trapezträgers. Ansicht. M. 1 : 20.

Bei den Auflagerknotenpunkten der Brückenträger, deren Endhöhe Null ist, ist zu beachten, daß die hier in Betracht kommenden drei Kräfte: Spannung des obern Gurtstabs, Spannung des untern Gurtstabs, und Anflagerdruck sich in einem Punkte schneiden müssen. Der Auflagerdruck ist lotrecht, es müssen sich demnach die beiden

Stabachsen der hier zusammentreffenden Gurtstäbe auf der lotrechten Mittellinie des Auflagers schneiden. Bei Berücksichtigung dieser Bedingung und der vorstehend für die Knotenpunktsbildung gegebenen Anleitungen ist es nicht schwierig, die Auflagerknoten-

Abb. 409. Brücke über das Königswalder Tal. Auflagerknotenpunkt. Ansicht und Grundriß. M. 1 : 20.



punkte richtig zu konstruieren. Abb. 395 gibt einen Auflagerknotenpunkt für einwandige Gurtstäbe, die Abb. 404a, 406, 409 u. 415 zeigen Auflagerknotenpunkte für zweiwandge Gurtungen.

Eine besondere Schwierigkeit ergibt sich, wenn bei zweiwandiger Gurtung der obere Gurtstab Deckplatten hat, also etwa mit einem Querschnitt nach Abb. 370 konstruiert ist. Die Deckplatten dürfen nicht an den Knotenblechen aufhören, sie müssen vielmehr

Abb. 410. Brücke über das Königswalder Tal. Anschluß der Querträger an die Hauptträger. M. 1 : 20.

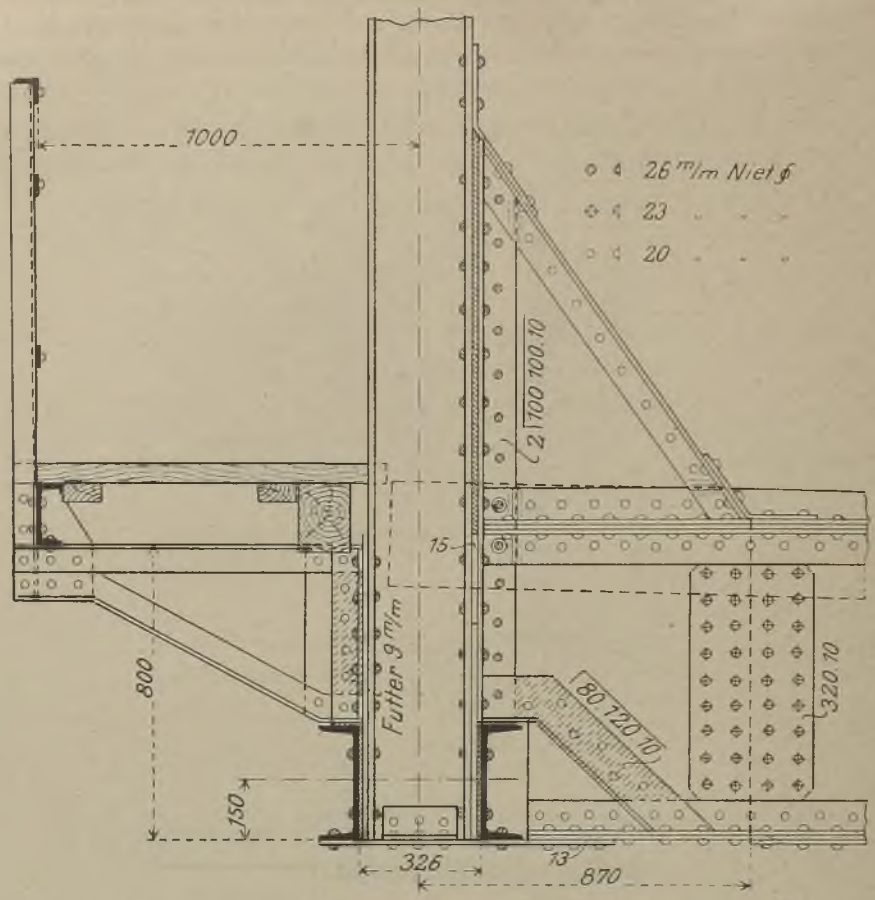


Abb. 411 bis 414. Unterer Knotenpunkt der Weschnitzbrücke. M. 1 : 30.

Abb. 411. Längsschnitt.

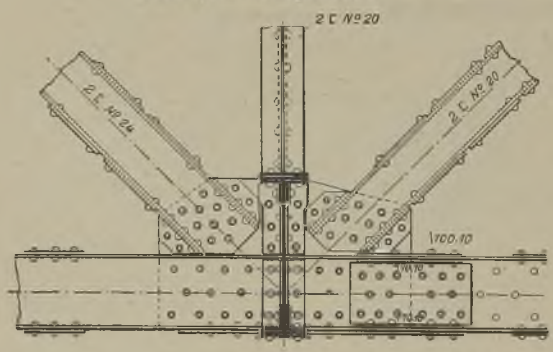


Abb. 412. Querschnitt

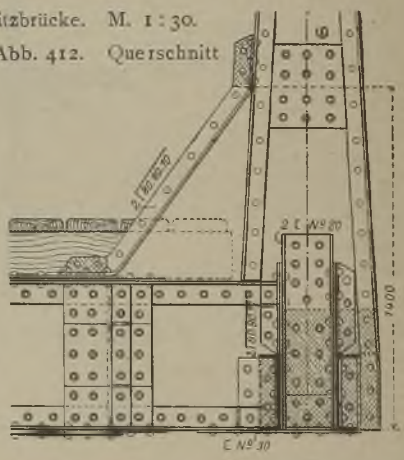


Abb. 413. Grundriß.

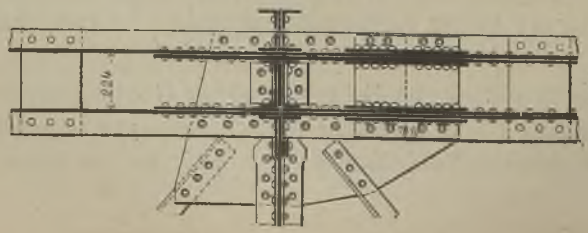
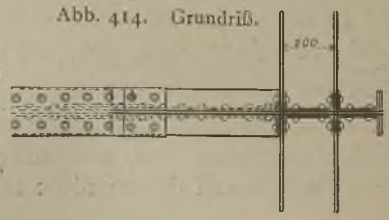
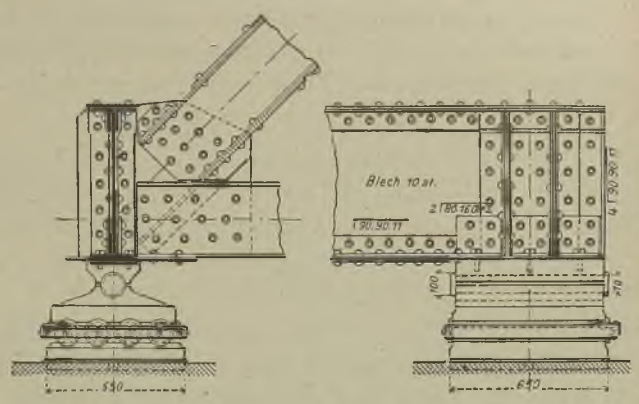


Abb. 414. Grundriß.



bis zum Ende des Stabes vorhanden sein. Man kann die Deckplatten dann mit Längsschlitzen versehen, in die die Knotenbleche eingreifen; diese Arbeit ist schwierig und teuer, im übrigen unbedenklich für die Überführung der Kräfte. Eine andere Konstruktion ergibt sich, wenn man die Deckplatten vor den Knotenblechen stößt; hinter dem Stoße werden sie durch drei Teile ersetzt; je einen auf den ⊏-Eisenflanschen, einen zwischen den Knotenblechen. Der Stoß muß nach den allgemein geltenden Regeln (§ 41, 42) vorgenommen werden, die Überführung des Querschnitts der Deckbleche in die Knotenbleche erfolgt mit Hilfe besonderer auf- bzw. untergenieteter Winkeleisen, ähnlich wie in Abb. 406. Es wird besonders bemerkt, daß für die Anbringung der Winddiagonale Vorsorge getragen werden muß; gewöhnlich geschieht das durch ein zwischen Untergurt und Lager angeordnetes wagerechtes Windknotenblech.

Abb. 415 u. 416. Auflagerknotenpunkt der Brücke über die Weschnitz. M. 1 : 30.



§ 44. Die Lager der Balkenträger.

Die Lager sind Konstruktionsteile, die zwischen die Träger und die stützenden Pfeiler gebracht werden.

a) Zweck und Arten der Lager.

Die Lager sollen den Auflagerdruck auf eine genügend große Fläche verteilen, entsprechend der zulässigen Druckinanspruchnahme der Auflagersteine, sie sollen die Angriffspunkte der Auflagerkräfte festlegen, eine Bewegung des Trägerendes gegen das Mauerwerk und kleine Verbesserungen in der Höhenlage der Überbauten ermöglichen.

Man unterscheidet: Feste Lager und bewegliche Lager, je nachdem die Lager eine Verschiebung des Trägerendes gegen den Pfeiler gestatten oder nicht; ferner:

Kipplager und Flächenlager. Bei den Kipplagern kann sich bei einer Durchbiegung des Trägers das Trägerende entsprechend dieser Durchbiegung schief stellen; bei den Flächenlagern, die man eigentlich Ebenenlager nennen sollte, findet Auflagerung des Trägerendes in einer Ebene statt. Bei der Belastung des Trägers werden die vordern Teile des Flächenlagers viel stärker belastet als die hintern, die sich sogar abheben können. Dadurch verlegt sich der Auflagerdruck in ungünstiger Weise nach der Vorderkante des Pfeilers. Flächenlager soll man, wenn überhaupt, nur für kleine Trägerweiten verwenden. Kipplager sind weitaus vorzuziehen.

Die Kipplager sind:

Zapfenkipplager: Berührung findet in einem Zapfen statt:

Tangentialkipplager: Berührung findet in der Tangentialebene einer Zylinderfläche oder in zwei Zylinderflächen von verschieden großen Halbmessern statt;

Die beweglichen Lager sind:

Gleitlager: bei der Bewegung des beweglichen Teiles gegen den festen wird die gleitende Reibung überwunden;

Walzenlager, Rollenlager: bei der Bewegung wird die rollende Reibung überwunden.

Das Material der Lager ist für die fest auf dem Mauerwerk liegenden Lagerplatten gewöhnlich Gußeisen, auch andere Lagerteile werden bei kleinen Stützweiten noch vielfach aus Gußeisen hergestellt. Größere Brücken erhalten Lager aus Stahlguß.

b) Verschiebung des Trägerendes.

Bei Temperaturänderungen vergrößert, bzw. verkleinert sich die Trägerlänge. Bei der Stützweite $= l$, dem Wärmeausdehnungskoeffizienten des Eisens $= \alpha$ vergrößert sich die Trägerlänge bei Temperaturzunahme von $\pm t^0$ C um Δ_t; es ist:

$$\Delta_t = \pm \alpha \cdot t \cdot l. \tag{70}$$

Für Fluß- und Schweißeisen ist $\alpha = 0{,}0000118$; als Grenzen der Wärmeschwankung kann man bei uns $+ 45^0$ und $- 25^0$ C einführen (vgl. die preuß. Brückenverordnung). Nimmt man die mittlere (Aufstellungstemperatur) zu 10^0 C an, so wäre $\mp 35^0$ C einzusetzen, um die Abweichungen der Trägerlänge gegen die mittlere zu erhalten. Der gesamte Weg des Trägerendes würde demnach

$$\Delta_t = 0{,}0000118 \cdot 70 \cdot l = 0{,}00082\ l.$$

Man erhält also für ein laufendes Meter Trägerlänge etwa $\frac{4}{5}$ mm Weg, Auch durch die Belastung findet eine Änderung der Trägerlänge statt, die bei geradlinigem Ober- und gekrümmtem Untergurt negativ, bei geradlinigem Unter- und gekrümmtem Obergurt positiv ist. Wegen Ermittlung der Größe dieser Änderung wird auf den Brückenbau von HAESELER verwiesen, wo für dieselbe die Formel aufgestellt wird:

$$\Delta_p = \frac{1}{\beta}\left(\frac{p}{g+p}\right)\frac{k}{E} \cdot l. \tag{71}$$

(Die Bezeichnungen sind die in diesem Kapitel stets angewendeten.) Es ist:

$$\beta = 1{,}25, \qquad k = 800 \text{ kg/qcm}, \qquad E = 2\,150\,000 \text{ kg/qcm}.$$

$l =$	10	20	40	60	80	100 m
$\frac{p}{g+p} =$	0,85	0,78	0,70	0,65	0,59	0,52.

Man erhält als Mittelwert der größten Verschiebung gegen die mittlere Lage

$$\Delta_m = \left(\frac{0{,}41 + 0{,}20}{1000}\right) l = \frac{0{,}61\ l}{1000}.$$

Größter Unterschied von größter Wärme bei belasteter Brücke gegen größte Kälte bei unbelasteter Brücke (gerader Untergurt, gekrümmter Obergurt) ist:

$$\Delta = \left(\frac{0{,}83 + 0{,}20}{1000}\right) l. \tag{72}$$

Sei $l = 60$ m, so würde die ganze Verschiebung des Trägerendes nach Gleichung (72) höchstens betragen

$$\Delta = \frac{60}{1000} \cdot (0{,}82 + 0{,}20) = 0{,}061 \text{ m} = 61 \text{ mm}.$$

Im allgemeinen kann man angenähert den größten Weg des beweglichen Trägerendes zu 1 mm für jedes Meter Trägerlänge annehmen.

c) Reibungswiderstand am beweglichen Auflager.

Die Bewegung des beweglichen Auflagers findet erst statt, wenn die verschiebende Kraft größer ist, als der Reibungswiderstand. Beim Gleitlager ist der Reibungskoeffizient

für Eisen auf Eisen $f = 0{,}25$ einzusetzen mit Rücksicht auf die unvermeidliche Verunreinigung durch Staub und Schmutz. Dann ist der Widerstand

$$W = f \cdot (g + p) \cdot \frac{l}{2} = \frac{(g+p)}{8} l.$$

Man muß diese bei großen Brücken recht bedeutende Kraft, die ungünstig auf die Pfeiler wirkt, herabmindern. Das geschieht durch die Walzenlager. Die Walzen rollen zwischen zwei Platten, so daß der Widerstand ist

$$W_1 = 2\vartheta \cdot A, \tag{73}$$

in welcher Formel A den Auflagerdruck des betreffenden Auflagers, ϑ den Koeffizienten der rollenden Reibung bedeutet. Bei einem Walzendurchmesser $= d_{cm}$ ist:

$$\vartheta = \frac{0{,}1}{d_{cm}}.$$

Man erhält für

$d =$	10 cm	15 cm	20 cm	25 cm	34 cm
$W_1 =$	$0{,}002\ A$	$0{,}013\ A$	$0{,}01\ A$	$0{,}008\ A$	$0{,}0067\ A$.

Man kann meistens setzen:

$$A = \frac{(g+p)\,l}{2}.$$

d) Die Kipplager.

Die Tangentialkipplager bestehen in einfachster Form bei kleinen Brücken (bis etwa 12 m Stützweite) aus einer gußeisernen Unterplatte, der Schuhplatte (Abb. 417), und einer unter die Trägergurtung genieteten Blechplatte. Die Unterplatte hat oben eine schwach gewölbte Zylinderfläche, einseitig oder beiderseitig erhöhten Vorsprung, der seitliche Verschiebung, senkrecht zur Richtung der Trägerachse, verhindern soll; sie wird mit dem Auflagerstein durch zwei (oder drei) Steindübel verbunden, die 15 cm lang, 2 cm stark sind und in einem 30 mm weiten Loch mit Blei, bzw. Zement oder Eisenkitt vergossen werden. Zwischen die Unterplatte oder den Auflagerstein kommt eine Zementschicht von mindestens 15 mm Stärke.

Abb. 417. Tangentialkipplager. M. 1 : 20.

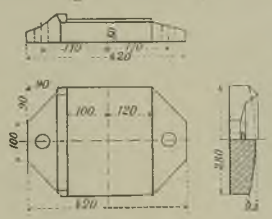
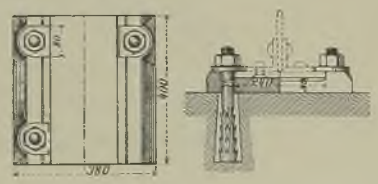


Abb. 418. Verbindung der Auflagerplatten mit dem Auflagerstein durch Steinschrauben. M. 1 : 20.



Man hat statt der Steindübel auch an der Unterseite der Unterplatte Querrippen angeordnet, um eine Verschiebung der Platte gegen den Auflagerstein zu verhindern; die Rippen greifen in entsprechende Vertiefungen des Auflagersteins. Nennt man die Dicke der Unterplatte in der Mitte δ, so kann man annehmen: Höhe der Rippe $0{,}8\ \delta$; mittlere Dicke der Rippe $0{,}6\ \delta$.

Bei kleinen Brücken verbindet man zweckmäßig die Schuhplatten mit dem Auflagerstein durch Steinschrauben statt der Steindübel (Abb. 418); hier sind wegen des geringen Eigengewichts die Erschütterungen beim Überfahren der Züge groß; die Schrauben pressen die Platte gegen das Mauerwerk und mäßigen das Schlagen derselben. Einlassen der ganzen Grundplatte in den Auflagerstein ist nicht empfehlenswert; man lasse vielmehr den Auflagerstein über das Pfeilermauerwerk hinausragen, um die Lager vor Feuchtigkeit und Schmutz zu schützen.

Das beschriebene Lager der Abb. 417 kann sowohl als bewegliches, wie als festes verwendet werden; falls es beweglich ist, muß das Gleiten möglichst erleichtert werden; deshalb sind hier Schuhplatte und obere Platte in ihren Berührungsflächen sauber abzuhobeln. Soll das Lager fest sein, so bringt man an irgendeiner Stelle ein Bewegungshindernis an; vielfach hat man die untere Trägergurtung bzw. die unter diese genietete Blechplatte mit Aussparungen versehen, in die Nasen eingreifen, die an der Schuhplatte an entsprechenden Stellen angegossen sind (Abb. 420).

Sehr einfach und wirkungsvoll sind die von der Brückenbauanstalt Gustavsburg angewendeten sog. Coupillen (Abb. 421 u. 422), zylindrische Eisenkörper von 80 mm Länge, die mit ihrem 60 mm langen zylindrischen Teil in die Schuhplatte eingelassen

Abb. 419 u. 420. Flächenlager. M. 1 : 20.
Abb. 419. Bewegliches Lager. Abb. 420. Festes Lager.

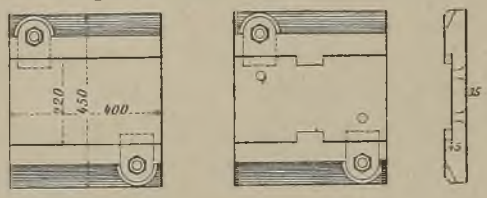
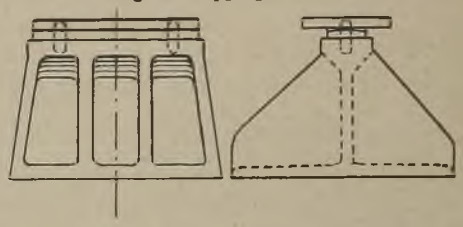


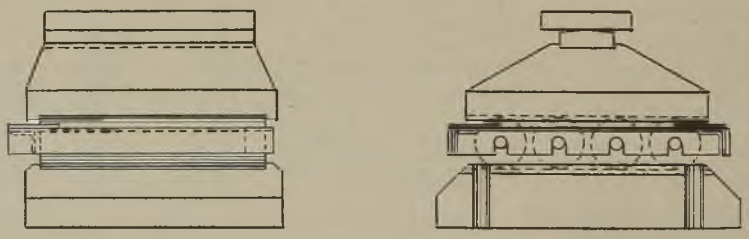
Abb. 421 u. 422. GERBERsches festes Tangentialkipplager. M. 1 : 20.



werden, mit dem obern, evolventenartig geformten Teil in ein zylindrisches Loch des Trägerendes eingreifen. Die Coupillen verhindern eine Längenverschiebung des Trägerendes, nicht aber ein Schiefstellen desselben, wie es bei Belastung des Trägers eintritt. Die Coupillen müssen natürlich in der Berührungslinie der Zylinderfläche mit dem Träger angeordnet werden. Die unter das Trägerende genietete Blechplatte kann kurz sein (12 bis 15 cm lang), sie ist 16 bis 25 mm stark. Die Abb. 292 u. 293 sowie 312 u. 313 zeigen ebenfalls Kipplager für kleine Brücken.

Tangentialkipplager für größere Brücken bestehen grundsätzlich aus denselben Teilen, wie die vorstehend besprochenen für kleine Brücken: der Unterteil, die Schuhplatte, wird, um gute Drucküberragung auf eine größere Fläche des Auflagersteins

Abb. 423 u. 424. GERBERsches bewegliches Tangentialkipplager. M. 1 : 20.



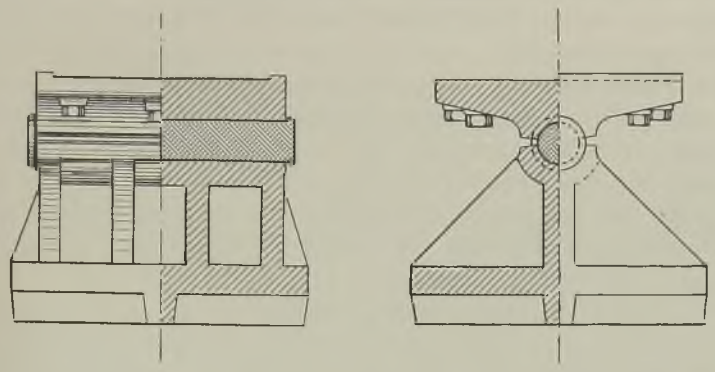
zu erzielen, höher gemacht als bei jenen; ferner wird oben, wegen des großen Druckes eine besondere Stützplatte aus Stahl mit zylindrisch gewölbter Oberfläche eingesetzt. Auch die auf der Stützplatte ruhende obere, am Trägerende befestigte Platte wird aus Stahl hergestellt. Abb. 421 bis 424 zeigen solche Auflager.

Die Zapfenkipplager (Abb. 425 u. 426) bestehen aus dem untern Teil oder dem sog. Lagerstuhl, dem obern Teil oder der Kipp-Platte, die am Trägerende befestigt wird, und dem zwischen beiden angeordneten Kippbolzen, um den das Kippen erfolgt. Die beiden erstgenannten Teile werden mit Sentsprechender prengfuge zunächst in einem Stück gegossen, dann kann das Loch für den Kippbolzen leicht sauber ausgebohrt

werden. Der Kippbolzen selbst wird abgedreht, so daß er genau in das Loch paßt, und nach Trennung der beiden Lagerteile eingelegt.

Den Lagerstuhl für größere Balkenbrücken braucht man nicht durch Steinschrauben mit dem Auflagerstein zu verbinden, der durch deren Anbringung leicht beschädigt wird. Gut ist auch hier eine angegossene Rippe an der Unterseite, die in eine entsprechend ausgearbeitete Rinne des Auflagerquaders greift. Eine Zementschicht, wenigstens 15 mm stark, wird zwischen den Lagerstuhl und den Auflagerstein gebracht.

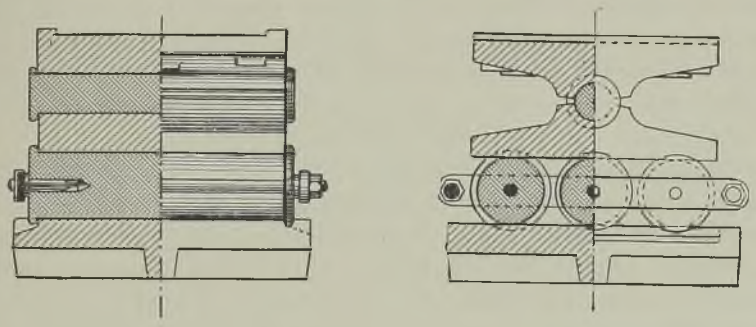
Abb. 425 u. 426. Zapfenkipplager.



e) Die Rollen- oder Walzerlager

entstehen aus den bisher betrachteten Lagern dadurch, daß man zwischen den Lagerstuhl und den Auflagerstein einen Rollen- oder Walzenwagen einschaltet (Abb. 423, 424, 427, 428). Ein Walzenlager besteht demnach, von unten nach oben, aus:

Abb. 427 u. 428. Rollenlager. M. 1 : 15.



der Grundplatte, auf dem Auflagerquader,
der Rollvorrichtung oder dem Walzenwagen, den Walzen oder Rollen mit Rahmen,
der Rollplatte, das ist der auf dem Walzenwagen sich bewegende untere Teil des Kipplagers,
dem Kippbolzen und
der Kipp-Platte.

Die drei letztgenannten Teile sind in der Hauptsache wie bei dem festen Zapfenkipplager (siehe unter d).

Die Grundplatte ist aus einem starken Gußstück zu bilden; die früher vielfach übliche Zerlegung derselben in zwei schwächere Teile ist kostspielig und überflüssig.

Befestigung durch Steinschrauben ist nicht erforderlich. Die Lauffläche ist sorgfältig abzuhobeln.

Die Rollvorrichtung oder der Walzenwagen. Es werden entweder Walzen oder Rollen mit vollem Kreisquerschnitt oder sog. Flachwalzen (Stelzen, Pendel) verwendet. Die letztern entstehen dadurch, daß man von dem vollen Kreisquerschnitt der Rolle die beiden seitlichen Zylinderabschnitte fortläßt, die bei dem kleinen Wege des Lagers nicht zur Abwicklung gelangen. Die Flachwalzen gestatten selbst bei großem Durchmesser d des sich abwickelnden Zylinders, eine größere Zahl von Stützpunkten der Kipp-Platte anzuordnen; sie müssen aber sorgfältig gegen Umfallen gesichert werden und bilden wegen der Gefahr des Umfallens eine stete Sorge bei der Unterhaltung der Brücke. Wenn irgend möglich, verwende man Walzen mit vollem Kreisquerschnitt, keine Flachwalzen. Je größer der Walzendurchmesser d gewählt wird, desto weiter voneinander entfernt liegen bei vollen Walzen die Stützpunkte der Rollplatte. Neuerdings verwendet man gern eine möglichst kleine Zahl von Walzen, zwei Walzen oder auch nur eine. Bei Verwendung zweier Walzen kennt man genau den Teil des Auflagerdrucks, der auf jede Walze entfällt. Eine Walze gestattet die Wahl eines sehr großen Durchmessers und wirkt gleichzeitig als Kippbolzen, so daß die Konstruktion sich bei dieser Anordnung vereinfacht.

Die Walzen werden an beiden Stirnen mit Zapfen von 20 bis 30 mm Durchmesser versehen, mittels deren sie in Leitschienen geführt werden, die am Kopf der Walzen angebracht sind (Abb. 427 u. 428). Die Zapfen werden eingesetzt und reichen 50 bis 60 mm weit in die Walzen. Die Leitschienen (Abb. 427 u. 428) sind hochkant gestellte Flacheisen, 10 mm stark, 60 bis 80 mm hoch, oder Winkeleisen (70 · 70 · 10), in deren lotrechten Schenkeln die Rollenzapfen laufen (s. Abb. 424). Die Rollenzapfen sollen nicht außen mit Gewinde und Mutter versehen werden, weil sonst die Muttern angezogen werden und so die Beweglichkeit des Lagers vermindert wird; aus demselben Grunde sollen die Zapfen auch nicht als Stiftschrauben mit äußerm Kopf hergestellt werden, die durch die Leitschienen hindurch in die Walzen eingeschraubt werden. Ein Berühren der Leitschienen mit den Stirnflächen der Rollen soll durch eingelegte Ringplättchen oder Bünde an den Zapfen verhindert werden. Die beiden Leitschienen werden außerhalb der Rollen durch zwei 20 bis 30 mm starke Rundeisen miteinander verbunden, auch wohl durch Winkeleisen 70 · 70 · 8 (vgl. Abb. 415, 427, 428).

Seitliche Verschiebung der Rollen gegen die Grundplatte, wie gegen die auf den Walzen liegende Rollplatte muß durch die Konstruktion verhindert werden. Man bringt zu diesem Zwecke beiderseits an den Walzenenden Bünde an (s. Abb. 427), 10 bis 15 mm hoch, 20 bis 25 mm breit, die die Grundplatte und die Rollplatte seitlich umfassen. Diese Bünde als Rippen an der Grundplatte bzw. Rollplatte anzubringen, wie das vielfach ausgeführt ist, empfiehlt sich nicht: man erhält dabei zwischen den Walzen auf der Grundplatte fast unzugängliche, sehr schwer zu reinigende Wassersäcke.

Die ganze Rollvorrichtung soll überhaupt möglichst hoch gelegt werden, damit sie zugänglich, leicht zu reinigen und den von der Pfeileroberfläche abprallenden Regentropfen und Schmutzteilchen möglichst entzogen ist. Ein hoher Gußkörper als Grundplatte, wie sie GERBER bereits vor vielen Jahren ausgeführt hat, z. B. bei der Lechbrücke bei Kaufering, ist deshalb sehr zu empfehlen (s. Abb. 421 bis 424).

Für die Lagerkonstruktionen sind die im Zentralbl. der Bauverwalt. 1894, S. 495, und 1903, S. 302, veröffentlichten Vorschriften der preußischen Staatsbahnen vorstehend benutzt. Falls Flachwalzen verwendet werden, müssen jederseits der Rollen zwei Leitschienen angebracht werden, die ein verschiedenes Einstellen der einzelnen Flachwalzen verhindern; auch ist hier gegen Umfallen der Walzen Vorsorge zu treffen.

Bei größern Brücken wird besondere Roll- und Kippvorrichtung erforderlich (siehe Abb. 415, 424, 428); bei Brücken mittlerer Spannweite kann man beide miteinander vereinigen, indem man nur eine Rolle anwendet, oder indem man die Rollplatte, die oben den Kippbolzen trägt, als Teil einer Walze ausbildet, die dieselbe Drehachse hat, wie der Kippbolzen.

f) Die Abmessungen der Lager.

Die Grundplatte bzw. Lagerplatte bei kleinen Brücken muß so große Auflagerfläche erhalten, daß der Druck auf die Flächeneinheit des Anflagersteins die zulässige Grenze nicht überschreitet. Man kann annehmen als zulässig für:

Ziegelmauer in Zementmörtel . . . . . $k = 10$ kg/qcm,
Klinkermauerwerk in Zementmörtel und Sandsteinquader mittlerer Güte $k = 15$ kg/qcm,
Quader aus Kalkstein und Sandstein bester Güte . . . . . $k = 25$ kg/qcm,
Quader aus Granit . . . . . $k = 50$ kg/qcm.
Quader aus Basalt . . . . . $k = 75$ kg/qcm.

Wenn der größte Auflagerdruck A kg beträgt, b die Breite, l_1 die Länge der Grundplatte ist, so ist $k \cdot b \cdot l_1 = A$.

$$l_1 = \frac{A}{k \cdot b}. \tag{74}$$

b wird bei kleinen Brücken (Blechbrücken usw.) etwa gleich 1,5 β angenommen, wo β die Breite der untern Gurtung bedeutet. Man wähle l_1 nicht zu lang. WINKLER gibt die Formel

$$l_1 = 0{,}35\,\mathrm{m} + 0{,}008\, l_\mathrm{m} \qquad (l_\mathrm{m} = \text{Stützweite}).$$

Für Stützweiten bis 10 m genügt in der Regel

$$l_1 = 25 \text{ bis } 33 \text{ cm} \qquad b = 33 \text{ bis } 50 \text{ cm}.$$

Man nehme l_1 und b danach an und berechne, ob die Druckbeanspruchung des Auflagersteins nicht zu groß wird.

Die Stärke der gußeisernen Grundplatte kann man nach der Formel berechnen:

$$\delta_\mathrm{cm} = 0{,}5\, l_\mathrm{m} + 2{,}5 \text{ cm}. \tag{75}$$

Bei großen Brücken berechne man die Platte als Balken, der durch den vom Auflagerstein ausgeübten, gleichmäßig verteilten Auflagerdruck von unten, durch den von dem Träger von oben ausgeübten Auflagerdruck in der Mitte belastet wird. Dabei darf für Gußeisen die Beanspruchung auf Zug nicht $>$ als 250 kg/qcm, bei Stahl nicht $>$ als 1000 kg/qcm sein. Die Druckbeanspruchungen dürfen im Gußeisen bis 500 kg/qcm, im Stahl bis 1000 kg/qcm betragen. Die für die Mitte berechnete Stärke lasse man nach den Enden zu auf 3 bis 5 cm nach einer geraden Linie abnehmen. Wenn die Mittenhöhe sehr groß wird, so ordne man eine schwächere Grundplatte, 6 bis 7 cm stark, und eine Anzahl lotrechter Rippen an (vgl. Abb. 421 u. 422, 425 u. 426). Bezeichnet h die Höhe, b die Breite, l_1 die Länge des Lagerstuhls, z die Anzahl der Rippen, δ_1 die Dicke der Rippen, so kann man nach MÜLLER-Breslau setzen [1]):

$$0{,}22 \cdot z \cdot \delta_1 \cdot h^2 \cdot k = \frac{A \cdot l_1}{8} \qquad (A \text{ in t}),$$

$$k = 0{,}5 \text{ für Gußeisen}, \qquad k = 1{,}0 \text{ für Stahlguß}.$$

[1]) »Hütte«, 18. Aufl., II. Teil, S. 342.

Kippbolzen. Der Halbmesser des Kippbolzens sei r, die Länge sei b, so kann man setzen, bei gußeiserner Kipp-Platte:

$$r_{cm} = \frac{4}{3} \cdot \frac{A_t}{b_{cm}}, \tag{76}$$

falls Bolzen und Kipp-Platte aus Stahl sind:

$$r_{cm} = \frac{2}{3} \cdot \frac{A_t}{b_{cm}}. \tag{77}$$

HÄSELER gibt die Formel:

$$r_{cm} = 3 \text{ cm} + \frac{A_{kg}}{600 \cdot b_{cm} \cdot \sin\varphi}$$

für Gußeisen-Kipp-Platte. φ ist der halbe Zentriwinkel, der der Berührungsfläche zwischen Kipp-Platte und Kippbolzen entspricht.

Die Kipp-Platte (Abb. 426 u. 428) wird als Freiträger berechnet, der durch den gleichmäßig verteilten Auflagerdruck A belastet und in der Mitte unterstützt ist. Man erhält als erforderliche Mittenstärke δ bei gußeiserner Kipp-Platte von der Breite b, der Länge λ:

$$\delta = \sqrt{3 D_t \cdot \frac{\lambda}{b}}. \tag{78}$$

Diese Stärke nimmt von der Mitte nach den Enden auf 4 bis 6 cm geradlinig ab. Falls sich δ sehr stark ergibt, ordnet man eine schwächere Platte und lotrechte Rippen an, wie bei der Grundplatte.

Tangentialkipplager. Der Krümmungshalbmesser der obern Zylinderfläche sei r, so kann gesetzt werden (für Gußeisen und Stahl):

$$r = \frac{11 \cdot A_t^2}{b_{cm}^2}. \tag{79}$$

WEYRAUCH hat die Formel aufgestellt:

$$\left.\begin{array}{ll} \text{für Gußeisen:} & r \cdot b = 45\,A \text{ bis } 20\,A, \\ \text{für Stahl:} & r \cdot b = 44\,A \text{ bis } 17\,A, \end{array}\right\} \tag{80}$$

im Mittel ist also für Gußeisen und Stahl: $r \cdot b = 30\,A$,

r und b in Zentimetern, A in Tonnen.

Rollenvorrichtung. Die Zahl der Rollen sei n, Länge und Halbmesser der Rollen seien b und r, so kann man setzen, für gußeiserne Rollen:

$$n \cdot r \cdot b = 45\,A_t \text{ bis } 20\,A_t, \text{ im Mittel} = 33\,A_t,$$

für Stahlrollen:

$$n \cdot r \cdot b = 44\,A_t \text{ bis } 17\,A_t, \text{ im Mittel} = 30\,A_t.$$

Man nehme r an, so ergibt sich aus A und b die Zahl der Rollen. Sei $A = 100$ t, $b = 50$ cm, $r = 12$ cm, so ist für gußeiserne Rollen:

obere Grenze: $n \cdot 12 \cdot 50 = 45 \cdot 100$, $n = 7{,}5$ Rollen,
untere Grenze; $n \cdot 12 \cdot 50 = 20 \cdot 100$, $n = 3{,}3$ Rollen,

Man wird also im Mittel 5 bis 6 Rollen wählen.

Falls man nur eine Rolle verwendet von der Länge b, dem Elastizitätskoeffizienten E in t/qcm, dem Halbmesser r in cm, so ist die auf 1 cm Rollenlänge entfallende Last $P = \frac{A_t}{b_{cm}}$, und man kann die größte Inanspruchnahme σ_{max} (in Tonnen f. d. qcm) berechnen aus:

$$\sigma_{max} = 0{,}42 \sqrt{\frac{A_t \cdot E}{b_{cm} \cdot r_{cm}}}\ ^{1)}. \tag{81}$$

---

1) »Hütte«, 18. Aufl., II. Teil, S. 342.

Als zulässig kann ein sehr hohes σ eingeführt werden; bei bestem Stahlguß 6 bis 7 t/qcm, bei Gußeisen 4 t/qcm, bei Flußeisen 5 t/qcm.

Sei $A = 100$ t, $b = 50$ cm, $E = 2150$ t, $\frac{A}{b} = 2$ t, $\sigma = 6$ t/qcm, so erhält man:

$$6 = 0{,}42 \sqrt[r]{\frac{2 \cdot 2150}{r}}, \text{ woraus folgt: } r = \frac{4300}{36} \cdot 0{,}176 = 21 \text{ cm.}$$

§ 45. Die Querversteifung und der Windverband.

Querversteifungen sind in gewissen Abständen (1,8 bis 4,9 m) angeordnete steife Rahmen, die in lotrechten Ebenen liegen, die Einzelträger des Überbaues miteinander verbinden und so den Überbau zu einer gegen wagerechte Kräfte standfesten Konstruktion machen sollen. Eine wirksame Querversteifung muß eine obere und untere Gurtung, oberer und unterer Querriegel genannt, sowie Diagonalen enthalten, die das aus den Hauptträgerpfosten und den Riegeln gebildete Rechteck des Brückenquerschnitts zu einer unverschieblichen Figur machen. Bei oben liegender Fahrbahn ist ausgiebige Querversteifung möglich (Abb. 269); die Diagonalen sind einander kreuzende Flacheisen (Zugdiagonalen) oder besser, widerstandsfähig gegen Druck, je ein bzw. zwei Winkeleisen. Noch besser ist die Anordnung sog. Böcke (Abb. 304 u. 312), bei der jede Diagonale druckwiderstandsfähig sein muß und aus einem oder zwei Winkeleisen besteht.

Bei niedrigen Trägern verwendet man wohl als Querversteifung eine volle Blechwand, die oben und unten mit Winkeleisen gesäumt ist (Abb. 429), auch Gitterstäbe zwischen den Gurtungen solcher Querriegel können verwendet werden (Abb. 430).

Abb. 429. Volle Blechwand als Querversteifung.

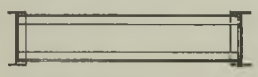


Abb. 430. Gitterwerk als Querversteifung.

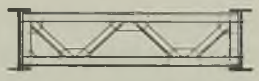


Abb. 431. Windverband mit einfachen Diagonalen.

Abb. 432. Windverband mit Böcken.

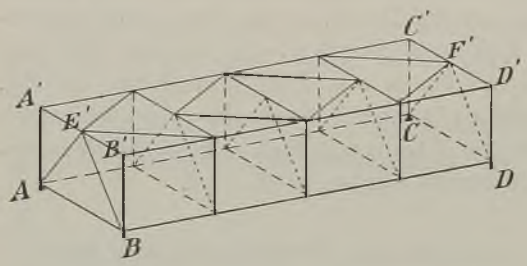
Die Querversteifungen werden bei Fachwerksträgern in die Querebenen der Pfosten gelegt; die Pfosten der Hauptträger dienen dann zugleich als Pfosten der Querversteifung. Bei den Blechträgern muß man an den Anschluß-Stellen der Querversteifungen wenigstens zwei lotrechte Winkeleisen auf die Blechwand jedes Hauptträgers nieten; diese bilden die Pfosten der Querversteifung.

Die Querversteifungen allein sind nicht imstande, die wagerechten auf den Überbau wirkenden Kräfte sicher nach den Auflagern des Überbaues zu befördern; es muß noch der sog. Windverband oder Windverstrebung hinzukommen. Die Windverstrebung bildet einen wagerecht liegenden Träger, dessen beide Gurtungen durch die bezüglichen Gurtungen der Hauptträger gebildet werden, dessen Pfosten die Querträger bzw. Querriegel der Querversteifungen sind. Besondere Diagonalen machen die rechteckigen Grundrißfelder des Überbaues zu einer unverschieblichen Konstruktion. Man verwendet gekreuzte Diagonalen (s. Abb. 259, S. 138), einfache Diagonalen (Abb. 431), Böcke (Abb. 432). Die beiden letztern Anordnungen sind besser als die erstere.

Bei hoch liegender Fahrbahn können durch die Windverstrebung im Verein mit den Querversteifungen alle wagerechten, also auch die geneigt liegenden Kräfte sicher nach den Auflagern geleitet werden, wie das aus der isometrischen Abb. 433 ersichtlich ist. Die auf die Verkehrslast und auf die obern Trägergurtungen wirkenden wagerechten Kräfte werden durch den wagerechten, in Höhe der obern Gurtung liegenden Träger nach den Punkten E' und F' geleitet. Diese letztern Punkte sind die Auflagerpunkte des wagerechten, oben liegenden Trägers. Die beiden Böcke ABE' und CDF' führen nunmehr die wagerechten Kräfte in die Auflagerpunkte A, B, C und D. Die auf die untern Gurtungen des Überbaues wirkenden wagerechten Kräfte werden durch die lotrechten Böcke der mittlern Querversteifungen zuerst nach oben geführt, dort durch den obern wagerechten Träger nach E' und F' und schließlich durch die Endböcke nach den Auflagern.

Man kann auch die Windverstrebung in die Ebene der untern Gurtung legen; auch hätte man in Abb. 433 die Böcke der mittlern Querversteifungen fortlassen können, hätte dann aber sowohl einen Windverband in Höhe der obern wie der untern Gurtung anordnen müssen, außerdem auch die Böcke in den Endquerschnitten.

Abb. 433. Windverband und Querversteifungen.



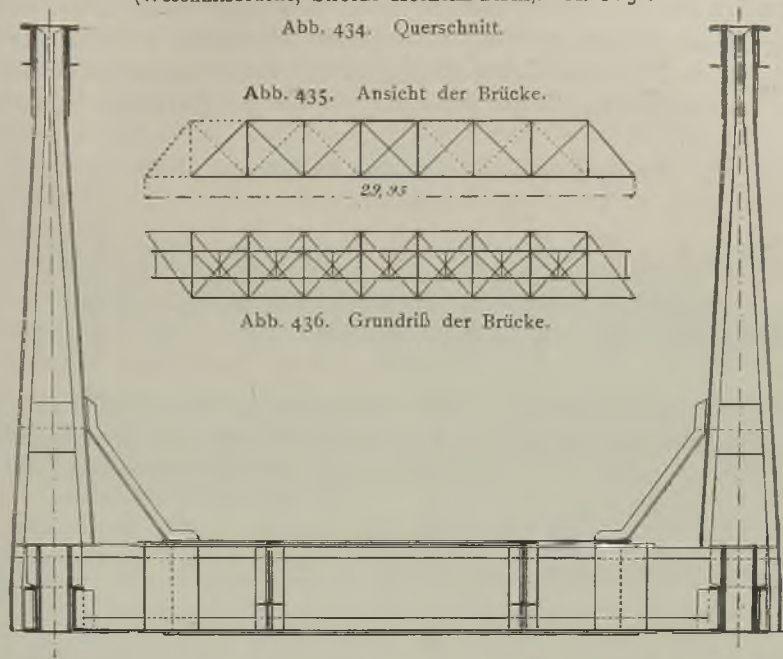
Bei tief liegender Fahrbahn ist die Sache wesentlich ungünstiger. Ist, wie in Abb. 271, über der Fahrbahn eine Verbindung beider Hauptträger durch obere Riegel und Anbringung eines obern Windverbands möglich, so bleibt als Hauptmangel übrig, daß der rechteckige Querschnitt des Überbaues eine verschiebliche Figur bildet. Man hilft sich, indem man die Ecken durch außerhalb des erforderlichen Lichtraums angeordnete Bügel versteift (s. Abb. 271, S. 155); so sichert man wenigstens die Einhaltung der rechten Winkel in den Ecken.

Am ungünstigsten sind aber die sog. offenen Brücken, d. h. solche, bei denen die Fahrbahn tief liegt, eine Verbindung der Träger über der Fahrbahn jedoch nicht möglich ist (Abb. 273, 434). Man bildet dann den Querträger mit den beiden zugehörigen Pfosten der Hauptträger zu einem starren Rahmen aus, der imstande ist, die auf die obere Gurtung wirkenden wagerechten Kräfte sicher nach der in Höhe der untern Gurtung angeordneten Windverstrebung zu übertragen. Die Pfosten dieses Rahmens haben die weitere Aufgabe, die Stäbe der obern Gurtung gegen Ausknicken aus den Trägerebenen zu sichern. Eine gute Konstruktion ist in Abb. 434 vorgeführt. (Abb. 411 bis 414, S. 236 geben die Verbindung des Querträgers mit dem Hauptträger bei dieser Brücke in größerm Maßstab.)

Berechnung der Quersteifigkeit offener Brücken. Die Quersteifigkeit offener Brücken ist in hohem Maß abhängig von dem Trägheitsmoment des Obergurtquerschnitts, bezogen auf die lotrechte, hier in Betracht kommende Schwerpunktsachse; von dem Trägheitsmoment des Pfostenquerschnitts, bezogen auf die wagerechte, parallel zur Hauptträgerrichtung laufende Schwerpunktsachse, und von dem Trägheitsmoment des Querträgerquerschnitts, bezogen auf die wagerechte, für die Berechnung desselben maßgebende Schwerachse. Es werden folgende Bezeichnungen eingeführt:

$$\left.\begin{array}{l} J_g \text{ ist das Trägheitsmoment des Gurtquerschnitts,} \\ J_v \text{ ist das Trägheitsmoment des Pfostenquerschnitt,} \\ J_q \text{ ist das Trägheitsmoment des Querträgerquerschnitts} \end{array}\right\} \text{in cm}^4,$$

Abb. 434 bis 436. Windverband und Querversteifungen bei offenen Brücken (Weschnitzbrücke, Strecke Hofheim-Biblis). M. 1 : 50.



E ist der Elastizitätsmodul in kg/qcm,
λ ist die Feldlänge, in cm,
b ist die Entfernung der Hauptträgerachsen voneinander, in cm,
h ist die freie Länge eines Pfostens, in cm,
G ist die größte Gurtkraft im Obergurt, in kg,
n ist der Sicherheitskoeffizient gegen Ausknicken.
Man wähle n nicht kleiner als 5,0, allermindestens zu 4,5.

Man kann den Sicherheitskoeffizient aus der Gleichung berechnen:

$$n = \frac{E}{G}\sqrt{\frac{12 \cdot J_g \cdot J_v \cdot J_q}{\lambda h^2 [h \cdot J_q + 15\, b \cdot J_v]}}. \tag{82}$$

Sei

$\lambda = 300$ cm, $h = 300$ cm, $G = 150000$ kg, $E = 2150000$ kg/qcm,
$J_g = 50000$ cm^4, $J_v = 11000$ cm^4, $J_q = 112000$ cm^4, $b = 450$ cm,

so ist

$$n = \frac{2150000}{150000}\sqrt{\frac{12 \cdot 50000 \cdot 112000}{300 \cdot 300^2 (300 \cdot 112000 + 15 \cdot 450 \cdot 110000)}}$$

$$n = 14{,}33\sqrt{\frac{12 \cdot 50000}{300 \cdot 90000\left(\frac{300}{11000} + \frac{15 \cdot 450}{112000}\right)}};$$

$n = 7{,}16$, also reichlich.

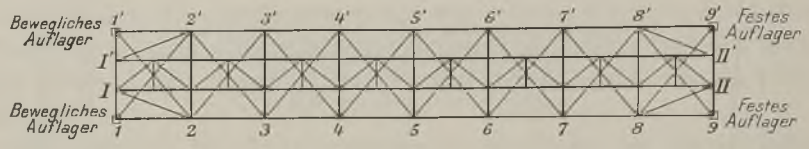
Wenn die Pfosten nicht konstante Querschnitte auf ihre ganze Länge oder die Querträger teilweise Deckplatten, teilweise keine Deckplatten haben, so führe man mittlere Querschnitte für die Bestimmung der Trägheitsmomente ein.

§ 46. Der Bremsverband bei Eisenbahnbrücken.

Die beim Bremsen auf die Fahrbahn übertragenen, wagerechten Kräfte müssen sicher in die Brückenpfeiler geleitet werden. Wenn keine besondern Vorkehrungen getroffen werden, so beanspruchen diese Kräfte die Querträger sehr ungünstig, da sie Biegungsmomente in der wagerechten Ebene erzeugen, für die die Querträger nicht konstruiert

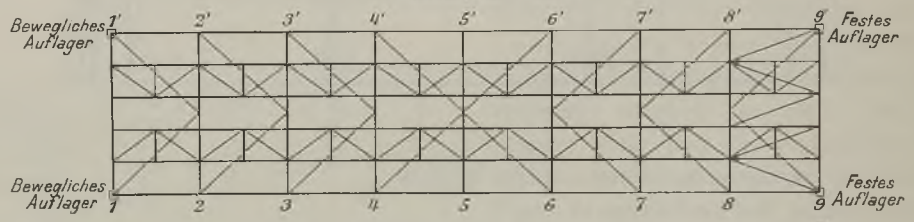
Abb. 437 bis 439. Bremsverbände bei Eisenbahnbrücken.

Abb. 437.



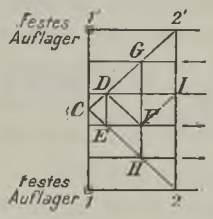
und denen sie nicht gewachsen sind. Man kann meistens durch Einziehen einiger Stäbe in einer der Fahrbahn nahe gelegenen, wagerechten Ebene eine gute Kraftübertragung erzielen. In Abb. 437 sind in die beiden Endfelder die vier Diagonalen I · 2, I′ 2′, 8 · II,

Abb. 438.



8′ II′ eingezogen. Alle Bremskräfte sollen in die festen Auflager sed Überbaues geleitet werden, die in Abb. 437 rechtsliegend angenommen sind. Die nach rechts wirkenden Bremskräfte werden,wenn die Bremsdiagonalen nur Zug aufnehmen können, nach II undII′, von da nach 8 und 8′ in die Hauptträger und in diesen nach den festen Auflagern geführt. Die nach links wirkenden Bremskräfte gehen auf dem Wege I · 2 bzw. I′ 2′ und durch die Hauptträger bis zu den festen Auflagern.

Abb. 439.



Bei zweigleisigen Brücken stellt man durch Einziehen von besondern Bremsstäben unter Benutzung der vorhandenen Konstruktionsteile (Querträger usw.) in dem Endfeld zunächst den festen Auflagern einen wagerechten Träger her, der die Bremskräfte in dem einen und andern Sinn aufnehmen und in die Auflager befördern kann. Abb. 438 führt solchen Träger mit Bockwindverband vor. Die fünf in das rechte Endfeld eingelegten Diagonalen bilden mit Teilen der Querträger und der Längsträger zweiter Ordnung den erforderlichen wagerechten Bremsträger, der noch besonders herausgezeichnet ist. Eine etwas andere Lösung ist in Abb. 439 vorgeführt; hier sind die Diagonalen des Bockwindverbands mitbenutzt. Man kann auch den Bremsträger in die Mitte des Überbaues verlegen.

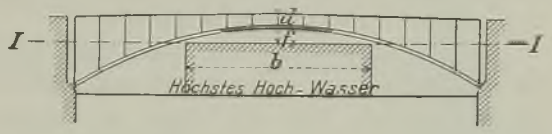
§ 47. Die Bogenbrücken. Allgemeines.

Die eisernen Bogenbrücken bestehen, wie die andern eisernen Brücken aus den Pfeilern und den eisernen Überbauten. Die Pfeiler (Land- und Mittelpfeiler) werden fast

ausschließlich als Stein- bzw. Betonpfeiler hergestellt; das Eigenartige der Bogenbrücken ist, daß die Hauptträger der Überbauten Bogenträger sind. Im übrigen besteht der Überbau ebenso wie bei den Balkenbrücken aus den Hauptträgern, Querträgern, Längsträgern zweiter Ordnung (bzw. Schwellenträgern), der Fahrbahn, der Versteifung und dem Windverband, den Fußwegen. Was hierüber in § 25 gesagt ist, gilt auch hier. Die Bogenbrücken haben an Vorteilen gegenüber den Balkenbrücken: die vorzügliche ästhetische Wirkung, die in den meisten Fällen unter der Fahrbahn liegende Konstruktion, so daß der Verkehr auf der Brücke nicht gehindert ist, die gute Ausnutzung der Konstruktionshöhe.

Die vorzügliche ästhetische Wirkung ist in vielen Fällen ausschlaggebend für die Wahl des Systems; in landschaftlich bevorzugter Gegend wird meistens die Bogenform angezeigt sein. Daß man bei den meisten Bogenbrücken alle Teile des Tragsystems unter die Fahrbahn legen kann, ist ein großer Vorteil, sowohl für den ungehinderten Verkehr auf der Brücke, wie auch für die wirksame und einfache Querversteifung derselben. In neuerer Zeit hat man freilich auch bei Bogenbrücken vielfach die Hauptträger in einzelnen Teilen über die Fahrbahn hinausragen lassen und dadurch den vorgeführten Vorteil teilweise aufgegeben.

Abb. 440. Freizuhaltende Durchfahrtsöffnung.



Die bessere Ausnutzung der Konstruktionshöhe bei den Bogenbrücken gegenüber den Balkenbrücken ergibt sich folgendermaßen: Im mittlern Teile der Bogenöffnung ist als nötige Konstruktionshöhe nur die Scheitelstärke der Brücke zuzüglich des Pfeiles dieses mittlern Teiles zu rechnen; dieses Maß ist gering. Wenn nun, wie meistens, nur auf einen Teil der Lichtweite, den mittlern Teil der Öffnung, die für die Schiffahrt nötige Lichthöhe verlangt wird, für die Seitenteile aber nur geringe Höhe über Hochwasser freigehalten werden muß, so können die seitlich liegenden Bogenzwickel tiefer gelegt werden, als die für den mittlern Teil verlangte Lichthöhe. In Abb. 240 ist die vorgeschriebene Oberkante der auf die Breite b freizuhaltenden Durchfahrtsöffnung durch Linie I—I bezeichnet; würde man eine Balkenbrücke wählen, so müßte man tiefe Fahrbahn ausführen und die Hauptträger weit über die Fahrbahn hinausragen lassen; die Bogenbrücke ist möglich mit einem ganz unter der Fahrbahn liegenden Überbau.

Pfeilverhältnis. Den Abstand der theoretischen Kämpferpunkte bezeichnet man mit l; dieses Maß, die Kämpferweite, entspricht der Stützweite der Balkenbrücken; die Höhe des für die Berechnung maßgebenden Scheitelpunkts über der Verbindungslinie der Kämpferpunkte nennt man den Pfeil und bezeichnet ihn mit f. Das Pfeilverhältnis $\frac{f}{l}$ ist wichtig. Gute mittlere Verhältnisse sind $\frac{f}{l} = \frac{1}{8}$ bis $\frac{f}{l} = \frac{1}{12}$. Doch kann man wesentlich kleinere und größere Verhältnisse wählen, wenn die örtlichen Umstände es verlangen: die Alexanderbrücke in Paris hat $f = 6{,}28$ m, $l = 107{,}5$ m, also $f : l = 1 : 17{,}12$. Andererseits hat die Talbrücke bei Müngsten $f = 69{,}327$ m, $l = 160$ m, also $f : l = 1 : 2{,}31$. Mit abnehmenden Pfeil nimmt die wagerechte Seitenkraft des Kämpferdrucks, der sog. Bogenschub, zu. — Wenn eine Brücke mehrere nebeneinanderliegende Öffnungen hat, so wählt man gern eine ungerade Zahl von Öffnungen (3 bzw. 5); die höchsten, in Brückenmitte liegenden Fahrbahnstellen werden mittels der zulässig erachteten Steigungen auf den Zufahrtsrampen und der Brücke selbst erreicht, die Kämpfer müssen aber meistens in gleicher Höhe liegen, des Hochwassers wegen. So ergibt sich eine von der Mitte nach dem Lande zu abnehmende Pfeilhöhe; es empfiehlt sich, die Pfeil-

verhältnisse in allen Öffnungen gleich groß oder nahezu gleich groß zu wählen, d. h. auch die Lichtweiten der Seitenöffnungen von der Mitte nach dem Lande zu abnehmen zu lassen. Man hat auch wohl die Öffnungsweiten so gewählt, daß die auf die Mittelpfeiler von den beiden Nachbaröffnungen ausgeübten Horizontalkräfte einander aufheben. Das wird nahezu erreicht, wenn man $\frac{l^2}{f}$ = Konstante wählt.

Die Zahl der Hauptträger kann, wenn die Fahrbahn ganz über der Tragkonstruktion liegt, groß oder klein gewählt werden; bei den kleinen Eisenbahnbrücken, bis zu 35 bis 40 m Kämpferweite, empfiehlt es sich, für jedes Gleis zwei Hauptträger, bei den großen Weiten, über 40 m, für zwei Gleise nur zwei Hauptträger zu wählen. Bei den Straßenbrücken ist für die Entscheidung über die Zahl der Hauptträger die Rücksicht auf geringen Materialverbrauch und einfache Konstruktion maßgebend. Bei kleinen Weiten legt man gern die Fahrbahnkonstruktion unmittelbar auf die Bogenträger und ordnet diese dann in kleinen Abständen an, etwa 1,2 bis 2,0 m; bei mittelgroßen Weiten, etwa bis 80 m, kann man vier oder auch zwei Hauptträger verwenden, bei ganz großen Weiten, über 80 m verwendet man neuerdings gern zwei Hauptträger. Fußwege werden um 1 bis 2 m (oder mehr) ausgekragt.

Die Hauptträger. Die Bogenträger üben auch bei nur lotrechter Belastung schiefe Druckkräfte auf die stützenden Bauteile aus und erleiden von den letztern solche Kräfte als Gegenkräfte. Soll ein Träger als Bogenträger wirken, so muß der Abstand der Kämpferpunkte entweder unveränderlich sein, oder es müssen durch die Konstruktion Beschränkungen gegen die Veränderung des Kämpferabstands vorgesehen sein. Ein Träger mit einem festen und einem wagerecht beweglichen Lager ist kein Bogenträger, auch wenn seine Untergurtform die Bogenform zeigt. Bei den Bogenträgern ist wichtig

die Stützung des Bogenträgers,
die Versteifung des Bogenträgers,
die Zahl der Gelenke im Bogenträger.

a) Die Stützung des Bogenträgers

in den Kämpfern geschient entweder derartig, daß eine Drehung des Bogenendes gegen das stützende Mauerwerk möglich ist, während eine Verschiebung des Bogenendes gegen das Mauerwerk verhindert wird, oder so, daß nicht nur Verschiebung, sondern auch Verdrehung beider Teile gegeneinander nicht möglich ist. Die erstere Anordnung wird erreicht durch Anordnung eines Gelenkes im Kämpfer. Verwendung von Gelenken in den Kämpfern ist die weitaus meist übliche Konstruktion. Die vorstehend an zweiter Stelle angegebene gelenklose Kämpferkonstruktion wird erstrebt, indem man den Bogenträger sich in seiner ganzen Querschnittshöhe gegen das Kämpfermauerwerk setzen läßt; sie ist in Deutschland wenig beliebt wegen der unsichern Berechnung und der großen Zusatzspannungen, die bei Temperaturänderungen auftreten.

b) Die Versteifung des Bogens.

Jeder Belastungsart des Bogens entspricht ein bestimmter Kräftezug als Gleichgewichtslinie; da die Belastung wechselt, muß man den Bogen in den Stand setzen, die bei den verschiedenen Belastungen auftretenden Momente und Querkräfte ohne andere als elastische Formänderung zu ertragen, d. h. man muß den Bogen versteifen. Die Versteifung wird in verschiedener Weise erreicht:

α) Der Bogen wird als steifer, gekrümmter Stab, als steifer Bogen hergestellt: entweder als vollwandiger Bogen, Blechbogen (Abb. 441), oder als Fachwerkbogen mit Gurtungen, Pfosten und Diagonalen. Die Fachwerkbogen zeigen große Mannig-

Abb. 441. Blechbogen. (Wettbewerbentwurf von ZIMMERMANN und KRIESCHE f. die Rheinbrücke b. Mainz 1881.) M. 1 : 1000.

Abb. 442. Fachwerkbogen mit parallelen Gurtungen. (Wettbewerbentwurf von LAUTER, BILFINGER und THIERSCH f. d. Rheinbrücke b. Mainz 1881.) M. 1 : 1000.

Abb. 443. Fachwerkbogen mit sichelförmigen Gurtungen. (Wettbewerbentwurf von FRANTZ, GREVE, H. v. RITGEN f. d. Rheinbrücke b. Mainz 1881.) M. 1 : 1000.

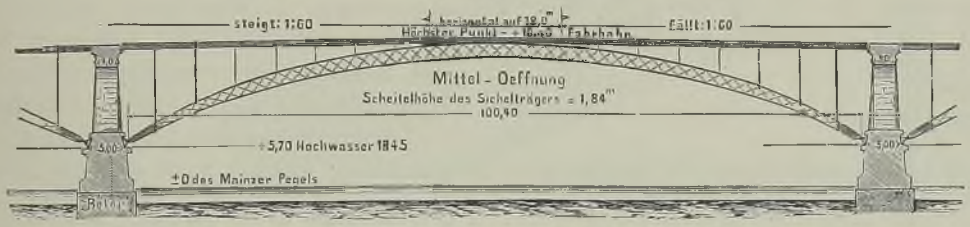
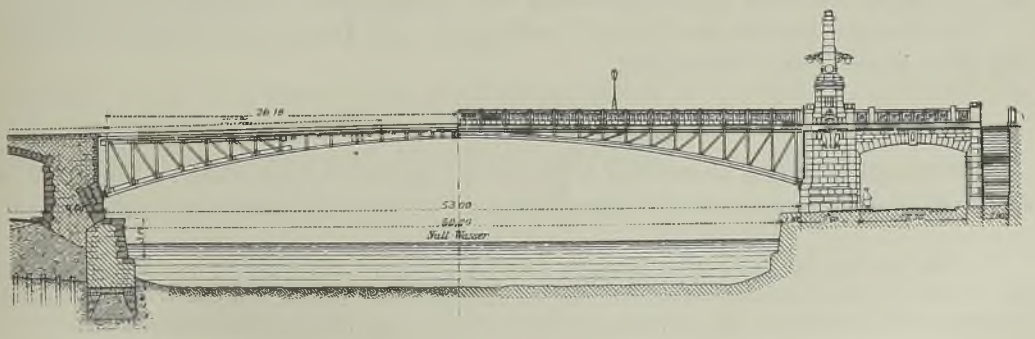


Abb. 444. Fachwerkbogen mit oberer wagerechter und unterer bogenförmiger Gurtung. (Neue Franzensbrücke über den Donaukanal in Wien.) M. 1 : 575.



faltigkeit in der Ausbildung: beide Bogengurtungen können parallellaufend (Abb. 442) oder eine Sichelform bildend (Abb. 443) oder so hergestellt werden, daß die untere Gurtung bogenförmig, die obere wagerecht oder nahezu wagerecht verläuft (Abb. 444)[1].

β) Der eigentliche Bogen wird als bewegliches Stabwerk hergestellt, aber mit einem steifen Balken so verbunden, daß das Stabwerk seine ursprüngliche Form stets beibehalten muß (Abb. 445). Man nennt diese Konstruktion den durch einen Balken versteiften Bogen.

γ) Nicht zu empfehlen sind Konstruktionen, bei denen ein steifer Bogen mit einem steifen Balken oder steifen Fachwerk verbunden wird: die Berechnung wird zu unsicher.

c) Die Zahl der Gelenke.

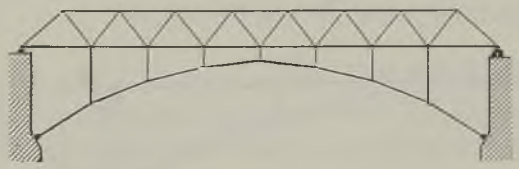
Man stellt die Bogenträger her:

α) als gelenklose Bogen; weder an den Kämpfern noch an anderer Stelle im Bogen ist ein Gelenk. Solche Bogenträger sind dreifach statisch unbestimmt, umständlich zu berechnen, und sehr empfindlich gegen Temperaturänderungen: sie sind in Deutschland wenig beliebt;

β) als Zweigelenkbogen. Die Gelenke liegen an den Kämpfern. Diese Konstruktion ist einfach statisch unbestimmt, gegen Temperaturänderungen ebenfalls empfindlich, aber viel weniger als der gelenklose Bogen. Die Berechnung ist beim heutigen Stande der Theorie eine einfache und ausreichend sichere Arbeit. Heute die weitaus meist ausgeführte Bogenkonstruktion;

γ) als Dreigelenkbogen. An irgendeiner Stelle des Bogens wird ein Gelenk angebracht, gewöhnlich im Scheitel, außer den Kämpfergelenken. Dadurch erhält man eine statisch bestimmte, leicht zu berechnende Konstruktion, die von Temperaturänderungen und kleinen Änderungen der Stützweite (infolge vom Nachgeben der Widerlager) unabhängig ist. Eine sehr beliebte Anordnnng, die aber große Sorgfalt und Überlegung bei der Bearbeitung der durch das Scheitelgelenk bedingten besondern Konstruktionen in der Fahrbahn verlangt;

Abb. 445. Der durch einen Balken versteifte Bogen.



δ) als Viergelenkbogen, eine der Brückenbauanstalt Gustavsburg patentierte Konstruktion; wirklich stellt sich die Anordnung selbsttätig zu einem Dreigelenkbogen ein;

ε) als Eingelenkbogen mit einem Scheitelgelenk — nicht häufig ausgeführt, wenig empfehlenswert.

Die in den Abb. 441 bis 444 vorgeführten Bogen, sowohl die steifen Blechbogen wie die Fachwerkbogen können als gelenklose, wie als Bogen mit zwei Kämpfergelenken und als Bogen mit zwei Kämpfergelenken und Scheitelgelenk ausgeführt werden.

Nachstehend werden nur Zweigelenkbogen und Dreigelenkbogen behandelt; nur diese haben große Bedeutung.

§ 48. Die Blechbogen.

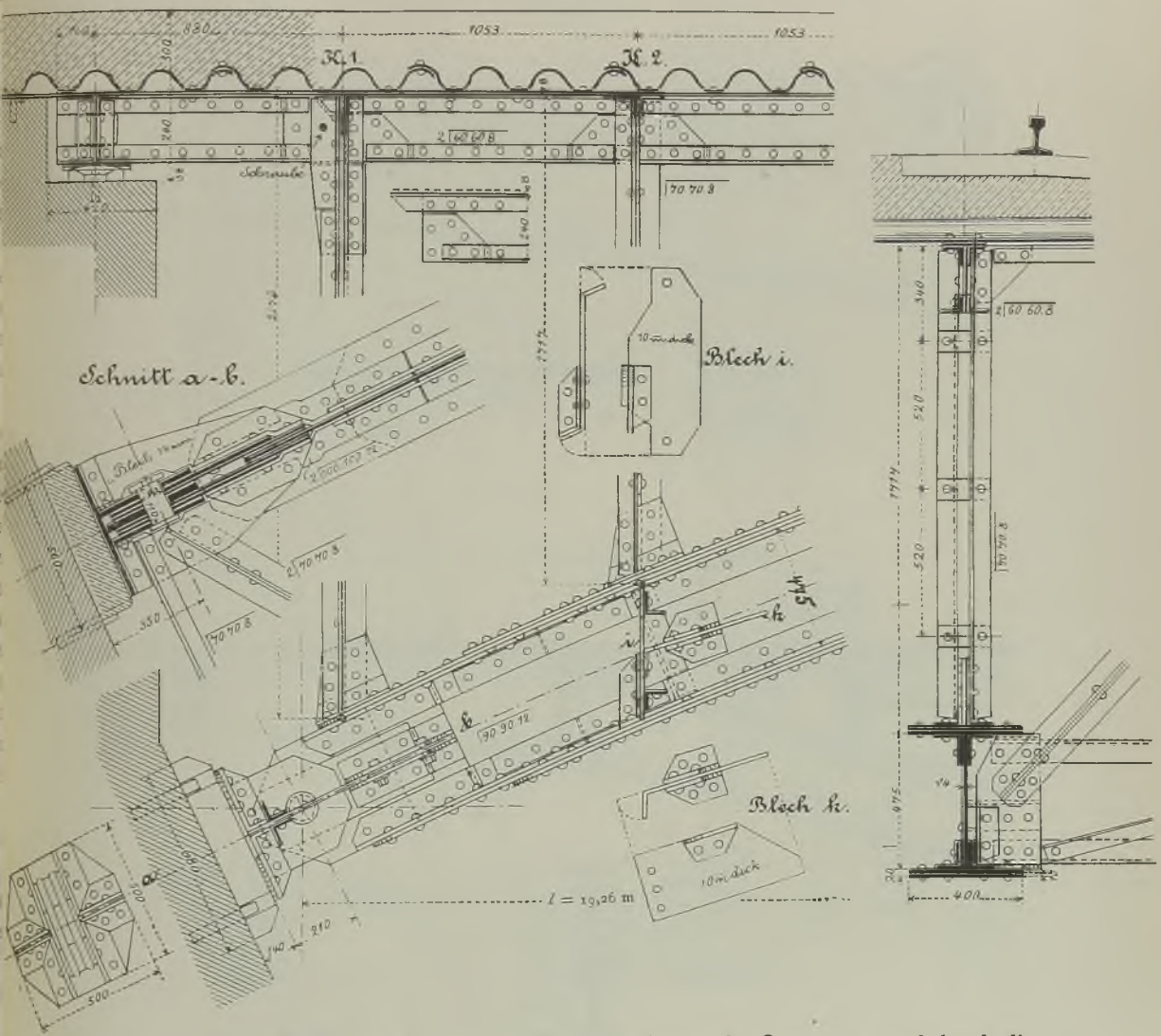
Die Blechbogen sind einwandig oder zweiwandig: bei den einwandigen Bogen ist der Querschnitt wie der eines Blechträgers, hat also eine lotrechte Blechwand und Gurtungen

[1]) Die Abb. 441 bis 444 sind preisgekrönte Entwürfe von dem Wettbewerb um die Straßenbrücke über den Rhein bei Mainz; sie sind entnommen der Besprechung dieses Wettbewerbs durch Geh. Baurat Prof. Landsberg im Zentralbl. der Bauverw. 1881, S. 81. — Abb. 442 gibt die ausgeführte Konstruktion.

aus Winkeleisen und Deckblechen. Die zweiwandigen Bogen haben zwei Blechwände und Gurtungen wie vor. Die Bogen tragen Pfosten, die an der obern Gurtung befestigt werden, oder (bei den zweiwandigen Bogen) zwischen die Wände reichen und mit diesen vernietet werden. Am obern Ende der Pfosten wird ein sog. Streckgurt angeordnet, der die Pfostenenden zusammenhält und auch als Gurtung für den hier erforderlichen

Abb. 446 bis 449. Beispiele ein- und zweiwandiger Bogen.

Abb. 446. Brücke über die Hechtsheimerstraße in Mainz. M. 1 : 25.



Windträger dient. Die obern Enden der Pfosten nehmen die Querträger und durch diese auch die Last der Fahrbahn nebst der Nutzlast auf. In den Querschnittsebenen der Pfosten wird die Querversteifung angeordnet (nach § 45).

Die Höhe des Blechbogens kann gering sein, $\frac{l}{40}$ bis $\frac{l}{80}$, wenn l die Kämpferweite bedeutet. Bei zweiwandigen Blechbogen darf der Abstand beider Wände nicht zu gering sein, sowohl um die Pfosten zwischen die Wände führen zu können, als auch um den Rost beseitigen und den Anstrich erneuern zu können. Bei geringen

Bogenhöhen ist kleinster zulässiger Lichtabstand beider Wände 200 mm, besser 250 mm; ein Abstand von 500 mm genügt auch bei sehr großen Kämpferweiten. Die Pfosten bei einwandigen Bogen erhalten kreuzförmigen Querschnitt aus zwei oder vier Winkeleisen, bei zweiwandigen Bogen I-förmigen Querschnitt, gebildet aus Blech- und Winkeleisen oder ⊏-Eisen, oder Differdinger Walzbalken. — Die Streckgurte werden bei einwandigen Bogen mit T-förmigen, aus Stehblech und Winkeleisen gebildetem Querschnitt

Abb. 447. Brücke über die Hechtsheimerstraße in Mainz. M. 1 : 30.

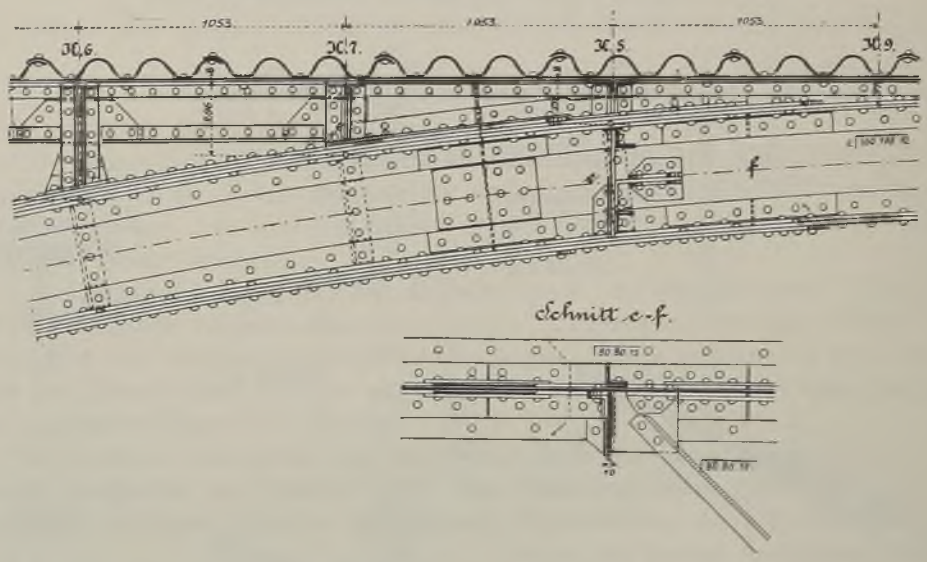
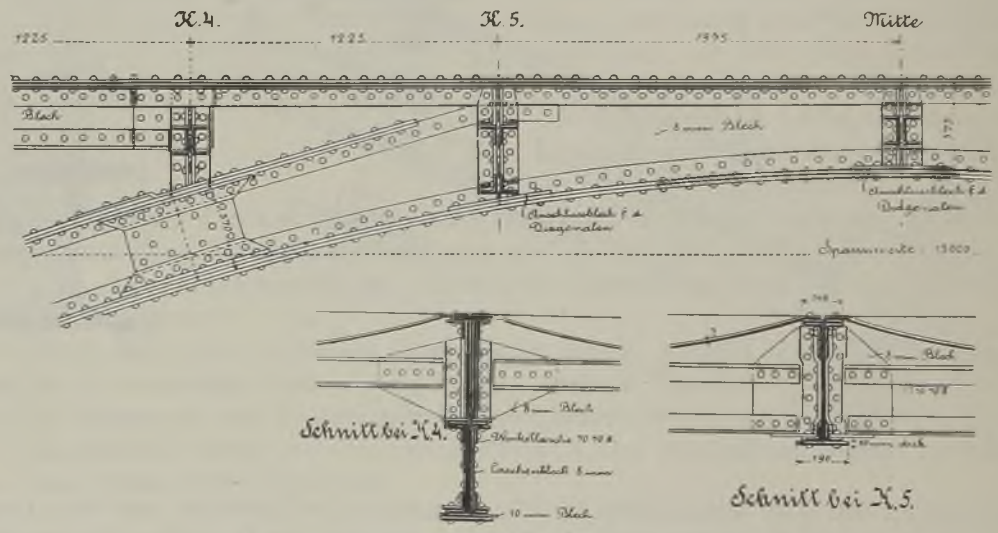


Abb. 448. Sandkrugbrücke in Berlin. M. 1 : 30.



hergestellt, bei zweiwandigen Bogen bestehen sie aus zwei Winkel- oder ⊏-Eisen. Die Verbindung der Pfosten mit dem Bogen und dem Streckgurt wird nach den in § 41 vorgeführten Grundsätzen vorgenommen, vielfach mit Hilfe von Knotenblechen. Schwierig ist die Zusammenführung des Bogens mit dem Streckgurt in der Nähe des Bogenscheitels. Die Abb. 446 bis 449 führen einige Beispiele sowohl für einwandige, wie für zweiwandige Bogen vor.

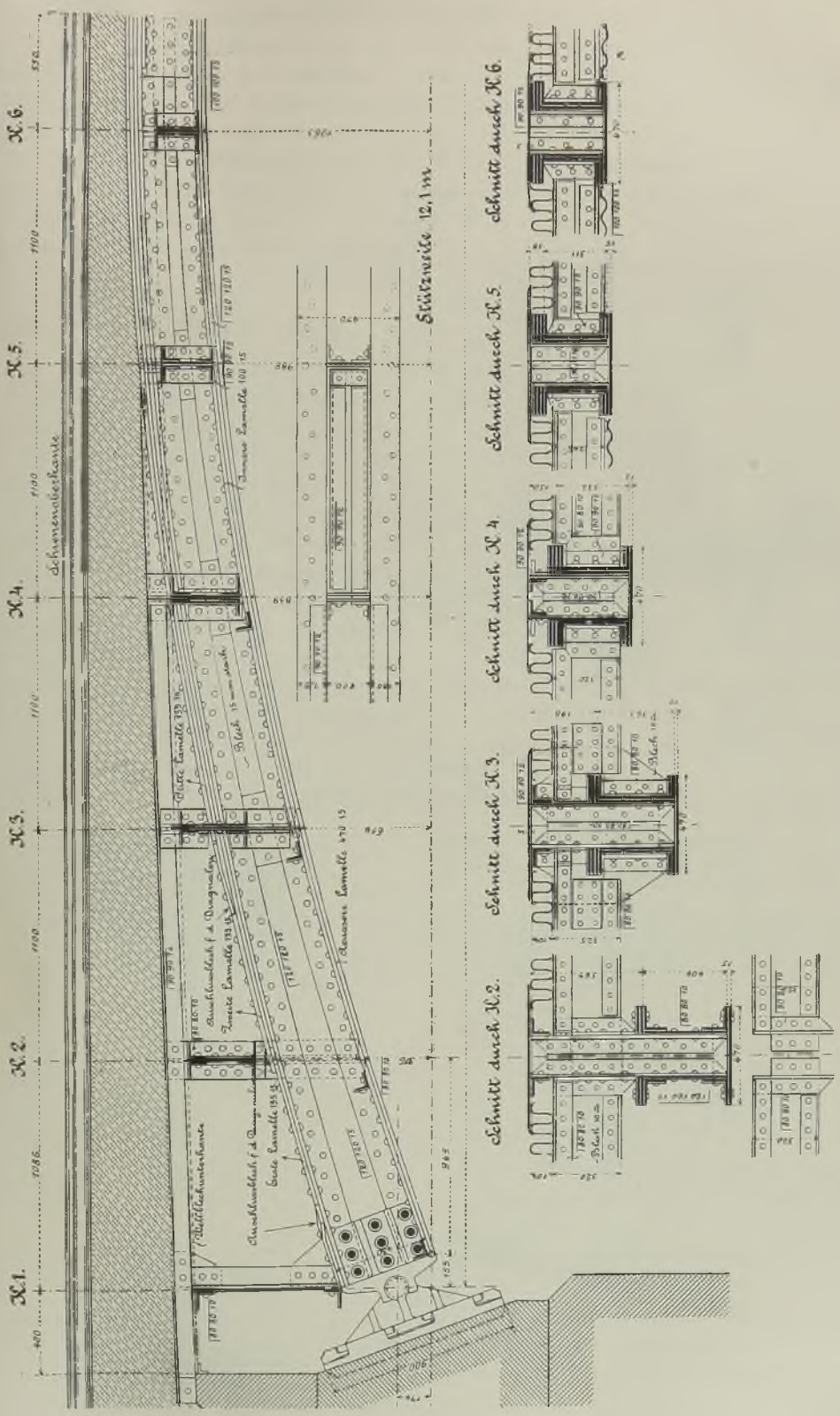
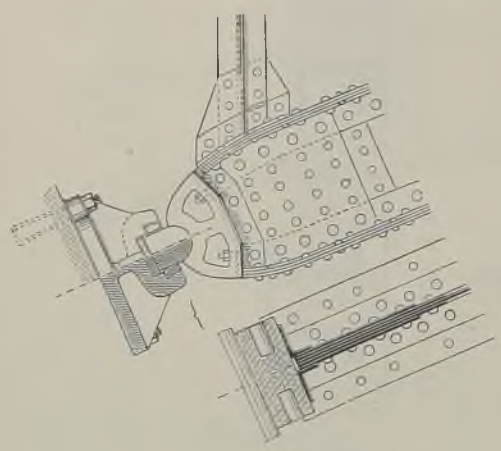


Abb. 449. Unterführung am Bahnhof Straßburg. M. 1:30.

Aussteifung des Bogens. Die Blechwand des Bogens muß an den Stellen, wo die Pfosten ansetzen, sowie an den Kämpfer- und Scheitelgelenken versteift werden. Die Ansatzstellen der Pfosten werden durch lotrechte und radial gestellte, aufgenietete Winkeleisen versteift, unter Umständen bilden die Pfosten selbst die Versteifung (Abb. 446 bis 449). An den Kämpfern und im Scheitel treten bei den Gelenken besonders große Kräfte auf, für deren Aufnahme die Blechwand an diesen Stellen durch aufgelegte Blechtafeln und Winkeleisen, auch wohl Gußstücke verstärkt wird. Abb. 446, 449, 450 führen verschiedene Beispiele für die Art der Aussteifung am Kämpfer vor, die Scheitelgelenke werden entsprechend versteift (Abb. 458 u. 459).

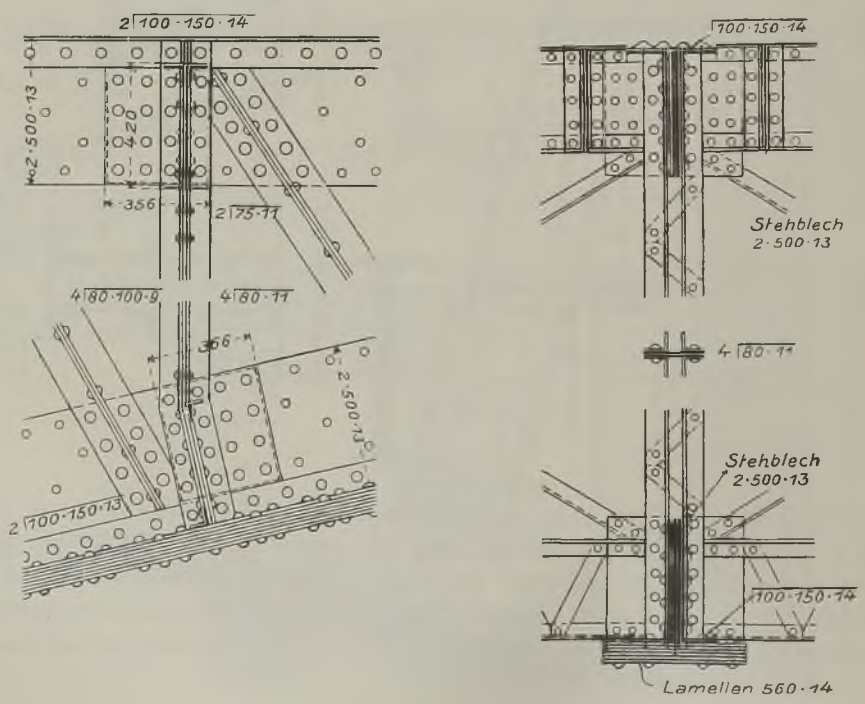
Abb. 450. Aussteifung am Kämpfer.
Von einer Unterführung am Bahnhof Köln.



§ 49. Die Fachwerkbogen.

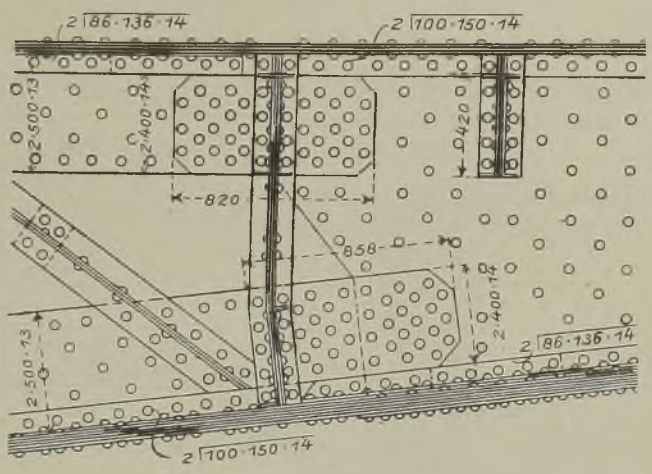
Die Stäbe, aus denen sich die Fachwerkbogen zusammensetzen, erhalten Querschnitte, die denen der Balkenträger (§ 40) entsprechen. Die Stäbe unter der Bogengurtung und der obern Gurtung sind ein- oder zweiwandig. Die einwandigen Gurtstäbe haben T-förmigen, I-förmigen oder kreuzförmigen Querschnitt und werden aus Stehblechen, Winkeleisen und Deckblechen hergestellt. Die Pfosten und Diagonalen werden aus Winkeleisen und Blechen mit kreuzförmigem Querschnitt, oder aus ⊏-Eisen hergestellt. Die Bildung der Knotenpunkte

Abb. 451 u. 452. Gurtstäbe mit T-förmigem Querschnitt.
Von der Franzensbrücke über den Donaukanal in Wien. M. 1 : 30.



erfolgt nach den in § 41 vorgeführten Grundsätzen. Die Abb. 451, 452, 453 u. 455 zeigen Gurtstäbe mit T-förmigem Querschnitt, Abb. 453 führt die Zusammenführung beider Gurtungen nahe dem Scheitel vor, Abb. 454 zeigt Gurtstäbe mit I-förmigem Querschnitt und eine gute Anordnung des Knotenblechs. Bei den zweiwandigen Querschnitten läßt man, wo möglich, die Pfosten und Diagonalen zwischen die beiden Wände reichen, oder zwischen doppelte Knotenbleche, die auf der Bogengurtung mit Hilfe von Winkeleisen befestigt werden.

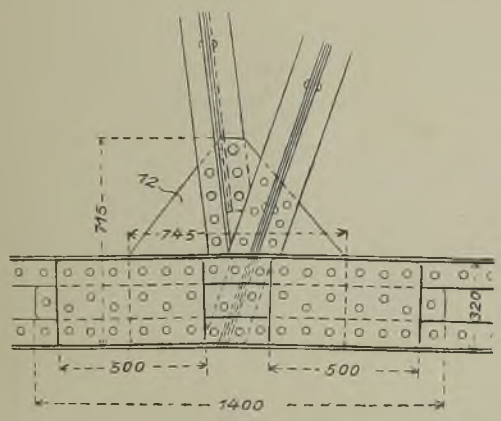
Abb. 453. Zusammenführung beider Gurtungen nahe dem Scheitel. Von der Franzensbrücke über den Donaukanal in Wien. M. 1 : 30.



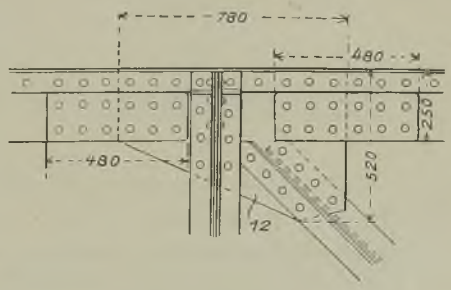
Die Kämpfergelenke können wie die festen Auflager der Balkenbrücken, aber mit geeigneter Auflagerfläche aufgefaßt werden: die Drehung des Bogenendes gegen den fest mit dem Mauerpfeiler verbundenen Unterteil erfolgt um einen Bolzen (Abb. 446, 449), wobei die Ausbildung auch wie bei dem Lager Abb. 425 u. 427 vorgenommen werden kann, oder um ein halbzylindrisch begrenztes Stahlstück (Abb. 450). Damit die Drehung wirklich eintrete, empfiehlt es sich, die Gelenke als Wälzgelenke herzustellen, d. h. als solche, bei denen der eine Teil auf dem andern abrollt. Es genügt für diesen Zweck, daß der Halbmesser des konkaven Teiles, der rollen soll, etwas größer ist, als derjenige des konvexen, festliegenden Teiles.

Abb. 454 u. 455. Gurtstäbe mit I-förmigem Querschnitt. Von einer Straßenbrücke über die Sill.

Bogengurt.



Streckgurt.



Für zylindrische Wälzlager hat Geh. Baurat Prof. LANDSBERG in dem Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, Bd. II, Brückenbau, in dem Kap. XIV: Konstruktion der eisernen Bogenbrücken, für die Halbmesser folgende Formel entwickelt. Es bedeute: R den Halbmesser der konkaven Zylinderfläche, r den der konvexen Zylinderfläche, P den größtmöglichen Druck auf das Gelenk, l die Länge der gedrückten Zylinderfläche,

E den Elastizitätskoeffizient, k die zulässige Inanspruchnahme auf Druck, alles bezogen auf kg und cm, endlich sei $\alpha = \frac{R}{r}$, so erhält man:

$$r = \frac{3}{4} \cdot \frac{P}{l \cdot k} \sqrt{\frac{E}{2k} \cdot \frac{\alpha - 1}{\alpha(\alpha + 1)}}.$$

Für

$$\alpha = 1{,}1; \qquad 1{,}2; \qquad 1{,}3,$$

ist

$$\frac{\alpha - 1}{\alpha(\alpha + 1)} = 0{,}043; \qquad 0{,}076; \qquad 0{,}1.$$

Abb. 456. Scheitelgelenk der Brücke der Anhalter Bahn über den Landwehrkanal. M. 1 : 25.

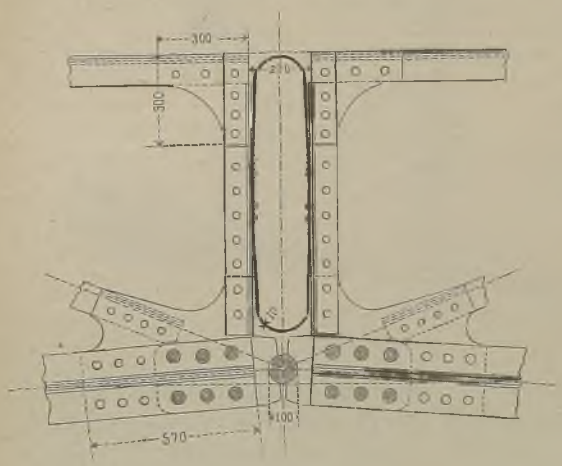
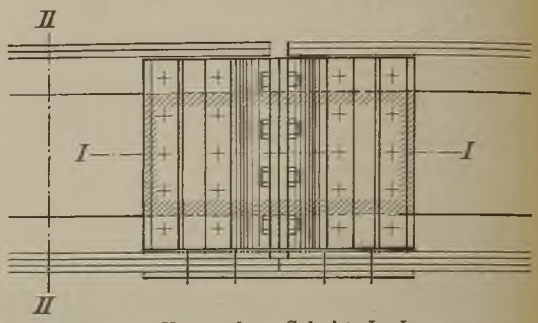


Abb. 457. Scheitelgelenk bei den Bogenbrücken der Berliner Stadtbahn. (Schematisch).

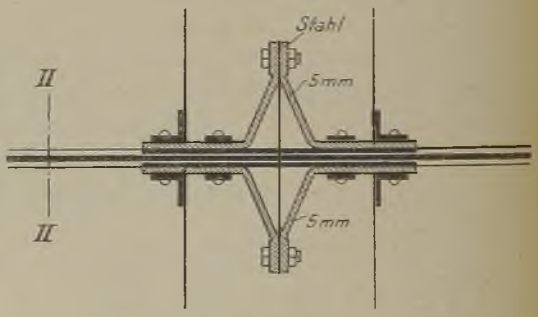
Grundriß.

Ansicht.

Abb. 458. Scheitelgelenk der Bogenbrücken der Berliner Stadtbahn. Ansicht.



Wagerechter Schnitt $I-I$.



Querschnitt nach $II-II$.

Beispiel: Sei

$$P = 60000 \text{ kg}, \qquad l = 30 \text{ cm},$$
$$\frac{P}{l} = 2000 \text{ kg/cm}, \qquad E = 2000000 \text{ kg/qcm},$$
$$k = 1500 \text{ kg/qcm}, \qquad \alpha = 1{,}2,$$

so wird

$$r = \frac{3}{4} \cdot \frac{2000}{1500} \sqrt{\frac{2000000}{2 \cdot 1500} \cdot 0{,}076} = 6 \text{ cm}, \qquad R = \alpha \cdot r = 1{,}2\, r = 7{,}2 \text{ cm}.$$

Mit

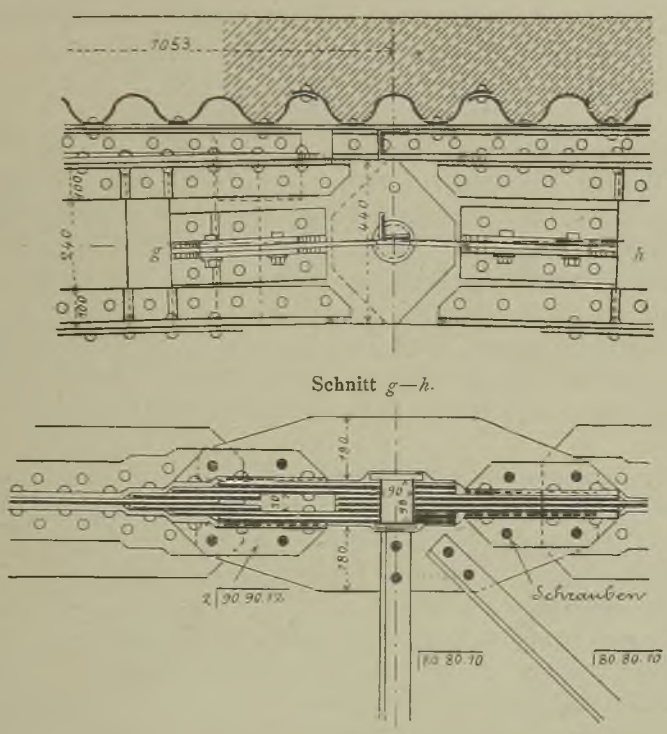
$$k = 1000 \text{ kg/cm}^2; \quad l = 40 \text{ cm}; \qquad \frac{P}{l} = 1500 \text{ kg/cm}; \qquad \alpha = 1{,}2,$$

wird

$$r = \frac{3}{4} \cdot \frac{1500}{1000} \sqrt{\frac{2\,000\,000}{2 \cdot 1000}} \cdot 0{,}076 = 9{,}6 \text{ cm}, \qquad R = 1{,}2 \cdot 9{,}6 = 11{,}5 \text{ cm}.$$

Die Scheitelgelenke. Bei den Scheitelgelenken ist zu beachten, daß die schiefen im Scheitel wirkenden Kräfte, sowohl wagerechte, wie lotrechte Seitenkräfte haben. Die wagerechten Seitenkräfte können stets leicht übertragen werden; für die lotrechten

Abb. 459. Scheitelgelenk von Gerber. Brücke über die Hechtsheimerstraße in Mainz. M. 1 : 20.



Seitenkräfte ist besondere Vorsorge zu treffen. Einige gute Konstruktionen sind in den Abb. 456 bis 459 vorgeführt: Abb. 456 hat als Gelenk einen Zapfen; die lotrechte Seitenkraft wird durch eine 150 mm breite Feder aus 10 mm starkem Stahl übertragen, die oberhalb des Zapfens zwischen beide Bogenhälften genietet ist. Die Feder setzt der Drehung der Bogenhälften um die Kämpfergelenke nur geringen Widerstand entgegen; sie wurde angebracht, nachdem die Brücke bereits durch das Eigengewicht belastet war.

Die Konstruktion der Abb. 457 ist bei den Bogenbrücken der Berliner Stadtbahn und den weitgespannten Bahnhallen der neuern Zeit mit gutem Erfolg für die Scheitelgelenke angewendet. Die beiden Hälften des Bogens berühren einander am Scheitel nur in den beiden Lamellen der untern Querschnittsgurtung; die Berührung ist durch eine untergenietete Blechtafel gesichert (Abb. 457, Ansicht); damit aber trotz dieser Platte Beweglichkeit erhalten bleibe, dürfen die Verbindungsniete nicht zu nahe an der Berührungsstelle der beiden Platten liegen, etwa 20 bis 25 cm von derselben. Die untern

Gurtungsplatten müssen an der Berührungsstelle, die als Gelenk wirkt, vor Kopf sauber bearbeitet werden. Die lotrechte Seitenkraft der Gelenkkraft kann durch das Gelenk übertragen werden. Für diese sind vier Stahlfedern angeordnet (im wagerechten Schnitt I—I der Abb. 458 schraffiert), die winkelförmig gestaltet je einerseits mit den Bogenhälften vernietet, andererseits miteinander verschraubt sind. Die Queransicht der Federn ist trapezförmig; sie übertragen die lotrechte Seitenkraft gut und hindern die Beweglichkeit wenig. Die ganze Anordnung ist in Abb. 457 schematisch, in Abb. 458 in Ansicht, Grundriß und Querschnitt dargestellt.

Ein gutes Scheitelgelenk ist auch möglich in der Weise der Bildung des Kämpfergelenks der Abb. 446; dasselbe ist in Abb. 459 vorgeführt. Zur seitlichen Aussteifung gegen Kräfte, die winkelrecht zur Trägerebene wirken, sind wagerechte Versteifungsbleche angebracht, die die Beweglichkeit nur wenig hindern: sie nehmen auch die Querversteifung und den Windverband auf.

§ 50. Kostenüberschläge.

Die nachstehenden Angaben gelten für deutsche Verhältnisse aus der Vorkriegszeit Während des Weltkriegs, insbesondere nach diesem haben sich die wirtschaftlichen Verhältnisse in Deutschland derart grundstürzend geändert, daß diese Kostenangaben naturgemäß nur bedingten Wert haben. Es ist auch nicht möglich, die jetzigen Baukosten aus den vorkriegszeitlichen in der Weise zu ermitteln, daß letztere mit einem gewissen Faktor vervielfacht werden, weil sich die Arbeitslöhne und die Preise für die wichtigsten Baustoffe noch dauernd so stark gegeneinander verschieben, daß die Aufstellung gewisser Richtlinien für die Kostenermittlung unmöglich wird. Erst wenn wieder stetige wirtschaftliche Verhältnisse eingetreten sein werden, wird es möglich sein, neue Kostenangaben zu machen.

1. Durchlässe und gewölbte Brücken.

a) Durchlässe. Länge beträgt L Meter. Zwei Stirnen (Häupter).

α) Aus Ziegeln, $\frac{1}{2}$Stein stark, ellipsenförmig gewölbt, 0,5 m Lichtweite, 0,6 m Lichthöhe, Häupter aus Ziegeln. Kosten des ganzen Durchlasses: $K = (60 + 13\,L)$ Mark

β) Aus Bruchsteinen, 0,5 m weit, 0,6 m hoch, 0,5 m tiefes Fundament, 0,3 m starke Seitenmauern, mit Platten abgedeckt. Kosten des Durchlasses: $K = (46 + 29\,L)$ Mark

γ) Aus Zementröhren, 0,5 m weit mit Häuptern aus Backsteinmauerwerk: $K = (60 + 17\,L)$ Mark

b) Gewölbte Brücken: Fundamente 1,0 m tief, Mauer- und Flügelstärken 0,3 der Höhe, mit $1\frac{1}{2}$fach geböschten Flügeln. Es bedeutet:

W die Lichtweite, L die Länge der Brücke, H die lichte Höhe bis zum Gewölbescheitel in Metern.

α) Ganze Brücke aus Ziegeln, Stirnen und Flügel mit Sandsteinplatten bedeckt:

$$K = 22{,}5\,(H + 0{,}1\,W)\,(H + 0{,}1\,W + 1)\,(H + 0{,}1\,W + 2) + 13\,L\,[6\,H(H + 1) + W^2] \text{ Mark.}$$

β) Brücke aus Bruchsteinmauerwerk, Gewölbe aus Sandstein, sonst wie α:

$$K = 20\,(H + 0{,}1\,W)\,(H + 0{,}1\,W + 1)\,(H + 0{,}1\,W + 2) + 13\,L\,[H(H + 1) + W^2] \text{ Mark.}$$

γ) Gewölbte eingleisige Eisenbahnbrücke, Ziegel, 4,0 m lang, 6 m Lichthöhe bis Scheitel, 7,5 Lichtweite, verlorene Widerlager: $K = 5\,400$ Mark.

δ) Gewölbste eingleisige Eisenbahnbrücke, 10 m Lichtweite, 5,5 m Lichthöhe, 2 m Gewölbe-Pfeil, 5,5 m Länge zwischen Stirnen, Gewölbe aus Ziegel, übriges Mauerwerk Bruchstein $K = 6\,500$ Mark.

ε) Dieselbe Brücke, aber als zweigleisige Eisenbahnbrücke $K = 9\,800$ Mark.

ζ) Gewölbte Wegbrücke mit drei Öffnungen über Eisenbahneinschnitt, 8 m Lichtweite jeder Öffnung, 10 m lichter Höhe, 5 m Länge zwischen den Stirnen $K = 15700$ Mark.

2. **Hölzerne Überbauten** (W bedeutet die Lichtweite in Metern).

a) Kosten des hölzernen Überbaues einschließlich der Fahrbahn für Straßenbrücken, 5 m Brückenbreite. Kosten für 1 m der Lichtweite:

Bei billiger Fahrbahn (einfacher, 8 cm starker, eichener Belag, mit 20 cm starkem Schotter) $K = (5\,W + 150)$ Mark,

bei teurer Fahrbahn (doppelter, je 8 cm starker, eichener Bohlenbelag, bzw. einfacher, 8 cm starker, eichener Bohlenbelag und 13 cm starkes Holzpflaster) $K = (5\,W + 220)$ Mark,

b) Dasselbe für eingleisige Eisenbahnbrücken:

Für 1 Meter eingleisigen Überbaues $K = (12\,W + 150)$ Mark,

Die Pfeiler- und Widerlagerkosten sind in vorstehenden Angaben nicht enthalten.

3. **Eiserne Überbauten** (W bedeutet die Stützweite in Metern).

a Kosten des eisernen Überbaues einschließlich der Fahrbahn bei Straßenbrücken.

α) Bei leichten Brücken (leichte zweispännige Fuhrwerke, leichte Fahrbahn) bei 5 m Breite: Kosten für ein laufendes Meter Stützweite $K = (8\,W + 200)$ Mark,

β) bei schweren Brücken (für schwere zweispännige Fuhrwerke, schwere Fahrbahn) bei 5 m Breite für ein laufendes Meter Stützweite $K = (10\,W + 400)$ Mark.

b) Kosten des eisernen Überbaues einschließlich der Fahrbahn bei eingleisigen Eisenbahnbrücken.

α) Bei leichten Brücken $K = (8\,W + 130)$ Mark
β) Bei schweren Brücken $K = (10\,W + 200)$ Mark } f. d. lfd. m Stützweite ($= W$).

4. **Landpfeiler für Holz- bzw. Eisenüberbau.** Zwei Landpfeiler mit vier Flügeln, $1\frac{1}{2}$facher Böschung, abgedeckt mit Sandsteinplatten.

Kosten der beiden Pfeiler: $K_1 = 0{,}6\ x \cdot H \cdot (H + 1)\,L$ Mark;

Kosten der vier Flügel: $K_2 = 0{,}45\,x \cdot H \cdot (H + 1)\,H + 2)$ Mark.

Darin bedeutet: x die Kosten für 1 cbm Mauerwerk; für Ziegelmauerwerk 25 Mark, für Bruchsteinmauerwerk 22 Mark, für mit Quadern verblendetes Ziegel- und Bruchsteinmauerwerk 35 Mark. H = Höhe zwischen Weg- und Schienenoberkante, W = Stützweite der Träger, L = Länge (Weg oder Eisenbahnbreite) der Brücke, alles in Metern.

Vorstehende Angaben sind aus: G. Osthoff, Kostenberechnungen für Ingenieurbauten, 5. Aufl., bearbeitet von E. Jastrzemski, Leipzig, 1902, S. 520 bis 577.

Einige Literaturangaben über eiserne Brücken:

L. Vianello: Der Eisenbau, Handbuch für den Brückenbau u. d. Eisenkonstruktion, München u. Berlin, 1905. — K. Bernhard: Der Brückenbau. Bd. I: Eiserne Brücken. Berlin, Verlag der Deutschen Bauzeitung. — G. Schaper: Eiserne Brücken, ein Lehr- und Nachschlagebuch für Studierende und Konstrukteure. Berlin, 5. Aufl. in Vorbereitung. — K. Brabandt: Der vollwandige Zweigelenkbogen. Berlin 1910. — J. Schwengler, Eisenbahnbalkenbrücken, ihre Konstruktion u. Berechnnng, nebst 6 zahlenmäßig durchgeführten Beispielen. Berlin 1912. — G. Barkhausen u. R. Otzen: Zahlenbeispiele zur stat. Berechnung von Brücken u. Dächern, Berlin 1909. — L. Geusen: Die Eisenkonstruktion, ein Lehrbuch für Schule u. Zeichentisch zum Gebrauch beim Entwerfen u. Berechnen eiserner Bauwerke. Berlin 1921. — R. Schönhöfer: Die wirtschaftlich günstigste Anordnung einer Brückenanlage. Braunschweig 1916. — Berichte des Deutschen Ausschusses für Versuche im Eisenbau, herausgegeben vom Deutschen Eisenbauverband Berlin. — J. Hoch: Neue ausgeführte Eisenkonstruktionen, Sammlung von Eisenbauausführungen erster Firmen. Berlin 1904. — A. Kollmar: Auflager und Gelenke; die Spannungsverteilung und Wirkungsweise von Flächenlagern, Bleigelenken, Kipplagern und

Wälzgelenken. Berlin 1919. — O. KOMMERELL: Tafeln für Eisenbahnbrücken aus einbetonierten Walzträgern. Berlin 1911. — Derselbe, Tafeln für Straßenbogenbrücken aus einbetonierten Walzträgern. Berlin 1912. — F. DIRKSEN-G. SCHAPER: Hilfswerte für das Entwerfen und die Berechnung von Brücken mit eisernem Überbau. 4. Aufl. Berlin 1913. — TH. GESTESCHI: Der wirtschaftliche Wettbewerb von Eisen u. Eisenbeton im Brückenbau. Berlin 1918. — K. BERNHARD: Die Überbrückung des Haveltales durch die Döberitzer Heerstraße. Berlin 1911. — G. SCHAPER: Die zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Rhein unterhalb Duisburg-Ruhrort. Berlin 1912. — TH. LANDSBERG: Wettbewerb für zwei feste Straßenbrücken über die Fulda in Kassel. Berlin 1907. — MERLIN: Die Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Oberhafen in Hamburg. Berlin 1907.

Einzelaufsätze aus Zeitschriften: KAYSER: Knickfestigkeit d. Druckgurte offener Brücken; Zentralblatt d. Bauverw. 1909. — ZIMMERMANN: Knickfestigkeit d. Druckgurte offener Brücken; Zentralbl. d. Bauverw. 1909. — SCHAPER: Eigengewichte von einfachen Balkenträgern u. Bogenträgern mit Zugband; Zentralblatt d. Bauverw. 1912. — BERNHARD: Die Stubenrauchbrücke über die Oberspree. Ztschr. d. Vereins dtsch. Ingenieure 1908. — Ders.: Die Treskowbrücke bei Oberschöneweide. Ztschr. d. Vereins dtsch. Ing. 1905. — KOMMERELL: Einfluß der Fliehkräfte auf Eisenbahnbrücken. Zentralbl. d. Bauverw. 1922. — Ders.: Neuer Lastenzug für neue u. zu verstärkende Brücken. Zentralbl. d. Bauverw. 1922, — ZIMMERMANN: Die Knickfestigkeit vollwandiger Stäbe in neuer einheitlicher Darstellung. Zentralbl. d. Bauverw. 1922. — DIRKSEN: Der Brückenbau in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Ztschr. d. Ver. dtsch. Ing. 1908. — TECKLENBURG: Umbau der Eisenbahnbrücke über die Lahn bei Oberlahnstein. Ztschr. für Bauwesen 1910. — DIETZ: Auswechslung der eisernen Überbauten der Bahnbrücke über die Elbe, Strecke Berlin—Magdeburg. Ztschr. d. Vereins dtsch. Ing. 1908.

IX. Kapitel.

Wasserversorgung und Entwässerung der Städte.

Bearbeitet [1]) von

Adolf Braubach,

Stadtbaudirektor in Gießen.

(Mit 317 Abbildungen.)

A. Die atmosphärischen Niederschläge.

§ 1. Das Regenwasser. Regenhöhe.

Die atmosphärische Luft enthält stets Wasserdampf und ihr Gehalt an diesem ist von der Temperatur abhängig. So vermag die Luft z. B. bei einem Barometerstand von 760 mm und 10° Celsius, 9,14 g Wasserdampf in 1 cbm, dagegen bei 30° Celsius 31,51 g in 1 cbm aufzunehmen. Hieraus ist zu erkennen, daß, wenn mit Wasserdampf gesättigte Luft erwärmt wird, sie neuen Dampf aufnehmen kann, diesen aber bei ihrer Abkühlung wieder ausscheiden muß.

Die Ausscheidung des Wassers aus der Luft findet in Form von Tau, Reif, Nebel, Wolken, Regen, Schnee und Hagel statt. Dabei ist das Regenwasser nie chemisch rein, sondern enthält stets Teile derjenigen Gase, aus denen die Luft zusammengesetzt ist, besonders Sauerstoff und Stickstoff, in geringern Mengen Kohlensäure und kohlensaures Ammoniak, auch verschiedene feste Körper in gelöster Form. Beimischung unlöslicher Körper, wie Staubteilchen u. dgl., verursacht die Trübung des Regenwassers.

Die Wassermenge, die durch die atmosphärischen Niederschläge, besonders durch Regen und Schnee, in einer gewissen Zeit auf die Erdoberfläche niederfällt, wird durch die Regenhöhe angegeben, d. h. durch die Höhe einer Wasserschicht, die von dem Regen, Schnee usw. auf einer horizontalen Bodenfläche gebildet würde, wenn weder durch Abfluß, noch durch Versickerung und Verdunstung eine Verringerung stattfände. Dabei denkt man sich sämtliche Niederschläge, weil deren Dichtigkeit, besonders diejenige des Schnees, sehr veränderlich ist, in Regen verwandelt.

[1]) Unter Benutzung der für eingehendere Studien sehr empfehlenswerten Werke: »Handbuch der Ingenieurwissenschaften« III. Teil, Bd. I, Kap. I, von Geh. Baurat P. Gerhard. — Bd. III: »Die Wasserversorgung der Städte«, von Dr. ing. O. Smreker. — »Der städtische Tiefbau«, Bd. II, »Die Wasserversorgung der Städte«, von Professor Dr. ing. R. Weyrauch. — »Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften« III. Teil, Bd. IV: »Die Entwässerung der Städte«, von Professor Geh. Baurat A. Frühling.

Zur Bestimmung der Niederschlagshöhe wird der Schnee geschmolzen, wobei das Verhältnis der Schneehöhe zur Höhe der beim Schmelzen entstehenden Wasserschicht sich als sehr verschieden darstellt. Man gebraucht deshalb die Bezeichnung spezifische Schneetiefe; hierunter versteht man diejenige Höhe einer Schneeschicht, die eine 1 mm hohe Wasserschicht beim Schmelzen liefert. Die spezifische Schneetiefe schwankt zwischen 6,6 und 34 mm, wobei die erstere Zahl für den bei Tauwetter mit vielem Wasser durchsetzten Schnee, die letztere dagegen für die bei starkem Frost, der gegen Druck widerstandsfähigen Schneekristalle wegen, lockerer liegenden Schneemassen gilt. Als Mittelwerte haben sich 16 mm ergeben. Zur Beurteilung der Dichtigkeit des Schnees und zu unmittelbarer Berechnung des in fester Form auf der Erdoberfläche befindlichen Wasservorrats eignet sich besser als die spezifische Schneetiefe die Angabe der Höhe der Wasserschicht, die von 1 cm Schneehöhe geliefert wird; wobei als Anhalt dienen möge, daß 10 mm frischer Schnee etwa 0,8 mm Wasserhöhe entsprechen.

§ 2. Regenmesser.

Die zur Messung der Regenhöhen dienenden Instrumente heißen Regenmesser und bestehen in der Regel aus drei Teilen: dem Auffanggefäß, dem Sammelgefäß und dem Meßglas. Das Auffanggefäß hat trichterähnliche Form; seine offene Auffangfläche ist

Abb. 1. Regenmesser, System HELLMANN.

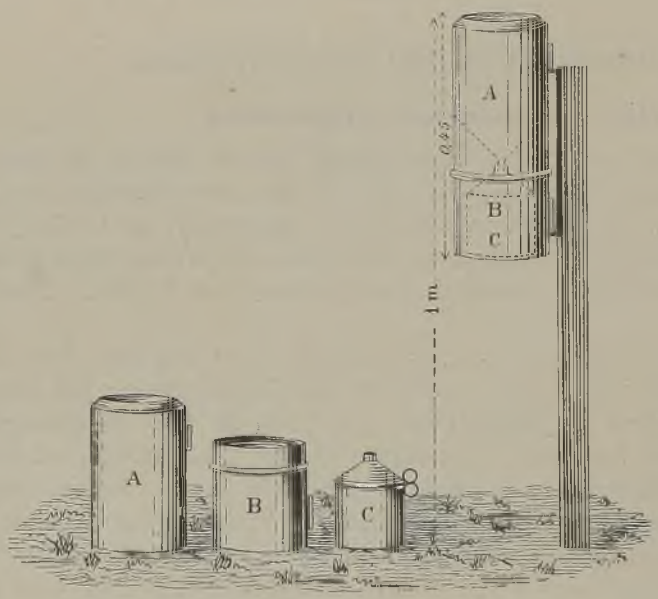
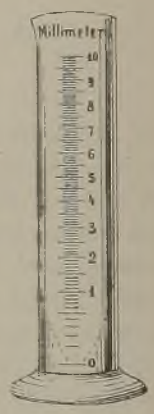


Abb. 2. Meßglas.



meistens rund und auf ein abgerundetes Maß von 200 bis 2000 qcm genau bemessen. In dem Sammelgefäß vereinigen sich die Regenmengen, werden zu gewissen Zeiten abgelassen und mit dem Meßglas gemessen.

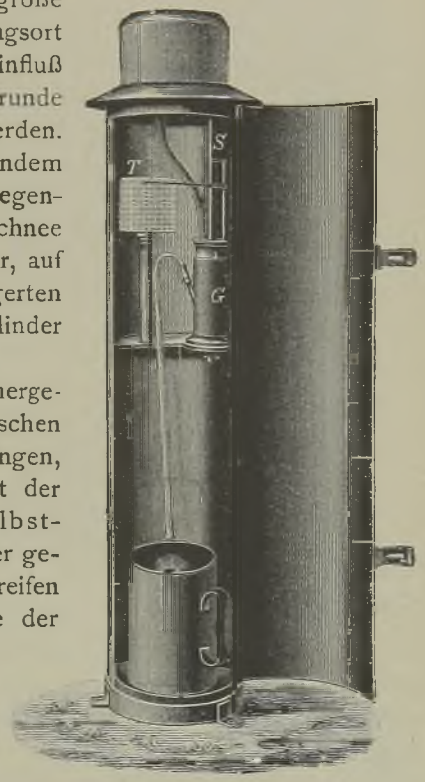
Der am meisten gebräuchliche Regenmesser ist der in Abb. 1 [1]) dargestellte Regenmesser von HELLMANN. Er besteht aus einem zweiteiligen weißgestrichenen Zylinder aus Zinkblech. Der obere Teil *A* ist innen mit einem trichterförmigen Boden versehen und bildet das eigentliche Auffanggefäß. Die 200 qcm große Auffangfläche selbst wird durch einen scharfkantig abgedrehten und kegelförmig ausgebildeten Messingring von

[1]) Die Abb. 1 bis 4 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1911, III. Teil, Bd. I, Kap. I: »Regen, Grundwasser, Quellen und stehende Gewässer«, entnommen.

159,6 mm Durchmesser begrenzt. Der untere Teil *B* dient als Behälter für die Sammelflasche *C*. Diese wird zwischen Führungsstäbchen auf drei untergesetzten Korken derartig eingestellt, daß eine 3 cm starke Luftschicht das Sammelgefäß vor direkter Bestrahlung durch die Sonne und damit das Wasser vor Verdunstung schützt, was außerdem auch noch durch die enge Öffnung des Auffangtrichters erreicht wird. Zur Bestimmung der Regenmenge entleert man das Sammelgefäß in das in Abb. 2 dargestellte Meßglas. Die Einteilung des Glases ist so getroffen, daß die Regenhöhe in mm ohne weiteres abgelesen werden kann.

Für die Aufstellung des Regenmessers ist ein Ort zu wählen, an dem der Niederschlag, selbst wenn er bei starkem Winde sehr schräg fällt, doch von überall her freien Zutritt zu dem Auffanggefäß hat. Es müssen also Gebäude, Mauern, Bäume usw. ebenso weit von ihm entfernt sein, wie sie selbst hoch sind. Aber auch große freie Flächen bieten keinen zweckmäßigen Aufstellungsort dar, weil daselbst der Regenmesser dem störenden Einfluß des Windes zu sehr ausgesetzt ist; aus demselben Grunde darf der Regenmesser nicht zu hoch aufgestellt werden.

Abb. 3. Regenschreiber von G. Hellmann und R. Füsz.



Aufgefangene Schneemassen werden gemessen, indem man den mit einem Deckel zu verschließenden Regenmesser in einen erwärmten Raum setzt und dort den Schnee zum Schmelzen bringt. Zur Nachprüfung kann aus der, auf einem an geeigneter Stelle ausgelegten Brett abgelagerten Schneeschicht mit dem Auffanggefäß ein Schneezylinder ausgestochen, geschmolzen und gemessen werden.

Die nach der oben besprochenen Anordnung hergestellten Regenmesser vermögen jedoch nur die zwischen zwei Beobachtungszeiten gefallenen Niederschlagsmengen, nicht aber die Dauer und die wechselnde Dichtigkeit der einzelnen Regenfälle anzugeben. Hierzu dienen die selbstzeichnenden Regenmesser, auch Regenschreiber genannt, bei denen ein Schreibstift auf einem Papierstreifen durch Quer- und Längslinien die Dauer und Stärke der einzelnen Regenfälle bezeichnet.

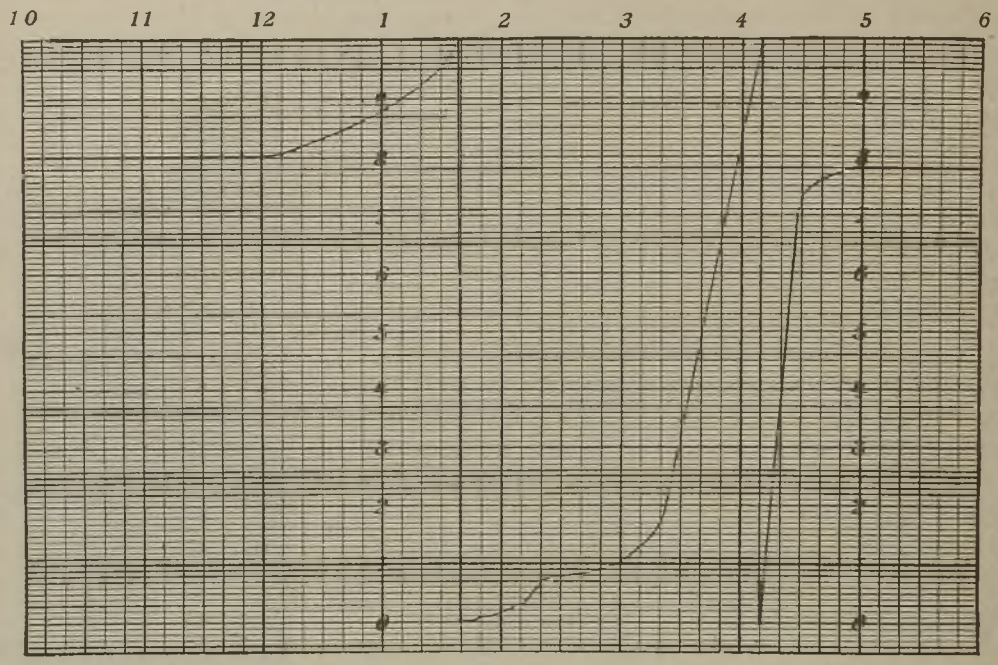
Ein derartiger von G. Hellmann und R. Füsz hergestellter Regenschreiber ist in Abb. 3 dargestellt. Das Auffanggefäß ist dasselbe wie bei dem in Abb. 1 vorgegeführten Regenmesser. Das Regenwasser fließt durch ein gebogenes Metallrohr in das zylindrische Gefäß *G*. In diesem befindet sich ein Schwimmer, an dessen Achse *S* ein Hebelarm mit der Schreibfeder befestigt ist. Hierdurch wird die Bewegung des Schwimmers auf den Papierstreifen der Trommel *T* übertragen, die durch ein Uhrwerk in 24 Stunden einmal um sich selbst gedreht wird.

Das Papier der Trommel ist, wie Abb. 4 zeigt, durch senkrechte Linien in Zeitabschnitte von 10 Minuten geteilt und durch wagerechte Linien in Entfernungen, die einer Regenmenge von 0,1 mm entsprechen. Bei einer bestimmten Wassermenge von etwa 6 cm Höhe im Gefäß *G* steht der Schreibstift auf der Nullinie. Ist das Gefäß mit 200 ccm Wasser über der Anfangsstellung gefüllt, d. h. sind 10 mm Regenhöhe gefallen, so steht der Schreibstift auf der 10 mm Linie. Dann entleert sich das Gefäß *G* plötzlich durch einen Glasheber in eine am Boden stehende Sammelkanne, der Schreibstift geht

in einer senkrechten Linie auf die Nullstellung herunter und die Aufschreibung beginnt von neuem; dabei ein Regendiagramm ähnlich wie in Abb. 4 darstellend. Bei eintretendem Frost muß, da die Messung von Schnee ausgeschlossen ist, der Regenschreiber außer Betrieb gesetzt werden.

Die wirklich auf den Erdboden gelangende Niederschlagsmenge ist jedoch größer als die Regenmesser sie angeben, weil in diesen nicht alle Feuchtigkeit angesammelt werden kann und insbesondere der Tau verloren geht. Die wirkliche Niederschlagsmenge ist deshalb nach TOLKMITT um 20 bis 25 % größer als die gemessene Regenhöhe.

Abb. 4. Regendiagramm nach G. HELLMANN und R. FÜSZ.



§ 3. Die Regenmengen.

Da das Fallen der Niederschläge einem steten Wechsel unterliegt und ihre Dichtigkeit eine sehr verschiedene ist, so sind die Regenmengen der einzelnen Tage, Monate und Jahre fortwährenden Schwankungen unterworfen. Die Sommermonate bringen mehr Regen als die Wintermonate, und regenreiche Jahre wechseln mit regenarmen ab. Es wurden sogar Schwankungen regenreicher und regenarmer Zeiten nachgewiesen, wobei die Dauer der feuchten und trocknen Zeitabschnitte durchschnittlich je 18 Jahre betrug.

a) Jährliche Regenmengen.

Die größten jährlichen Regenmengen finden sich überall da, wo der Regenwind einen Gebirgszug überschreiten muß, und besonders dort, wo schroffe Gebirge sich unmittelbar aus dem Meer erheben. Dabei nehmen die Regenhöhen talaufwärts zu; so wurde in Osterode im Harz nach dem Durchschnitt von 10 Jahren eine jährliche Regenhöhe von 796 mm, in dem nur 11 km entfernten, aber 354 m höher gelegenen Klaustal jedoch eine solche von 1491 mm beobachtet.

Die jährlichen Regenhöhen an den einzelnen Orten weichen mithin beträchtlich voneinander ab und betragen nach dem Durchschnitt mehrerer Jahre z. B. in Danzig 520 mm, in Berlin 583 mm, in Darmstadt 665 mm und in Karlsruhe 723 mm. Im Durch-

schnitt beträgt die Höhe der jährlichen Niederschläge in Deutschland 660 mm, wovon

auf den Winter . . . . 18,1 %,
auf den Frühling . . . . 22,4 %,
auf den Sommer . . . . 36,0 % und
auf den Herbst . . . . 23,5 %

entfallen [1]).

Eine Anzahl jährlicher mittlerer Regenhöhen gibt nachstehende, dem für alle wasserbautechnischen Arbeiten sehr empfehlenswerten Werke »Hydrauliches Rechnen« von Dr.-Ing. WEYRAUCH [2]) entnommene Tabelle:

Gebiet	*H* mm	Gebiet	*H* mm
Baden	1000	Newyork	1136
Bayern (Donaugebiet)	880	Norwegen (Küste)	1000—2400
Bergen	2253	» (Binnenland)	500—1200
Berlin	583	Ost- und Westpreußen	580
Brandenburg	560	Osterreich: Dalmatien	1420
Cherapoonje (Indien)	14 200	» Donau (Niederösterr.)	780
Dalmatien (1900)	620—5400 [3])	» Elbe	750
Deutschland	660	» Oder	900
Elsaß (Rhein)	1060	» Rheingebiet	1210
» (Mosel)	820	Posen	510
Frankfurt a. Main	614	Sachsen, Thüringen	590
Freudenstadt-Ruhstein	1840	Schlesien	680
Genf	822	Schleswig-Holstein	590
Hamburg	722	Schweiz	1190
Hannover, Braunschweig	720	St. Louis	1033
Harz	600—1000	Stuttgart	610
Hessische Lande	680	Triest	1101
Hohenzollern	790	Vera Kruz (Mexiko)	4650
Klaustal	1491	Wien	566
Mecklenburg, Pommern	600	Zürich (1900—1910)	1067

Die räumliche Verteilung der Jahresniederschläge läßt sich aus Niederschlags- oder Regenkarten, bei denen die Orte mit denselben jährlichen Niederschlagshöhen durch Kurven miteinander verbunden werden, am besten erkennen.

b) Monatliche Regenmengen.

Die größten monatlichen Niederschlagshöhen, die für den Wasserbau wichtiger als die mittlern sind, betragen nicht selten 200 mm, in einzelnen Fällen sogar über 300 mm und fallen hauptsächlich auf die Sommermonate Juli, August und Juni.

c) Tägliche Regenmengen.

Die größten täglichen Regenhöhen in den einzelnen Monaten ergeben sich in der wärmern Jahreszeit, so daß die Monate Juli, August, Juni, Mai und September die meisten Tagesmaxima aufweisen. Die größten täglichen Niederschläge, die in Deutschland vorkamen, betrugen beispielsweise in Baden-Baden 124 mm, in Falkenhain in Schlesien 152 mm, in Flinsberg daselbst 215 mm und bei einem Wolkenbruch auf dem Büchenberg in Hannover 238 mm. Im ebenen Norddeutschland kann überall ein tägliches

[1]) G. HELLMANN, »Über die Niederschlagsverhältnisse Deutschlands«, in der Meteorolog. Zeitschr. 1886.
[2]) R. WEYRAUCH, »Hydrauliches Rechnen«, 4. u. 5. Aufl., Stuttgart 1921.
[3]) Allgemeine (Wiener) Bauzeitung 1902, Heft 4.

Maximum der Niederschläge von mindestens 100 mm, im gebirgigen Norddeutschland dagegen ein solches von 150 mm vorkommen.

d) Stündliche Regenmengen.

Von großer Bedeutung bei der Anlage unterirdischer Wasserleitungen sind die größten stündlichen Regenmengen, weil die, große tägliche Regenhöhen ergebenden Landregen den starken, aber weniger lang andauernden Gewitterregen nicht nur an Dichtigkeit, sondern oft auch an Ergiebigkeit nachstehen. Deshalb sollte zur Vermeidung von Irrtümern die Ergiebigkeit der Sturzregen nicht nur auf die Stundeneinheit bezogen, sondern stets auch ihre ganze Höhe und Dauer angegeben werden. Die stärksten Regengüsse, d. h. diejenigen, die mindestens eine Regenhöhe von 18 mm in der Stunde ergeben und die gewöhnlich einen Teil eines längern Regenfalls bilden, werden Sturzregen genannt.

Die Dichtigkeit dieser starken Regengüsse ist eine sehr wechselnde. So betrug beispielsweise bei einem anderthalbstündigen Regen in Dresden die ganze Regenhöhe 75 mm und demnach die stündliche 50 mm, während bei einem halbstündigen Regenfall in München die ganze Regenhöhe zu 51 mm ermittelt wurde, was auf die Stunde eine Höhe von 102 mm ergibt. Während eines längern Regens in Gießen wurde ein Sturzregen aufgezeichnet, der in zwölf Minuten die ansehnliche Höhe von 27 mm erbrachte.

Soll die Regenmenge nicht in Regenhöhen, sondern in cbm für 1 Hektar = 100 Ar = 10000 qm angegeben werden, so ist diese für jeden mm Regenhöhe für 1 ha gleich

$$10000 \cdot 0{,}001 = 10 \text{ cbm}.$$

Wünscht man dagegen die Regenmenge in Sekundenliter für das Hektar, d. h. zu wissen, wie viel Liter Niederschläge in der Sekunde auf eine 1 ha große Fläche kommen, so berechnet sich, da 1 cbm = 1000 l ist, die Regenmenge für 1 mm Regenhöhe in der Stunde = 60 Minuten = 3600 Sekunden zu

$$\frac{10000 \cdot 0{,}001 \cdot 1000}{3600} = 2{,}78 \text{ sl}.$$

Zur Erleichterung dieser Umrechnungen findet man bei WEYRAUCH[1]) nachstehende Beziehungen und eine äußerst praktische Tabelle.

1 sl für das Hektar	= 3,36	mm auf die Stunde
1 » » »	= 0,006	» » » Minute
1 » » »	= 0,001	» » » Sekunde
1 mm auf die Stunde	= 2,78	sl für das Hektar
1 » » » Minute	= 166,66	» » » »
1 » » » Sekunde	= 10000,00	» » » »
1 » Regenhöhe auf 1 qm Fläche	= 1 l Wasser.	

§ 4. Verdunstung und Versickerung.

Der Teil des auf die Erdoberfläche niederfallenden Regenwassers, der nicht als Tagwasser nach tiefer gelegenen Stellen abfließt oder von dem Pflanzenwuchs verbraucht wird, verdunstet oder versickert in den Boden.

a) Verdunstung.

Die Größe der Verdunstung ist von der Temperatur, dem Feuchtigkeitsgehalt und der Bewegung der Luft abhängig. Denn da über einer Wasserfläche neuer Wasserdampf sich nur dann entwickeln kann, wenn die darüber lagernde Luftschicht nicht schon mit

[1]) R. WEYRAUCH, »Hydrauliches Rechnen« S. 289 u. 299.

Dampf gesättigt ist, so wird die Verdunstung wesentlich durch eine Luftströmung bedingt, die neue, zur Dampfaufnahme geeignete Luft zuführt. Da ferner die Oberfläche des verdampfenden Wassers um so öfter mit neuer Luft in Verbindung kommt, je kleiner sie ist, so müssen kleinere Verdunstungsflächen höhere Werte liefern, als große. Berührt jedoch die Luftströmung die Wasserfläche nicht unmittelbar, oder wird dies durch den erhöhten Rand des Wasserbeckens erschwert, so vermindert sich die Verdunstung.

Die verdunsteten Wassermengen, deren zuverlässige Messung sehr schwierig ist, werden in mm Wasserhöhe der verdunstenden Flächen, d. h. durch die Verdunstungshöhen angegeben, deren Ermittlung durch Verdunstungsmesser[1]) erfolgt, die für freie Wasserflächen und für mit Wasser gesättigten Boden verschieden eingerichtet sind. Für die Verdunstungshöhe, worunter man im allgemeinen diejenige freier Wasserflächen, die für den Wasserbau am wichtigsten ist, versteht, können in bezug auf Mitteleuropa folgende Angaben als reichliche Schätzungen gelten: Verdunstungshöhe auf Kanälen während eines sehr heißen Sommers 900 mm, dgl. an einzelnen heißen Sommertagen je 10 mm. Größte monatliche Verdunstungshöhe in den Sommermonaten 120 bis 180 mm. Jährliche Verdunstungshöhe größerer Wasserflächen 500 bis 800 mm, wobei den nassen Jahren die kleinern, den trocknen die größern Zahlenwerte entsprechen.

Bei Flüssen, Kanälen und Bewässerungsgräben, besonders wenn ihre Ufer nicht mit Bäumen bepflanzt sind, ist die Verdunstungshöhe größer als diejenige ausgedehnter Wasserflächen, weil jeder die Richtung des Wasserlaufs kreuzende Wind stets neue Luftmengen mit der Oberfläche des Wassers in Berührung bringt.

Untersuchungen über die Verdunstung eines mit Wasser gesättigten Bodens im Vergleich zu derjenigen einer gleich großen Wasserfläche ergaben, daß von ersterm mehr Wasser an die Luft abgegeben wird, als von der freien Wasserfläche, wenn der Boden mit Gras oder Bäumen bewachsen ist, daß jedoch eine freie Wasserfläche mehr verdunstet, als ein unbepflanzter Boden. Beim Wald ist zwar die Verdunstung größer, als bei einem gleich großen unbebauten Feld, aber dreimal geringer, als wenn dieselbe Fläche mit Getreide oder Gras bepflanzt wäre.

b) Versickerung.

Das in den Boden versickernde Regenwasser bewegt sich, den Gesetzen der Schwere folgend, darin abwärts, ist aber bis zu einer Tiefe von 0,3 bis 0,6 m der Verdunstung noch ausgesetzt. Die Versickerung ist mithin um so ergiebiger, je geringer das Verdunstungsvermögen und die wasserzurückhaltende Kraft des Bodens und je größer dessen Durchlässigkeit ist. Die in den Boden versickernden Wassermengen, die entweder durch Messung des aus Drains fließenden Wassers oder mit Hilfe besonderer Versickerungsmesser[2]) ermittelt werden, sind deshalb sehr verschieden und schwanken nach den Niederschlagshöhen, der Bodenart, dem Klima, den Jahreszeiten und vor allem nach der Bodenbedeckung. Der Sand liefert die größten Sickerwassermengen, dann folgt der Torf und endlich der Lehm; eine Beimischung von Sand verursacht eine Vermehrung, eine solche von Lehm oder Torf eine Verminderung des Sickerwassers.

Auch die Geschwindigkeit, mit der das Regenwasser in den Boden eindringt, ist sehr verschieden und beträgt bei sandiger Oberfläche etwa 1 m, im Moor dagegen nur 40 bis 60 mm und im Lehmboden sogar nur 10 bis 20 mm in der Stunde.

---

[1]) Näheres siehe im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1911, III. Teil, Bd. I, Kap. I, S. 49 u. 53.

[2]) Näheres siehe im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1911. III. Teil, Bd. I, Kap. I, S. 58.

§ 5. Anwendungen [1]).

Die Sammlung des Regenwassers in Zisternen kommt in Seestädten mit völlig ungenießbarem, »brackigem« Grundwasser und in Gegenden zur Anwendung, wo wegen felsigen Bodens oder aus andern Gründen Brunnen schwer herzustellen sind. Die auf diese Weise von den Dächern gewonnene Wassermenge ist nicht unbeträchtlich, da sie $\frac{3}{5}$ bis $\frac{4}{5}$ der niederfallenden Regenmenge beträgt. Bei einer jährlichen Regenhöhe von 60 cm = 0,6 m und einer Auffangfläche von 100 qm z. B. könnten mithin $0{,}6 \cdot 100 \cdot \frac{3}{5}$ bis $0{,}6 \cdot 100 \cdot \frac{4}{5}$, d. h. 36 bis 48 cbm Wasser im Jahre gewonnen werden. Wird dafür gesorgt, daß das beim Beginn des Regens von den Dächern abfließende schmutzige Wasser nicht in die Zisterne gelangt und daß eine Filtervorrichtung, sowie die Reinwasserbehälter stets kühl und rein gehalten werden, so erhält man ein ganz brauchbares und sehr weiches Wasser.

Nimmt man z. B. die Größe der Dachfläche zu 150 qm, die Anzahl der Bewohner des betreffenden Gebäudes zu 12 an und wird die Zisterne so groß hergestellt, daß sie $\frac{1}{8}$ der jährlichen Regenmenge aufnehmen kann, so enthält sie bei 0,6 m Regenhöhe und einer Wassergewinnung von $\frac{4}{5}$ der Jahresmenge in gefülltem Zustand

$$\tfrac{1}{8} \cdot 150 \cdot 0{,}6 \cdot \tfrac{4}{5} = 9 \text{ cbm} = 9000 \text{ l}.$$

Rechnet man bei sparsamem Verbrauch 20 l für den Kopf und Tag, so enthält diese Zisterne Vorrat für

$$\frac{20 \cdot 12}{9000} = 37\tfrac{1}{2} \text{ Tage}$$

regenloser Zeit.

Die Größe offener Abzugsgräben in trocken zu legenden Niederungsländereien berechnet sich unter der Annahme, daß sie imstande sein müssen, in einem Monat den vierten Teil der jährlichen Niederschlagsmenge abzuführen, auf folgende Weise.

Bedeutet h die durchschnittliche Niederschlagshöhe in Metern, so ist die durchschnittliche Niederschlagsmenge für ein Hektar gleich $10000 \cdot h$ cbm $= 10000 \cdot h \cdot 1000$ l, und die Gräben haben demnach in einem Monat eine Wassermenge in Litern abzuführen von

$$\frac{10000 \cdot h \cdot 1000}{4} \text{ oder täglich } \frac{10000 \cdot h \cdot 1000}{4 \cdot 30}$$

$$\text{und in der Sekunde } \frac{10000 \cdot h \cdot 1000}{4 \cdot 30 \cdot 24 \cdot 60 \cdot 60} = 0{,}065\ h.$$

Hieraus ergibt sich die einfache Regel, daß bei einer jährlichen Niederschlagshöhe von h m die Abflußmenge offener Gräben gleich h Sekundenliter für 1 Hektar anzunehmen ist.

Die Niederschläge bedingen, jedoch in sehr verschiedenem Grade, die Abflußmengen der fließenden Gewässer und man kann die letztern aus erstern auf Grund vorliegender Beobachtungen näherungsweise ermitteln, besonders die größten zu erwartenden Abflußmengen. Von dieser wichtigen Anwendung wird an anderer Stelle eingehender gesprochen werden, nicht minder von den Beziehungen der Regenmengen zu der Weite der städtischen Entwässerungskanäle und dergl.

---

[1]) Den »Elementen des Wasserbaues« von Sonne und Esselborn. Leipzig 1904, entnommen.

B. Grundwasser und Quellen.

§ 6. Entstehung und Bewegung des Grundwassers.

Von dem versickernden Wasser gelangt nur ein Teil zum Abfluß in die Tiefe, weil der Boden, entsprechend seinem Wasserfassungsvermögen, eine gewisse Wassermenge trotz freien Abflusses unter allen Umständen festhält. Doch sind dann nicht alle, sondern nur die engsten Zwischenräume vom Wasser erfüllt, so daß sich in dem Boden Wasser und Luft befinden.

a) Entstehung und Arten des Grundwassers.

Wird nun der Abfluß dadurch aufgehoben, daß unterhalb der wasserdurchlässigen Schicht eine undurchlässige dem Wasser entgegentritt, so sammelt sich dieses auf der undurchlässigen Schicht an, verdrängt, allmählich steigend, die Luft aus den Poren der durchlässigen Schicht und füllt diese vollständig aus. Die hierdurch in dem Boden sich bildende zusammenhängende Wasseransammlung wird Grundwasser [1]) und die Schichten, die dasselbe enthalten, werden Grundwasserträger genannt.

Die Ausbreitung des Grundwassers wird in erster Linie durch die Gestaltung der Oberfläche der undurchlässigen Schicht beeinflusst. Ist das Grundwasser genügend hoch gestiegen, so bewegt es sich in der Richtung des stärksten Gefälles der undurchlässigen Schicht abwärts und bildet, wenn dies zutage tritt, Quellen, oder es vereinigt sich mit andern Grundwasseransammlungen, dehnt sich dann oft über weite Strecken aus und bildet große unterirdische Grundwasserströme.

Während in gebirgigen Gegenden der Abstand zwischen der Erdoberfläche und dem undurchlässigen Felsboden oft nur einige Dezimeter beträgt, dringt in dem aufgeschwemmten Boden des Flachlands das Wasser manchmal in große Tiefen ein. Beispielsweise wird das Trinkwasser für Wilhelmshaven aus Schichten gewonnen, die etwa 200 m unter dem Nordseespiegel liegen, und ein im Stadtwäldchen zu Budapest angelegter Brunnen wird sogar aus einer 970 m unter der Erdoberfläche beginnenden Schicht gespeist.

Derartige Beobachtungen beweisen, daß in dem Erdboden außer den erwähnten Grundwasserströmen auch ausgedehnte Grundwasserbecken vorhanden sind, die sich besonders da bilden, wo die undurchlässigen Schichten muldenförmig gestaltet und daher zur Ansammlung von Grundwasser geeignet sind.

Will man ein Urteil über die Entstehung einer Grundwasseransammlung, eines Stromes oder Beckens, gewinnen, so sind geologische Untersuchungen unerläßlich. Es ist ganz ausgeschlossen, allein nach meteorologischen Beobachtungen und Gesetzen Grundwassermengen, man kann auch sagen Bodenwassermengen, zu erklären und zu berechnen. Die geologischen Verhältnisse sind fast in jedem Fall anders und ohne ihre Berücksichtigung können die erlangten Ergebnisse keinen Anspruch auf Richtigkeit machen [2]).

STEUER verwendet für die Gesamtheit der in den obern Schichten der Erde vorkommenden Gewässer den Ausdruck Bodenwasser; er unterscheidet verschiedene Arten und sagt:

»Grundwasser ist das in lockern und losen, hauptsächlich in diluvialen, seltener in tertiären und alluvialen Ablagerungen vorkommende Bodenwasser von gleichmäßiger,

---

[1]) CHR. MEZGER, »Über einen neuen Grundwasserbegriff und die in der Grundwasserkunde gebräuchlichen Benennungen«, in »Wasser und Gas«, 1. VI. 1918.

[2]) A. STEUER, »Die Entstehung des Grundwassers im hessischen Ried«, Stuttgart 1907.

annähernd dem Jahresmittel entsprechender Temperatur, das frei von mechanisch suspendierten, organischen und unorganischen Bestandteilen ist und dessen chemische Zusammensetzung bei einer gewissen Gleichmäßigkeit keine Stoffe enthält, die auf frische, von außen kommende Verunreinigungen hinweisen.«

»Unter Sickerwasser versteht man die infolge der atmosphärischen Niederschläge von oben oder die aus Flüssen und Seen eindringenden Bodenwasser, die nicht oder noch nicht die Eigenschaften des Grundwassers besitzen.«

»Von dem für die Alluvionen charakteristischen Grundwasser muß das in den festen, geschichteten und massigen Gesteinen vorkommende Bodenwasser unterschieden werden.«

»Unter Bergfeuchtigkeit versteht man die geringe Wassermenge, die jedes Gestein gegenüber dem lufttrocknen Zustand besitzt, wenn es frisch und so weit unterhalb der Oberfläche entnommen wird, daß die Einflüsse der Atmosphäre sich nicht mehr bemerkbar machen können.«

»Bei der Entstehung und Bewegung des Bodenwassers in den festen Gesteinen sind mit Rücksicht auf deren Durchlässigkeit zwei verschiedene Arten zu trennen. Einmal erfüllt und durchzieht es teils infolge seiner Schwere, teils infolge der kapillar wirkenden Kräfte, die dem Gestein eigenen Poren und Hohlräume, im andern Fall aber bewegt und sammelt es sich auf den sekundär entstandenen Klüften. Ich schlage für das erste die Benennung Schichtwasser, für das andere die Benennung Kluftwasser vor.«

»Das Schichtwasser speist die Schichtquellen und bewegt sich im allgemeinen in den porösen Gesteinen. Seine Entstehung verdankt es der Infiltration.«

»Das Kluftwasser steht und fließt in den Klüften und Fugen der massigen, sowie derjenigen festen Gesteine, die ohne Poren und darum als wasserundurchlässig zu betrachten sind. Versinkt ein Fluß von der Oberfläche, so fließt er als Kluftwasserstrom weiter und kommt als Kluftwasserquelle wieder zutage.«

»Die letzte Art von Bodenwasser ist das auf den Verwerfungsspalten zirkulierende, für das man den Namen Spaltenwasser verwenden kann.«

b) Bewegung des Grundwassers.

Das in den durchlässigen Boden eingedrungene Wasser bewegt sich auf der undurchlässigen Schicht dem nächsten Sammler zu (Abb. 5)[1]), und diese Bewegung ist von dem Gefälle des Grundwasserspiegels, der abzuführenden Wassermenge und von der Querschnittsgröße des Grundwasserbetts abhängig. Steigt das Wasser in dem Sammler, so findet eine Anstauung des Grundwassers statt, wie dies in der Abbildung durch eine gestrichelte Linie angedeutet ist.

Das Gefälle des Grundwasserspiegels, das noch viel mehr als das der oberirdischen Wasserläufe wechselt, ist hauptsächlich von der Neigung der undurchlässigen Schicht abhängig. Nachgewiesen wurden Grundwassergefälle von 0,6 bis über 3 ‰.

Die wechselnde Höhenlage der undurchlässigen Schichten, bei denen sowohl einzelne Erhöhungen, als auch durchgehende unterirdische Wasserscheiden auftreten, erklärt manche überraschende Vorkommnisse bei der Herstellung von Brunnen. So mußte in der Jesuitenkaserne in Brünn ein Brunnen als wasserlos verschüttet werden, während zwei andere Brunnen im nächsten Hofe derselben Kaserne reichlich Wasser lieferten.

Jedoch nicht immer hat man es mit nur einer durchlässigen Schicht zu tun, sondern es kommt die Einlagerung einer zweiten, ja einer dritten und vierten derartigen Schicht nicht selten vor. Bei Darmstadt z. B. liefern die zum Zwecke der städtischen

---

[1]) Die Abb. 5, 8, 10 und 12 sind den »Elementen des Wasserbaues« von Sonne und Esselborn, Leipzig 1904, entnommen.

Wasserversorgung angelegten Filterbrunnen von mehr als 60 m Tiefe Wasser aus verschiedenen, sehr unregelmäßig begrenzten wasserführenden, voneinander unabhängigen Schichten (Wasserstockwerken). Steigt das Hinterland (Abb. 6) an, so übt das Tiefengrundwasser gegen die Unterseite der eingelagerten Schicht einen nach oben gerichteten Druck aus und steigt bei Absenkung eines entsprechend tiefen Bohrlochs in diesem empor.

Die Geschwindigkeit der Grundwasserströmung[1]) ist meistens sehr gering, was sich auch daraus erkennen läßt, daß viele Quellen erst geraume Zeit nach einem Regen sich verstärken. Eine Geschwindigkeit von 1 m in der Stunde ist schon als reichlich anzusehen; häufig beträgt sie kaum 1 m täglich. Doch wächst die Geschwindigkeit mit dem Gefälle, und in stark geneigten wasserleitenden Schichten kommen wahrscheinlich Geschwindigkeiten bis zu 180 m in 24 Stunden vor.

Abb. 5. Höhenplan des Grundwassers.

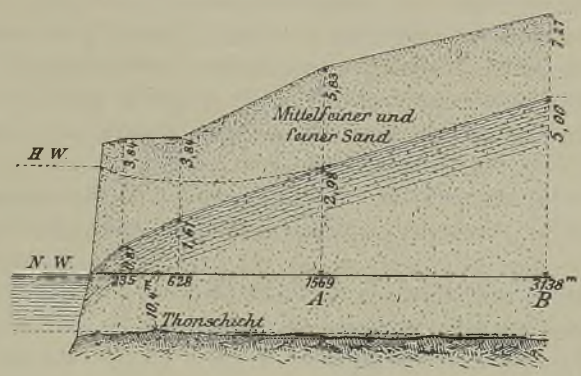
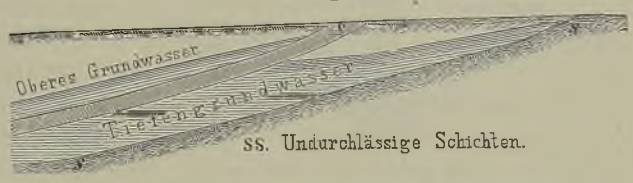


Abb. 6. Tiefengrundwasser.



Um die Geschwindigkeit der Grundwasserbewegung zu ermitteln, legt man in der Richtung des mutmaßlichen Wasserstroms zwei Versuchsbrunnen in angemessener Entfernung voneinander an und schöpft dann aus dem untern Brunnen in kurzen Zwischenräumen Wasserproben, aus deren Analyse man Schlüsse auf die Geschwindigkeit des Wasserstroms ziehen kann. Früher brachte man in dem obern Brunnen das durch chemische Analyse leicht nachzuweisende Kochsalz. Statt des Kochsalzes wird jetzt bei derartigen Untersuchungen öfters das Fluoreszëin benutzt, das ebenfalls vollkommen unschädlich ist und selbst in der stärksten Verdünnung dem Wasser eine leuchtend grasgrüne Farbe verleiht.

Prof. SLICHTER hat sich zur Ermittlung der Geschwindigkeit des Grundwassers der Elektrolyse, das ist der elektrochemischen Zersetzung eines Salzes, bedient und hierbei das Elektrolyt Salmiak, d. h. das bei großer Leistungsfähigkeit und Billigkeit leicht lösliche Chlorammonium verwendet[2]).

Weisen auch die unterirdisch abfließenden Wassermengen keine so großen Schwankungen als die oberirdisch abfließenden auf, so sind doch die Unterschiede, wie dies die schwankende Ergiebigkeit der Quellen zeigt, oft sehr bedeutend. Näherungsweise läßt sich die Menge des in einer geschlossenen Kiesschicht abfließenden Grundwassers aus seiner Geschwindigkeit, dem Querschnitt des Grundwasserträgers und der Verhältniszahl der in diesem enthaltenen Hohlräume, die durchschnittlich 25 bis 30 % des Rauminhalts der wasserführenden Schicht betragen, berechnen.

---

[1]) ZUNKER, »Das allgemeine Grundwasserfließgesetz«, Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1920, S. 331 u. 350.

[2]) SLICHTER, »Neue Methode der Geschwindigkeitsmessung des Grundwassers«, Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1903, S. 230.

Sei deren Dicke gleich 3 m, ihre Breite gleich 100 m und der Inhalt ihrer Hohlräume gleich 30 % des ganzen Querschnitts, dann ist der wirkliche Wasserquerschnitt

$$\frac{100 \cdot 3 \cdot 30}{100} = 90 \text{ qm}.$$

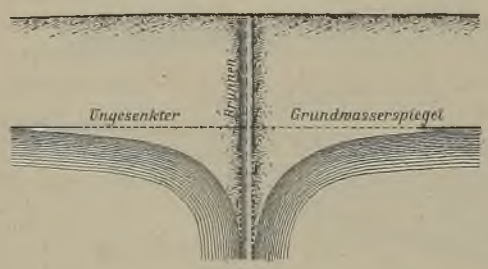
Betrage nun die Geschwindigkeit des Grundwasserstroms durchschnittlich 15 m in 24 Stunden, so wäre die täglich abfließende Wassermenge $90 \cdot 15 = 1350$ cbm.

§ 7. Höhe des Grundwasserstands.

Die Höhe des Grundwasserspiegels ist ständig wiederkehrenden Schwankungen unterworfen und von den in entgegengesetzter Weise auf den Grundwasserstand einwirkenden Niederschlags- und Verdunstungsmengen abhängig. In der Nähe eines Flusses wird jedoch der Stand des Grundwassers nicht allein durch die atmosphärischen Niederschläge, sondern auch durch das Steigen und Fallen des Flußwassers beeinflußt, weil dieses bei einer Anschwellung im Flusse durch die durchlässigen Ufer tritt, den Abfluß des Grundwassers zeitweilig aufhebt und durch dessen Anstauung eine in das Binnenland sich erstreckende Hebung des Grundwasserstands bewirkt.

Wenn auch die Gewässer, deren Bett die wasserleitende Schicht durchschneidet, von dem Grundwasser gespeist werden, so geben doch auch umgekehrt die auf Hochebenen in lockerm, durchlässigem Gelände über dem Spiegel des Grundwassers fließenden Wasserläufe an dieses kleinere oder größere Wassermengen ab, je nachdem ihr Bett mit der Zeit mehr oder weniger verschlammte und dadurch undurchlässiger wurde.

Abb. 7. Örtliche Senkung des Grundwassserspiegels.



Eine örtliche Senkung des Grundwasserspiegels (Abb. 7) wird durch die Entnahme von Grundwasser mittels Brunnen herbeigeführt, wobei die Absenkungshöhe unter dem ungesenkten Wasserspiegel mit dem Abstand von der Entnahme ziemlich rasch abnimmt und die Absenkungskurve sich parabelartig gestaltet. Je größer die Absenkungstiefe an der Entnahmestelle ist, desto mehr Wasser fließt daselbst zusammen und desto ergiebiger ist demnach der Brunnen.

Der Einfluß, den die Höhe des Grundwasserstands ausübt, ist ein sehr mannigfaltiger. Durch hochstehendes Grundwasser werden Tiefbauten erschwert, Überschwemmungen der Keller sind zu befürchten u. dgl. m. Auch auf die Gesundheit der Bewohner von Ortschaften übt das Grundwasser einen großen Einfluß aus, weil die feucht gebliebenen, fäulnisfähigen Bestandteile des Bodens zersetzt werden; wenn es zu tief sinkt, dann wird durch das Entweichen der sich bildenden Gase die Beschaffenheit der Luft verschlechtert. Aber nicht die Höhe des Grundwassers an sich, sondern dessen Steigen und Fallen übt diesen schädlichen Einfluß aus, weshalb dahin zu wirken ist, daß der Grundwasserstand in einer Stadt möglichst gleichbleibt.

Die hierzu erforderlichen Beobachtungen können an offenen Brunnen oder besser mittels besonderer 5 bis 10 cm weiter eiserner Standrohre geschehen, die mit durch Schwimmer getragenen Maßstäben und unten mit einer Anzahl Öffnungen zum Eintritt des Wassers versehen sind und in den Boden eingetrieben werden.

Die Höhenlage des Grundwasserspiegels kommt u. a. bei landwirtschaftlichen Verbesserungen (Meliorationen) in Betracht, weil die anhaltende Nässe des Bodens, die sich namentlich im Frühjahr geltend macht, die Bestellung der Grundstücke

in hohem Grad erschwert. Außerdem verdunstet das nahe unter der Oberfläche stehende Wasser und erzeugt dadurch Kälte, die die Entwicklung der Pflanzen verzögert. Ferner wird durch große Nässe die wohltätige Einwirkung der Luft auf die Pflanzenwurzeln ausgeschlossen, wie auch die warmen Regen ihren günstigen Einfluß nicht ausüben können.

§ 8. Beschaffenheit des Grundwassers.

Da das in den Boden versickernde Wasser die obern Erdschichten durchfließt, hierbei aber in die innigste Berührung mit den daselbst befindlichen löslichen Stoffen kommt und diese in sich aufnimmt, so kann das Grundwasser nie chemisch rein sein, auch schon deshalb nicht, weil der Regen, dem es seine Entstehung verdankt, nicht chemisch rein ist. Besonders der Gehalt an Sauerstoff und Kohlensäure befördert die chemische Einwirkung des versickernden Regenwassers auf die Bestandteile der Erdschichten, und diese Einwirkung ist um so stärker, je länger und unter je größerm Druck das eindringende Wasser mit den betreffenden Bodenschichten in Berührung war. Daher ist das aus größerer Tiefe stammende Grundwasser meistens reicher an mineralischen Stoffen, aber ärmer an Sauerstoff, als das der obern wasserführenden Schichten.

Der auflösenden Kraft des versickernden Wassers sind die sich oft vorfindenden Ablagerungen von kalk- oder mergelhaltigen Gesteinen am meisten ausgesetzt, so daß beinahe alles in der Natur vorkommende Wasser Kalkverbindungen enthält. Das Grundwasser ist fast immer härter, d. h. kalk- oder magnesiahaltiger als das Flußwasser, weil letzteres auch oberirdisch abgelaufenes Wasser enthält und bei der Berührung mit der Luft einen Teil seines Kalkgehalts wieder verliert. Ferner enthalten zahlreiche Grundwasser, weil eisenhaltige Mineralien im Boden häufig vorkommen, Eisenverbindungen; auch Kochsalz fehlt selten. Welche Mengen mineralischer Bestandteile das Wasser aufnehmen kann, beweisen die zahlreich vorkommenden Mineralquellen.

Wenn die das Regenwasser zunächst aufnehmende Bodenschicht nicht verunreinigt ist und das versickerte Wasser sich in reinen, vorzugsweise aus unlöslichem Gestein bestehenden Kies- und Sandschichten fortbewegt, so bewahrt das Grundwasser einen hohen Grad von Reinheit und läßt sich ohne weiteres zu Genußzwecken verwenden. Sind dagegen die obersten Bodenschichten verunreinigt, so nimmt das durchsickernde Wasser einen Teil der vorhandenen löslichen Bestandteile mit sich hinab in den Untergrund, und wenn auch bei nicht zu starker Verunreinigung der größte Teil dieser Stoffe durch die reinigende Wirkung der tiefer liegenden Schichten dem Wasser wieder entzogen wird, so muß doch dieses vor seiner Benutzung zu Genußzwecken einer chemischen Untersuchung unterzogen werden. Die chemische Zusammensetzung des aus verschiedenen Wasserstockwerken entnommenen Wassers kann sehr verschieden sein.

§ 9. Quellen.

Tritt das Grundwasser an irgend einer Stelle der Erdoberfläche zutage, so entsteht eine Quelle, mit welchem Wort in der Regel der Begriff sichtbaren Fließens oder Sprudelns verbunden wird. Dieser innige Zusammenhang zwischen den Quellen und dem Grundwasser erklärt auch den Umstand, daß die Ergiebigkeit der meisten Quellen erheblichen Schwankungen unterliegt, weil die Grundwasserstände ebenfalls solchen ausgesetzt sind. Viele Quellen liefern gerade dann sehr wenig Wasser, wenn während der Sommerzeit der Wasserbedarf am größten ist; selbst ausgedehnte Wassermengen können nur ausnahmsweise über die Nachhaltigkeit des Ausflusses einer Quelle Gewißheit geben.

Gewöhnlich werden die Quellen nach der Art und Lagerung des Gesteins, aus dem sie entspringen, bezeichnet. Ist die undurchlässige Schicht *u* (Abb. 8), auf der sich das

durch die Schichten *d* eingedrungene Niederschlagswasser ansammelt, geneigt und wird sie von einem Tal angeschnitten, so dringt bei *Q* das Grundwasser als Schichtquelle hervor.

Diese Schichtquellen werden zu Überfallquellen (Abb. 9), wenn die undurchlässige Schicht eine muldenförmige Lagerung hat, und das in dieser Mulde sich ansammelnde Wasser über die Ränder austritt.

Abb. 8. Schichtquelle.

Reichen dagegen Schluchten bis unter den Spiegel des in jener Mulde angesammelten Grundwassers hinab, so entstehen daselbst Spaltquellen (Abb. 10), während Verwerfungsquellen (Abb. 11) an den Bruchlinien der Verwerfungen dann zutage treten, wenn eine durchlässige Schicht neben einer undurchlässigen abgesunken ist und die in erstere eindringenden Niederschläge beim Abwärtsfließen an der Verwerfungswand sich aufstauen.

Aufsteigende Quellen bilden sich, wenn Tiefengrundwasser bei entsprechender Steigung des Hinterlands einen Druck auf die es überlagernde, undurchlässige Schicht ausübt und diese durchbrochen wird. Die Bildung sprudelnder Quellen durch natürliches Aufsteigen von Tiefengrundwasser findet sich besonders in vulkanischen Gegenden, wobei

Abb. 9. Überfallquelle.

Abb. 10. Spaltquelle.

Abb. 11. Verwerfungsquelle.

das Wasser häufig aus so großer Tiefe emporsteigt, daß es einen hohen Wärmegrad besitzt. Derartige warme und heiße Quellen sind in der Regel Mineralquellen und dienen Heilzwecken.

Ist eine wasserführende, keine natürlichen Abflüsse besitzende Schicht *d* (Abb. 12) von aufsteigender oder muldenförmiger Gestalt von zwei wasserdichten Schichten *u* eingeschlossen, und wird die obere bei *b* durchbohrt, so steigt das Wasser in dem Bohr-

Abb. 12. Artesischer Brunnen.

loch in die Höhe und bei genügendem Druck bis über die Bodenoberfläche. In diesem Fall entsteht ein artesischer Brunnen; dieser Name rührt von der französischen Grafschaft Artois her, wo derartige Brunnen zuerst aufkamen.

Ein Beispiel für eine ähnliche Art der Wassererschließung zeigen die in Abb. 13 dargestellten Bohrversuche für die Erweiterung des Wasserwerks der Stadt Gießen.

Diese Bohrversuche wurden unterhalb des früher hergestellten Brunnens des Wasserwerks in Queckborn bei Grünberg (Oberhessen) vorgenommen und das Wasser in einer durchschnittlichen Tiefe von 8 m erschlossen. Das Wasser floß frei aus den meisten Bohrröhren aus. Diese wurden mit Blechhauben versehen, so daß die von den einzelnen Bohrröhren gelieferten Wassermengen mit Leichtigkeit unmittelbar gemessen werden konnten.

Da eine Erweiterung des Wasserwerks nötig wird, wurden in neuerer Zeit die Bohrversuche fortgesetzt und versuchsweise der auf 8 m angefahrene Fels durchschlagen; ein Versuch, der von vollem Erfolg gekrönt war, da in einer Tiefe von etwa 20 m eine wasserführende Schicht von großer Ergiebigkeit und mächtigem Auftrieb angeschlagen

Abb. 13. Bohrversuche in Queckborn für die Erweiterung des Wasserwerks der Stadt Gießen.

wurde. Dagegen war ein Bohrversuch in einiger Entfernung vom Wasserwerk fast erfolglos; ein Zeichen, daß sich zwischen den beiden Bohrfeldern eine starke Verwerfung befindet.

C. Wasserwerke. Geschichtliches. Anordnung im allgemeinen. Voruntersuchungen.

§ 10. Geschichtliche Entwicklung.

Seit mehr als viertausend Jahren sind die Menschen bemüht, für ihre Wohnsitze gutes Wasser zu beschaffen und bereit zu halten, fast ebenso alt sind die großen Wasserbecken, die man, beispielsweise in Indien, behufs Bewässerung der Ländereien geschaffen hat. Eingehende Besprechungen der ältern Wasserversorgungen sind hier ausgeschlossen, einige lehrreiche Hauptpunkte sollen aber hervorgehoben werden, zunächst die schon vor Beginn unserer Zeitrechnung von den Juden hergestellten Werke[1]).

Jerusalem liegt nicht fern von einer Wasserscheide auf felsigem Untergrund; die Stadt war und ist deshalb wasserarm. Man war namentlich auf das Sammeln von Regenwasser angewiesen. Hierzu dienten Zisternen, die man im Felsen birnförmig aushöhlte und oben mit Steinplatten abdeckte. Für den öffentlichen Gebrauch wurden einzelne Brunnen ausgeschachtet; in trocknen Zeiten versagten jedoch Zisternen und Brunnen. Größere Wassermengen ließen sich aus den Quellen der Nachbarschaft entnehmen und

[1]) Ausführliches findet man in Markel, »Die Ingenieurtechnik im Altertum«, Berlin 1899.

in Teichen aufspeichern. Die Teiche wurden soweit möglich in der Nähe der Quellen angelegt, durch Erd- und Felsarbeit vertieft und gewöhnlich durch starke Mauern begrenzt. Mitunter hat man ihnen das Wasser entfernt liegender Quellen zugeleitet, nicht selten in unterirdischen Gängen, also in Tunneln.

Aus den öffentlichen Behältern wurde das Wasser in Krügen oder Schläuchen durch Wasserträger oder Lasttiere nach den Verbrauchsstellen befördert. Nur ein einziges Bauwerk Jerusalems war mit fließendem Wasser versorgt: der berühmte Tempel, dessen Vorhof aus drei noch jetzt bestehenden großen Teichen, den Teichen Salomons, Wasser erhielt. Diese Teiche sind hintereinander, einer höher als der andere, angelegt, sie sind insgesamt 400 m lang und haben eine durchschnittliche Breite von 60 m. Gespeist werden sie teils aus den Quellen eines nahen Tales, teils aus weit entfernt liegenden Quellen (Abb. 14). Nach Jerusalem gelangt das Wasser mittels einer obern und einer untern Wasserleitung, in beiden mit natürlichem Gefälle. Die untere Leitung ist meist ein überdeckter Kanal, der sich den mancherlei Ausbuchtungen des Geländes anschließt,

Abb. 14. Leitung des Wassers der Teiche Salomons nach Jerusalem.

Maßstab fehlt. Als Länge der Luftlinie zwischen den äußersten Quellen und Jerusalem wird »5½ Stunden Weglänge« (das sind etwa 30 km) angegeben.

die obere Wasserleitung war größtenteils getunnelt; ihre Lage steht jedoch nicht genau fest. Das Ganze ist ein vor fast 3000 Jahren begonnenes, großartiges Werk, an dessen Herstellung in verschiedenen Jahrhunderten gearbeitet wurde. Der zwischen dem Dorfe Artas und dem Herodium angelegte Zweigkanal ist durch den König Herodes behufs Bewässerung seiner prächtigen Gärten gebaut.

Die großartige für die Kaiserstadt Rom hergestellte Wasserversorgung ist mit derjenigen für Jerusalem in einigen Punkten verwandt. Man suchte mit Vorliebe hochgelegene Quellen auf, konnte aber bei sehr großem Bedarf Wasser aus Seen und fließenden Gewässern nicht entbehren. Die zehn vorwiegend unterirdisch angelegten, gemauerten Leitungskanäle hatten natürliches Gefälle; meistenteils führten sie das Wasser zunächst in große Sammelteiche, damit der Schlamm sich ablagere. Die Bauweise der Leitungen ist insofern eigenartig, als bei Überschreitung von Bachtälern und im Innern der Stadt große, gewölbte Wasserleitungsbrücken (Aquädukte) erbaut wurden; im Jahre

100 n. Chr. hatten diese im ganzen eine Länge von 50 km, die unterirdischen Leitungen aber eine solche von 350 km[1]).

Eine wichtige Neuerung bestand in der Einführung einer geregelten Verteilung des Wassers. Aus den Sammelteichen gelangte es in gemauerte und überwölbte Behälter, die sog. Wasserkastelle, deren nahezu 250 vorhanden waren. An den Wänden dieser Behälter waren durchgehende bronzene Rohrstutzen reihenweis angebracht, an diese wurden Bleirohre gelötet. Die kleinsten Rohre werden ungefähr 2 cm Durchmesser gehabt haben. Die Wasserkastelle dienten einerseits öffentlichen Zwecken, teils vermittelten sie die Abgabe des Wassers an Privatwohnungen, wobei das Wasser beständig floß. Nach Maßgabe der Weite der Verteilungsrohre wurde ein Wassergeld erhoben.

Wasserleitungen der beschriebenen Art haben die Römer in vielen Provinzen des Reiches angelegt und einige bestehen noch heute.

Die Kulturvölker des Altertums waren beim Bau ihrer Wasserleitungen in erster Linie auf die Verwendung von Steinen angewiesen, dagegen brachte es der Reichtum der mittlern Teile Europas an Waldungen mit sich, daß bei den Wasserleitungen der germanischen Völker das Holz in den Vordergrund trat. Bezüglich der Gewinnung des Wassers war man, wie im Altertum, vorzugsweise auf Quellen und Teiche angewiesen; die Teiche wurden in Bachtälern durch Erbauung eines Erddamms in großer Zahl gebildet; als sog. Feuerteiche waren sie namentlich bei Bekämpfung eines Brandes sehr nützlich.

Die Leitung des Wassers von den Gewinnungsorten nach den Orten des Verbrauchs wurde durch hölzerne Rohre bewerkstelligt. Diese Verwendung von Rohrleitungen war ein wesentlicher Fortschritt, denn eine solche kann sich innerhalb gewisser Grenzen den Krümmungen, Hebungen und Senkungen des Geländes anschmiegen, sie kann in die Mitte des zu versorgenden Gebiets geführt und dort verzweigt werden. Bei kleinern Abzweigungen traten Metallrohre, vorzugsweise Bleirohre, ergänzend ein.

Auf die hölzernen Rohre darf hier etwas näher eingegangen werden; in kleinern Orten werden sie noch heute gebraucht. Man benutzt meistenteils ausgelauchtes Fichtenholz und kann das Ausbohren mit Handbohrern vornehmen. Die Verbindung der einzelnen Stücke, auch bei den Verzweigungen, läßt sich durch kegelförmige Einzapfung bewerkstelligen. Bei einer Wandstärke gleich dem lichten Durchmesser soll ein Druck von 2—3 Atm. zulässig sein, jedoch schwerlich auf die Dauer. An stark gekrümmten Stellen kann man Zwischenstücke aus Metall anwenden.

Bei der Erweiterung des Wasserwerks Grünberg in Oberhessen wurden von der alten Wasserkunst herrührende handgeformte Tonrohre gefunden, deren Verbindung schon einen Vorläufer der jetzigen Muffenverbindung darstellte. Das eine Ende der Rohre war nämlich tüllenförmig erweitert und in diese Tülle das Schwanzende des andern Rohres mit Letten eingedichtet.

Über sonstige Einzelheiten ist folgendes zu bemerken: Falls eine Quelle benutzt wird, muß vor dieser ein kleiner Behälter erbaut werden, damit das Wasser ununterbrochen und vollständig in das Rohr gelangt. Dieser Behälter wird nicht selten überdacht oder überwölbt; auf diese Weise sind die Brunnenstuben entstanden.

An den tief liegenden Stellen der Rohrleitungen steht das Wasser unter einem mehr oder weniger starken Druck; wenn man daselbst Pfosten mit Ausgüssen anbringt, entstehen fließende Brunnen, falls man nicht etwa Spingbrunnen bevorzugt. In Städten hat sich der Marktbrunnen zu einem wichtigen und künstlerisch ausgebildeten, von einem großen Wasserbehälter umgebenen Bauwerk gestaltet.

---

[1]) Th. Beck, »Beiträge zur Geschichte des Maschinenbaues«, Berlin 1899.

Beschaffung des Wassers aus hochliegenden Gewinnungsstellen war aber vielerorts nicht ausführbar, dann mußten zahlreiche Brunnen oder, wenn der Untergrund brauchbares Wasser nicht lieferte, Regenwasserzisternen hergestellt werden und zwar nicht allein für die einzelnen Wohnungen, sondern auch für öffentlichen Gebrauch. Das Wasser wurde in der Tiefe mit Kübeln, die man mit einfachen Vorrichtungen in die Höhe beförderte, geschöpft. Derartige Ziehbrunnen sind noch heute hier und da üblich. Wassermangel war an manchen Orten nicht selten, dann wurde das Wasser in Tonnen mit Zugtieren geholt; auch dies kommt noch jetzt vor.

§ 11. Wasserwerke der neuern Zeit.

In den beiden ersten Jahrhunderten der neuern Zeit wurde in verschiedener Weise versucht, Wasser aus Flüssen auf größere Höhen mit Maschinen zu heben. Als Kraftmaschine stand das Wasserrad zur Verfügung; es ist nachgewiesen, daß auch das oberschlächtige Wasserrad schon im Mittelalter bekannt war. Von Wasserhebemaschinen kannte man Paternosterwerke, Wasserschnecken, Saug- und Druckpumpen; sie wurden aus Holz mit sparsamer Verwendung von Metallen gebaut. Für größere Förderhöhen waren sie teils von vornherein, teils wegen der Übelstände, die dem Holze anhaften, nicht geeignet. Man stellte nun Zwischenbehälter in verschiedenen Höhen her und hob das Wasser stufenweise, also zunächst in den ersten Behälter, von diesem in den zweiten usw. Vgl. BECK, »Beiträge zur Geschichte des Maschinenbaues.« Das älteste für eine deutsche Stadt hergestellte Pumpwerk mit ansehnlicher Förderhöhe stammt aus dem Ende des sechzehnten Jahrhunderts. Es zeigt drei nebeneinander stehende Saugpumpen, die Zylinder für die Kolben sind von Messing, die Steigrohre von Holz. Der Name der Stadt ist nicht bekannt, auch die Förderhöhe ist nicht angegeben. Es dürfte sich um ungefähr 15 m Förderhöhe gehandelt haben, denn noch heute ist diese bei Saugpumpen auf etwa 20 m beschränkt. Größere Höhen erzielte man bei dem Wasserwerk an der Nôtre-Dame-Brücke zu Paris im Jahre 1670, bei dem Saugpumpen das Wasser in einen Zwischenbehälter fördern; aus diesem führen es Druckpumpen dem bleiernen Steigrohr zu; die Förderhöhe ist rund 25 m. Steigrohre aus Blei hatte auch das kräftige, im Jahre 1700 erbaute Pumpwerk für die Springbrunnen im Schloßgarten zu Herrenhausen bei Hannover.

Die ersten gußeisernen Rohre sollen im Jahre 1672 von FRANCINI gegossen sein, sie bürgerten sich aber langsam ein und wurden geraume Zeit nur in den Verteilungsnetzen verwendet. Bei den Saug- und Druckrohren der Pumpwerke bevorzugte man Blei, Messing und Kupfer. Später haben gußeiserne Rohre zur Vervollkommnung der Wasserwerke viel beigetragen.

Das achtzehnte Jahrhundert brachte die Ausbildung der Dampfmaschine des JAMES WATT, dessen erste für dauernden Betrieb geeignete Maschine im Jahre 1766 vollendet wurde[1]). WATTs Dampfmaschinen dienten anfangs hauptsächlich der Wasserförderung aus Bergwerken, für städtische Wasserversorgungen sind sie wohl erst im neunzehnten Jahrhundert, dann aber mit großem Erfolg verwendet worden. Dies Jahrhundert brachte auch einen andern wesentlichen Fortschritt, indem mit Hilfe der Bohrtechnik und schmiedeiserner Rohre das Tiefengrundwasser erschlossen wurde.

Von den Folgen der besprochenen Erfindungen sind nachstehende hervorzuheben:

1. Verschiedene Arten der Beschaffung des Wassers erhielten eine weit größere Ausdehnung als früher. Neben der erfolgreichen und sehr wichtigen Erschließung des Tiefengrundwassers durch Rohrbrunnen wurde infolge Einführung kräftiger Wasserhebemaschinen

[1]) TH. BECK a. a. O., S. 545.

die Verwendung des Wassers der Flüsse und Landseen für die Versorgung der an ihren Ufern liegenden Orte erheblich erleichtert. Ein hierbei anfangs vorhandener Übelstand ließ sich beseitigen: Für eine gründliche Reinigung des Flußwassers genügten die schon den Römern bekannten Ablagerungsbecken nicht, es wurde die Herstellung großer Filter zur Reinigung erforderlich. Diesen Fortschritt hat man erst im vergangenen Jahrhundert gemacht. Auch das Wasser von Landseen und großen Teichen muß in der Regel gereinigt werden, bevor es für den Hausgebrauch genügt.

2. Bei Masehinen, namentlich bei Dampfmaschinen, ist es vorteilhaft, wenn sie ständig und gleichmäßig arbeiten. Der Wasserverbrauch einer Stadt ist aber großen Schwankungen unterworfen, schon wegen des Wechsels von Werktagen und Sonntagen, aber auch sonst. Durch Aufspeicherung und Bereithalten einer ansehnlichen Wassermenge werden diese Schwankungen ausgeglichen. Ausgleichbehälter sind ein wesentlicher Bestandteil der neuern Wasserwerke geworden; sie sind den römischen Wasserschlössern nahe verwandt. Auch größere Quellwasserleitungen erhalten derartige Behälter.

3. Durch Herstellung eines Behälters, nötigenfalls durch Vermehrung ihrer Zahl, kann erreicht werden, daß selbst hohe Gebäude eines Ortes in allen Geschossen Tag und Nacht Wasser erhalten; auch bei Bekämpfung von Bränden spielen die aufgespeicherten Wassermengen eine wichtige Rolle. Diese Anforderungen bedingen eine hohe Lage der Ausgleichbehälter und sie verdienen ihren gewöhnlichen Namen: Hochbehälter. Wenn dann der Ort der Wasserbeschaffung tief liegt, erwachsen den Pumpwerken der Dampfmaschinen recht ansehnliche Förderhöhen; bei einer weiter unten zu besprechenden Ausführung für die Stadt Solingen ist die Förderhöhe beispielsweise 170 m.

4. Nun ist noch der großen Verbreitung der heutigen Wasserversorgungen zu gedenken. Nicht allein für die deutschen Städte, sondern auch für zahlreiche Dörfer sind Wasserwerke erbaut worden, und in geeigneten Fällen hat man Wasserwerke für eine Gruppe von Ortschaften hergestellt. Diese Gruppenwasserversorgungen waren für die Ortschaften der Rauhen Alp ein unabweisbares Bedürfnis, auch kamen sie in Rheinhessen[1]), in Oberhessen, im Kreise Höchst im Saargebiet[2]) usw. mit großem Erfolg zur Ausführung.

Von den verflossenen drei Jahrhunderten hat jedes einen großen Fortschritt für die Wasserversorgung gebracht: das siebzehnte die eisernen Rohrleitungen, das achtzehnte die Dampfmaschine, das neunzehnte den Rohrbrunnen. Im laufenden Jahrhundert ist die Elektrotechnik in den Vordergrund getreten. Große Umwälzungen im Wasserversorgungswesen dürfte dieselbe nicht im Gefolge haben, wir verdanken ihr aber schon jetzt nennenswerte Vervollkommnungen der Einzelheiten der Wasserwerke, insbesondere der Pumpbetriebe, sowie der Wasserveredelung durch elektrischen Strom.

§ 12. Anordnung der Wasserwerke im allgemeinen.

In Übereinstimmung mit dem Vorstehenden kann man die Technik der Wasserversorgung einteilen wie folgt:

A. Gewinnung und Entnahme des Wassers.

Hierbei kommen in Betracht: das Regenwasser, das Grundwasser, entweder oberes oder Tiefengrundwasser, das Quellwasser, das Wasser der Bäche, das Flußwasser, das Wasser der natürlichen Seen.

---

[1]) B. v. Böhmer, »Die Wasserversorgung des Bodenheimer Gebiets«, Mainz 1905. — »Des Selz-Wiesbach-Gebiets«, München 1906. — »Des Seebach-Gebiets«, München 1906. — »Des Rhein-Selz-Gebiets«, München 1907.

[2]) A. Baldus, »Gruppenwasserversorgung für den Kreis Saarburg, Bezirk Trier«, Journ. f. d. Gasbel. u. Wasservers. 1916, S. 601 u. 614.

Man spricht von einer Gewinnung des Wassers, wenn vor der Entnahme kleinere Wassermengen gesammelt werden.

Die Entnahme des Wassers der Bäche nimmt insofern eine eigenartige Stellung ein, als das Bachwasser in Teichen oder in Sammelbecken durch Erbauung von Stauwerken aufgespeichert wird.

B. Reinigung des Wassers.

Ein Reinigen ist bei Verwendung von Flußwasser stets, bei Verwendung des Regenwassers und des Wassers der natürlichen Seen und der Sammelbecken oft erforderlich. Es geschieht hauptsächlich durch Ablagerung und durch Filterung. Stark eisenhaltiges Grundwasser erfordert eine »Enteisenung«. Das Filtrieren des Wassers im kleinen und das Destillieren desselben liegen außerhalb des Rahmens des Wasserbaues.

C. Zuleitung des Wassers.

Die Leitung des Wassers vom Gewinnungsort nach den Stellen des Verbrauchs kann bei genügender Höhenlage des erstern mit natürlichem Gefälle erfolgen. Wenn dagegen der Ort der Gewinnung tief liegt, müssen Pumpwerke und Rohrleitungen angelegt werden.

D. Aufspeicherung des Wassers.

Bei der Aufspeicherung des Wassers sind zwei Gruppen von Bauwerken zu unterscheiden. Zu der ersten gehören die Teiche und die Sammelbecken. An einer Seite werden die Teiche meistens durch Staudämme, die großen Sammelbecken aber durch riesige, gewöhnlich Talsperren genannte Mauern begrenzt. Die übrigen Behälter sind hauptsächlich entweder massive oder eiserne. Es soll nicht unerwähnt bleiben, daß im vergangenen Jahrhundert der Bau der Behälter infolge der Massenerzeugung guter Zemente große Fortschritte gemacht hat. Für die Wasserdichtheit der Talsperren ist ein tadelloser Zement Vorbedingung, und beim Bau massiver Behälter aus Stampfbeton ist guter Zement unentbehrlich.

Um einen Mörtel möglichst wasserdicht zu machen, erfolgt in den meisten Fällen noch ein Zusatz von Traß. Letzterer ist ein aus Tuffstein gewonnenes Produkt der vulkanischen Eifel und sind die besten Fundorte im Nettetal unweit von Andernach am Rhein. Traß an sich ist kein selbständiges Bindemittel, sondern er erhärtet nur in Verbindung mit Kalk oder Zement, weshalb der Traß auch technisch als »hydraulischer Zuschlag«[1]) erklärt wird.

Auf die großen Fortschritte, die die Ausbildung des sog. Eisenbetons, also die Verstärkung des Stampfbetons durch eingelegte Eisenstangen, unter anderm für den Bau der Behälter mit sich gebracht hat, mag hier vorläufig hingewiesen werden. Einige diesen Gegenstand betreffende Werke sind unten namhaft gemacht[2]).

E. Verteilung des Wassers.

Die Verteilung des Wassers nach den einzelnen Stellen des Verbrauchs erfolgt in der Regel durch ein von einem Behälter ausgehendes Rohrnetz. Dieses wird mit zahlreichen Vorrichtungen zum Absperren des Wassers, zum Regeln des Ausströmens und dgl. mehr ausgestattet. Bezüglich der Technik sind Zuleitung und Verteilung des Wassers nahe verwandt. Es handelt sich bei beiden um Wasserleitungen, deren Verwendung übrigens das Gebiet der Wasserversorgung weit überschreitet.

---

[1]) Anton Hambloch, »Der rheinische Traß als hydraulischer Zuschlag und seine Bedeutung für das Baugewerbe«. Andernach 1903; Derselbe: »Was lehrt uns die Literatur über Traß«, Andernach 1908.

[2]) Weder, Leitfaden des Eisenbetonbaues. Leipzig 1914. — von Emperger, Handbuch für Eisenbetonbau. Berlin 1907.

Für den vorliegenden Zweck sollen nun die vorerwähnten Gegenstände folgendermaßen gruppiert werden:

Gewinnung und Entnahme des Wassers,
Reinigung und Aufspeicherung desselben,
Wasserleitungen,
Zuleitung und Verteilung des Wassers.

Ehe hierauf näher eingegangen wird, sind einige Voruntersuchungen zu erörtern. Diese betreffen:

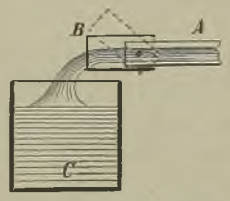
das Messen kleiner Wassermengen,
den Wasserverbrauch,
die Anforderungen an die Beschaffenheit des Wassers,
die Druckhöhen und Druckzonen.

§ 13. Messen kleiner Wassermengen.

Die Wassermengen, die bei Wasserversorgungen in Betracht kommen, sind klein im Vergleich mit den Wassermengen der Flüsse; nur die Ermittlung der erstern ist an dieser Stelle zu besprechen. Man pflegt sekundlich abfließende Mengen oft in Litern, also in Sekundenlitern (l/sek oder sl) anzugeben.

Ein etwas umständliches, aber genaues Verfahren ist das Auffangen des ausfließenden Wassers in einem geeichten Behälter unter Beobachtung der zur Füllung desselben erforderlichen Zeit. Wenn ein geeichtes Gefäß nicht zur Verfügung steht, kann man den Inhalt durch Wiegen genau genug ermitteln.

Abb. 15.
Unmittelbare Messung.



Diese unmittelbare Messung wird bei Feststellung der in einer Sekunde aus Quellen, Drains, sowie kleinen natürlichen und künstlichen Gerinnen abfließenden Wassermenge Q angewendet und besteht darin, daß man das Wasser mittels eines Gerinnes A (Abb. 15), dessen vorderes bewegliches Ende B das Wasser entweder in das Gefäß oder neben dieses fließen läßt, dem Eichgefäß C zuführt. Dann ist, wenn Q_1 die in dem Gefäß gesammelte Wassermenge und t die zur Ansammlung erforderliche Zeit in Sekunden bezeichnet,

$$Q = \frac{Q_1}{t}.$$

Gewöhnlich werden die Abflußmengen A aus dem Durchflußquerschnitt F des Wasserkörpers und der mittlern Geschwindigkeit v des Wassers ermittelt. An den einzelnen Stellen des Durchflußquerschnitts ist nämlich die Geschwindigkeit nicht die gleiche und man führt sehr oft als mittlere Geschwindigkeit diejenige ein, die an allen Stellen des Querschnitts herrschen würde, wenn jene Verschiedenheit nicht vorhanden wäre.

Es ist

$$Q = F \cdot v \tag{1}$$

somit

$$v = \frac{Q}{F} \quad \text{und} \quad F = \frac{Q}{v}.$$

Wenn F in qm gegeben ist und v in m/sek, ergibt sich Q in cbm/sek.

Bei Wassermessungen handelt es sich oft um den Ausfluß des Wassers aus Behältern, deren eine Seite durch eine lotrechte Wand begrenzt ist. Zunächst wird ein gleichbleibender Wasserspiegel vorausgesetzt. Das Wasser ströme entweder aus einer Mündung HG (Abb. 16), die an allen Seiten begrenzt ist, oder aus einem oben offenen

Einschnitt CE. Die Größen F der Durchflußöffnungen werden durch Messung ermittelt. Zur Bestimmung der Geschwindigkeit v dient folgendes:

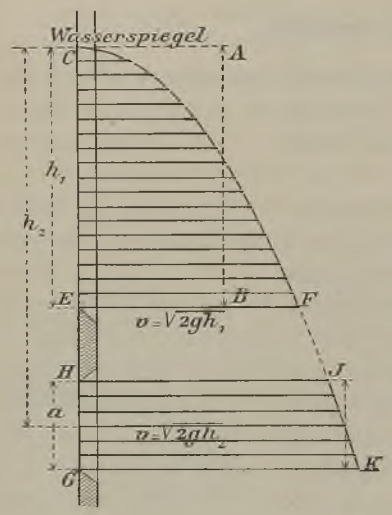
Theoretisch ist die Geschwindigkeit v des aus einer kleinen Öffnung und in einer Tiefe, also mit einer Druckhöhe $= h$, ausfließenden Wassers gleich der Geschwindigkeit eines bei einer Fallhöhe h frei herabfallenden Körpers, somit

$$v = \sqrt{2g \cdot h}, \tag{2}$$

h nennt man die Geschwindigkeitshöhe, diese ist gleich $\frac{v^2}{2g}$. Mit g bezeichnet man bekanntlich die Beschleunigung des freien Falles, für Deutschland ist $g = 9{,}81$.

Zahlenwerte der Geschwindigkeiten kann man durch gerade Linien von entsprechender Länge (sog. Geschwindigkeitslinien) veranschaulichen. In Abb. 16 ist dies zwischen C und E, auch zwischen H und G geschehen. Die rechtsseitigen Endpunkte jener Linien sind miteinander verbunden. Auf diese Weise wird für eine normal zur Bildfläche gemessene Breite $= 1$ die aus dem Einschnitt strömende theoretische Wassermenge durch den Parabelabschnitt CEF und die aus der Mündung HG strömende durch das Trapez $GHJK$ (genau genug) anschaulich gemacht.

Abb. 16. Theoretischer Ausfluß des Wassers aus Behältern.



Die Lage der ausfließenden Wasserfäden stimmt aber von vornherein mit der Lage der Geschwindigkeitslinien nicht überein. Das Wasser strömt den Öffnungen auch seitlich zu und das verursacht eine Kontraktion (Einschnürung) des ausfließenden Wasserkörpers. Die Größen der Ausflußöffnungen kommen somit nicht ungeschmälert zur Wirkung. Hauptsächlich, aber nicht ausschließlich, infolge dieses Umstands erhält man die wirklichen Ausflußmengen erst dann, wenn man die theoretischen Mengen mit sog. Ausflußzahlen multipliziert. Diese Zahlen werden durch Versuche ermittelt und sind stets kleiner als 1. Wenn man die Ausflußzahl mit μ bezeichnet, ist sonach die wirkliche Ausflußmenge

$$Q = \mu \cdot F \sqrt{2g \cdot h}. \tag{3}$$

Die Ausflußzahl μ ist abhängig in erster Linie von der Form der Umrahmungen der Öffnungen und in zweiter Linie davon, ob das Wasser beim Ausfluß wenig oder stark eingeengt wird; es kommen aber noch verschiedene andere Umstände in Betracht. Das Nachstehende bringt Näheres.

Ausfluß aus Mündungen. Die bei Wassermessungen benutzten Mündungen pflegen kreisrund zu sein, a sei der Durchmesser eines solchen Kreises, h_2 die Druckhöhe d. h. der Abstand seines Mittelpunkts vom Wasserspiegel, dann ist $F = a^2 \cdot \frac{\pi}{4}$ und die mittlere Geschwindigkeit $v = \sqrt{2g \cdot h_2}$. Abb. 16 ergibt das ohne weiteres.

Somit ist

$$Q = \mu \cdot a^2 \cdot \frac{\pi}{4} \sqrt{2g} \cdot \sqrt{h_2}.$$

Mit $\sqrt{2g} = 4{,}43$ erhält man

$$Q = 3{,}48 \cdot \mu \cdot a^2 \sqrt{h_2}.$$

Bei Mündungen, die nahe unter dem Wasserspiegel liegen, liefert diese Formel genaue Ergebnisse nicht; man kann sie jedoch verwenden, solange h_2 größer als a ist.

Bei Mündungen ist die Einschnürung (Kontraktion) des Wassers eine allseitige (vollkommene) und das beeinträchtigt die Ausflußmengen. Bei Anwendung von Mundstücken oder von Ansatzrohren entstehen indessen große Ausflußzahlen; hierüber bringt das Taschenbuch der »Hütte« Näheres. Kleine Ausflußzahlen ergeben sich, wenn man die Kanten der Öffnungen zuschärft, in Abb. 16 ist dies angedeutet; als unterste Grenze kann $\mu = 0{,}60$ angenommen werden.

Unter den Anwendungen kreisförmiger Mündungen ist zunächst die Messung mittels sog. Wasserzolle zu nennen. Hierbei werden in einer vertikalen Blechwand kreisrunde, gleichgroße Öffnungen derart angebracht, daß ihre Mittelpunkte in einer Höhe liegen, und von diesen werden so viele geöffnet, bzw. mit Korken geschlossen, als zur Erzielung einer bestimmten Druckhöhe nötig ist. Diese und die Zahl und Größe der Öffnungen ergeben die Wassermenge. Eine 2 cm weite Öffnung in einer 17 mm dicken Wand hat mit 5 cm Druck beispielsweise eine Abflußmenge von 20 cbm in 24 Stunden geliefert. Hieraus ergibt sich eine Wassermenge Q von 23 sl. Wenn man ferner die Ausflußzahl μ berechnet, findet man aus $Q = 3{,}48\, \mu \cdot a^2 \sqrt{h_2}$

$$\mu = 0{,}74.$$

Dies läßt vermuten, daß man bei diesen Versuchen die Kanten der Mündungen nicht zugeschärft, sondern abgerundet hat.

Wasserzolle soll man früher bei Bewässerungen nicht selten benutzt haben, um dem Eigentümer eines Grundstücks bestimmte Wassermengen zuzuteilen; neuerdings dürften sie wenig Anwendung finden.

Ausfluß aus Mündungen ist auch bei den Wassermessern[1]) vorhanden, mit denen man die Menge des namentlich in Gebäuden verbrauchten Wassers ermittelt; die Wassermenge wird in diesem Falle unmittelbar gemessen.

Je nach der Anordnung der Zählwerkskammer unterscheidet man bei den Wassermessern »Trocken- und Naßläufer«. Bei erstern steht die Kammer, in der das Zählwerk läuft, nicht mit dem Leitungswasser in Verbindung, während dies bei letztern der Fall ist. Bei den Trockenläufern muß also die Flügelradwelle eine Abdichtung durch eine Stopfbüchse erhalten, deren Reibung den Gang des Zählers, wenn auch unerheblich, erschwert; bei den Naßläufern dagegen ist eine Abdichtung der Flügelradwelle entbehrlich, die unter Druck stehende Zählwerkskammer aber bedingt eine wasserdichte und kräftige Glasdecke und klares Wasser.

Die heute im Gebrauch befindlichen Wassermesser scheiden sich zunächst grundsätzlich in unbewegte und bewegte Wassermesser. Bei erstern erfolgt die Messung der durchfließenden Wassermenge durch die Bestimmung der Druckunterschiede bei dem Durchströmen verschiedener Querschnitte, bei letztern durch die Aufzeichnung der Umdrehungen oder Kolbenhübe usw. von Scheiben, Flügelrädern oder Kolben, die durch die lebendige Kraft des den Messer durchströmenden Wassers in Bewegung gesetzt werden.

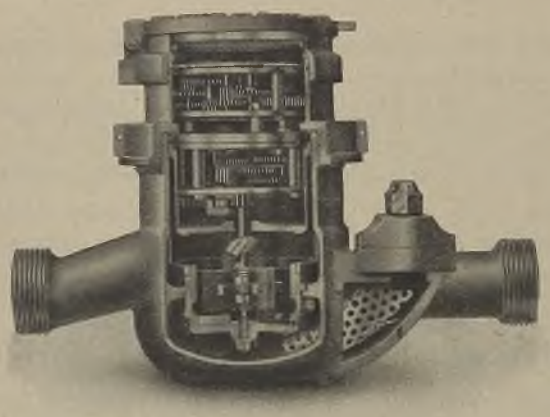
Dies ist auch bei den am häufigsten vorkommenden Flügelrad-Wassermessern der Fall, deren Bau bereits im Jahre 1858 durch die Firma Siemens & Halske Berlin, in Deutschland eingeführt wurde. Seit dieser Zeit haben diese Messer von den Fabriken, die sich mit ihrer Herstellung befassen, vielfach Veränderungen und Verbesserungen erfahren, die sich zum Teil auf das verwendete Material, zum Teil auf die Gestalt des Flügelrads beziehen.

---

[1]) Näheres siehe »Handb. d. Ing.-Wissensch.« 5. Aufl.. III. Teil, Bd. III. »Die Wasserversorgung der Städte« Kap. V, dem die Abb. 17—20 entnommen sind.

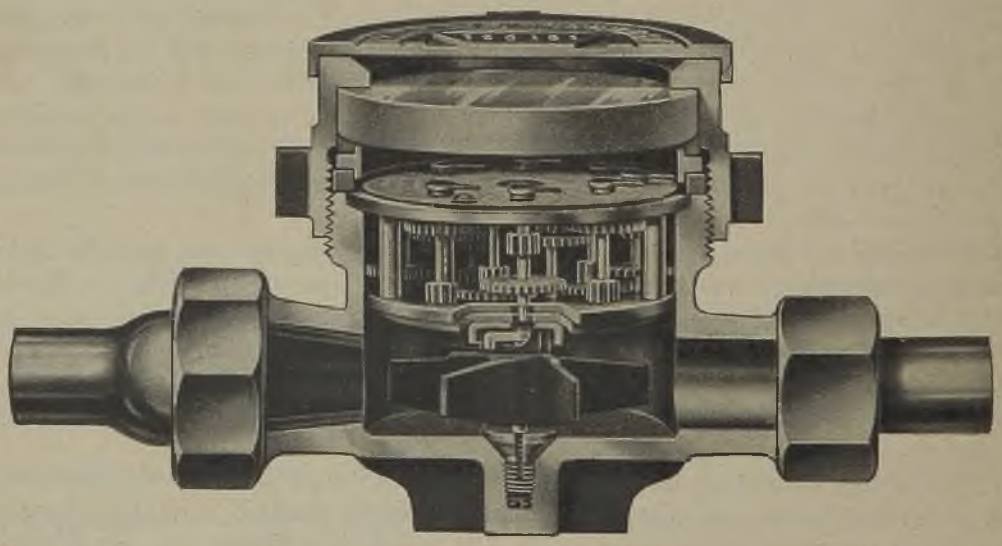
Sämtliche heute gebräuchlichen Arten von Flügelrad-Wassermessern kann man, abgesehen von der verschiedenen Ausführung als Naß- oder Trockenläufer in zwei Gruppen und zwar in solche mit einheitlichem oder ungeteiltem Strom und solche mit geteiltem Strome zusammenfassen, je nachdem der Wasserstrom den Messer ungeteilt durchfließt oder ihm durch einzelne Öffnungen also geteilt zugeführt wird und so das Flügelrad in einzelnen Strahlen beaufschlagt. Durch die Teilung des Stromes kann eine Erhöhung der Empfindlichkeit des Messers erreicht werden, doch tritt leicht der Nachteil ein, daß kleine Änderungen der Durchflußöffnungen durch Kalk- oder Eisenniederschläge die Empfindlichkeit und Genauigkeit beeinflussen. Abb. 17 zeigt einen von der Firma SIEMENS & HALSKE Berlin, gebauten Trockenläufer, der als Mehrstrahlenmesser ausgebildet ist, während Abb. 18 einen von der Firma DREYER, ROSENKRANZ und DROOP Hannover, als Naßläufer hergestellten Einstrahlmesser zeigt.

Abb. 17. Trockenläufer als Mehrstrahlenmesser.



Dem SIEMENSschen Wassermesser ähnlich und viel verbreitet ist auch ein von der Aktiengesellschaft H. MEINECKE Breslau, als Trockenläufer mit geteiltem Wasserstrom hergestellter Messer. Bei der Auswahl der Größe der Flügelradmesser muß eine gewisse Vorsicht walten, weil große Messer bei kleiner Entnahme ziemlich erhebliche Minderangaben machen, während zu kleine Messer oft namhafte Druckverluste verursachen. Zu den Flügelrad-Wassermessern gehört auch der Woltmannmesser, der nach dem Grundsatz des Woltmannflügels gebaut ist. Der Woltmannmesser wird hauptsächlich zur Messung größerer Wassermengen verwendet und kann wegen seines geringen Druck-

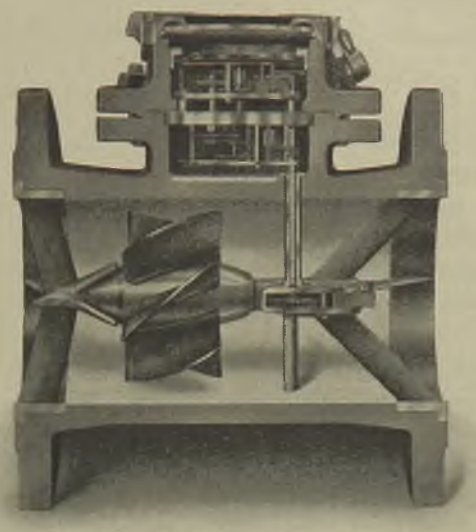
Abb. 18. Naßläufer als Einstrahlmesser.



verlustes ohne Nachteil in Zuleitungen und dergleichen eingebaut werden. Abb. 19 zeigt einen Woltmannmesser, wie er von der Firma SIEMENS & HALSKE Berlin, gebaut wird.

Um auch Wassermengen, die der Leitung an den Hydranten z. B. zum Straßensprengen oder zur Kanalspülung usw. entnommen werden, messen und so eine genaue Kontrolle über den Wasserverbrauch ausüben zu können, bedient man sich der Standrohre mit Wassermesserkopf, wie ein solcher in Abb. 20 dargestellt ist.

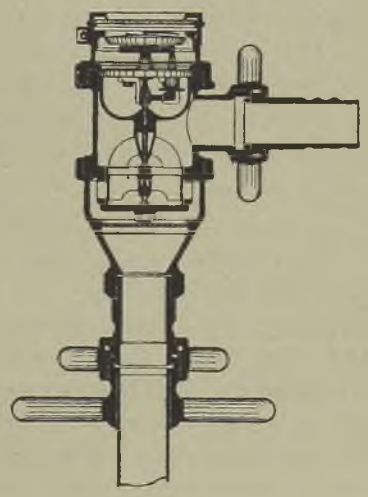
Abb. 19. Woltmannmesser.



Wohl alle größern Wasserwerksverwaltungen, die Wassermesser im Betrieb haben, besitzen Wassermesserprüfstationen, zu denen Prüfungsapparate in verschiedenen Ausführungen von den meisten Wassermesserfabriken hergestellt werden.

Überfälle. Durch Herstellung eines Einschnitts CE (Abb. 16, S. 284) in der Wand eines Wasserbehälters mit gleichbleibendem Wasserspiegel entsteht ein Überfall und zwar, wenn das Wasser in die Luft, also nicht teilweise unter Wasser abfließt, ein vollkommener Überfall (Abb. 21). Wenn man einen solchen zu Wassermessungen verwendet, stellt man bei a eine zugeschärfte Kante durch Anbringen eines Flacheisens her. Die Breite des Überfalls sei b, die Wassertiefe h_1 (Abb. 16); die letztere wird in einiger Entfernung von der Wand ermittelt, weil der im übrigen horizontale Wasserspiegel in der Nähe der Wand sich senkt. Die Berechnung der Ausflußmengen wird hierdurch nicht beeinflußt, somit ist $F = b \cdot h_1$.

Abb. 20. Standrohr mit Wassermesserkopf.



Die mittlere Geschwindigkeit v ergibt sich durch Anwendung des Satzes, daß der Flächeninhalt eines Parabelabschnitts gleich zwei Dritteln des Inhalts eines umschriebenen Rechtecks ist. In dem Rechteck $ABEC$ (Abb. 16) ist somit $AC = BE = \frac{2}{3}EF$, also

$$v = \tfrac{2}{3}\sqrt{2g \cdot h_1}.$$

Sodann erhält man theoretisch

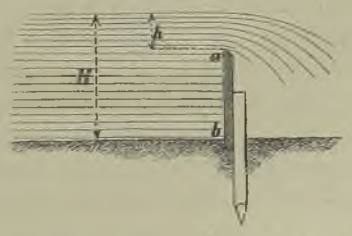
$$Q = b \cdot h_1 \cdot \tfrac{2}{3}\sqrt{2g \cdot h_1},$$

die wirkliche Ausflußmenge ist aber

$$Q = \tfrac{2}{3}\mu \cdot b \cdot h_1\sqrt{2g \cdot h_1} = \tfrac{2}{3}\mu \cdot b\sqrt{2g} \cdot h_1^{\frac{3}{2}}. \qquad (4)$$

Dies ist eine oft gebrauchte Formel[1]).

Abb. 21. Vollkommener Überfall.



[1]) Näheres über den Koeffizienten μ siehe R. WEYRAUCH, »Hydraulisches Rechnen«. 4. u. 5. Aufl., Stuttgart 1921.

Der vorstehend vorausgesetzte horizontale Wasserspiegel ist bei Teichen und Sammelbecken vorhanden, wenigstens annähernd und genau genug. Meistenteils handelt es sich aber darum, die Wassermengen kleiner fließender Gewässer zu ermitteln. Wenn dann das Wasser mit einer Geschwindigkeit v_1 an den Überfall gelangt, addiert man zu dessen Wassertiefe die jener Geschwindigkeit entsprechende Geschwindigkeitshöhe $k = \frac{v_1^2}{2g}$ und erhält:

$$Q = \tfrac{2}{3}\mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot (h_1 + k)^{\frac{3}{2}}. \tag{5}$$

Kleine Zuströmungsgeschwindigkeiten darf man vernachlässigen, für $v_1 = 0{,}5$ m ist k beispielsweise nur 0,003 m.

In Bächen schwankt die Höhenlage des Wasserspiegels; dies hat die Herstellung von Meßvorrichtungen veranlaßt, die diese Schwankungen selbstwirkend aufzeichnen. Zunächst wird der Bach neben der in Abb 21 angedeuteten Stauwand mit lotrechten hölzernen Wänden von beispielsweise 5 bis 6 m Länge begrenzt, deren Abstand gleich der Breite des Überfalls (4,0 m) ist. Neben einer der Wände befindet sich an ihrem obern Ende ein bis auf die Sohle des Baches hinabreichendes kleines hölzernes Türmchen, dessen unterer Raum dem Wasser zugänglich ist. Es ist Einrichtung getroffen, daß die Bewegungen eines daselbst befindlichen Schwimmers auf einem Papierband in natürlicher Größe aufgezeichnet werden. Einen derartigen Apparat nennt man einen selbstschreibenden Pegel. Die Höhenlagen des Wasserspiegels werden nun regelmäßig beobachtet und aus den hieraus ermittelten Wassertiefen des Überfalls ergeben sich die Abflußmengen in bereits besprochener Weise. Bei geringer Geschwindigkeit des ankommenden Wassers ist für diese Vorrichtung $\mu = 0{,}78$ in zuverlässiger Weise ermittelt[1]). Derartige Ermittlungen müssen mindestens ein Jahr lang durchgeführt werden.

Die Bestimmung der Wassermengen der Bäche ist eine Grundlage für den Entwurf der Sammelbecken. Man kann übrigens diese Messungen auch mit den hauptsächlich bei größern Gewässern benutzten Hilfsmitteln, die unter »Geschwindigkeitsmessungen« besprochen werden, bewerkstelligen.

§ 14. Wasserverbrauch.

Die zur Versorgung einer Stadt erforderliche Wassermenge richtet sich nach den Bedürfnissen der Bewohner, den an öffentliche Einrichtungen, wie Badeanstalten, Springbrunnen u. dgl. gestellten Ansprüchen, nach dem Umfang des gewerblichen Betriebs, nach dem Preise des Wassers und nach der Art seiner Abgabe. Wenn nämlich die Wasserabgabe nicht unter Anwendung von Wassermessern, sondern nach fester Vergütung erfolgt, wobei die Bewohner freien Spielraum in der Wasserbenutzung haben, so ist der Verbrauch ein viel größerer, als wenn das Wasser nach der wirklich verbrauchten Menge bezahlt werden muß. Man kann annehmen, daß bei Beseitigung der Wassermesser der Verbrauch in Wohnhäusern mindestens auf das Doppelte, unter Umständen sogar auf das Dreifache steigen würde. Beispielsweise sei bemerkt, daß i. J. 1899 der Verbrauch für Kopf und Tag in Berlin bei Verwendung von Wassermessern 78 l betragen hat, in Lübeck dagegen, wo die Abgabe fast ganz ohne Wassermesser erfolgte, 259 l.

Bei Ermittlung der erforderlichen Wassermenge ist ferner die Vermehrung der Bevölkerung zu berücksichtigen. Die Größe des Bevölkerungszuwachses läßt sich zwar nicht für alle Fälle genau bestimmen, doch ist es immerhin möglich, an Hand der bisherigen Zunahme und der beabsichtigten Bebauung, die nötigen Anhaltspunkte zu finden. Die Berechnung kann sowohl graphisch wie rechnerisch durchgeführt werden, wobei

[1]) Näheres, s. MATTERN, »Die Ausnutzung der Wasserkräfte«. 3. Aufl., Leipzig 1921.

grundsätzlich natürlich kein Unterschied zwischen beiden Verfahren besteht. Beim graphischen Verfahren, das sich vielleicht bei Orten mit ruhiger stetiger Entwicklung besonders brauchbar erweist, trägt man in einem rechtwinkligen Koordinatensystem die Jahre als Abszissen, die Einwohnerzahlen als Ordinaten auf, wozu die Einwohnerzahlen in mehreren über einen genügend großen Zeitraum sich erstreckenden Jahren festgestellt werden. Auf diese Weise erhält man eine Kurve des Bevölkerungszuwachses, die man nach Schätzung für eine Reihe von zukünftigen Jahren weiterführen kann.

Beim rechnerischen Verfahren benutzt man zur Bestimmung der Einwohnerzahl nach n Jahren die bekannte Zinseszinsformel

$$Z_1 = Z \cdot \left(1 + \frac{f}{100}\right)^n, \tag{6}$$

wobei Z die gegenwärtige Einwohnerzahl, Z_1 diejenige nach n Jahren und f die Zunahme in Prozenten bezeichnet; für f und n ergeben sich dann folgende Werte:

$$f = 100\left(\sqrt[n]{\frac{Z_1}{Z}} - 1\right) \tag{7}$$

und

$$n = \frac{\log Z_1 - \log Z}{\log\left(1 + \frac{f}{100}\right)}. \tag{8}$$

Als Mittelwerte für f kann man bei größern Städten 2,7 %, bei mittlern 3 % und bei kleinen Städten und Ortschaften 2,2 % annehmen; doch haben diese Zahlen keinen allgemein gültigen Wert, da die Zunahme in jedem Falle voraussichtlich verschieden ist. Man wird deshalb besser von Fall zu Fall aus der bisherigen Zunahme die örtliche Zuwachsziffer f zu ermitteln und durch Vergleich mit Städten ähnlicher Beschaffenheit für die Zukunft ein einigermaßen zutreffendes Bild zu gewinnen suchen.

Bei Wasserwerken, die auf 20 und mehr Jahre berechnet sind, werden die ersten Anlagekosten sich bedeutend erhöhen, so daß man meistens nur die nächste Zukunft berücksichtigen, die Anlage aber so ausführen wird, daß eine spätere Erweiterung ohne Beseitigung wesentlicher Teile und ohne Betriebsstörung möglich ist.

a) Tagesverbrauch.

Die zu häuslichen Zwecken erforderliche Wassermenge kann zu 35 bis 51 l für Tag und Kopf angenommen werden; doch ist, besonders bei leichter und billiger Wasserbeschaffung, mit einer Verbrauchssteigerung von etwa 20 l zu rechnen.

Großen Schwankungen ist der Wasserverbrauch für gewerbliche Zwecke unterworfen, weil der Umfang und die Art der gewerblichen Betriebe sehr verschieden sind. In mittlern und größern Städten kann man den Bedarf auf 30 l für Kopf und Tag mit einer spätern Steigerung um 10 l, für kleinere Städte dagegen niedriger (bis etwa 15 l) ansetzen.

Der Wasserverbrauch für öffentliche Zwecke, der zwischen 4 und 28 l für Kopf und Tag schwankt, hängt von der Größe, Ausdehnung und Wohlhabenheit der Stadt, von dem Klima und der Leichtigkeit des Wasserbezugs ab.

In diesen Zahlen sind jedoch die Wasserverluste nicht einbegriffen, die durch undichte Stellen im Leitungsnetz u. dgl. entstehen und zwischen 4 und 10 % der ganzen Wasserentnahme betragen. Zu den Verlusten werden auch diejenigen Wassermengen gerechnet, die zur Spülung des Leitungsnetzes erforderlich sind und zu 0,5 bis 1,5 l für Kopf und Tag anzunehmen sind.

Werden für öffentliche Zwecke, für Wasserverlust und für Spülungen des Rohrnetzes je nach den Verhältnissen der betreffenden Stadt 5 bis 13 l für Kopf und Tag mit einer

Steigerung um 10 l angesetzt, so ergeben sich für Orte ohne ausgesprochenen gewerblichen Charakter, bei Anwendung von Wassermessern, für den Tagesverbrauch folgende Zahlen:

für häusliche Bedürfnisse	35 bis 51 l	mit einer Steigerung auf	55 bis 71 l,
für gewerbliche Zwecke	15 bis 30 l	mit einer Steigerung auf	25 bis 40 l,
für öffentliche Zwecke und Verluste.	5 bis 13 l	mit einer Steigerung auf	15 bis 24 l,
	55 bis 94 l		95 bis 135 l,

wobei von den beiden Grenzwerten 55 und 94 l der erstere für Landgemeinden mit vorwiegend ackerbautreibender Bevölkerung gilt.

Bei den rheinhessischen Gruppenwasserversorgungen, an denen nur Landgemeinden beteiligt sind, wurden 50 l für jeden Einwohner und jedes Stück Großvieh, ferner 10 l für jedes Stück Kleinvieh mit einem Zuschlag von 10 v. H. für Zunahme der Bevölkerung nach 50 Jahren angesetzt.

Bei der Gruppenwasserversorgung für die Gemeinden Unterliederbach, Sossenheim, Eschborn und Sulzbach im Kreise Höchst wurde mit einem Höchstverbrauch von 100 l für Kopf und Tag gerechnet und die Bevölkerungszunahme für 15 Jahre rechnerisch ermittelt. Bei Landgemeinden ist es unter Umständen angebracht, den Viehbestand in Rücksicht zu ziehen, man rechnet dann allgemein

für Pferde oder Kühe	50 l	für Stück und Tag
» Schweine	15 l	» » » »
» Schafe	10 l	» » » »

Nach den bisherigen Erfahrungen können bei Wasserleitungen, die allen billigen Bedürfnissen genügen sollen,

für Ortschaften und kleine Städte	60—80 l	für Kopf und Tag
» mittlere Städte (über 10000 Einwohner)	100—125 l	für Kopf und Tag
» große » » 100000 »	125—150 l	» » » »

angenommen werden, wobei nicht nur das dem gewöhnlichen Hausverbrauch entsprechende Wasser, sondern auch das Wasser für Begießen von Straßen und Gärten, das Spülen der Kanäle, das Kleingewerbe usw. einbegriffen sind. Nicht einbegriffen ist dagegen ein etwaiger Verbrauch für Springbrunnen und Zierbrunnen aller Art, sowie für größere Fabriken und sonstige, Wasser in großen Mengen verzehrende Anlagen.

Das Verhältnis des durchschnittlichen zu dem größten Tagesverbrauch schwankt zwischen 1 : 1,2 und 1 : 1,8. Als Mittelwert kann 1 : 1,5 angenommen werden. Diese Schwankungen sind im allgemeinen in Städten mit großem Wasserverbrauch für gewerbliche Zwecke geringer, dagegen größer, wenn die Wasserversorgungsanlage vorwiegend den häuslichen Bedarf zu decken hat.

b) Stundenverbrauch.

Wie der Wasserverbrauch während der Tage eines Monats ein verschiedener und in den warmen Monaten größer als in den kalten ist, so weist er auch für die einzelnen Stunden ansehnliche Schwankungen auf. Denn während der durchschnittliche Verbrauch in einer Stunde $\frac{100}{24}$, d. h. etwas über 4 % der Tagesmenge beträgt, steigt er am Tage auf 6 bis 7 % und geht in den Nachtstunden bis auf 1 % des Tagesverbrauchs herunter.

Da nun der größte Tagesverbrauch im Mittel das 1,5fache des durchschnittlichen beträgt, so muß ein Wasserwerk stündlich das $1\frac{1}{2}$fache jener 6 bis 7 %, d. h. etwa 9 bis 10 % oder rund ein Zehntel des mittlern Tagesverbrauchs zu liefern imstande sein.

§ 15. Anforderungen an die Beschaffenheit des Wassers.

Das Wasser muß nicht allein in ausreichender Menge vorhanden sein, sondern auch gewissen Bedingungen genügen, die sich auf seine chemische, bakteriologische und mikroskopische Beschaffenheit, sowie auf seinen Wärmegrad beziehen. Diese Bedingungen lassen sich wegen der mannigfaltigen Beschaffenheit des in der Natur niemals vollkommen rein vorkommenden Wassers und der verschieden zu erfüllenden Ansprüche nicht einheitlich festsetzen. Die höchsten Anforderungen sind natürlich an das als Genußmittel dienende Wasser, das Trinkwasser zu stellen. Dieses soll keinen ausgesprochenen, sondern lediglich einen erfrischenden Geschmack, möglichst wenig wechselnde Wärme von 9 bis 12° haben, klar, farb- und geruchlos sein und vor allem nicht durch Auslaugeprodukte faulender tierischer Abfallstoffe (durch sog. Bodenlauge) verunreinigt sein. Finden sich in einem Wasser Ammoniumverbindungen, Chloride nicht mineralischer Herkunft, salpetrigsaure Salze und viel organische Substanzen, so ist anzunehmen, daß das Wasser durch frische Bodenlauge verunreinigt und daher als Trinkwasser unbrauchbar ist, auch dann, wenn es nur der Gefahr einer solchen Verunreinigung ausgesetzt ist, denn es muß als Regel gelten, nur solches Wasser als Trinkwasser den Städten und Ortschaften bzw. Häusern zuzuleiten, das gesundheitlich vollständig einwandfrei ist. Wasser, das alte (mineralisierte) Bodenlauge enthält, ist durch einen hohen Gehalt an Chloriden und salpetersauren Salzen charakterisiert und weniger schädlich, als Wasser mit frischen Verunreinigungen. Die genaue Ermittlung der genannten Verunreinigungen ist Sache des Chemikers und Bakteriologen, doch muß auch der Techniker alle Anforderungen kennen, die man an die Beschaffenheit des Wassers zu stellen hat, da dieselben für die Ermittlung der Bezugsquelle von maßgebendem Einfluß sind.

Der Gehalt des Wassers an Kalk und Magnesia wird mit Härte bezeichnet und nach Härtegraden bemessen. In Deutschland entspricht ein Härtegrad ($D \cdot H^{\circ}$) der Beimengung von 1 Teil Kalk oder der entsprechenden Menge Magnesia auf 100000 Teile Wasser. 1 Teil Magnesia entspricht 1,4 Teilen Kalk. Enthalten also z. B. 1000 ccm Wasser 87,6 mg Kalk und 11,3 mg Magnesia, so ist die Härte des Wassers in deutschen Graden $\frac{87{,}6 + (11{,}3 \times 1{,}4)}{10} = 10{,}3\ D \cdot H^{\circ}$.

Da die Härte des Wassers öfters auch in französischen oder englischen Härtegraden ausgedrückt wird, seien nachstehende Beziehungen angegeben.

100 deutsche Härtegrade	=	179 französische	=	125 englische Härtegrade
100 französische »	=	56 deutsche	=	70 englische »
100 englische »	=	80 deutsche	=	143 französische »

Nur wenig Kalk besitzendes Wasser schmeckt »weich« und wird nicht so gern getrunken wie hartes Wasser, ist dagegen zu Reinigungszwecken geeigneter, weil bei ihm der Verbrauch an Seife geringer ist. Wasser unter 10 Grad bezeichnet man als weich, ein solches über 20 Grad als hart; die dazwischen liegenden Stufen ergeben mittelhartes Wasser. Für Genußzwecke werden 18 bis 20 Härtegrade am zuträglichsten gehalten.

Die Härte, die das Wasser bei gewöhnlicher Luftwärme besitzt, wird als Gesamthärte bezeichnet im Gegensatz zu der geringern bleibenden Härte, die es durch das Kochen erhält. Der Unterschied zwischen beiden ist um so größer, je mehr Kalk oder Magnesia in der Form von doppelkohlensauern Verbindungen das Wasser enthält, weil bei dessen Erwärmen ein Teil der Kohlensäure entweicht. Hierdurch entsteht eine einfachkohlensaure, im Wasser weniger lösliche Verbindung, so daß Kalk und Magnesia als Kalzium- und Magnesiumkarbonat teilweise ausgeschieden werden; das Wasser wird

somit weicher. Sowohl für häusliche, als auch für gewerbliche Zwecke, namentlich zur Dampfkesselspeisung und zur Färberei sowie zum Bewässern von Gartenanlagen ist weiches Wasser viel brauchbarer als hartes.

Eisenhaltiges Wasser kommt äußerst häufig vor und ist seine Verwendbarkeit, wenn auch der Eisengehalt an sich wohl nicht gesundheitsschädlich wirkt, durch eine Reihe unangenehmer Erscheinungen sehr beschränkt. Kommt derartiges Wasser mit der Luft in Berührung, so verwandelt sich das in dem Wasser als Oxydul aufgelöste Eisen in eine unlösliche Verbindung, Eisenoxydhydrat, die sich bei stärkerm Eisengehalt als ein sehr feines braunes Pulver ausscheidet und an den benutzten Gefäßen sowie an Gewebefasern u. dgl. haften bleibt.

In Rohrnetzen setzt das eisenhaltige Wasser sein Eisen ab, dadurch unangenehme Trübungen des Wassers und schließlich Querschnittsverengungen der Leitungen herbeiführend. Größere Gefahr noch bringen die in eisenhaltigem Wasser sich entwickelnden Eisenalgen, die durch Wucherungen selbst größere Leitungsquerschnitte zusetzen können. Die schädlichen Erscheinungen bei Verwendung eisenhaltigen Wassers zeigen sich erst bei einem gewissen Eisengehalt, den man auf 0,1 bis 0,2 mg für das Liter annehmen kann, während Wasser mit weniger Eisengehalt ohne weiteres zu verwenden ist. Im allgemeinen läßt sich sagen, daß Wasser mit mehr Eisengehalt als 0,2 mg für das Liter (für Fabriken feinen Papiers 0,1 mg) nur dann zur Wasserversorgung gebraucht werden kann, wenn das Eisen vorher ausgeschieden bzw. entsprechend vermindert wird, wofür es eine Reihe zuverlässiger Verfahren gibt.

Fast in jedem Wasser finden sich Kleinlebewesen und deren Keime, die sich in harmlose und krankheitserregende oder pathogene Bakterien oder Keime scheiden, zu welch letztern die Cholera- und Typhusbazillen sowie die Erreger sonstiger Infektionskrankheiten gehören. Die pathogenen Keime finden sich in unsern Gegenden im Wasser nur dann, wenn dieses durch Fäkalstoffe verunreinigt wird, was hauptsächlich bei Oberflächenwasser vorkommt, weshalb diesem gegenüber besondere Vorsicht geboten ist. Dringt Wasser durch filtrierende Bodenschichten, so werden die Kleinlebewesen zurückgehalten und man kann annehmen, daß ein Wasser, das einen Weg von 4—5 m durch filtrierende Bodenschichten zurückgelegt hat, meistens keimfrei ist und bleibt, wenn nicht verunreinigende Zuflüsse hinzutreten.

Nicht selten läßt sich Trinkwasser nur in beschränkter Menge beschaffen, während für untergeordnete Zwecke ein weniger gutes Wasser als Nutzwasser zur Verfügung steht. »Als Nutzwasser darf jedes reine, farb- und geruchlose und von Krankheitserregern freie Wasser Verwendung finden; je geringer sein Härtegrad ist, um so besser wird es seinem Zwecke entsprechen.«

Trennung des Trinkwassers vom Nutzwasser bringt zweierlei Wassergewinnungsanlagen und zweierlei Leitungen mit sich; eine Anordnung, wie sie wohl der hohen Kosten wegen nur in großen Städten angetroffen wird.

§ 16. Druckhöhen und Druckzonen.

a) Druckhöhen.

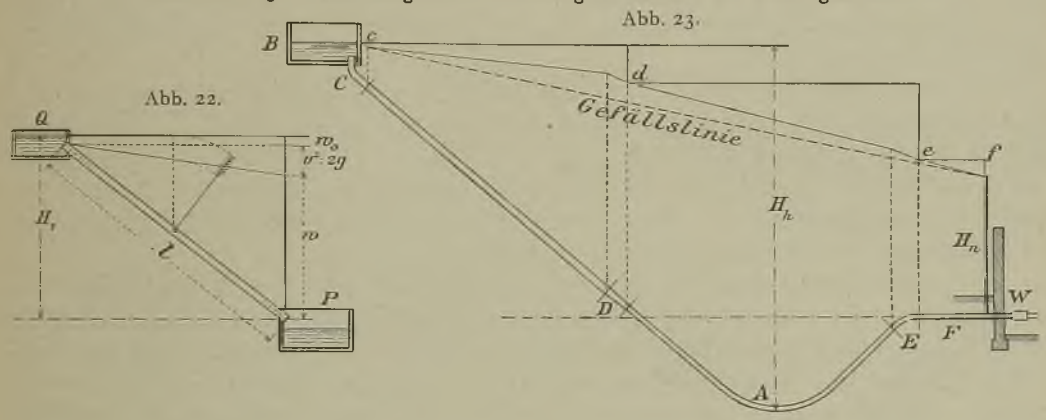
Die in § 13 vorläufig erwähnten Druckhöhen sollen nunmehr näher untersucht werden. Der Normaldruck des ruhenden Wassers, der sog. hydrostatische Druck, auf ein ebenes Stück f eines Gefäßes wird bekanntlich gemessen durch das Gewicht einer Wassersäule, die eine Grundfläche $= f$ und zur Höhe den Abstand zwischen dem Wasserspiegel und dem Schwerpunkt von f hat; dieser Abstand ist die Druckhöhe, genauer die hydrostatische Druckhöhe.

Für $f = 1$ qcm und eine Druckhöhe $= 10$ m ist jeder Druck gleich dem Gewicht eines Kubikdezimeters Wasser (1 kg), somit annähernd gleich dem durchschnittlichen Druck einer Atmosphäre.

Bei Rohrleitungen, die Wasser aus einem Behälter aufnehmen und ableiten, tritt der hydrostatische Druck durch Verschließen sämtlicher Ausgußöffnungen ein. In einem lotrechten, an der tiefsten Stelle der Leitung angebrachten, oben offenen Rohre würde das Wasser bis zur Höhe des Wasserspiegels des Behälters steigen. In Abb. 23 ist ein solches Rohr durch eine strichpunktierte Linie angedeutet. Wenn der Abstand H_h von dem verlängerten Wasserspiegel des Behälters B bis zum Punkt A beispielsweise $= 80$ m ist, unterliegen die Wandungen verschlossener Rohre einem Druck von $H_h : 10 = 8$ Atm. $= 8$ kg/qcm und müssen so stark sein, daß sie diese Pressung auf die Dauer und mit Sicherheit aushalten.

Bewegung des Wassers in den Rohren ändert die Druckverhältnisse erheblich. Das bewegte Wasser hat Arbeiten verschiedener Art zu leisten und diese vermindern die zur

Abb. 22 u. 23. Rohrleitungen mit Andeutung der Druck- und Reibungshöhen.



Verfügung stehende Druckhöhe. Die hierbei eintretenden sog. hydraulischen Druckhöhen, die stets kleiner als die hydrostatischen sind, werden am sichersten an lotrechten, oben offenen Röhren gemessen, die man Piezometer (Druckmesser) nennt. Wenn dies nicht ausführbar ist, verwendet man Manometer, also die beispielsweise bei der Ausstattung der Dampfkessel unentbehrlichen Instrumente, die die Dampfspannungen in Atmosphären angeben. Höhenunterschiede der Wasserstände zweier benachbarter Druckmesser sind hauptsächlich eine Folge der Reibung des Wassers, d. h. der verschiedenartigen, durch die Bewegung des Wassers hervorgerufenen Widerstände. Jene Höhenunterschiede nennt man Reibungshöhen- oder Druckhöhenverluste, sie sollen mit w, die zugehörigen Längen der Rohrleitung aber mit l bezeichnet werden (Abb. 22). Die Beziehungen zwischen w, l und der Weite der Leitungen werden in Abschnitt F besprochen.

In Abb. 22 ist eine Rohrleitung einfachster Art vorgeführt. Eine Brunnenstube Q steht mit einem Wasserbehälter P durch eine gerade Leitung in Verbindung. Die zur Verfügung stehende Druckhöhe H_1 wird in diesem Falle zwischen dem Wasserspiegel bei Q und der Mitte der Ausflußöffnung gemesen. Das Wasser der Leitung habe eine Geschwindigkeit von 2,0 m/sek, dieser entspricht eine Geschwindigkeitshöhe von $\frac{2^2}{2g} =$ (rund) 0,2 m. Es genügt also ein kleiner Teil der Druckhöhe H_1 zur Erzeugung der Geschwindigkeit des Wassers.

Ferner kommt der Widerstand in Betracht, den das Wasser beim Eintritt in die Rohrleitung findet. Dieser kann bis auf die Hälfte der Geschwindigkeitshöhe steigen, ist aber bei guter Form der Einmündung erheblich geringer. Nehmen wir hier die Hälfte an, so beansprucht jener Widerstand von der hydrostatischen Druckhöhe nur 0,10 m. Wenn $H_1 = 10$ m ist, entfallen $10 - (0{,}2 + 0{,}1) = 9{,}7$ m auf Überwindung der Reibung, somit ist $w = 9{,}7$.

Wenn die Geschwindigkeit des Wassers mit v und der Eintrittswiderstand mit w_0 bezeichnet wird, ist allgemein

$$H = w_0 + \frac{v^2}{2g} + w. \tag{9}$$

Unter Bezugnahme auf Abb. 22 mag noch bemerkt werden, daß die Richtung des Wasserdrucks von der Bewegung des Wassers insofern nicht beeinflußt wird, als der hydraulische Druck ebenso wie der hydrostatische ein Normaldruck ist.

Wir betrachten nun eine der Verteilung des Wassers dienende Rohrleitung (Abb. 23). Bei B befindet sich ein Wasserbehälter, bei F ist die höchste Stelle des Versorgungsgebiets, woselbst auch hohe Häuser. Bei D verringert sich der Durchmesser der Leitung, bei W ist ein Wassermesser angedeutet. Infolge Benutzung der Leitung sind zahlreiche Zapfhähne geöffnet.

In diesem Falle könnte man eine Geschwindigkeit des Leitungswassers von 1,0 m/sek annehmen, diese Geschwindigkeit überschreitet man nicht gern. Bei 1 m Geschwindigkeit ist die Geschwindigkeitshöhe nur 0,05 m; diese, nicht minder der Eintrittswiderstand des Wassers, sind so klein, daß man beide den ansehnlichen Reibungshöhen gegenüber sehr oft vernachlässigen kann. Es kommen allerdings, beispielsweise bei Springbrunnen, auch Anlagen vor, bei denen das nicht zulässig ist.

In gleichlangen Teilen der Strecken CD und DE sind die Reibungshöhen verschieden, weil mit kleinen Durchmessern der Leitungen große Reibungshöhen Hand in Hand gehen, ferner sind verschiedene Bestandteile der Leitung vorhanden, die eine plötzliche Zunahme der Reibungshöhen, sog. besondere Leitungswiderstände, verursachen. Beispielsweise sollen genannt werden: die Krümmungen bei C und E, die Weitenänderungen bei D, Absperrvorrichtungen bei C und D usw. Der Verlauf einer gebrochenen Linie $cdef$, die die untern Punkte der Reibungshöhen miteinander verbindet, gestaltet sich nun so, wie Abb. 23 vorführt. Man nennt diese Linie die Gefällslinie oder Betriebsdrucklinie der Leitung; näherungsweise kann man sie durch eine geradlinige, in der Abbildung gestrichelte Verbindung zwischen zwei Hauptpunkten ersetzen. Ein solcher Hauptpunkt ist der Punkt f, woselbst die Druckhöhe H_n so groß sein muß, wie es die Versorgung der benachbarten Gebäude erfordert; zwischen H_n und W ist die Umfassungsmauer eines solchen angedeutet. Diese Druckhöhe nennt man die nützliche Druckhöhe oder kurz den Nutzdruck der Leitung. Derselbe muß mindestens so groß sein, daß die obern Stockwerke der Gebäude von gewöhnlicher Größe trotz der in den Hausleitungen entstehenden Widerstände Wasser beziehen können.

Die Reibungshöhen u. dgl. der Hausleitungen werden nun ebenso wie bei Straßenleitungen ermittelt und der durch den Wassermesser verursachte Druckhöhenverlust kommt hinzu. Bei ansehnlichen Gebäuden kann im ganzen ein Druckhöhenverlust bis 12 m sich leicht ergeben. Je nach Art der Bebauung der Orte liefern diese Ermittlungen verschiedene Ergebnisse. In der Regel genügt es, wenn man als H_n annimmt: in Landgemeinden 10 bis 15 m, in kleinern Städten mit niedrigen Häusern 20 bis 25 m, in großen Städten aber 30 bis 35 m. Genauere Untersuchungen sind von Fall zu Fall anzustellen.

Für Feuerlöschzwecke genügen jedoch die besprochenen Druckhöhen nicht, da für diese ein kräftiger geschlossener, bis zum höchsten Punkte des Daches reichender Strahl

von 6 sl erforderlich ist, was eine Verstärkung des Druckes um etwa 10 m nötig machen würde. Da aber Spritzen, insbesondere die Motorspritzen, in größern Städten, bei umfangreichen Bränden doch nicht zu entbehren sind, so hält man es nicht für vorteilhaft, diejenigen Versorgungsanlagen, die keine zeitweise Drucksteigerung gestatten, fortwährend unter einem die gewöhnlichen Bedürfnisse überschreitenden Druck zu halten, so daß die Wasserversorgung unter dem für Feuerlöschzwecke erforderlichen Druck nur in Orten stattfindet, wo dies ohne besondere Erhöhung der Anlage- und Betriebskosten möglich ist.

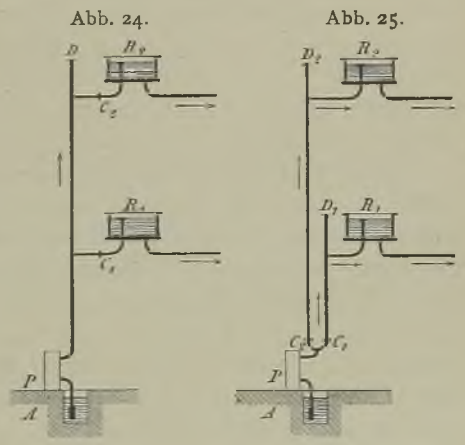
Bei Ermittlung der nützlichen Druckhöhen ist ein starker Wasserverbrauch vorauszusetzen und auf einen solchen bezieht sich die in Abb. 23 gezeichnete Gefällslinie. Bei Einschränkung des Verbrauchs hebt sich dieselbe nach und nach; nachts nähert sie sich der horizontalen, dem Wasserspiegel des Behälters entsprechenden Lage.

b) Druckzonen.

Das Rohrnetz des Versorgungsgebiets läßt sich meistenteils einheitlich gestalten unter Umständen und namentlich bei sehr verschiedener Höhenlage der Bezirke einer größern Stadt wird aber die Bildung von selbständigen Netzen nebst Zubehör erforderlich. Die den einzelnen Netzen zugehörigen Gebiete nennt man Druckzonen und unterscheidet obere und untere Zonen.

Anordnung verschiedener Druckzonen ist namentlich dann am Platze, wenn das Wasser durch Pumpen gefördert wird. Wie das durch ein Pumpwerk bewirkt werden kann, zeigt die schematische Abbildung 24. Bei dieser werden die Zonenbehälter unter Benutzung der Schieber C_1 und C_2 abwechselnd gefüllt und die Pumpen müssen unter verschiedenem Druck arbeiten; beim Beschicken des obersten Behälters ist er am größten. Um ein Zerspringen der Leitung für den Fall zu verhindern, daß die Schieber C_1 und C_2 geschlossen sein sollten, ist ein Überlauf D in der Höhe von R_2 anzubringen.

Abb. 24 u. 25.
Versorgung verschiedener Druckzonen.



Vollständiger wird die Anlage, wenn man zwei Steigrohre anordnet, die abwechselnd tätig sind (Abb. 25). Die Stellung der Schieber C_1 und C_2 wird dann im Maschinenhause vorgenommen.

Es kommt auch vor, daß für die obere Druckzone in der untern Zone eine zweite Maschine aufgestellt wird. Diese entnimmt das Wasser entweder aus einem von der Hauptmaschine gespeisten Behälter oder aus einem Rohre des Netzes der untern Zone. Die letztgenannte Einrichtung ist in Darmstadt ausgeführt.

Bei Gruppenwasserversorgungen ergeben sich verschiedene Druckzonen von selbst. Dasselbe ist der Fall, wenn die Zuleitung teils durch die Steigrohre eines Pumpwerks, teils durch eine Leitung mit natürlichem Gefälle bewirkt wird. Wenn letzteres ausschließlich stattfindet, ist die Bildung von Zonen nur ausnahmsweise erforderlich.

Schließlich mag nicht unerwähnt bleiben, daß man die sonstigen Vorarbeiten für ein Wasserwerk erst dann beginnen wird, wenn genaue Lage- und Höhenpläne des Ortes und des Geländes der Umgebung vorliegen.

D. Gewinnung und Entnahme des Wassers.

§ 17. Gewinnung des Grund- und Quellwassers. Allgemeines.

Unter den verschiedenen Versorgungsarten kommt gegenwärtig die Versorgung mit Grund- und Quellwasser am meisten zur Anwendung. Grundwasser und Quellwasser haben den Vorzug, daß sie bei ihrer Bewegung in den durchlässigen Schichten eine für Genußzwecke geeignete Wärme annehmen und durch das hierbei stattfindende Filtern so rein werden, daß man sie in der Regel ohne weiteres verwenden kann. Die meisten Großstädte decken ihren Wasserbedarf ganz oder zum Teil mit Hilfe von Pumpwerken aus den Wasseransammlungen, die sich als Grundwasser in Kiesen und Sanden sammeln, und es ist nicht selten möglich, in der Umgebung einer Stadt die zu ihrer Versorgung erforderliche Wassermenge aufzufinden. Vorsicht ist allerdings am Platze, damit das Wasser nicht aus Grundwasserbecken (stehendem Grundwasser), sondern aus einem Grundwasserstrom entnommen wird, denn diese Becken liefern häufig bei geringem Zufluß und starker Entnahme wenig und unreines Wasser.

Aufgabe der Vorarbeiten ist es, die zweckmäßigste Lage der Gewinnungsstelle zu ermitteln. Dabei sind sorgfältige Voruntersuchungen über die Bewegung des Grundwassers, über die Schwankungen des Grundwasserstands usw. (vgl. Abschn. B, § 6 u. 7) anzustellen. Wenn es sich darum handelt, Quellen zu benutzen, sind Beobachtungen über die Zu- und Abnahme ihrer Ergiebigkeit erforderlich.

Zur Untersuchung der zur Versorgung einer Stadt mit Quell- und Grundwasser geeigneten Gebiete dienen die Generalstabs- und geologischen Karten der Umgebung, sowie örtliche Besichtigungen, die gewöhnlich sehr bald Gewißheit darüber ergeben, ob eine Versorgung durch eigentliches Quellwasser überhaupt in Frage kommen kann, oder ob die nähere Untersuchung auf die Erschließung von Grundwasser zu beschränken ist. Ist letzteres der Fall, so sind auf Grund der geologischen Karten mit Hilfe eines erfahrenen Geologen diejenigen Örtlichkeiten ins Auge zu fassen, die auf das Vorhandensein wasserführender Schichten in größerer Ausdehnung schließen lassen[1]).

Durch Feststellung der Sohlenbeschaffenheit vorhandener Brunnen, sowie durch Ermittlungen über die Schwankungen ihres Wasserspiegels ergeben sich mitunter Anhaltspunkte darüber, ob auf einen Grundwasserstrom von ausreichender Stärke und Beständigkeit gehofft werden kann. Alsdann ist eine nähere Untersuchung des betreffenden Gebiets durch Bohrungen vorzunehmen, die die Beschaffenheit und Stärke der wasserführenden Schicht klarlegen. Erhält man hierbei günstige Ergebnisse, so muß neben der Aufnahme des Lage- und Höhenplans die Feststellung eines Schichtenplans des Grundwassers, wie Abb. 26 ein Beispiel bietet, in möglichst großer Ausdehnung und wenn möglich auch in verschiedenen Jahren und Jahreszeiten in Verbindung mit Geschwindigkeitsmessungen und Untersuchung des aus den Bohrlöchern geschöpften Wassers vorgenommen werden, um zuverlässige Werte über Wasserbeschaffenheit, Stromrichtung, Querschnitt, Gefälle und Geschwindigkeit der unterirdischen Wasserzüge zu erlangen. Ist der Abstand der beiden Punkte *a* und *b* in dem vorgeführten Schichtenplan z. B. gleich 2 km = 2000 m, so ist daselbst das Grundwassergefälle gleich 1 : 2000.

Nach diesen Ermittlungen wird sich beurteilen lassen, wo und in welcher Art die Anlagen zur Grundwassergewinnung auszuführen sind, und ob die Verhältnisse so klar liegen, daß die Kosten eines Versuchsbrunnens erspart werden können. Beobachtungsrohre, die in bestimmten Abständen von einer solchen, längere Zeit in Betrieb zu neh-

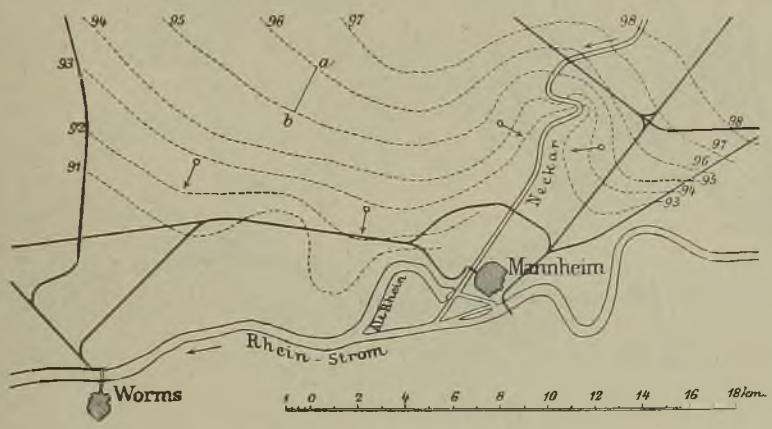
---

[1]) Als lehrreiches Beispiel sei genannt: STEUER, Geologische Vorarbeiten für das Wasserwerk der Stadt Bingen a. Rh., Journ. f. Gasbel. u. Wasservers., 1909, Nr. 20.

menden Versuchsanlage in den Boden eingetrieben werden, lassen erkennen, bis zu welcher Grenze eine Veränderung des Grundwasserspiegels durch die Wasserentnahme eintritt. Für die sichere Beurteilung des Dauerbetriebs genügen aber die Ergebnisse selbst eines längern Versuchsbetriebs nicht ganz und eingehende Untersuchungen über die Höhenschichtpläne des Grundwassers in den verschiedenen Jahreszeiten sind sehr zu empfehlen.

Es sei hier noch erwähnt, daß zur Aufsuchung von Wasser, insbesondere aber zur Festlegung der Bohrstellen wohl auch öfters die Wünschelrute[1]) durch sog. Rutengänger angewendet wird. Über die noch immer sehr umstrittene Wünschelrutenfrage findet sich näheres in WEYRAUCH, »Die Wasserversorgung der Städte«[2]). Über das charakteristische Verhalten zur Wünschelrute selbst wird dort gesagt: »Wenn es auf irgendeinem Gebiet der Wissenschaft oder Technik neben einer in vielen, wenn auch nicht in allen Fällen bewährten Methode noch Theorien gibt, die eine richtigere Beherrschung des Problems zu vermitteln suchen, aber in ihren Grundlagen noch nicht

Abb. 26. Schichtenplan des Grundwassers bei Mannheim. M. 1 : 315000.



sicher sind, so wird niemand zögern sich zunächst der im allgemeinen bewährten Methode zu bedienen. Erst wenn diese versagt hat oder von vornherein nicht anwendbar erscheint, greift man zu den weniger sichern Theorien. Ganz dasselbe gilt von der praktischen Benützung der Wünschelrute.«

»Man wird demnach stets zunächst versuchen, über das Vorkommen von Wasser mit den wissenschaftlich erprobten Methoden der Hydrologie Aufklärung zu erhalten. Erst wenn und wo dieser Weg sich als ungangbar erweist, kann man unter Umständen dazu raten, die wissenschaftlich bisher noch nicht genügend erforschte Methode der Wünschelrute zu versuchen. Die Kosten dieser Untersuchung sind zu bewerten wie die Ausgaben für die gewöhnlichen hydrologischen Vorarbeiten. Und wie bei diesen Arbeiten auch der beste Hydrologe sich irren, einen wesentlichen Punkt übersehen kann, so ist natürlich der Rutengänger, der nicht mit Apparaten und den Hilfsmitteln technischer Messungen arbeitet, sondern lediglich auf Selbstbeobachtungen angewiesen ist, Täuschungen ausgesetzt, und dies um so mehr, als heute noch Erfahrungen über die psychischen die Tätigkeit des Rutengängers beeinflussende Umstände fast vollkommen fehlen. Es ist deshalb auch noch nicht möglich den einen Rutengänger allgemein für

1) »Die Wünschelrute«, Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1917, S. 381.

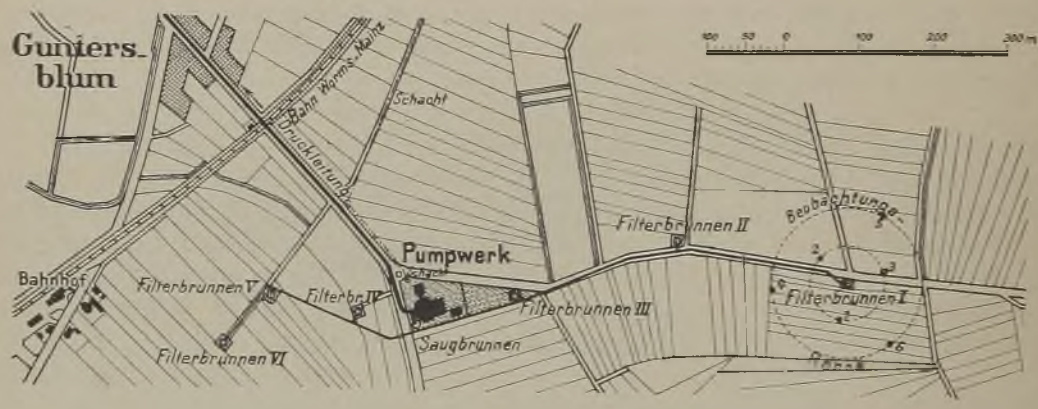
2) R. WEYRAUCH, »Die Wasserversorgung der Städte«, Leipzig 1914/16, Bd. I, S. 52, S. 372—378.

zuverlässiger zu erklären als einen andern. Zieht man aber einen erfahrenen Rutengänger zu, so muß man, wie die frühern Ausführungen zeigen, sich bei den Bohrungen usw. peinlich genau nach seinen Vorschriften richten.«

Da der Zufluß des Grundwassers in der Nähe offener Gewässer am stärksten ist, so werden Anlagen zur Wassergewinnung in der Nähe von Flußufern sich verhältnismäßig als die ergiebigsten erweisen, wobei jedoch eine Einwirkung auf den Härte- und Wärmegrad des gewonnenen Wassers sich geltend macht. Ferner kommen als Sammelorte des Grundwassers verlassene Flußbetten und große Mulden mit spärlichen offenen Wasserläufen nicht selten in Betracht.

Kurz hingewiesen sei hier noch auf die Beeinflussung des Grundwasserstroms [1]) durch regulierbare Entnahmevorrichtungen, durch Herstellen eines Grundwasserstaues sowie durch Einsenkung von Wasser und auf die künstliche Erzeugung von Grundwasser, wie sie in Frankfurt a/Main [2]) angewandt wird und von andern Städten geplant ist. Den Haupterfolg der Grundwassergewinnung verdanken wir jedoch, wie an andrer Stelle bereits erwähnt ist, hauptsächlich der Erschließung des Tiefengrundwassers durch gebohrte

Abb. 27. Wassergewinnungsanlage einer rheinhessischen Gruppenwasserversorgung.



Brunnen, die oft bis 150 m Tiefe, mitunter aber noch viel tiefer hergestellt werden. Wenn das Tiefengrundwasser auch nur wenig oder gar keinen Sauerstoff enthält, so weist es doch immer etwas Kohlensäure auf und ist nicht nur zu Genußzwecken, sondern auch in den meisten gewerblichen Betrieben verwendbar.

Das Wasser der oft in ansehnlicher Zahl vorhandenen Brunnen der Wasserwerke vereinigt sich meistens in einem Sammelbrunnen oder Sammelschacht, von dem das Saugrohr des Pumpwerks ausgeht; die Verbindungen werden nicht selten durch Heberleitungen (vgl. Abschnitt F) hergestellt.

Abb. 27 bringt ein Beispiel einer solchen Anlage; hier sind 6 Rohrbrunnen (Filterbrunnen) in 100 bis 160 m Abstand ausgeführt, deren Wasser zunächst dem Saugbrunnen (Sammelbrunnen) zugeleitet wird [3]).

In vielen Fällen kann auch von der Anlage eines Sammelschachts abgesehen und aus dem Brunnen direkt gesaugt werden, wie dies in Abb. 28 dargestellt ist.

Im Gegensatz zu der senkrechten Fassung durch Brunnen, kann dort wo die Örtlichkeit entsprechend ist und die Wassergewinnung in mäßiger Tiefe erfolgen muß, eine

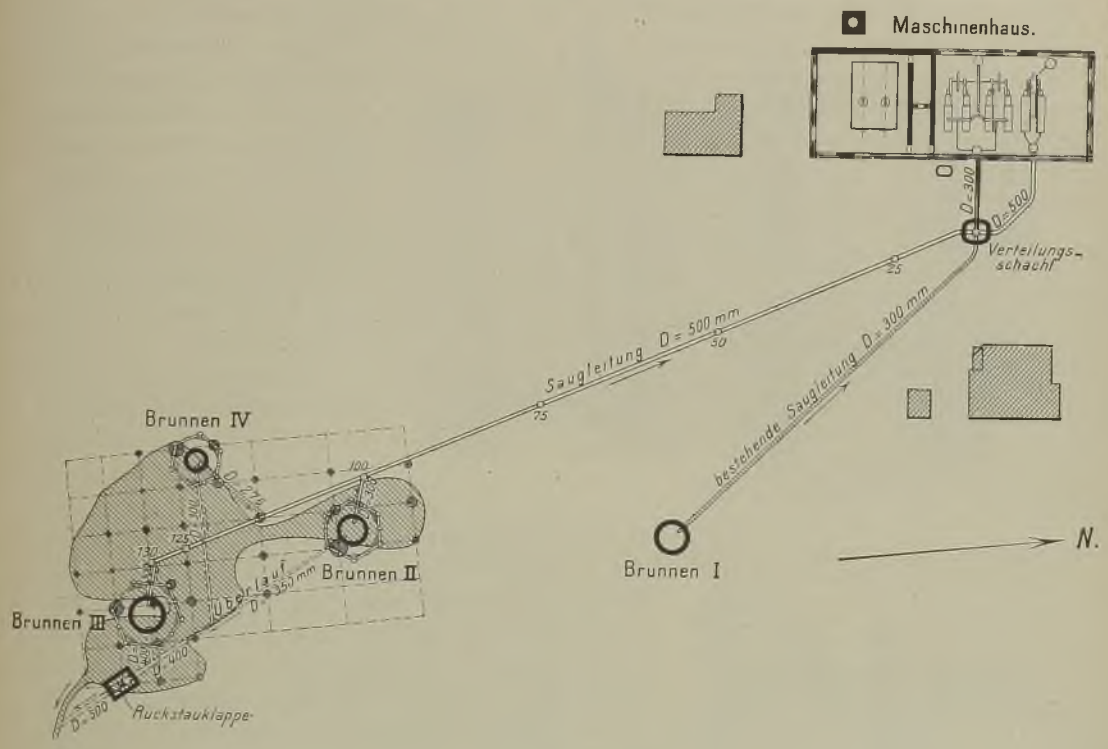
[1]) Näheres siehe in R. Weyrauch, a. a. O. Bd. I, § 92 und im Handbuch d. Ing.-Wissensch., 5. Aufl., 1914, III. Teil, Bd. 3, Kap. 3, § 8.

[2]) Journal f. Gasbeleuchtung u. Wasserversorgung 1911, S. 87 u. 665.

[3]) B. v. Böhmer, Wasserversorgung des Rhein-Selz-Gebiets, München 1907.

wagerechte Fassung durch Kanäle oder Rohre mit durchlässigen Wandungen, die in mäßigem Gefälle verlegt werden, angewendet werden: Sickerrohre, Sickergallerien, Stollen, Sammelkanäle u. dgl. Auch in diesem Fall ist ein Sammelbrunnen anzulegen. Bei den Wasserwerken einiger holländischen Städte gewinnt man das Wasser jedoch in offenen Gräben, die in den Nordsee-Dünen hergestellt sind; des sehr feinen Dünensands wegen könnte man Kanäle und Sammelrohre nicht rein halten.

Abb. 28. Brunnenanlage des Wasserwerks der Stadt Gießen.



§ 18. Brunnen.

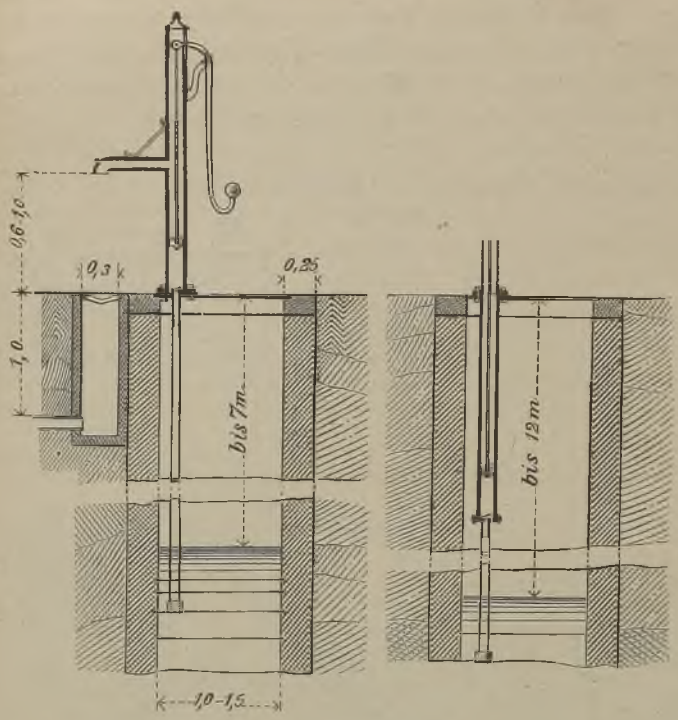
Die zur Erschließung des Grundwassers dienenden Brunnen lassen sich, je nachdem ihre Benutzung eine öfters unterbrochene oder eine dauernde ist, in Hausbrunnen und Wasserwerksbrunnen einteilen. Die erstern sind meistens Flachbrunnen, deren Sohle in mäßiger Tiefe unter dem Wasserspiegel liegt, die letztern dagegen Tiefbrunnen. Ferner ergeben sich Unterscheidungen nach den verwendeten Baustoffen, bei denen Stein und Eisen überwiegen, sowie danach, ob die Brunnenwandungen wasserdicht oder durchlässig hergestellt werden.

a) Hausbrunnen.

Gewöhnliche Hausbrunnen bestehen in der Regel aus einem senkrechten Schacht, der 0,5 bis 1,0 m weit unter den niedersten Wasserstand reicht und durch Mauerwerk gegen Einsturz gesichert wird. Der größern Festigkeit wegen erhält der Brunnen einen kreisförmigem Grundriß. Am häufigsten wird der Brunnenmantel aus keilförmigen Ziegelsteinen, sog. Brunnensteinen, hergestellt, die am besten in Zement- oder hydraulischen Mörtel verlegt werden. Soll das Grundwasser nicht allein durch den Boden, sondern auch von den Seiten her in den Brunnen eintreten, so wird der untere Teil des Mantels des Brunnens durchlässig hergestellt, indem man entweder die Stoßfugen offen

Abb. 29 u. 30. Einfacher Pumpbrunnen. M. 1 : 60.

Abb. 29. Abb. 30.

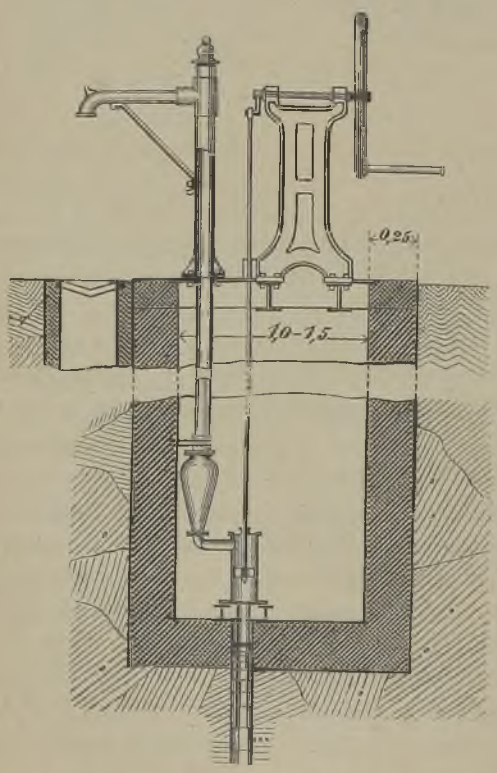


läßt, oder Lochsteine benutzt. Mitunter werden auch Formstücke aus Zementbeton in Gestalt ringförmiger Trommeln verwendet, die in Weiten bis zu 2 m und in Höhen von 1 m aus einem Stück angefertigt werden und ihrer Glätte wegen empfehlenswert sind.

Der Durchmesser der Hausbrunnen beträgt 1 bis 1,5 m, welche Weite die Aushebung des Bodens durch Ausgrabung oder Baggerung, die Ansammlung eines genügenden Wasservorrats, sowie die Besteigung und Reinigung des Brunnenkessels, ermöglicht.

Die Wasserentnahme aus Hausbrunnen, die meistens mit einer etwas über der Umgebung liegenden Abdeckung versehen sind, erfolgt mittels einer Pumpe, deren Saugrohr bis unter den tiefsten Wasserspiegel hinabreicht (Abb. 29). Liegt dieser tiefer als 7 m unter der Abdeckung, so ist eine entsprechend tiefere Lage des Saugkolbens erforderlich, die bis zu 12 m Hubhöhe durch einfache Verlängerung des Pumpenrohrs erzielt wird (Abb. 30).

Abb. 31. Pumpbrunnen für größere Tiefen.



Eine Anordnung für größere Hubhöhen ist in Abb. 31 dargestellt. Die Entnahme erfolgt hier unmittelbar aus dem eisernen Rohrbrunnen, auf den später näher eingegangen wird, und über dem die mit Kurbelantrieb versehene Pumpe aufgestellt ist. Unter dem Ausguß der Pumpe ist ein geeigneter Ablauf anzubringen.

Die Hausbrunnen sind gegen das Eindringen von Tagwasser durch sorgfältige Abdeckung zu sichern. Die Ergiebigkeit der Hausbrunnen beträgt gewöhnlich nur 0,3 bis 0,6 sl oder täglich 25 bis 50 cbm für 1 qm Brunnensohle, wenn auch im Kies und Gerölle von Flußtälern stehende Brunnen unter besonders günstigen Umständen 6 sl oder 500 cbm täglich liefern können.

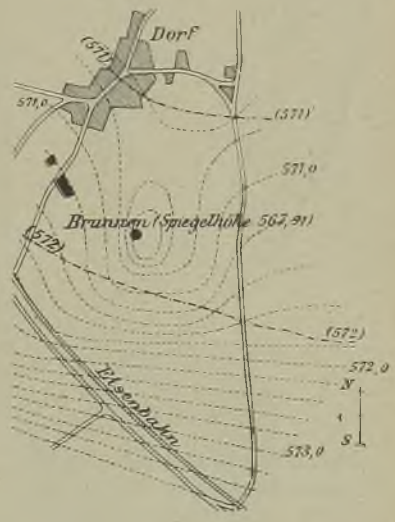
Steht das Grundwasser nur wenig unter

der Bodenoberfläche und ist es in seinen obern Schichten verunreinigt, so bietet eine tiefere Absenkung des Brunnens, dessen Mantel dann mit einem 0,3 m starken und bis 1 m unter den niedrigsten Grundwasserstand reichenden Tonschlag zu versehen ist, die Möglichkeit, das Wasser aus den untern Schichten zu beziehen, in denen es gewöhnlich von besserer Beschaffenheit ist.

b) Wasserwerksbrunnen.

Bei den Wasserwerksbrunnen handelt es sich um einen andauernden Betrieb, der sich mindestens auf den größern Teil des Tages erstreckt. Da infolge dieser stärkern Entnahme der ursprüngliche Wasserspiegel des Brunnens gesenkt wird, und die Form der Absenkungsfläche das Wasser der obern Schichten dem Brunnen zufließen läßt, auch wenn dessen Wandungen völlig dicht sind, so müssen zur Versorgung von Städten dienende und aus nahe der Oberfläche liegenden Schichten zu speisende Wasserwerksbrunnen an Stellen angelegt werden, woselbst das Eindringen von Verunreinigungen in den Boden in weiter Umgebung ausgeschlossen ist. Abb. 32 veranschaulicht die Senkung des Wassers infolge Herstellung eines Wasserwerkbrunnens. Die strichpunktierten Schichtenlinien des Wassers erleiden bei Benutzung des Brunnens die durch feine gestrichelte Linien angedeutete Veränderung. Man vergleiche auch Abb. 7, S. 274.

Abb. 32. Veränderung des Grundwasser-Schichtenplans. M. 1 : 22500.



1. Gemauerte Brunnen.

Die Herstellung gemauerter Brunnen erfolgt je nach der Bodenbeschaffenheit, der Höhenlage des Grundwassers und der beabsichtigten Brunnentiefe entweder durch Aushub des Bodens bis zur ganzen Tiefe unter Trockenhaltung der Baugrube mittels Wasserschöpfung, oder durch Senkung des untern Teiles des Brunnenkörpers in die wasserführende Schicht. Die Ausführung in einer wasserfrei gehaltenen Baugrube, die vorzugsweise für Hausbrunnen geeignet, jedoch der Kosten wegen nur bei mäßigem Wasserzudrang und nicht zu großer Tiefe unter dem Grundwasserspiegel zu empfehlen ist, bietet den Vorteil, daß mit der fortschreitenden Aufmauerung des Mantels dessen Hinterfüllung sorgfältig vorgenommen werden kann, und daß die Beschaffenheit der wasserführenden Schicht genau zu erkennen ist.

Abb. 33—35. Brunnenkränze aus Holz.

Abb. 33.

Abb. 34.

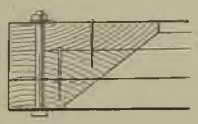


Abb. 35.

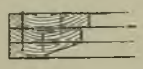
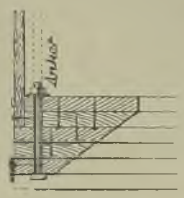


Abb. 36. Brunnenkranz aus Holz mit eiserner Schneide.



Soll der Brunnen durch Senken hergestellt werden, so wird die Baugrube bis auf den Grundwasserstand hinabgeführt und dann mit der Aufmauerung des Brunnenkörpers

und dessen Versenkung in die wasserführende Schicht begonnen (vgl. im Kapitel: »Grundbau« die »Brunnengründungen«). Dabei erhält der Mantel des Brunnens stets eine ringförmige Unterlage, den Brunnenkranz oder Brunnenschling, der den Zusammenhang des Mauerwerks während des Senkens sichert, einen mehr oder weniger keilförmigen Querschnitt erhält und entweder aus Holz mit oder ohne Eisenschneide (Abb. 33—36)[1]) oder bei größern Ausführungen meistens aus Eisen (Abb. 37—40) hergestellt wird.

Abb. 37 bis 40. Brunnenkranz und Brunnenrost aus Eisen.

Abb. 37. Brunnenkranz.

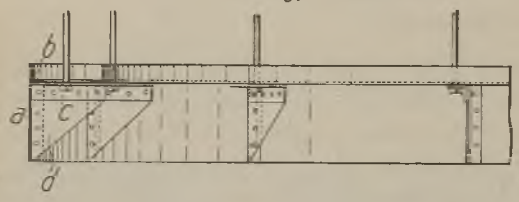
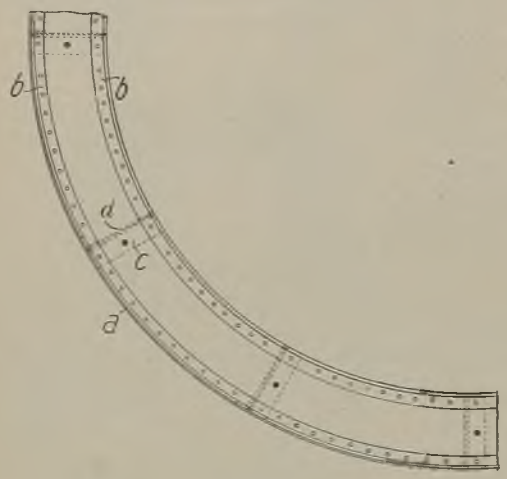


Abb. 39. Brunnenrost.

Abb. 38. Brunnenkranz.
a senkrechter Blechzylinder, *b* Winkeleisen, *c* Winkeleisenstücke, *d* Versteifungsbleche.

Abb. 40. Brunnenrost.
a ringförmig gebogene Winkeleisen, *b* Versteifungswinkeleisen.



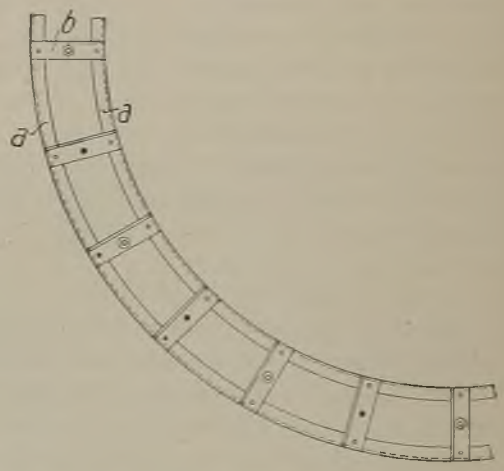


Abb. 41 u. 42. Brunnenmantel mit Bretterverschalung. M. 1 : 100.
Abb. 41. Senkrechter Schnitt.

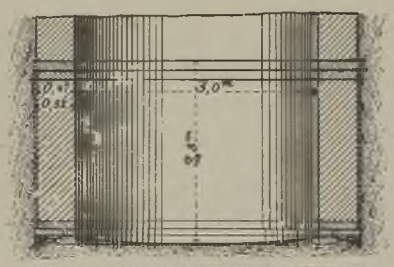


Abb. 42. Halber Grundriß.

Die Breite des Brunnenkranzes oder Rostes ist meistens gleich derjenigen des Mauerwerks; bei besonders großer Stärke des letztern wird jedoch der Kranz schmäler hergestellt und der Brunnenmantel nach innen ausgekragt. Um den Mantel gegen ein Zerreißen infolge ungleichmäßigen Setzens zu sichern, kann das Mauerwerk durch 2 bis 4 cm starke, aus Rundeisen bestehende Anker (s. Abb. 36) mit dem Brunnenkranz verbunden werden.

Zur Verminderung der Reibung des Bodens an der Außenseite des Brunnens wird diese mit einem

[1]) Die Abb. 29—31, 33—35, 37—40, 45—47 und 54 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.« 5. Aufl., 1914, III. Teil, Bd. 3: »Wasserversorgung der Städte« entnommen.

glatten Putz versehen, oder mit einer auf den Schling sich stützenden Bretterverschalung (Abb. 41 u. 42), die an einem Zwischenring befestigt wird. Die das Niedersinken des Brunnens ermöglichende Entfernung des Bodens unter dem Brunnenkranz erfolgt durch einfaches Ausgraben, solange das Wasser noch ausgeschöpft oder ausgepumpt werden kann, bei zu starkem Wasserandrang jedoch durch Baggerung. Hierbei verwendet man

Abb. 43 u. 44. Gemauerter Wasserwerksbrunnen der Stadt Gießen.

Abb. 43. Querschnitt.

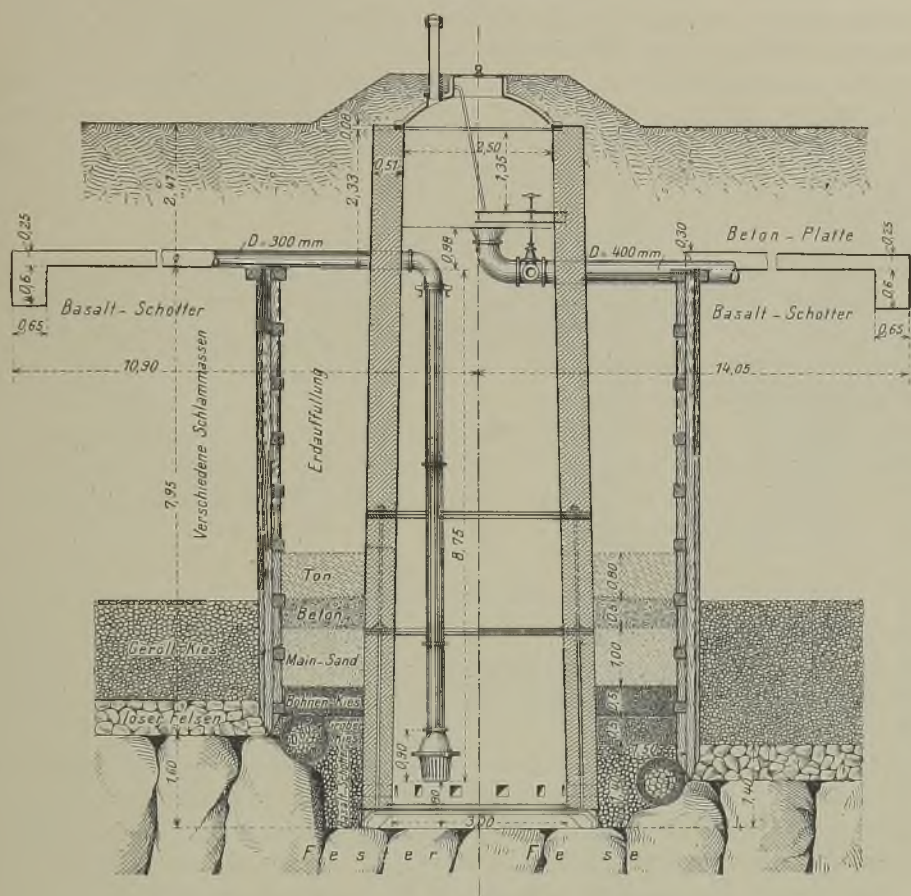
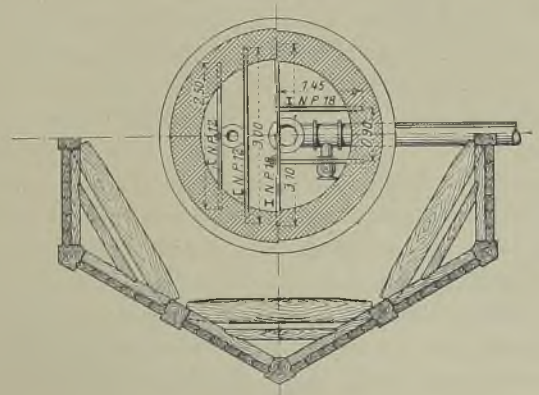


Abb. 44. Grundriß.



für geringe Tiefen den schaufelähnlichen Stielbagger, für größere den Sackbagger, sowie die indische Schaufel (siehe das Kapitel: »Grundbau«).

Ein in ähnlicher Weise ausgeführter Brunnen ist in Abb. 43 und 44 dargestellt, bei dem jedoch die Ausgrabung innerhalb einer Spundwand erfolgte.

Bei größern Anlagen kann sich auch die Anwendung eines senkrechten Kettenbaggers, und zur Aushebung nicht zu groben, ziemlich gleichmäßigen Sandes die Sandpumpe empfehlen. In neuerer Zeit wurde in einzelnen Fällen das Senken mittels Preßluft in ähnlicher Weise, wie die Gründung von Brückenpfeilern, vorgenommen.

Die gemauerten Brunnen werden bis etwa 20 m Tiefe ausgeführt; bei Verwendung von Ziegeln erhalten sie eine Wandstärke, die selten schwächer als ein Stein, meistens aber stärker gemacht wird. So hat der Sammelbrunnen für das Wasserwerk Hannover bei 6,3 m Weite und 11 m Tiefe unten eine Stärke von drei Stein, oben eine solche von $2\frac{1}{2}$ Stein. Bezeichnet man mit d die Lichtweite des Brunnens in m, so entspricht die Wandstärke mancher in Ziegelmauerwerk ausgeführten Brunnen der Formel

$$s = 0{,}1\,d + 0{,}1 \text{ m}.$$

Gemauerte Wasserwerksbrunnen mit durchlässigen Wandungen sind in verschiedener Weise ausgeführt worden; weite Verbreitung haben diese Brunnen jedoch nicht gefunden.

Die Einzelheiten der Bauweise gemauerter Brunnen werden hauptsächlich durch Rücksichten auf deren Senken bedingt; auch hierüber vergleiche man das Kapitel »Grundbau« unter »Brunnengründung«.

Eine feinsandige Sohle gemauerter Brunnen ist durch das Aufbringen von nicht zu schwachen Filterschichten von nach oben hin zunehmender Korngröße gegen das Eindringen des feinen Sandes zu schützen. Alsdann soll selbst bei einem Zufluß von 4 bis 6 sl für 1 qm keine Auflockerung der Sohle zu befürchten sein.

2. Eiserne Brunnen

mit kleinem Durchmesser werden aus Schmiedeeisen hergestellt, während zu solchen mit größern Abmessungen Gußeisen verwendet wird. Das Eintreiben der erstern findet hauptsächlich durch Einrammen und Bohren statt, während die letztern in ähnlicher Weise wie die gemauerten abgesenkt werden.

α) *Eiserne Schachtbrunnen* haben vor den gemauerten den Vorzug, daß, weil sich die Schlitze dicht nebeneinander anbringen lassen, das Verhältnis der Durchflußöffnungen zur Gesamtfläche ein größeres und deshalb bei der gleichen Leistung der Durchmesser ein kleinerer sein kann, Denn die Öffnungen können bei eisernen Brunnen $\frac{1}{5}$ bis $\frac{1}{4}$, bei gemauerten dagegen höchstens $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{7}$ der ganzen Mantelfläche betragen.

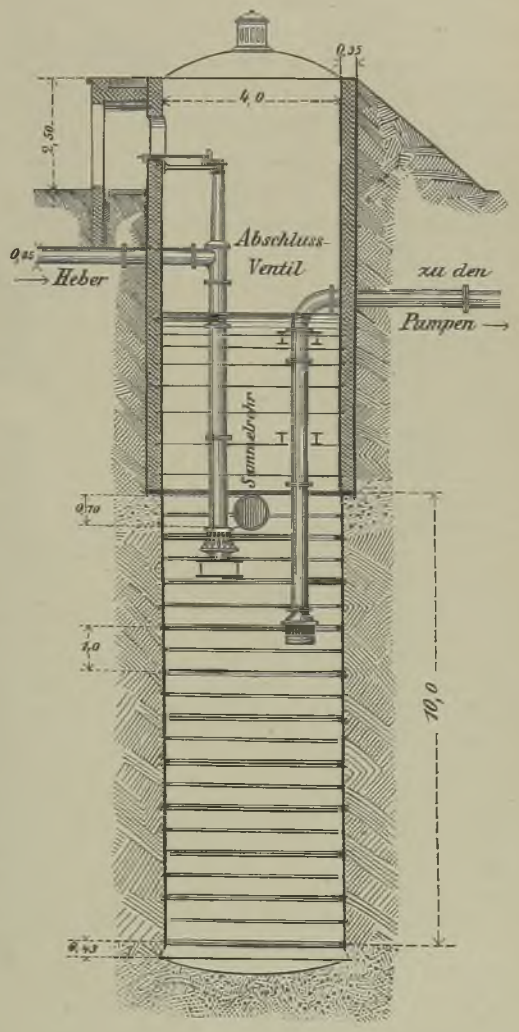
Gußeiserne Brunnen werden aus einzelnen Ringen bis über 4 m Weite hergestellt und finden öfters Verwendung, weil außer den schon erwähnten Vorzügen auch die Herstellung eine bequemere und schnellere ist. Die Bildung von Rost fällt bei der Entnahme größerer Wassermengen nicht ins Gewicht. Für die Ausführung der eisernen Schachtbrunnen vergleiche man das Kapitel »Grundbau« unter »Röhrengründung«.

Als Beispiel einer solchen Anlage ist in Abb. 45 ein in Mühlhausen im Elsaß ausgeführter Brunnen von 4 m Lichtweite dargestellt. Der Brunnen ist bis zu der 18 m tief liegenden wasserführenden Schicht abgesenkt und besteht in seinem untern Teil aus zehn aufeinandergeschraubten, 1 m hohen und 35 mm starken gußeisernen Ringen. Diese Ringe haben weder Schlitze noch Durchlaßöffnungen, so daß das Wasser aus der mehr als 30 m mächtigen Kiesschicht nur durch die Sohle in den Brunnen tritt. Außerdem wird der Brunnen durch ein 8,7 m tief liegendes Sammelrohr von 100 m Länge gespeist, das das Wasser von einer höher liegenden Schicht zuführt. Der Brunnen

ist durch eine Heberleitung mit einem zweiten verbunden, der gleichfalls durch ein Sammelrohr gespeist wird, das Wasser aus der Tiefe aber durch ein Schlitzrohr bezieht.

Die in § 17 erwähnten Sammelbrunnen werden gewöhnlich in einer der vorbeschriebenen Arten und zwar meistens als Mauerbrunnen ausgeführt. Werden die verschiedenen Brunnen der Fassungsanlagen durch Heberleitungen mit dem Sammelbrunnen verbunden, so ist es angebracht, den Sammelbrunnen durch Einbringen einer Betonsohle nach unten abzuschließen, da bei offenbleibender Sohle das durch die Heberleitungen einströmende Wasser die feinen Sande der Sohle in Bewegung setzen kann. Für die in einen Brunnen einzuführenden Saug- oder Heberleitungen sind Sicherungen gegen etwaiges Setzen des Brunnens angebracht, am besten, indem für die Rohrleitungen im Mauerwerk der nötige Spielraum gelassen wird.

Abb. 45. Brunnen zu Mülhausen i. E.



β) *Rohrbrunnen*, die vor den Kesselbrunnen den Vorteil voraushaben, daß sich mit ihnen größere Tiefen leichter erreichen und dadurch Bezugsquellen erschließen lassen, die sonst unbenutzt bleiben müßten, besitzen trotz ihres meist kleinen Durchmessers eine verhältnismäßig große Ergiebigkeit und bilden gegenwärtig das bevorzugte Mittel zur Gewinnung des Grundwassers.

Die einfachste Form des Rohrbrunnens sind die Rammbrunnen, die auch Abessinierbrunnen genannt werden, weil sie im abessinischen Feldzug im Jahre 1869 zur Gewinnung von Trinkwasser verwendet wurden. Die Rammbrunnen bestehen aus einem schmiedeeisernen, unten mit einer Stahlspitze versehenen Rohr von 3 bis 8 cm Weite, das durch ein außerhalb laufendes Rammgewicht bis in die wasserführende Schicht eingetrieben wird. Der untere Teil des Rohres ist auf 0,5 bis 1,0 m Länge mit 3 bis 6 mm weiten Löchern oder Schlitzen versehen und, wenn an der Entnahmestelle sich feiner Sand befindet, mit einem Kupfer- oder Messingsieb umhüllt. Die Entnahme erfolgt bis auf 8 m Hubhöhe durch eine gewöhnliche Saugpumpe, wie in Abb. 46 angedeutet, bei größerer Tiefenlage des Grundwasserspiegels durch eine Pumpe mit tiefliegendem Kolben.

In neuerer Zeit erfolgt das Eintreiben der Rammbrunnen unter Anwendung des Spülverfahrens im Tonboden bis zu 20 m, im Sand und feinen Kies bis zu 40 m Tiefe. Bei weichem Boden und nur 6 m Tiefe kann der Brunnen statt eingerammt auch eingeschraubt werden. Die Ergiebigkeit solcher Rohrbrunnen kann schon bei 3 cm Weite dauernd 0,7 sl und bei 7,5 cm Durchmesser über 2,5 sl betragen.

Da das Einrammen von Rohrbrunnen in größere Tiefen oder in sehr festen und dichten Boden mit Schwierigkeiten verbunden und wegen des großen Widerstands bei Rohrweiten von über 8 cm nicht mehr empfehlenswert ist, so wird in solchen Fällen zum Bohren der Brunnen übergegangen. Soll z. B. das Wasser aus der wasserführenden Schicht *a* (siehe Abb. 47) entnommen werden, so muß, um das Bohrloch

Abb. 46. Rammbrunnen. M. 1 : 25. Ansicht.

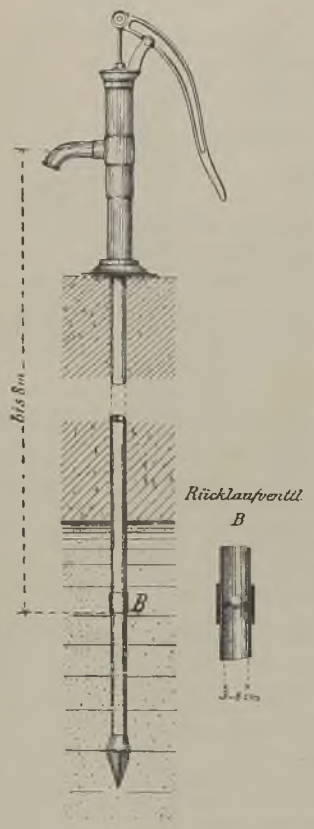


Abb. 47. Gebohrter Rohrbrunnen.

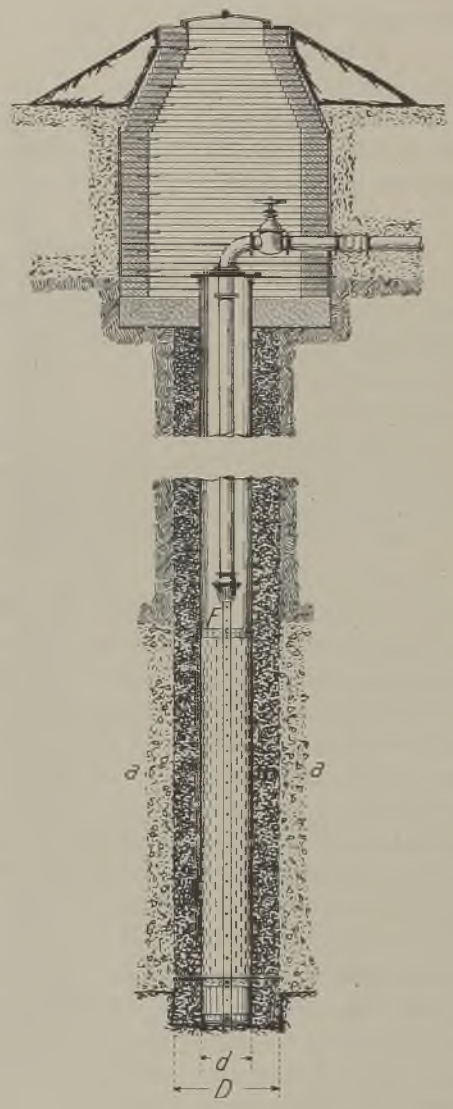
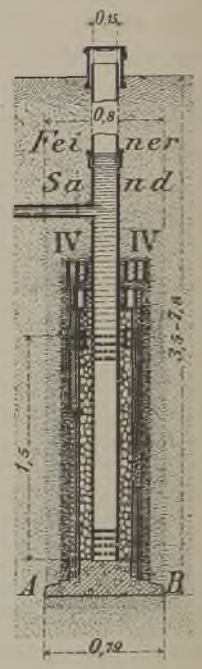


Abb. 48. Filterbrunnen der Nürnberger Wasserleitung. M. 1 : 50.



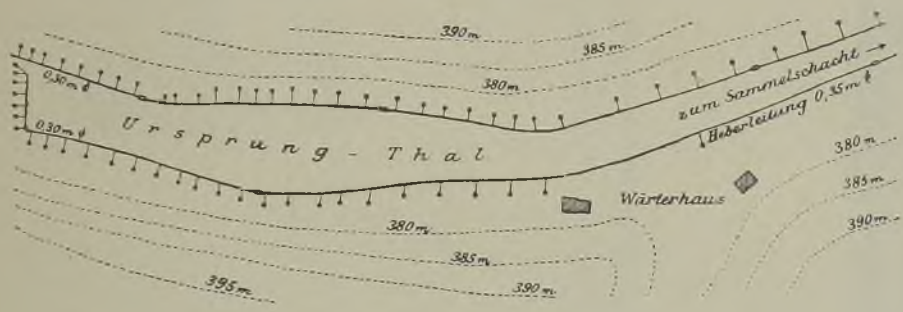
vor Einsturz zu schützen, zunächst ein Futterrohr vom Durchmesser *D* bis unter die Schicht *a* abgeteuft werden; dann wird ein Filter *F* vom Durchmesser *d* eingesetzt, der Zwischenraum zwischen Filter und Futterrohr mit Kies oder Kleinschlag ausgefüllt und das Futterrohr gezogen. Die Futterrohre werden bis zu 40 cm Weite aus Schmiedeeisen ohne Nietung, bei größern Weiten aus genieteten oder gußeisernen Rohren hergestellt.

Um die Versandung und Verschlämmung dieser Brunnen bei feinem Sand u. dgl. zu verhüten, wird, wie gesagt, ein Filter bzw. Filterkorb, durch den das Wasser eintreten muß, eingesetzt, oder man ordnet um ein mit Öffnungen versehenes Rohr Filterschichten von verschiedener Korngröße an. In beiden Fällen wird das Futterrohr bis zur Eintrittshöhe des Wassers herausgezogen.

Die Filterkörbe werden aus einem durchlöcherten Eisen- oder Kupferrohr gebildet oder aus einem Gerippe von Metall, um das ein ein- oder mehrfaches Gewebe von Messing- oder Kupferdraht gelegt ist, dessen Maschenweite sich nach der Beschaffenheit der erbohrten wasserführenden Schicht richtet. Besteht diese jedoch durchweg aus feinem Sande von gleicher Korngröße, so kann nur die Anordnung ringförmiger Filterschichten der Versandung vorbeugen und eine dauernde Ergiebigkeit erzielen.

Zur Fernhaltung des feinen Sandes kamen bei der Nürnberger Wasserleitung Rohrbrunnen mit Sandfilter (Abb. 48) zur Anwendung, bei deren Herstellung ein Futterrohr von 80 cm Weite bis zur genügenden Tiefe abgesenkt und dann eine staffelförmige Betonplatte *AB* eingebracht wurde, auf der das durchlochte, 15 cm weite gußeiserne Rohr, sowie drei nacheinander eingesetzte Hilfszylinder aus Eisenblech ihren Platz fanden.

Abb. 49. Gekuppelte Rohrbrunnen für das Nürnberger Wasserwerk. M. 1 : 3000.



Die ringförmigen Zwischenräume I, II, III und IV wurden dann mit Kies von verschiedener Korngröße ausgefüllt, worauf man die Zylinder mit dem Futterrohr wieder herauszog.

Die über den Filterschichten (s. Abb. 48) liegenden 7 cm weiten Verbindungsleitungen zwischen den Brunnen, deren Gesamtzahl 83 beträgt, und dem Sammelrohr (Abb. 49)[1]) sind aus verzinntem Kupfer hergestellt und können durch Ventile abgeschlossen werden, wodurch das Anstauen und Aufspeichern des Wassers in dem Sammelbecken ermöglicht wird. Man vgl. auch Abb. 27, S. 298: Wassergewinnungsanlage einer rheinhessischen Gruppenwasserversorgung.

Ein weit verbreiteter und häufig zur Anwendung gekommener gußeiserner Rohrbrunnen ist der von A. THIEM eingeführte sog. THIEMsche Rohrbrunnen, der durch G. THIEM[2]) eine vereinfachte Form erhalten hat, die in den Abb. 50 u. 51 dargestellt ist. Der Brunnen besteht aus einzelnen miteinander verschraubten gußeisernen Schüssen, die in der wasserführenden Schicht geschlitzt und mit verzinntem Kupferdraht umgeben

---

[1]) Vergl. WAGNER, »Zur Wasserversorgung Nürnbergs«, Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1889, S. 525 ff. — Ferner: Stadtmagistrat Nürnberg: »Die Wasserversorgung der Stadt Nürnberg von der reichsstädtischen Zeit bis zur Gegenwart«, Nürnberg 1912.

[2]) G. THIEM, »Der gußeiserne Rohrbruunen«. Verlag der Int. Zeitschr. für Wasserversorgung, Leipzig 1918.

sind. Durch die Mitte des Brunnens geht ein kupfernes Saugrohr, in dem ein engeres zur Beobachtung des Grundwasserstands dienendes kupfernes Peilrohr sitzt. Die Brunnenfahrt ist fast bis auf Flurhöhe mit gleichbleibendem Durchmesser hochgezogen und oben mit einer in Gummi laufenden Glocke abgedeckt, worüber sich eine Straßenkappe mit Deckel befindet. Nach Entfernung des Abschlußdeckels und des Peilrohrs ist das Brunnen-

Abb. 50 u. 51. THIEMscher Rohrbrunnen.
Abb. 50. Ansicht. Abb. 51. Längsschnitt.

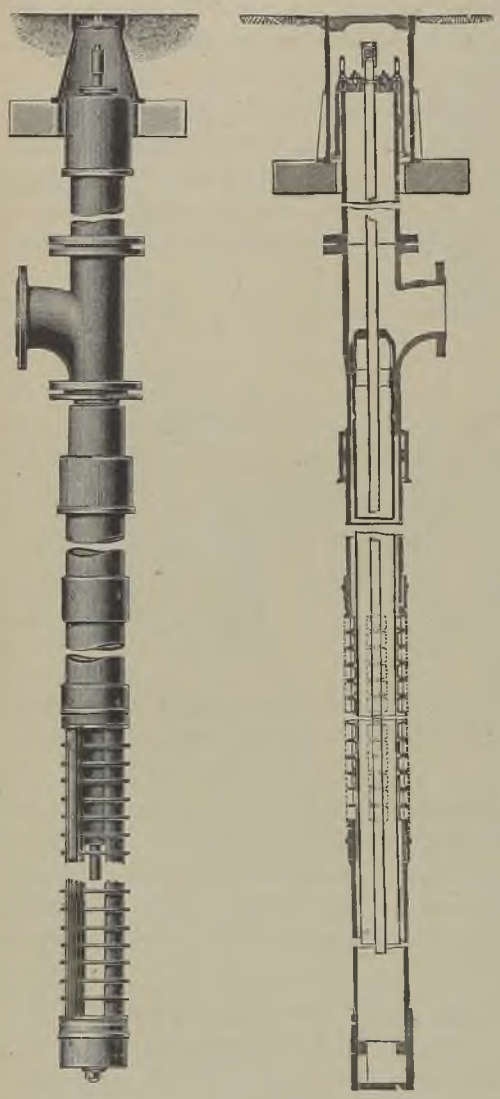
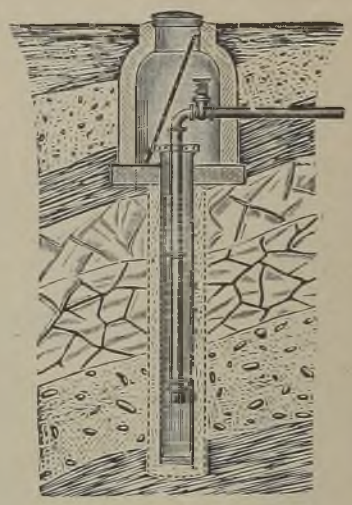


Abb. 52. Rohrbrunnen von BOPP & REUTHER.



innere offen.

Das kupferne Saugrohr kann an seinem Bügel mit Hilfe eines an einem Seil oder einer Kette herabgelassenen Hakens in die Höhe gezogen werden. Die Reinigung des Brunnens ist also sehr einfach. Der Brunnen ist vermöge seiner Bauart gegen äußere schädliche Einflüsse geschützt und besteht nur aus Gußeisen und Kupfer, besitzt somit eine hohe Lebensdauer. Am untern Ende des Brunnens ordnet man zweckmäßig ein kurzes Futterrohr an, worin sich mitgerissener Sand während des Betriebs ablagern kann, um bei der Reinigung durch eine Ventilbüchse entfernt zu werden. Die Brunnen werden von der Halberger-Hütte RUD. BÖCKING & Cie., Brebach in lichten Weiten von 150, 200 und 300 mm ausgeführt.

Zu erwähnen ist auch hier der bei vielen Wasserversorgungen in Weiten von 100 bis zu 1850 mm angewandte Rohrfilterbrunnen der Firma BOPP & REUTHER, jetzt Reuther-Tiefbau, Mannheim-Waldhof (Abb. 52), bei dem gewöhnlich schmiedeeiserne, verzinkte, in Sonderfällen auch kupferne, mit Schlitzlochung versehene Filterrohre verwendet werden.

Die Vervollkommnung der Tiefbohrungen ermöglicht, die wasserführenden Schichten in Tiefen von über 800 m aufzusuchen; der auf dem Platze Hébert zu Paris bis auf

670 m Tiefe hinabgehende artesische Brunnen liefert beispielsweise täglich 3000 cbm Wasser, das bis über die Erdoberfläche tritt.

Die Brunnen werden entweder einzeln oder in Gruppen an die Sammelleitung angeschlossen. Oft werden auch bei Erweiterung von Wasserwerken, bei denen die erste Fassung durch gemauerte Kesselbrunnen geschah, die weitern Fassungen durch Rohrbrunnen vorgenommen, wie dies z. B. bei der jetzigen Erweiterung des Wasserwerks der Stadt Gießen geschieht.

§ 19. Sammelkanäle und Sammelrohre.

Hier sind zunächst einige Vorrichtungen zum Sammeln des Wassers zu erwähnen, die hauptsächlich behufs landwirtschaftlicher Verbesserungen, für die Gewinnung nutzbaren Wassers aber nur ausnahmsweise verwendet werden, nämlich die Sickerkanäle und die Drainleitungen.

Sickerkanäle, bei denen ein schmaler und ziemlich tiefer, mit Steinen oder grobem Kies ausgefüllter Graben das hochstehende Bodenwasser aufnimmt, sind für den Erdbau von großer Bedeutung und insofern wichtig, als sie die Vorläufer der Drainleitungen sind. Als Wassergewinnungsanlagen haben sie nur geringen Wert.

Auch Drainleitungen, bei denen das Bodenwasser durch die stumpfen Stoßfugen dicht aneinander gelegter Tonrohre eintritt, werden für den letztgenannten Zweck nicht oft verwendet. Ein Beispiel sind die Drainierungen der Wiesen und Weiden der Alpen, und in diesem Falle wird die Gewinnung von Wasser zum Tränken des Viehs fast ebenso hoch angeschlagen, wie der sonstige Nutzen der Drainierung. Für die landwirtschaftlichen Verbesserungen sind die Drainierungen bekanntlich außerordentlich wichtig.

a) Sammelkanäle.

Liegt der Sammelkanal auf einer undurchlässigen Schicht und ist nur auf ein Eintreten des Wassers von der Seite oder von oben her zu rechnen, so werden nur die Seitenwandungen bzw. das obere Gewölbe mit Einlaßöffnungen versehen, während der untere Teil als wasserdichte Rinne ausgeführt wird. Umgibt dagegen der Grundwasserträger den Kanal von allen Seiten, oder liegt er hauptsächlich in der Nähe der Sohle des Kanals, so ist auch dessen unterer Teil durchlässig anzuordnen. Bei allen Sammelkanälen sind besteigbare Zwischenschächte anzulegen, von denen aus die einzelnen Strecken untersucht und gereinigt werden können. Auf die Fernhaltung von verunreinigendem Außenwasser ist besondere Sorgfalt zu verwenden.

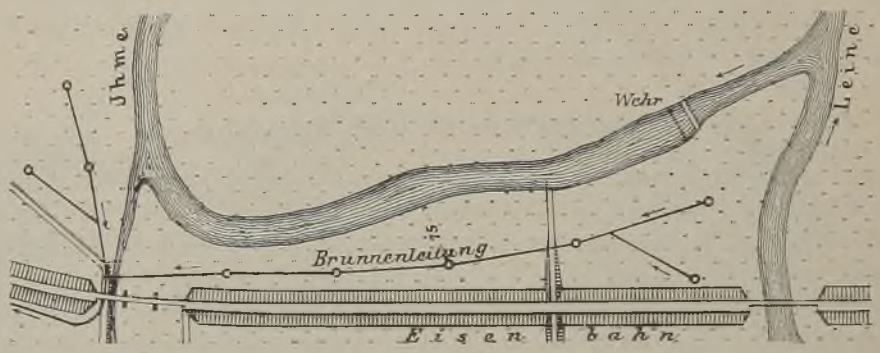
b) Sammelrohre,

die sich von den Drains dadurch unterscheiden, daß bei ihnen das Wasser durch mindestens 8 mm weite runde Löcher oder durch kurze Schlitze in den Wandungen in die Rohre eintritt, werden aus Eisen, Zementbeton und gebranntem Ton hergestellt. Während das größere Festigkeit besitzende Eisen trotz schützender Überzüge rostet, widerstehen Rohre aus Zementbeton den chemischen Einwirkungen des Wassers besser und finden deshalb, sowie ihrer geringen Kosten wegen große Verwendung. Hart gebrannte und gut glasierte Tonrohre werden vom Wasser gar nicht angegriffen, stehen jedoch ebenfalls den Eisenrohren an Festigkeit nach.

Die Sammelrohre müssen bis zur Höhe des Grundwasserstands eine filterartige Hülle aus gewaschenem und gesiebtem Kies von nach außen hin immer feinerm Korn erhalten, was bei einer Tiefenanlage der Rohre von 4 bis 5 m zur Filterung des von oben eindringenden Regenwassers genügt. Ist jedoch die Tiefe geringer und soll das Wasser

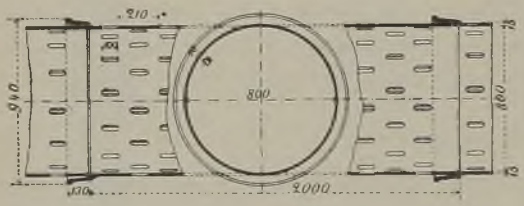
Genußzwecken dienen, so ist eine 0,3 bis 0,5 m starke Lehmabdeckung über dem höchsten Grundwasserstand anzubringen. Die Einschaltung besteigbarer Schächte mit vertiefter

Abb. 53. Sammelrohranlage für das Wasserwerk der Stadt Hannover. M. 1 : 7500.



Sohle ermöglicht die von Zeit zu Zeit vorzunehmende Beseitigung eingedrungenen Sandes. Das untere Ende der Sammelrohre mündet in einen Sammelschacht oder Saugschacht, von wo aus das Wasser zur Verbrauchsstelle geleitet oder von Maschinen gehoben wird.

Abb. 54. Geschlitztes Sammelrohr. M. 1 : 40.



Bei der Sammelrohranlage des Wasserwerks der Stadt Hannover (Abb. 53) wurden die in Abb. 54 dargestellten gußeisernen Sammelrohre an den Seiten und über dem Scheitel mit Steinschlag umgeben, über den eine 0,4 m starke Schicht von gesiebtem grobem Kies und auf diesen der ausgehobene, 0,3 m hoch mit Lehm abgedeckte, kieshaltige Boden kam.

§ 20. Quellfassungen und Sammelstollen.

Um das Wasser der Quellen derart zu fassen, daß es einer Leitung übergeben werden kann, ist, wie bereits erwähnt, eine Brunnenstube oder Brunnenkammer erforderlich, zu deren Herstellung am besten Mauerwerk aus hydraulischem Mörtel und festen Steinen oder Beton verwendet wird und die innen bis zur Linie des höchsten Wasserstands mit einem glatten Zementputz versehen ist.

Bevor die Fassung der Quelle stattfinden kann, muß sie durch Entfernung der lockern Massen, die sich gewöhnlich über und vor den wassergebenden Schichten befinden, freigelegt werden. Tritt die Quelle von unten her zutage, so bedarf es keiner besondern Mittel zum Abfangen des Wassers; liegt sie dagegen an einem Abhang, so dient zu ihrer Fassung eine wasserdichte und an geeigneten Stellen mit Öffnungen versehene Wand. An diese schließen sich die sonstigen Umfassungen der Brunnenstube an. Der so entstandene, den Ausgangspunkt für die Leitung bildende Behälter hält den etwa mitgeführten Sand zurück und wird mit einer Vorrichtung zum Lüften, sowie nötigenfalls mit einem Entleerungsrohr und einem Überlauf versehen.

Eine Überdeckung der Brunnenstube ist erforderlich, um Frost, Sonnenschein und Verunreinigungen von dem Wasser abzuhalten. Des Ausbesserns und Reinigens wegen muß die Brunnenstube entweder seitlich oder von oben her zugänglich sein.

Eine zweckmäßige kleine Brunnenstube ist in Abb. 55 dargestellt. Der Überlauf befindet sich bei *U*, die Mündung des Entleerungsrohrs kann mittels der Stange *L* geöffnet werden.

Bei der in den Abb. 56 und 57 dargestellten Quellfassung mußten, da die wasserführenden Schichten dort aus feinem Triebsand bestehen, besondere Vorrichtungen zu

Abb. 55. Kleine Brunnenstube. M. 1 : 150.

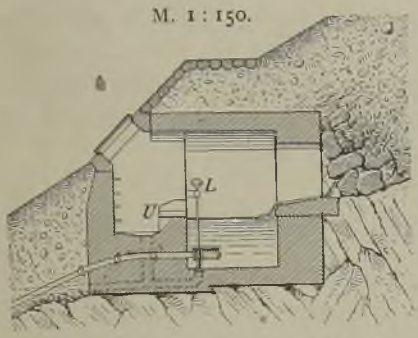
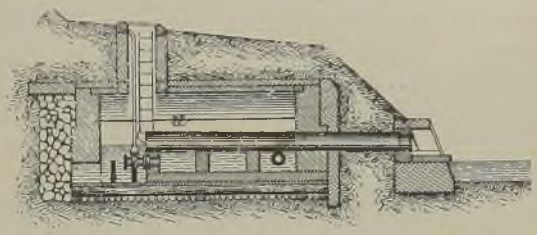


Abb. 56 u. 57. Brunnenstube im Eybtale. M. 1 : 200.
Abb. 56. Längsschnitt.



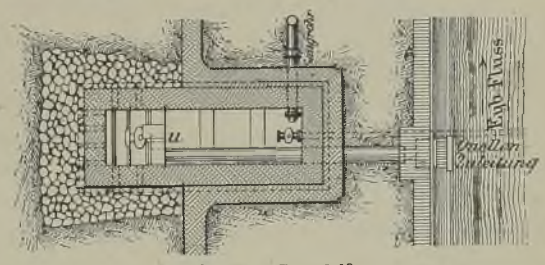
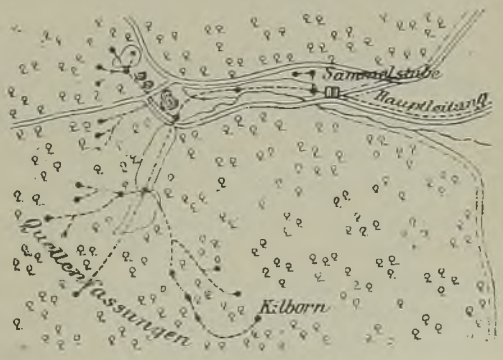


Abb. 57. Grundriß.

dessen Abhaltung von dem Saugrohr getroffen werden: das Wasser fließt aus der links befindlichen kleinen Abteilung der Brunnenstube durch ein kurzes verschließbares Rohr in die rechts befindliche größere Abteilung und über einige in dieser angebrachte Quermauern, wobei eine Ausscheidung der feinern Sinkstoffe stattfindet. In diese Abteilung ergießt sich auch ein unter dem Eybfluß, in den das Überlaufrohr *u* mündet, liegendes Rohr, das das Wasser der am rechten Ufer befindlichen Quellfassungen der Brunnenstube zuführt.

Bei größern Anlagen treten die Quellfassungen in Gruppen auf, indem die einzelnen Leitungen sich in kleinen gemauerten Behältern vereinigen und schließlich an einer Stelle zusammengeführt werden, wo, wie Abb. 58 zeigt, eine Sammelstube angelegt wird; in dieser nimmt die Hauptleitung ihren Anfang.

Abb. 58. Quellfassungen für die Wasserversorgung von Iserlohn. M. 1 : 20000.



Die zur Fassung einer Quelle vorgenommenen Arbeiten führen meistens eine Erleichterung des Abflusses der speisenden Wasseradern und Wasserschichten herbei, wodurch unter Umständen eine Vermehrung der Ergiebigkeit eintreten kann. Da aber durch eine Erleichterung des Abflusses auch eine Senkung des oberhalb der Quellenmündung liegenden Wasserspiegels und somit eine Verminderung der im Gebirge aufgespeicherten Wassermenge erfolgt, während in trocknen Zeiten die Quellen ausschließlich aus den vorhandenen Vorräten gespeist werden, so bringt eine den Abfluß erleichternde Fassung stets eine Vergrößerung der Ergiebigkeitsschwankungen mit sich. So beträgt z. B. die

Ergiebigkeit der zur Wasserversorgung von Wiesbaden nutzbar gemachten Quellen 103 bis 8 sl, und diejenigen des Wasserwerks der Stadt Freiburg i. B. liefern 140 bis 70 sl.

Manche Quellen versiegen in trocknen Zeiten vollständig, obgleich sie von einem ausgedehnten Niederschlagsgebiet gespeist werden; das hat seinen Grund in einer zu geringen Mächtigkeit des Grundwasserträgers.

Den Quellfassungen nahe verwandt sind die bergmännisch getriebenen Sammelstollen, durch die man in einzelnen Fällen aus den Klüften geschichteter Gesteine brauchbares Wasser erschlossen hat. Die Abschätzung der Ergiebigkeit derartiger Anlagen ist sehr schwierig, weil die Größe des Zuflusses von manchen Nebenumständen abhängt. Beispielsweise lieferte 1 ha des Sammelgebiets des durch Kreidemergel getriebenen Wasserstollens von Lüttich 4 bis 7 cbm, dagegen 1 ha des in Buntsandstein liegenden Wolfsbrunnens bei Heidelberg nur 2,6 bis 4,7 cbm täglich.

§ 21. Wasserentnahme aus fließenden und stehenden Gewässern.

Bei Verwendung des Wassers von fließenden Gewässern und Landseen ist nur die Entnahme eines Teils der vorhandenen größern Wassermengen erforderlich. Bei Flußwasser sind die an ein gutes Trinkwasser zu stellenden Anforderungen fast nie zu erreichen, weil die Wärme des Flußwassers im Sommer sehr hoch ist, im Winter dagegen oft dem Gefrierpunkt nahekommt. Da man jedoch dem Flußwasser durch Ablagerung und Filterung nicht allein die Sinkstoffe, sondern auch die feinen, schwebenden Stoffe entziehen kann, so läßt sich bei nicht zu großer Verunreinigung des Flusses diesem ein gutes, stets in ausreichender Menge vorhandenes Brauchwasser entnehmen, das seiner Weichheit wegen zu fast allen wirtschaftlichen und gewerblichen Zwecken geeignet ist. Das aus Seen, die oft zu den besten Wassergewinnungsstellen gehören, gewonnene Wasser ist meistens weich und hat bei Entnahme aus den untern, kühlern Wasserschichten einen Wärmegrad, der dem für ein gutes Trinkwasser geforderten nahekommt. Diese nach der Tiefe zu allmählich stattfindende Wärmeabnahme zeigte sich bei Messungen im Züricher See z. B. in der Weise, daß die Wasserwärme, die Anfang Juni an der Oberfläche 19° C betrug, bei 16 m Tiefe 6,7° C ergab.

a) Entnahme aus fließenden Gewässern.

Um die gröbern Sinkstoffe von der Hauptleitung fernzuhalten, kann am Ufer ein kleiner Behälter erbaut werden, in dem sich jene ablagern.

So wird z. B. das zur Versorgung des Bahnhofs Herzberg nötige Wasser einem aus dem Siberfluß abzweigenden Mühlgraben durch den in Abb. 59 dargestellten, in Holz ausgeführten Behälter entnommen, der zum Schutze gegen Frost eine Bohlenabdeckung mit darüber befindlicher Erdschüttung erhalten hat und in dem ein Holzkasten, außerhalb dessen sich die von Zeit zu Zeit zu entfernenden Sinkstoffe ablagern, den durch ein feines Sieb geschützten Rohrkopf aufnimmt.

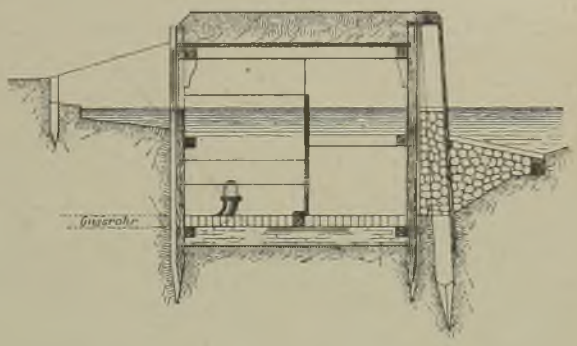
Bei der Flußwasserversorgung der Stadt Paris bei Jory[1]) befindet sich die Entnahmestelle *A* nahezu im Stromstrich der Seine; die Entnahmeleitung *B* führt in den Sammelbrunnen *C*, aus dem die Pumpen mittels der Saugleitung *D* das Wasser schöpfen. Die Entnahmeleitung *B* kann durch ein mit der Druckwasserleitung verbundenes Rohr *E* durchgespült und so gereinigt werden. Der Saugkorb des Entnahmerohrs ist von allen vier Seiten gegen das Eindringen von Schwimmstoffen geschützt.

[1]) Näheres über Fluß- und Seewasserfassungen siehe R. Weyrauch, a. a. O. Bd. I, Kap. 11, woraus auch die Abb. 60—68 entnommen sind.

Über der Entnahmevorrichtung ist ein auf Pfählen gegründeter, als Signal für Schiffe und Flöße dienender Aufbau, der gegebenenfalls nachts beleuchtet werden kann.

Bei kleinen Pumpwerken kann das Saugrohr in einen in der Nähe des Ufers hergestellten Behälter münden, der mit dem Gewässer durch eine kurze, unter dessen Spiegel mündende Leitung verbunden ist; von dieser werden die gröbern Sinkstoffe durch einen Steinwurf ferngehalten.

Abb. 59. Wasserentnahme für den Bahnhof Herzberg. M. 1 : 100.



Vollständige Anlagen zur Wasserentnahme sind mit engmaschigen Gittern oder Sieben zum Fernhalten von schwimmenden Gegenständen, kleinen Fischen und Fischbrut zu versehen und so einzurichten, daß der Eintritt des Wassers in die Leitung durch Frost und Eisgang nicht gestört werden kann.

Bei städtischen Wasserversorgungen muß die Entnahmestelle so weit oberhalb der Stadt gelegen sein, daß jene vor Verunreinigungen durch städtisches Abwasser und Fabriken gesichert ist. Besondere Schwierigkeiten erstehen dem Betrieb von Flußwasserentnahmen oft durch die Grundeisbildungen.

Abb. 60 bis 62. Flußwasserfassung für Paris.

Abb. 60. Entnahmestelle. Schnitt.

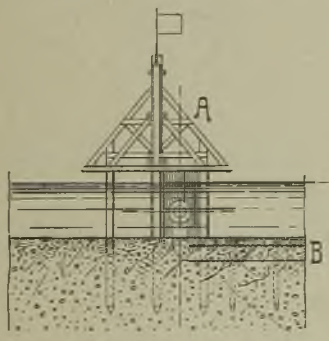
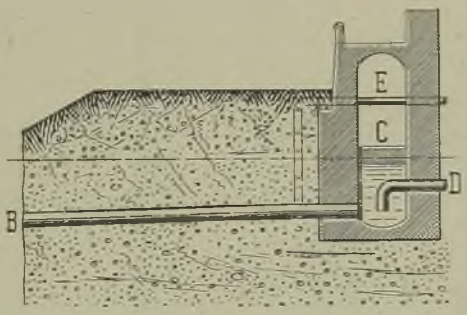


Abb. 62. Sammelschacht.



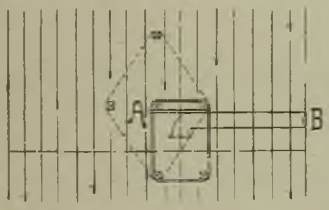


Abb. 61. Entnahmestelle. Grundriß.

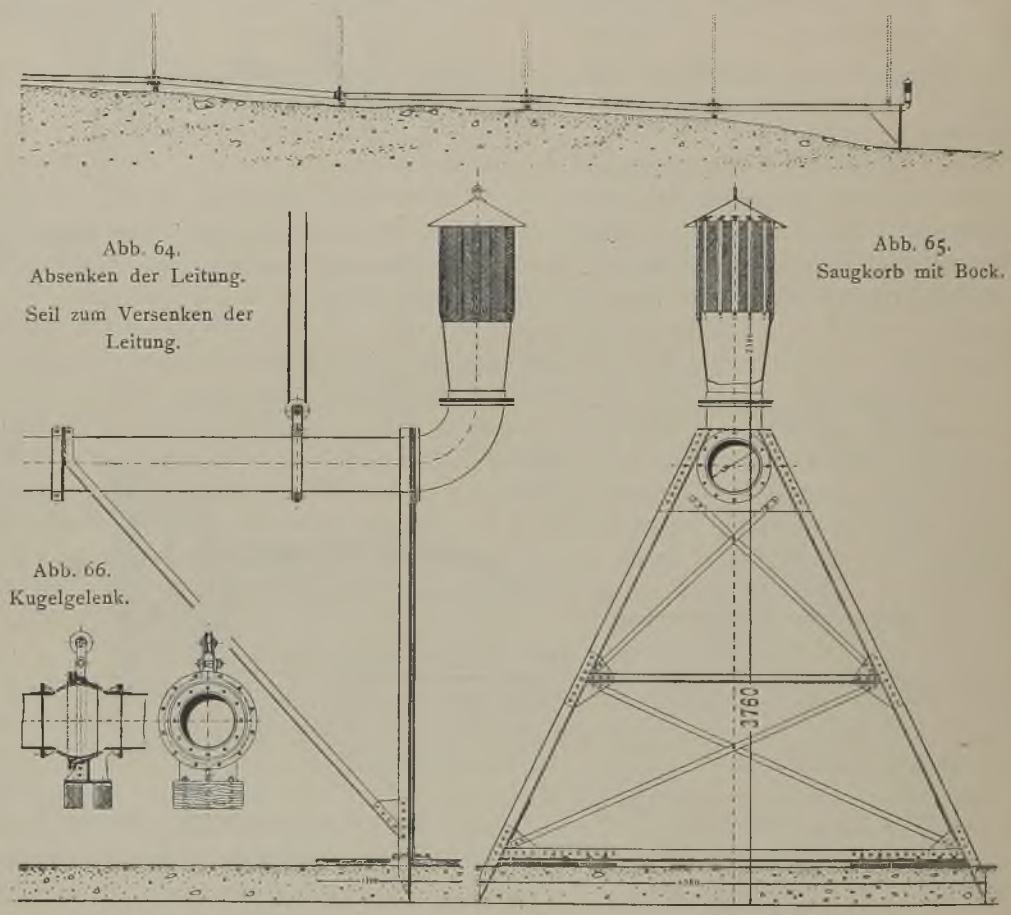
b) Die Wasserentnahme aus Seen erfolgt nicht nur unter dem niedrigsten Wasserspiegel, sondern auch unterhalb der sich im Wasser bildenden, manchmal bis über 60 cm starken Eisdecke, und deshalb bei Seen mit flachen Ufern ziemlich weit von deren Rändern entfernt. Diese Entfernung ist noch zu vergrößern, wenn für die Zwecke der Wasserversorgung Wasser von möglichst guter Beschaffenheit gewonnen werden soll, weil das in der Nähe flacher Ufer befindliche meistens reicher an pflanzlichen Beimengungen und auch wärmer ist, als dasjenige in tiefern Schichten. Andererseits darf die Entnahme auch nicht in zu großer Nähe des Bodens erfolgen, weil sich dort stets Ablagerungen von Schlamm und abgestorbenen Pflanzenresten befinden.

Die vom Ufer zur Entnahmestelle führende Leitung wird in den ausgebaggerten Seeboden versenkt oder auf Querhölzern verlegt, die an eingerammten Pfählen befestigt sind. Das seewärts gelegene Ende der Leitung wird im ersten Falle mit einem nach oben, im zweiten Falle mit einem nach unten gerichteten Knie mit Mundstück versehen und öfters mit einem kastenartigen, zahlreiche Öffnungen besitzenden Verschlag umgeben.

Bei der Seewasserentnahme[1]) für die Stadt Konstanz (Abb. 63—66) wurde eine mit Kugelgelenken versehene, 450 mm starke Saugleitung etwa 400 m weit in den Bodensee gelegt und in einer Tiefe von etwa 50 m versenkt. Die Leitung trägt

Abb. 63 bis 66. Seewasserentnahme für Konstanz.

Abb. 63. Versenkte Saugleitung.



am Ende einen Saugkorb mit Seiher, der auf einem eisernen Gerüst gelagert ist. Die Versenkung geschah von Kähnen aus mittels Seilrollen.

Die Abb. 67 und 68 zeigen eine Anordnung für die Stadt Stuttgart (Neuer See) zur Entnahme aus verschiedenen Tiefen mittels beweglicher Seiher, die an einem versteiften drehbaren Rohrgerüst und mit Kran und Kette auf- oder abgelassen werden. Behufs Reinigung von Laub u. dgl. von einem Schiff aus werden die Seiher zeitweise über den Wasserspiegel gehoben.

---

[1]) Vgl. auch Gross, »Das Seewasserwerk der Stadt Friedrichshafen«. J. f. Gasbel. u. Wasservers. 1917, S. 182.

Am Schlusse dieses Abschnitts sind noch einige Worte über Sammelbecken zu sagen, durch die man das Wasser der Bäche nutzbar macht. Die Sammelbecken haben aber verschiedene Zwecke und dienen, wie bereits erwähnt, in erster Linie der Aufspeicherung großer Wassermengen, so daß das Nähere dem nächsten Abschnitt angehört.

Für die Wasserversorgung kommt in Betracht, daß das aus Sammelbecken gewonnene, meistens weiche Wasser ebenso wie dasjenige der Flüsse und natürlichen Seen mit der Luft in Berührung steht; es unterscheidet sich aber von diesem in ungünstiger Weise dadurch, daß sich im Winter eine die Luft abhaltende Eisdecke leichter bildet, und daß ihm die Bewegung des Flußwassers mangelt. Diese Ruhe des Wassers im

Abb. 67 u. 68. Seewasserentnahme für Stuttgart.

Abb. 67. Querschnitt.

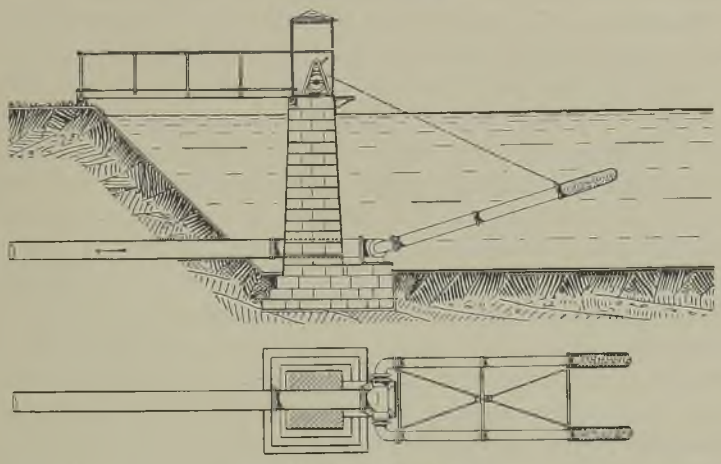


Abb. 68. Grundriß.

Wasserbecken begünstigt jedoch das Ausscheiden auch sehr feiner Sinkstoffe. Dagegen entwickelt sich im Laufe der Zeit ein mannigfaltiges Tier- und Pflanzenleben, so daß das entnommene Wasser vor Verwendung zu Versorgungszwecken stets einer Reinigung bedarf.

E. Reinigen und Aufspeichern des Wassers.

§ 22. Die verschiedenen Reinigungsarten[1]).

Ohne die weniger wichtigen Arten (Reinigung des Wassers in kleinen Filtern für den jeweiligen Bedarf, Reinigen desselben für gewerbliche Zwecke und in Regenwasserzisternen) zu besprechen, wenden wir uns zu den großen Reinigungsanlagen der Wasserwerke.

Da die natürlichen Wasserläufe nicht allein große und feine Sinkstoffe oft in großen Mengen, sowie viele lebende und abgestorbene organische Wesen mit sich führen, sondern auch häufig das Schmutzwasser bewohnter Orte, von Fabriken usw. aufnehmen, so muß das Wasser fließender Gewässer, wenn es zur Wasserversorgung von Ortschaften dienen soll, vorher gereinigt werden. Dasselbe gilt von dem Wasser der Sammelbecken, falls nicht außer diesem ein anderes, besseres Wasser als Trinkwasser zur Verfügung steht.

[1]) Näheres siehe in R. Weyrauch, a. a. O., Bd. II, Kap. 15—19 und »Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften«, III. Teil, Bd. 3, Kap. 3, § 10—15, dem auch die Abb.: 69 u. 70, 73 bis 75, 77 bis 79, 91 92 und 129 entnommen sind.

Das Grundwasser, das bei seiner Entnahme aus dem Untergrund meistens allen billigen Anforderungen an Reinheit genügt, enthält oft Eisen, Mangan und freie Kohlensäure, von denen es vor seiner Verwendung befreit werden muß. Bei Wasserversorgungen kommen hauptsächlich folgende Reinigungsarten in Betracht: Ablagerung, Filterung, Enteisenung, Ozonisierung, Entmanganung, Entsäuerung und Enthärtung, wovon Ablagerung, unter Umständen durch Zusatz von Fällmitteln, Filterung und Enteisenung wohl am meisten angewendet werden.

a) Reinigung durch Ablagerung.

Zur Reinigung des Wassers von Sink- und Schwebestoffen werden Klärbecken verwendet, doch ist dieses Verfahren nur als Vorreinigung aufzufassen, da zur vollständigen Reinigung stets noch eine Filterung nötig ist. Die Klärung des Wassers kann entweder dadurch geschehen, daß man das Becken mit dem zu reinigenden Wasser füllt und dieses lange genug ruhig stehen läßt (die Abklärungszeit wird zu 12 bis 20 Stunden angenommen), oder daß ein beständiger Zu- und Abfluß stattfindet. Doch wird in der Regel, da im ersten Falle die Zeit des Füllens und Leerens für die Klärung verloren geht, die letztere Reinigungsart bevorzugt, wobei die einen Querschnitt von 0,5 bis 1 qm f. d. sl erfordernde Durchflußgeschwindigkeit nicht größer als 1 bis 2 mm in der Sekunde ist. Da bei nur einem Zufluß und einem diesem gegenüberliegenden Abfluß sich zwischen beiden leicht eine Strömung bildet, während das Wasser links und rechts in Ruhe bleibt, so empfiehlt es sich, mehrere Zu- und Abflußstellen einzurichten, oder den Zu- und Abfluß in der ganzen Breite des Beckens stattfinden zu lassen. Zur Regelung der Durchflußvorgänge werden auch öfters Tauchplatten verwendet, über die oder unter denen hindurch das Wasser abwechselnd fließen muß. Die Becken selbst werden ähnlich angelegt wie die zur mechanischen Reinigung der Abwässer dienenden (siehe § 50b). Sohle und Wandungen der Klärbecken sind möglichst dicht herzustellen, indem man den Boden mit Tonschlag oder Beton und die Seitenwandungen entweder mit Pflaster bekleidet oder durch Mauerwerk einfaßt. Die Wassertiefe der Klärbecken beträgt, von Ausnahmefällen abgesehen, höchstens 3 bis 4 m.

Am Einlauf der Anlagen finden sich oft noch Vorrichtungen zum Abfangen von Schwimm- und groben Sinkstoffen; auch können hier Vorrichtungen zur Zugabe von Fällmitteln getroffen werden. Als Fällmittel wird wohl meist schwefelsaure Tonerde an Stelle des früher üblichen Alauns gewählt.

Für Dauerbetrieb sind mindestens zwei Becken oder wenigstens zwei Kammern erforderlich, um ohne Betriebsunterbrechung die von Zeit zu Zeit, je nach Größe der Becken, mehr oder weniger häufige Reinigung vornehmen zu können.

b) Reinigung durch Filterung.

α) *Langsamfilter.*

Ein Filter für langsame Sandfilterung besteht aus einer wagerechten, nicht unter 0,5 m, wenn möglich aber 1 m starken, Filterbett genannten Schicht aus gewaschenem und möglichst gleichartigem Sande von $\frac{1}{3}$ bis 1 mm Korngröße, durch die das Wasser langsam hindurchsickert. Da hierbei die darin enthaltenen schwebenden Sinkstoffe, Pflanzenfasern u. dgl. zwischen den einzelnen Sandkörnern keinen Durchgang finden, so bildet sich alsbald eine aus den zurückgehaltenen Stoffen bestehende Decke, die auch die kleinsten in dem Wasser vorhandenen Teile zurückhält. Ein frisch angelassenes Filter liefert deshalb erst dann ganz reines Wasser, wenn sich eine »Filterhaut« über

der Sandschicht gebildet hat, worüber jedoch in neuerer Zeit verschiedene Meinungen geltend gemacht werden[1]).

Nimmt durch Verstärkung der Filterhaut deren Durchlässigkeit und damit die Leistungsfähigkeit des Filters ab, so muß dieses außer Tätigkeit gesetzt und die Haut mit der darunter liegenden 1,5 bis 3 cm starken Sandschicht abgenommen werden, wobei jedoch, wenn die Beschaffenheit des gefilterten Wassers nicht Not leiden soll, die noch verbleibende Sandschicht nicht schwächer als 30 cm werden darf. Der abgenommene Sand wird gewaschen und kann dann wieder verwendet werden.

Unter der eigentlichen Filterschicht befinden sich Stützschichten, d. h. Lagen gröbern, nach oben allmählich feiner werdenden Materials, die dem durch die Filterhaut gesickerten Wasser Durchfluß nach den Abzugskanälen verschaffen, den Filtersand aber zurückhalten.

Die Ergiebigkeit des Filters hängt von der Druckhöhe des Wassers, d. h. von der Höhe des Wasserspiegels über der Unterkante des feinen, die Filterschicht bildenden Sandes ab. Diese Druckhöhe darf eine bestimmte Grenze nicht überschreiten, weil sonst die Arbeitsgeschwindigkeit des Filters, d. h. die Geschwindigkeit des durchsickernden Wassers, so groß ist, daß dieses nicht mehr genügend gereinigt wird. Die Wasserschicht über der Filterdecke erhält gewöhnlich nicht mehr als 0,8 bis 1,0 m Höhe, alsdann beträgt die Ergiebigkeit bei einer 0,5 m starken Filterschicht für 1 qm Filterfläche etwa 120 l in der Stunde oder rund 3 cbm täglich.

Aus der Arbeitsgeschwindigkeit der Filter und der zu reinigenden Wassermenge ergibt sich die erforderliche Betriebsfläche der Filter, der ein Zuschlag für die in Reinigung und Wiederauffüllung begriffenen Filterbecken hinzuzufügen ist. Filter von 700 bis 1200 qm für kleinere, von 1200 bis 2000 qm für mittlere und von 2000 bis 3500 qm Fläche für große Anlagen haben sich am zweckmäßigsten erwiesen. Im Durchschnitt kann man annehmen, daß von zehn Filtern nur sieben gleichzeitig tätig sind, während eins in Entleerung, eins in Reinigung und eins in Wiederauffüllung begriffen ist.

Abb. 69. Schnitt durch ein Filter der Altonaer Wasserleitung. M. 1 : 400.

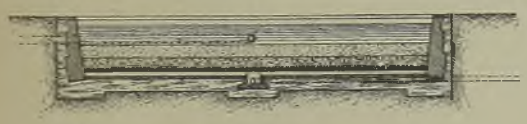
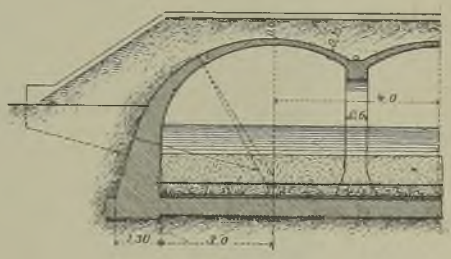


Abb. 70. Schnitt durch die Filteranlage des Stralsunder Wasserwerks. M. 1 : 200.



Die Wasseraufleitung muß so erfolgen, daß eine Verletzung der Sandoberfläche nicht eintritt, was sich durch Unterlegen von Steinplatten unter den Rohwasserauslauf ermöglichen läßt. Zur Aufnahme des filtrierten Wassers werden auf der Sohle Kanäle und zwar am besten Hauptkanäle aus mit Eisenbetonrosten bedeckten Rinnen, Seitenkanäle aus gelochten Steinzeugprofilen angeordnet oder die Sohle mit den von A. Thiem in seinen Enteisenungsanlagen verwendeten Filtersteinen belegt.

Man unterscheidet offne und bedeckte Filter, von denen die letztern entweder überwölbt oder überdacht sein können. Der Betrieb der offnen Filter leidet bei heißer Witterung unter der Bildung von Algen, deren schädlichem Einfluß man oft durch Zusatz von Kupfervitriol zu begegnen suchte, in strengen Wintern dagegen durch die

1) K. Kisskalt, »Die Ursachen der Wirkung von Sandfiltern«. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1917, S. 111.

Eisdecke, die behufs Lüftung und Reinigung der Filter wiederholt zu entfernen ist. Diese Übelstände werden durch eine das Wasser vor der Einwirkung der Sonne schützende und die Eisbildung verhindernde Überwölbung der Filter beseitigt. Eine Erdüberdeckung verhindert außerdem die Einwirkung des Frostes auf das Bauwerk.

Abb. 71. Schalgerüst für ein Filter des Wasserwerks der Stadt Chemnitz.

Abb. 72. Inneres einer Filterkammer des Wasserwerks der Stadt Chemnitz vor dem Einbringen der Filtermaterialien.

Die seitlichen Begrenzungen der Filter werden entweder durch senkrechte Mauern oder durch geböschtes Pflaster aus natürlichem Stein oder hart gebrannten Backsteinen hergestellt und müssen wie die Sohle wasserdicht sein. Ein offenes Filter der Altonaer Wasserleitung ist in Abb. 69 im Querschnitt dargestellt. während Abb. 70 einen Teil des senkrechten Schnittes durch die überwölbte Filteranlage des Stralsunder Wasserwerks darbietet.

Aus den Filtern gelangt das Wasser in einen Reinwasserbehälter, der bei deutschen Wasserwerken überwölbt zu sein pflegt. Der höchste Wasserstand in den Filtern soll möglichst unter dem tiefsten der Klärbecken, und ihr niedrigster Wasserspiegel über dem höchsten des Reinwasserbehälters liegen. Ferner sind die Filterbecken so hoch zu legen, daß sie ohne Zuhilfenahme von Pumpen vollständig entleert werden können.

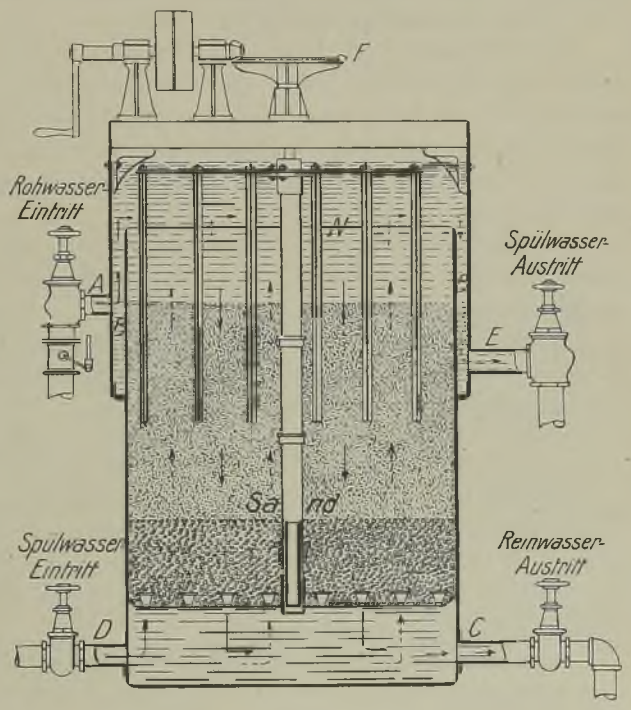
Die Ausgaben für das Filtern von 1000 cbm Wasser beliefen sich vor dem Kriege, je nach der Beschaffenheit des zu filternden Wassers, der Höhe der Arbeitslöhne und der Kosten des Ergänzungsstands auf 1,5 bis 3,5 Mark, ein Betrag, der sich heute wesentlich erhöht.

Die Abb. 71 u. 72 zeigen Teile einer von der Aktien-Gesellschaft Dyckerhoff & Widmann, Biebrich a. Rh. bzw. Dresden, im Jahre 1907 für die Stadt Chemnitz ausgeführten Filteranlage. Die Anlage ist in Einsiedel errichtet und besteht aus drei Filtern von je 1470 qm Grundfläche mit je zwei Kammern.

β) *Schnellfilter.*

Die Schnellfilter unterscheiden sich, abgesehen von der größern Filtergeschwindigkeit, von den langsamen Sandfiltern dadurch, daß sich die Schmutzschicht bzw. Filterhaut nicht erst während des Betriebs bilden muß, sondern künstlich hergestellt wird, wenn auch die Bildung dieser Filterhaut keine so wesentliche Rolle spielt, da die Trübung des Wassers sich bis in oder durch die ganze Filterschicht hindurch festsetzt. Die Schnellfilter[1]) werden offen und geschlossen ausgeführt; die geschlossenen Filter haben durchgängig zylindrische Form und werden aus Schmiedeeisen oder Eisenbeton hergestellt.

Abb. 73. Jowellfilter.



Im nachstehenden sei kurz das Jowellfilter (Abb. 73) beschrieben, das große Verbreitung gefunden hat. Der Vorgang bei Anwendung dieses Filters ist folgender: Zunächst wird in einem besondern Absitzgefäß dem Rohwasser schwefelsaure Tonerde zugesetzt und dasselbe nach kurzem Aufenthalt in diesem Behälter auf das Filter geleitet. Das Jowellfilter besteht aus einem Zylinder, der ein gewöhnliches Sandfilter mit verhältnismäßig hohen Filterschichten enthält. Den obern Teil des Filters umgibt ein Hohlzylinder *B*, in den das Rohwasser bei *A* eintritt. Das Wasser steigt dann in dem Hohlzylinder hoch und fließt über den Rand *N* auf das Filter, wobei sich nicht nur die Filterhaut rasch bildet, sondern das in Flocken

[1]) L. Gartzweiler, »Die Schnellfilteranlage der Stadt Remscheid«. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1916, S. 577, und Jürgensen, »Die Schnellfilteranlage des Städtischen Wasserwerks Altona«. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1917, S. 280, 284, 304 u. 319.

sich ausscheidende Tonerdehydrat noch in die Filterschicht eindringt, dadurch die Reinigungswirkung erhöhend. Nach Durchfließen des Filters tritt das gereinigte Wasser bei *C* aus.

Ist das Filter nicht mehr arbeitsfähig, so wird es durch Rückspülung von unten unter gleichzeitigem Umrühren der Filterschicht durch das Rührwerk *F* gereinigt. Das Spülwasser tritt, nachdem Rohwasserzulauf und Reinwasserablauf geschlossen, unter Druck von unten in das Filter und gelangt über den Rand *N* in den Zwischenraum *B*, von wo es durch den Spülwasseraustritt *E* abfließt; sobald sich hier klares Wasser zeigt, ist das Filter gereinigt und wieder betriebsfähig.

Es gibt Schnellfilter verschiedener Bauart, die im allgemeinen auf dem gleichen Grundsatz beruhen. Eine Abweichung davon zeigt der Patent-Trommelfilter von KRÖHMKE, bei dem die Reinigung durch Spülung unter Drehung des Filterkörpers um seine Achse erfolgt. Auch gewöhnliche Sandfilter können bei entsprechender Wahl der Form und Größe des Filtermaterials und durch Rückspülung zur Schnellfilterung benutzt werden.

γ) *Besondere Filter.*

Eine doppelte Filterung ist von GÖTZE[1]) in Bremen ausgeführt in der Weise, daß ein frisches gewöhnliches Sandfilter mittels einer Heberleitung vor ein bereits eingearbeitetes geschaltet ist, so daß das frische Filter als Vorreiniger dient. Dieses Verfahren ist empfehlenswert bei stark verunreinigtem Flußwasser mit hoher Keimzahl. Das mit feinsten Verunreinigungen behaftete Rohwasser erhält also hier in mehreren Stufen eine gleichartige Reinigung.

Das Verfahren der Doppelfilterung, wobei das eine Filter als Vorfilter, das andere als eigentlicher Fein- oder Nachfilter wirkt, hat PUËCH-CHABAL[2]) derart ausgebildet, daß an Stelle eines Vorfilters mehrere Grobfilter stufenförmig[3]) angeordnet sind. Durch Überströmen von Überfällen zwischen den Vorfiltern wird das Wasser durchlüftet und belichtet, wodurch das Rohwasser in bezug auf die organischen Bestandteile eine Besserung erfahren soll.

Zu erwähnen sind noch die Grob- und Feinfilter, System PETERS, die mit Benutzung eines REISERTschen Patents in Zürich und bei der Anlage der Wientalwasserleitung Verwendung fanden.

Hingewiesen möge auch noch werden auf den Gebrauch von Filtertüchern, die Wormser Sandplattenfilter und die Kurkaschen Steinzylinderfilter, die jedoch nur in geringem Umfang Verwendung finden.

c) Die Enteisenung des Grundwassers.

Ein aus tiefern Bodenschichten gewonnenes Wasser enthält häufig eine Lösung von Ferrobikarbonat (doppeltkohlensaures Eisenoxydul), aber durch Lüftung und Filterung erfolgt eine Enteisenung[4]), indem die genannte Eisenverbindung bei der Berührung mit der Luft sich in unlösliches Eisenoxydhydrat verwandelt, daß durch Filterung dem Wasser entzogen werden kann.

Bei leicht fällbaren Eisenverbindungen genügt die Durchlüftung, deren Dauer sich dem Eisengehalt anzupassen hat. Bei schwer fällbaren Eisenverbindungen und bei Vor-

---

[1]) GÖTZE, Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1896.

[2]) KÖHLER, Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1907.

[3]) PETERS, »Die Erweiterung des Magdeburger Wasserwerks und die Stufenfilter«. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1917, S. 211.

[4]) Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1890, S. 1343 und K. HOOIJER, »Der Eisen- und Mangangehalt des Wassers und seine Enteisenung und Entmanganung«, Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1920, S. 253.

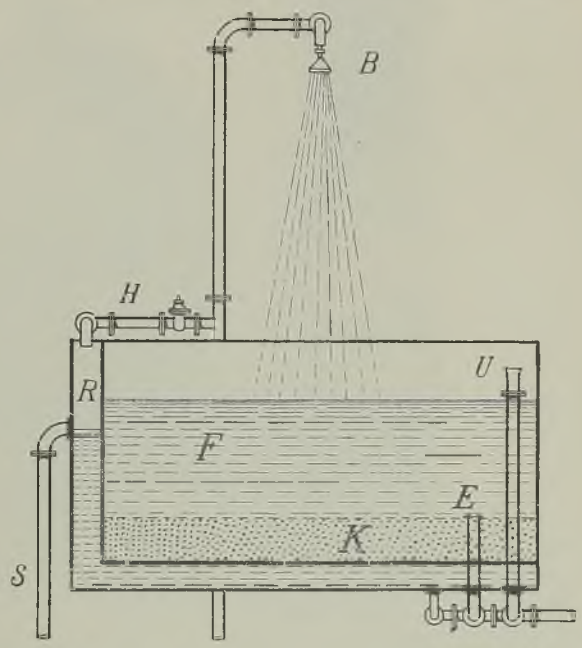
handensein von Huminstoffen ist jedoch eine Vorbehandlung des Wassers durch Zusatzmittel, wie schwefelsaure Tonerde oder Alaun angebracht. Schwefelwasserstoff, wie ihn eisenhaltiges Wasser öfters aufweist, verschwindet durch Belüftung, die durch Huminstoffe verursachte gelbliche oder bräunliche Färbung durch die Anwendung obiger Zusatzmittel.

Die Belüftung des Wassers erfolgt in offnen[1]) oder geschlossenen Anlagen. Bei erstern wird das Wasser entweder durch Regenfall oder durch Rieselung in Tropfen aufgelöst und so durchlüftet. Bei den geschlossenen Enteisenungsanlagen wird dem Wasser Luft zugepreßt und das Gemisch von Wasser und Luft dann durch besondere Filter gedrückt, die das inzwischen ausgeschiedene Eisen zurückhalten.

α) *Offene Enteisenungsanlagen.*

Bei vielen Anlagen erfolgt die Enteisenung durch Regenfall am besten nach einer Anordnung, wie sie in den Grundzügen in Abb. 74 dargestellt ist. Das Wasser fällt als feiner Regen etwa 2 m hoch aus der Brause *B* auf den Wasserspiegel des Filters *F*, dessen Wasserhöhe je nach der leichtern oder schwerern Fällbarkeit des Eisens kleiner oder größer angenommen wird und zwischen den Grenzen von 0,5 bis 2,0 m liegt. Das Wasser durchsickert, nachdem die Flockenbildung des entstehenden Eisenoxydhydrats genügend vorgeschritten ist, das 30 cm starke Kiesfilter *K*, steigt als gereinigtes Wasser in der Reinwasserkammer *R* auf und fließt aus dieser durch das Rohr *S* zum Gebrauch oder in einen Reinwasserbehälter ab.

Abb. 74. Enteisenung durch Regenfall (nach Oesten).



Die Filterdruckhöhe steigt je nach dem Maße, wie sich Eisenschlamm auf und in dem Kiesfilter ablagert, bis zur Überlaufsöffnung *U*, worauf dann das Filter gereinigt werden muß. Die größte Filterdruckhöhe beträgt 40 bis 50 cm, die Filtergeschwindigkeit durchschnittlich 1 m. Das eisenhaltige Wasser darf nicht sofort nach der Lüftung gefiltert werden; es hat sich während des Niederfallens mit Luft gesättigt, behält aber zunächst seine Klarheit noch bei und scheidet erst nach $\frac{1}{2}$ bis $1\frac{1}{2}$ Stunden die unlöslichen Eisenoxydhydratflocken aus.

Bei andern Anlagen findet statt des Regenfalls eine Rieselung des Wassers nach Piefke über Koksstücke und statt des Kiesfilters ein Sandfilter Anwendung, wie es in Abb. 75 gezeigt ist. Hier wird das Wasser in die Tasse *B* gehoben, fällt, nachdem es sich glockenförmig ausgebreitet hat, auf die gelochte Platte *C*, wo es sich in viele Einzelstrahlen auflöst. Die Fallhöhe kann dabei beliebig gewählt werden, da die Vor-

[1]) v. Feilitsch, »Einiges über die Wahl der Filter bei offenen Enteisenungsanlagen«, Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1921, S. 576.

richtung nur den Zweck hat, das Wasser ziemlich gleichmäßig über den Querschnitt des Zylindergefäßes *G* zu verteilen. Der Zylinder ist mit Koksstücken, die etwa halbe Faustgröße haben, gefüllt. Die Mächtigkeit der Koksschicht beträgt $1\frac{1}{2}$ bis 2 m; sie ruht auf dem gelochten Boden *E*, unter dem sich noch eine niedrige Kammer *K* befindet. Dicht über dem Boden ist die Abflußröhre *D* angebracht.

Nach dem Durchdringen der Koksschicht fällt das Wasser frei in die Kammer *K* herab, sammelt sich und fließt, ohne sich zu stauen, durch die Abflußröhre *D* ab und zwar auf ein gewöhnliches Sandfilter, wo es mit großer Geschwindigkeit filtriert. Die stündliche Rieselungsmenge beträgt 2 bis 4 cbm für 1 qm Querschnitt des Lüfters, die Filterung 0,5 bis 0,6 cbm für 1 qm Filterfläche und Stunde [1].

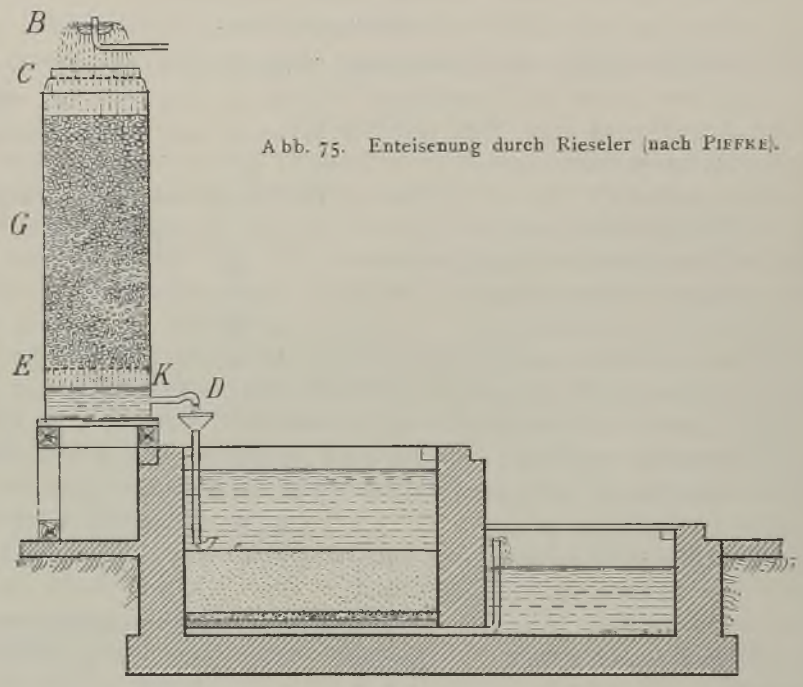


Abb. 75. Enteisenung durch Rieseler (nach PIEFKE).

Vergleicht man die Wirkungsweise des Regenfalls mit der der Rieselung, so wird man finden, daß der Regenfall unter Umständen für die Enteisenung ausreichen kann, daß aber die Rieselung auf alle Fälle zuverlässiger ist. Diesen Vorzügen ist es wohl zuzuschreiben, daß der Rieseler in verschiedenen Formen der Ausführung für die Enteisenung in größerm Umfang zur Anwendung gelangt ist, als der Regenfall. Man stellt die Rieselertürme aus Mauerwerk oder Eisenbeton, bei kleinern Anlagen auch aus Drahtnetz her. Für reichliche Lüftung ist in jedem Falle Sorge zu tragen.

Als Beispiel eines in Eisenbeton hergestellten Rieselerturms [2]) sei hier der für die Papierfabrik KÖSLIN A.G. von der Firma WAYSS & FREITAG, Niederlassung Danzig und Berlin, ausgeführte Rieselerturm genannt, dessen architektonische Ausgestaltung nach dem Entwurf des Architekten Dipl.-Ing. OSKAR KAUFMANN, Berlin, erfolgte (Abb. 76). Die Rieseleranlage ist hier noch über den Reinwasserbehälter gelegt, und dadurch erreicht, daß trotz der tiefen Lage der Filter nur ein einmaliges Heben des Wassers

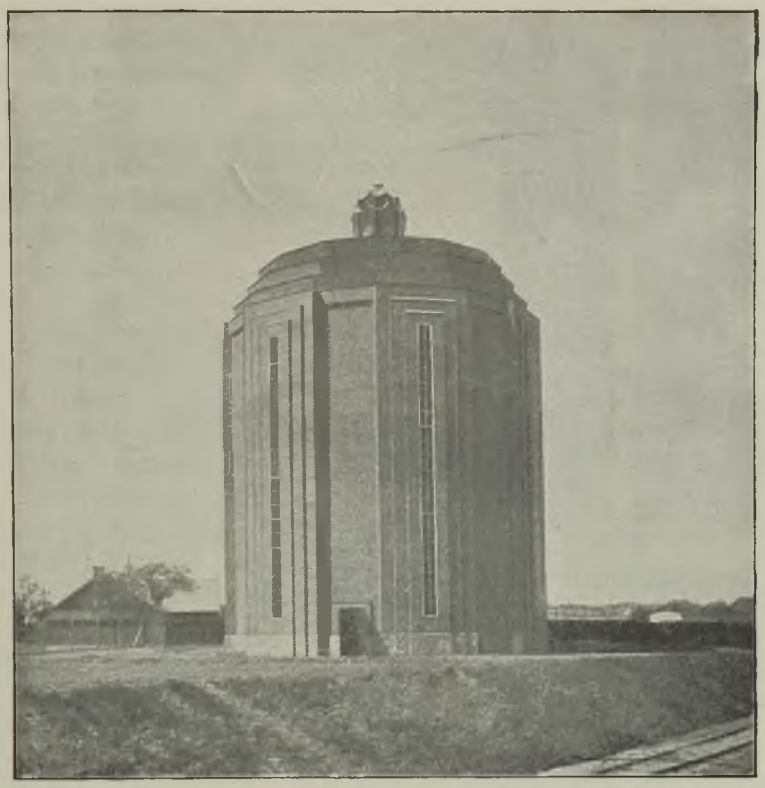
[1]) C. PIEFKE, Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1891, S. 85—88.

[2]) GEORG EHLERS, »Rieselerturm in Eisenbeton-Konstruktion in Köslin«. Deutsche Bauzeitung 1922, Mitteilungen über Zement-, Beton- und Eisenbetonbau Nr. 1 u. 3, woraus Abb. 76 entnommen ist.

erforderlich wird. Das aus 25 Tiefbrunnen gewonnene und durch Heberleitungen nach einem Sammelbrunnen geleitete Wasser wird durch Pumpen in die Rieseleranlage gedrückt, während für den weitern Betrieb natürliches Gefälle ausgenutzt wird.

Vom Sammelbecken der Rieseleranlage gelangt das Wasser nach den Filtern und von da nach dem Reinwasserbehälter des Turmes, in dessen obern Teile sich die Rieseleranlage befindet und deren Höhenlage so gewählt ist, daß genügendes Gefälle vorhanden ist, um das Wasser nicht nur durch die geschlossene Filteranlage, sondern auch zurück und wieder aufwärts in den Reinwasserbehälter zu treiben. Das Rohwasser tritt von den Pumpen kommend, durch ein in der Turmachse liegendes Steigrohr in die Rieseler-

Abb. 76. Rieselerturm der Papierfabrik Köthen A.-G.



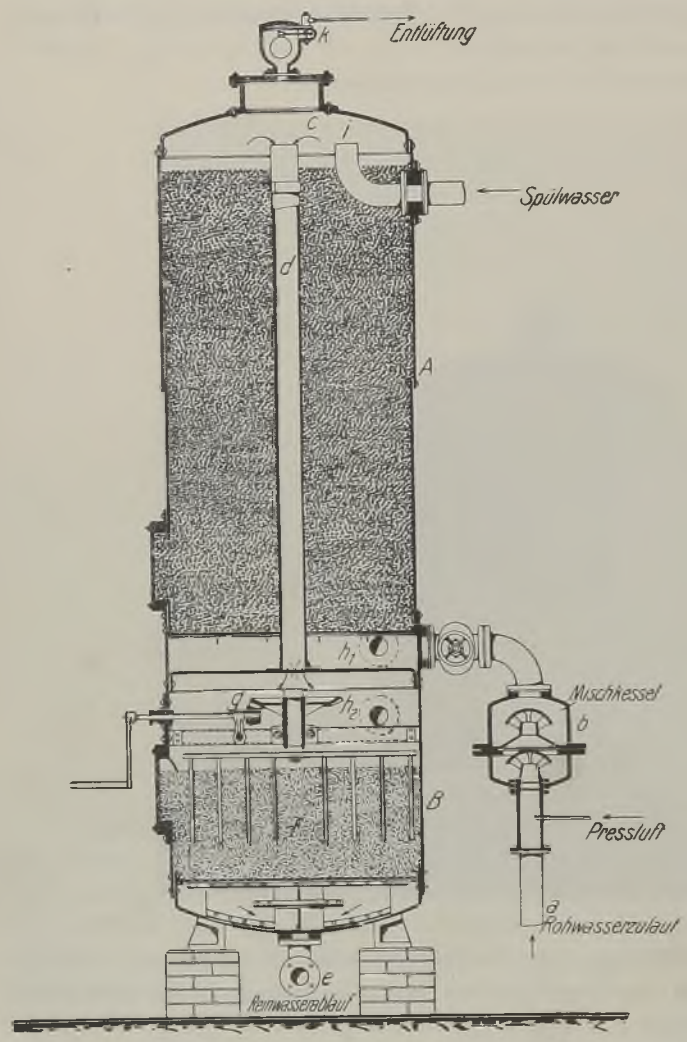
anlage ein. Von dem Steigrohr führen vier Abzweigungen in eine ringförmige Umlaufrinne, die 3 m über dem Boden der Rieseleranlage liegt und von der nach allen Seiten Verteilungsrinnen abgehen, so daß das Wasser gleichmäßig über die ganze Fläche der Rieseleranlage verteilt wird. Aus Einschnitten in den Seiten aller dieser Rinnen rieselt dann das Wasser in freiem Falle 2,5 m hoch in das Sammelbecken herab.

Für die erforderliche reichliche Luftzufuhr dienen zahlreiche mit zweckentsprechenden Rolladen geschlossene Fensteröffnungen. Zur Luftabführung dient die auf dem Turmdache angebrachte Laterne, die zugleich für die Beleuchtung der Rieseleranlage sorgt. Auch im Behälterboden sind Lüftungsrohre, die über den Wasserspiegel reichen und gegen Eindringen von Rieselwasser durch Schutzklappen geschützt sind. Die gewöhnliche Leistung der Rieseleranlage beträgt 600 cbm in der Stunde, kann jedoch, falls nötig, noch bedeutend erhöht werden.

β) *Geschlossene Enteisenungsanlagen.*

Als Beispiel der verschiedenen Apparate, die für die geschlossene Enteisenung zur Verwendung kommen, soll hier nur der in Abb. 77 dargestellte Apparat nach dem System BREDA [1]) näher beschrieben werden. Er besteht aus zwei Teilen, dem Kontaktbehälter *A* und dem Filter *B*. Der erstere wird mit dem sog. Kontaktmaterial gefüllt, das aus Porzellankoks (Abfall bei der Porzellanfabrikation) oder Lavakoks in verschiedener Körnung besteht. Dieses Material ist sehr widerstandsfähig und scharfkantig; es besitzt Poren nur an der Oberfläche, nicht aber im Innern, so daß ein dauerndes Anhaften von Schlamm und sonstigen Verunreinigungen ausgeschlossen ist.

Abb. 77. Vorrichtung für geschlossene Enteisenung.



Das Filter *B* ist mit gewaschenem Kies gefüllt. Das Rohwasser tritt durch den Zulauf *a* ein und erhält, bevor es den Mischkessel *b* erreicht, einen Zusatz von Preßluft, mit der es sich innig mischt. Bei geringem Eisengehalt genügt der Luftzusatz durch Öffnung der Schnüffelventile an den Pumpen. Von dem Mischkessel *b* tritt das Wasser in den Kontaktraum *A* ein, wird durch das Kontaktmaterial gepreßt und tritt in die Kammer *c* oberhalb des Kontaktmaterials, aus der es durch das Rohr *d* auf das Filter *f* gebracht wird. Nach Durchströmen des Filters tritt das Reinwasser durch den Ablauf *e* in das Druckrohr und von da nach dem Versorgungsgebiet. Die überschüssige Luft sammelt sich in der Haube *C* und wird durch das Luftventil *k* selbsttätig von Zeit zu Zeit abgelassen.

Die Reinigung des Kontaktapparats erfolgt nach Abschluß des Zu- und Ablaufs durch Spülwasser, das bei *i* eintritt und das Kontaktmaterial sowie das Filtermaterial, letzteres unter Umrührung mittels des Rührwerks, wäscht. Der Schlamm aus dem Kontaktkörper wird bei h_1, der aus dem Filter bei h_2 abgelassen. Der Druckverlust beträgt

[1]) FR. BAMBERG, »Über Grundwasserenteisenung mit spezieller Berücksichtigung des geschlossenen Systems«. Gesundh. Ing. 1910, S. 147.

bei frischem Zustand des Apparats 1—2 m, steigt mit zunehmender Verschlammung bis etwa 6 m, worauf eine Reinigung erfolgen sollte.

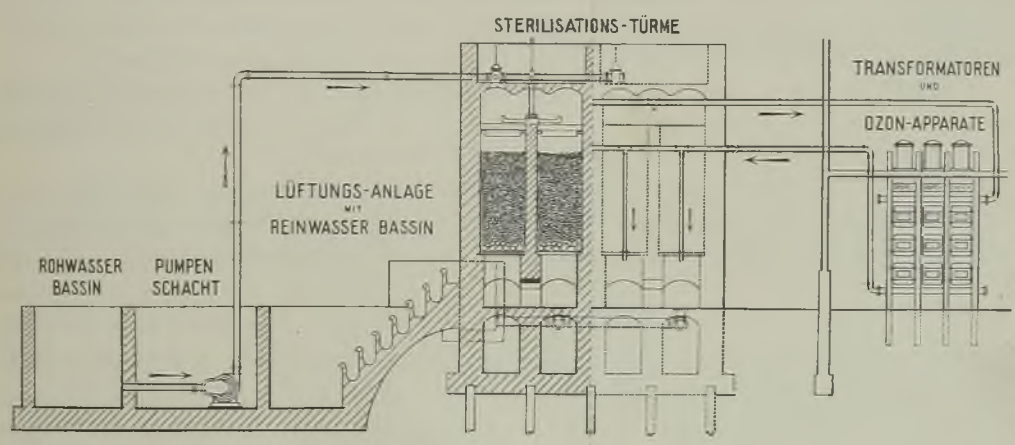
Das HELMsche Verfahren benutzt als Kontaktmaterial Braun- und Raseneisenstein. Das System BATTIGE und SCHÖNEICH besteht aus zwei Zylindern, von denen der eine als Enteisenungs-, der andere als Filterraum dient. Zu den geschlossenen Anlagen gehört auch die Bastardpumpe von JAKOBI mit Kiesfilter, wie sie für Einzelanlagen bei Hausbrunnen oder kleinern Rohrbrunnen eingeführt worden ist.

d) Reinigung durch Ozon.

Beim Vorkommen von an Huminstoffe gebundenem Eisen (gelbliche oder gelblichbraune Färbung des Wassers) und bei starkem Auftreten von Keimen hat sich die Reinigung durch Ozon (O_3) als sehr wirksam erwiesen, da Ozon die Keime, auch die pathogenen, rasch und sicher abtötet.

Das benutzte Ozon wird aus atmosphärischer Luft hergestellt [1]), indem man diese der sog. stillen elektrischen Entladung in besondern Apparaten aussetzt. Hierbei ver-

Abb. 78. Anlage zur Wasserreinigung durch Ozon in Paderborn.



wandelt sich ein Teil des in der Luft enthaltenen inaktiven Sauerstoffs (O_2) in Ozon (O_3) oder aktiven Sauerstoff. Bringt man hierauf das Wasser in feiner Verteilung mit einem Ozonluftstrom in Berührung, so oxydiert das aufgenommene Ozon einen Teil der vorhandenen organischen Bestandteile und tötet zugleich die im Wasser enthaltenen Keime.

Die bei uns meist verwendeten Apparate sind sog. Röhrenozonisatoren, System Siemens u. Halske bzw. der Ozongesellschaft, Berlin. Die ozonisierte Luft wird in Sterilisationstürmen von 6—7 m Höhe mit dem Rohwasser in möglichst innige Berührung gebracht und dadurch entkeimt. Das ozonisierte Wasser wird dann gelüftet und ist damit gebrauchsfertig. Zur Veranschaulichung des Vorgesagten möge Abb. 78 dienen, die in typischer Form die Ozonisierungsanlage in Paderborn darstellt.

---

[1]) G. ERLWEIN, »Einiges über technische Ozonherstellung und Ozonanwendung«. Elektrowelt Nr. 112 und 4/5 des 6. und 7. Jahrgangs.

e) Entmanganung des Wassers [1]).

Das Mangan tritt als Bikarbonat oder als Sulfat im Wasser gelöst auf und zwar meistens in Gemeinschaft mit Eisen. Kleinere Mengen von Manganbikarbonaten können durch gründliche Lüftung am besten durch Anwendung von Rieselung entfernt werden. Bei größerm Mangangehalt empfieht sich unter Umständen eine Rieselung über Braunstein. Bei Vorkommen von Mangansulfaten müssen für die Ausscheidung andere Mittel angewendet werden, von denen hier das Permutitverfahren genannt wird, das weiter unten kurz erläutert wird.

f) Entsäuerung des Wassers.

Ist im Wasser freie Kohlensäure im Überschuß vorhanden, so kann dies zur Zerstörung von Mauerwerk und zum Angreifen von Metallen, d. h. der eisernen Leitungsröhren u. dgl. führen. Ist der Überschuß an freier Kohlensäure gering, so kann oft durch gründliche Durchlüftung der Gehalt an Kohlensäure so vermindert werden, daß das Wasser seine angreifende Eigenschaft verliert. Ist der Gehalt an freier Kohlensäure jedoch erheblich, so muß zur Ausscheidung eine besondere Behandlung Platz greifen, wofür nachstehende Verfahren erwähnt werden.

1. Das kohlensäurehaltige Wasser wird über ein Marmorfilter geleitet; hierbei wird die freie Kohlensäure dadurch absorbiert, daß der Marmor (kohlensaurer Kalk) in doppeltkohlensauren Kalk übergeführt wird und als solcher in Lösung tritt. Bei Anwendung dieses von SCHEELHAASE [2]) in Frankfurt a./M. angewandten Verfahrens verliert das Wasser seinen Gehalt an freier Kohlensäure, nimmt dafür aber an Härte zu.

2. Das Verfahren von Professor HEYER [3]) scheidet die freie Kohlensäure durch Zusatz von Chemikalien aus und ist erstmals in Dessau, später auch in andern Städten mit Erfolg angewendet worden.

3. Bei dem Verfahren von WEHNER (Sürther Verfahren) wird die sog. Vakuumrieselung angewendet, wobei das Wasser fein verteilt einen luftarm gemachten Entsäurungskessel durchläuft und die ausgeschiedenen Gase abgesaugt werden.

g) Enthärtung des Wassers.

Die Härte des Wassers ist innerhalb gewisser Grenzen für seine Eignung als Trinkwasser von keiner allzu großen Bedeutung, spielt jedoch bei der Verwendung zu gewerblichen und industriellen Zwecken eine bedeutende Rolle. Die Enthärtung des Wassers erfolgt hauptsächlich durch Zusatz von Ätzkalk und Soda, oder auch Ätznatron und wird wohl meistens den Verbrauchern überlassen, die auf die Verwendung weichen Wassers angewiesen sind. Erwähnt seien hier das Kalksodaverfahren, das REISERTsche Kalkbarytverfahren und das Permutitverfahren, von denen nur von dem letztern kurz das Nachstehende gesagt sei.

Bei dem von GAUS [4]) eingeführten Permutitverfahren wird das Wasser, dem etwaige Schwebestoffe oder sonstige mechanische Verunreinigungen bereits durch Filterung entzogen sind, über Zeolithe geleitet. Zeolithe, zu deutsch Kochsteine, sind Tonerdesilikate, die neben Alkalien oder Erdalkalien einen mehr oder minder großen

---

[1]) D. VOLLMAR, »Über die Entmanganung von Trinkwasser«. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1920, S. 840.

[2]) »Entsäuerung des Frankfurter Stadtwaldwassers«. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1909, S. 822.

[3]) »Ursache und Beseitigung des Bleiangriffs durch Leitungswasser«. Dessau 1888.

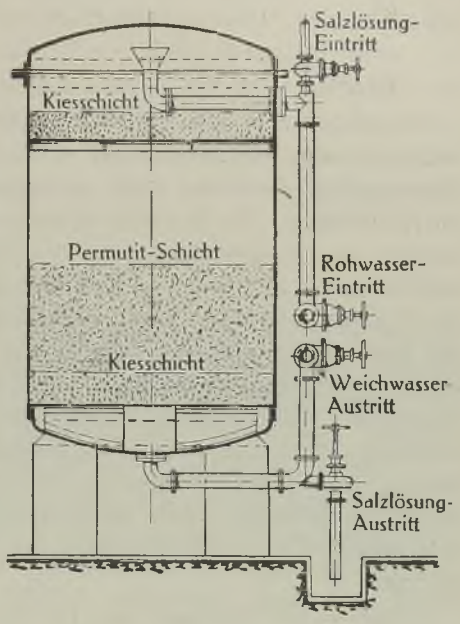
[4]) R. GAUS, »Mitteil. a. d. K. Prüfungsamt f. Wasservers.« 1907, S. 8 u. 103. Deutsche Vierteljahrschr. f. öffentl. Gesundheitspflege 1910, S. 42 u. 545.

Gehalt an gebundenem Wasser enthalten, den sie beim Erhitzen unter Aufblähen verlieren. Alle Zeolithe haben in verschiedenem Grade die Fähigkeit, ihre Alkalien gegen andere Basen umzutauschen, wenn sie mit einer Salzlösung der letztern in Berührung treten. Die Zeolithe finden sich in der Natur vor und werden auch künstlich hergestellt. Die künstlichen Zeolithe, die je nach dem Zwecke, dem sie dienen sollen, verschieden hergestellt werden, nennt man Permutit.

Zur Enthärtung[1]), das ist Ausscheidung von Kalzium und Magnesium, dienen die Natrium-Permutite, die ihren Gehalt an Natrium gegen das Kalzium und Magnesium des Wassers austauschen, wodurch das Wasser gänzlich enthärtet wird.

Für die Enteisenung und Entmanganung werden Mangan-Permutite verwendet, die das Eisen oder Mangan als Eisenoxyd bzw. als unlösliches Manganoxyd ausscheiden. Die Permutitfilter werden als offene oder geschlossene Apparate gebaut. Ein geschlossenes Permutitfilter, wie es entweder für Enthärtung oder Enteisenung des Wassers verwendet wird, ist in Abb. 79 dargestellt. In gleicher Weise werden auch die offenen Permutitfilter ausgeführt.

Abb. 79. Geschlossenes Permutitfilter.



h) Reinigung durch sonstige Verfahren.

Soweit im vorstehenden noch nicht erwähnt, sei noch auf die verschiedenen Reinigungsarten auf chemischem Wege hingewiesen, wobei außer den schon genannten Chemikalien, meistens zur Vorbehandlung des Wassers, Kaliumpermanganat, Eisensulfat, Kupfersulfat und andere mehr Verwendung finden. Zur Keimtötung dienen die Chlorkalkbehandlung, Elektrolytlauge[2]) oder Hypochloridlauge, die durch Einwirkung eines elektrischen Stromes auf eine wässerige Kochsalzlösung hergestellt wird (Elektrolyser von ARTHUR STAHL in Aue, Sachsen), das Chlorgasverfahren, wobei dem Rohwasser ein Gemisch von Wasser und Chlorgas zugesetzt wird. (Chlorgas-Sterilisierungsapparat[3]) der Firma TRITON, Gesellschaft für Wasserreinigung und Wasserversorgung, Berlin.) Erwähnt sei dann noch die Wasserreinigung bzw. Entkeimung durch Bestrahlung (ultraviolette und andere Strahlen) und für gewisse Zwecke das Kochen und Destillieren des Wassers. Kurz bemerkt sei noch, daß man zur Kühlung von Wasser Gradierwerke oder tiefe Schächte anwendet.

§ 23. Zweck und Hauptarten der Wasserbehälter.

Wasserverbrauch und Zuleitung unterliegen erheblichen Schwankungen, diese erfolgen aber nicht gleichmäßig. Bei Quellwasserleitungen beispielsweise tritt im Sommer die kleinste Ergiebigkeit ein, während der Wasserverbrauch der Städte alsdann am größten

---

[1]) R. MEZGER, »Beiträge zur Wasserenthärtung mit Permutit«. Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1920, S. 644.

[2]) R. WELDERT und W. BÜRGER, »Beiträge zur Anwendung des Chlors bei der Desinfektion von Wasser und Abwasser.« Hygien. Rundschau 1917, Nr. 1—3.

[3]) W. BACH, »Sterilisation des Wassers nach dem Chlorgasverfahren.« Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1916, S. 118 f.

ist. Aufspeicherung des Wassers in Behältern hat den Zweck, jene Schwankungen auszugleichen und sie dadurch unschädlich zu machen.

Man kann bei den Wasserbehältern drei Hauptarten unterscheiden. Die erste umfaßt die Behälter, deren Wandungen und Sohlen größtenteils von dem gewachsenen Boden eines Bachtals gebildet und nur zum Teil durch Mauern oder Dämme künstlich hergestellt werden. Die Speisung erfolgt durch ein kleines fließendes Gewässer. Es empfiehlt sich, größere derartige Behälter Sammelbecken zu nennen, die kleinern aber Weiher oder Teiche.

Von der Verwendung der Sammelbecken bei Wasserversorgungen ist bereits die Rede gewesen, sie finden aber noch mancherlei andere Anwendungen, namentlich für Verkehrszwecke sind sie nicht selten ausgeführt; die ältesten derartigen Anlagen dienten der Holzflößerei. Für Schiffahrtskanäle werden Sammelbecken angelegt, um bei Wassermangel die Wasserverluste und den Wasserverbrauch des Betriebs namentlich in den hochliegenden Strecken der Kanäle zu decken. Man nennt jene Becken dann gewöhnlich Speisebehälter. Der Flußschiffahrt nutzen die Sammelbecken insofern, als man mit dem aufgespeicherten Wasser die niedrigen Wasserstände schiffbarer Flüsse zeitweilig heben kann, auch für Wasserkraftmaschinen ist ähnliches unter Umständen sehr erwünscht. Manche große Sammelbecken der neuern Zeit sind lediglich behufs Beschaffung des Betriebswassers für Wasserkraftmaschinen erbaut. Der Nutzen der Sammelbecken für die Bewässerung der Ländereien darf, obwohl in Deutschland vergleichsweise selten vorkommend, auch nicht unerwähnt bleiben. Man muß aber berücksichtigen, daß bestehende Wiesenbewässerungen einen Teil des aufgespeicherten Wassers beanspruchen.

Eine zweite Hauptart der Behälter sind die Hochbehälter oder Ausgleichbehälter der Wasserwerke. Diese haben meistenteils ihren Platz an den Enden der Hauptzuleitungen des Wassers und bilden den Ausgangspunkt für dessen Verteilung. Näheres wird in § 25 besprochen werden.

Drittens mögen noch die Behälter für verschiedene, vergleichsweise untergeordnete Zwecke genannt werden. Hierher gehören die Regenwasserzisternen, ferner die Sammelschächte der Wassergewinnungsanlagen, die Klärbecken, die Reinwasserbehälter für das gefilterte Wasser und dergl. mehr.

Gemeinsam ist sämtlichen Wasserbehältern, daß sie außer den Einrichtungen für den Zufluß und den regelmäßigen Abfluß des Wassers auch eine solche für die Ableitung überflüssigenen Wassers, also eine Entlastungsvorrichtung, nicht minder eine Einrichtung für gänzliche Entleerung des Behälters erhalten müssen.

§ 24. Teiche und Sammelbecken.

Die Dämme und Mauern, die die Teiche und die Sammelbecken abschließen, sind Stauwerke, deren Kronen im wesentlichen oberhalb des höchsten Wasserstands des Behälters liegen. Die im Wege des Erdbaues hergestellten Begrenzungen werden Staudämme, die Mauern aber Staumauern oder Talsperren[1]) genannt; ihre Beziehungen zu den aufgesammelten Wassermengen sind aber so innig, daß sie an dieser Stelle kurz und mit wenigen Beispielen behandelt werden sollen, während nähere Angaben mit erläuternden Abbildungen in Kap. III, »Stütz-, Futter-, Kai- und Staumauern« im 1. Bande dieses Lehrbuchs sich vorfinden.

---

[1]) Näheres siehe auch in R. Weyrauch a. a. O., Bd. I, Kap. XII.

Jene Beziehungen treten unter anderm bei der Höhenlage der Krone hervor. Es wird verlangt, daß diese von den Wellen des Wasserspiegels des Beckens frei bleibt. Die Wellenhöhe steigt aber mit der Größe der Grundfläche des Beckens; auf Grund von Erfahrungen nimmt man den Abstand zwischen dem normalen Wasserspiegel und der Krone des Bauwerks zu 2,0 bis 3,5 m an. Wenn die Krone an der Wasserseite durch eine dichte Brüstung begrenzt wird, kann man dies Maß auf letztere beziehen.

Der Grundriß gestaltet sich bei den Staudämmen anders, als bei den Talsperren. Den erstern kann man eine gerade Mittellinie geben und den Anschluß an das höher liegende Gelände durch Flügel bewirken; die Ecken werden abgerundet. Dagegen greifen die Talsperren unvermittelt in die Abhänge der Täler ein und erhalten einen gekrümmten Grundriß, konkav an der Luftseite.

a) Staudämme.

Bei Höhen bis etwa 6 m genügen gewöhnlich Kronenbreiten von 2 bis 4 m und an der Wasserseite zweifache, an der Landseite einundeinhalbfache Böschungen. Ähnlich wie Deiche werden diese Dämme am besten aus einer Mischung von fettem Boden und Sand hergestellt, die man in dünnen Lagen einbringen und gut dichten muß. Bei geschützter Lage des Dammes dürfen die Böschungen mit Rasen bekleidet werden.

Bei größern Höhen beschränkt man sich darauf, einen Teil der Staudämme wasserdicht zu bauen, macht diesen aber mit besonderer Sorgfalt aus sog. Tonschlag, d. i. toniger, angefeuchteter Boden mit Sand oder Kies gemischt und wie Zementbeton verarbeitet. Außerdem wird die Kronenbreite auf 6 bis 8 m vergrößert, sogar 10 m breite Kronen kommen vor.

Als größte zulässige Höhe der Staudämme nimmt man bei uns 15 m an, in England und namentlich in Amerika geht man weiter bis etwa 30 m.

Der Tonschlag kann an der Wasserseite als eine sog. Dammbrust eingebaut werden; er erhält alsdann einen trapezförmigen Querschnitt, außen mit einer etwa einfachen Böschung. Die Dammbrust greift je nach Beschaffenheit des Untergrunds mehr oder weniger tief in diesen ein; sie wird mit einem guten, in groben Kies gebetteten oder in Mörtel verlegten Pflaster bekleidet. An Stelle der Dammbrust wird auch öfters ein Dammkern aus Lehmschlag in der Mitte des Dammes eingebaut.

In Frankreich hat man die wasserseitigen Böschungen mitunter treppenartig gestaltet, dann wechseln etwas schräg stehende, wasserdichte und auf Beton ruhende Mauern von 0,5 m Stärke und etwa 2 m Höhe mit 2,2 m breiten gepflasterten Bermen ab.

In England gibt man einer in der Mitte des Dammes stehenden wasserdichten Wand den Vorzug. Eine solche erhält 2 bis 4 m Kronenbreite und $\frac{1}{12}$ bis $\frac{1}{24}$ Anzug auf beiden Seiten; ihre mittlere Dicke soll mindestens ein Drittel der Dammhöhe betragen. Das Fundament erhält lotrechte Begrenzungen und eine mit der Beschaffenheit des Untergrunds wechselnde Tiefe.

Auch Wellblechwände hat man schon in der Mitte der Dämme als dichtende Wand eingebaut.

Ähnlich sind die Grundschlitze der Staudämme und Teiche, durch die man sich bei unzuverlässigem Untergrund gegen eine Unterspülung des Bauwerks, also gegen einen »Grundbruch« sichert.

Daß eine sorgfältige Säuberung der Grundfläche des Dammes dessen Erbauung vorangehen muß, ist selbstverständlich.

Zur Regelung des Wasserstands der Teiche dienen gewöhnlich steinerne oder hölzerne Durchlässe, deren Öffnungen an der Wasserseite durch Schütztafeln verschließbar sind. Im einfachsten Falle genügt ein derartiges an der tiefsten Stelle des Teiches als »Grundablaß« erbautes Bauwerk; nach Bedarf wird außerdem ein zweites, höher liegendes als Ausgangspunkt eines Grabens hergestellt. Große Staudämme erhalten behufs Entnahme des Wassers und zur Entlastung die bei den Talsperren üblichen Einrichtungen.

b) Lage der Talsperren und Sammelbecken.

Die Wahl einer zweckmäßigen Stelle für Sammelbecken hat auf Grund eingehender Bodenuntersuchungen zu erfolgen; außerdem sind genaue geometrische und hydrometrische Arbeiten erforderlich. Der Untergrund der Sperre muß sehr tragfähig und undurchlässig sein, auflagernde durchlässige Massen müssen sowohl unter dem Fundament, wie an den seitlichen Anschlüssen der Mauern sorgfältig entfernt werden.

Die Vermessungsarbeiten liefern Pläne mit Schichtenlinien, mit deren Hilfe man den Inhalt der Becken bei verschiedener Lage des Wasserspiegels leicht ermittelt. Die günstigste Lage der Talsperren sind enge Stellen des Tales mit Erweiterungen oberhalb derselben; möglichst geringe Abmessungen der Sperren bei großem Beckenraum sind zu erstreben. Schwache Längsgefälle der Talsohle sind somit vorteilhafter, als starke.

Die hydrometrischen Arbeiten betreffen die Größe der Niederschläge in einer Reihe von Jahren und die Messung der Wassermengen der speisenden Bäche. Hiervon ist in Abschn. C, § 13 bereits die Rede gewesen.

c) Stauhöhen. Größe und Leistung der Sammelbecken.

Nachdem eine zweckmäßige Lage für eine Talsperre ermittelt ist, handelt es sich um Bestimmung ihrer Höhe. Dabei ist zu berücksichtigen, daß die Aufwendungen für ein Kubikmeter der Beckenfüllung um so geringer sind, je höher die Staumauern. Man sollte aber die ausgeführten Höhen nicht erheblich überschreiten und könnte zunächst rund 50 m Stauhöhe versuchsweise annehmen, falls die Örtlichkeiten nicht von vornherein eine geringere Höhe bedingen. Es kommt aber auch vor, daß der Inhalt des Beckens gegeben ist, dann liegt auch die Höhe der Talsperre fest; ein solcher Fall wird weiter unten besprochen werden.

Das Nähere wird wohl am besten an der Hand einer bestimmten Örtlichkeit erläutert. Hierzu wählen wir den Entwurf eines in Abb. 80 bis 82 dargestellten Sammelbeckens im Tal der Köhlbrandwiese. Dieses Tal gehört dem Flußgebiet der Wiese (südwestl. Schwarzwald) an, woselbst sich zahlreiche, mit Wasserkraft arbeitende, aber zeitweilig an Wassermangel leidende Fabriken befinden und es war zu ermitteln, ob man durch Herstellung von Sammelbecken Abhilfe schaffen könne [1]).

Nachdem die geognostische Untersuchung [2]) des genannten Tales befriedigend ausgefallen war, wurde daselbst eine Stelle für eine Talsperre ermittelt, die den besprochenen Anforderungen entspricht; als Stauhöhe wurden vorläufig 50 m angenommen, als Inhalt des gefüllten Beckens ergaben sich aus dem Lageplan (Abb. 80) 6,80 Millionen cbm. Den Längenschnitt des Beckens bringt Abb. 81. Ferner wurden, mit dem 1. Juli 1902 anfangend, während eines ganzen Jahres die täglichen Abflußmengen der Köhlbrandwiese

---

[1]) »Ergebnisse einer hydrographischen Untersuchung über die Anlage von Stauweihern im Flußgebiet der Wiese.« Beiträge zur Hydrographie des Großherzogtums Baden. Elftes Heft. Karlsruhe 1905.

[2]) Allgemeine Gesichtspunkte für die geognostischen Untersuchungen s. LEPPLA, »Geologische Vorbedingungen der Staubecken«. Zentralblatt für Wasserbau und Wasserwirtschaft. 1908.

Abb. 80. Lageplan. M. 1 : 25000.

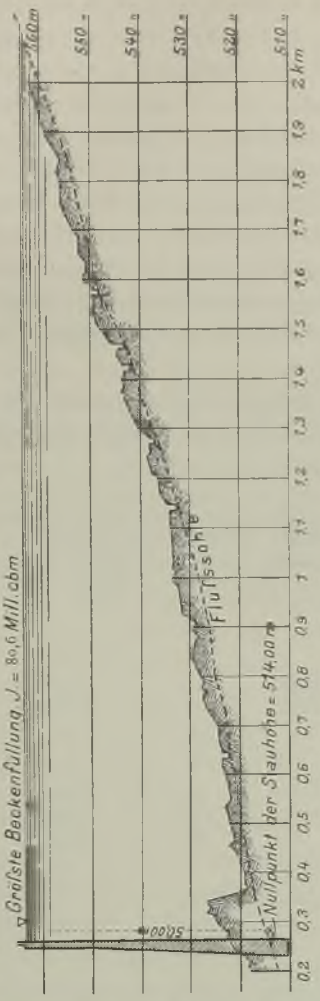


Abb. 81. Längenschnitt. Längen 1 : 15000. Höhen 1 : 1500.

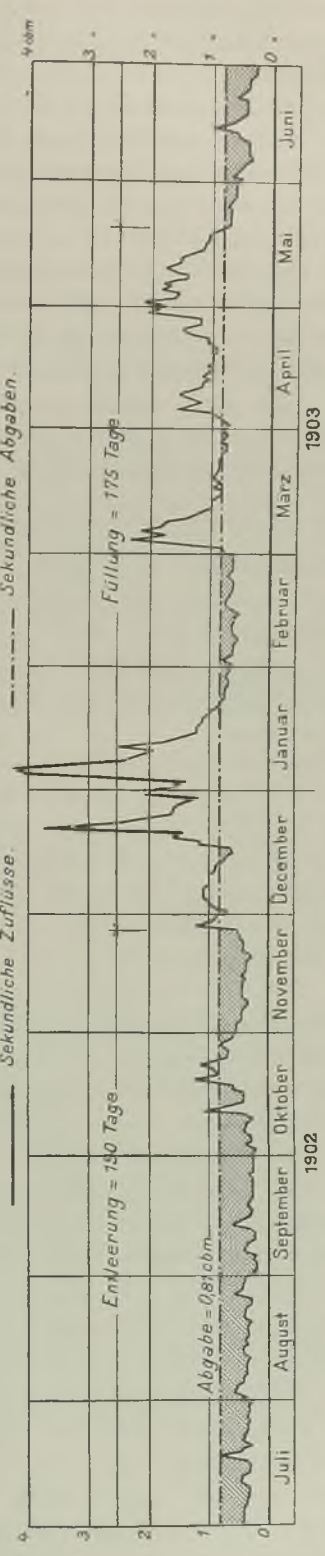


Abb. 82. Ausgleich der Wasserlieferung für das Beobachtungsjahr.

ermittelt; man fand für das Jahr 1902/03 eine Abflußmenge von 25678000 cbm. Aus einem Vergleich der Niederschläge des Beobachtungsjahres mit denjenigen einer Reihe benachbarter Jahre folgte, daß das erstere ein »trocknes Jahr« ist.

Im Naturzustand der Gewässer erfolgt der Abfluß stets sehr ungleichmäßig, das ist für den vorliegenden Fall durch Abb. 82, S. 331, woselbst die Zeiten des Beobachtungsjahrs als Abszissen und die täglich abfließenden Wassermengen als Ordinaten einer steigenden und fallenden starken Linie aufgetragen sind, anschaulich gemacht. Durch das Sammelbecken wird ein gleichmäßiger Abfluß erzielt und dieser berechnet sich, indem man die angegebene Jahreswassermenge durch 365 dividiert, zu 70350 cbm täglich, d. i., 0,81 cbm/sek. Dieser gleichmäßigen Abflußmenge entspricht die strichpunktierte horizontale Linie der genannten Abbildung und man erkennt sofort, wann Zufluß oder aber Abfluß überwiegend sind.

Nun ist zu untersuchen, wie die Beckenfüllungen sich während des Beobachtungsjahres gestaltet haben würden, und das geschieht durch Aufstellung eines sog. Haushalts- oder Wirtschaftsplans in folgender Weise:

Zeitabschnitt	Tage-Anzahl	Zufluß in 1000 cbm	Abgabe in 1000 cbm	Mehrzufluß in 1000 cbm	Mehrabgabe in 1000 cbm	Beckenfüllung in 1000 cbm	Bemerkungen
			(Täglich 70,35)			100	Ende November
1.—31. Dezember .	31	3676	2181	1495	—	1595	
1.—31. Januar . .	31	4235	2181	2054	—	3649	
1.—28. Februar . .	28	1486	1970	—	484	3165	
		*	*		*		
1.—20. Mai . . .	20	2581	1407	1174	—	6126	Höchster Stand
21.—31. Mai . . .	11	644	774	—	130	5996	
1.—30. Juni . . .	30	1325	2111	—	786	5210	
		*		*		*	
1.—26. November .	26	956	1829	—	873	79	Tiefster Stand
27.—30. November .	4	302	281	21	—	100	

Aus Abb. 82 geht hervor, daß der Wasserspiegel des Beckens mit Ablauf des Monats November einen sehr tiefen Stand gehabt haben würde, vollständige Entleerung darf aus naheliegenden Gründen nicht vorausgesetzt, auch nicht erstrebt werden. Für den Ablauf des Novembers mag deshalb eine Beckenfüllung von 100000 cbm schätzungsweise eingeführt werden. Bei Abgabe von 0,81 cbm/sek berechnen sich nun die Beckenfüllungen so wie vorstehend, jedoch nur auszugsweise, angegeben ist.

Das Ergebnis ist, daß bei einer Abgabe von 0,81 cbm/sek vollständige Ausgleichung des Abflusses bewirkt wird, ohne das Becken zu überlasten, denn dieses kann, wie bereits angegeben ist, bis 6,80 Millionen cbm aufnehmen.

Wenn es sich um die Ausführung des besprochenen Beckens gehandelt hätte, würde man wahrscheinlich ermittelt haben, welchen Einfluß eine mäßige Senkung des Stauspiegels auf den Haushaltsplan und auf die Baukosten hat.

Zu vollständigen Untersuchungen über Sammelbecken gehören verschiedene Punkte, die wir hier nur andeuten können. Die aus den Becken abfließenden Wassermengen erleiden auf dem Wege nach den Verbrauchsstellen mancherlei Verluste, die man abschätzen kann. Auf der andern Seite veranlassen Rücksichten auf die Sonntagsruhe, daß die Triebwerke an Sonntagen wenig Wasser verbrauchen, was den Werktagen zugute kommt. Nasse Jahre bringen überreichlich Wasser und es drängt sich die Frage auf, ob von der

Größe eines geplanten Beckens verlangt werden soll, daß dasselbe auch hier ausgleichend wirkt. Man nimmt an, daß dies namentlich bei Wasserversorgungen erwünscht sei.

In den in Anmerk.[1]) S. 330 bezeichneten Mitteilungen über die Anlage von Stauweihern im Flußgebiet der Wiese sind außer einem Becken im Tal der Köhlbrandwiese noch drei andere Becken mit Stauhöhen von 45, 50 und 36 m eingehend besprochen. Die letztgenannte geringere Höhe war wegen Beschränkung der Länge des Beckens durch Ortschaften geboten. Bei den Ausgleichlinien dieser Becken hat man für den Winter eine höhere Lage als für den Sommer in Aussicht genommen, um die Zuflüsse so gut wie möglich auszunutzen. Sodann ist sorgfältig untersucht, in wie weit die von drei Triebwerken großer Fabriken benutzten Wassermengen sich durch Herstellung der besprochenen vier Sammelbecken vermehren ließen und wie hoch diese Verbesserungen einzuschätzen wären. Das Ergebnis ist, daß im vorliegenden Falle die Erbauung von Talsperren schwerlich wirtschaftlich wäre.

Ein anderes Bild bieten die neuern Sammelbecken nebst Zubehör, bei denen die großen Fortschritte des Maschinenbaues und der Elektrotechnik verwertet sind. Man läßt das aufgespeicherte Wasser nicht frei ausfließen, sondern man leitet es zum Teil nach Turbinen, die bei hohem Wasserdruck sehr große Arbeit verrichten. Diese Arbeit läßt sich verwenden, einerseits um bei Wasserversorgungen mit Hilfe eines Pumpwerks den Hochbehälter zu speisen, andererseits um stark gespannte elektrische Ströme zu erzeugen, die man ohne großen Verlust in die Ferne leiten und in der Stadt für elektrische Beleuchtung, für Straßenbahnen usw. benutzen kann. Bei derartigen Anlagen beansprucht die Wasserversorgung nur einen geringen Teil des Sammelbeckens, der weitaus größere Teil dient zur Erzeugung der Triebkraft.

Das Weitere soll durch Vorführung einer bestimmten Ausführung erläutert werden. Diese ist auch dadurch beachtenswert, daß die Größe des Beckens nebst der Höhe der Talsperre sich zum voraus schätzungsweise ermitteln ließen. Es handelt sich um das Sammelbecken für die Stadt Solingen; die unten vermerkten Mitteilungen enthalten Näheres[1]). Solingen liegt im Gebiet der Wupper; in ungefähr 5 km Entfernung von der Stadt mündet in die Wupper ein Bach, der Sengbach, dessen Tal für die Herstellung eines Sammelbeckens geeignet befunden wurde. Das zugehörige Niederschlagsgebiet mißt 11, 8 qkm.

Von der zeitigen Einwohnerzahl der Stadt (46 000 E.), einem Jahresbedarf von 18 cbm für den Kopf und der Möglichkeit einer Zunahme der Einwohnerzahl bis auf 100 000 ausgehend, hat man den zukünftigen jährlichen Bedarf an Trinkwasser mit 1 800 000 cbm eingeschätzt, der Sicherheit wegen sind 2 Millionen angesetzt.

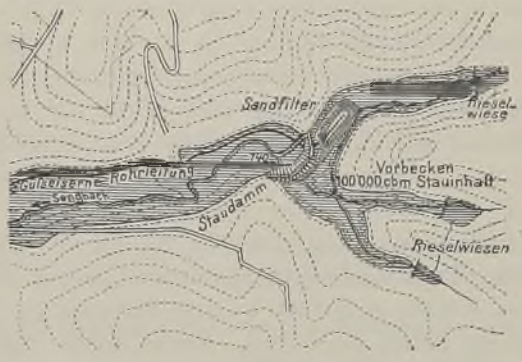
Als durchschnittliche jährliche Abflußmenge des Sengbachs sind aber $8\frac{1}{2}$ Millionen cbm ermittelt und es lag nahe, den Überschuß durch Erbauung eines Kraftwerks nutzbar zu machen. Für ein solches stand in der Wupper ein Gefälle von 5 m zur Verfügung; es mußten deshalb in dem Kraftwerk neben den vom Sammelbecken gespeisten Hochdruck-Turbinen auch Niederdruck-Turbinen angelegt werden. Bei dieser Lage der Sache war eine sichere Vorausberechnung des Inhalts des Sammelbeckens ausgeschlossen. Man konnte jedoch aus den Betriebsergebnissen eines im Gebiet der Wupper bestehenden Sammelbeckens ableiten, daß für Solingen ein Beckeninhalt von mindestens $2\frac{1}{2}$ Millionen cbm in Aussicht zu nehmen sei. Der Sicherheit wegen hat man jedoch 3 Millionen angenommen.

---

[1]) MATTERN, »Das Wasser- und Elektrizitätswerk der Stadt Solingen. Eine Talsperren- und Wasserkraftanlage.« Zeitschr. f. Bauwesen, 1904, S. 295. — Vgl. auch: Derselbe, Die Ausnutzung der Wasserkräfte. 3. Aufl., Leipzig 1921.

Dem doppelten Zweck der Gesamtanlage (Wasserversorgung und Kraftgewinnung) entsprechen die baulichen Anordnungen. Am obern Ende des Hauptbeckens ist für das Trinkwasser ein Vorbecken von 100000 cbm Inhalt durch einen im Grundriß mit 50 m Halbmesser gekrümmten Staudamm abgegrenzt (Abb. 83). Das in einem Unterwasser-Filter gereinigte Wasser wird durch eine in mäßiger Tiefe liegende Rohrleitung den Pumpen des Kraftwerks zugeleitet. Der Wasserspiegel des gefüllten Vorbeckens liegt 1,0 m höher, als der normale Wasserspiegel des Hauptbeckens und das im Vorbecken nicht verwendete Wasser fließt jenem durch einen Überfall zu. Der Staudamm hat einen Betonkern erhalten, der unten 2,0 m und in Kronenhöhe 1,0 m stark ist. Die Ausführbarkeit einer vollständigen Entleerung und Reinigung des Vorbeckens ist gesichert.

Abb. 83. Lageplan des obern Teiles des Sammelbeckens für Solingen. M. 1 : 12500.

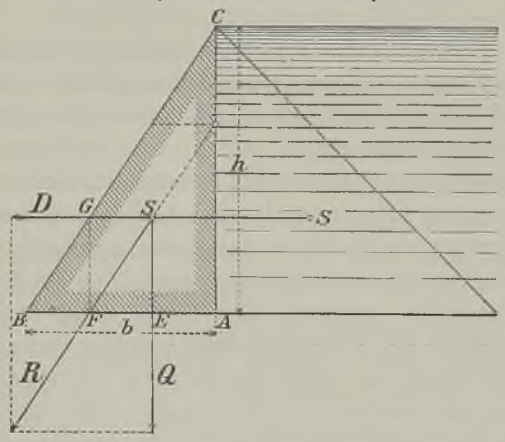


Die Größe des Vorbeckens genügt für den gewöhnlichen Bedarf, aber nicht bei andauernder Trockenheit. In diesem Falle treten das Hauptbecken und besondere Einrichtungen zum Reinigen des Wassers ergänzend ein. Im übrigen sei hinsichtlich des Hauptbeckens nur bemerkt, daß dessen Wassertiefe an der Talsperre, von der Beckensohle ab gemessen, 36 m ist Die Einrichtungen für die Entnahme des Wassers sollen weiter unten kurz besprochen werden.

d) Die Talsperren[1]).

Es ist keine leichte Aufgabe, eine große Talsperre wasserdicht, standsicher und mit einem mäßigen Kostenaufwand herzustellen. Wasserdichtheit ist namentlich insofern zu fordern, als man die Ausbildung durchgehender Wasseradern unbedingt verhindern muß. Es ist zu berücksichtigen, daß bei 25 m Druckhöhe die sekundliche Anfangsgeschwindigkeit des aus der Öffnung eines Behälters ausströmenden Wassers rund 22, bei 50 m Druckhöhe aber 31 Meter beträgt und daß derartigen Geschwindigkeiten kein Mauerwerk dauernd widerstehen kann.

Abb. 84. Kernform der Talsperren.



Die Mittel und Wege zur Herstellung wasserdichten Mauerwerks werden weiter unten (s. § 27) besprochen; hier soll bemerkt werden, daß die bereits erwähnte bogenförmige Gestalt des Grundrisses der Sperren ihre Wasserdichtheit befördert und daß es zweckmäßig ist, an der Wasserseite unten eine Anschüttung von fettem Boden und Gerölle herzustellen, weil eine solche größere Wasseradern schwer aufkommen läßt.

Eine eingehende Besprechung der Standsicherheit und der Ausführung der Talsperren gehört nicht hierher. An dieser Stelle mag indessen erwähnt werden, daß die Kernform

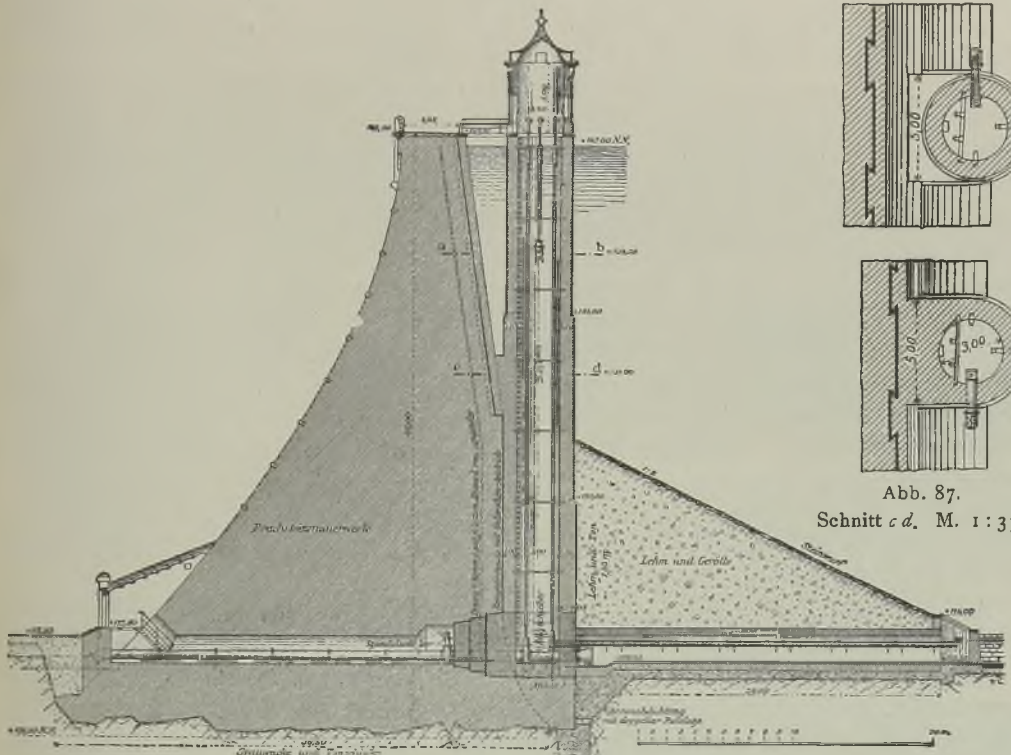
[1]) Vgl. R. Weyrauch »Die Wasserversorgung der Städte«, Bd. I., Leipzig 1914/16 und R. Weyrauch »Die Talsperrenanlage der Stadt Brüx i. B., Stuttgart 1916.

aller, einem Wasserdruck ausgesetzten Mauern ein rechtwinkliges Dreieck mit lotrechter Wasserseite ist, s. Abb. 84. h sei die Wassertiefe, zugleich die Höhe der Mauer und b ihre untere Breite, ferner seien γ und γ_1 das spezifische Gewicht des Wassers bzw. des Mauerwerks.

Abb. 85 bis 89. Talsperre für Solingen.

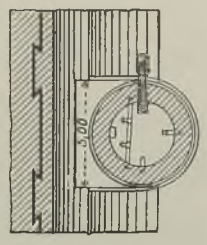
Abb. 85 bis 87. Querschnitt durch die Mauer am rechtsseitigen Entnahmeschacht und wagerechte Schnitte durch den Schacht.

Abb. 85.



Schnitt durch die Sperrmauer am rechten Entnahmestollen.

Abb. 86.
Schnitt ab.



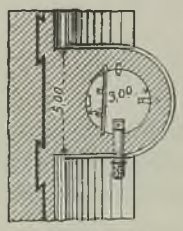


Abb. 87.
Schnitt cd. M. 1 : 350.

Die Momente der wirkenden Kräfte:

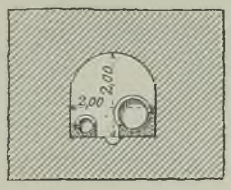
Wasserdruck . . . $D = \gamma \cdot \frac{h^2}{2}$

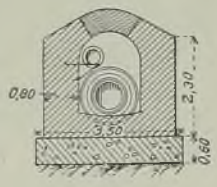
und

Gewicht der Mauer $Q = \gamma_1 \cdot \frac{b \cdot h}{2}$,

sind auf den Punkt F zu beziehen, dessen Abstand vom Eckpunkt B gleich $\frac{1}{3}b$ ist.

Abb. 88 u. 89. Schnitte durch den Rohrstollen und den Rohrkanal. M. 1 : 175.





Wenn $EF = \frac{b}{3}$, somit $FG = \frac{h}{3}$, ergibt sich als Näherungswert

$$b = h \cdot \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma_1}}. \tag{10}$$

Wie die übliche, in Abb. 85 dargestellte Querschnittsform der Talsperren sich aus der Kernform entwickelt, ist an der unten bezeichneten Stelle besprochen[1]).

[1]) Sonne und Esselborn »Elemente des Wasserbaues.« Leipzig 1904, S. 45 ff.

Die Entnahme des Wassers erfolgte früher nicht selten durch gemauerte, verschließbare Kanäle, die in der Mitte der Talsperre oberhalb der Fundamente hergestellt wurden, mitunter hat man jedoch in den neben den Sperren befindlichen Felsen bergmännisch vorgetriebene Stollen bevorzugt. Neuerdings pflegt man jene gemauerten Kanäle mit eisernen Rohren auszustatten. An der Wasserseite werden die Rohre besonders stark vermauert. Die ebendaselbst befindlichen Absperrschieber werden von oben her mit Gestängen und Winden gehoben und gesenkt. Ein sog. Entnahmeschacht nimmt die Gestänge auf und macht die Schieber zugänglich. Um die Geschwindigkeit des ausströmenden Wassers zu mäßigen, kann man die Rohre in einen offenen Behälter endigen lassen und hierdurch ein »Wasserpolster« bilden.

Über die Entnahmevorrichtungen für Solingen ist unter Hinweis auf die Abb. 84 bis 88 zu bemerken, daß sie doppelt vorhanden sind, einerseits in Rücksicht auf die Ausführung des Baues, andrerseits um einen ununterbrochnen Betrieb des Kraftwerks zu sichern.

Jede dieser Vorrichtungen besteht aus einem in Mauerwerk hergestellten Rohrstollen, einem Rohrkanal unter der Anschüttung und einem Entnahmeschacht. Das Wasser für das Kraftwerk gelangt aus jenem Kanal in das 700 mm weite eiserne Rohr des Rohrstollens. Das Wasser für die Wasserversorgung wird zunächst dem Entnahmeschacht zugeführt, es kann entnommen werden entweder durch ein in dem Rohrkanal befindliches, 350 mm weites Rohr oder durch einen der zwei kurzen Rohreinlässe, die in den Wandungen des Entnahmeschachts angebracht sind (Abb. 86 u. 87). Diese Anordnungen machen es in erwünschter Weise möglich, Wasser aus verschiedenen Tiefen des Sammelbeckens zu entnehmen. Sämtliche Rohre können durch Winden, Gestänge und Schieber geöffnet und geschlossen werden. Die Winden befinden sich in dem turmartigen Aufbau oberhalb des Schachtes. Aus dem Entnahmeschacht fließt das Wasser in ein 350 mm weites, gleichfalls in Rohrstollen befindliches Rohr; auf dem Wege nach dem Pumpwerk wird es sorgfältig gereinigt.

Auf die sonstigen Einzelheiten, die Einmauerung eines Teils der Rohre, der Absperrvorrichtungen einzugehen, würde zu weit führen.

Die Entlastung des Sammelbeckens wird meistenteils durch ein Überfallwehr bewerkstelligt, dessen Oberkante nicht viel unter dem normalen Stauspiegel liegt. Dies Wehr ist, wenn tunlich, neben der Talsperre zu erbauen, damit das überstürzende Wasser die Mauer nicht erreicht. Dasselbe soll lang genug sein, um bei gefülltem Becken große, ausnahmsweise vorkommende Zuflüsse abzuleiten. Über diese werden aber nur selten zuverlässige Zahlenangaben vorliegen, außerdem entsteht in dem Becken eine namhafte, aber nur schwer abzuschätzende Verzögerung des Hochwassers. Die Länge des Wehres läßt sich deshalb nicht mit Sicherheit berechnen. Wenn man nun dem Wehre nur eine mäßige Länge gibt, die Krone des Mauerwerks etwa 0,6 m unterhalb des Stauspiegels anordnet und zwei Dammbalken darauf legt, kann man die Leistung des Wehres nach Bedarf erheblich steigern. Diese Anordnung ist beispielsweise für das Alfeld-Becken gewählt, daselbst hat das Entlastungswehr bei 420 ha Niederschlagsgebiet nur 9 m Länge. Die Ableitung des überschüssigen Wassers wird treppenartig gestaltet, so daß sich Kaskaden bilden. Diese können mitunter in dem oben erwähnten Wasserpolster endigen.

§ 25. Hochbehälter. Größe und Lage.

Zuerst ist der in der Regel vorkommende Fall zu besprechen, daß die Herstellung eines Hochbehälters (Ausgleichbehälters) genügt. Ein solcher liegt am häufigsten vor oder neben der Stadt und wird soweit möglich in der Nähe des Pumpwerks erbaut. Ferner ist Verkürzung der Entfernung zwischen Stadt und Behälter wünschenswert.

Über die Größe des Behälters ist zu bemerken, daß unter den verschiedenen, sie beeinflussenden Umständen in erster Linie der von der Einwohnerzahl des zu versorgenden Ortes abhängende Wasserverbrauch und die Art der Speisung des Behälters in Betracht kommen. Wenn die letztere durch ein Pumpwerk erfolgt, wird man sich gewöhnlich anfangs auf Tagesbetrieb beschränken. Alsdann gilt das Folgende:

Man hat in verschiedenen Städten für eine Reihe von Tagen die stündliche Größe des Wasserbedarfs ermittelt und berechnet, wieviel Prozente des täglichen Bedarfs auf die einzelnen Stunden entfallen. Hieraus konnte man ableiten, welchen Teil des vierundzwanzigstündigen Bedarfs ein von 6 Uhr morgens bis 6 Uhr abends gleichmäßig arbeitendes Pumpwerk liefern müßte, damit neben dem Bedarf des Tages auch der Bedarf der Nachtstunden dem Behälter zugeführt werde.

Der Behälter muß aber dem größten Tagesbedarf gewachsen sein und bei Berücksichtigung des Erfahrungssatzes, daß als solcher das Einundeinhalbfache des durchschnittlichen Bedarfs angenommen werden kann (vgl. § 14), hat sich ergeben, daß der Behälter alsdann für die Hälfte des durchschnittlichen täglichen Bedarfs zu bemessen sei. Hierzu rechnet man noch für Feuerlöschzwecke eine sog. Brandreserve.

Wenn es sich beispielsweise um eine Stadt von 22000 Einwohnern handelt, dürfte man ein baldiges Steigen der Einwohnerzahl auf 25000 ins Auge fassen und einen täglichen durchschnittlichen Wasserverbrauch von 70 l für den Kopf (vgl. auch hier § 14, Wasserverbrauch), somit einen Tagesverbrauch von 1750 cbm; die Hälfte ist 875 cbm. Hierzu käme noch die Brandreserve mit $\sim$25 cbm, so daß der Behälter mindestens 900 cbm fassen müßte.

Wenn man nun vorläufig eine Wassertiefe von 2,5 m und einen quadratischen Grundriß annimmt, ergibt sich für den Innenraum des Behälters eine Seitenlänge des Quadrats von rund 19 m. Es ist aber noch zu berücksichtigen, daß außer dem Raum für den regelmäßigen Betrieb auch Raum für andere Fälle, wie Rohrbrüche in der Zuleitung usw. vorhanden sein muß, und es wäre im vorliegenden Falle ein Behälter mit einem quadratischen Innenraum von 20 m Seitenlänge bei 2,5 m Wassertiefe (Inhalt 1000 cbm) wohl nicht zu groß.

Eine beständige, Tag und Nacht andauernde Tätigkeit der Pumpen oder der gleichmäßige Zufluß von Quellwasser gehen mit einer Einschränkung der Größe des Behälters Hand in Hand. Wenn man nun die oben erwähnte Untersuchung für diesen Fall durchführt, ergibt sich, daß ein Behälter genügt, der $\frac{3}{10}$ bis $\frac{1}{3}$ des durchschnittlichen Tagesbedarfs faßt.

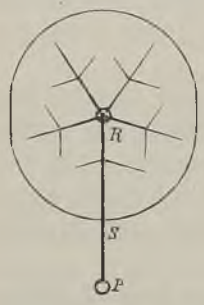
Man sieht hieraus, daß ein anfangs für zwölfstündigen Betrieb des Pumpwerks angelegter Behälter selbst bei einer sehr erheblichen Zunahme der Einwohnerzahl noch ausreichen wird, wenn man statt des Tagebetriebs einen vierundzwanzigstündigen Betrieb einführt. Es kommt aber auch vor, daß man auf die zuletzt genannte Art des Betriebs von vornherein angewiesen ist. Wenn nämlich für den Behälter ein hoher künstlicher Unterbau, also ein Wasserturm, erbaut werden muß, können dessen Kosten so groß sein, daß ein kleiner Behälter und ein sofortiger ständiger Betrieb des Pumpwerks den Vorzug verdient.

Bei der vorliegenden Frage kommen verschiedene Umstände in Betracht, die hier nicht ausführlich besprochen werden können. Bei Zuleitungen, die aus Rohren hergestellt sind, ist auf Ausbesserungen und Auswechseln von Rohren um so mehr Rücksicht zu nehmen, je länger die Leitung ist; die Größe des Behälters darf deshalb mit der Länge der Leitung wachsen. Zuleitungen mit natürlichem Gefälle sind dagegen von diesem Übelstand frei. Andererseits ist eine Einschränkung der Behältergröße angezeigt, wenn

die Zuleitung, wie bei Abb. 90 schon unterwegs Wasser abgibt. Beläuft sich, unter Voraussetzung dauernden Zuflusses, die Größe des Fassungsraums des Behälters auf etwa 30 % des Tagesbedarfs Q, und sei q die von der Leitung auf der Strecke SR abzugebende Wassermenge, so muß jener Raum nur gleich $0{,}3 \cdot (Q-q)$ sein.

Wenn eine Quellwasserleitung den Hochbehälter speist, sind, wie bereits erwähnt, im wesentlichen dieselben Erwägungen wie bei stetigem Betrieb eines Pumpwerks am Platz. Immerhin dürfte es sich empfehlen, in diesem Falle den Wasserraum für außergewöhnlichen Bedarf recht groß zu bemessen.

Abb. 90. Hochbehälter innerhalb der Stadt.



Wasserwerke für große Städte pflegen mehr als einen Ausgleichbehälter zu erhalten, alsdann kann man den größten Hauptbehälter, die andern dagegen Nebenbehälter nennen. Die Bezeichnung »Gegenbehälter« kommt zur Anwendung, wenn für eine Stadt, die sich an beiden Abhängen eines Tals ausbreitet, außer dem Hauptbehälter noch ein mit diesem in Verbindung stehender und etwas tiefer liegender Behälter an der andern Seite des Tales hergestellt wird, was unter Umständen vorteilhaft sein kann. Ferner ergibt sich eine Vermehrung der Zahl der Behälter bei Zerlegung des Versorgungsgebiets in Druckzonen, nicht minder bei Gruppenversorgungen. Auf Einzelheiten kann hier nicht eingegangen werden; in den genannten Fällen sprechen die Rohrleitungen für die Zuleitung und Verteilung des Wassers wesentlich mit.

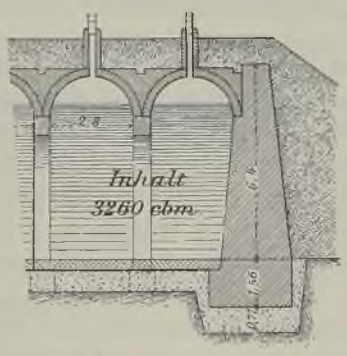
§ 26. Hochbehälter. Arten und Ausstattung.

Wenn die Hochbehälter auf dem gewachsenen Boden ruhen, werden sie aus Mauerwerk, Beton oder Eisenbeton hergestellt, falls jedoch die Höhenlage einen Unterbau erforderlich macht, wird Schmiedeeisen, sehr häufig jedoch auch Eisenbeton gewählt.

a) Behälter aus Mauerwerk.

Die Grundrißform ist meistens ein Quadrat oder Rechteck, wobei sich die quadratische Form nur auf die einzelne Kammer bezieht, so daß bei Behältern mit mehr Kammern sich die rechteckige Form ergibt. Behälter mit einer einzelnen Kammer werden nur bei ganz kleinen Anlagen gewählt, während in der Regel die Behälter aus zwei Kammern mit gemeinschaftlicher Mittelmauer bestehen. Die gemauerten Behälter werden gewöhnlich überwölbt (Abb. 91), gerade Decken sind jedoch nicht ausgeschlossen.

Abb. 91. Umfassungswand und Gewölbe des gemauerten Behälters in Halle a. S.

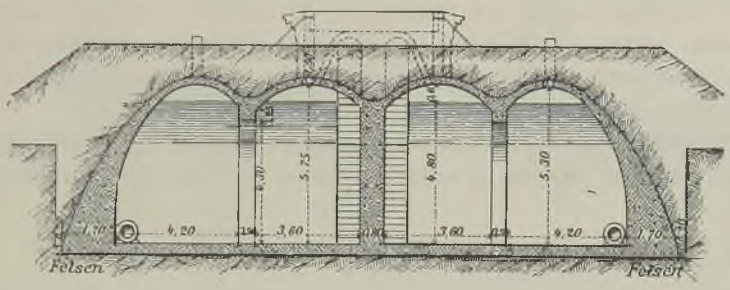


Die Seitenwände werden entweder gerade als Stützmauern ausgeführt (Abb. 91) oder man verlängert das Gewölbe der letzten Kappe und formt das Widerlager der Stützlinie entsprechend, wie es bei den Stampfbetonbehältern (Abb. 92) durchgängig der Fall ist.

Von Einzelheiten ist zu berücksichtigen, daß das Wasser nicht stagnieren darf; einigermaßen kann man das durch die Lage der Eintritts- und Austrittsöffnungen erreichen. Bei größern Behältern werden lotrechte Zungen eingebaut, die dem Wasser einen geschlängelten Weg anweisen. In einem Vorraum werden die Rohre für Zuleitung, Ableitung und Entleerung mit ihren Absperrschiebern gruppiert. Der Innenraum der Behälter wird zugänglich gemacht.

Damit die Luft beim Füllen des Behälters entweiche und sich stets erneuert, sind in den Gewölben überdachte Öffnungen anzubringen, aber so anzuordnen, daß Tiere nicht hineingelangen, Fremdkörper nicht eingeworfen und Flüssigkeiten nicht eingegossen werden können. Um Hitze und Frost fern zu halten, werden die Hochbehälter, soweit sie nicht im gewachsenen Boden liegen, mit einer Erdschüttung umgeben und mit einer solchen überdeckt.

Abb. 92. Querschnitt des Hauptbehälters der Wasserleitung zu Minden i. W. M. 1 : 250.

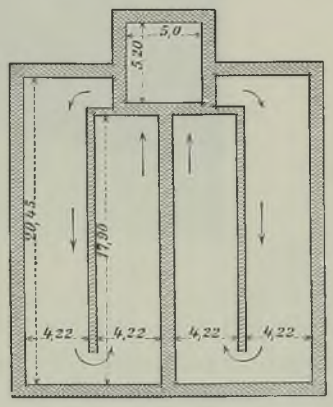


b) Behälter aus Stampfbeton und Eisenbeton.

Stampfbeton und Eisenbeton eignen sich gut für Wasserbehälter und werden oft verwendet. Die Ausführungen zeigen im Querschnitt im wesentlichen die Formen der gemauerten, überwölbten Behälter. Die Umfassungswände werden jedoch, wie bereits erwähnt, stets dem Verlaufen der Stützlinien entsprechend bogenförmig gestaltet, wodurch zugleich der nutzbare Raum vergrößert wird.

Auch der Grundriß wird im wesentlichen ebenso, wie bei gemauerten Behältern gebildet. Abb. 93 bringt den Grundriß eines für eine rheinhessische Gruppenwasserversorgung ausgeführten, 1000 cbm fassenden Haupthochbehälters mit Wandungen aus Stampfbeton, bei dem die zweckmäßige Anordnung des Vorraums beachtenswert ist. Die Hauptabmessungen sind: Stärke der Sohle 0,30 m, der Außenwände und der Mittelwand 1,0 bis 0,8 m, der Zwischenwände 0,5 m, lichte Höhe 3,60 m, Wassertiefe 3,0 m.

Abb. 93. Haupthochbehälter des Rhein-Selzgebiets (Rheinhessen). M. 1 : 500.



In 0,6 m Abstand vom Wasserspiegel hat dieser Behälter, nicht minder die zahlreichen kleinern Ortshochbehälter, eine flache Decke von Eisenbeton erhalten. Bei diesen Decken sind in Rücksicht auf die verschiedenen Stützweiten (bis 2,5 m abwärts) drei Bauweisen verwendet, nämlich armierte Betonplatten, sog. Plattenbalken mit armierter Decke und Plattenbalken ohne armierte Decke. Die Längenschnitte sind ähnlich wie bei dem später erwähnten Behälter für Pforzheim.

Näheres, insbesondere Zeichnungen dieser Behälter und die statische Berechnung der Behälterdecken, findet man in V. BÖHMER, »Die Wasserversorgung des Rhein-Selz-Gebietes« (München 1907).

Die nachstehenden Abbildungen zeigen verschiedene in Stampfbeton ausgeführte Wasserbehälter. So führt Abb. 94 einen Behälter des Berliner Wasserwerks im Bau vor. Der Behälter wurde in Lichtenberg durch die Firma DYCKERHOFF & WIDMANN in Biebrich a. Rh. errichtet und hat einen Fassungsraum von 18500 cbm. Während die vorgenannten Behälter in Zementbeton ausgeführt sind, wurden die in den Abb. 95 bis 107

dargestellten Behälter des Gruppenwasserwerks Sossenheim, Unterliederbach, Eschborn und Sulzbach [1]) in Zement-Traß-Beton im Mischungsverhältnis von 1 Teil Zement, 1 Teil Traß, 4 Teile Mainsand und 5 Teile Mainkies hergestellt. Alle Einzelheiten ergeben sich aus den mit den Ausführungsmaßen versehenen Abbildungen.

Daß auch auf die künstlerische Ausgestaltung der Behälterfassaden Wert gelegt wird, zeigt die Abb. 108, S. 344, des von der Firma DYCKERHOFF & WIDMANN in Biebrich a. Rh. für die Stadt Bayreuth ausgeführten Wasserbehälters.

Auch bei den Wandungen der Behälter ist Eisenbeton nicht selten verwendet. Die Wandungen sind dann auf Biegung beanspruchte Platten und dementsprechend zu armieren. Abb. 109 und 110, S. 344 zeigen Längenschnitt und Grundriß eines solchen Behälters mit 1600 cbm Inhalt.

Kleinen Behältern aus Eisenbeton hat man oft einen kreisförmigen Grundriß gegeben. Diese Behälter werden sowohl mit einer wie mit zwei Kammern hergestellt.

Abb. 94. Wasserbehälter des Wasserwerks Berlin.

Der in Abb. 111, S. 345, im Querschnitt dargestellte Behälter von 50 cbm Inhalt für die Gemeinde Deuben bei Dresden besitzt z. B. eine Kammer. Die Armierung geschieht mittels eines aus Rundeisen gebildeten Netzwerks, dessen Tragstäbe durch horizontalliegende Ringe gebildet werden. Als Wandstärken kann man bei etwa 5,0 m Wasserhöhe oben 5 bis 7 cm und unten 12 bis 18 cm annehmen [2]).

Eine eigenartige Hochbehälterart mit zwei Kammern wurde von der Kreisbauinspektion Gießen in Großenlinden bei Gießen ausgeführt. Dort brachte man den Behälter, wie in Abb. 112 und 113, S. 345, dargestellt, im Dachgeschoß eines auf einer hochgelegenen Stelle errichteten Wasserhauses unter. Das Erdgeschoß dieses Wasserhauses dient als Volksbad, während sich in den übrigen Geschossen Wohnungen befinden.

---

[1]) Die Gruppenwasserversorgung Sossenheim, Unterliederbach, Eschborn und Sulzbach wurde projektiert und ausgeführt unter Leitung des Geh. Oberbaurats Dr. Ing. SCHMICK in München.

[2]) Näheres über den Bau von Behältern aus Eisenbeton, sowie die Besprechung der Plattenbalkendecken und anderer hierhergehörigen Deckenkonstruktionen findet man in WEDER, »Leitfaden des Eisenbetonbaues«, 2. Aufl., Leipzig 1914, dem auch die Abb. 109 bis 111 und 113 bis 116 entnommen sind.

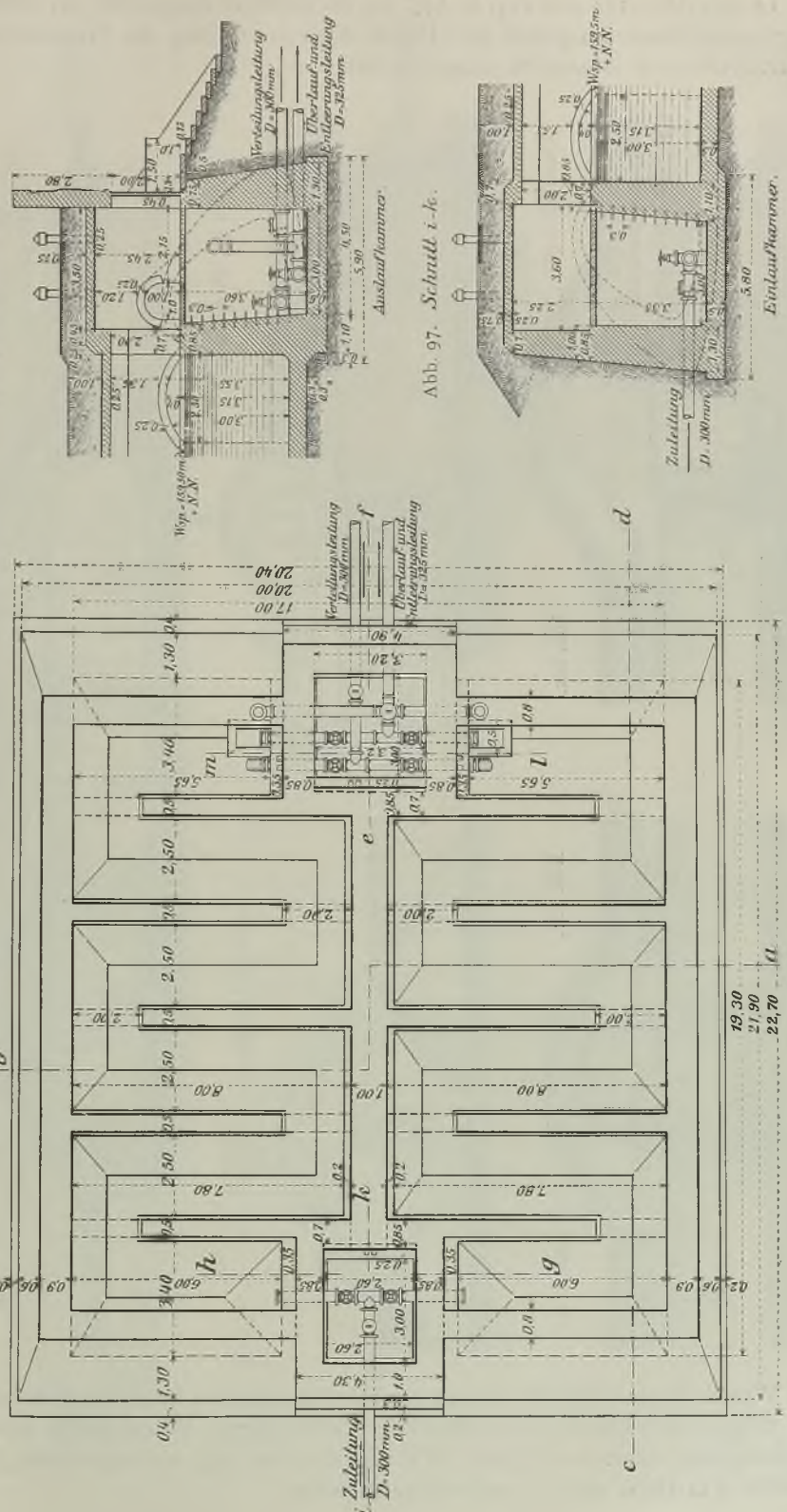
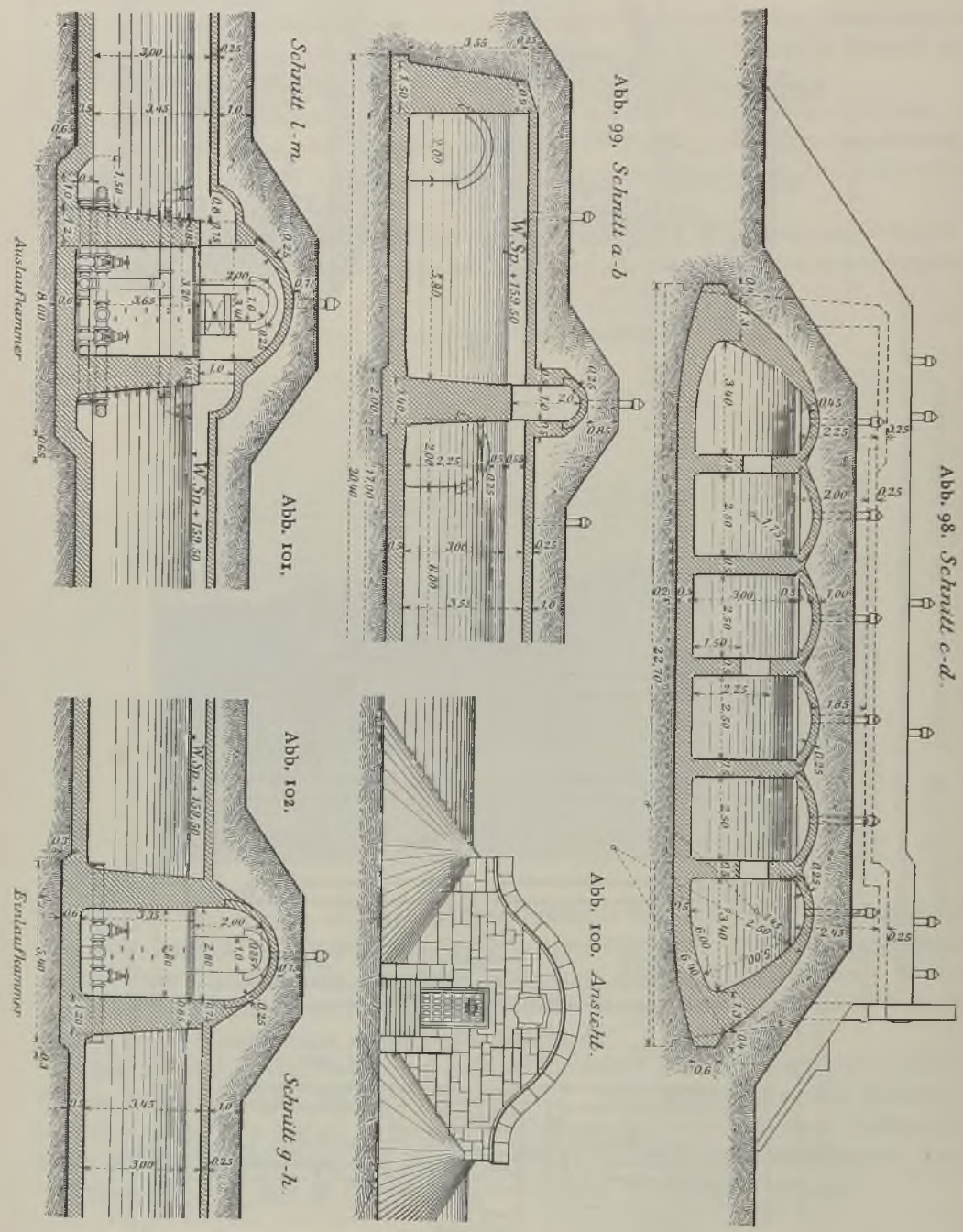


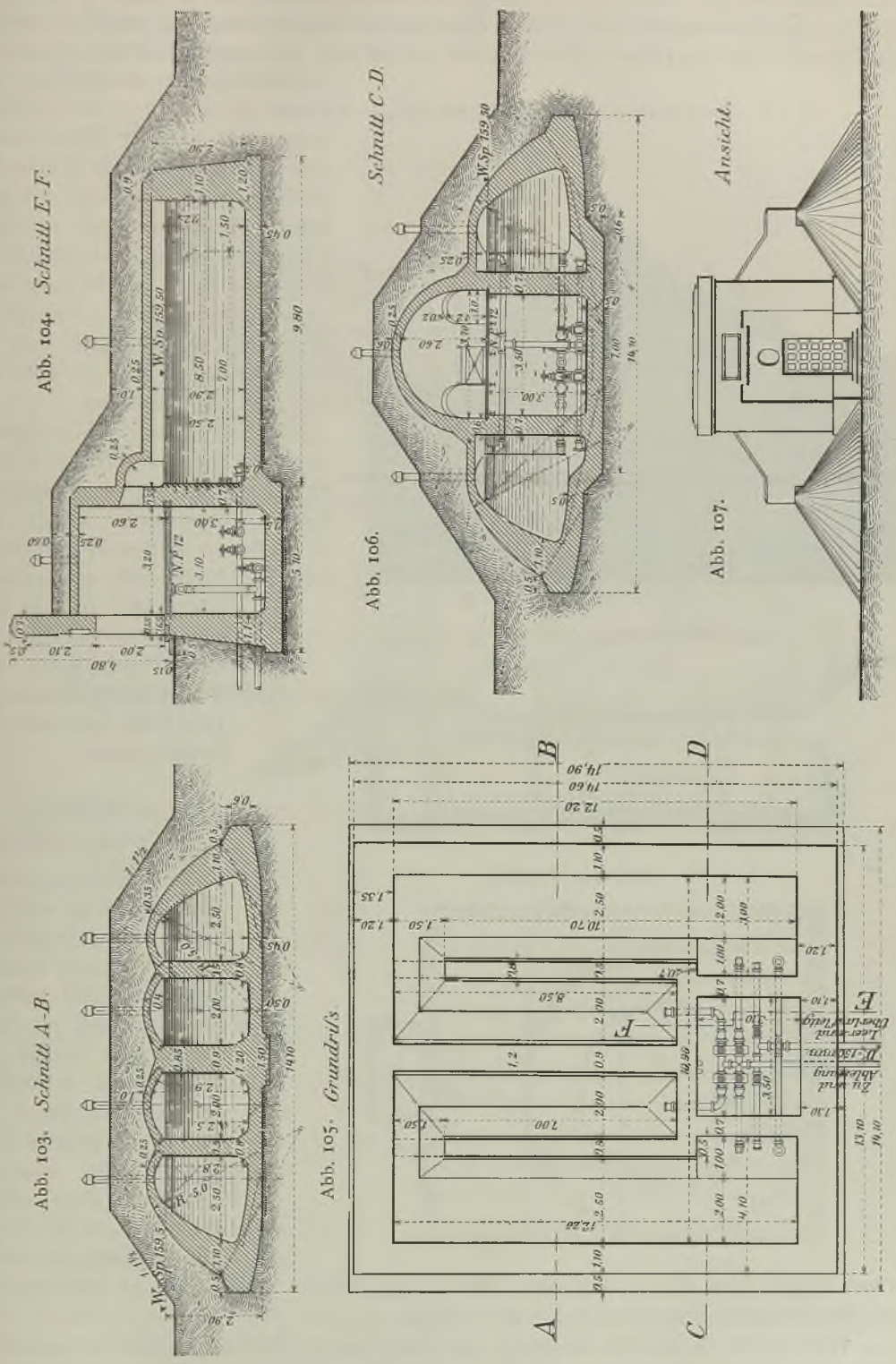
Abb. 95 bis 97. Hochbehälter von 700 cbm Fassungsraum.
Gruppenwasserversorgung Sossenheim, Unterliederbach, Eschborn und Sulzbach.

In den Abb. 114 und 115, S 345, ist ein Behälter dargestellt, der durch einen innern Ring in zwei Kammern geteilt ist. Durch diese Anordnung der Trennungswand wird der Materialverbrauch wesentlich eingeschränkt.



Wie eingangs erwähnt, werden zur Zeit Wassertürme häufig in Eisenbeton ausgeführt und mögen nachstehend einige Beispiele hierfür folgen. So zeigt Abb. 116, S. 346, einen in Kirchseeon (Bayern) errichteten Wasserturm von 24,5 m Gesamthöhe, dessen Wasserbehälter 4 m Höhe und 6,5 m Durchmesser hat.

Abb. 103 bis 107. Hochbehälter von 200 cbm Fassungsraum. Gruppenwasserversorgung Sossenheim, Unterliederbach, Eschborn und Sulzbach.



In den Abb. 117 bis 125, S. 347 bis 349, sind einige von der Firma DYCKERHOFF & WIDMANN A. G. Biebrich a. Rh. ausgeführte Wassertürme dargestellt und zwar der Wasserturm der Stadt Hockenheim in Baden (Abb. 117 bis 119) von 500 cbm Inhalt, an dessen architektonischer Ausbildung Professor EUGEN BECK in Karlsruhe mitgewirkt hat, der Wasserturm des Hauptbahnhofs Karlsruhe (Abb. 120 bis 122) von 700 cbm Inhalt, entworfen von Architekt Oberbauinspektor WEINBRENNER in Karlsruhe und der Wasserturm einer chemischen Fabrik in Merseburg (Abb. 123 bis 125) mit zwei Behältern von 300 cbm und 600 cbm Fassungsraum.

Abb. 108. Wasserbehälter der Stadt Bayreuth.

Die Abb. 126 u. 127, S. 350, geben zwei von der Firma WAYSS & FREITAG A. G. Neustadt a. d. Hardt erbaute Wassertürme wieder und zwar Abb. 126 den Wasserturm von Bischofferode von 21,60 m Höhe und 70 cbm Fassungsraum und Abb. 127 den Wasserturm von Völklingen a. d. S. von 37 m Höhe und 3000 cbm Fassungsraum.

Abb. 109 u. 110. Hochbehälter für Pforzheim.
Abb. 109. Schnitt *AB*.

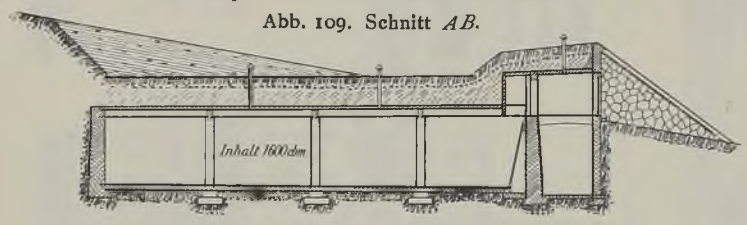
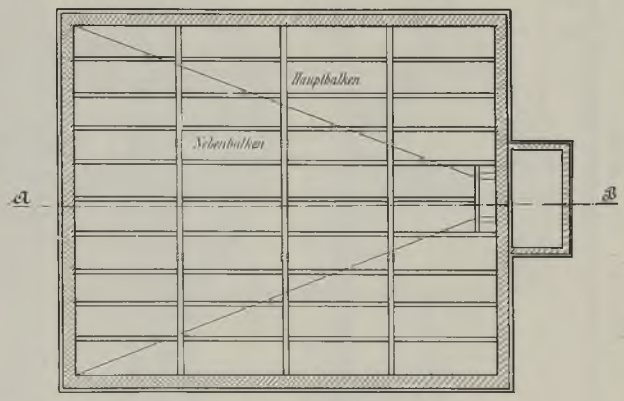


Abb. 110. Grundriß.



c) Behälter aus Schmiedeeisen.

Zur Herstellung eiserner Wasserbehälter wird fast ausschließlich Schmiede-, bzw. Walzeisen benutzt, weil sich dieses mehr als das Gußeisen zur Aufnahme der durch den Wasserdruck entstehenden Zugspannungen eignet. Die günstigste Form bietet ein senkrecht stehender, oben offener Zylinder, weil bei diesem jene Spannung in allen in einer wagerechten Ebene liegenden Punkten des Mantels gleich groß ist und weil sich die Bleche leicht herrichten und nieten lassen.

Besteht der Boden des Zylinders aus einer ebenen Fläche und hat der ganze Behälter die gleiche Blechstärke, so wird dessen Mantelfläche bei gegebenem Fassungsraum am geringsten, wenn die Höhe gleich dem Bodenhalbmesser ist; doch werden

bei größern Anlagen die Wandungen nicht gleich stark gemacht, sondern man sucht die Blechstärken den auftretenden Kräften anzupassen. Da ferner eine ebene Fläche keineswegs die beste Form für den Boden ist und es sich nicht nur um den Behälter

Abb. 111. Hochbehälter für Deuben.

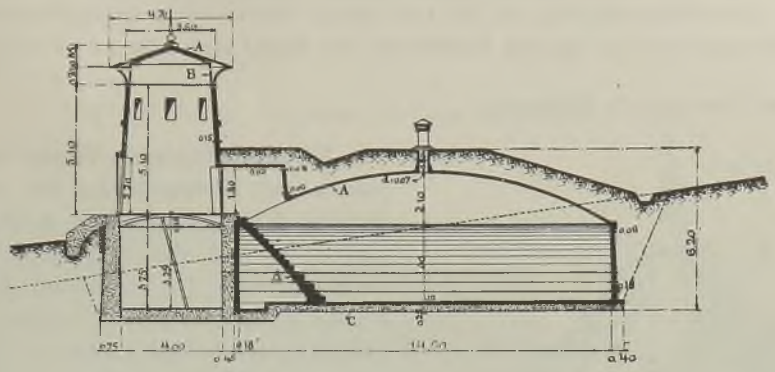
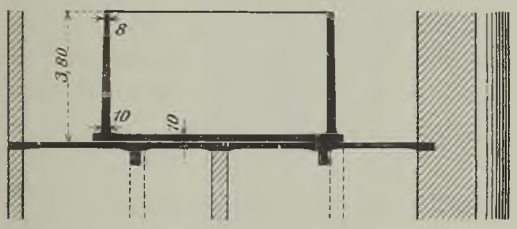


Abb. 112 u. 113 Behälter im Wasserhaus Großenlinden bei Gießen.

Abb. 112. Schnitt *AB*.



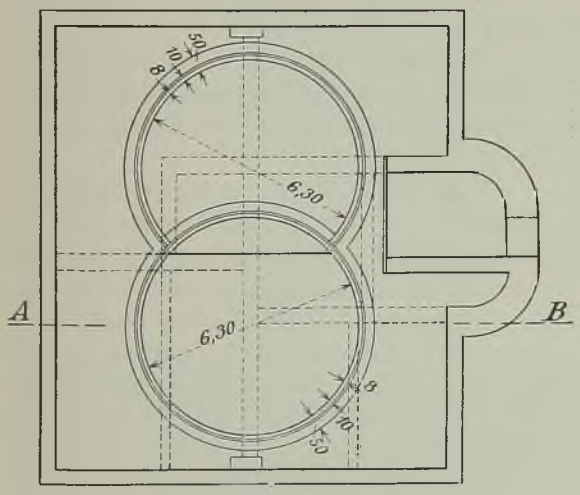
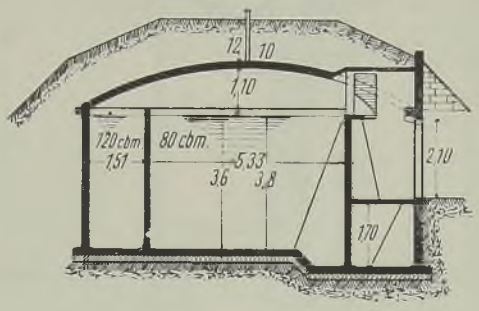


Abb. 113. Grundriß.

Abb. 114 u. 115. Runder Hochbehälter mit zwei Kammern.

Abb. 114. Querschnitt.



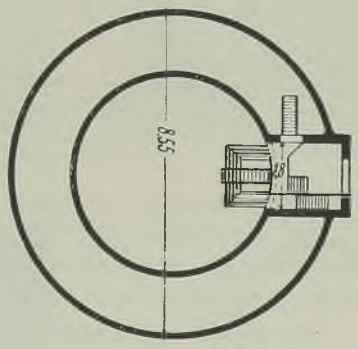


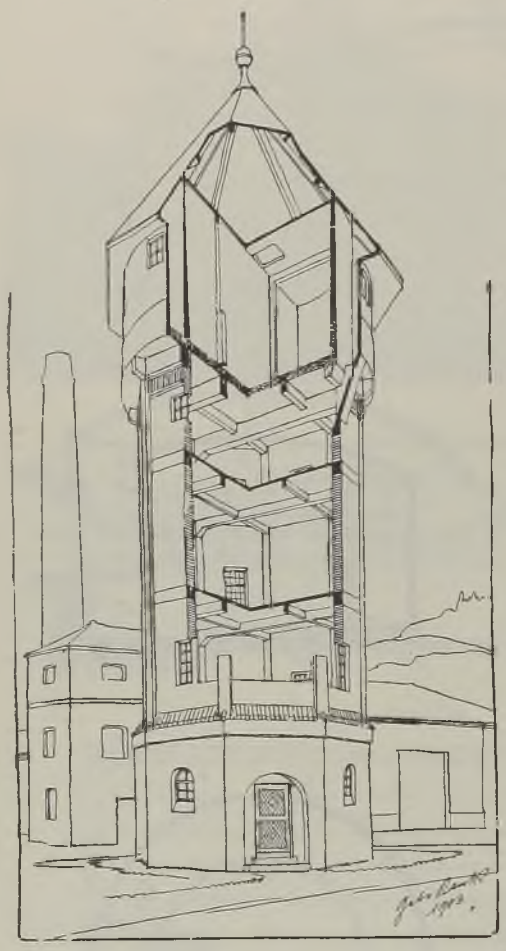
Abb. 115. Grundriß.

selbst, sondern auch um den Unter- und Überbau, sowie um die größere oder geringere Hubhöhe des Wassers handelt, so sind meistens verschiedene Entwürfe aufzustellen und deren Kosten zu ermitteln; hieraus ergibt sich dann das günstigste Verhältnis des Bodendurchmessers zu der Höhe.

Bei Berechnung der Blechstärke des zylindrischen Mantels ist zu berücksichtigen, daß für den Wasserdruck auf eine gekrümmte Fläche, deren Projektion auf eine zur Richtung des Druckes senkrechte Ebene in Betracht kommt, und daß der Wasserdruck von den in dem Mantel entstehenden Zugspannungen aufgenommen wird. Wenn man mit δ in cm die Blechstärke, mit k die zulässige Zugspannung von 800 kg/qcm, mit r den halben Zylinderdurchmesser in cm und mit p den in oben angegebener Weise berechneten Wasserdruck in kg/qcm bezeichnet, so ergibt sich aus $2k \cdot \delta = 2r \cdot p$.

$$\delta = \frac{p \cdot r}{k}. \tag{11}$$

Abb. 116. Wasserturm in Kirchseeon.



Die so gefundenen Werte für δ müssen jedoch mit Rücksicht auf die erforderliche Steifigkeit der Wandungen, den sich bildenden Rost und die Möglichkeit einer Abweichung von der zylindrischen Form um 0,3 bis 0,5 cm vergrößert werden. Für den eisernen, 2000 cbm fassenden Behälter für Essen, dessen Wandungen eine Höhe von 6 m besitzen und dessen halber Durchmesser 9 m = 900 cm beträgt, berechnet sich nach Formel 11 die theoretische Blechstärke des untersten Ringes von 1 cm Höhe wie folgt: bei dem Gewicht eines Kubikmeters Wasser gleich 1000 kg ist in 1 m Tiefe der Wasserdruck auf 1 qm $= \frac{1000}{100 \cdot 100} = 0{,}1$ kg, in 6 m Tiefe somit = 0,6 kg und $\delta = \frac{0{,}6 \cdot 900}{800}$ = 0,7 cm, durch Vermehrung erhöht sich δ aber auf 1,0 bis 1,2 cm.

Es mag hier bemerkt werden, daß die Formel 11 auch bei Berechnung der Wandstärken dünnwandiger eiserner Rohre Anwendung findet.

Da die Herstellungskosten zylindrischer Behälter mit flachen Böden wegen der erforderlichen Unterstützung der letztern sich ziemlich hoch stellen, so sind solche mit durchhängenden Böden, die jener Unterstützung nicht bedürfen und meistens die Form eines Kugelabschnitts erhielten, vorteilhafter. Zur Ermittlung der bei einem solchen durchhängenden Boden auftretenden Spannungen denke man sich dessen untern Teil im Abstand x von dem tiefsten Punkte wagerecht geschnitten (Abb. 128, S. 351); alsdann lastet auf diesem Bodenteil das Gewicht Q der über ihm befindlichen Wassermenge, die sich aus dem Inhalt eines Zylinders und eines Kugelabschnitts zusammensetzt. Sei s die in einem Meter der Schnittlinie tangential wirkende Kraft, so muß zur Aufrechterhaltung des Gleichgewichts die Summe der senkrechten Kräfte gleich Null, d. h. $2y \cdot \pi \cdot s \cdot \sin\beta = Q$, oder

$$s = \frac{Q}{2y \cdot \pi \cdot \sin\beta} \tag{12}$$

sein.

Setzt man des einfachern Ausdrucks wegen näherungsweise statt des Inhalts des Kugelabschnitts denjenigen eines Paraboloids, so berechnet sich, wenn $\gamma = 1000$ kg das Gewicht von 1 cbm Wasser bedeutet:

$$Q = y^2 \cdot \pi \cdot h \cdot \gamma + \frac{y^2 \cdot \pi \cdot x}{2} \cdot \gamma = y^2 \cdot \pi \left(h + \frac{x}{2}\right) \gamma.$$

Abb. 117 bis 119. Wasserturm der Stadt Hockenheim in Baden.

Abb. 117. Ansicht.

Abb. 118. Schnitt.

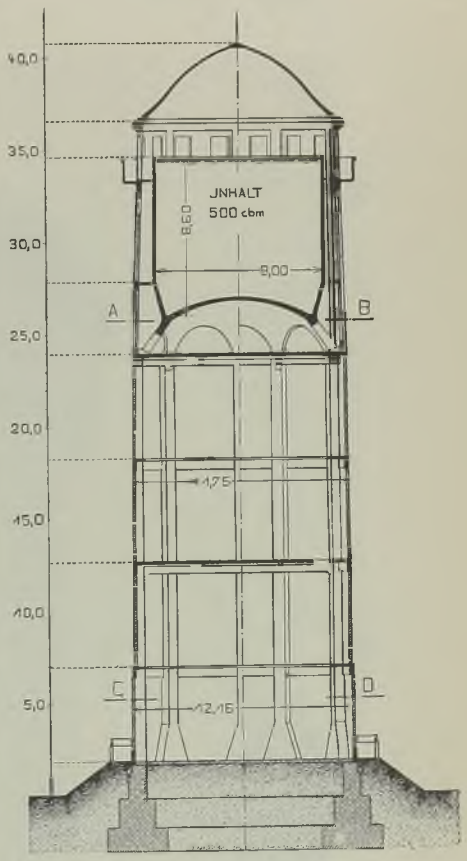
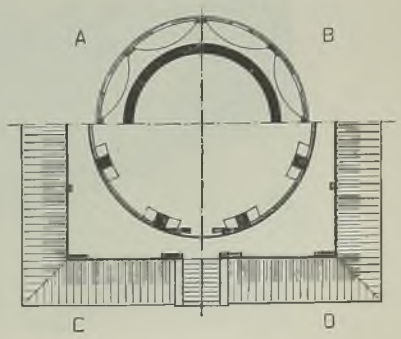


Abb. 119. Schnitt AB u. CD.



Aus Formel 12 ergibt sich hiernach:

$$s = \frac{y^2 \cdot \pi \left(h + \frac{x}{2}\right)\gamma}{2y \cdot \pi \cdot \sin\beta} = \frac{y\left(h + \frac{x}{2}\right)\gamma}{2 \sin\beta},$$

oder, da $y = R \cdot \sin\beta$ ist:

$$s = \frac{R \cdot \sin\beta \left(h + \frac{x}{2}\right)\gamma}{2 \cdot \sin\beta} = \frac{R}{2}\left(h + \frac{x}{2}\right)\gamma. \tag{13}$$

Abb. 120 bis 122. Wasserturm Hauptbahnhof Karlsruhe.

Abb. 120. Ansicht.

Abb. 121. Schnitt.

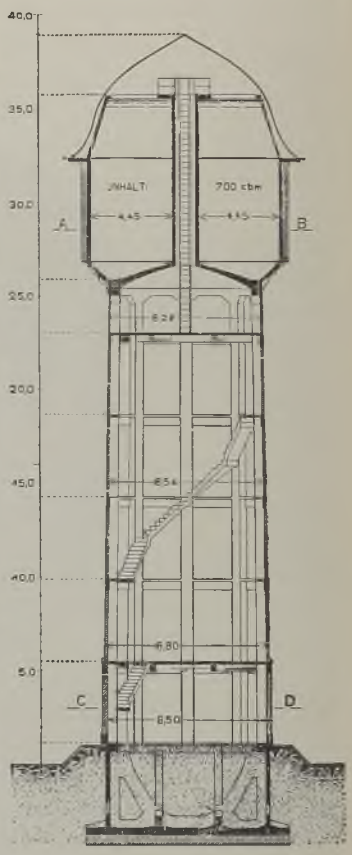


Abb. 122. Schnitt AB u. CD.

Da in dieser Formel die ganze Größe von h, aber nur die halbe von x einzusetzen ist, so folgt daraus, daß mit abnehmendem x und damit zunehmendem h die Spannung sich vergrößert und an der tiefsten Stelle des Bodens, wo x gleich Null gesetzt werden darf, am größten ist.

Da, wo der zylindrische Mantel mit dem Kugelboden des Behälters zusammentrifft, wird letzterer durch einen eisernen Auflagerring unterstützt, der auf dem Mauerwerk ruht.

Ein Kegelboden ist zwar leichter herzustellen als ein Kugelabschnitt, doch erhält er wegen der stärkern Spannungen und der größern Oberfläche ein Mehrgewicht, das

Abb. 123 bis 125. Wasserturm einer chemischen Fabrik in Merseburg.

Abb. 123. Ansicht.

Abb. 124. Schnitt.

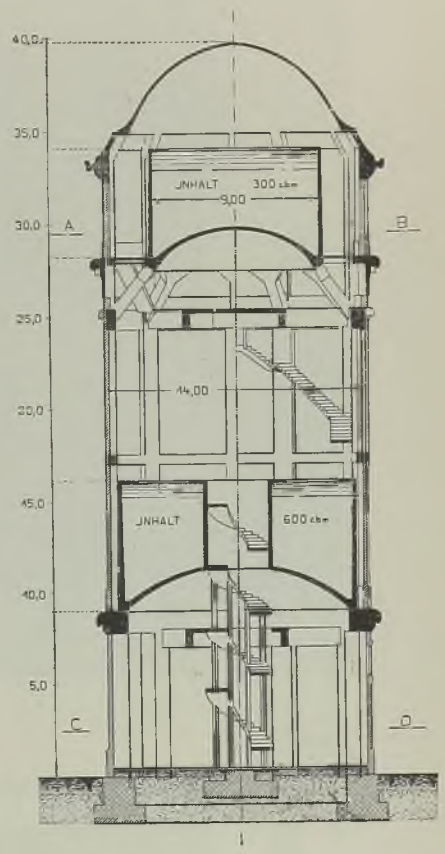


Abb. 125. Schnitt AB u. CD.

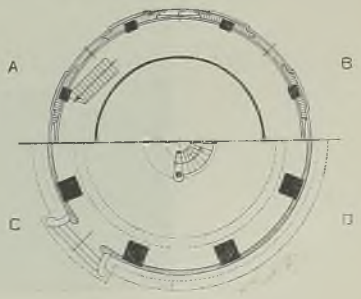


Abb. 126. Wasserturm in Bischofferode.

jenen Vorteil wieder aufhebt. Ein solcher wird jedoch erzielt, wenn man nach INTZE das Auflager nicht in den Verbindungskreis zwischen Mantel und Boden, sondern tiefer legt und den Boden aus Kugelabschnitt und Kegel (Abb. 129) so zusammensetzt, daß ein Ausgleichen der wagerechten Seitenkräfte stattfindet, und der Auflagerring somit nur senkrechte Kräfte auf seine Unterlage überträgt. Wird nämlich an Stelle des hängenden Kegelbodens ein Gegenboden *AFB* (Abb. 129) angewendet, so sucht dieser den Auflagerring auseinanderzuschieben, während der stützende Kegelboden *AEBG* ihn zusammendrückt. Hierdurch wird ein spannungsloser Zustand des Auflagerrings erzielt.

Der Behälter des Wasserturms für die Stadt Szegedin (Abb. 130) z. B., der 1000 cbm zu fassen vermag, ist mit einem spannungslosen Auflagerring und kegelförmigem Gegenboden versehen.

Einfacher läßt sich jedoch der Behälterboden herstellen und zugleich der Auflagerring ersparen, wenn nach BARKHAUSEN der Boden als Halbkugel geformt und diese hängend an den Zylindermantel des

Abb. 127. Wasserturm in Völklingen a. S.

Behälters befestigt wird. Ein weiterer Vorteil dieser Herstellungsweise besteht darin, daß das Auftreten von Druckspannungen in irgend einem Teile des Behälters vermieden wird, wenn die Höhe des zylindrischen Teiles mindestens gleich zwei Drittel des Bodenhalbmessers ist.

Bei dem in Abb. 131 [1]) dargestellten, 200 cbm fassenden Hochbehälter mit Halbkugelboden ist $h = 2{,}9$ m und $R = 3{,}5$ m, mithin $h > \frac{2}{3} R$. Das Aufhängen des Behälters

Abb. 128. Durchhängender Boden eines Wasserbehälters.

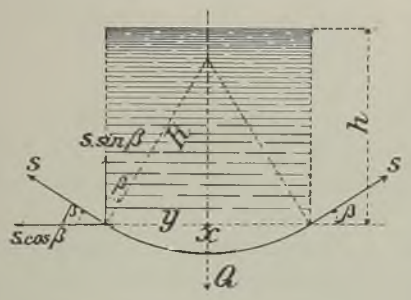


Abb. 129. Wasserbehälter mit Gegenboden.

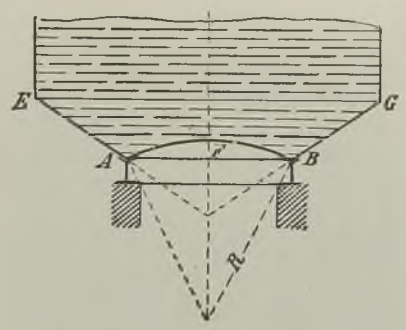


Abb. 130. Behälter des Wasserturms für die Stadt Szegedin. M. 1 : 300.

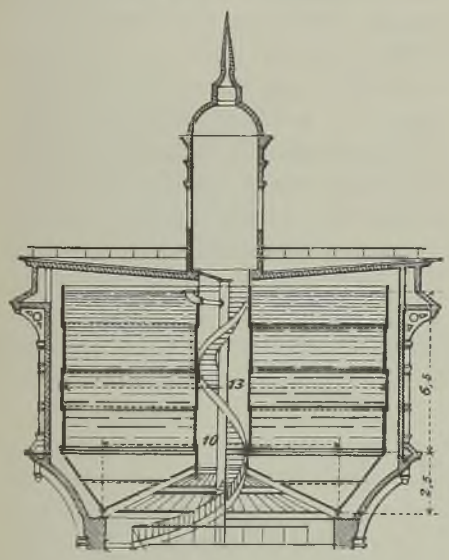
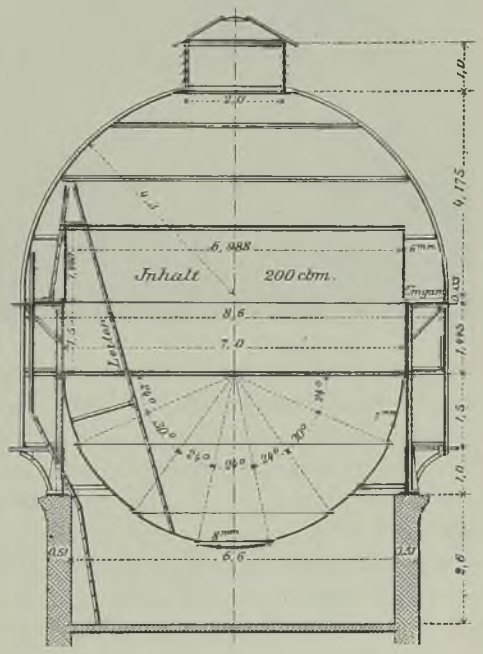


Abb. 131. Hochbehälter mit Halbkugelboden. M. 1 : 150.



erfolgt durch Befestigung des Zylindermantels an Einzelstützen, die auf dem Mauerwerk aufstehen.

Abb. 132 [2]) zeigt einen weitern Behälter mit Halbkugelboden von 400 cbm Inhalt ausgeführt von der Firma A. KLÖNNE, Dortmund, von der auch Behälter in Kugelform hergestellt werden, wie ein solcher von 150 cbm Inhalt in Abb. 133 dargestellt ist. Bei den Kugelbehältern wird auch öfters der Durchmesser der Aufnahmekonstruktion dadurch verringert, daß die senkrechten Stützen des BARKHAUSEN-Behälters

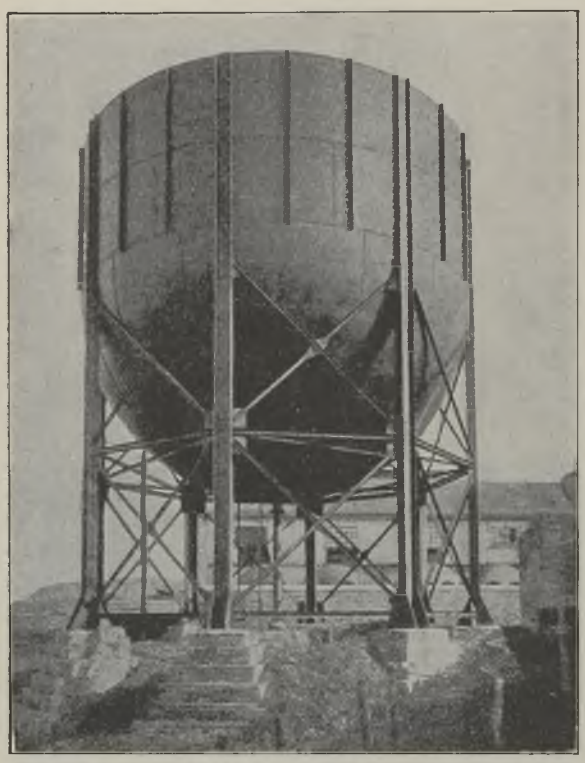
[1]) G. BARKHAUSEN, »Neue Formen für Flüssigkeitsbehälter« in der Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1900, S. 1681.

[2]) Näheres siehe in R. WEYRAUCH a. a. O., Bd. II, Kap. 23, dem auch die Abb. 132 u. 133 entnommen sind.

nach unten in einem Ringe konzentrisch zusammengeführt werden, wodurch die Vorteile des INTZE-Behälters mit denen des BARKHAUSEN-Behälters vereinigt werden.

Eiserne Behälter sind nach sorgfältiger Entfernung der Rostschicht mit einem Anstrich zu versehen und ihr Inneres ist zugänglich zu machen, damit eine Reinigung vorgenommen und die Beschaffenheit des Anstrichs ermittelt werden kann. Dieser kann aus einer Mennige-Grundierung und einem Deckanstrich aus 3 Teilen Steinkohlenteer, 2 Teilen gebranntem Kalk und 1 Teil Terpentin oder Erdöl bestehen.

Abb. 132. Behälter der Gewerkschaft Graf Bismarck.



d) Ausstattung.

Bei der Ausstattung der Behälter handelt es sich hauptsächlich um die Rohrleitungen.

Für den Einlauf des ankommenden Wassers wird das Steigrohr gewöhnlich bis über den höchsten Wasserspiegel des Behälters geführt, oben erhält es eine trompetenartige Erweiterung. Bei vielen Behältern wird das Wasser jedoch auch an der Sohle eingeführt, um eine kräftige Zirkulation zu erzielen. Bei Zuleitungen mit natürlichem Gefälle tritt das Wasser meist aus einem Überfall in der Behälterwand, dessen Scheitel gleichfalls über dem höchsten Wasserspiegel liegt.

Der Ablauf nach dem Versorgungsgebiet, d. h. die Einmündung des Fallrohrs, ist so tief anzubringen, daß der ganze Inhalt des Behälters außer der untersten, möglicherweise verunreinigten Wasserschicht abfließen kann.

Entfernung der Einlauf- und Ablauföffnungen voneinander ist der Bewegung des Wassers im Innern des Behälters und dessen Frischerhaltung förderlich. Der Auslauf für die Entleerung ist am tiefsten Punkte des Behälters so anzubringen, daß dessen vollständige Entleerung möglich ist. Der Durchmesser des Entleerungsrohrs richtet sich nach der zulässigen Entleerungszeit für den vollen Behälter, während derjenige des Fallrohrs nach dem größten Stundenverbrauch, und die Durchmesser des Zuleitungs- und Überlaufrohrs nach der mittlern Zuflußmenge in der Zeit des größten Wasserverbrauchs zu berechnen sind.

Bei Überschreitung des höchsten Wasserstands fließt das überflüssige Wasser entweder über eine Schwelle in der Umfassungswand oder in die trompetenartige Erweiterung eines durch die Behälterwand gehenden und senkrecht aufsteigenden Überfallrohrs.

Das Übrige geht aus dem nachstehenden, eine vollständige Anordnung der Rohrleitungen vorführenden schematischen Beispiel Abb. 134 (Hochbehälter für Bernburg) hervor. Die Handhabung der Absperrschieber [1]) gestaltet sich hier folgendermaßen:

[1]) Näheres über die Absperrschieber der Rohrleitungen bringt »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, III. Teil, Bd. III, S. 446. Hier soll bemerkt werden, daß zur Bewegung der Schieber stets Schrauben verwendet werden, um gefährliche Wasserstöße durch langsames Schließen zu verhindern.

Sind die Schieber G, H und E geschlossen, diejenigen J und K dagegen offen, so fließt das von der Zuleitung a kommende Wasser, durch das Steigrohr a gehend, bei A in den Behälter und durch das Fallrohr b nach der Stadt hin. Soll ein Ausschluß des Behälters behufs seiner Reinigung oder Ausbesserung stattfinden, so werden, nachdem er bei offnem Schieber E durch die Rohre d und e entleert wurde, die Schieber G und H geöffnet, diejenigen E, J und K dagegen geschlossen, so daß das von a ankommende Wasser unmittelbar in der Richtung b durch das den Rückfluß des Wassers in die etwa entleerte Druckleitung verhindernde Klappenventil F weiterfließt.

Abb. 133. Behälter der Zeche Katharina.

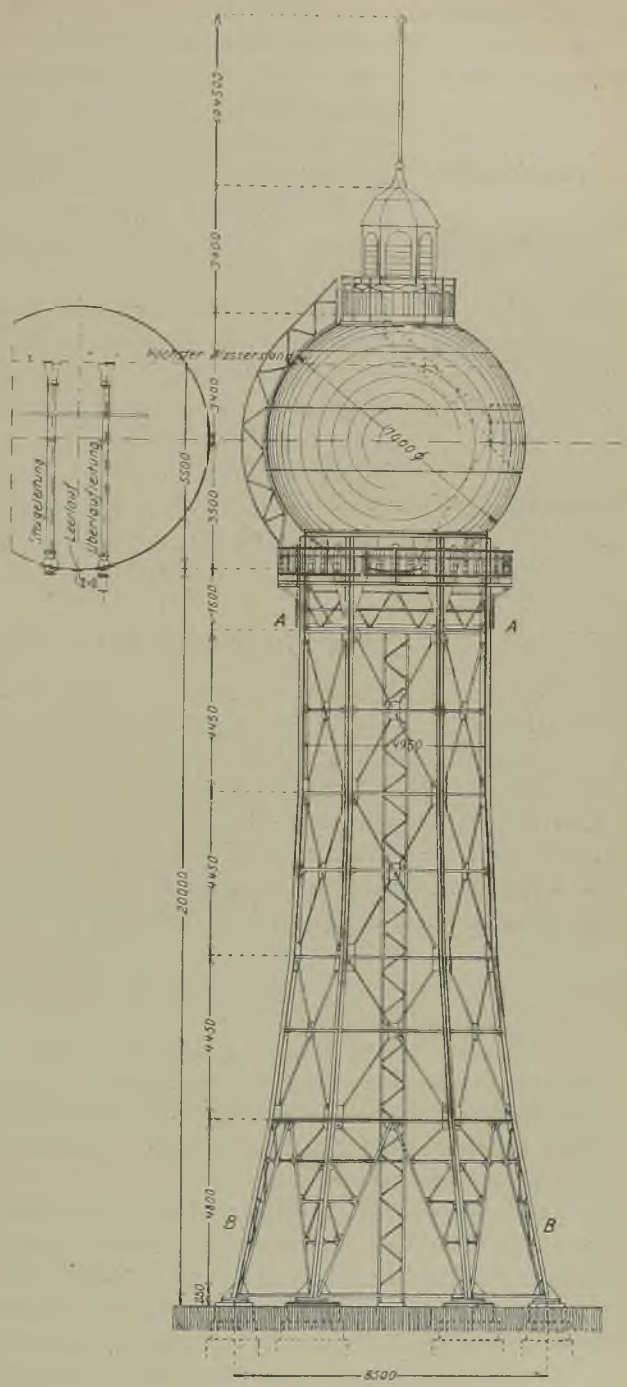
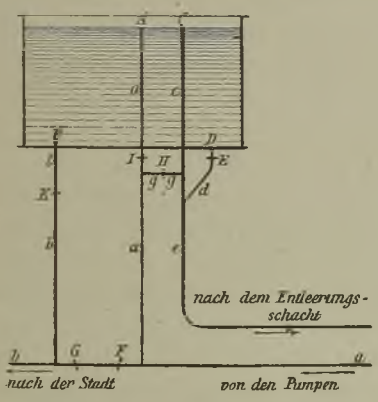


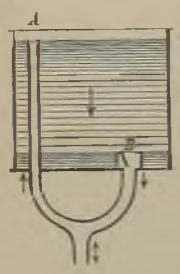
Abb. 134. Behälter in Bernburg.



Soll in heißer Jahreszeit, um frisches Wasser zu liefern, dieses von der Pumpenanlage der Stadt unmittelbar zugeführt, oder doch eine den Verbrauchsschwankungen entsprechende Wassermenge vorrätig gehalten werden, so sind die Schieber E und H zu schließen, diejenigen G und K aber zu öffnen; alsdann kann der größte Teil des Wassers unmittelbar zur Stadt abfließen. Wenn endlich bei Betrieb mit ausgeschaltetem Behälter dieser gefüllt bleiben soll, um den nötigen Wasservorrat für Feuergefahr zu haben; so braucht nur der Schieber K geschlossen zu werden.

Bei Nebenbehältern gestaltet sich die Ausstattung erheblich einfacher. Diese werden gewöhnlich aus einem Rohre gespeist, das auch zur Verteilung dient, aber bald als Steigrohr, bald als Fallrohr wirkt. Wenn der Verbrauch geringer als der Zufluß ist, gelangt durch die Mündung *A* (Abb. 135) Wasser in den Behälter. Sobald alsdann dessen Füllung der Wasserlieferungsstelle automatisch angezeigt ist, wird der Zufluß unterbrochen und das Leitungsrohr erhält nun Wasser aus dem Behälter. Hierzu dient die Öffnung *B*, diese ist mit einer sog. Rückschlagklappe ausgestattet, die sich beim Füllen des Behälters schließt. Der ganze Vorgang erfolgt bei einigen Anlagen mittels elektrisch betriebener Pumpen vollständig selbsttätig.

Abb. 135. Nebenbehälter.



Endlich sind die Wasserstandfernmelder zu erwähnen, die den Maschinisten des Pumpwerks von den Schwankungen des Wasserstands der Hochbehälter unterrichten. Zu diesem Zwecke sind bei einer rheinhessischen Gruppenwasserversorgung in den Behältervorkammern 40 cm weite Pegelrohre mit Schwimmern eingebaut. — Eine elektrische Fernleitung überträgt die Bewegung der Schwimmer derart auf die Meldeapparate des Pumpwerks, daß die Wasserstandsschwankungen von 5 zu 5 cm angezeigt werden, außerdem sorgt ein selbsttätiger Registrierapparat für Aufzeichnung der wechselnden Wasserstände. Auch eine Fernsprechverbindung fehlt nicht.

§ 27. Wasserdichtheit der Behälter.

Während schmiedeeiserne Behälter sich durch gute Nietarbeit ohne Schwierigkeit wasserdicht herstellen lassen, kann beim Mauerwerk die Durchlässigkeit durch Verwendung möglichst dichter Bausteine und eines guten, die Steine vollständig umhüllenden hydraulischen Mörtels erheblich eingeschränkt werden. Dabei müssen natürliche Steine eine rauhe, gut gereinigte Oberfläche besitzen, in vollen Mörtel gebettet werden und dürfen nach ihrer Vermauerung nicht mehr aus ihrer Lage gerückt werden.

Die Undurchlässigkeit suchte man auch dadurch zu erzielen, daß die Mauern an der Wasserseite mit Ziegelmauerwerk verkleidet und mit einem Zementputz versehen wurden. Überhaupt ist ein gutes Mittel zur Erzielung der Wasserdichtheit ein an der Wasserseite der Behälter angebrachter Überzug aus Zementmörtel, der nach vorheriger Reinigung der Wand- und Bodenflächen in zwei bis drei Lagen etwa 10 mm stark aufgetragen und mit einer vierten dünnen, geglätteten Schicht reinen Zements bedeckt wird. Beim Vorhandensein einer trocknen und festen Unterlage eignet sich zur Herstellung einer wasserdichten Sohle auch Asphalt, dessen Aufbringen in zwei Lagen sich empfiehlt, weil dann etwaige kleine Risse in der untern Schicht durch die darüber liegende überdeckt und geschlossen werden.

Nicht selten findet man die gleichzeitige Verwendung von Tonschlag und Mauerwerk, wobei letzteres eine schützende Schale mit ebener Oberfläche herstellen soll, während die Wasserdichtheit mehr auf dem Tonschlag beruht. Doch darf der Ton nicht rein verwendet werden, sondern ist, wie bereits erwähnt, mit Sand zu vermischen oder mit Kies und Sand zu einer Art Tonbeton zu verarbeiten.

Behälter aus Stampfbeton und Eisenbeton lassen sich vergleichsweise leicht wasserdicht herstellen; es müssen jedoch geübte Arbeiter verwendet werden, die die für die Ausführung geltenden Regeln genau befolgen. Für letztere sei auch hier auf WEDER, »Leitfaden des Eisenbetonbaues«, verwiesen.

Der bei den Anschlußstellen der Zu- und Ableitungen an Wasserbehältern erforderliche, möglichst wasserdichte Anschluß von Eisenteilen an Mauerwerk oder Erde, sowie

von Mauerwerk an Erde wird dadurch erzielt, daß man den Eisenteilen oder dem Mauerwerk eine Anzahl scharfkantiger Vorsprünge gibt, die in das benachbarte Material eingreifen. Bei Mauerwerk aus natürlichen Steinen können deren dem Erdreich zugekehrte Seiten unbearbeitet gelassen werden, wodurch eine rauhe, mit vielen Vorsprüngen versehene Außenfläche des Mauerwerks entsteht. Das Material, das das Eisen oder das Mauerwerk umgibt, muß mittels eines Mantels aus Tonschlag, der sich sowohl an die hartern Materialien als auch die Erde gut anschließt, sorgfältig angedichtet werden.

F. Wasserleitungen.

§ 28. Hauptarten und deren Verwendung.

Vor Erörterung der Zuleitung und der Verteilung des Wassers der Wasserwerke sind die Wasserleitungen im allgemeinen zu besprechen. Aus dem über die geschichtliche Entwicklung der Wasserversorgungen Gesagten ist bekannt, daß es zwei Hauptarten von Wasserleitungen gibt: Rohrleitungen und Leitungen mit natürlichem Gefälle; die letztern haben einen freien Wasserspiegel. Wenn man sie überdeckt oder unterirdisch anlegt, nennt man sie gewöhnlich Kanäle. Offene Leitungen heißen Gerinne oder Gräben, je nachdem die Wandungen befestigt sind oder nicht; bei ansehnlichen Abmessungen werden aber auch die offnen Leitungen nicht selten Kanäle genannt.

Außer Benutzung der Leitung für die Wasserversorgung ist ihre Verwendung eine mannigfache. Bei der Entwässerung der Städte bilden die Kanäle als Straßenkanäle die wichtigsten Bestandteile. Diese Bedeutung haben die Gräben für die Bewässerung und Entwässerung der Ländereien, bei letzterer sind aber auch kleine Kanäle (Drainleitungen) sehr nützlich. Der Straßenbau und der Eisenbahnbau können die Gräben ebenfalls nicht entbehren; unten mit durchlässigem Material gefüllt und zugeworfen sind sie dann Sickergräben. Beim Bau von Schiffahrtskanälen treten sie namentlich als Speisegräben auf; mit diesen sind die Werkkanäle, die das Wasser fließender Gewässer den Wasserkraftwerken zuführen, nahe verwandt.

Wenn die Ausführung der Wasserleitungen sich über eine größere Fläche erstreckt, verzweigen sie sich netzartig uud zwar entweder so, daß sie von einer Stammleitung ausgehen, oder aber so, daß kleine Leitungen sich zu großern vereinigen, bis schließlich eine Hauptleitung entsteht.

§ 29. Bewegungen des Wassers in Wasserleitungen. Grundformeln.

Im allgemeinen unterscheidet man bei der Bewegung des fließenden Wassers gleichförmige und ungleichförmige Bewegung. Die Bewegung des Wassers ist gleichförmig, wenn die als Folge des Gefälles sich ergebende Beschleunigung durch die dem Wasser entgegentretenden Widerstände vollständig aufgehoben wird, so daß die mittlere Geschwindigkeit in allen Querschnitten dieselbe bleibt. Wird dagegen die Beschleunigung durch die Widerstände nur teilweise vernichtet, so daß die Geschwindigkeit in den einander folgenden Querschnitten eine verschiedene ist, so entsteht eine ungleichförmige Bewegung.

Eine gleichförmige Bewegung kann nur in solchen Gewässern eintreten, die geradlinige Strecken, gleichgestaltete Querschnitte, unverändertes Gefälle, sowie gleichbleibende Widerstände aufweisen. Während man nun die Bewegung des Wassers in Wasserleitungen wegen ihrer regelmäßigen Betten in der Regel als gleichförmige betrachten darf, ist die Bewegung in natürlichen fließenden Gewässern fast immer eine ungleichförmige.

Die gleichförmige Bewegung des Wassers ist nunmehr eingehender zu erörtern. Wenn bezeichnet:

Q die Abflußmenge in cbm/sek,
F den Durchflußquerschnitt des Wasserkörpers in qm,
v die mittlere Geschwindigkeit in m/sek,

so ist, wie bei Besprechung der Messung kleiner Wassermengen (§ 13) bereits erwähnt wurde, $Q = F \cdot v$; F wird durch Messung ermittelt. Hier handelt es sich um die Bestimmung von v durch Rechnung und zwar zunächst für Leitungen mit natürlichem Gefälle. Bezeichnungen sind: h Gefälle des Wasserspiegels auf eine Länge $= l$, ferner u benetzter Umfang des Durchflußquerschnitts, beide in m.

Das fließende Wasser befindet sich auf einer geneigten Ebene, und man kann, an das Gesetz für den freien Abfluß des Wassers (§ 13) sich anlehnend, das Quadrat der Geschwindigkeit als von $\frac{h}{l}$ abhängig betrachten. Die Kraft eines fließenden Wasserkörpers von beispielsweise 1,0 m Länge wächst mit dessen Gewicht, also mit F, sie wird aber in dem Grade vermindert, wie die Ausdehnung des benetzten Umfangs u zunimmt, denn von letzterm gehen die Widerstände aus. Man darf also jenem $\frac{h}{l}$ den Faktor $\frac{F}{u}$ beifügen. Dies Verhältnis wird die hydraulische Tiefe oder der hydraulische Radius genannt. Um der verschiedenen Beschaffenheit der Wandungen Rechnung zu tragen, ist drittens eine durch Versuche zu ermittelnde Erfahrungszahl einzuführen, die man Geschwindigkeitszahl oder Geschwindigkeits-Koeffizient nennt und mit c zu bezeichnen pflegt. Mit gutem Grunde nimmt man an, daß mit dem Quadrat der Geschwindigkeit v das Quadrat von c Hand in Hand geht.

Man kann somit schreiben:

$$v^2 = c^2 \cdot \frac{F}{u} \cdot \frac{h}{l}$$

oder, wenn man $\frac{F}{u}$ mit R und $\frac{h}{l}$ mit J bezeichnet,

$$v^2 = c^2 \cdot R \cdot J. \tag{14}$$

Üblicher jedoch sind die Formen

$$v = c\sqrt{R \cdot J} \quad \text{und} \quad J = \frac{v^2}{c^2 \cdot R}. \tag{15}$$

Näheres über die Geschwindigkeitszahlen wird § 32 bringen. J ist das Gefälle des in Rohrleitungen fließenden Wassers, und die Formeln (14) und (15) gelten auch für Rohrleitungen, vgl. § 16. Bei diesen ergibt sich aus $R = \frac{F}{u}$ für kreisförmige Querschnitte mit dem lichten Durchmesser d:

$$\text{hydraulische Tiefe } R = \frac{\frac{1}{4}\pi \cdot d^2}{\pi \cdot d} = \tfrac{1}{4}d.$$

Ein Unterschied besteht insofern, als die Längen in der Rohrachse (nicht in einer horizontalen Linie) gemessen werden, und es vereinfacht die Rechnungen, wenn man für l zunächst 100 m annimmt. An die Stelle von h tritt die Reibungshöhe w, d. h. die durch Reibung verzehrte Druckhöhe in m (vgl. § 16). Aus

$$v = c\sqrt{\frac{R \cdot h}{l}}$$

erhält man $v = c\sqrt{\frac{d}{4} \cdot \frac{w}{l}}$ oder (mit $l = 100$) $v = c\sqrt{\frac{d \cdot w}{400}}$

und hieraus $$w = \left(\frac{20}{c}\right)^2 \cdot \frac{v^2}{d}. \tag{16}$$

Wenn v und c gegeben oder bestimmt sind, verhalten sich die Reibungshöhen umgekehrt wie die Quadrate der Geschwindigkeitszahlen.

$\left(\frac{20}{c}\right)^2$ kann man die Widerstandszahl für das in Rohrleitungen fließende Wasser nennen und mit μ bezeichnen. Dann ist

$$c = \frac{20}{\sqrt{\mu}} \text{ und } w = \mu \cdot \frac{v^2}{d}. \tag{17}$$

Es darf nicht übersehen werden, daß diese Formel die Reibungshöhen für 100 m Rohrlänge liefert.

§ 30. Rohrleitungen und deren Berechnung.

a) Baustoffe und Arten.

Bei den Rohrleitungen bildet die vollständige Füllung des Querschnitts und ein gegen den Rohrscheitel wirkender innerer Druck des Wassers die Regel, deshalb müssen die Wandungen der Rohre aus einem Material hergestellt werden, das einer Inanspruchnahme auf Zug Widerstand leisten kann.

Als Grenze für die Geschwindigkeit, mit der reines Wasser sich in Eisenrohren bewegen darf, ohne den schützenden Überzug der innern Wandungen anzugreifen, sind 3 m in der Sekunde anzusehen, während als normale Geschwindigkeiten 0,8 bis 1,0 m gelten. Bei der Berechnung der Rohrdurchmesser ist zu berücksichtigen, daß die Wandungen trotz des sorgfältigsten Schutzüberzugs sich allmählich mit einer die Reibung verstärkenden Schicht sowie mit von dem Wasser gebildeten Ablagerungen bedecken.

Rohre aus Gußeisen und zwar gewöhnlich Muffenrohre werden gegenwärtig bei Wasserleitungen am meisten verwendet und nach den Abmessungen hergestellt, die von dem Verein deutscher Gas- und Wasserfachmänner zusammen mit dem Verein deutscher Ingenieure festgesetzt wurden[1]). Hiernach wächst der lichte Rohrdurchmesser D von 40 mm bis 100 mm um je 10 mm, von da bis 500 mm um je 25 mm, dann bis 800 mm um je 50 mm und von hier bis 1 200 mm um je 100 mm. Die Wandstärke δ wächst dabei von 8 bis 28 mm und die Nutzlänge der Rohre von 2 bis 4 m. Diese vereinbarten normalen Wandstärken entsprechen annähernd der Formel

$$\delta = \frac{D}{60} + 7{,}5 \text{ mm}$$

und gelten für Rohre, die einem Betriebsdruck von höchstens 10 Atmosphären (Atm), sowie einem Probedruck von 20 Atm ausgesetzt sind. Im Verteilungsnetz beschränkt man sich gern auf einen Betriebsdruck von 8 Atm, weil bei Zunahme des Druckes die Wasserverluste empfindlich wachsen.

Zuverlässiger als die Muffenverbindungen sind die Flanschverbindungen; Undichtigkeiten lassen sich bei diesen leichter beseitigen. »Namentlich bei stark fallenden oder senkrechten Leitungen, bei Drückern und Hebern, bei Überführungen und ähnlichen Anlagen verdient die Flanschverbindung jedenfalls den Vorzug«[2]). Bei ähnlichen Gelegen-

---

[1]) Tabelle s. »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, III. Teil, Bd. III, S. 400. Dieselbe enthält auch die Normalabmessungen der Muffen und Gewichtsangaben.

[2]) Siehe Handb. d. Ing.-Wissensch., III. Teil, Bd. III, S. 403.

heiten verwendet man auch schmiedeiserne Rohre nicht selten. Diese werden in größern Durchmessern aus Blech durch Nietung hergestellt und kommen namentlich da zur Anwendung, wo das Gußeisen den Erschütterungen und wechselnden Beanspruchungen der Leitung nicht genügend widerstehen kann.

Für einen Betriebsdruck, der größer als 10 Atm ist, stehen verstärkte Gußeisenrohre und die nach dem MANNESMANNschen Schräg- oder Hohlwalzverfahren hergestellten Stahlrohre zur Verfügung.

Als Schutz gegen Rostbildung werden Überzüge von Teer, Harz, Pech, Asphalt und andern Stoffen verwendet, die auf die metallisch reine Oberfläche aufzutragen sind. Am gebräuchlichsten ist die Verwendung von Asphalt, wobei die Rohre, auf 150 bis 180° C erwärmt, in die kochende Asphaltmasse eingetaucht und 10 bis 20 Minuten darin liegen gelassen werden. Große Rohre sind anzustreichen.

Von sonstigen Rohren sollen hier nur die vereinzelt aus Eisenbeton hergestellten Rohre und die Holzrohre (vgl. § 10) kurz erwähnt werden, von denen letztere in Amerika große Verbreitung gefunden haben und die ebenso in Australien, Japan usw., neuerdings auch in Norwegen vielfach zur Verwendung kommen, worüber Näheres von Dr.-Ing. A. LUDIN, Karlsruhe, in Heft 22, Jahrg. 1920 der Zeitschrift: »Der Städt. Tiefbau« und in Nr. 6 Jahrg. 1921 der Zeitschrift: »Wasserkraft« mitgeteilt wird.

Bleirohre werden bei Hausleitungen neben gezogenen schmiedeisernen Rohren nicht selten benutzt.

b) Berechnung neuer eiserner Rohrleitungen.

Die Grundformel für die Reibungshöhe bei 100 m Länge der Rohre ist $w = \mu \cdot \frac{v^2}{d}$. Behufs Ermittlung der Widerstandszahl μ sind zahlreiche Versuche angestellt. DARCY fand, daß jene Zahl wesentlich vom Durchmesser der Leitungen, also von der hydraulischen Tiefe, abhängig ist. Wenn man aus der von ihm aufgestellten Formel μ ermittelt und die Zahlen etwas abrundet, erhält man

$$\mu = 0{,}102 + \frac{0{,}0026}{d}, \tag{18}$$

somit für $v = 1{,}0$ m

$$w = \left(0{,}102 + \frac{0{,}0026}{d}\right)\frac{1}{d}. \tag{19}$$

Eingehende Untersuchungen der Reibungshöhen ausgeführter Rohrleitungen, die durch den Verband deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine veranlaßt wurden, haben unter anderm ergeben, daß DARCYs Formel bei mäßigen Rohrweiten Reibungshöhen liefert, die etwas zu klein, somit Geschwindigkeitszahlen, die etwas zu groß sind; das ändert sich, wenn man in die Formeln für μ und w auch $\sqrt{d}$ einführt; es ergibt sich dann eine neue Formel

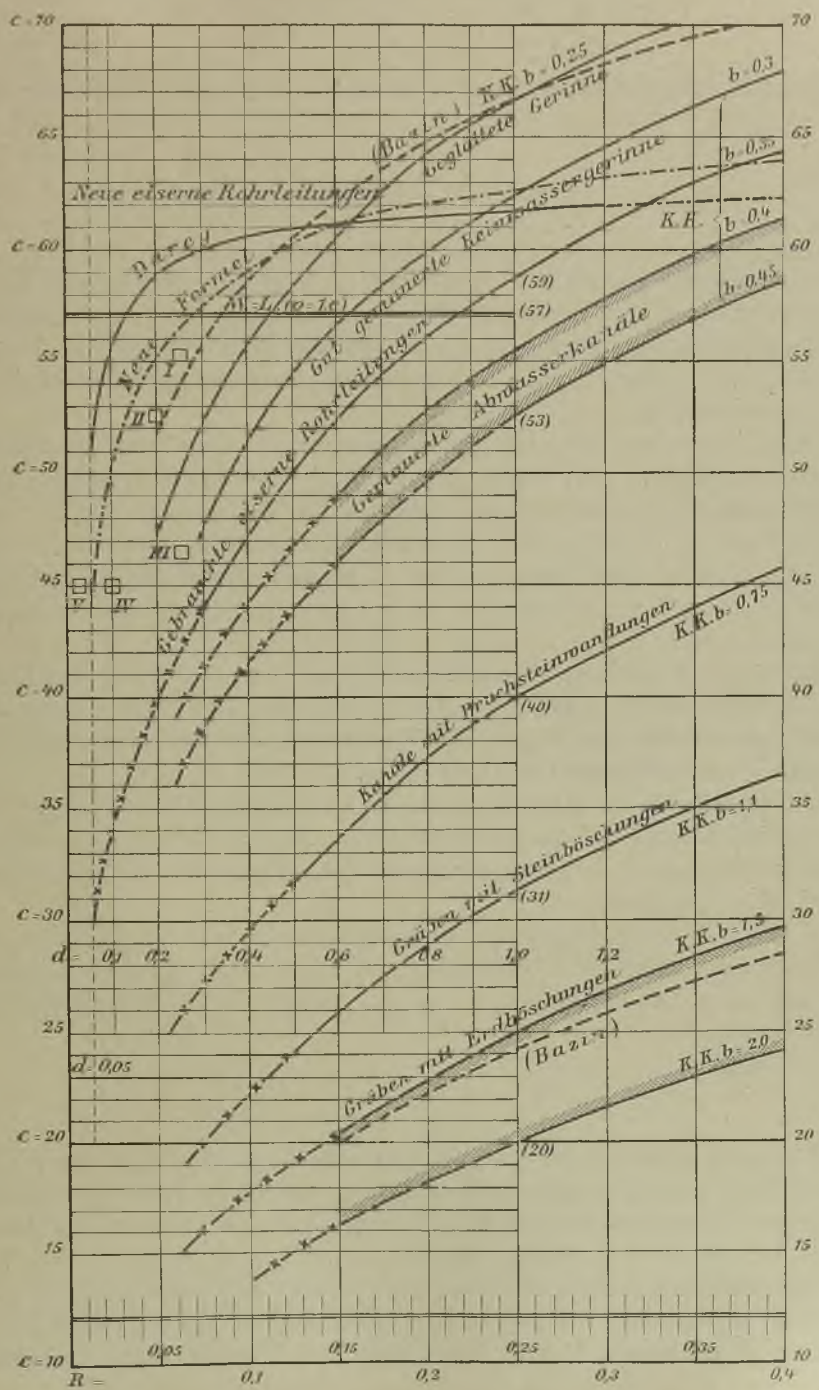
$$w = \left(0{,}087 + \frac{0{,}012}{\sqrt{d}} + \frac{0{,}003}{d}\right) \cdot \frac{v^2}{d}. \tag{20}$$

Aus den Widerstandszahlen ergeben sich die Geschwindigkeitszahlen c mit $c = 20 : \sqrt{\mu}$.

Für $d = 1{,}0$ liefert DARCYs Formel (18) beispielsweise $\mu = 0{,}105$, somit ist $c = 20 : \sqrt{0{,}105} = 61{,}7$ oder rund 62. Wenn man die berechneten Geschwindigkeitszahlen als Ordinaten, die Durchmesser der Rohre als Abszissen aufträgt und die Endpunkte der erstern miteinander verbindet (s. in Abb. 136 die mit »DARCY« und mit »Neue Formel« bezeichneten Kurven), veranschaulichen diese Kurven die Eigentümlichkeiten der zugehörigen Formeln. Aus derartigen bildlichen Darstellungen kann man ferner die Zahlenwerte c leicht und genau genug entnehmen, denn zwei Stellen ge-

nügen selbst bei sehr genauen Rechnungen. Tabellen sind somit entbehrlich. Aus den abgelesenen Geschwindigkeitszahlen c erhält man mit $\left(\frac{20}{c}\right)^2 \cdot \frac{1}{d}$ die Reibungshöhen

Abb. 136. Geschwindigkeitszahlen c in der Grundformel $v = c\sqrt{R \cdot J}$ für Gerinne, Kanäle, Gräben und eiserne Rohrleitungen.



für 1,0 m Geschwindigkeit des Wassers und 100 m Rohrlänge ebenfalls genau genug. Es ist aber oft eine Einschätzung des Wertes von c in runden Zahlen am Platz und auch hierfür wird Abb. 136 sich als sehr brauchbar erweisen.

Bei der von LANG vervollkommneten WEISBACHschen Formel wird statt des Durchmessers der Rohre die Durchflußgeschwindigkeit eingeführt und es ergibt sich beispielsweise

für $v =$	0,50	1,00	2,00 m
für $c =$	57	57	59

und zwar bei sämtlichen Rohrweiten; man vergleiche die in Abb. 136 eingetragene und mit W. L. bezeichnete Linie.

c) Berechnung gebrauchter eiserner Rohrleitungen.

Die Ergiebigkeit der eisernen Rohrleitungen nimmt im Laufe der Jahre erheblich ab, die Reibungshöhen werden also nach und nach größer. Es handelt sich hierbei teils um Verminderung des nutzbaren Durchmessers durch Rost und Schmutz, teils darum, daß die anfangs glatten Innenflächen nach und nach rauh werden. Um hierüber Näheres zu ermitteln, wurden die oben erwähnten Untersuchungen hauptsächlich auf ältere Leitungen erstreckt.

Aus diesen Versuchen sind die bei Stuttgart angestellten unter Bezugnahme auf Abb. 136 hervorzuheben. Vier kleine, mit I bis IV bezeichnete Quadrate deuten die Endpunkte berechneter Geschwindigkeits-Ordinaten für Leitungen an, die bei Anstellung der Versuche bzw. 4, 6 und 7 Jahre alt waren. Im letztgenannten Fall ist beispielsweise $c = 45$. Hieraus ergibt sich für das 0,1 m weite Rohr eine Reibungshöhe von 1,96 m; das ist das $1\frac{1}{2}$fache der in einer neuen Leitung entstehenden, entsprechenden Reibungshöhe.

Es steht fest, daß die Zunahme der Reibunghöhen von der Weite der Leitungen wesentlich beeinflußt wird, indem bei gleichem Alter und unter sonst gleichen Umständen bei weiten Leitungen die Widerstände langsamer zunehmen, als bei Leitungen mit kleinern Durchmessern.

Man hat deshalb bei der Ausführung die für neue Leitungen berechneten Reibungshöhen mit einer Erfahrungszahl zu multiplizieren, um zu den Reibungshöhen im Gebrauch befindlicher Rohrleitungen zu gelangen; diese Zahl kann man die Gebrauchszahl nennen und mit σ bezeichnen.

DARCY hat s. Z. Verdopplung der Reibungshöhen durchweg empfohlen, das geht aber zu weit; man kann die Verdopplung auf Rohre von 0,1 m Durchmesser beschränken und bei 1,0 m Durchmesser $\sigma = 1{,}10$ annehmen. Ferner erhält man durch planmäßige Einschaltung

bei $d =$	0,1	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0 m,
$\sigma =$	2,0	1,80	1,60	1,40	1,20	1,10 .

Nebenumstände dürften Abweichungen von diesen Zahlen nicht selten rechtfertigen.

Es ist anzunehmen, daß man nach Einführung der obigen Steigerung der Reibungshöhen von einer Berechnung der bei Krümmungen usw. eintretenden, sog. besondern Leitungswiderstände in der Regel absehen darf.

Die den gesteigerten Reibungshöhen entsprechenden Geschwindigkeits-Ordinaten decken sich im wesentlichen mit den Ordinaten der in Abb. 136 mit »gebrauchte eiserne Rohrleitungen« bezeichneten Kurve; von dieser wird weiter unten eingehender die Rede sein.

Hier sei das Folgende bemerkt: Wenn man diese Kurve als maßgebend ansieht, auch die »neue Formel« zugrunde legt, berechnen sich die Gebrauchszahlen etwas anders, als oben angegeben. Man erhält:

bei $d =$	0,1	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0 m
$\sigma =$	2,2	1,90	1,55	1,35	1,23	1,12 .

Der Unterschied zwischen diesen und den obigen Angaben ist jedoch nicht erheblich.

d) Berechnung der Rohrweiten aus Wassermenge Q, Reibungshöhe w und Länge der Leitung l.

Bei Lösungen dieser Aufgabe geht man von den Grundformeln $Q = F \cdot v$ und $v = c\sqrt{R \cdot J}$ aus. Zu überschläglichen Rechnungen wird auch heute noch öfters die von EYTELWEIN ermittelte Geschwindigkeitszahl $c = 50{,}9$ verwendet. Für Kreisquerschnitte, die hier nur in Betracht kommen, ist R hier $= \frac{d}{4}$ und es folgt $v = 25\sqrt{d \cdot J}$; mit $F = d^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 0{,}785\, d^2$ erhält man

$$Q = 0{,}785\, d^2 \cdot 25\sqrt{d \cdot J} = 19{,}6\, d^{\frac{5}{2}} \cdot J^{\frac{1}{2}}$$

und hieraus

$$d = 0{,}304\sqrt[5]{Q^2 : J}$$

oder genau genug

$$d = 0{,}30\sqrt[5]{Q^2 : J} \tag{21}$$

und

$$Q = 20\sqrt{d^5 \cdot J}, \tag{22}$$

d ist nach Maßgabe der deutschen Normalabmessungen für Wasserleitungsrohre abzurunden.

Wenn das auf diese Weise ermittelte d nahezu 0,5 m oder größer als 0,5 ist, läßt das Ergebnis sich ohne weiteres verwenden, weil alsdann die Geschwindigkeitszahlen nach Ausweis unserer Kurve für gebrauchte Rohrleitungen größer als 50 sind.

Wenn das ermittelte d aber kleiner als 0,5 m ist, sind die Geschwindigkeitszahlen kleiner als 50 und die ermittelten Wassermengen kleiner als verlangt war.

Alsdann sollte man von

$$v = 40\sqrt{R \cdot J}$$

ausgehen und auf dem angegebenen Wege findet man

$$d = 0{,}33\sqrt[5]{Q^2 : J} \tag{23}$$

und

$$Q = 16\sqrt{d^5 \cdot J}. \tag{24}$$

Die Grundformel von DUPUIT[1]) lautet

$$J = c \cdot \frac{Q^2}{d^5} \tag{25}$$

und hieraus folgt

$$Q = \sqrt{\frac{J \cdot d^5}{c}} \tag{26}$$

$$d = \sqrt[5]{c \cdot Q^2 : J} \tag{27}$$

Da DUPUIT ohne Rücksicht auf Durchmesser und Geschwindigkeit $c = \left(\frac{1}{20}\right)^2 = 0{,}0025$ setzte, ergeben sich auch hier die Formeln 21 und 22, die jedoch, wie gesagt, nur für Überschlagsrechnung Verwendung finden sollten.

[1]) Vgl. G. THIEM, »Zeitschrift für Wasserversorgung« Leipzig, Jahrg. 6, Heft 3/6.

Da c als veränderlich anzunehmen ist (vgl. § 32), sollte für genauere Rechnungen dieser Beiwert dem Durchmesser und der Rauhigkeit der Rohrwand angepaßt werden, z. B. für d bis 200 mm Durchmesser $= \left(\frac{1}{14}\right)^2$, $d = 400$—600 mm Durchmesser $= \left(\frac{1}{20}\right)^2$ und $d = 900$—1200 mm Durchmesser $= \left(\frac{1}{24}\right)^2$.

Nach der KUTTERschen Formel (vgl. § 32) ist

$$c = \frac{a\sqrt{R}}{b + \sqrt{R}}, \tag{28}$$

worin $a = 100$ und bei reinem Trink- oder Gebrauchswasser $b = 0{,}25$ gesetzt werden kann, woraus sich für das Kreisprofil $c = \frac{a\sqrt{d}}{2b + \sqrt{d}} = \frac{100 \cdot \sqrt{d}}{50 + \sqrt{d}}$ (29)

ergibt, worüber WEYRAUCH[1]) sagt: »Die Verwendung dieses Koeffizienten ergibt von $d = 200$ mm an aufwärts eine gute Übereinstimmung mit Versuchen an bereits gebrauchten, also innen nicht mehr ganz glatten Rohren. Für Lichtweiten unter 200 mm gibt der Koeffizient etwas größere Reibungsverluste als die Versuche. Dies muß jedoch als Vorzug dieser KUTTERschen Formel bezeichnet werden, da die, wenn auch erst nach Jahren eintretende Inkrustation der Rohre bei kleinen Lichtweiten einen viel größern Einfluß auf die Ergiebigkeit hat als bei größern Durchmessern. Die Tabellen passen sich diesem Umstand also glücklich an. Neue Rohrleitungen liefern somit wesentlich mehr Wasser, als nach der Rechnung der Fall sein sollte.«

Bei der Berechnung der Rohrleitungen kommen allerlei Aufgaben in Betracht; so pflegt von vornherein nur die Länge der Leitung bekannt zu sein. Dann muß nicht selten die Wassermenge aus Rohrweite und Reibungshöhe oder die letztere aus Wassermenge und Rohrweite (vgl. z. B. weiter unten § 33) ermittelt werden. Bei Lösung dieser und verwandter Aufgaben empfiehlt sich die Verwendung von WEYRAUCH, »Hydrauliches Rechnen«[2]) worin auch Tabellen enthalten sind, die das ganze rechnerische Verfahren sehr erleichtern.

§ 31. Querschnitte und hydraulische Tiefen der Gerinne und Gräben.

Bei einer Rohrleitung ist die Form des Querschnitts und dessen hydraulische Tiefe von vornherein bekannt, bei Leitungen mit natürlichem Gefälle bedarf beides einer Untersuchung.

Nach Ausweis der Grundformel $v = c\sqrt{R \cdot J}$ wächst die Geschwindigkeit des Wassers mit der hydraulischen Tiefe R; dies ist um so mehr der Fall, als die letztere die Geschwindigkeitszahl c in gleicher Weise beeinflußt; weiter unten soll dies nachgewiesen werden. Es folgt, daß bei gleichem F die Querschnitte den Abfluß am meisten befördern, deren hydraulische Tiefen die größten sind. Bei der endgültigen Wahl einer Querschnittsform muß man übrigens auch berücksichtigen, daß steile Böschungen einer künstlichen Befestigung bedürfen, und daß mit der obern Breite eines Querschnitts unter Umständen die Kosten des Grunderwerbs wachsen.

Die Ermittlung der größten hydraulischen Tiefe bei gegebenem Fläscheninhalt des Durchflußquerschnitts soll hier auf elementarem Weg erfolgen. Man berechnet (siehe § 29) $R = F : u$ für verschiedene Querschnittsformen von 1,0 qm Größe und vergleicht dieselben. Diese sehr beachtenswerten hydraulischen Tiefen sollen nachstehend mit R_1 bezeichnet werden.

[1]) R. WEYRAUCH a. a. O. Bd. I. Kap. 4, das auch die erwähnten Tabellen enthält.

[2]) R. WEYRAUCH, »Hydraulisches Rechnen« 4. u. 5. Aufl. Stuttgart 1921.

Bei einem rechteckigen Durchflußquerschnitt mit einer Breite gleich der doppelten Wassertiefe a ist $F = 2a^2$ und $u = 4a$, also $R = \frac{1}{2}a$. Aus $2a^2 = 1$ ergibt sich $a_1 = \sqrt{\frac{1}{2}} = 0{,}707$, somit $R_1 = \frac{1}{2} \cdot 0{,}707 = 0{,}353$.

Wenn der Wasserquerschnitt durch einen Halbkreis mit dem Radius a begrenzt wird, gilt folgendes:

$$\text{benetzter Umfang } u = a \cdot \pi; \qquad \text{Wasserfläche } F = a^2 \cdot \frac{\pi}{2},$$

hieraus

$$R = \frac{a}{2}.$$

Ferner für $F = 1$ qm

$$a^2 \cdot \frac{\pi}{2} = 1 \qquad a = 0{,}798 \qquad R_1 \text{ (genau genug)} = 0{,}4.$$

Trapezförmige Querschnitte. Die untere Breite (Sohlenbreite) wird mit b, die obere Breite (Wasserspiegelbreite) mit B bezeichnet, der Neigungswinkel der Böschungen mit δ, die Wassertiefe wie vorhin mit a.

Das halbe regelmäßige Sechseck läßt sich in drei gleichseitige Dreiecke zerlegen, sämtliche spitze Winkel sind solche von 60°. Einfache Rechnungen ergeben $u = 3{,}45 \cdot a$ und $F = 1{,}72a^2$.

Auch hier ist

$$R = \frac{a}{2}.$$

Für $F = 1$ erhält man $a_1 = 0{,}76$ und $R_1 = 0{,}38$.

Im allgemeinen werden die Neigungswinkel δ der Böschungen durch deren Kotangente vertreten; bei einmaliger, $1\frac{1}{2}$maliger Böschung usw. ist $\operatorname{cotg} \delta = 1{,}0$, $1{,}5$ usw.

Abb. 137. Trapezförmiger Querschnitt.

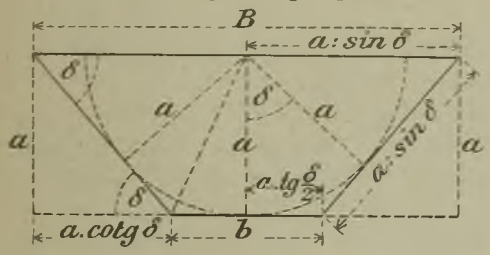
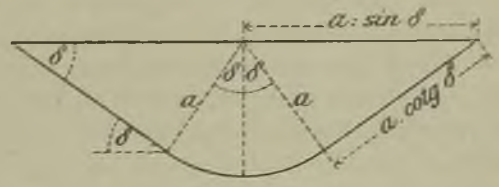


Abb. 138. Trapezförmiger Querschnitt mit ausgerundeter Sohle.



Querschnitte mit eingeschriebenem Halbkreis sind die leistungsfähigsten oder vorteilhaftesten, s. Abb. 137. Die Berechnung solcher Querschnitte erhellt aus dem nachstehenden Beispiel. Gegeben $\operatorname{cotg} \delta = 1{,}5$; dann ist $\delta = 33°40'$ und $\frac{1}{2}\delta = 16°50'$. Benetzter Umfang:

$$u = 2a \cdot \operatorname{tg} \tfrac{1}{2}\delta + 2 \cdot a : \sin \delta = 2\,(0{,}303 \cdot a + 1{,}81 \cdot a) = 2 \cdot 2{,}11 \cdot a.$$

Wasserquerschnitt:

$$F = 2 \cdot \tfrac{1}{2} \cdot 2{,}11 \cdot a^2 = 2{,}11 \cdot a^2.$$

Für $F = 1$ ist $a = \sqrt{\frac{1}{2{,}11}} = 0{,}686$; somit $R_1 = \frac{a}{2} = 0{,}343$.

Dem trapezförmigen Querschnitt nahe verwandt ist der trapezähnliche mit ausgerundeter Sohle (Abb. 138). Auch bei diesem ist die hydraulische Tiefe gleich der halben Wassertiefe und bei $\operatorname{cotg} \delta = 1{,}5$ erhält man $R_1 = 0{,}345$.

Für zweimalige Böschungen ($\operatorname{cotg} \delta = 2{,}0$) berechnet sich R_1 zu 0,318.

Im allgemeinen liegen die R_1 zwischen dieser Größe und 0,40 (Halbkreis). Ferner ist zu beachten, daß alle Querschnitte, die sich in Dreiecke von gleicher Höhe zerlegen lassen, als hydraulische Tiefe die halbe Wassertiefe haben.

Die Breite der Querschnitte (Sohlenbreite und Wasserspiegelbreite) ergeben sich leicht bei Berücksichtigung der Abb. 137 u. 138. Aus der hydraulischen Tiefe und den sonstigen Abmessungen für 1 qm Wasserquerschnitt erhält man für einen Querschnitt von F qm die entsprechenden Größen durch Multiplikation mit $\sqrt{F}$.

§ 32. Berechnung der Gerinne, Kanäle und Gräben.

Man hat früher nicht allein bei Rohrleitungen, sondern allgemein für das c der Grundformel $v = c\sqrt{R \cdot J}$ eine bestimmte Zahl angenommen. Eingehendere Untersuchungen über die Bewegung des Wassers haben aber gezeigt, daß die Geschwindigkeitszahl sich ändert, einerseits mit der hydraulischen Tiefe, andererseits mit dem Grade der Rauhheit der Wandungen und der Sohle der Gerinne.

Auf Grund zahlreicher Messungen, die sich auch auf fließende Gewässer erstreckten, hat man für c verschiedene Formeln aufgestellt; die von BAZIN und von GANGUILLET und KUTTER empfohlenen Formeln haben indessen am meisten Verbreitung gefunden. Diese Formeln haben die Gestalt eines Bruches, sie stimmen auch insofern miteinander überein, als sie außer $\sqrt{R}$ enthalten: im Zähler einen sämtlichen Leitungen gemeinsamen Beiwert und im Nenner den von der Beschaffenheit der Wandungen abhängigen sog. Rauhigkeitsgrad.

KUTTER ermittelt
$$c = \frac{a\sqrt{R}}{b + \sqrt{R}},$$
siehe Formel 28 S. 362, das stimmt überein mit BAZINs Formel
$$c = \frac{\alpha}{\frac{\beta}{\sqrt{R}} + 1} = \frac{\alpha\sqrt{R}}{\beta + \sqrt{R}}. \tag{30}$$

Als a hat KUTTER 100 eingeführt, während BAZIN $\beta = 87$ gesetzt hat. Bei Zunahme des Rauhigkeitsgrads b bzw. β nehmen die Geschwindigkeiten ab.

Wenn man nun nach Einführung bestimmter Zahlen für R und b die Geschwindigkeitszahlen berechnet und die R als Abszissen, die c als Ordinaten aufträgt, entstehen Kurven; von diesen führt Abb. 136 neun KUTTERsche Kurven vor, sie sind mit KK bezeichnet und der Rauhigkeitsgrad ist beigefügt. Von den BAZINschen Kurven sind nur zwei, und zwar mit gestrichelten Linien, gezeichnet. Aus den obersten Kurven der Abbildung ersieht man, daß BAZINS Kurven etwas andere Krümmungshalbmesser haben als die KUTTERschen. Die Abweichung ist augenscheinlich, aber nicht so erheblich, daß wir die eingebürgerten KUTTERschen Formeln aufgeben müßten, man kann aber jeder BAZINschen Kurve eine beinahe gleichwertige KUTTERsche Kurve, die mit jener einen Punkt gemeinschaftlich hat, an die Seite stellen (vgl. Abb. 136 oben).

Den genannten c-Kurven ist große Steilheit bei kleinen hydraulischen Tiefen gemeinsam, ihre Wurzelstrecken zielen sämtlich nach dem Nullpunkt der Koordinaten. Der Wirklichkeit entspricht dies nicht. Man muß also die berechneten Wurzelstrecken der fraglichen Kurven etwas nach links verschieben. Um diese Verschiebung anzudeuten, sind in Abb. 136 die Wurzelstrecken der KUTTERschen Kurven mit gesternten Linien gezeichnet.

Nunmehr sind für die Rauhigkeitsgrade Zahlen zu ermitteln. Es empfiehlt sich, hierbei von den Angaben BAZINs auszugehen, denn diese sind das Ergebnis eingehender Untersuchungen.

BAZIN hat für β die folgenden sechs Abstufungen angenommen:

1. Gerinne aus gehobeltem Holz und geglättetem Zement . . . . $\beta = 0{,}06$,
2. Gerinne aus gewöhnlichen Brettern, Quadern oder Backsteinen . $\beta = 0{,}16$,

3. Kanäle mit Bruchsteinwandungen . . . . . $\beta = 0{,}46$,
4. Kanäle in Erde mit Ufermauern oder abgepflasterten Böschungen $\beta = 0{,}85$,
5. Kanäle (und Flüsse) ziemlich regelmäßig und rein . . . . . $\beta = 1{,}30$,
6. Kanäle und Flüsse mit steinigen und bewachsenen Wandungen . $\beta = 1{,}75$.

Die Stufe 6 scheidet hier aus, sie ist der Besprechung der fließenden Gewässer im X. Kapitel zugewiesen.

Die obigen Rauhigkeitsgrade darf man aber nicht ohne weiteres verwenden. In ausgeführten Gerinnen und Kanälen entstehen mancherlei Hindernisse, die den Versuchskanälen fernbleiben; sodann wird die Geschwindigkeit durch Abnutzung der Wandungen benachteiligt u. dgl. mehr. Die Umstände, die bei Rohrleitungen die Einführung von Gebrauchszahlen σ begründen, liegen auch bei Gerinnen und Kanälen meistenteils vor. Ein Unterschied besteht insofern, als es angezeigt ist, diese Zahlen um so größer zu wählen, je glatter die Wandungen sind. Bei Stufe 5 kann man $\sigma = 1{,}0$ annehmen, während $\sigma = 1{,}6$ bei Stufe 1 am Platze sein dürfte. Auf dieser Grundlage und nachdem aus den BAZINschen β äquivalente KUTTERsche b ermittelt waren, kann die nachstehende Abstufung empfohlen werden.

Stufe	1	2	3	4	5
$b =$	0,25	0,35	0,75	1,10	1,60.

Diese Zahlen für b sind meistenteils Mittelwerte.

Die zu den Stufen 1, 3 und 4 gehörigen Kurven sind ohne weiteres in Abb. 136 eingetragen, die Werte von b sind dabei vermerkt.

Bei den Gerinnen und Kanälen aus Quadern und Backsteinen (Stufe 2) dürfte ein Unterschied zwischen Reinwasser- und Abwasserleitungen zu machen sein, denn in letztern, also in Straßenkanälen, werden infolge der Sinkstoffe unter sonst gleichen Umständen kleinere Geschwindigkeiten entstehen, als in erstern. Die Abbildung hat das berücksichtigt. — Die Kurve für $b = 0{,}35$ hat eine doppelte Bedeutung, sie führt den Grenzwert für die genannten Reinwasserleitungen vor, außerdem ist sie die auch von FRÜHLING für die Berechnung gebrauchter Rohrleitungen empfohlene Kurve. Gewöhnliche Gräben sind mitunter nicht frei von Wasserpflanzen; im Hinblick hierauf ist bei diesen b mit 1,5 bis 2,0 angesetzt.

Bei Berechnung der Gerinne und Gräben sind nicht selten die Abmessungen des Querschnitts und das Gefälle aus der abzuleitenden Wassermenge zu ermitteln, Wenn man dann eine zweckentsprechende Geschwindigkeit des Wassers und eine der in § 31 besprochenen, sog. vorteilhaften Querschnittsformen annimmt, gestalten sich die Rechnungen ziemlich einfach. Ein Beispiel wird das erläutern.

Die sekundliche Wassermenge Q, die ein in grobem Sande herzustellender Graben abzuführen hat, sei 0,250 cbm, als Querschnittsform hat man die trapezähnliche mit ausgerundeter Sohle gewählt, vgl. Abb. 138, S. 363. Aus den im »Taschenbuch der Hütte« mitgeteilten Erfahrungen über zulässige Wassergeschwindigkeiten ergibt sich in diesem Falle $v = 0{,}6$ m/sek, somit als Durchflußquerschnitt

$$F = \frac{Q}{v} = \frac{0{,}250}{0{,}6} = 0{,}42 \text{ qm} \quad \text{und} \quad \sqrt{F} = 0{,}65.$$

Bei der genannten Querschnittsform und $\cot g\, \delta = 1{,}5$ ist die hydraulische Tiefe $R_1 = 0{,}345$ und es folgt $R = 0{,}345 \cdot 0{,}65 = 0{,}224$ m, ferner die Wassertiefe a des Durchflußquerschnitts $= 2 \cdot 0{,}224 = 0{,}448$; die sonstigen Abmessungen ergeben sich leicht. Da $\delta = 33^0\, 40'$ und $\sin \delta = 0{,}554$, erhält man beispielsweise aus $2\, a : \sin \delta$ als obere Breite B 1,62 m und aus $2\, a \cdot \sin \delta$ als Sehne des untern Kreisbogens (rund) 0,5 m.

Das Gefälle erhält man aus $J = \frac{v^2}{c^2 \cdot R}$,

c kann man in Abb. 136 abgreifen oder aus $\frac{100\sqrt{R}}{b+\sqrt{R}}$ mit $R = 0{,}224$ und $b = 1{,}5$ berechnen. Auf beiden Wegen erhält man $c = 24$, schließlich J aus $\frac{0{,}60^2}{24^2 \cdot 0{,}244} = 0{,}0028$ oder rund 0,3 v. H.

Eine ähnliche Aufgabe wird im folgenden Abschnitt: »Entwässerung der Städte« besprochen werden.

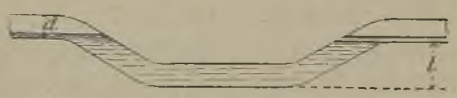
§ 33. Dücker und Heber.

a) Dücker.

Wenn die Richtung der Linie einer Wasserleitung ein Quertal trifft, kann man statt einer Wasserleitungsbrücke eine unterhalb der natürlichen Gefällslinie liegende, zuerst fallende, dann steigende Rohrleitung herstellen. Nicht selten geschieht dasselbe, wenn städtische Entwässerungskanäle einen Fluß durchqueren. Ähnliche Bauwerke entstehen, wenn ein Schiffahrtskanal, der einen kleines Gewässer kreuzt, so tief liegt, daß man für das letztere einen gewöhnlichen Durchlaß nicht herstellen kann. Bei diesen und andern Gelegenheiten sind Bauwerke am Platze, die man Dücker zu nennen pflegt. Auch die Bezeichnung »Unterleitung« ist unter Umständen am Platze.

Man unterscheidet Rohrdücker und gemauerte, ferner zerfallen die Dücker in vollkommene und unvollkommene, je nachdem die Tauchtiefe t (Abb. 139)[1]) größer oder kleiner als der Durchmesser d der Leitung ist. Da der Querschnitt der die Regel bildenden vollkommenen Dücker stets gefüllt ist, so erfahren kleine Zuflüsse eine starke, das Niederschlagen der mitgeführten Sinkstoffe verursachende Geschwindigkeitsabnahme, weshalb oberhalb des Dückereingangs ein Schlammfang anzulegen und die Möglichkeit einer Spülung vorzusehen ist. Um eine zu große Geschwindigkeitsabnahme zu verhindern, wird der Dückerquerschnitt mitunter möglich klein genommen.

Abb. 139. Vollkommener Dücker.



Da jeder vollkommene Dücker einem die Wandungen auf Zug beanspruchenden Innendruck ausgesetzt ist, so verwendet man zu deren Herstellung in der Regel Guß- oder Schmiedeeisen, öfters auch Eisenbeton.

Abb. 140. Dücker durch die Mottlau bei Danzig.

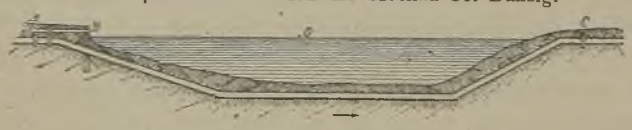


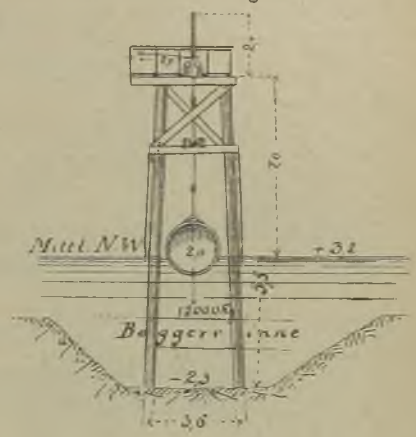
Abb. 140 zeigt die für reines Wasser übliche Form der Flußdücker; bei A und C befinden sich Lufthähne zum Auslassen der in den Dückerschenkeln aufsteigenden Gase, sowie Absperrschieber zum Abschluß bei etwaigen Ausbesserungen, während welcher die Wasserabführung vorübergehend durch den Auslaß B stattfindet. Oft sind an den Dückerenden auch gemauerte Schächte angeordnet, die die erforderlichen Absperr- und Ablaßvorrichtungen enthalten.

Bei Verlegung der Flußdücker in ruhigem oder mit geringer Geschwindigkeit fließendem Wasser wird in der Regel eine Rinne ausgebaggert, in die der fertige Dücker von verankerten Prahmen oder einem festen Gerüst aus hinabgelassen wird. S. Abb. 141.

[1]) Die Abb. 139 u. 149 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., III. Teil, Bd. IV: »Die Entwässerung der Städte«, entnommen.

Die Berechnung der Dücker, deren Durchmesser sich aus dem zur Verfügung stehenden Gefälle und der abzuleitenden größten Wassermenge oder aus dieser und der zweckentsprechend angenommenen Durchflußgeschwindigkeit ergibt, erfolgt in ähnlicher Weise, wie diejenige der Rohrleitungen.

Abb. 141. Verlegung des Elbdückers zu Rothenburgsort.



Soll z. B. eine Leitung mit freiem Wasserspiegel mittels des in Abb. 142 dargestellten Dückers ein Tal durchqueren und sei die in einer Sekunde abzuführende Wassermenge $Q = 0225$ cbm, sowie die zulässige Geschwindigkeit $v = 1{,}5$ m, so ist $F = \frac{Q}{d} = 0{,}15$ qm, und aus $\frac{d^2 \cdot \pi}{4} = 0{,}15$ berechnet sich $d = \sqrt{\frac{0{,}15 \cdot 4}{\pi}} = 0{,}44$ m. Bei der Ausführung würde man entweder ein 0,45 oder ein 0,5 m weites Rohr nehmen. Wenn das Dückerrohr die hier gezeichnete Lage hat, bringt man unten ein kurzes offenes Rohr mit Schieber behufs Spülung und Entleerung des Dückers an.

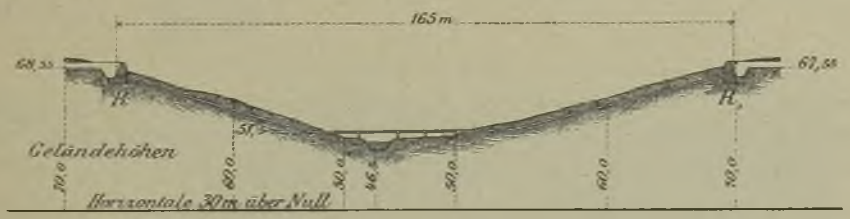
Bei Berechnung der von dem Dücker beanspruchten Reibungshöhe w kann man von der Näherungsformel $Q = 20\sqrt{d^5 \cdot J}$ ausgehen.

Aus $Q = \frac{\pi}{4} \cdot d^2 \cdot v$ folgt

$$J = \frac{w}{l} = 0{,}0025 \cdot \frac{Q^2}{d^5} = 0{,}00154 \cdot \frac{v^2}{d}. \tag{31}$$

Die Länge l des Dückerrohrs sei 169 m, dann ergibt sich mit $d = 0{,}45$ und $v = 1{,}5$ m, $w = 1{,}3$ m.

Abb. 142. Längsschnitt eines Dückers. M. 1 : 2000.



Ein genaueres Ergebnis erhält man bei $l = 100$ aus

$$w = \left(\frac{20}{c}\right)^2 \cdot \frac{v^2}{d} \text{ (Gl. 16, S. 357).}$$

Für $d = 0{,}45$ liefert Abb. 136

$c = 48{,}5.$ $\left(\frac{20}{48{,}5}\right)^2 \cdot \frac{1{,}5^2}{0{,}45} \cdot 1{,}69$ (l auf 100 bezogen) ergibt $w = 1{,}44$ m.

b) Heber.

Die physikalischen Eigentümlichkeiten des Hebers (Ingangsetzen durch Ansaugen, Begrenzung der Höhenlage des Scheitels, geringer innerer Druck und Ansammeln von Luft daselbst usw.) dürften bekannt sein.

Die Heber ermöglichen die Leitung des Wassers oberhalb der Gefällslinie AB (Abb. 143)[1]. Bezeichnet h das zur Bewegung des Wassers erforderliche Gefälle, und

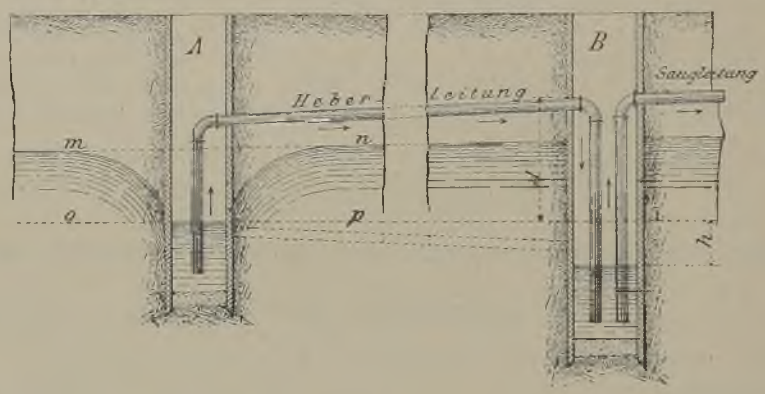
[1]) Die Abb. 143 und 144 sind den »Elementen des Wasserbaues« von Sonne und Esselborn, Leipzig 1904, entnommen.

nimmt man die Höhe einer dem Luftdruck entsprechenden Wassersäule zu 10 m an, so darf der höchste Punkt des Hebers nicht mehr als 10 m — h über der durch A gehenden Wagerechten liegen. Des sichern Betriebs wegen wird jedoch H 1 bis 2 m kleiner gewählt.

Abb. 143. Heber.

Bei städtischen Wasserversorgungsanlagen sind Heber vielfach im Gebrauch. Ist z. B A (Abb. 144) die Entnahmestelle, B der Sammelbrunnen des Wassers und mn die

Abb. 144. Heberleitung für Wasserversorgungsanlagen.



Höhe des bei der Wasserentnahme auf op gesenkten Grundwasserstands, so kann statt einer mitunter schwierig herzustellenden, punktiert angegebenen direkten Leitung die eingezeichnete Heberleitung hergestellt werden.

G. Zuleitung und Verteilung des Wassers.

§ 34. Zuleitung des Wassers von hochliegenden Orten.

Neben kleinen Leitungen, die am Verwendungsort des Wassers sich verzweigend laufende Brunnen und kleine Behälter mit Quellwasser versorgen, kann man hinsichtlich des Zweckes der Zuleitungen unterscheiden zwischen solchen, die Hauptbehälter speisen und andern, die unter Druck stehendes Wasser den Wasserwerken zuführen. Die Ausgangspunkte der erstgenannten Zuleitungen sind mitunter Sammelbecken, meistenteils jedoch Quellen, und man kann sie entweder mit natürlichem Gefälle als Gräben, Gerinne oder Kanäle oder aber als Rohrleitungen erbauen.

Überdeckte Leitungen mit natürlichem Gefälle können als mit Platten bedeckte (Abb. 145)[1]) oder als überwölbte Leitungen (Abb. 146) hergestellt werden. Erstere

[1]) Die Abb.: 141, 145 u. 146, 148 bis 152, 155 bis 158 u. 165 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.« 5. Aufl. 1914, III. Teil, Bd. III »Die Wasserversorgung der Städte«, die Abb. 147 dem »Leitfaden für Eisenbetonbau« von R. Weder, 2. Aufl. Leipzig 1914 entnommen.

haben meistens senkrechte Seitenmauern, sowie eine ebene, besser eine gekrümmte Sohle. Bei den überwölbten Leitungen richten sich Stärke und Form des Deckgewölbes nach der auf ihm ruhenden Belastung, und die Scheitelstärke schwankt zwischen $\frac{1}{4}$ und $\frac{1}{8}$ der Lichtweite.

Die Leitungen werden meistens aus hartgebrannten Ziegeln oder Beton, bei großen Abmessungen aus Eisenbeton hergestellt, die Wasserdichtigkeit wird durch einen sorg-

Abb. 145 u. 146. Querschnitte der Wiener Hochquellenleitung. M. 1 : 100.

Abb. 145. Mit Platten überdeckte Leitung.

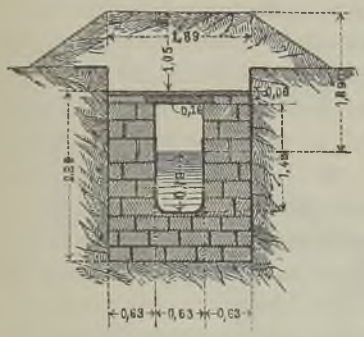
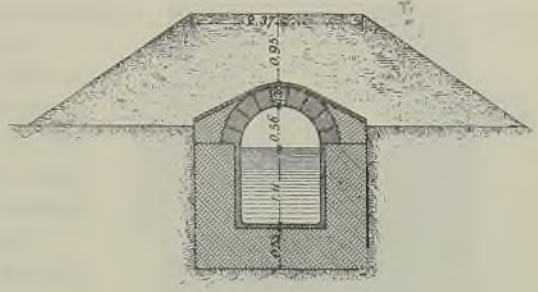


Abb. 146. Überwölbte Leitung.



faltig ausgeführten innern Mörtelüberzug gefördert. Zum Schutze vor Frost und Sonnenwärme ist die Leitung so tief zu verlegen, daß über ihr noch eine 0,8 bis 1,5 m starke Erdschicht sich befindet; wenn dies nicht möglich, ist die Leitung mit einer entsprechenden Überschüttung zu versehen.

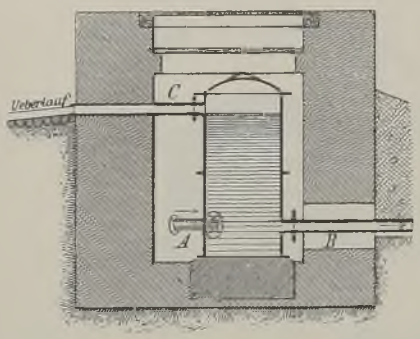
Leitungen dieser Art gestatten beliebig große Querschnitte und lassen sich deshalb besteigbar anlegen, sie sind jedoch, namentlich in hügeliger Gegend, meistens teurer als Rohrleitungen.

Abb. 147. Überdeckte Wasserleitung aus Eisenbeton am Simplontunnel.

Im Gebirge hat man die Leitungen mit natürlichem Gefälle nicht selten unterirdisch, also als Stollen hergestellt, weil sie dann am sichersten liegen und kürzer ausfallen als an Tallehnen. Nur wenn das Gestein sehr fest geschlossen ist, was selten vorkommt, kann man hierbei eine Verkleidung mit Zementbeton entbehren. Häufiger ist, daß die Stollen Rohrleitungen aufnehmen. Bei voller Füllung mit Wasser verwandeln sich die Stollen in Druckstollen. Berühmt ist der 3 km lange Druckstollen zwischen der Urfttalsperre und Heimbach.

Rohrleitungen müssen stets unterhalb derjenigen Drucklinie liegen, die sich beim stärksten Verbrauch des Wassers und für dessen tiefsten Stand im Hochbehälter ergibt. Liegt die Oberkante des Rohres an der höchsten Stelle nur 1,5 bis 2 m unter der ungünstigsten Drucklinie, so empfiehlt es sich, zur Entfernung der die Leistungsfähigkeit beeinträchtigenden Luftansammlungen statt der üblichen Lufthähne und selbsttätigen Ventile, die zu ihrer Tätigkeit eines entsprechenden, bei hoher Lage des Rohrscheitels nicht immer vorhandenen Überdrucks der ausströmenden Luft bedürfen, durch einen Schacht oder ein Standrohr eine dauernde und sichere Verbindung mit der freien Luft herzustellen.

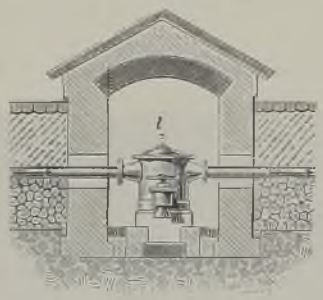
Abb. 148. Lüftungsschacht in der Zuleitung für Bahnhof Canfanaro. M. 1 : 50.

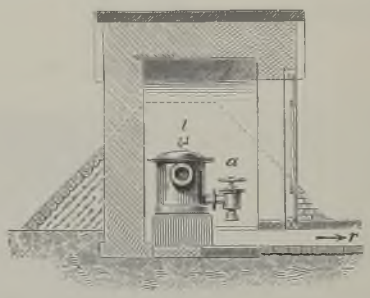


Eine standrohrähnliche Anordnung zeigt der in Abb. 148 vorgeführte Lüftungsschacht mit innen befindlichem eisernen Behälter, in den das Wasser bei *A* ein- und bei *B* wieder austritt, während durch das Rohr *C* die Luft entweicht und das überschüssige Wasser abläuft.

Um bei Ausbesserung einer Stelle nicht die ganze Leitung entleeren zu müssen, wird diese in längern Abständen mit Absperrschiebern versehen. Die Entleerung erfolgt durch die an den tiefsten Stellen der Zuleitung angebrachten Ablaßhähne, die auch zu Spülungen benutzt und bei stärkerm Gehalt an Sinkstoffen mit Schlammkasten verbunden werden können. Abb. 149 und 150 zeigen einen solchen mit Luft- und Ablaßhahn versehenen Schlammkasten, der in einer verschließbaren Kammer untergebracht ist und bei dem das Wasser,

Abb. 149 u. 150. Schlammkasten mit Luft- und Ablaßhahn in der Zuleitung für Bahnhof Sebenico. M. 1 : 100.





sowie der angesammelte Schlamm durch den Ablaßhahn *a* abgelassen und in der Rinne *r* (s. Abb. 150) fortgeführt wird, während der durch Menschenhand zu bedienende Lufthahn sich bei *l* befindet.

Bei sehr starken Gefällen muß die lebendige Kraft des Wassers unter Umständen verringert werden, was durch Absturzstrecken, Absturzschächte und Entlastungskasten geschehen kann.

Absturzstrecken gestaltet man am besten durch Abtreppungen, also durch Bildung von Kaskaden. Einen Absturzschacht zeigt Abb. 151; bei diesem stürzt das Wasser in einen in den Felsen getrieben Schacht von 11 m Höhe hinab, unten wird es von einem kleinen gemauerten Becken aufgenommen. Ein Entlastungskasten ist in Abb. 152 dargestellt. Auf der einen Seite mündet der von oberhalb kommende Einlauf, auf der entgegengesetzten das folgende, mit einer Abschließung versehene Fallrohr. Das von dem Deckel des Kastens ausgehende senkrechte Rohr regelt die Druckhöhe.

Rohrleitungen, die an Wasserkraftwerken (gewöhnlich an Turbinen) endigen, pflegen unter einem beständigen, aber schwankenden starken Drucke zu stehen und werden Druckrohrleitungen (in engerm Sinne des Wortes) oder besser Hochdruckleitungen genannt.

Ein gutes Beispiel bietet die 11 km lange Leitung für die Stadt Nordhausen am Harz, die das Wasser eines Sammelbeckens nach einer oberhalb der Stadt liegenden Anhöhe fördert; auf dieser beginnt das Verteilungsnetz durch Vermittlung eines Hochbehälters. Für ein an demselben Platz erbautes Wasserkraftwerk werden aus der mit 40 cm lichter Weite ausgeführten Leitung bei normalem Betrieb des Werkes 50, bei starker Anspannung desselben 135 Sekundenliter entnommen; die entsprechenden

Abb. 151. Absturzschacht in der Zuleitung für den Bahnhof Rachitovich. M. 1 : 200.

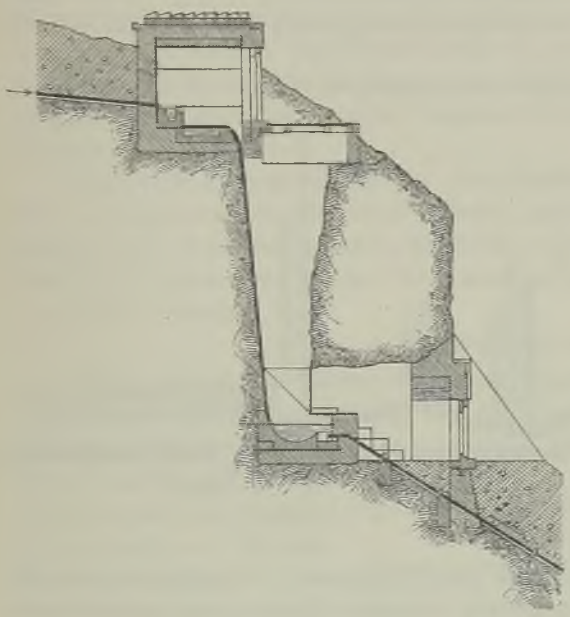
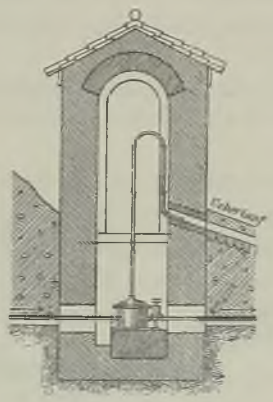


Abb. 152. Entlastungskasten der Zuleitung. M. 1 : 100.



Druckspannungen schwanken zwischen 15 und 18 Atm. Wenn Verteilung und Turbinen ruhen, steigt der Druck auf 19,2 Atm.

Durch Rücksichten auf die Kraftwerke werden verschiedene Einzelheiten der Hochdruckleitungen bedingt. Unter anderm wird man Scheitelpunkte der Leitungen, also Stellen, woselbst steigende Strecken in fallende übergehen, soweit möglich vermeiden, weil die dort sich sammelnde Luft Störungen des Kraftwerks veranlassen kann. Wenn ersteres nicht zu ermöglichen ist, muß für regelmäßige Entfernung der Luft gesorgt werden. Knickpunkte der Rohrleitung, die da entstehen, wo eine steile Strecke in eine weniger steile übergeht, bedürfen einer sanften Ausrundung und einer Sicherung der Lage der Rohre durch Einbettung derselben in einem massigen Betonklotz.

Ferner ist zu bemerken, daß es nicht vorteilhaft ist, lange Hochdruckleitungen in ihrer ganzen Erstreckung mit gleichem Durchmesser und gleicher Wandstärke herzustellen. Nach unten wird man entweder die Wandstärke wegen Zunahme des innern Drucks vergrößern, oder bei unveränderter Wandstärke die lichte Weite der Rohre einigermaßen vermindern.

Die starken Spannungen, die in den Wandungen der Hochdruckleitungen auftreten, sind Veranlassung, daß man hier nicht selten schmiedeeiserne Rohre den gußeisernen vorzieht. MATTERN[1]) untersucht diesen Punkt eingehend und gelangt zu folgendem Er-

[1]) MATTERN, Ausnutzung der Wasserkräfte. 3. Aufl.

gebnis: »Bei Wasserkraftanlagen mit hohem Druck (10 Atm. und mehr) wird die Entscheidung zwischen Gußeisen und Schmiedeeisen nicht so sehr durch die Rostfrage beherrscht, als durch Forderung der Betriebssicherheit und es ist wohl nicht bestritten, daß bei so hohen Drucken Schmiedeeisen die größere Sicherheit bietet, besonders bei Turbinenbetrieb, wo man trotz aller Vorsichtsmaßregeln mit der Möglichkeit erhöhter Beanspruchungen rechnen muß, wenn plötzliche Abstellungen der Leitungen eintreten«.

Daß man die Verbindungen der einzelnen Rohre der Hochdruckleitungen mit besonderer Sorgfalt anordnen und ausführen muß, ist selbstverständlich. Dasselbe gilt von den Teilen der Leitung, mit welchen eine teilweise oder vollständige Absperrung derselben bewerkstelligt wird. Man beachte hierbei folgendes: Der Wasserinhalt der Nordhauser Leitung ist 1330 cbm, das Wasser wiegt also nahezu 1400 t, die Geschwindigkeit desselben ist 0,4 bis 0,8 m/sek. Wenn man nun eine so große, nicht elastische Masse schnell oder gar plötzlich anhält, entsteht ein ungeheurer Stoß verbunden mit einer ansehnlichen Steigerung des Druckes. Sicherheitsvorrichtungen sind deshalb unentbehrlich.

Abb. 153. Höhenplan eines Teiles der Hochdruckleitung von der Talsperre zum Kraftwerk der Stadt Nordhausen.

Derartige Vorrichtungen sind: Standrohre und Windkessel, Sicherheitsventile mit Gewichts- oder Federbelastung, endlich selbsttätig wirkende Druckregulatoren, die einen Leerlaufschieber öffnen oder abschließen, je nach dem Druck in der Leitung.

Von Standrohren und Windkesseln wird weiter unten nochmals die Rede sein. Eine Besprechung der Einzelheiten der Sicherheitsventile und Druckregulatoren würde zu weit führen, ist auch hauptsächlich Sache des Maschinenbaues.

Eine Übersicht der Verteilung der verschiedenen Sicherheitsvorrichtungen in der Druckrohrleitung für Nordhausen bringt Abb. 153.

§ 35. Zuleitung des Wassers aus tiefliegenden Orten.

Um Tiefengrundwasser, sowie das den Flüssen und Seen entnommene Wasser nach den Hochbehältern zu fördern, errichtet man bekanntlich Pumpwerke. Folgende Hauptteile kann man unterscheiden: das Saugrohr nebst Zubehör, die Pumpen und das Druckrohr nebst Vorrichtungen zum Regeln der Druckhöhe.

Als Kraftmaschinen[1]) finden Dampfmaschinen, Gas-, Benzin-, Benzol-, Rohöl- und Elektromotoren Verwendung; auch der Wasserkraft bedient man sich unter Umständen mit

[1]) Ausführliches findet sich im »Lehrbuch des Maschinenbaues«. Herausgegeben von ESSELBORN, 2 Bände. Leipzig.

Nutzen. Bei kleinern Anlagen sieht man öfters Windräder im Betrieb und besonders in gebirgigen und wasserreichen Gegenden auch hydraulische Widder oder Stoßheber, die das Wasser auf große Höhen fördern, fast keiner Wartung bedürfen, jedoch viel Triebwasser verlangen.

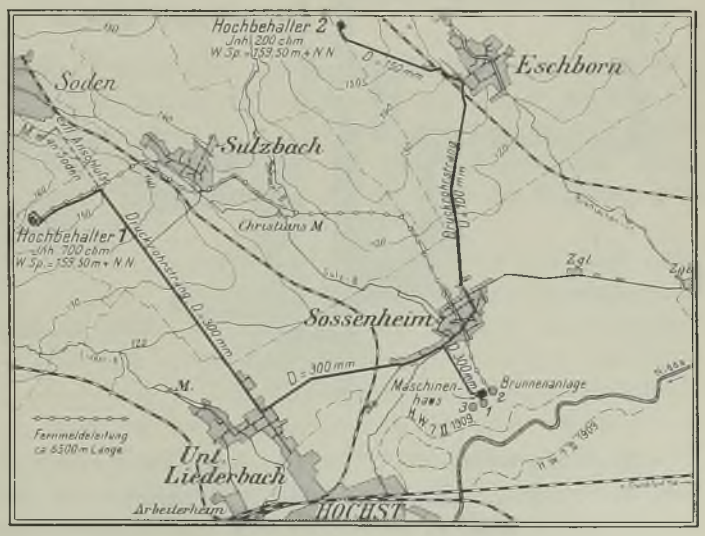
Die Wahl der Kraftmaschine hängt ab von der Höhe der Anlage- und Betriebskosten, der Sicherheit des Betriebs und der örtlichen Verhältnisse, insbesondere auch von dem Vorhandensein einer bestimmten Kraftquelle, wie z. B. Gas- oder Elektrizitätswerke. Wichtig ist vor allem rasche Betriebsbereitschaft, die bei Dampfanlagen geringer, wie bei den Gas-, Benzin-, Benzol-, Rohöl- und Elektromotoren ist, so daß sich diese hauptsächlich für unterbrochenen Betrieb eignen. Nicht selten wird bei elektrischen Anlagen selbsttätiger Betrieb eingeführt derart, daß die Pumpen automatisch ein- und ausgeschaltet werden, entweder bei bestimmten Wasserständen im Behälter oder zu bestimmten Zeiten. Die Pumpenanlage soll sich auszeichnen durch Übersichtlichkeit und Zugänglichkeit; sie muß gut lüftbar, geräumig und genügend hell angelegt werden, um eine sorgsame Wartung und höchste Betriebssicherheit zu gewährleisten. Als Pumpen[1]) kommen zur Verwendung Saug- und Druckpumpen (Kolben- und Plungerpumpen), sowie Kreiselpumpen und haben von letztern hauptsächlich die Hochdruckzentrifugalpumpen vielfach Verwendung gefunden.

Eine weitere Besprechung der dem Maschinenbau angehörenden Pumpen scheidet hier aus, immerhin mag bemerkt werden, daß bei einem größern Wasserwerk mit Rücksicht auf die Betriebssicherheit mindestens eine Ersatzpumpe vorhanden sein muß; dies wird durch Aufstellung zweier Maschinen erreicht, von denen jede einzelne den Bedarf zu decken vermag.

a) Pumpen und Saugrohre.

Wenn es sich um Tiefengrundwasser handelt, ist der Ort für das Pumpwerk im wesentlichen durch die Stellung der Bohrbrunnen gegeben, vgl. Abb. 27, S. 298 und Abb. 154 (Wassergewinnungsanlage einer rheinhessischen Gruppenwasserversorgung). Schon bei der Anlage der Brunnen muß man, falls eine Dampfanlage in Betracht kommt, Rücksicht auf das demnächstige Anfahren der Kohlen für das Pumpwerk nehmen. Schwieriger ist eine zweckmäßige Lage des Pumpwerks bei der Entnahme von Flußwasser wegen der wechselnden Wasserstände der Flüsse. Erbauung des Pumpwerks in Geländehöhe und hochwasserfreier Lage verbietet sich in der Regel dadurch, daß die Saughöhe der Saugleitungen ähnlich wie die Höhenlage des Scheitels

Abb. 154. Wassergewinnungsanlage der Gruppenwasserversorgung Sossenheim, Unterliederbach Eschborn und Sulzbach.



[1]) Ausführliches findet sich im »Lehrbuch des Maschinenbaues«. Herausgegeben von ESSELBORN, 2 Bände. Leipzig.

eines Hebers beschränkt ist. Um die Pumpen den Einwirkungen des Hochwassers zu entziehen, stellt man den untern Teil des Maschinenhauses als ein in das Hochwasser eintauchendes wasserdichtes Gefäß her (Abb. 155).

Abb. 155. Pumpwerk am Flusse mit wasserdichtem Einbau.

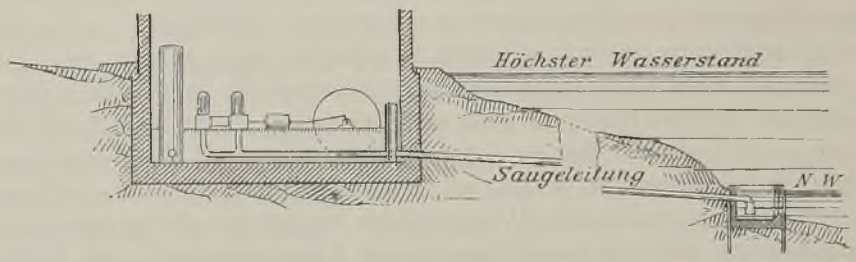


Abb. 156. Pumpwerk am Flusse mit tiefliegenden Pumpen.

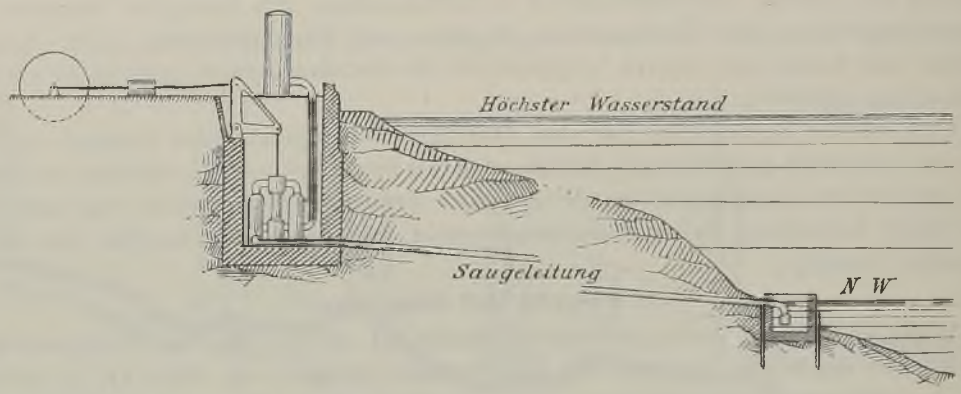
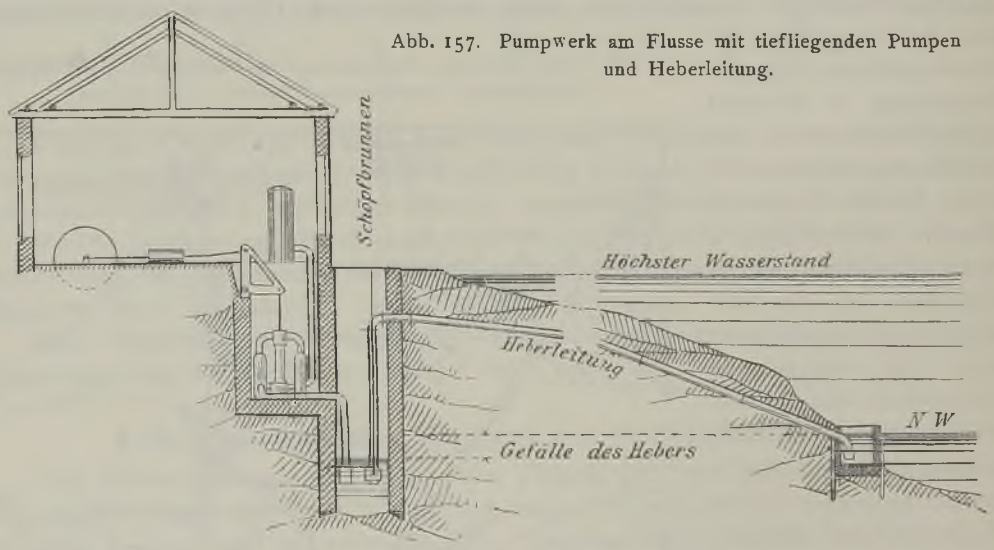


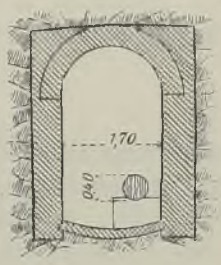
Abb. 157. Pumpwerk am Flusse mit tiefliegenden Pumpen und Heberleitung.



Auch kann man die Pumpen in einen wasserdichten Schacht einbauen, in den das Saugrohr einmündet (Abb. 156). Damit die Zuleitung nicht so lang werde, empfiehlt sich mitunter die Herstellung eines Saugbrunnens in der Nähe des Maschinenhauses, der mit der Entnahmestelle durch eine Heberleitung in Verbindung gesetzt wird (Abb. 157).

Die auch Saugschächte genannten Saugbrunnen, welche die bis unter den tiefsten, der stärksten Entnahme entsprechenden Wasserspiegel reichenden Saugrohre aufnehmen, bieten den Vorteil, daß die Saugleitung kürzer wird und daß der Schacht einen die Saugtätigkeit der Pumpen ausgleichenden Zwischenbehälter bildet. Wenn der Schacht verschiedene Zuleitungen aufnimmt, führt er den Namen Sammelbrunnen. Schächte und Brunnen werden nach Bedarf mit Vorrichtungen zum Zurückhalten von Sand, Algen usw. ausgestattet.

Abb. 158. Saugrohr in begehbarem Kanal. M. 1 : 125.



Die Höhenlage des Saugrohrs ist dadurch beschränkt, daß man die Pumpen nur ungern mehr als 6 m hoch saugen läßt; über den innern Druck gilt das bei Besprechung der Heber Gesagte.

Die Ausführung der Saugleitungen erfordert die allergrößte Sorgfalt, weil sie luftdicht sein müssen. Mitunter werden die außerhalb des Pumpengebäudes befindlichen Leitungen in begehbare Kanäle (Abb. 158) gelegt, besonders dann, wenn zur Speisung mehrerer Maschinen nur eine Saugleitung dient, wenn die Bodenbeschaffenheit Senkungen der in der Erde liegenden Rohre befürchten läßt, oder wenn die Saughöhe groß ist, weil dann die geringste Undichtigkeit nachteilig wirkt und schnell beseitigt werden muß. Die Linienführung der Saugleitung soll möglichst gerade sein und die Leitung selbst nach der Pumpe etwas ansteigen. Zur Vermeidung von Stößen in der Wasserbewegung und zur Aufnahme der mit dem Wasser ankommenden Luft wird meistens ein Saugwindkessel vor der Pumpe eingebaut.

Damit bei Betriebsunterbrechungen der Pumpe das Wasser im Saugrohr bleibt, wird dieses mit einem unter Niedrigwasser liegenden Rücklauf- oder Rückschlagventil, sowie zur Wiederanfüllung bzw. zum Ersatz des etwa verloren gegangenen Wassers mit einer Verbindung mit der Druckleitung versehen. Außerdem ist die Anbringung eines Ablaßhahns zur Entlehrung des Saugrohrs zweckmäßig. Mit Rücksicht auf einen ruhigen Gang der Pumpe ist der Durchmesser der Saugrohre so zu bemessen, das die mittlere Geschwindigkeit des angesaugten Wassers 0,5 m, die größte 0,6 m nicht übersteigt.

b) Das Druckrohr.

Ein Unterschied zwischen den Druckrohren der Pumpwerke und den oben besprochenen Hochdruckleitungen besteht insofern, als bei letztern das Wasser am untern Ende der Leitung, bei den Druckrohren aber am obern Ende ausfließt, und die Lage der Gefällslinien gestaltet sich dementsprechend. Bei den Druckrohren haben diese Linien ihren höchsten Punkt an den Pumpwerken und sie fallen in der Richtung der Hauptbehälter, s. Abb. 159.

Bei Ausführungen ist unter anderm die Frage zu beantworten, ob ein Rohr oder eine Doppelleitung den Vorzug verdient. Meistens wird das Wasser den Hochbehältern in einer einzigen Leitung zugeführt, weil zwei Leitungen, die dieselbe Wassermenge führen wie ein Rohr, etwa anderthalbmal soviel als diese kosten. Gewährt auch eine Doppelleitung eine größere Betriebssicherheit, weil bei etwaigem Bruche des einen Rohres das zweite den Betrieb aufrecht erhält, so kommen andererseits bei einer sorgfältig verlegten Rohrleitung mit ausreichender Wandstärke nur selten Beschädigungen vor. Außerdem läßt sich durch Einfügung einer genügenden Anzahl von Absperrschiebern und Ablaßstellen die Zeit des Leerens und Wiederfüllens im Fall eines Rohrbruchs sehr abkürzen. Dagegen können Doppelstränge bei eisernen Zuleitungen dann empfehlenswert sein, wenn ein einziger Rohrstrang sehr große Abmessungen erhalten müßte oder wenn

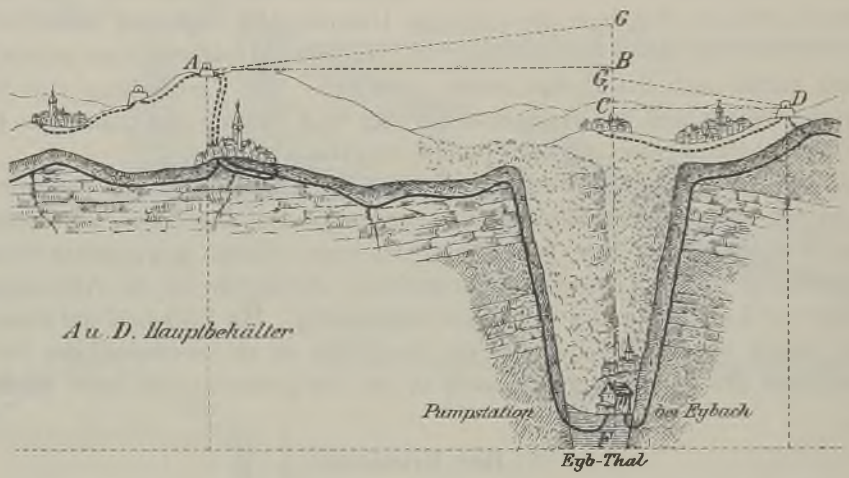
ungünstige örtliche Verhältnisse, wie z. B. bei Kreuzung eines Flußbetts, den Zugang zu den Rohren erschweren.

Bei Berechnung der Weite der Druckrohre ermittelt man unter Berücksichtigung der Lage des Pumpwerks und des Hochbehälters zunächst den Höhenunterschied H zwischen dem mittlern Wasserstand im Saugschacht und dem mittlern Wasserspiegel des Hochbehälters, d. h. die durchschnittliche nützliche Förderhöhe der Pumpen, ferner die Länge l der Druckleitung. Aus dem durchschnittlichen Tagesbedarf läßt sich dann die sekundlich zu hebende Wassermenge Q, sodann für ein Rohr von d m Durchmesser die entsprechende Reibungshöhe w mit Hilfe der Näherungsformel

$$\frac{w}{l} = 0{,}0025 \cdot \frac{Q^2}{d^5}$$

berechnen und die wirkliche Förderhöhe ist $= H + w$. In Abb. 159 sind FB und FC die nützlichen, FG und FC_1 aber die wirklichen Förderhöhen.

Abb. 159. Gruppenwasserversorgung der Rauhen Alp (Württemberg).
Längenschnitt. Längen 1 : 60000. Höhen 1 : 6000.



Das auf der großen Platte der Rauhen Alp niederfallende Regenwasser verschwindet in dem zerklüfteten Gestein fast vollständig, tritt aber in den zahlreichen Quellen der Täler wieder zutage. Für das Pumpwerk der obigen Abbildung wird das Wasser aus einer solchen Quelle entnommen. Die Steigrohre sind stellenweise einem Druck von mehr als 30 Atm. ausgesetzt.

Das nachstehende Beispiel wird diese Berechnung erläutern. Bei einem zukünftigen Tagesbedarf von 600 cbm ist $Q = 0{,}014$ cbm und bei $l = 5000$ m ist die Reibungshöhe

$$w = 0{,}0025 \cdot \frac{0{,}014^2}{d^5} \cdot 5000 = \frac{0{,}0024}{d^5}.$$

Für $d = 0.25$ m ergibt sich $w = 2{,}47$ m und die von den Pumpen zu überwindende wirkliche Förderhöhe ist $H + 2{,}47$ m. Eine Rohrleitung von 5000 m Länge und 0,25 m Weite ist aber teurer. Man kann die Kosten des Meters einer fertigen gußeisernen Leitung (ohne Nebenbestandteile und Nebenarbeiten) mittels der Formel $k = 60\, d \left(1 + \frac{d}{2}\right)$ Mark einschätzen. Im vorliegenden Fall ergibt das als Anlagekosten der Drukleitung 84500 M. und dies Kapital erfordert 4225 M. jährlich bei Verzinsung nebst Tilgung mit 5 v. H. (Vorkriegspreise).

Nun liegt die Frage nahe, ob die Verwendung von Rohren mit geringerm Durchmesser vielleicht vorteilhaft wäre. Allerdings bringen diese größere Reibungshöhen, dementsprechend eine Steigerung der Arbeit des Pumpwerks und eine Zunahme der Betriebskosten der Wasserhebung mit sich. Die letztgenannten Kosten lassen sich einschätzen. Es ist nun die Rohrweite am vorteilhaftesten, bei der die Summe aus Betriebskosten und Verzinsung der Baukosten am kleinsten wird. Im vorliegenden Falle hat sich bei 30 m nützlicher Förderhöhe ergeben, daß eine Leitung von 0,20 m Weite den Vorzug verdienen könnte.

Zu derartigen Berechnungen für die Ermittlung der wirtschaftlichen Rohrweite[1]) ist die von WEYRAUCH[2]) angegebene Näherungsformel

$$d_w = \sqrt{Q \text{ cbm}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (32)$$

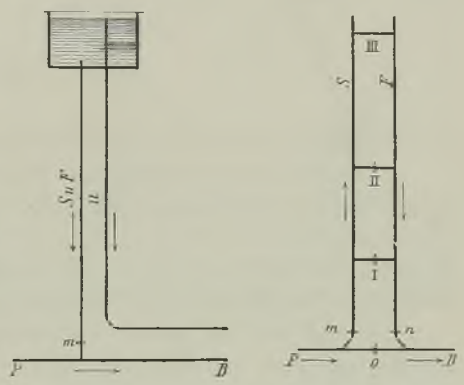
zu empfehlen, die sich bei den Nachkriegspreisen (1920) auf $1{,}6\sqrt{Q \text{ cbm}}$ erhöhen wird.

Bei Bestimmung der Weite der Druckleitungen sollte man nicht übersehen, daß es ausgeschlossen ist, diese Leitungen bei gesteigertem Bedarf zu vergrößern. Man darf deshalb den zukünftigen Tagesbedarf sehr reichlich einschätzen und wird unter Umständen größere Rohre nehmen, als Rechnungen obiger Art ergeben.

c) Regelung der Druckhöhe.

Es ist erforderlich, daß der in der Druckleitungen eintretende Druck innerhalb der planmäßigen Grenzen bleibt und daß die durch das Pumpen entstehende, sehr unruhige Bewegung des Wassers gemildert wird. Diese Regelung des Druckes hat man früher ausschließlich durch hohe, lotrecht stehende, oben offene Rohre, sog. Standrohre bewirkt. Dabei darf im Standrohr ein der wirklichen Förderhöhe entsprechender Wasserstand nur wenig überschritten werden. Man kann am obern Ende des Standrohrs einen kleinen Behälter anbringen und ein Überlaufrohr u anschließen (Abb. 160). In dem Behälter beruhigt sich das von den Pumpen stoßweise gehobene Wasser und Ausfließen des Wassers am untern Ende des Überlaufrohrs erinnert an Mäßigung oder Einstellen der Tätigkeit der Pumpen. Dies ist eine bewährte, schon bei ältern mit Wasserkraft betriebenen Pumpwerken vorkommende Einrichtung. Das mit S und F bezeichnete Rohr wirkt je nach Umständen als Steigleitung oder als Falleitung.

Abb. 160 u. 161. Standrohre.



Vollkommener ist die in Abb. 161 angedeutete Anordnung. Bei dieser ist ein Steigrohr S und ein besonderes Fallrohr F vorhanden nebst Verbindungen I, II, III, von denen I und II abwechselnd für Versorgung einer Unterzone und Oberzone benutzt werden, während III nach Abschluß jener Verbindungen Verstärkung des Druckes beim Ausbruch eines Brandes ermöglicht. Die lotrechten Rohre kann man zu beiden Seiten eines Schornsteins anbringen, das Ganze ummanteln und mit Treppen ausstatten. Derartige recht ansehnliche Rohre von 0,76 m Weite und 60 m Höhe findet man beispielsweise in Hamburg. Im übrigen sind Standrohre in Deutschland selten, in England und namentlich in Amerika sind sie weit verbreitet.

---

1) G. THIEM »Zeitschrift für Wasserversorgung«, Jahrgang 6, Heft 3/6.

2) R. WEYRAUCH a. a. O. Bd. II, Kap. 28, S. 515.

In Deutschland sind mit Manometern ausgestattete Windkessel nach Zahl und Größe so ausgebildet, daß man sie bei Pumpwerken den Standrohren in der Regel vorzieht. Außerdem bietet die Elektrotechnik die Möglichkeit, dem Maschinisten des Pumpwerks durch Fernmeldevorrichtungen die Wasserstände des Hochbehälters ständig vor Augen zu führen. Bei elektrischen Anlagen geschieht die Aufspeisung neuerdings sehr oft automatisch (siehe S. 373).

Es darf noch einmal bemerkt werden, wie ein Pumpwerk so anzulegen ist, daß es bei eintretendem Bedarf ohne Schwierigkeit erweitert werden kann; man sollte deshalb namentlich bei Bestimmung der Weite der gemeinsamen Rohrleitungen und des Schornsteinquerschnitts, sowie bei Erwerbung des Grund und Bodens auf Erweiterungen Rücksicht nehmen und das hat um so mehr zu geschehen, je größer der zu vorsorgende Ort ist.

§ 36. Verteilung des Wassers.

a) Anordnung des Rohrnetzes.

Wäre eine geschlossene, wagerechte Fläche von einem außerhalb gelegenen Punkte *P* (Abb. 162) mit Wasser zu versorgen, und ständen dessen Zuführung keinerlei Hindernisse im Wege, so fiele die zweckmäßigste Lage der Leitung zwischen jenem Punkte *P* und der zu versorgenden Stadt mit einer von *P* nach dem Schwerpunkt der Stadtfläche gerichteten Linie zusammen, wodurch der Punkt *R* bestimmt wird, bei dem die Zuleitung in das Stadtgebiet eintritt. Das städtische Rohrnetz wäre dann so einzurichten, daß von *R* aus eine möglichst geradlinige Verbindung mit den Bedarfsstellen erfolgt, um die Länge der Leitungen und deren Reibungswiderstand zu vermindern.

Abb. 162. Verästelungsnetz.

Abb. 163. Strahlenförmiges Verästelungsnetz.

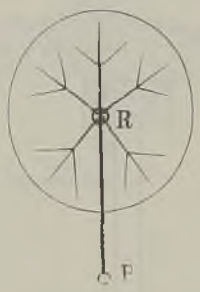


Abb. 164. Ringnetz.

Je nach der Größe und Form des Stadtgebiets sind dann ein oder mehrere Hauptstränge nötig, die, zu schwächern Leitungen sich verzweigend, ein Verästelungsnetz bilden.

Befindet sich im Innern des Stadtgebiets eine zur Aufnahme des Hochbehälters besonders geeignete Anhöhe, so rückt der Punkt *R*, wie in Abb. 163 angedeutet von der Grenze der Stadt in deren Gebiet.

Ein Verästelungsnetz hat jedoch den Nachteil, daß bei einer etwaigen Unterbrechung des Wasserzuflusses an einer Stelle alle unterhalb derselben liegenden Grundstücke von der Versorgung abgeschnitten sind. Zur Vermeidung dieses Nachteils pflegt man ein allseitig geschlossenes Netz, dessen Zweige sowohl unter sich, wie durch eine besondere Ringleitung miteinander verbunden sind (Abb. 164), herzustellen, bei dem die Absperrung einer Strecke ohne erhebliche Nachteile möglich und die Druckschwankung geringer ist, weil die Versorgung von verschiedenen Seiten aus stattfindet. Eine solche Anordnung wird Kreislaufsystem oder besser Ringnetz genannt. Wenn auch ein solches in der Anlage teurer ist, als ein Verästelungsnetz, so bietet es neben einer bessern Druckverteilung auch noch den Vorteil einer leichtern Vergrößerung. Die Stadtgebiete haben jedoch keine so regelmäßig begrenzte Form, wie sie in den obigen schematischen Abbildungen angenommen wurde, und die vorhandenen Straßen bedingen die Richtungen der Leitungen, deren Lage sich deshalb der theoretisch besten nur nähern kann.

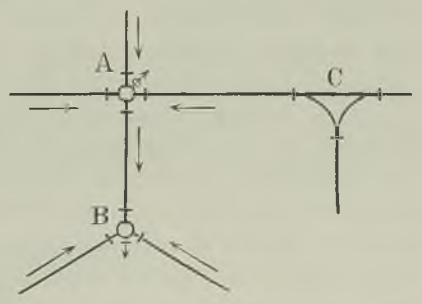
Ein Beispiel für das Kreislaufsystem ist das in Abb. 165 dargestellte Rohrnetz der Stadt Salzburg. Hier teilt das Hauptrohr der Wasserleitung die auf dem linken Ufer der Salzach liegende Hälfte der Stadt in zwei ungleiche Teile und zieht sich nach Überschreitung des Flusses am Rande der rechtsufrigen Stadt entlang. Von der Haupt-

Abb. 165. Leitungsnetz der Stadt Salzburg.

leitung zweigen die Versorgungsstränge der einzelnen Viertel ab und sind bis auf die nach den Vorstädten gehenden Leitungen durch das Ringsystem verbunden.

Beim Ringnetz ist es am vorteilhaftesten, wenn an allen Knotenpunkten gleiche Winkel vorhanden sind, mithin bei drei Strängen solche von 120° und bei vier Zweigen rechte Winkel, weil dann die Widerstände bei der wechselnden Bewegung des Wassers am geringsten werden. Machen jedoch die vorhandenen Straßenkreuzungen andere Winkel erforderlich, so bewirkt der dadurch hervorgerufene Reibungsverlust doch keine merkbare Druckverminderung, so daß an den Kreuzungsstellen von der Einfügung von Rohrbogen, wie sie in Abb. 166 bei *C* angedeutet sind, gewöhnlich abgesehen wird.

Abb. 166. Knotenpunkte eines Rohrnetzes.



Dagegen muß womöglich jeder Strang für sich abgeschlossen und entleert werden können, damit die mit den Reinigungs- und Ausbesserungsarbeiten verbundenen Störungen sich nicht auf einen weiten Umkreis erstrecken. Der Abschluß geschieht durch Schieber, während die Entleerung durch Ablaßschieber oder Ablaßhähne erfolgt, die an Punkten, nach denen die Rohrleitung fällt, anzubringen sind und die in Leitungen münden, die mit dem Kanalnetz oder Wasserläufen in Verbindung stehen. Zur Beschränkung der Zahl der Ablaßschieber werden diese an den tief genug liegenden Kreuzungspunkten angebracht.

Gewöhnlich stellt man die Hauptteilpunkte des Netzes als Teilkasten her, die in gemauerten Schächten untergebracht werden, in denen sich zugleich die Absperrschieber, bzw. die Ablaß- und Lufthähne befinden. In Abb. 166, in der Pfeile die Gefällrichtung der Leitungen bezeichnen, ist der höher gelegene Teilkasten *A* mit einem durch einen Pfeil mit Kreis gekennzeichneten Lufthahn, der tiefer liegende *B* dagegen mit einem durch einen Pfeil mit Querstrich kenntlich gemachten Ablaßschieber versehen. Die Querstriche in den Leitungen bedeuten Absperrschieber.

b) Berechnung des Leitungsnetzes[1]) und Verlegen der Rohrleitungen.

Die Berechnung des Netzes erfordert die Ermittlung der Wassermenge, die den einzelnen Straßen und Plätzen zugeführt werden muß. Hierbei ist auf das Anwachsen der Einwohnerzahl und die Ausdehnung der Stadt Rücksicht zu nehmen; demnach ist ein Plan des zukünftig bebauten Gebiets herzustellen, in den die voraussichtlichen Einwohnerzahlen der einzelnen Straßenstrecken einzutragen sind. Multipliziert man dann die Kopfzahl mit dem auf jeden Einwohner entfallenden größten Verbrauch, so kann man die Wassermengen, die die Leitung in den betreffenden Straßen abzugeben hat, einschätzen.

Um nun die für Bestimmung der Leitungsdurchmesser maßgebenden sekundlichen Wassermengen zu finden, trägt man in den nach obiger Angabe hergestellten Stadtplan die wichtigsten Linien des Rohrnetzes vorläufig als Verästelungsnetz ein. Hierbei gilt die Regel, die Hauptstränge möglichst in hochliegende Straßen zu verlegen und von dort aus Leitungen zur Speisung der tiefern Gebiete abzuzweigen.

Bei Bestimmung der Leitungsdurchmesser ist zu berücksichtigen, daß die Endstränge mit Rücksicht auf Feuerlöschzwecke und die Möglichkeit einer ausreichenden Spülung, sowie wegen Krustenbildung an den Rohrwandungen einer Lichtweite von nicht unter 10 cm bedürfen. Breite Straßen können zwei Leitungen erhalten. Die bei der Bewegung des Wassers durch die Abzweigstellen entstehenden, nicht erheblichen Widerstände, sowie die infolge des Übergangs von einem Durchmesser zum andern auftretenden Druckhöhenverluste u. dgl. mehr werden bei der Berechnung gewöhnlich unberücksichtigt gelassen.

Um das so ermittelte Verästelungsnetz in ein Kreislaufnetz zu verwandeln, werden die Hauptstränge und soweit als möglich auch die Nebenleitungen untereinander, sowie mit den Hauptsträngen verbunden. Die Weite dieser Verbindungsleitungen wird unter der Annahme bestimmt, daß bei Unterbrechung eines Stranges der nächstgelegene die Versorgung der abgesperrten Strecke mit zu übernehmen habe.

Das Verlegen der Rohrleitungen muß, sowohl zur Erhaltung der Frische des Wassers, wie zur Verhütung des Einfrierens, in solcher Tiefe erfolgen, daß die Rohre durchschnittlich 1,5 m über dem Scheitel mit Boden bedeckt sind. Bei Herstellung der Leitungen wird zunächst die Pflaster- oder Schotterdecke abgenommen, das Material seitwärts aufgesetzt und hierauf die Baugrube ausgehoben, deren Wände, um an Pflaster- und Erdarbeit zu sparen, meistens senkrecht angelegt werden. Ist der Boden sehr fest und steht derselbe, so genügt es, wenn in Abständen von 3 bis 6 m Querdämme verbleiben, die man zur Durchführung der Rohre unten durchsticht (Abb. 167). Empfehlenswert ist diese Ausführungsweise nicht, es ist sicherer und entspricht auch den Unfallsvorschriften besser, wenn der Graben auf die ganze Länge ausgehoben und mittelst Dielen und Spreizen abgesteift wird, was in lockerm Boden immer geschehen muß.

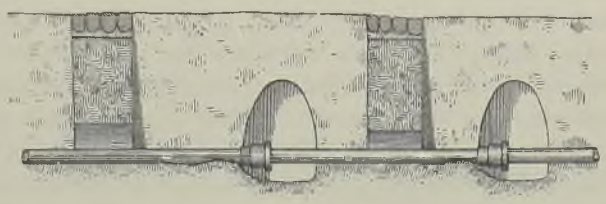
---

[1]) Näheres siehe Weyrauch a. a. O. Bd. II, § 162.

Die Breite des Rohrgrabens darf auch für kleinere Rohrweiten nicht unter 0,7 m betragen, und an den Verbindungsstellen der Rohre ist für die Muffe eine, Kopfloch genannte Vertiefung herzustellen, doch ist auch hier Ausschachtung auf volle Breite vorzuziehen.

Vor dem Hinablassen der Rohre in die Baugrube ist deren Sohle in richtiger Höhenlage auszuheben und zwar bei festem und gleichmäßigem Boden am besten unter Anwendung von nach der Rohrform gekrümmten Schaufeln. Ist der Boden von wechselnder Festigkeit, so kann durch Einbringen und Feststampfen von kiesigem Sandboden eine Besserung herbeigeführt werden. Bei Felsboden oder wo altes Mauerwerk die Baugruben durchzieht, ist darauf zu achten, daß die Rohre nicht unmittelbar auf diese harte Unterlage zu liegen kommen, sondern es ist für etwas Spielraum zu sorgen, damit Rohrbrüche vermieden werden.

Abb. 167. Verlegen der Rohrleitungen.



Das Herablassen größerer Rohre erfolgt mit Hilfe vierbeiniger Windböcke, und das Verlegen von unten nach oben mit dorthin gerichteten Muffen, entgegen der gewöhnlichen Bewegungsrichtung des Wassers. Nach dem Verlegen und Vergießen wird sandhaltiger Boden an den Seiten der Rohre eingefüllt, wobei die schichtweise Verfüllung unter gutem Stampfen erfolgt. Bei sandigem Boden ist auch eine Einschlämmung zweckmäßig.

Hier und da werden Wasserleitungen auch zugleich mit andern Leitungen, wie Kanälen u. dgl., in gemeinsamer Baugrube derart verlegt, daß der Graben bis etwa 1,5 m Tiefe breiter ausgeschachtet und für die Wasserleitungsrohre ein Bankett angelegt wird, ein Verfahren, bei dem große Vorsicht geboten ist und das sich nur bei besondern Verhältnissen und guten Bodenarten verwenden läßt.

Der zur Verfügung stehende Raum verbietet eine eingehendere Besprechung der Verteilung des Wassers. Es würde sich handeln um die Einzelheiten der Absperrschieber, ferner um die Ausstattung der Straßenleitungen mit Lufthähnen und Wasserpfosten verschiedener Art, ferner um die Haus- und Grundstücksleitungen nebst Zubehör. Auch auf die Bedienung und das Reinigen des Rohrnetzes kann hier nicht näher eingegangen werden. Es soll nur bemerkt werden, daß auf eine regelmäßige Spülung der Rohre Bedacht zu nehmen ist und daß ein oftmaliges Öffnen der Lufthähne nicht unterbleiben sollte.

Näheres findet sich in den eingangs des Kapitels erwähnten für eingehenderes Studium empfohlenen Werken. Wertvolle Fingerzeige gibt auch WEYRAUCHs[1]) Büchlein »Die Wasserversorgung von Ortschaften«, das in gedrängter Form alles Wissenswerte über Wasserversorgungsfragen enthält und das bei der Bearbeitung dieses Kapitels mit benutzt wurde.

H. Entwässerung der Städte[2]).

§ 37. Geschichtliches.

Bei dem häuslichen Gebrauch wird ein von Natur reines Wasser stets mehr oder weniger verunreinigt; die Beseitigung derartigen Wassers gehört zu den wesentlichen Aufgaben der Entwässerung der Ortschaften. Nur bei ländlicher Bebauung läßt diese

[1]) R. WEYRAUCH, »Die Wasserversorgung von Ortschaften«, 3. Aufl. Sammlung Göschen. Leipzig 1921.

[2]) Bei der Bearbeitung dieses Abschnitts benutzte Werke: BÖHM, »Leitende Grundsätze für die Entwässerung von Ortschaften.« Leipzig. — FRÜHLING, »Die Entwässerung der Städte.« Handb. d. Ing.-Wissensch.

Aufgabe sich leicht lösen. Wenn dann Zugtiere zur Verfügung stehen, kann man eine Abfuhr in geeigneten Gefäßen einrichten und zur rechten Zeit die düngenden Massen Gärten und Äckern zuführen.

Auf dem hinsichtlich der Höhenlage wenig veränderten Gelände nimmt das Regenwasser seinen gewohnten Lauf nach tiefern Stellen. Infolge des Baues von Städten ändert sich dies. Von Wällen und Mauern umgrenzt mußten die Häuser der Städte des Mittelalters nahe aneinander rücken, und die Gärten wurden mindestens eingeschränkt; ein geräumiger Hofraum verblieb aber, zumal Pferde und Vieh nicht zu entbehren waren. Da goß man das verunreinigte Wasser zum Teil auf die noch ungepflasterten Straßen, zum Teil auf die Höfe, deren Neigung das Wasser von den Häusern ableitete. Auf diese Weise entstanden zwischen den Höfen und Gärten, nicht selten auch zwischen Häuserreihen, die berüchtigten Faulgräben, in denen das Schmutzwasser langsam versickerte oder verdunstete. Außer unterirdischen Abortsgruben wurden in geeignetem Untergrund auch offene Sickergruben (Versitzgruben) vielfach angelegt. Diesen mangelhaften Einrichtungen gegenüber bildete die Herstellung gepflasterter Straßenrinnen schon einen Fortschritt.

Die besprochenen Notbehelfe waren von großen Übelständen begleitet. Durch Sickergruben und undichte Abortsgruben wurde das Grundwasser, mittelbar auch das Wasser vieler Brunnen verdorben, somit der Gesundheit nachteilig, und aus den entweder gar nicht oder nur unvollkommen gereinigten Faulgräben entwickelten sich unerträgliche Ausdünstungen. Ihre Höhenlage brachte es nicht selten mit sich, daß ihr schlammiges Wasser sich bei Sturzregen den Weg nach einem die Stadt durchquerenden fließenden Gewässer, oder nach den zum Schutze der Stadt außerhalb des Walles angelegten Stadtgräben suchte und fand. Durch Hineinwerfen von Abfällen jeder Art wurden jene Gewässer und die Gräben noch mehr verunreinigt. Alles dies hat in frühern Jahrhunderten den Gesundheitszustand der städtischen Bevölkerung in hohem Grade benachteiligt, und die damalige erschreckend große Ausdehnung ansteckender Krankheiten erklärt sich hauptsächlich aus dem Fehlen einer geregelten Ableitung des Schmutzwassers.

Es mußte sich nun bald ergeben, daß Gräben und dergleichen für die Ableitung des Schmutzwassers an manchen Stellen nicht genügten; beispielsweise mußte die Einführung des Wassers in den Stadtgraben unterirdisch durch einen Durchlaß oder längern Kanal bewerkstelligt werden. Die Faulgräben überdeckte man; auch hieraus entwickelten sich an manchen Stellen Kanäle. Diese und ähnliche, aber stets vereinzelte Anlagen hatten einen rechteckigen Querschnitt, und wurden oft aus Steinplatten hergestellt. In der besprochenen Weise hat man sich in den Städten aller Länder, auch in Deutschland, bis zur Mitte des vergangenen Jahrhunderts beholfen.

Vorbote einer bessern Entwässerung war die regelrechte Wasserversorgung der Städte, weil sie eine erhebliche Steigerung des Wasserverbrauchs, somit eine Zunahme der Menge des abzuleitenden Wassers im Gefolge hatte. Das machte sich besonders fühlbar, seit vor etwa hundert Jahren die Spülaborte erfunden waren. Es verblieb aber geraume Zeit bei vereinzelten Verbesserungen der Entwässerung.

Das Bedürfnis, die Entwässerungen in großer Ausdehnung herzustellen, also sämtliche Straßen einer Stadt, oder wenigstens die Mehrzahl mit einem planmäßig erbauten Netz von Kanälen auszustatten, machte sich aus naheliegenden Gründen zuerst in den

4. Aufl., III. Teil, IV. Bd. Leipzig. — Gürschner-Benzel, »Stadtentwässerung.« 3. Aufl. Leipzig-Berlin. — Heyd, »Der städtische Tiefbau.« Leipzig. — Imhoff, »Taschenbuch für Kanalisations-Ingenieure.« 3. Aufl. München-Berlin. — Weyl, »Assanierung der Städte in Einzeldarstellungen.« Leipzig. — Weyrauch, »Über Bebauungspläne und Entwässerungsanlagen.« Stuttgart.

Städten ersten Ranges geltend und mit der großartigen Entwässerung Londons ging England allen andern Ländern voran. Auch für deutsche Hauptstädte, z. B. für Hamburg, Frankfurt a. M. und München, wurden die Entwässerungen zuerst von englischen Ingenieuren geplant, denen jedoch die deutschen Ingenieure rasch nachfolgten.

Bei der Ausführung der Entwässerungsanlagen kamen nun verschiedene Verfahren zur Anwendung, deren Bezeichnung sich nach der Art der Ableitung der Abwässer richtet. Man spricht vom »Schwemmverfahren« und von »Schwemmkanalisation«, wenn die Kanäle alle Abwässer, also Niederschlagswasser, Brauchwasser und meistens auch den Inhalt der Spülaborte aufnehmen. Wird dagegen das Brauchwasser getrennt von dem Niederschlagwasser abgeführt, so bezeichnet man das als »Trennverfahren« oder »Trennkanalisation«. Beide Verfahren wurden oft auch nebeneinander in einer Stadt angewandt, so daß je nach Lage der Verhältnisse einzelne Stadtteile nach dem Schwemmverfahren, andere wieder nach dem Trennverfahren entwässert sind. Verschiedentlich hat man von einem Einleiten der Abtrittsstoffe in die Kanäle Abstand genommen und beseitigt die Fäkalien durch Abfuhr, um sie als Düngemittel zu verwenden. Auch Druckluft und Luftverdünnung hat man für den Transport des Kanalinhalts dienstbar gemacht; hauptsächlich dürften aber bei Neuanlagen das Schwemm- oder Trennverfahren in Betracht kommen.

Welches dieser Verfahren zu wählen ist, läßt sich nicht ohne weiteres angeben. Für den Entscheid dieser Frage spielt die Beschaffenheit des zu entwässernden Gebiets, die Lage des oder der Vorfluter eine große Rolle. Des weitern wird zu erwägen sein, ob das Regen- bzw. Niederschlagswasser zum Teil oberirdisch abgeführt werden kann oder ob besondere Regenwasserkanäle nötig sind. In letzterm Fall ist die Kostenfrage zu prüfen, ob ein Schwemmkanal nicht billiger ist, wie besondere Kanäle für Brauch- und Regenwasser. Es sind daher in jedem Fall eingehende Vorarbeiten nötig, ehe man sich unter Berücksichtigung aller Verhältnisse für das eine oder das andere oder auch eine Verbindung beider Verfahren entscheidet.

§ 38. Vorarbeiten und Voruntersuchungen.

a) Erforderliche Pläne und Beobachtungen.

Zum Entwurf der Entwässerungsanlage einer Stadt oder Ortschaft ist vor allem ein genauer Übersichtsplan mit Höhenlinien nötig, in dem die Form und die Begrenzung des Entwässerungsgebiets zu bestimmen ist. Hierbei ist nicht nur die augenblickliche Ausdehnung und Bevölkerung der Stadt, sondern ähnlich wie bei dem Entwurf einer Wasserversorgung (vgl. § 14) eine Vergrößerung der Einwohnerzahl und des Stadtgebiets zu berücksichtigen. Wichtig ist die Kenntnis der spätern baulichen Entwicklung, da diese die Lage und Tiefe der Kanäle beeinflußt. Es ist deshalb beim Entwurf des Kanalnetzes darauf zu achten, daß die Möglichkeit vorliegt, das später zu bebauende Stadtgebiet ohne große Aufwendungen an die bestehende Entwässerung anzuschließen. Zu diesem Zwecke sind die Stadterweiterungspläne in den Übersichtsplan aufzunehmen. Liegt ein Bebauungsplan von genügender Ausdehnung nicht vor, so ist ein solcher im Notfall zu entwerfen.

Wie weit die künftige Entwicklung ins Auge zu fassen ist, läßt sich meistens nach den örtlichen Verhältnissen leicht entscheiden. Ebenso unrichtig, wie eine Beschränkung auf die allernächsten Jahre wäre, würde ein Blick in die ferne Zukunft sein, die sich oft anders gestaltet, wie der Entwerfende voraussetzt. Der erste Entwurf ist deshalb so einzurichten, daß er dem Bedürfnis des nächsten Entwicklungsabschnitts entspricht, zugleich aber ohne große Änderungen ergänzt werden kann.

Zum Entscheid, inwieweit die bisherigen Abzugswege des Wassers beibehalten werden können, wenn das umliegende Gelände in Bauland verwandelt wird, ist eine genaue Kenntnis der Wasserscheiden in der Nähe dieser Gebiete erforderlich. Des weitern sind die Grundwasserstände und die Bodenverhältnisse festzustellen, da diese für die Ausführung der Kanäle von großer Wichtigkeit sind. Für die Ausmündungen der Kanäle und Regenausgüsse, sowie für eine etwa anzulegende Kläranlage kommen die Pegelstände der Vorfluter für Hoch- und Niederwasser, die entsprechenden Wassermengen und Hochwasserbewegungen in Betracht. Auch die Kenntnis der gewöhnlichen und größten Fluthöhen und der Ebbestände kann nötig werden, wenn es sich um die Mündung eines der Ebbe und Flut unterworfenen Stromes oder um Mündungspunkte von Kanälen an der Meeresküste handelt.

Ist eine Reinigung des Abwassers durch Rieselfelder vorgesehen, so ist das dafür in Betracht kommende Gelände unter Berücksichtigung seiner Höhenlage mit in den Plan aufzunehmen.

In den Übersichtsplan werden auch die Hauptlinien des zukünftigen Kanalnetzes eingetragen, desgleichen die Entlastungs- und Reinigungsanlagen. Für den Übersichtsplan genügt je nach der Größe der Stadt ein Plan im Maßstab von 1 : 10000 bis 1 : 2000. Die genauere Bearbeitung des Entwurfs erfolgt auf Grund von Einzelplänen, deren Maßstab 1 : 2000 bis 1 : 3000 betragen kann, während die bei der Ausführung zu benutzenden Lagepläne im Maßstab 1 : 500 zu zeichnen sind, damit außer den zu erbauenden Kanälen auch die bereits in den Straßen liegenden oder doch auszuführenden Wasser-, Gas- und Kabelleitungen mit genügender Deutlichkeit eingetragen werden können.

Eine der hauptsächlichsten Vorarbeiten ist die Ermittlung der Menge des abzuleitenden Wassers, da hiervon die Abmessungen der Kanäle im wesentlichen abhängen. Die Ermittlungen haben sich sowohl auf die Brauch- wie Regenwassermengen zu erstrecken. Die Fäkalienmengen werden meistens nicht besonders in Ansatz gebracht, da ihre Menge im Verhältnis zum Brauchwasser sehr gering ist, somit eine Erhöhung der für das Abwasser berechneten Kanalquerschnitte nicht bedingt.

b) Menge des abzuführenden Brauchwassers.

Wie bei dem Bedarf von reinem Wasser (s. § 14 dieses Kapitels) lassen sich für die abzuleitende Brauchwassermenge nur die Grenzen angeben, zwischen denen sie zu schwanken pflegt; ferner sind die örtlichen Verhältnisse zu berücksichtigen. Die Verbrauchsziffern bewegen sich wohl zwischen 50—200 l für Kopf und Tag; doch trägt die Annahme, daß außer dem Brauchwasser für gewerbliche Zwecke noch für jeden Einwohner täglich 120 l zu rechnen sind, allen normalen Ansprüchen Rechnung. Da bei der Bestimmung der Kanalquerschnitte selbstverständlich die größte abzuführende Wassermenge in Betracht kommt, die zu einem Zehntel des mittlern Tagesverbrauchs angenommen werden darf, so beträgt die größte Stundenmenge 12 l für den Kopf oder für 100 Bewohner

$$\frac{12 \cdot 100}{60 \cdot 60} = 0{,}33 \text{ sl.}$$

Zur Bestimmung der den einzelnen Straßen zukommenden Brauchwassermenge ist die Wohndichtigkeit zu ermitteln, die in einzelnen Bezirken des Kernes alter Städte bis zu 800 Bewohner auf 1 ha einschließlich der Straßen und Plätze beträgt. Im allgemeinen sind bis zu 125 Menschen auf 1 ha als weiträumig, 125 bis 250 als mitteldicht und über 250 Menschen auf 1 ha als dicht wohnend zu bezeichnen. Auch ist zu erwägen, ob nicht in Zukunft eine Änderung der Wohndichtigkeit zu erwarten ist,

wobei die zulässige Ausnutzung der Baugrundflächen einen Anhalt bietet. Bei einer Brauchwassermenge von 0,33 sl für 100 Bewohner würden also bei offener, weiträumiger Bebauung 0,41 sl/ha, bei mitteldichter Bebauung 0,83 sl/ha und bei dichter Bebauung, für die man im Mittel 400 Bewohner für das Hektar rechnen kann, 1,32 sl/ha abzuführen sein. In Sonderfällen läßt sich die Bevölkerungsdichte leicht feststellen und danach die Brauchwassermenge bestimmen.

Auch der Wasserverbrauch für gewerbliche Zwecke unterliegt erheblichen Schwankungen und ist in manchen kleinen Städten nahezu gleich Null, während er in Dortmund z. B. über 200 l für den Kopf und Tag beträgt. Im Durchschnitt können 25 bis 40 l nur dann angenommen werden, wenn der Wasserverbrauch großer Fabriken für sich eingeschätzt wird.

c) Menge des abzuführenden Regenwassers.

Die Bestimmung der abzuführenden Regenmenge erfolgt auf Grund der beobachteten Regenhöhe unter Berücksichtigung der Versickerung im Niederschlagsgebiet und soll so erfolgen, daß die Wassermengen der wiederholt vorkommenden Sturzregen ohne Überschwemmungen abgeführt werden können. Es ist also nicht die durchschnittliche Regenhöhe zugrunde zu legen, sondern die in kurzer Zeit auf verhältnismäßig kleinen Flächen bei Sturzregen beobachtete.

Hierbei kommt nicht allein die Stärke, sondern auch die Dauer dieser Regen in Betracht. Diese ist in den einzelnen Gegenden sehr verschieden. Die notwendigen Unterlagen sind deshalb nur durch längere örtliche Beobachtungen mittels selbstzeichnender Regenmesser (Regenschreiber, vgl. § 2) in zuverlässiger Weise zu ermitteln. Ebenso wie die Brauchwassermenge wird auch die Regenmenge im allgemeinen in sl/ha bezeichnet. So ergibt z. B. eine bei einem Regen von 9 Minuten Dauer gemessene Regenhöhe von 8,1 mm

$$\frac{8{,}1 \cdot 10000}{9 \cdot 60} = 150 \text{ sl/ha}.$$

Bei den Entwürfen für die Entwässerung deutscher Städte sind die verschiedensten Regenmengen zugrunde gelegt worden, und läßt sich eine bestimmte Zahl nicht angeben. Es dürfte jedoch im allgemeinen genügen, wenn man 140 bis 160 sl/ha und eine einstündige Regendauer, somit Regenhöhen von stündlich ~ 50 bzw. ~ 58 mm oder minutlich von $\sim 0{,}8$ bis 1 mm annimmt. Auf alle Fälle ist eine genaue, auf möglichst lange Zeit ausgedehnte Beobachtung der für die einzelnen Orte in Frage kommenden Regenhöhen dringend zu empfehlen.

Von der niederfallenden Regenmenge gelangt nur ein Teil ψ in die Kanäle, während der Rest versickert. Die Verdunstung kann zwar bei starker Durchwärmung der Flächen im Anfang des Regens ziemlich groß sein, nimmt aber rasch ab und kommt dann nur wenig zur Geltung. Die Versickerungszahl ψ hängt hauptsächlich von der Beschaffenheit der Oberfläche und deren Gefälle ab; von fugendicht gepflasterten Flächen und dicht abgedeckten Dächern fließt sehr viel Wasser ab, während Gartenflächen, Rasenplätze und bepflanzte Anlagen größere Wassermengen zurückhalten. Schätzungsweise kann angenommen werden:

1. für den alten dicht bebauten Kern der Städte . . . . . $\psi = 0{,}70$ bis $0{,}90$,
2. für die anschließenden Viertel und Stadtteile mit geschlossener Bebauung . . . . . $\psi = 0{,}50$ » $0{,}70$,
3. für Stadtviertel mit offener Bebauung . . . . . $\psi = 0{,}25$ » $0{,}50$,
4. für Anlagen und Gartenflächen je nach Gefälle und Beschaffenheit des Untergrunds . . . . . $\psi = 0{,}05$ » $0{,}25$.

Da der Zufluß an Regenwasser, der der Bestimmung der Kanalquerschnitte zugrunde zu legen ist, die gleichzeitig abzuführende größte stündliche Brauchwassermenge wesentlich übersteigt, so kommt bei den Schwemmkanälen die Brauchwassermenge für die Größe der Kanalquerschnitte nur in geringem Maß in Betracht, wenngleich sie auf deren Form einen entscheidenden Einfluß ausübt. Nimmt man z. B. die Menge des Regenwassers zu 80 sl für 1 ha und die stündliche Brauchwassermenge zu 12 l für den Kopf für 250 auf 1 ha wohnende Menschen an, so beträgt die Brauchwassermenge $\frac{250 \cdot 12}{60 \cdot 60} = 0{,}83$ sl, also nur etwa $^1/_{100}$ einer ansehnlichen Regenwassermenge.

Außer der Versickerung kommt bei der Bestimmung der abzuführenden Regenmenge in verschiedenen Fällen auch die sog. Verzögerung in Betracht. Es trifft dies hauptsächlich bei größern Entwässerungsgebieten zu, bei denen die nahgelegenen Flächen dem Kanal ihr Wasser früher zuführen, wie die entfernter gelegenen. Auch hier wird von einer Verzögerungszahl gesprochen, für deren Feststellung von verschiedenen Ingenieuren Verzögerungsformeln aufgestellt wurden. Infolge der Verschiedenheit der Einflüsse, denen der Abflußvorgang unterworfen ist, ist der Erfolg dieser Formeln naturgemäß nicht allzu groß. Trotzdem sind sie noch bei vielen Ingenieuren im Gebrauch, obwohl vor Verwendung dieser Verzögerungsformeln ausdrücklich gewarnt werden sollte. Vor allem sind die Vorgänge bei der Verzögerung selbst genauer zu beachten und Rücksicht zu nehmen auf den Weg, den das Wasser in gewisser Zeit bis zum Kanal und in diesem zurücklegt, sowie auf die Dauer der Sturzregen. Im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., III. Teil, Bd. IV finden sich hierüber nachstehende Ausführungen.

Ist v die mittlere Geschwindigkeit eines in das obere Ende eines l Meter langen Kanals eingetretenen Wasserteilchens, so bedarf dieses zum Durchlaufen des Kanals die Zeit $\frac{l}{v}$. Bezeichnet ferner t_r die Dauer des Regens, so vergeht von dessen Beginn bis zu dem Zeitpunkt, wo das letzte in den Kanal gelangte Regenwasser an der Auslaufstelle ankommt, die Zeit

$$T = t_r + \frac{l}{v}, \tag{33}$$

d. h. die Zeit des Abflusses ist stets größer als diejenige des Regens. Hierdurch allein ergibt sich jedoch noch keine die Verminderung der Kanalquerschnitte zulassende Verzögerung; diese tritt erst dann ein, wenn die Regendauer geringer als die Zeit ist, die das Regenwasser zum Durchfließen des Kanals braucht, d. h. wenn

$$t_r < \frac{l}{v}. \tag{34}$$

Dabei macht es keinen Unterschied, ob das Wasser einen Teil des Weges außerhalb des Kanals zurücklegt, sobald man nur die entsprechenden Werte für l und v wählt (also $t_r < \frac{l_1}{v_1} + \frac{l_2}{v_2} \cdots$). Innerhalb der zu entwässernden Stadt wird für v fast ausschließlich das Gefälle der Kanäle maßgebend sein, da der oberirdische Lauf des Regenwassers von der Fallstelle (Straße, Hof, Dach) bis zum Einlauf so kurz ist, daß er gegenüber der Gesamtlänge des zurückgelegten Weges vernachlässigt werden kann. Bei Außengebieten allerdings, in denen das Regenwasser den Kanälen in offenen Läufen zugeführt wird, muß auch der Weg in diesen berücksichtigt werden.

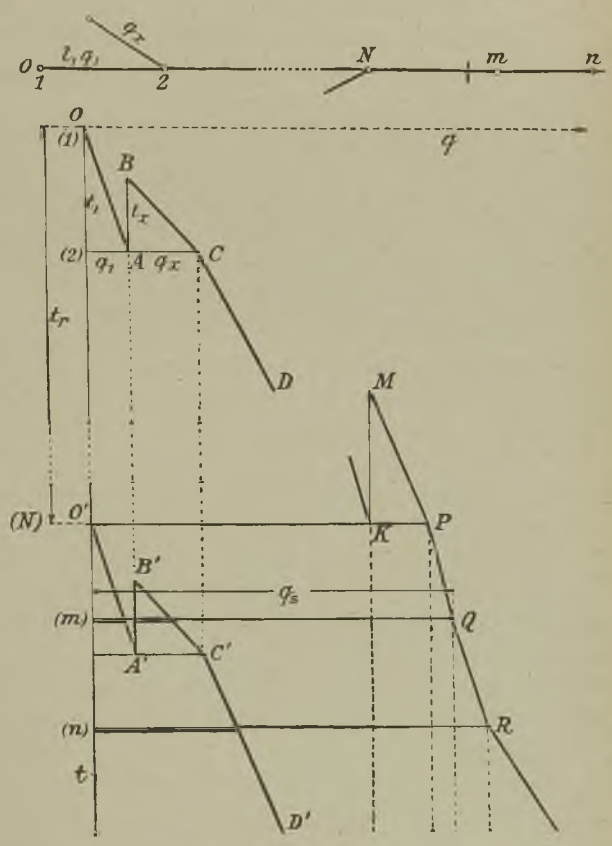
Da innerhalb der Stadt gemäß dem Kanalgefälle v in der Regel $> 0{,}7$ m ist und die Dauer t_r stärkerer Regen meistens gegen 20 Minuten beträgt, so wird man bei

Kanalstrecken, die kürzer als 800 m sind, für die mithin $t_r = 20 \cdot 60 = 1200$ Sekunden und $\frac{l}{v} = \frac{800}{0{,}7} = 1143$, d. h. $t_r > \frac{l}{v}$ ist, die Verzögerung nur ausnahmsweise berücksichtigen.

Hieraus ergibt sich, daß bei Einschätzung der Wassermengen, die 800 (bis 1000) m lange Kanäle ableiten sollen, lediglich die Regen- und Versickerungszahlen zu berücksichtigen sind, so daß man weitergehende Untersuchungen auf die Kanäle beschränken kann, die größere Längen, als die angegebenen haben. Bei Dörfern und kleinern Städten braucht die Verzögerung daher oft gar nicht berücksichtigt zu werden.

Für Kanäle, bei denen die Verzögerung in Betracht kommt, hat man an der Hand eines Lageplans von Fall zu Fall die Abflußmengen zu untersuchen; hierbei kann man diese bildlich derart darstellen, daß die Abflußdauer als Basis und die anfangs zu- und dann abnehmenden sekundlichen Abflußmengen, die sich nach dem jeweiligen Abflußgebiet richten, als Ordinaten aufgetragen werden.

Abb. 168. Verfahren zur Berücksichtigung der Verzögerung.



Prof. Dr.-Ing. R. WEYRAUCH gibt ein einfaches und praktisches Verfahren zur Berücksichtigung der Verzögerung in seinem Buche »Hydraulisches Rechnen«[1]) an, dem nachstehender Auszug entnommen ist. Bei einer Regendauer von t_r Sekunden und einer mittlern Wassergeschwindigkeit von v Meter in den Kanälen kommt die Verzögerung erst in Betracht bei einem kritischen Punkt N, der $l = v \cdot t_r$ Meter vom äußersten (obersten) Kanalpunkt entfernt ist. Bei Berücksichtigung der Verzögerung erfolgt die Berechnung analytisch in Tabellenform und gleichzeitig graphisch in einem Koordinatensystem, dessen Nullpunkt O (Abb. 168) in der Blattecke links oben liegt, dessen Abszissen (nach rechts) Wassermengen q, und dessen Ordinaten (nach unten) Durchflußzeiten t bedeuten.

Man dimensioniert den obersten Sammlerstrang (1—2), erhält daraus die Geschwindigkeit v und die Durchflußzeit $t_1 = v_1 \cdot l_1$. Dann trägt man t_1 als Ordinate, q_1 als Abszisse auf. Mündet in 2 ein Seitenkanal ein mit den Werten q_x und t_x, so schließt man q_x und t_x wie in Abb. 168 an. So entsteht die sog. Anlaufkurve $OABCD \ldots$

Mit dieser Aufzeichnung fährt man neben der tabellarischen Berechnung fort, bis man zu der Abszisse kommt, die von O in der Entfernung t_r gleich der Dauer des

[1]) R. WEYRAUCH, »Hydraulisches Rechnen«, 4. u. 5. Aufl., Stuttgart 1921, S. 276ff., woraus auch Abb. 168 entnommen ist.

angenommenen Berechnungsregens liegt. Ihr entspricht der kritische Punkt N des Sammlers bei dem betreffenden Berechnungsregen, d. h. von ihm aus kommen für die Berechnung der untern Sammlerstrecken immer mehr von den obersten Gebietsflächen und von den ihnen entsprechenden Abflußmengen in Wegfall. Man erhält die abzuziehenden Wassermengen durch einen zu $OABCD\ldots$ parallelen, in O_1 beginnenden Linienzug $O'A'B'C'D'\ldots$ die Parallelanlaufkurve. Abzuziehen sind die dick unterstrichenen Teile der Linien qs.

Mit der übrigbleibenden Wassermenge wird in der Tabelle weiter dimensioniert, wenn sich nicht oberhalb von qs eine längere Abszisse findet. In diesem Falle kommt z. B. für Punkt m und n nicht qs, sondern die bis dahin längste Abszisse $O'P$ in Betracht. Auch vom kritischen Punkte N ab ist die Anlaufkurve auf Grund derjenigen Geschwindigkeiten weiter zu berechnen, die sich ohne Berücksichtigung der ausscheidenden Wassermengen ergeben, d. h. also für zu große Massermengen. Die erste Berechnung ist mithin nur eine angenäherte.

Bei zu großen Differenzen in den Geschwindigkeiten kann die Aufstellung eines zweiten Verzögerungsplans nötig werden, wobei die neue Anlaufkurve mit den verbesserten Geschwindigkeiten, also Durchflußzeiten und den reduzierten Wassermengen konstruiert wird. Für ein bekanntes Kanalnetz und einen Regen von bestimmter Dauer und gleichmäßiger Dichte kann nach diesem Verfahren die Verzögerung für jede Kanalstrecke genau genug bestimmt werden.

Hingewiesen sei hier noch auf die von Dipl.-Ing. Hugo Eigenbrodt im Gesundheits-Ingenieur[1]) über die in Kanalnetzen abzuführenden größten sekundlichen Regenwassermengen gemachten Ausführungen. Hiernach soll für die Ermittlung der Abflußzahlen und die Berechnung der Kanäle nicht ein Regen von bestimmter Dauer und bestimmter Dichte zugrunde gelegt werden, sondern es ist den örtlichen Verhältnissen entsprechend an Hand der beobachteten Niederschläge eine Kurve über die zu erwartende Zuflußdichte abzuleiten.

Abhängig ist die größte Abflußmenge für einen bestimmten Punkt des Kanalnetzes von der maßgebenden Zuflußdichte, die sich aus der Gestalt des Niederschlagsgebiets und den beim Abfluß eintretenden Geschwindigkeitsverhältnissen ergibt, ferner von einem bestimmten Einzugsgebiet, dessen Größe aus der Kurve der kritischen Abflußmengen zu ermitteln ist; auch empfiehlt es sich, den Einfluß des freien Kanalraums auf die Abflußverhältnisse zu untersuchen und eine entsprechende Verminderung der Zuflußdichte vorzunehmen. Das vorstehende Verfahren erfordert ziemlich erhebliche Vorarbeiten gegenüber den bisher erwähnten, das jedoch für alle normalen Fälle genügende Genauigkeit besitzen dürfte.

Es mögen hier noch einige Angaben über die Regenmengen Platz finden, die der Berechnung ausgeführter Entwässerungen zugrunde gelegt sind

Stadt	Dichte Bebauung		Weite Bebauung
Mainz	55 sl/ha		28 sl/ha
Mannheim	84 »	(Vorstadt)	63 »
Wiesbaden	73 »		54 »

Bei neuern Ausführungen rechnet man durchweg mit höhern Ziffern, als bei frühern. So sind z. B. in Gießen für dichte Bebauung 160 sl/ha, für weite Bebauung (Villenviertel und Vororte) 60 sl/ha bei der Ausführung der Entwässerung angenommen worden, während im Vorentwurf noch 84 bzw. 42 sl/ha vorgesehen waren. Die wesentliche Er-

[1]) H. Eigenbrodt, »Über die Bestimmung der in Sielnetzen abzuführenden größten sekundlichen Regenwassermengen.« Gesundheits-Ingenieur 1922, Heft 1, 7, 8 u. 11.

höhung der Zahlen wurde bedingt durch die Ermittlung einer dichtern Bebauung der Altstadt, sowie durch die Beobachtungen an den Regenschreibern, die in der Zeit zwischen Ausarbeitung des Vorentwurfs und der Bauausführung gemacht wurden.

Schließlich sei bemerkt, daß die Ermittlung der von großern Kanälen zu bewältigenden Abflußmengen durch verschiedene Umstände beeinflußt wird, die sich einer Berechnung von vornherein entziehen; es ist nicht ausgeschlossen, daß die Zukunft stärkere als die bislang beobachteten Sturzregen bringt, daß das Anwachsen der Städte und die Art ihrer Bebauung sich anders gestaltet, als beim Entwurf eines neuen Kanals angenommen ist und dgl. mehr.

Im nachstehenden sollen nunmehr die Grundzüge der Schwemmkanalisation erörtert werden; auf das Trennverfahren wird später zurückgekommen.

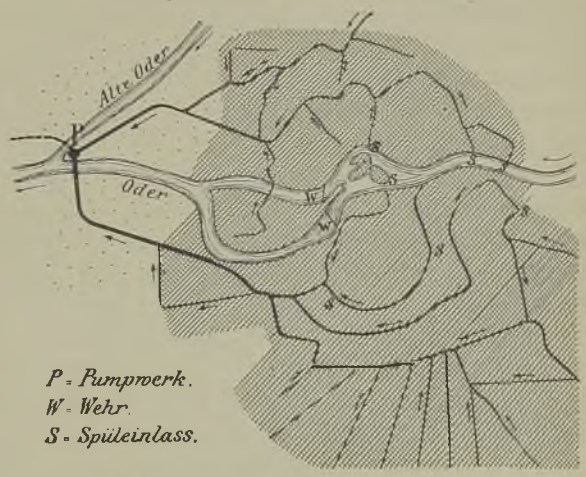
§ 39. Das Kanalnetz.

a) Allgemeine Anordnung.

Bei dem Entwurf jeder Entwässerungsanlage ist darauf zu sehen, daß das Brauch- und Regenwasser möglichst rasch und auf dem kürzesten Wege abgeleitet wird. Es empfiehlt sich daher in der Regel, die Linien der Kanäle der Richtung des natürlichen Oberflächengefälles anzuschließen, soweit dies nach der örtlichen Lage möglich ist.

Früher ließ man die Kanäle auf möglichst kurzem Weg in den die Stadt durchströmenden oder auch umfließenden Fluß ausmünden, eine Anordnung, die zu großer Verunreinigung der öffentlichen Gewässer im Stadtgebiet führte. Neuerdings fängt man, um dieser Verunreinigung vorzubeugen, die Kanäle durch einen oder, wenn nötig, mehrere Haupt-Sammelkanäle ab, die ihren Inhalt dann unterhalb der Stadt dem Fluß oder den jetzt wohl meistens vorgesehenen Abwasserreinigungsanstalten zuführen. Die Linienführung derartiger Abfangkanäle richtet sich natürlich ganz nach den örtlichen Verhältnissen und ist daher sehr verschieden; ebenso verschieden ist auch die Gesamtanordnung des Kanalnetzes, weshalb im nachstehenden nur einige bestimmte Fälle vorgeführt werden sollen.

Abb. 169. Kanalnetz der Stadt Breslau



Für Darmstadt wurde der Darmbach im Laufe der Zeit durchweg in einen Kanal verwandelt, der die Straßenkanäle des ältern Teiles der Stadt aufnimmt. Die Hochwasser des Baches werden von einem seit Jahren bestehenden, durch Herstellung eines Staudamms gebildeten Teiche (dem sog. »großen Woog«) aufgenommen; dieser ermöglicht unter anderm die Spülung des Sammelkanals. Im übrigen werden die Straßenkanäle mit Hilfe der Wasserleitungen gespült. Unterhalb der Stadt leitet der im Naturzustand befindliche Darmbach die Abwasser nach ausgedehnten Wiesen, woselbst sie zum Teil versickern, zum Teil nach Ablagerung des Schlammes gereinigt dem Bache wieder zufließen.

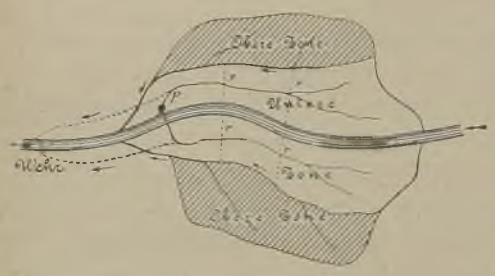
Breslau wird von einem ansehnlichen Fluß durchströmt. In solchen Fällen entstehen an jeder Seite des Flusses, wie oben bereits angedeutet, Hauptsammelkanäle, die

einem gemeinsamen Punkte *P* zustreben. Dies veranlaßt die Herstellung eines Dückers für den linkseitigen Hauptsammler. Die Höhenlage des Wasserspiegels der Oder hat es mit sich gebracht, daß bei *P* zur Hebung des Abwassers ein Pumpwerk angelegt werden mußte.

Die Abb. 169[1]) zeigt Wehre, aus deren Oberwasser verschiedene Spülkanäle ververmittels der zugehörigen Spüleinlässe abzweigen; das ist der Reinigung der Kanäle förderlich. Außerdem werden Not- oder Regenauslässe nicht fehlen, von denen weiter unten eingehender die Rede sein wird.

Oft ist es auch möglich, die künstliche Hebung des Wassers auf einzelne Stadtteile zu beschränken und so die dauernden Kosten zu ermäßigen. Es geschieht dies, indem man verschiedene Höhenzonen einführt, von denen die hochgelegenen freie Vorflut erhalten, so daß nur die tiefliegenden Stadtteile ihr Abwasser dem Pumpwerk zuführen.

Abb. 170. Höhenzonen.



In einzelnen Fällen kann man auch durch Verlängerung der Hauptsammelkanäle nach einer tiefern Stelle des Flusses, wie in Abb. 170 durch gestrichelte Linien angedeutet, das Pumpwerk sparen. In diesen Fällen sind jedoch genaue Berechnungen nötig, welche Art der Ausführung, ob lange teure Sammelkanäle oder Pumpwerke und künstliche Hebung wirtschaftlicher sind.

Bei der Entwässerung der Stadt Gießen ist die Zonenteilung derart durchgeführt, daß für die Abwässer des hochgelegenen Seltersbergs ein besonderes Klärbecken mit stets freier Vorflut angelegt ist, während die geklärten Abwässer der tiefgelegenen Altstadt und der angrenzenden Gebiete bei Hochwasser im Vorfluter übergepumpt werden müssen. Durch die Lahn wird die Stadt in zwei Entwässerungsbezirke getrennt, die ihre Abwässer, mit Ausnahme des bereits erwähnten Seltersbergs, den ungefähr mit dem Fluß parallel laufenden, in der Abb. 171 stark gedruckten Hauptsammelkanälen zuführen. Der Hauptsammelkanal des links der Lahn gelegenen Stadtteils nimmt durch einen Dücker in seinem untern Laufe die Abwässer des rechtseitigen Hauptsammelkanals auf und führt dann die Gesamtabwässer der tiefgelegenen Stadt den Klärbecken zu.

Eine Verlängerung der Hauptsammelkanäle und etwaige Umgehung des Pumpwerks war nicht möglich, da die Lahn unterhalb Gießens durch das Dutenhofer Wehr im Stau liegt und dadurch ein sehr geringes Gefälle hat. Oberhalb der Lahnbrücke liegt ebenfalls ein Wehr, dessen Stauwasser einer Ringspülleitung, zu welcher der alte Festungsgraben ausgebildet wurde, zugeführt werden kann.

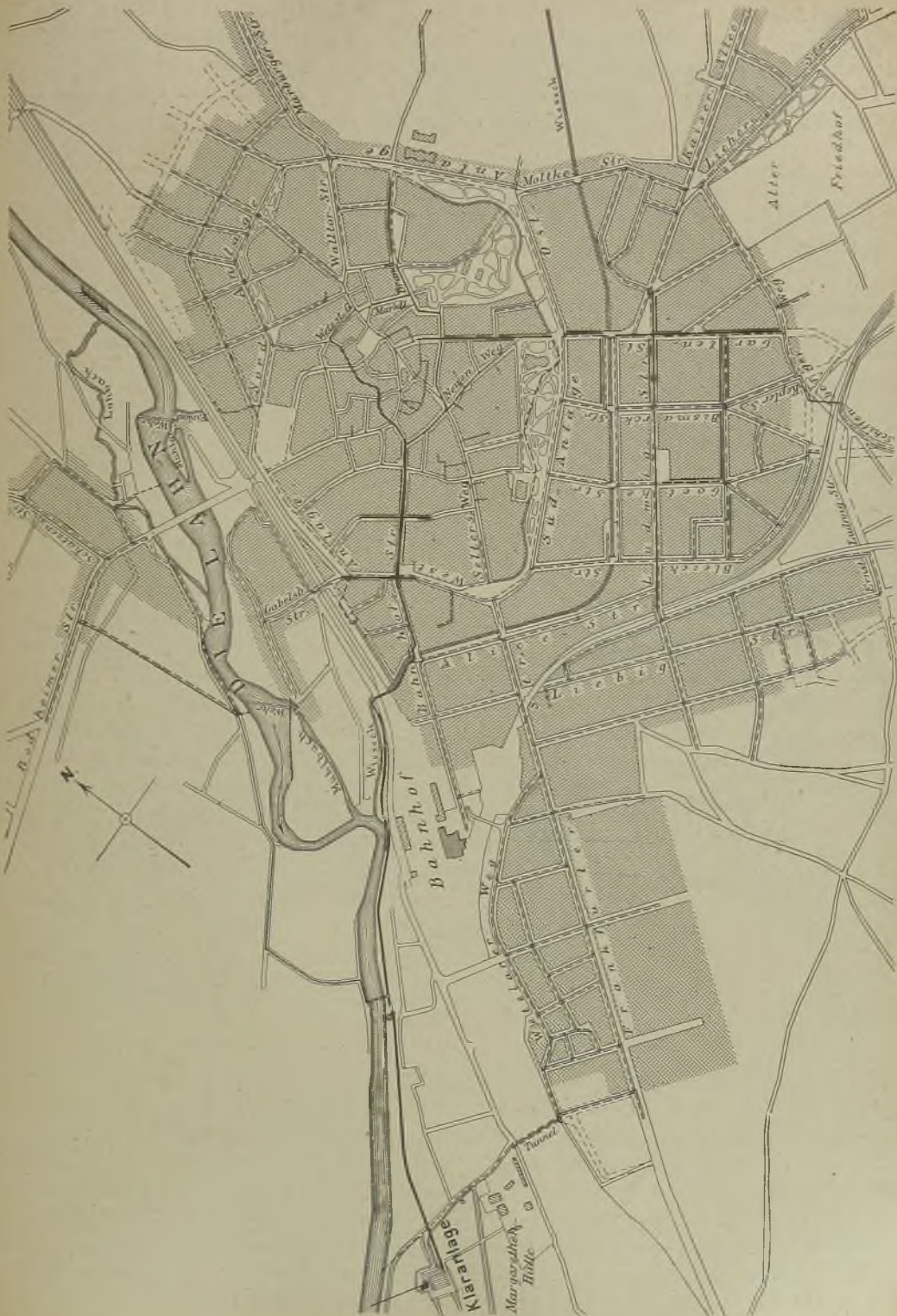
Die Entwässerung der Altstadt erfolgt nach dem Schwemmverfahren, die aller übrigen Stadtteile nach dem Trennverfahren, worauf später zurückgekommen wird. Erwähnt sei nur noch, daß infolge dieser Einteilung die Anlage von Notauslässen nach der Lahn und dem die Stadt durchströmenden Wieseckbach vermieden werden konnte.

Bei sehr großen Städten kann Leitung der Abwässer nach verschiedenen Richtungen empfehlenswert sein; dementsprechend sind eine größere Zahl von Bezirken zu bilden. Jeder Bezirk erhält eine selbständige Gruppe von Kanälen und ein Pumpwerk, das die Abwässer entfernten, in der Umgebung der Stadt liegenden Rieselfeldern zuführt. In

---

[1]) Die Abb. 169, 170, 172 bis 184, 187 bis 189, 191 bis 201 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.« entnommen.

Abb. 171. Kanalnetz der Stadt Gießen.



dieser Weise ist die nachstehend kurz beschriebene Entwässerung von Berlin (Abb. 172) durchgeführt.

Eine genügende Entwässerung Berlins war in hohem Grade schwierig. Die Sohle des Spreetals ist meistenteils nahezu wagerecht und der Höhenunterschied zwischen jener und dem Flußspiegel ist nur gering, nicht minder die Abflußgeschwindigkeit des Flußwassers. Infolge der großen Ausdehnung befestigter Straßen und Plätze wird den Kanälen Regenwasser in Mengen zugeführt und dgl. mehr.

Abb. 172. Übersichtsplan der Berliner Entwässerungsanlagen.

Da der Förderung des Abwassers nach den entfernt liegenden Rieselfeldern enge Grenzen gesteckt sind, ist die Kanalisation in hohem Maß auf Notauslässe angewiesen und das Trennverfahren ist hier derart zur Anwendung gekommen, das ein ansehnlicher Teil des Abwassers, sobald dessen Verdünnung einen bestimmten Grad erreicht hat, durch Notauslässe den freien Gewässern zugeführt wird. Hierbei entstehen jedoch unterhalb der Notauslässe große Schlammbänke, die oft durch Baggerung beseitigt werden müssen. Aus der Abb. 172 ist ersichtlich, daß die Pumpwerke neben den freien Gewässern liegen, die Notauslässe dürften sich in ihrer Nähe befinden. Die Hauptsammelkanäle sind in der Abbildung mit feinen gestrichelten Linien gezeichnet.

b) Arten der Kanäle.

Bei städtischen Entwässerungen unterscheidet man in der Hauptsache folgende Arten von Kanälen: Hauskanäle, die das Wasser aus dem Innern der Gebäude nebst dem Wasser von Höfen und diesen zugekehrten Dächern aufnehmen und es den Straßenkanälen zuführen. Die nach den Straßen zu liegenden Dachflächen erhalten meistens direkte Ableitung nach dem Straßenkanal, da die Regenrohre zur wirksamen Lüftung der Kanäle benutzt werden können. Das Wasser von den Straßen selbst fließt den Kanälen durch sog. Sinkkasten zu. Die Straßenkanäle liegen bei Straßen von mäßiger Breite in der Regel in der Mitte der Fahrbahn, während bei Straßen von großer Breite die Herstellung von Kanälen an beiden Seiten der Fahrbahn nicht selten vorzuziehen ist; eine Anordnung, der jedoch eine genaue Kostenprüfung, insbesondere auch in Bezug auf die Hausanschlüsse, voranzugehen hat.

Die einzelnen Straßenkanäle münden in Bezirkskanäle, und wenn deren mehrere vorhanden sind, bilden sich durch ihre Vereinigung die Sammler. Diese münden mitunter ohne weiteres in ein fließendes Gewässer aus, mitunter muß aber ein längerer Stamm- oder Vorflutkanal (Hauptsammler) hergestellt werden, um eine geeignete Mündungsstelle zu erreichen.

Abb. 173 u. 174. Notauslaß.
Abb. 173. Schnitt.

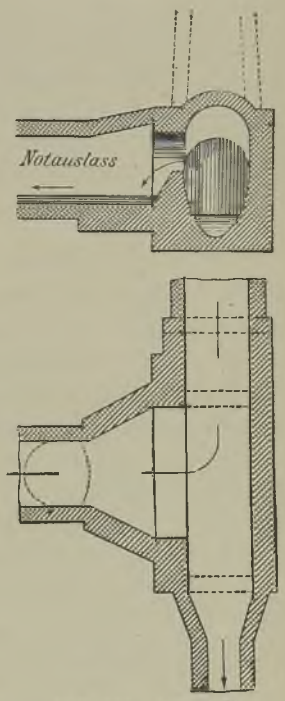


Abb. 174. Grundriß.

c) Entlastungsanlagen.

Zur Entlastung der Kanäle, die außer dem Brauchwasser auch das Regenwasser aufnehmen, dienen Not- oder Regenauslässe, die, sobald ersteres eine größere als eine bestimmte $n$fache Verdünnung erfahren hat, das Kanalwasser unmittelbar dem Flusse zuführen. Die Entlastung erfolgt meistens selbsttätig, indem in der Höhe des Wasserstands, bei dem Kanal das $n + 1$fache des Brauchwassers führt, eine genügend breite Überfallschwelle (Abb. 173 u. 174) angebracht wird, über die das verdünnte Wasser durch den Auslaßkanal abfließt. Der Grad n der Verdünnung des Kanalwassers durch Regenwasser, d. h. das Verhältnis der sekundlich abfließenden Regenwassermenge zur sekundlich abfließenden Brauchwassermenge, ist um so größer zu wählen, je kleiner und weniger rein der Wasserlauf und je geringer seine Abflußgeschwindigkeit ist. Bei ausgeführten Anlagen wurde n zu 2 bis 9 angenommen. Sowohl für das Kanalnetz, als auch für den aufnehmenden Wasserlauf ist es vorteilhaft, mehrere in nicht zu nahen Abständen liegende Notauslässe anzuordnen. Auf die Notauslässe wird weiter unten näher eingegangen werden.

d) Spülleitungen.

Da eine Reinigung der Kanäle nur durch regelmäßige Spülungen erzielt werden kann, so ist das Kanalnetz in bestimmte Spülbezirke zu teilen, die von dem in die obern Enden eintretenden Wasser durchspült werden. Als Bezugsquellen für das Spülwasser können Bäche, das Oberwasser gestauter Wasserläufe, das in dem obern Teil des Entwässerungsgebiets angesammelte Grundwasser, ferner Teiche, alte Wasserleitungen u. dgl. dienen. Bei angemessener Lage des betreffenden Wasserlaufs sind die Kanäle bis an diesen heranzuführen, oder es sind von der Entnahmestelle aus besondere Spül-

leitungen herzustellen, die auf dem Rücken des Spülgebiets entlang geführt werden und das Wasser an die einzelnen Kanäle abgeben.

Liegen die Kanalnetze in verschiedenen Höhenzonen, so ist die Anordnung so zu treffen, daß der durch das Spülwasser der Zweigkanäle vermehrte Inhalt des auf dem untern Rande der obern Zone sich hinziehenden Abflußkanals zur Spülung der Kanäle der tiefer liegenden benutzt werden kann.

Eine sehr schwierige Aufgabe erwächst bei städtischen Entwässerungen daraus, daß das Abwasser einer Reinigung unterzogen werden muß, bevor man es den fließenden Gewässern zuführt. Die hierdurch bedingten baulichen Anlagen werden weiter unten besprochen.

§ 40. Tiefenlage, Gefälle, Berechnung und Querschnittsform der Kanäle.

a) Die Tiefenlage

unter der Straßenoberfläche hängt von der Lage der tiefsten zu entwässernden Räume, d. h. der Keller ab, die häufig für gewerbliche Zwecke, zur Herstellung von Waschküchen usw. benutzt werden. Unter der Voraussetzung, daß der Kanal bei starkem Regen ohne Eintritt eines Überdrucks gefüllt ist, muß dann sein Scheitel noch etwas unter der Kellersohle liegen; diese Bedingung läßt sich in ebenem Gelände in der Regel mit 3 m Überdeckungshöhe erfüllen, weil die Sohle der zu entwässernden Räume selten mehr als 2 m unter der Straßenoberfläche liegt. In unebenem Gelände reicht jedoch die aus jener Deckhöhe sich ergebende Tiefenlage der Straßenkanäle oft nicht aus, besonders wenn bereits bebautes Hinterland mit starker Neigung vorhanden ist.

b) Gefälle.

Unter dem Gefälle eines Kanals versteht man dasjenige der Sohle. Das Sohlengefälle bedingt die Abflußgeschwindigkeit bei niedrigen Wasserständen; für die Fortbewegung der im Brauchwasser vorhandenen Sinkstoffe ist dasselbe maßgebend und deshalb für die Reinhaltung des Kanalnetzes sehr wichtig.

Das Sohlengefälle ist womöglich so groß anzunehmen, daß die ihm entsprechende Geschwindigkeit des Brauchwassers zur Fortbewegung der Sinkstoffe ausreicht, wozu sie in größern Kanälen im Mittel 0,6 bis 0,75 m in der Sekunde, in kleinern, zeitweilig wasserlosen Leitungen jedoch das $1\frac{1}{2}$fache betragen sollte. Für kreisförmige Querschnitte und mittlere Brauchwassermengen liegen günstige Gefälle, die jedoch nur selten eingehalten werden können, erfahrungsgemäß:

1.	bei Hauskanälen	von	0,1	und	0,125 m	Weite	zwischen	1 : 15	und 1 : 30,
2.	» »	»			0,15 »	»	»	1 : 20	» 1 : 50,
3.	» Straßenkanälen	bis			0,30 »	»	»	1 : 30	» 1 : 150,
4.	» »	von	0,30	bis	0,60 »	»	»	1 : 50	» 1 : 200.

Hierbei ist ein kreisförmiger Querschnitt vorausgesetzt. Da für eiförmige Querschnitte ein geringeres Gefälle angenommen werden kann, so liegt das günstigste Gefälle bei Nebensammlern mit dieser Querschnittsform zwischen 1 : 100 bis 1 : 300.

Flache Neigung des Abflußgebiets, hoher Grundwasserstand oder künstliche Hebung des Abwassers bedingen oft geringere Gefälle als die oben angegebenen. Hauptsammler können beispielsweise ein Gefälle von 1 : 2000 bis 1 : 3000 erhalten.

c) Berechnung der Abflußmengen.

Die Abflußmengen werden durch die Gefälle des Wasserspiegels bedingt, die von den Sohlengefällen nicht selten merklich abweichen. Der Wechsel der Menge des

zufließenden Wassers, besonders bei Regenfällen, ferner Einmündungen von Zweigleitungen usw. veranlassen fortwährende Änderungen des Spiegelgefälles, so daß darüber genauere Angaben sich nur vereinzelt machen lassen. Die übliche Berechnung der Abflußmengen aus den Sohlengefällen und dem Wasserquerschnitt des bis zum Scheitel gefüllten Kanals ist deshalb nur ein Notbehelf, zumal die größten Abflußmengen dann eintreten, wenn an vollständiger Füllung noch etwas fehlt.

Das hier Gesagte gilt nicht mehr, sobald das Kanalwasser unter Überdruck steht, wobei das Wasser in die Kanalschächte eintritt und darin in die Höhe steigt. In diesem Falle pflegt man die Regeln für Berechnung der Rohrleitungen anzuwenden.

Bei sämtlichen Berechnungen ist zu berücksichtigen, daß die Geschwindigkeitszahl c in der Formel $v = c\sqrt{R \cdot J}$ hauptsächlich von der Größe der hydraulischen Tiefe R abhängig ist (vgl. § 32). Zur Berechnung eignet sich, wie bereits erwähnt, die sog. abgekürzte KUTTERsche Formel

$$v = \frac{a\sqrt{R}}{b + \sqrt{R}} \cdot \sqrt{R \cdot J}, \tag{35}$$

bei der a gleich 100 zu setzen und b nicht genau bestimmt ist. Da bei städtischen Kanälen das Wasser nicht rein und die Sohle selten frei von Ablagerungen ist, so darf die Rauhigkeitszahl b nicht zu niedrig eingesetzt werden. FRÜHLING empfiehlt, unter $b = 0{,}35$ nicht herabzugehen und auch diesen Wert nur anzuwenden, wenn voraussichtlich eine regelmäßige Reinigung und Spülung der Kanäle stattfindet. Da sich ferner die ursprünglichen Unterschiede in den Reibungswiderständen der Ziegel-, Tonrohr- und Zementwandungen unter der Einwirkung eines nach und nach aus den Beimengungen des Wassers sich bildenden Überzugs allmählich ausgleichen, so darf für alle bei städtischen Entwässerungsanlagen vorkommenden Leitungen, einschließlich der gußeisernen Rohre, gesetzt werden:

$$v = \frac{100\sqrt{R}}{0{,}35 + \sqrt{R}} \cdot \sqrt{R \cdot J}. \tag{36}$$

Es sollen nun beispielsweise die Abflußmengen Q für einen Kanal mit kreisförmiger Öffnung (Kreiskanal) von 1,0 m Durchmesser berechnet werden, zunächst bei voller Füllung. Wenn der Durchmesser mit d bezeichnet wird, ist $R = \frac{d^2}{4} \cdot \pi : d\pi$ mithin $= \frac{d}{4}$. Wenn man dies in obige Formel einsetzt, erhält man

$$v = \frac{50 \cdot d \cdot \sqrt{J}}{0{,}7 + \sqrt{d}}. \tag{37}$$

Für $J = 0{,}0009$ und $\sqrt{J} = 0{,}03$

ergibt sich bei $d = 1$, $v = 0{,}88$

und $Q = F \cdot v = 0{,}785 \cdot 0{,}88 = 0{,}69$ cbm/sek.

Wenn der Kanal nur insoweit gefüllt ist, daß der Zentriwinkel des Wasserquerschnitts 270° beträgt, ergibt sich folgendes:

Die Fläche F dieses Querschnitts bei einem Halbmesser $\varrho = 0{,}5$ m ist

$$\frac{\varrho^2}{2} \cdot (1\tfrac{1}{2}\pi + 1) = \frac{0{,}5^2}{2} \cdot 5{,}71 = 0{,}714$$

und der benetzte Umfang ist

$$u = \varrho \cdot \tfrac{1}{2}\pi = 2{,}36; \qquad \text{mithin } R = \frac{0{,}714}{2{,}36} = 0{,}303.$$

Aus Gl. (37) erhält man sodann $v = 0{,}99$, ferner $Q = F \cdot v = 0{,}714 \cdot 0{,}99 = 0{,}71$ cbm/sek, während nach obigem bei vollständiger Füllung des Querschnitts $Q = 0{,}69$ ist. Sehr groß ist der Unterschied nicht. Man sieht, daß die größte Abflußmenge nicht bei voller Füllung des Querschnitts, sondern früher eintritt, und zwar, wie eingehendere Berechnungen ergeben, bei einem Zentriwinkel des Wasserquerschnitts von 308°, vgl. Abb. 175.

Es soll nun noch beispielsweise die Durchflußmenge für den Fall untersucht werden, daß der Wasserspiegel ein stärkeres Gefälle als die Kanalsohle hat. In der Mitte einer 400 m langen Kanalstrecke ist bei Sturzregen der oben besprochene Wasserquerschnitt (Zentriwinkel 270°) entstanden, während der Kanal am obern Ende dieser Strecke bis zum Scheitel gefüllt ist. Einfache Rechnungen ergeben, daß das dieser Sekung des Wasserspiegls entsprechende Gefälle $J_1 = 0{,}0007$ ist. Wenn J auch in diesem Falle $= 0{,}0009$, erhält man $J + J_1 = 0{,}0016$. Die Wassermengen verhalten sich wie die Quadratwurzeln der Gefällsverhältnisse, und es folgt aus $\sqrt{J} = 0{,}03$ und $\sqrt{J_1} = 0{,}04$, daß in der Mitte der Strecke eine Wassermenge von $1\frac{1}{3} \cdot 0{,}71 = 0{,}96$ cbm/sek fließt, jedoch nicht auf die Dauer.

d) Zweckmäßige Abflußquerschnitte.

Soll eine möglichst große Wassermenge abgeführt werden, so ist die vorteilhafteste Qnerschnittsform ein Kreis. Da aber die in städtischen Entwässerungskanälen abzuführenden Wassermengen starken Schwankungen ausgesetzt sind, bietet die Eiform gegenüber den kreisförmigen Querschnitten mancherlei Vorteile. Von den verschiedenen Eiformen ist am gebräuchlichsten die in Abb. 176 u. 177 dargestellte.

Abb. 175. Kreisförmiger Querschnitt.

Abb. 176. Eiform.

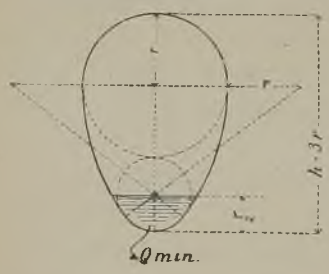
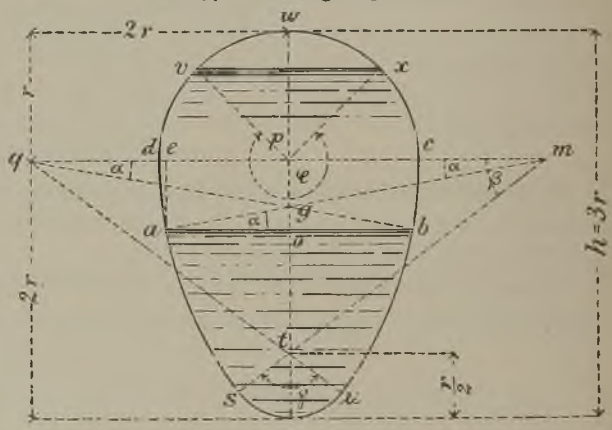


Abb. 177. Eiförmiger Querschnitt.



Der Hauptvorteil der eiförmigen Kanäle besteht darin, daß sie Verschlammungen weniger ausgesetzt sind, als Kreiskanäle, denn die Geschwindigkeit geringer Wassermengen ist in erstern größer als in letztern. Noch wichtiger ist, daß bei größern Füllhöhen die Schleppkraft des Wassers im Eikanal infolge der größern Wassertiefe stärker als im Kreiskanal zunimmt.

Diese Umstände sind Veranlassung, daß man bei schwachen Gefällen des Brauchwassers mitunter Eikanäle bevorzugt hat, bei denen der Halbmesser des Sohlenbogens kleiner ist als $\frac{r}{2}$ (Abb. 176), und selbst solche, deren Querschnitt unten in eine Spitze ausläuft. Für die Eikanäle spricht auch der Umstand, daß die höhere Form das Begehen behufs Reinigung erleichtert.

Unter Bezugnahme auf Abb. 177 berechnen sich der benetzte Umfang und die Querschnittsfläche des gefüllten Eikanals wie folgt: Die Katheten des Dreiecks pmt sind $4 \cdot \frac{r}{2}$ und $3 \cdot \frac{r}{2}$, somit $mt = 5\frac{r}{2}$ und $ms = 6 \cdot \frac{r}{2} \cdot ds$ ist also ein Kreisbogen. Ferner ist der Winkel $\beta = 36^\circ\, 50'$, da $\operatorname{tg}\beta = 0{,}75$, sodann der Winkel $\gamma = 106^\circ\, 20'$. Hieraus und aus der Größe r, $3r$ und $\frac{1}{2}r$ der in Betracht kommenden Radien ergibt sich der benetzte Umfang des gefüllten Kanals zu $7{,}93r$. Bei der Berechnung der Querschnittsfläche ist zu berücksichtigen, daß man von der Fläche des Sektors dms das Dreieck ptm abziehen muß. Durch einfache Rechnungen erhält man $4{,}95r^2$ als Größe der genannten Fläche.

Im allgemeinen ist folgendes zu bemerken: Da trotz guter Abfangsvorrichtungen den Straßenkanälen Sinkstoffe zugeführt werden, so sollte die Weite der Kanäle, selbst bei sauber gehaltenem Pflaster, reichlichem Brauchwasser und gutem Kanalgefälle, nicht unter 20 cm betragen, damit die Reinigung nicht erschwert wird. Ferner müssen besteigbare Kanäle eine Höhe von mindestens 1,2 m, und bei dieser geringsten Höhe alle 50 m mindestens 1,8 m hohe, durch Überhöhung des Gewölbes hergestellte Ruhekammern oder als solche dienende Einsteigschächte erhalten.

Die Kanäle müssen sich bestimmten Größenklassen anpassen; bei der Berliner Kanalisation z. B. nehmen die Durchmesser der aus gebrannten Ton hergestellten Kreiskanäle um je 3 cm, die der Eikanäle um je 10 cm zu. Näheres über die normalen Abmessungen verschiedener Arten von Kanälen und Rohren (gußeiserne Rohre, Blei- und Zinkrohre, »Steinzeug«), auch über einheitliche Benennungen der Leitungen findet man im Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung, 1908, S. 228.

In Berücksichtigung der erwähnten Abrundungen sollten Zahlenrechnungen, die die Abmessungen der Kanalquerschnitte und Ähnliches betreffen, zwar sorgfältig, aber nicht mit übertriebener Genauigkeit gemacht werden, zumal in diesen Rechnungen Größen auftreten, die sich mehr oder weniger nur auf Schätzungen stützen. Dies betrifft namentlich die Wassermengen, aber auch sämtliche Geschwindigkeitszahlen. Mit dreistelligen Zahlen darf man bei jenen Rechnungen wohl arbeiten, für die Ergebnisse werden aber zweistellige Zahlen oft genügen.

e) Berechnung der Kanalquerschnitte aus Abflußmenge und Gefälle.

Hierbei kommt zunächst die Geschwindigkeit v in Betracht, für die FRÜHLING, wie bereits erwähnt, die Formel $v = \frac{100\sqrt{R}}{0{,}35 + \sqrt{R}} \cdot \sqrt{R \cdot J}$ benutzt. Für den gefüllten Kreiskanal ergibt sich

$$v = \frac{50 d \sqrt{J}}{0{,}7 + \sqrt{d}}.$$

Der gefüllte Eikanal von der Höhe h (s. Abb. 177) dagegen hat eine hydraulische Tiefe $R = \frac{4{,}95r^2}{7{,}93r} = 0{,}579r$ oder, da $r = \frac{h}{3}$ ist, gleich $0{,}193\,h$. Dieser Wert, in jene Hauptformel eingesetzt, liefert

$$v = \frac{44\sqrt[4]{h}\sqrt{J}}{0{,}8 + \sqrt{h}}. \tag{38}$$

In der Regel kommt es darauf an, zunächst den Querschnitt F zu ermitteln. Bekanntlich ist $v = \frac{Q}{F}$, daher für den gefüllten Kreiskanal gleich $\frac{4\,Q}{d^2 \cdot \pi}$, für den ge-

füllten Eikanal dagegen gleich $\frac{Q}{4{,}59 r^2} = \frac{Q}{0{,}51 h^2}$. Diese Werte in die Formeln 37 u. 38 eingesetzt, ergeben Gleichungen, in denen nur d bzw. h unbekannt sind.

Man erhält für den Kreiskanal

$$Q = \frac{39{,}3 \cdot d^3 \sqrt{J}}{0{,}7 + \sqrt{d}} \quad \text{und für den Eikanal} \quad Q = \frac{22{,}4 \cdot h^3 \sqrt{J}}{0{,}8 + \sqrt{h}}.$$

Eine allgemein gültige Auflösung derartiger sog. höheren Gleichungen ist sehr umständlich. Wenn es sich aber bei J um eine bestimmte Zahl handelt, kann man brauchbare Näherungswerte in nachstehender Weise leicht ermitteln.

J sei $= 0{,}0009$, dann ist $\sqrt{J} = 0{,}03$ und für den Kreiskanal $Q = \frac{1{,}18 \cdot d^3}{0{,}7 + \sqrt{d}}$.

Die verlangte Abflußmenge Q sei $= 0{,}6$ cbm/sek. Probeweise setzt man zuerst $d = 1{,}0$, dann ergibt obige Formel $Q = 0{,}7$, das ist zu groß. Ferner erhält man

$$Q = 0{,}52 \quad \text{für} \quad d = 0{,}9$$
$$\text{und } Q = 0{,}63 \quad \text{»} \quad d = 0{,}95.$$

Man könnte also den Durchmesser 0,95 wählen, wenn man nicht 1,0 m der Sicherheit wegen vorzieht.

Für den Eikanal ergibt sich bei $J = 0{,}0009$

$$Q = \frac{0{,}672 \cdot h^3}{0{,}8 + \sqrt{h}};$$

hieraus folgt für

$h =$	1,0	1,1	1,2	m
$Q =$	0,38	0,48	0,61	cbm/sek.

Man hat somit dem Eikanal 1,2 m lichte Höhe zu geben. Die lichte Höhe des Kreiskanals verhält sich zu der des Eikanals annähernd wie 3 : 4.

Eine andere und neue Berechnung der Kanalquerschnitte ist die nachstehende: Man führt die in § 31 mit R_1 bezeichnete, einem Wasserquerschnitt von 1 qm entsprechende hydraulische Tiefe und einen Näherungswert für die Geschwindigkeitszahl c ein. Bei größern Kanälen kann man $c = 55$ annehmen, das ist nach Ausweis der Abb. 136, S. 359 genau genug der Wert, der der KUTTNRschen Formel mit $b = 0{,}4$ entspricht. Die R_1 berechnen sich in den vorliegenden Fällen folgendermaßen: Bei einem kreisförmigen Wasserquerschnitt ist

$$F_k = 0{,}785 \cdot d^2 = 1, \quad \text{somit} \quad d = 1{,}13$$
$$\text{und} \quad R_1 = \frac{d}{4} = 0{,}28.$$

Bei einem eiförmigen Wasserquerschnitt ist $F_e = 4{,}59 r^2 = 1$, somit $r = 047$.

Der benetzte Umfang ist $u = 7{,}93 \cdot r = 3{,}72$, somit $R_1 = \frac{1}{3{,}72} = 0{,}27$.

Wenn nun die gesuchte Querschnittsfläche mit F bezeichnet wird, so ist die zugehörige hydraulische Tiefe R allgemein $= R_1 \cdot \sqrt{F}$ und aus $v = c\sqrt{R} \cdot \sqrt{J}$ folgt

$$v = c\sqrt{R_1} \cdot \sqrt[4]{F} \cdot \sqrt{J},$$

somit

$$Q = F \cdot v = v\sqrt[4]{F^4} = c \cdot \sqrt{R_1} \cdot J \cdot \sqrt[4]{F^5},$$

endlich

$$F = \left(\frac{1}{c \cdot \sqrt{R_1} \cdot J} \cdot Q\right)^{\frac{4}{5}}. \tag{39}$$

In einem bestimmten Falle sei wieder $Q = 0{,}6$ cbm, $J = 0{,}0009$ und $c = 55$; dann erhält man aus der vorstehenden Formel

für den gefüllten Kreiskanal

$$F = 0{,}74, \text{ somit } d = 0{,}97$$

und für den gefüllten Eikanal

$$F = 0{,}73, \text{ ferner, da } h = \tfrac{1}{3}r,$$
$$\text{aus } F = 4{,}59r^2 = 0{,}51\,h^2 = 0{,}75$$
$$h = 1{,}21.$$

Die Ergebnisse der neuen Art der Berechnung stimmen sonach mit den neben stehend auf einem ganz andern Weg ermittelten Werten genau genug überein.

Wenn die obige Rechnung für d einen erheblich kleinern Wert als 1,0 m liefert, so kann man den gefundenen Näherungswert benutzen, um mit Hilfe der Abb. 136, S. 359 das c zu berichtigen; man wiederholt dann die Rechnung mit dem neuen c.

Bei eisernen Rohrleitungen ist ein ähnliches Verfahren seit langer Zeit üblich. Man berechnet sie gern zunächst mit $c = 50$. Vgl. Berechnung der Rohrweiten aus Wassermenge, Reibungshöhe und Leitungslänge in § 30d. Es darf noch bemerkt werden, daß die Formel 39 auch bei Gerinnen und Gräben anwendbar ist. Die c lassen sich mit Hilfe der Abb. 136 leicht einschätzen, während die R_1 in § 31 besprochen sind.

f) Andere Querschnittsformen.

Außer den weitverbreiteten, kreisförmigen und den gewöhnlichen eiförmigen Querschnitten kommen mit Rücksicht auf das Verhältnis zwischen Bauhöhe und abzuführender Wassermenge, Begehbarkeit, Höhe des Grundwasserstands und Beschaffenheit des Untergrunds noch andere Querschnittsformen zur Anwendung. Hauptsächlich handelt es sich

Abb. 178. Kanal mit Gangbahn.

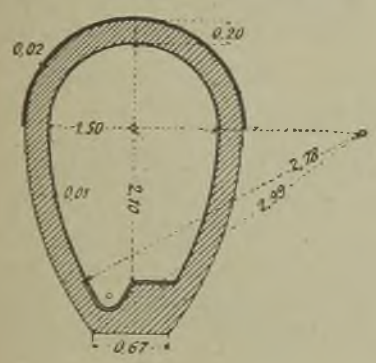
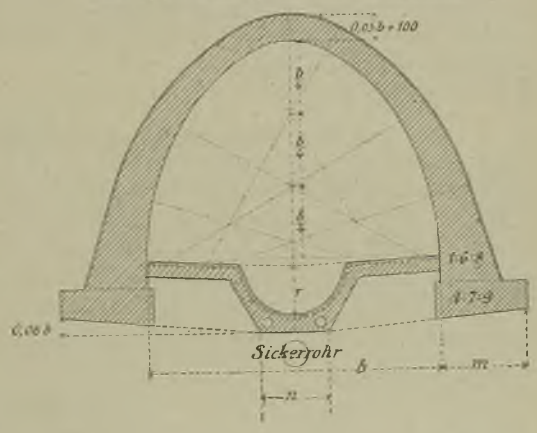


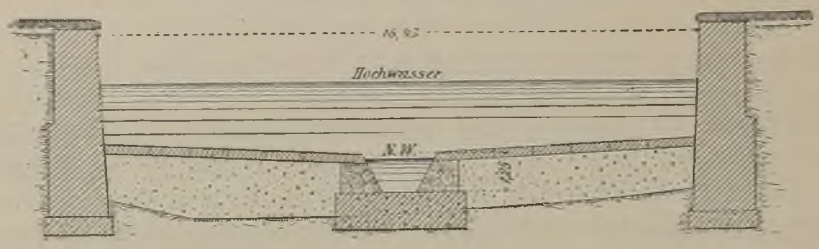
Abb. 179. Kanalquerschnitt in Dresden.



hier um Stammkanäle und Hauptsammler. Bei vielen derselben ist das eigenartige die Herstellung von Gangbahnen. Die Gangbahnen sind nicht frei von Mißständen; immerhin lassen sie sich da, wo eine regelmäßige Räumung erforderlich ist, durch Rücksichten auf Erleichterung dieser beschwerlichen Arbeit rechtfertigen. Es sollen nur zwei Beispiele angeführt werden. Abb. 178 zeigt einen Pariser Endkanal, bei dem der kleine Halbmesser der Rinnensohle und die Steilheit der anschließenden Wandungen beachtenswert ist. Hier ist die Gangbahn nicht von Vorteil, da leicht ein Abrutschen der Reinigungsmannschaften beim Begehen des Kanals stattfinden kann.

Zweckmäßig dagegen ist die Sohlenbildung des Dresdener Sammlers (Abb. 179); das haubenartig geartete Deckengewölbe schließt sich im wesentlichen dem Verlauf der Drucklinie an und es sind zwei breite Gangbahnen entstanden. Bei einer Höhe von

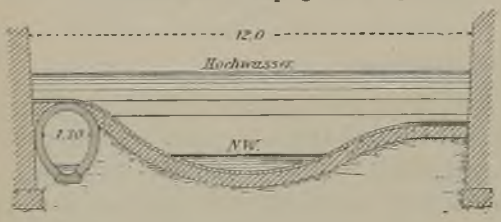
Abb. 180. Partheflu ß in Leipzig, alter Querschnitt.



mindestens 2,3 m lassen sich im obern Teile des Deckengewölbes die Leitungen für Wasser, elektrischen Strom usw. anbringen.

In Verbindung mit den Entwässerungskanälen werden nicht selten offene Leitungen hergestellt, beispielsweise um das Kanalwasser nach Rieselfeldern zu leiten und das gereinigte Wasser weiter zu befördern. Auch die sog. Stadtbäche gehören hierher, also geregelte fließende Gewässer aus Gebieten außerhalb des Stadtbezirks, in die Entwässerungskanäle münden.

Abb. 181. Partheflu ß in Leipzig, neuer Querschnitt.



Ein Beispiel bietet der Partheflu ß in Leipzig. Abb. 180 bringt den Querschnitt einer ältern, ausgeführten Strecke, die teils wegen eines sehr geringen Sohlengefälles, teils infolge der Form ihres Querschnitts eine starke Verschlammung zeigt. Der übrige Teil weist erheblich stärkeres Gefälle auf und ist bei diesem nach Abb. 181 die Querschnittsform erheblich besser.

§ 41. Baustoffe zur Herstellung der Kanäle.

Die zur Entwässerung dienenden Kanäle müssen nicht nur genügende Festigkeit und Dichtigkeit, sondern auch die erforderliche Widerstandsfähigheit gegen die Einwirkung des Kanalwassers und der an der Sohle sich fortbewegenden Sinkstoffe besitzen. Diesen Ansprüchen genügen mehr oder weniger gut Kanäle, die aus natürlichen Steinen, Ziegeln (Backsteinen) Klinkern, Beton, Ton bzw. Steinzeug und Eisen hergestellt sind, jedoch werden Kanäle aus natürlichen Steinen (Bruchsteinen und Werksteinen) in neuerer Zeit sehr selten verwendet.

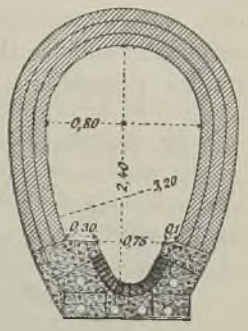
a) Ziegel.

Hartgebrannte Ziegel (Backsteine, Klinker) eignen sich besonders zur Herstellung größerer Kanäle, weil sie große Festigkeit und Dauer besitzen und eine saubere Herstellung der Innenflächen ermöglichen. Bei der Auswahl der zu verwendenden Steine ist mit großer Vorsicht zu verfahren und empfiehlt es sich, den Lieferungen nachstehende Bedingungen zugrunde zu legen.

Die zur Hintermauerung der Kanäle sowie sonstigem Mauerwerk zu verwendenden Backsteine müssen mit Maschinen geformte Ofensteine bester Qualität aus reinem, gründlich durchgearbeiteten, von Kieselsteinen, Kalk, Gips, Mergel, Salpeter und andern schädlichen Beimengungen freiem Ton bereitet werden. Die Steine müssen vollständig

durchgebrannt, aber nicht verzogen, hellklingend, scharfkantig, frei von Rissen, Abblätterungen oder Blasen und sonstigen Unvollkommenheiten sein und ebensowohl den Einflüssen der Feuchtigkeit wie des Frostes widerstehen. Sie müssen ferner einen scharfkantigen, gleichartigen, dichten Bruch, sowie glatte Sichtflächen haben.

Abb. 182. Kanalwandung.



Die für die innern Ringe der Kanäle, Sohlenmauerung usw. zu verwendenden Klinker müssen wenigstens in den äußersten Schichten vollständig gesintert, für Wasser undurchdringlich sein und eine gleichmäßig feine Bruchfläche zeigen. Hinsichtlich ihrer übrigen Beschaffenheit gilt das von den Backsteinen Gesagte.

Beide Sorten Steine müssen den vorgeschriebenen Maßen genau entsprechen und dürfen unter sich höchstens um $^1/_{50}$ der Länge, Breite oder Dicke voneinander abweichen.

Das Mauern der Kanalwandungen erfolgt, wie in Abb. 182 dargestellt, in Ringen. Es hat dies den Vorzug, daß die zwischen den Ringen befindliche Mörtelschicht wesentlich zur Dichtheit der Kanäle beiträgt. Die Kanalgewölbe werden am besten aus Formziegeln hergestellt, doch ist bei größern Halbmessern auch die Anwendung von gewöhnlichen Ziegeln zulässig.

b) Kanäle aus Zementbeton

kommen wegen der Billigkeit der neben dem Zement erforderlichen Rohstoffe, wie Sand, Kies und Steinschotter, sodann weil der Beton bei guter Ausführung den bezüglich der Festigkeit an Kanäle zu stellenden Anforderungen genügt, immer mehr zur Anwendung. Entwässerungskanäle werden nur aus dem widerstandsfähigern und dichtern Stampfbeton, und zwar die kleinern und mittlern Kanäle in der Fabrik mit Hilfe eiserner Formen, die größern dagegen in der Baugrube hergestellt, wo der Beton an hölzernen Formen, die den Querschnitten des herzustellenden Kanals entsprechen, in Schichten eingebracht und gestampft wird.

Bei den in der Fabrik anzufertigenden Rohren usw. empfiehlt es sich, auf die Einhaltung nachstehender Vorschriften zu achten:

Für die Herstellung der Zementrohre und Formstücke darf nur bester, aus erstklassigen Fabriken stammender Potlandzement und reiner, scharfer Sand verwendet werden. Außerdem ist genügend gröberer Kies oder Steinschlag zuzusetzen und müssen die Stücke derart hergestellt werden, daß die Wand überall als eine gleichartige dichte Betonmasse erscheint. Die Rohre müssen gerade und ihre Endflächen genau rechtwinklig zur Längsachse sein. Sie müssen überall die genaue Querschnittsform und die vorgeschriebenen Wandstärken haben, auch frei von Rissen, Löchern und sonstigen Fehlstellen sein. Die Wände müssen glatt, von gleichem Korn, hart, fest und für Flüssigkeiten undurchlässig sein.

Die Falzmuffen der Rohre und Formstücke müssen eine genügende den verschiedenen Rohrweiten entsprechende Länge besitzen und eine Form haben, die ein leichtes Zusammensetzen und Dichten der Rohre ermöglicht, ohne die Falzbacken zu beschädigen. Außerdem wird vielfach verlangt, daß die Rohre freiliegend einen äußern Scheiteldruck von mindestens 2000 kg und mehr, sowie einen innern Wasserdruck von einer Atmosphäre aushalten, ohne eine Veränderung zu zeigen. Auf genügendes Alter der Rohre ist großes Gewicht zu legen und sollte kein Stück verwendet werden, das nicht mindestens 8 Wochen alt ist.

Bei den in der Baugrube herzustellenden Betonkanälen ist betreffs der Materialien das Gleiche zu beachten, auch ist auf feste Einschalung und genügendes Stampfen des Betons großer Wert zu legen.

Um die innern Wandungen der Zementrohre gegen Angriff von Säuren zu schützen, werden die Wandungen öfters mit einer Asphaltschicht überzogen, während man das Ausschleifen der Sohle durch Einlegen einer Steinzeugschale (Abb. 183) zu verhindern sucht. Bei größern Kanälen schützt man die Sohle wohl auch durch einen starken Zementputz; doch ist es auch hier vorteilhafter, eine Rinne aus gebranntem

Abb. 183. Rinne aus gebranntem Ton.

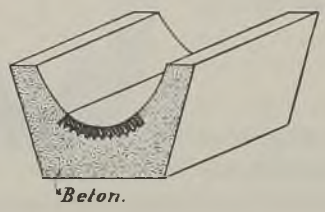
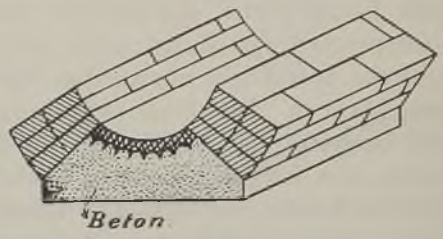


Abb. 184. Sohlstück mit eingelegter Tonschale.



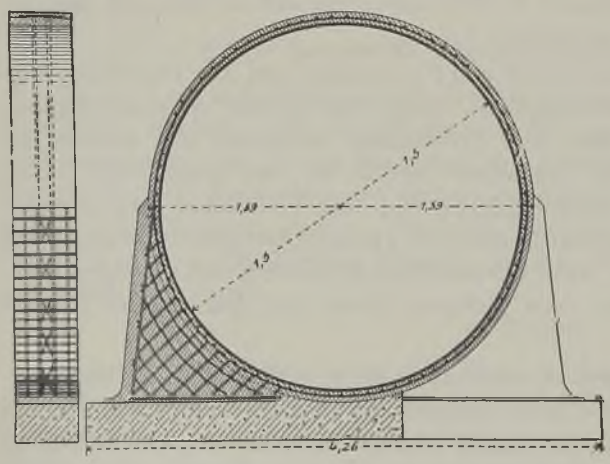
und glasiertem Ton (Steinzeug) einzulegen. Die Rinne wird zur bessern Verbindung mit dem Kanalkörper meistens auf der äußern Seite mit Rippen versehen. Am besten werden diese Rinnen bei den Rohren schon in der Form, bei den Kanälen während des Stampfens eingelegt. Auch können bei letztern besondere Sohlstücke (Abb. 184) verwendet werden.

c) Kanäle aus Eisenbeton[1])

besitzen eine größere Haltbarkeit gegen äußern und innern Druck und können deshalb dünnere Wandungen erhalten. Rohre nach MONIERart erhalten einen kreisrunden oder eiförmigen Querschnitt, und die Verbindung der einzelnen Teile geschieht gewöhnlich durch mit Zement zu vergießende Muffen, bei größern Durchmessern dagegen durch besondere armierte Ringe.

Abb. 185 u. 186. Leitungsrohr aus Eisenbeton.

Abb. 185. Längsschnitt. Abb. 186. Querschnitt.



Runde Rohre, die durch gleichmäßig von außen wirkenden Druck beansprucht werden, bedürfen zur Armierung nur eines Einlagenetzes, das aus kreisförmigen, möglichst dicht an der innern Wand liegenden Tragstäben und aus Verteilungsstäben besteht, die den erzeugenden Linien des Zylinders parallel laufen und nach außen angeordnet werden. Erfolgt dagegen die Beanspruchung der Rohre auf Innendruck, so kommen die kreis- oder spiralförmigen Tragstäbe nach außen und die mit ihnen verbundenen geraden Verteilungsstäbe nach innen zu liegen.

---

[1]) Vgl. R. WEDER, »Leitfaden des Eisenbetonbaues«, 2. Aufl., Leipzig 1914, dem auch die Abb. 185 und 186 entnommen sind.

In den Abb. 185 u. 186 ist der Querschnitt der 569 m langen Gefälleleitung auf der Höhe von Argenteuil in Frankreich dargestellt. Der innere Durchmesser dieses Rohres aus Eisenbeton beträgt 3 m, die Wandstärke 92 mm. Die Armierung erfolgte durch 8 mm starke Rundeisen, die zu einem Netz von 110 mm Maschenweite miteinander verbunden werden. Bei der Betonmischung wurden auf 1 cbm Sand 400 kg Zement verwendet.

d) Ton- bzw. Steinzeugrohrkanäle,

die bei scharfem Brennen eine fast unbegrenzte Widerstandsfähigkeit gegen chemische Einflüsse und bei guter Glasur eine große Glätte besitzen, eignen sich deshalb für Abwasserkanäle besonders. Bei den Ton- bezw. Steinzeugrohren, deren Herstellung große Sorgfalt verlangt, läßt sich der kreisförmige Querschnitt am besten, der eiförmige dagegen weniger leicht herstellen. Während bei den Betonrohren durch Abplattung fast immer eine Auflagerfläche hergestellt wird, geschieht dies bei den Ton- bzw. Steinzeugrohren nur dann, wenn ihr Querschnitt von der Kreisform abweicht.

Für die Anfertigung von glasierten Ton- bzw. Steinzeugrohren werden meistens nachstehende Bedingungen gestellt:

Für die Herstellung des glasierten Ton- bzw. Steinzeugs darf nur kalkfreier, stark kieselsäurehaltiger, fein gemahlener, feuerfester Ton verwendet werden. Alle Stücke müssen genau in der Form, von dichter Masse vollständig und gleichmäßig durchgebrannt, für Wasser undurchdringlich, frei von Luftblasen, Brandrissen und andern Fehlern sein. Die Oberfläche muß eine gleichmäßige, säurefeste Salzglasur besitzen; der Bruch soll ein gleichmäßig dichtes, festes und hartes Korn zeigen. Beim Anschlagen müssen die Stücke hell klingen. Insbesondere gilt für die verschiedenen Stücke nachstehendes:

Die Rohre sollen genau den vorgeschriebenen Querschnitt haben. Die Wandstärke muß durchaus gleichmäßig sein; dabei darf an einem Rohre zwischen der stärksten und schwächsten Stelle der Unterschied in der Wandstärke höchstens 2 mm betragen. An den Enden dürfen die Rohre keine Stauchungen zeigen. Muffen- und Schwanzenden müssen genau rechtwinklig zur Rohrachse abgeschnitten sein. Die Muffen dürfen nicht besonders angesetzt sein, sondern müssen gleichzeitig mit den Rohren in einem Stück gepreßt werden. Die Muffen müssen ferner auf der Innenseite, die Schwanzenden auf der Außenseite mit Rillen von dreieckigem Querschnitt versehen sein. Die lichte Weite der Muffen soll 3 cm mehr betragen als der äußere Durchmesser des Rohres, und ihre Wandstärke soll mindestens gleich derjenigen des Rohres sein. Abweichungen der Mittelachse von Rohr und Muffe sind unzulässig. Die Größe des Durchmessers der Rohre, für die eine Abweichung bis 4 % zugelassen wird, muß auf den Muffen aufgepreßt sein. Rohre und Formstücke desselben Durchmessers müssen vollkommen gut ineinander passen. Für Krümmer und Anschlüsse sind stets besondere Formstücke zu liefern.

Vielfach müssen die Rohre auch einen Probedruck aushalten, und wird gewöhnlich ein Scheiteldruck von 1000 kg für das freiliegende Rohr und ein Innendruck von einer Atmosphäre vorgeschrieben.

Die geraden Tonrohre erhalten gewöhnlich eine Baulänge von 1 m, während die Abzweigrohre 0,6 bis 0,8 m lang gemacht werden. An einzelnen Orten jedoch gibt man der bequemern Verlegung und Herstellung wegen einer Baulänge von 0,6 m auch für gerade Rohre den Vorzug.

e) Gußeiserne Rohre

werden hauptsächlich bei den Leitungen im Innern der Gebäude, sowie für die über der Erde liegenden Anschlüsse der Regenrohre verwendet. Zum Schutze gegen das Rosten

werden größere, dem Einfluß der Kanalluft ausgesetzte gußeiserne Rohre mit einem guten Asphaltüberzug versehen.

Für die Verwendung solcher Rohre bei den Hausentwässerungen, über ihre Form und Beschaffenheit sind seitens des Verbands deutscher Architekten- und Ingenieurvereine Normalien aufgestellt worden, die bereits bei vielen Städten Eingang gefunden haben. Zurzeit sind von einigen Stadtverwaltungen jedoch Unterhandlungen im Gange, um eine Neunormalisierung herbeizuführen, da bei den obengenannten Normalien die Rohre und insbesondere die Muffen ziemlich schwer sind und zulässige Gewichtsverminderungen bei den heutigen Eisenpreisen von großer Bedeutung sein werden.

§ 42. Wandstärke der Kanäle.

Neben einer guten Ausführung eines Kanals hängt dessen Haltbarkeit wesentlich von der richtigen Bestimmung der insbesondere für gewölbte Kanäle in Frage kommenden Wandstärke ab. Bezeichnet r den Krümmungshalbmesser des Deckgewölbes, so kann dessen Scheitelstärke δ angenähert nach der Formel

$$\delta = 0{,}19\sqrt{r} \tag{40}$$

berechnet werden. Für $r = 0{,}4$ m würde sich demnach $\delta = 0{,}19\sqrt{0{,}4} = 0{,}12$ m ergeben, eine Stärke, die mit der Erfahrung übereinstimmt, daß unter Voraussetzung fester Widerlager für Halbkreisgewölbe aus Ziegeln bei Weiten von 0,7 bis 0,9 m die Stärke eines halben Steins ausreicht. Bis zu Weiten zwischen 1,4 bis 1,8 m ist das Gewölbe aus zwei Ringen von je 12 cm Dicke herzustellen, während Sammelkanäle von 3,0 bis 3,8 m Durchmesser vier derartige Ringe erhalten.

Abb. 187. Kreiskanal mit Widerlagern.

Abb. 188. Eikanal mit Widerlagern.

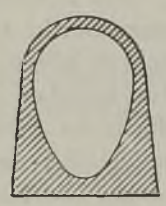


Abb. 189. Eikanal mit Betonhinterfüllung.

Da jedoch das Kanalgewölbe nur dann bloß auf Druck in Anspruch genommen wird, wenn entweder feste Widerlager vorhanden sind, oder die Querschnittsform bis zur Sohle der Baugrube dem Verlauf der Drucklinie entspricht, so müssen die Kreis- und Eikanäle bei nicht festem, eine Aushebung nach der Schablone nicht gestattendem Boden mit genügend starken Widerlagern (Abb. 187 u. 188) versehen werden. Auch kann mnn den Arbeitsraum zwischen Baugrubenwand und Kanal mit Beton (Abb. 189), der dann den Druck auf den angrenzenden Boden überträgt, verfüllen.

Die Wandstärke der Tonrohre beträgt bei den meisten der im Handel vorkommenden Sorten annähernd $\frac{d}{20} + 10$ mm, wenn d den innern Durchmesser bezeichnet. Für $d = 200$ mm würde sich hiernach eine Wandstärke gleich $\frac{200}{20} + 10 = 20$ mm ergeben.

Kreisrohre aus Zementbeton mit gleichmäßiger Wandstärke werden mit ebenem Auflager hergestellt, haben bis 600 mm Weite, eine Wandstärke von $\frac{d}{10} + 15$ mm bis $\frac{d}{10} + 20$ mm, so daß bei einer Lichtweite $d = 400$ mm die Wandstärke 55 bis 60 mm beträgt. Bei größern Rohrweiten von 800 mm an ist die Wandstärke gleich $\frac{d}{10}$. Eikanäle aus Zementbeton erhalten mitunter im Scheitel eine größere Stärke als an den Kämpfern.

Eikanäle aus Beton von über 1000 mm lichter Weite werden in der Baugrube aus Stampfbeton hergestellt und müssen größere Wandstärken erhalten, weil sie, der kürzern verfügbaren Zeit wegen, nicht die gleiche Festigkeit wie die in der Fabrik gefertigte Formware erlangen. Am besten werden die in der Baugrube gestampften Betonkanäle mit einem haubenförmigen (s. Abb. 179, S. 399), dem Verlauf der Drucklinie sich anschließenden Querschnitt versehen.

Gußeiserne Rohre sollten bei einem Durchmesser von 50, 70, 100, 125, 150 und 200 mm Wanddicken von 5, 6, 7, $7\frac{1}{2}$, 8 und 9 mm erhalten, die bei Krummrohren um je 1 mm zu vergrößern sind.

§ 43. Ausführung der Kanäle.

a) Absteifung der Baugrube.

Da die bei Herstellung von Kanälen verfügbare Straßenfläche nur Baugruben mit steilen Seitenwänden zuläßt, so müssen diese gegeneinander abgesteift werden. Dies geschieht bei wasserfreien, bis zu 10 m tiefen Baugruben meistens in der folgenden Art.

Sobald eine Strecke bis zu höchstens einer Tiefe von 1,5 m ausgegraben ist, werden die ganzen Seitenwände mit besonderer Sorgfalt vermittels Längsbohlen von nicht weniger als 20 cm Breite und 5 bis 6 cm Stärke eingeschalt und durch Sprießen mit Brusthölzern abgesteift. Diese Bohlen sollen in geraden Strecken eine Länge von 4 m haben. Die Sprießen werden so verteilt, daß sie mindestens einmal in der Mitte und an den Enden der Bohlen zwischen diese gesetzt werden. Ihre Stärke soll 12 cm im Quadrat oder 15 cm Durchmesser betragen.

Ein schönes Beispiel einer derartigen Absteifung und Verschalung zeigt Abb. 190. Es handelt sich dabei um die etwa 10 m tiefe Baugrube eines in der Hamburgerstraße zu Dresden von der Firma Dyckerhoff & Widmann hergestellten Zementrohrkanals von 1000/1500 mm lichter Weite.

Abb. 190. Absteifung der Baugrube.

Abb. 191. Absteifungsschrauben.

Statt der hölzernen Sprießen verwendet man hie und da eiserne Absteifungsschrauben (Abb. 191), die verlängert oder verkürzt werden können.

Der Raum zwischen den Absteifungen muß so groß sein, daß die größten Bauteile, wie Sohlstücke und einzelne Rohre, noch eingebracht werden können, wozu unter gewöhnlichen Verhältnissen eine Entfernung von 1,5 bis 2,0 m genügt. Wenn man es mit nassem Boden zu tun hat, oder wenn es sich um Baugruben von geringer Länge und Breite handelt, sind senkrecht gestellte Bohlen am Platze; vgl. Abb. 196.

Wegen zu großer Tiefe einer offenen Baugrube, ferner in sehr belebten, engen Straßen, bei der Kreuzung mit einer Bahn oder bei ungünstiger Beschaffenheit und starkem Wassergehalt der obern Bodenschichten kann sich die tunnelartige Ausführung des Kanals empfehlen. Handelt es sich bei dieser Bauart nicht um einen Ausbruch in standfähigem Gestein oder in einem andern der Einschalung nicht bedürftigen Material, so wird meistens der Tunnelbau vermittels eiserner zusammengeschraubter Ringe mit Sohlschwellen von 1 m ausgeführt. Auf diesen werden dann die Einschalungspfähle vorgetrieben. Die Wandstärken der im Tunnelbau ausgeführten Kanäle werden wegen der gewöhnlich höhern Druckbeanspruchung reichlicher als bei offenen Baugruben bemessen.

b) Beseitigung des Grundwassers.

Ist ein Zudrang von Grundwasser zu befürchten, so erfolgt dessen Abführung am einfachsten durch Sickerleitungen (s. Abb. 179, S. 399), die unter die Sohle des künftigen Kanals verlegt und an dessen Mündungsstelle in den die Vorflut bildenden Wasserlauf eingeführt werden. Statt der Sickerleitungen hat man auch hohle Sohlstücke (Abb. 192 u. 193) verwendet, in die das Grundwasser durch die an den Seiten und unten offen gelassenen Stoßfugen eintritt. Derartige Sohlstücke werden öfters auch aus Zementbeton mit seitlichen Öffnungen oder derart hergestellt, daß die Abflußrinne (Abb. 194 u. 195) einen Bestandteil der Sohle bildet.

Abb. 192 u. 193. Hohles Sohlstück.
Abb. 192. Querschnitt. Abb. 193. Längsschnitt.

Fehlt es für eine Sickerleitung an natürlicher Vorflut, so sind Hand- oder Dampfpumpen aufzustellen, denen das Wasser aus den trocken zu haltenden Stellen zugeführt wird. In diesem Falle kann jedoch die wagerechte Absteifung der Baugrube nur bis zum

Abb. 194 u. 195. Sohlstück aus Beton mit Abflußrinne.
Abb. 194. Querschnitt.

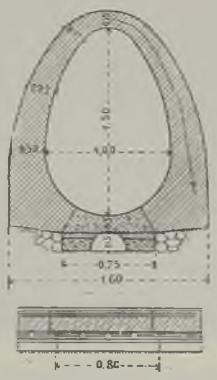


Abb. 196. Absteifung der Baugrube bei Grundwasser.

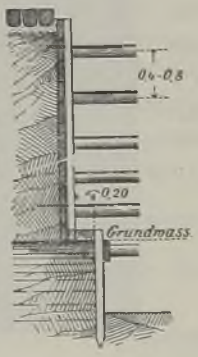
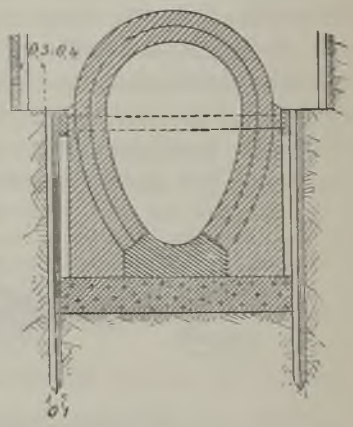


Abb. 197. Betonschüttung bei starkem Grundwasserzudrang.



Grundwasserspiegel ausgeführt werden, während von da ab senkrechte Bohlen (Abb. 196), deren Spitzen 0,5 bis 0,8 m unter die Baugrubensohle hinabreichen, zu verwenden sind.

Der Aushub erfolgt dann zunächst in einer schmalen, Gefälle nach dem Pumpensumpf besitzenden Rinne, die bis unter die Kanalsohle ausgehoben und mit einer von Kies umhüllten Sickerleitung versehen wird. Wenn der Boden das Eintreiben der senkrechten Bohlen nicht erschwert und wenn der Wasserzudrang mäßig ist, lassen sich auf diese Weise

Kanäle herstellen, deren Sohle bis 1,5 m unter dem Grundwasserstand liegt. Bei stärkerm Wasserzudrang wird das Eintreiben möglichst dicht schließender Spundbohlen erforderlich.

Wassermengen bis zu 5 sl werden durch Handpumpen beseitigt, wobei die zweistiefelige, viel Platz erfordernde Baupumpe durch die handlicher gebaute Flügelpumpe oder besser noch durch die Diaphragmapumpe ersetzt wird.

Bei Sickerleitungen tritt in feinkörnigen Bodenschichten leicht Versandung ein. Das läßt sich vermeiden durch Anwendung von Rohrbrunnen, die reihenweise neben der Baugrube versenkt werden und mit einer in Straßenhöhe aufgestellten Dampfpumpe in Verbindung stehen.

Muß wegen zu starken Grundwasserzudrangs auf das Auspumpen der Baugrube verzichtet werden, so zerlegt man die durch dicht schließende Spundbohlen oder eiserne Spundwände (s. Kap. IV: »Grundbau« im I. Bande dieses Lehrbuchs) umschlossene Baugrube durch Querwände in einzelne Abteilungen, die ausgebaggert und mit einer 0,4 bis 1,0 m starken Betonschüttung (Abb. 197) versehen werden.

c) Herstellung der Kanalwandungen in der Baugrube.

α) *Kanalwandungen aus Mauerwerk.* Für Kanäle aus Mauerwerk wird, wenn angängig, die Baugrube an den Seiten bis zu Anfang des Scheitelgewölbes genau der Richtung, Tiefe, Form und Größe der Außenseite des Mauerwerks entsprechend ausgehoben. Vor Beginn des Mauerns ist der Boden auf seine Tragfähigkeit zu prüfen und gegebenenfalls durch Kiesschüttung, Betonsohle und sonstige Vorkehrungen trag-

Abb. 198. Kanal aus Mauerwerk in festem Boden.

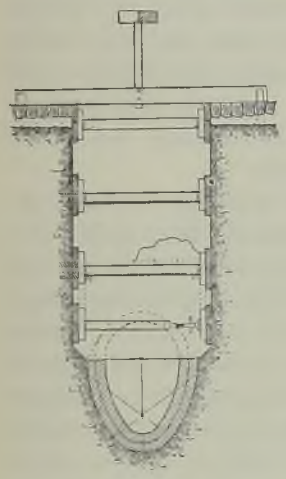


Abb. 199. Kanal mit Hintermauerung.

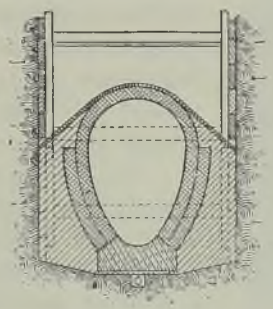
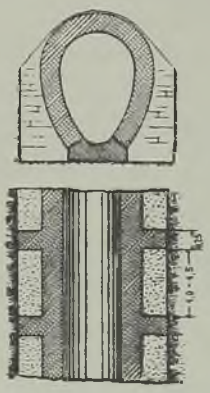


Abb. 200. Einzelne Pfeiler als Widerlager.



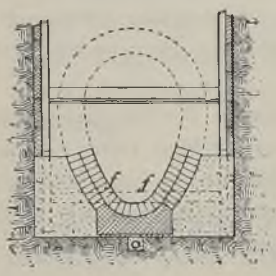
fähig zu machen. Das Mauerwerk wird möglichst in unmittelbarem Anschluß an das gewachsene Erdreich ausgeführt (Abb. 198). Etwaiger Mehraushub wird mit Mauerwerk ausgefüllt, wodurch Beanspruchungen des Kanals auf Biegung vermieden und für die Deckgewölbe feste Widerlager geschaffen werden.

Ist im untern Teile der Baugrube eine Absteifung erforderlich, so wird eine gleiche Sicherheit durch Ausfüllen der Zwickel zwischen Baugrubenwand und Kanal mit Mauerwerk oder Beton erzielt (Abb. 199). Ist beim Fortnehmen der Verschalung ein Rutschen des Bodens zu befürchten, so empfiehlt es sich, die Holzverkleidung in der Baugrube zu belassen und das Mauerwerk dicht an die Verschalung anzuschließen.

Statt der vollständigen Widerlager können auch alle 1 bis 1,5 m einzelne 0,25 m starke Pfeiler aus Mauerwerk (Abb. 200) hergestellt werden. Dagegen empfiehlt es sich nicht, wie vielfach üblich, den zwischen Baugrubenwand und Kanal befindlichen Zwickel

mit eingeschlämmtem Sand oder festgestampftem Boden auszufüllen (Abb. 201), da sich dann keine festen Widerlager bilden und leicht offene Fugen und auch Risse auftreten. Diese zeigen sich an der Innenseite bei *f* und bei stärkerer Bewegung im Mauerwerk auch im Scheitel des Deckgewölbes.

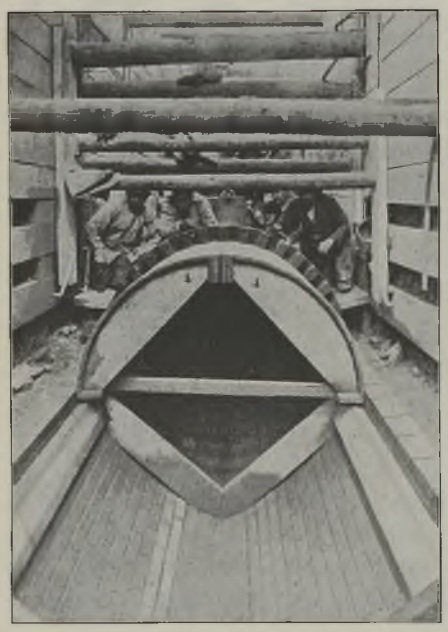
Abb. 201. Kanal mit Sandhinterfüllung.



Bei Verwendung von Ziegeln ist man an deren übliche Abmessungen gebunden. Es erfolgt deshalb die Abstufung der Wandstärken von 12 zu 12 cm; in Sonderfällen werden jedoch auch Dreiviertelsteine in Länge von 18 cm verwendet. Statt der Einfügung von Bindern empfiehlt sich die Herstellung in einzelnen Ringen, wie bereits früher erwähnt. Die besten Ziegel werden für den innern, die übrigen für den äußern Ring und die Hintermauerung verwendet. Großer Wert ist darauf zu legen, daß die Ziegel satt vermauert werden, d. h. bei reichlicher Mörtelgabe sollen die Ziegel so gegen die bereits vermauerten geschoben werden, das der Mörtel hervorquillt und das Entstehen hohler Fugen nicht möglich ist. Ein späteres Ausgießen der Stoßfugen sollte überall verboten sein.

Wenn Sohlstücke aus glasiertem Steinzeug, Beton oder harten Werksteinen zur Verwendung kommen, so sind diese längs der Baugrube auf Bohlen streckenweise zusammenzupassen, und dann in der gleichen Reihenfolge auf der genau ausgeglichenen Baugrubensohle mit einer dünnen Sand- oder Kiesunterlage zu verlegen und an den Stoßfugen gut zu verdichten. Auf dieser Grundlage erfolgt dann der weitere Aufbau meistens derart, daß erst der äußere Ring des Kanalmauerwerks bis Kämpferhöhe nach Schablone und genauer Schichteneinteilung gemauert und dann die Herstellung des innern Ringes vorgenommen wird.

Abb. 202. Herstellung des Deckgewölbes.



Das Deckgewölbe wird über 1,5 bis höchstens 3,5 m langen Trommeln hergestellt (Abb. 202). Der innere Ring muß vollständig geschlossen sein, ehe der äußere Schlußring aufgesetzt wird, wie dies auch aus Abb. 202 ersichtlich, die einen von der Firma DYCKERHOFF & WIDMANN hergestellten Mauerkanal in München im Bau zeigt. Alle Gewölbe sind von beiden Seiten aus zu gleicher Zeit zu wölben. Nach genügender Erhärtung werden die Gewölbe 0,5 m überfüllt und die Wölbtrommeln entfernt, wobei das Ausrüsten am besten durch Keile erfolgt. Bei kleinern Kanälen werden die obern Lehrbogen auch auf Langhölzer oder auf ausgekragte, später zu entfernende Steine aufgesetzt.

Alle Sichtflächen im Innern des Kanals werden möglichst sofort nach der Fertigstellung bzw. nach Entfernung der Lehrbogen unter Verwendung geeigneter Fugeisen mit Mörtel, dessen Mischung meistens aus 1 Teil Zement und 1 bis $1\frac{1}{2}$ Teilen Sand besteht, sauber ausgefugt, wobei darauf zu achten ist, daß vor dem Ausfugen der in den Fugen durchgequollene Mörtel ohne Beschädigung der Steine auf eine Tiefe von 1 bis $1\frac{1}{2}$ cm ausgekratzt wird.

Bei der Mörtelbereitung für die Herstellung der Mauerkanäle ist darauf zu achten, daß bloß gute Materialien verwendet werden. Insbesondere soll nur scharfer, fester und reiner Sand, der durchaus frei von Schlamm, Erde, Ton, pflanzlichen und tierischen Beimischungen ist, zur Verwendung kommen. Als Bindemittel dienen Portlandzement, hydraulischer Kalk, Traß mit Kalk, auch Puzzolanerde und Santorin mit Kalk. In Deutschland wird meistens Portlandzement, vielfach auch Traß mit Kalk verwendet. Beim Portlandzement empfiehlt sich ein Zusatz von Kalk, um den Mörtel dichter und geschmeidiger zu machen. Zur Erhöhung der Dichtigkeit trägt der Zusatz von Traß viel bei. Vielfach wurden auch Mörtelmischungen aus Zement, Traß und Kalk verwendet. Für Herstellung dichter Mörtel sind empfehlenswerte Mischungsverhältnisse:

1 Teil Zement, 2 Teile Sand, $\frac{1}{2}$ Teil Kalkteig,
1 Teil Zement, 3 Teile Sand, 1 Teil Kalkteig,
1 Teil Zement, 5 Teile Sand, $1\frac{1}{2}$ Teile Kalkteig,
$\frac{1}{2}$ Teil Zement, 1 Teil Traß, 1 Teil Sand, 1 Teil Kalkteig,
$1\frac{1}{2}$ Teil Traß, 1 Teil Sand, 1 Teil Kalkteig,
1 Teil Zement, 3 Teile Sand, 1 Traß usw.

Der Wasserzusatz erfolgt, nachdem die Mörtelmaterialien geschützt vor Wind und Sonne gut trocken zusammengemischt sind, und schwankt je nach der Mörtelart zwischen 10 bis 20% des Rauminhalts der Mischstoffe.

β) *Kanalwandungen aus Beton* werden in der Baugrube hergestellt, indem man kräftige, mit starken Bohlen eingeschalte Lehrgerüste mit einem aus Eisen- oder Zinkblech bestehenden Überzug versieht, auf diesen die Betonmasse aufbringt und in Lagen von 15 bis 20 cm Stärke gut einstampft. Der Beton wird aus Kies oder Steinschlag, Sand und Portlandzement hergestellt, wobei das Mischungsverhältnis verschieden gewählt wird. Einige der gebräuchlichsten Mischungsverhältnisse sind:

1	Teil	Zement,	2	Teile	Sand,	3	Teile	Kies
1	»	»	3	»	»	5	»	»
1	»	»	4	»	»	8	»	»

Öfters erfolgt auch ein Zusatz von Traß, der sich zwischen $\frac{1}{2}$ bis $1\frac{1}{2}$ Raumteilen bewegt. Das Mischen des Betons geschieht entweder von Hand auf geeigneten, gegen Wind, Sonne und Regen geschützten Mischbühnen oder mittels besonderer Mischmaschinen, die in verschiedenen Konstruktionen für Hand- und Kraftbetrieb hergestellt werden. Eine Hauptbedingung für das Gelingen der Arbeit ist gutes, sorgfältiges Mischen des Betonmaterials und tüchtiges Stampfen. Bei Ausführung größerer Kanäle ist stets eine statische Untersuchung am Platze, die sich zweckmäßig auf verschiedene Füllhöhen und verschiedene seitliche Belastungen erstreckt.

Der Stampfbeton und Eisenbeton findet sehr häufig Anwendung bei Überwölbung von Stadtbächen, wovon Abb. 203 ein Beispiel in Stampfbeton zeigt. Gewählt werden bei derartigen Überwölbungen gewöhnlich sog. Haubenprofile.

Die Ausführung der Sohle muß wie bei den gemauerten Kanälen mit besonderer Sorgfalt erfolgen. Es empfiehlt sich der größern Dauerhaftigkeit halber, die Sohle entweder mit Klinkern auszurollen oder mit Platten aus gebranntem Ton, festem natürlichem Stein usw. zu belegen.

Für die Kanalwandungen wird meistens eine Putzschicht aus feinem Zementmörtel gewählt. Doch erfolgt wohl auch bis zur halben Höhe eine Verkleidung mit Klinkern, wie dies z. B. durch die Firma Dyckerhoff & Widmann Biebrich a. R. in Crefeld beim Bau des Hauptkanals geschah (Abb. 204).

γ) *Kanalwandungen aus Eisenbeton* werden wegen der schwierigen Anfertigung nur dann in der Baugrube selbst hergestellt, wenn es sich um sehr große Querschnitte handelt. Mit Rücksicht auf die geringe Wandstärke erfordert der Mörtelüberzug die

Abb. 203. Überwölbung des Klingelbachs in Gießen.

Abb. 204. Betonkanal mit Klinkerbekleidung der Sohle und Wände.

größte Sorgfalt. Ist stickstoffhaltiges Wasser abzuleiten, so empfiehlt es sich noch mehr als bei den gewöhnlichen Betonkanälen, die Sohle mit Klinkern auszurollen oder mit einer geeigneten Verkleidung zu versehen.

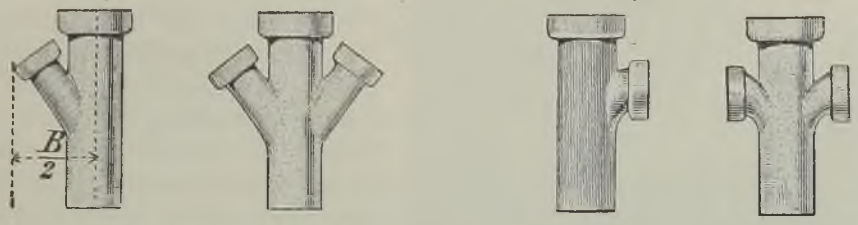
d) Herstellung der Kanäle aus Rohren.

Zur Herstellung von Rohrkanälen dienen gebrannte Ton- bzw. Steinzeugrohre, Zementbetonrohre, kurzweg Zementrohre genannt, Eisenbetonrohre und Eisenrohre, letztere hauptsächlich bei Hausanschlüssen. Die Tonrohrkanäle werden meistens aus kreisförmigen, seltener auch eiförmigen Rohren hergestellt. Die Abzweigrohre, durch-

Abb. 205 bis 208. Abzweigrohre.

Abb. 205 u. 206. Gabelrohre. Abb. 207 u. 208. Stutzrohre.

Abb. 205. Abb. 206. Abb. 207. Abb. 208.



gängig nur »Abzweige« genannt, werden als Gabelrohre (Abb. 205 u. 206)[1]) oder als Stutzrohre (Abb. 207 u. 208) hergestellt, deren abzweigende Teile Anschlußstutzen heißen. Die nach einem Viertelkreis oder einem Teil eines solchen gebildeten Bogenrohre, sowie die, einen rechten oder stumpfen Winkel bildenden Knierohre werden in kürzern Zweigleitungen verwendet.

Abb. 209. Herstellen eines Tonrohrkanals.

Da Abzweigrohre in jeder Straße in größerer Anzahl einzulegen sind, so muß die Lichtweite zwischen den Absteifungsbohlen der Baugrube in einer beiderseitig bebauten Straße mindestens gleich $2 \cdot \frac{B}{2}$ (s. Abb. 205) sein, wobei $B = d + 0{,}7$ m bis $d + 0{,}8$ m ist, wenn d die Lichtweite des Rohres bezeichnet.

Die doppelten Gabelrohre, auch Hosenrohre genannt, (Abb. 206) und die doppelten Stutzrohre (Abb. 208) sollte man möglichst von der Verwendung ausschließen, da sie leicht zu Kanalverstopfungen Anlaß geben.

Das Hinablassen der Tonrohre in die Baugrube muß mit Rücksicht auf das Material sehr vorsichtig geschehen, es empfiehlt sich deshalb, die zum Verlegen benutzten Ketten oder Haken mit leeren Säcken oder Tüchern zu umwickeln (Abb. 209).

Die Verbindung der Tonrohre, deren Lichtweite selten unter 100 mm herabgeht und nur ausnahmsweise 600 mm übersteigt, geschieht durch 70 bis 80 mm tiefe

[1]) Die Abb. 205 bis 208, 210, 211, 214 bis 216. 218 bis 220, 234 bis 245, 247 u. 248, 250 u. 251, 253, 257 u. 258, 260, 264, 273 u. 274, 285, 286 u, 289 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., III. Teil, Bd. IV: »Die Entwässerung der Städte« entnommen.

Muffen, und die Dichtung dadurch, daß man mittels eines Dichteisens (Abb. 210) eine 2 bis 3 cm starke Lage von geteertem Hanfstrick fest in den 10 bis 20 mm weiten Spielraum zwischen Muffe und Schwanzende eindrückt, verstemmt und den verbleibenden Zwischenraum mit plastischem Ton oder Zementmörtel ausfüllt, wobei um die Muffen oft noch ein Ton- oder Zementwulst gelegt wird (Abb. 211). Beide Dichtungsarten werden jetzt nur noch selten angewendet, da der Ton mit der Zeit trocken und bröcklig wird und so zu undichten Muffen führt, der Zementmörtel dagegen für den Kanal eine zu starre Verbindung der Rohre bildet, die leicht zu Brüchen Veranlassung gibt.

Abb. 210. Dichteisen.

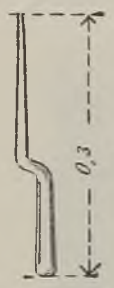


Abb. 211. Verbindung durch Muffen.

Man vergießt deshalb jetzt die verstrickten Muffen unter Anwendung von Gießringen oder Gießchellen fast durchgängig mit dem elastischen Asphaltkitt. Dieser wird vor seiner Verwendung auf einem kleinen Ofen dünnflüssig geschmolzen und dann in die Muffe eingegossen, wo er nach wenigen Minuten erhärtet. Er besteht aus 1 bis 2 Teilen Goudron und 1 Teil Asphaltmastix; auch soll schon 1 Teil Steinkohlenpech mit Teerzusatz und 1 Teil gebranntes Tonmehl genügen. Bei Untersuchungen hat der Asphaltkitt einem Druck von 5,5 Atmosphären widerstanden; er haftet sehr fest an den Rohren und ist wegen seiner raschen Erhärtung auch in Baugruben verwendbar, in denen Grundwasser sich vorfindet.

Abb. 212. Verlegen kreisförmiger Zementrohre.

Nach einem vom Ingenieur BEINHAUER erfundenen Verfahren können auch die Muffen ohne Verwendung von Teerstricken auf die ganze Tiefe mit Asphaltkitt vergossen werden.

Die Zementrohrkanäle werden aus Zementrohren von kreis- oder eiförmigen Querschnitt hergestellt. Die Lichtweiten sind teilweise recht große; bei kreisförmigen Rohren bis 1,2 m, bei eiförmigen Rohren bis 1/1,5 m.

Rohre größerer Abmessungen, etwa von 70 cm lichter Weite ab, sollte man in der Baugrube immer mit Beton bis auf Kämpferhöhe beistampfen, um den Widerlagern die nötige Festigkeit zu geben und unangenehme Rissebildungen zu vermeiden. Sind solche in Scheitel, Sohle und Wandungen aufgetreten, so genügt meistens ein Ausspritzen mit flüssigem Zementmörtel, um den Schaden auszubessern und den Kanal vor gänzlicher Erneuerung zu bewahren.

Das Hinablassen der Rohre in die Baugrube erfolgt mit Dreibock, Flaschenzug und Verlegehaken, wie auf Abb. 213 deutlich ersichtlich. Vor dem Verlegen werden die Rohre genau verpaßt, meistens numeriert und in gleicher Reihenfolge abgelassen (Abb. 212).

Die Verbindung der Rohre erfolgt durch mit gutem, gewöhnlich im Mischungsverhältnis 1 : 1 (1 Teil Zement, 1 Teil feiner Sand) hergestelltem Zementmörtel ausgefüllte, je nach dem Rohrdurchmesser 15 bis 60 mm tiefe Falze (Abb. 214). Außerdem ist die äußere und, soweit möglich, auch die innere Fuge gut zu verstreichen und um die Verbindungsstelle ein Wulst von Zementmörtel zu legen. Für die Anschlußleitungen werden Abzweigrohre (Abb. 215) hergestellt, bei denen die Abzweigmuffe nur kurz ist, weil stärker vorspringende Teile leicht abgestoßen werden. Es gibt auch gußeiserne Anschlußstutzen, die in die Rohre eingesetzt werden. Die Öffnungen der Abzweigrohre und Stutzen sind bis zur Herstellung der Zweigleitungen durch Verschlußteller aus gebranntem Ton, Eisen oder Zement zu verschließen.

Abb. 213. Verlegen eiförmiger Zementrohre.

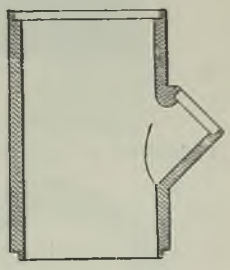
Bei den Rohren aus Zementbeton mit Eiseneinlage werden die kleinern Kreisformen bis zu 500 oder 600 mm Weite mit Muffen versehen, während bei den größern übergeschobene, 100 bis 120 mm breite Dichtungsringe zur Verwendung kommen. Die Ansichten über die Dauer derartiger Rohre sind geteilt. Jedenfalls muß man bei grundwasserhaltigen Bodenarten auf nicht zu geringe Wandstärken und auf Schutz vor Eindringen des Grundwassers in die Rohrwandungen Bedacht nehmen, weil sonst Rosten des Eisens und Absprengen der Mörtelhülle stattfinden kann.

Hier und da umschnürt man auch Tonrohre mit Eisenbeton[1]) und verwendet sie zur Herstellung von Kanälen.

Eisenrohre finden zur Herstellung von Kanälen fast nur bei Hausentwässerungen Verwendung. Die Verlegung und Dichtung geschieht wie bei den Wasserleitungsrohren.

Abb. 214. Verbindung durch Falze.

Abb. 215. Abzweigrohr aus Zementbeton.

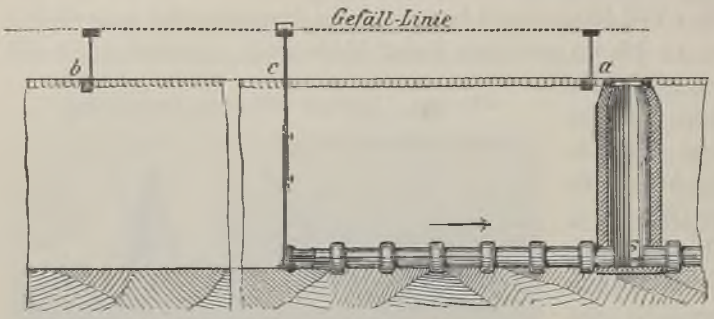


e) Festlegung der Höhenlage der Kanalsohle und sonstige Maßnahmen.

Bei den gemauerten, den aus Beton oder Eisenbeton sowie bei den aus Rohren hergestellten Kanälen erfolgt die Festlegung und Prüfung der Höhenlage der Kanalsohle vermittels Visierlatten und Visiertafeln (Abb. 216 u. 217). Zwei dieser Latten oder Tafeln, in Abb. 216 mit *a* und *b* bezeichnet, werden in der Gefällinie fest angebracht, während die dritte *c* auf die Sohle des Kanals gehalten wird. Das Verlegen

[1]) Siehe »Gesundheits-Ingenieur« 1912, Nr. 5.

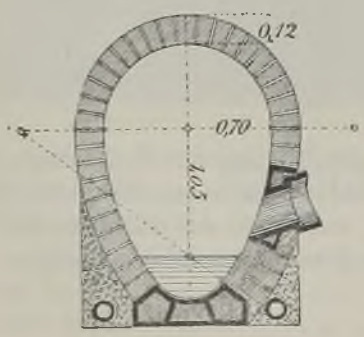
Abb. 216. Festlegung und Prüfung der Sohlenhöhe.



geschieht vom untern Ende aus im Anschluß an die zuerst herzustellenden Einsteigschächte und wird durch die Aufstellung einer hellbrennenden, am besten mit Strahlwerfer versehenen Azetylenlampe auf die Sohle des nächsten Schachtes *s*, die das Innere der bereits verlegten Rohre erhellt und etwaige Abweichungen von der Achsen- und Gefällsrichtung leicht erkennen läßt, wesentlich erleichtert.

Abb. 217. Anbringung der Visierlatten bei Kanalgräben.

Abb. 218.
Einlaßstück aus gebranntem Ton.



Die Ausfüllung des Raumes zwischen Rohr und Baugrubenwand erfolgt am besten mit einzuschlämmendem Sand oder wenigstens sandigem Boden bis 50 cm über den Scheitel des Kanals, von wo aus dann die in 15 bis 20 cm Stärke einzubringenden Bodenlagen eingestampft werden dürfen.

Die Verbindung der Anschlußleitungen für Straßeneinläufe, Regenrohre usw. mit den nicht aus Röhren hergestellten Kanälen erfolgt mittels besonderer Einlaßstücke aus gebranntem Ton (Abb. 218) oder Zementbeton, die bei der Kanalherstellung an den Anschlußpunkten eingemauert bzw. beim Betonkanal ein-

geformt werden. Die Mündung im Straßenkanal ist mindestens über Trockenwetterabfluß, besser jedoch möglichst hoch zu legen, um den Luftaustausch zu fördern.

§ 44. Kanalverbindungen.

Die Kanalverbindungen sind so herzustellen, daß durch die Zusammenführung keine, eine Ablagerung der mitgeführten Sinkstoffe verursachende Verminderung der Zuflußgeschwindigkeit eintritt, weshalb die wasserführenden Querschnitte allmählich ineinander übergehen müssen und die Sohle des Seitenkanals so liegen muß, daß mindestens die Abführung der mittlern Brauchwassermenge ohne Rückstau stattfindet.

Mit Rücksicht auf die erforderliche Stärke der Kanalwandungen können diese nur bis zu einem Punkte fortgeführt werden, von wo aus die allmählich verlaufende Zunge (Abb. 219 u. 220) mit abgerundetem Rücken bei Kanälen aus Ziegelmauerwerk aus Haustein ausgeführt wird. Der Beginn des großen Querschnitts richtet sich nach dem Krümmungshalbmesser der Anschlußkurve, der wenigstens gleich der fünffachen Breite des einmündenden Kanals anzunehmen ist.

In den Abb. 221 bis 233 sind die Zusammenführungen zweier bzw. dreier begehbarer Kanäle mit allen Einzelmaßen dargestellt, wie sie bei der Entwässerung der Stadt Gießen ausgeführt wurden.

Zur Verbindung der Rohrkanäle untereinander verwendet man am besten die in § 45 zu besprechenden Einsteigschächte, in deren Sohle der untere Teil des Rohrquerschnitts bis zur Mitte oder auch auf ganze Tiefe eingeschnitten wird (Abb. 234 u. 235), und deren Grundrißform für diesen Zweck am geeignetsten ein Kreis ist. Diese Sohlenrinnen werden entweder in Beton, was häufig geschieht, oder in harte Werksteine eingearbeitet oder mit Klinkern verblendet. Die Betonrinnen kleidet man mit glasierten Tonschalen aus.

Abb. 219 u. 220. Vereinigung begehbarer Kanäle. M. 1 : 90.

Abb. 219. Grundriß.

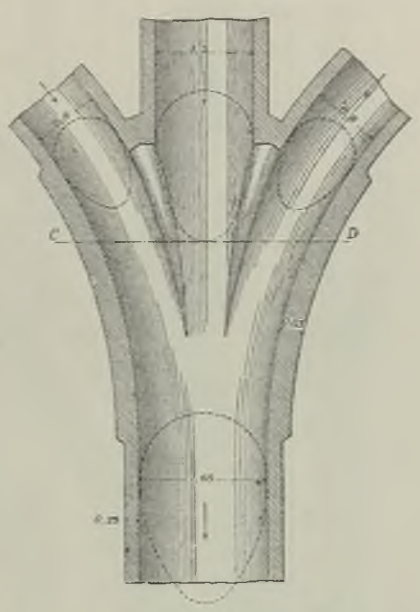
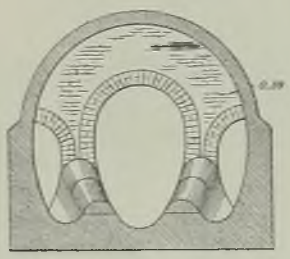


Abb. 220. Schnitt *CD*.



§ 45. Einsteigschächte.

Die zur Untersuchung der Kanäle erforderlichen Zugangspunkte bestehen in den bereits erwähnten Einsteigschächten, zwischen denen nicht begehbare Kanäle in gerader Linie und mit gleichem Gefälle herzustellen sind. Der Maximalabstand der Zugangsstellen beträgt bei nicht begehbaren Kanälen 60 bis 120 m, bei begehbaren 150 bis 200 m. Die Untersuchungsschächte nennt man Reinigungsschächte, wenn sie zugleich zum Spülen der Kanäle verwendet werden. Auch die Verbindungsschächte für Rohrkanäle können als Untersuchungs- und Reinigungsschächte dienen.

In dem in Abb. 238 dargestellten Höhenplan eines Straßenkanals sind die Einsteigschächte mit *E* und die Spülschächte mit *S* bezeichnet; außerdem ist da, wo

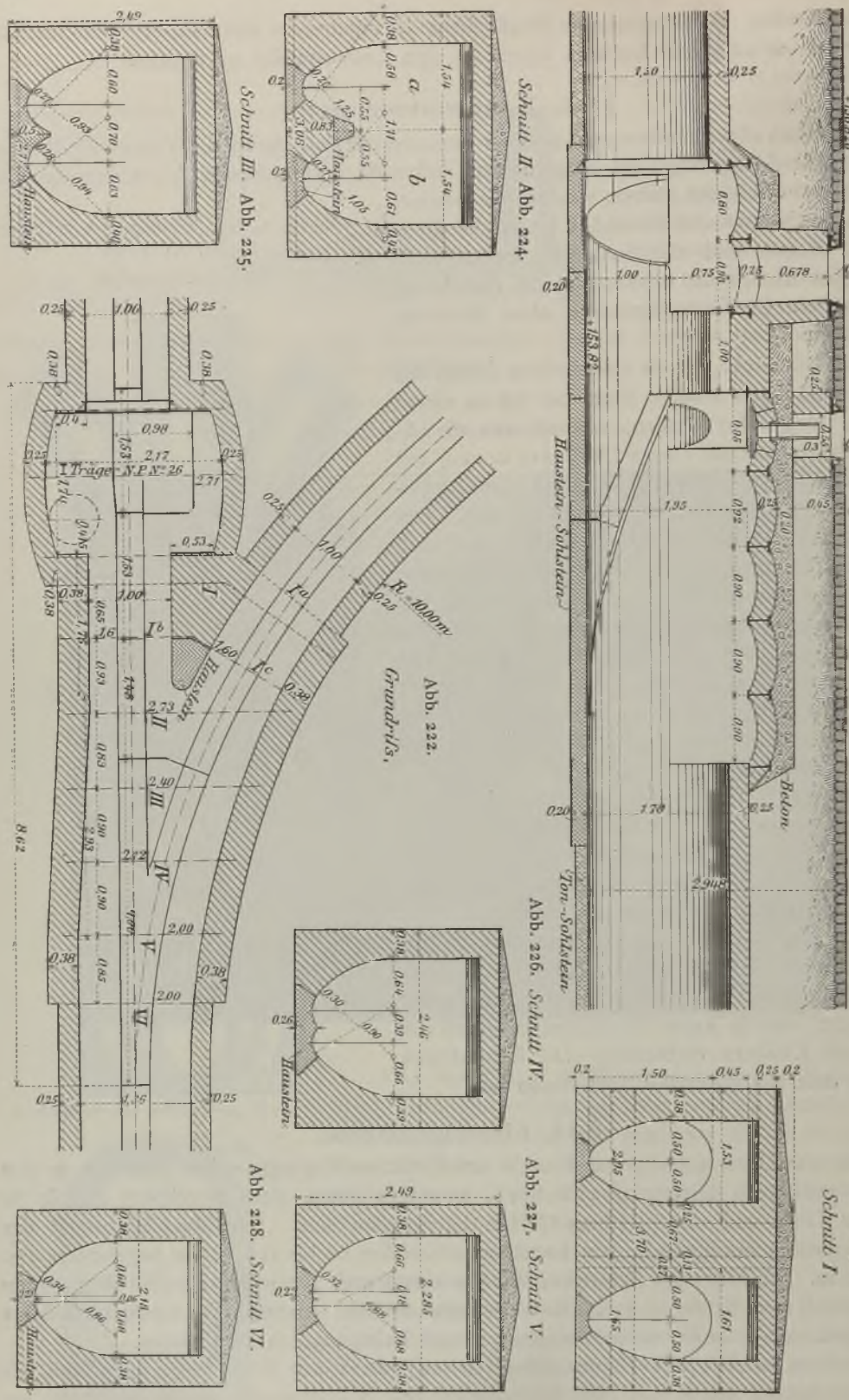
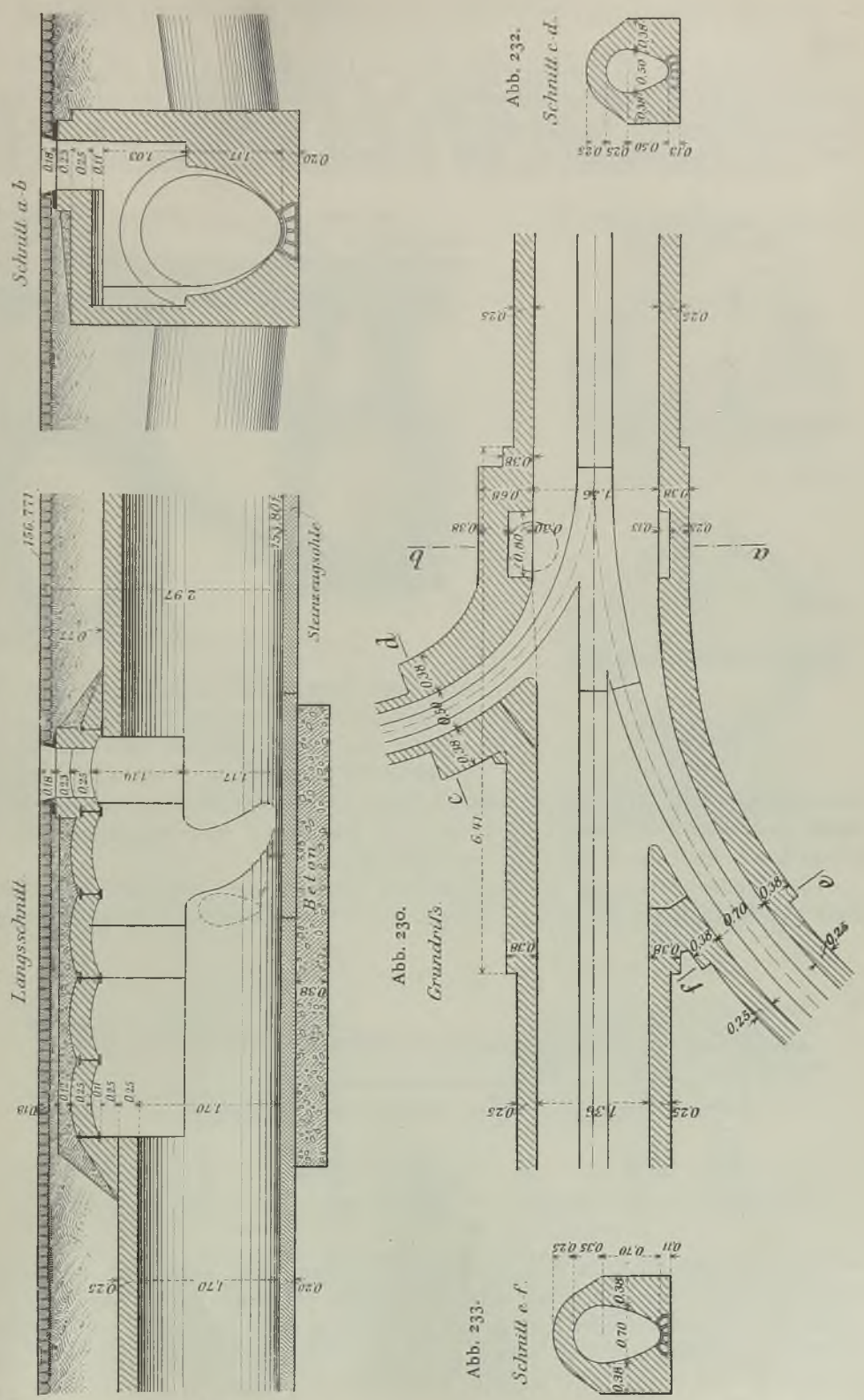


Abb. 221 bis 228. Verbindung zweier Mauer-Kanäle. M. 1 : 80.

Abb. 221. Abb. 222. Abb. 223. Abb. 224. Abb. 225. Abb. 226. Abb. 227. Abb. 228.

Abb. 229 bis 233. Verbindung dreier Mauer-Kanäle. M. 1 : 80.



Ei- und Tonrohrkanal zusammentreffen, der Anschluß eines zweiten Rohrkanals angedeutet.

Die geeignetste Grundrißform für die Einsteigschächte ist die für jeden Einmündungswinkel passende Kreisform; diese verlangt jedoch bei Herstellung aus Mauerwerk Formsteine. Einsteigschächte für kleinere und mittelgroße begehbare Kanäle werden am einfachsten über die Mitte des Kanals (Abb. 236) aus Mauerwerk erbaut,

Abb. 234 u. 235. Einsteigschacht für kleinere Rohrkanäle.

Abb. 234. Vertikalschnitt.

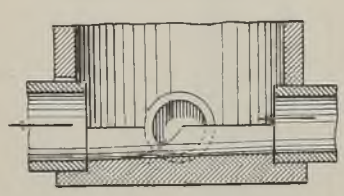


Abb. 235. Horizontalschnitt.

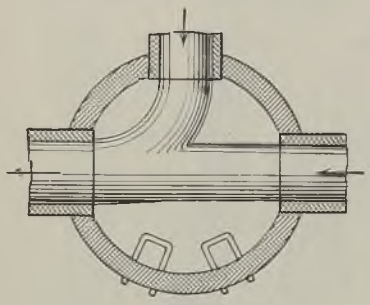


Abb. 236. Einsteigschacht für kleinere begehbare Kanäle.

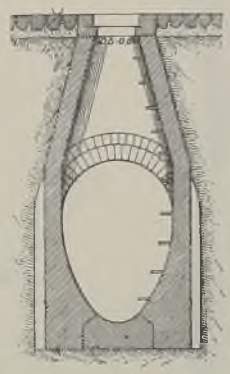
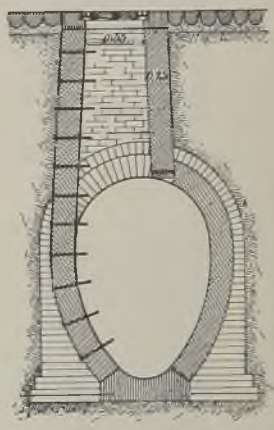


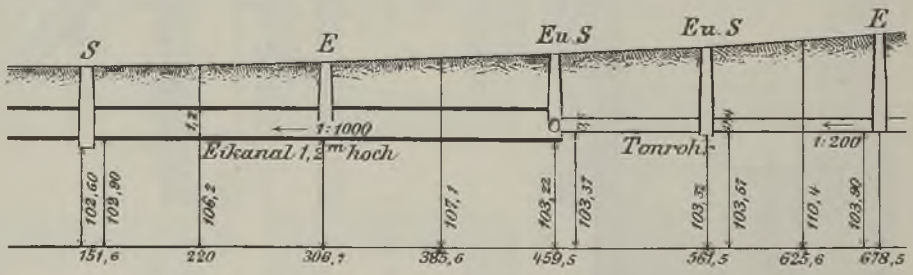
Abb. 237. Einsteigschacht für größere Kanäle. M. 1 : 80.



oder aus fertigen Betonringen aufgesetzt, wobei die Schachtwände auf den Widerlagern und Gewölben der Kanäle stehen. Bei Kanälen mit größerer lichter Weite liegt die Achse des Schachtes etwas seitwärts von derjenigen des Kanals (Abb. 237). In Straßen mit starkem Wagenverkehr und breiten Fußwegen kann man die Kanäle mit Seiteneingängen (Abb. 239) versehen, die unter die Bürgersteige zu legen sind.

Die Einsteigöffnung der gewöhnlichen Schächte wird meistens kreisrund mit einem Durchmesser von 0,6 bis 0,7 m hergestellt, während rechteckige Eingangsöffnungen

Abb. 238. Höhenplan eines Straßenkanals. Längen 1 : 5000. Höhen 1 500.



für Treppenschächte 0,8/1,0 m groß angelegt werden. Die Verengung der Schächte nach oben erfolgt bei Mauerwerk durch Auskragen, bei Beton durch Verwendung sich verjüngender Trommeln oder Kasten, bei Betonringen durch besondere mit Verjüngung geformte Einsteigstücke. Das Besteigen der Schächte geschieht mit Hilfe von Steigeisen (Abb. 240 u. 241), die meistens aus Gußeisen hergestellt, zum Schutze gegen

Rost mit Asphaltlack überzogen und in zwei senkrechten, 0,4 bis 0,5 m von Mitte zu Mitte entfernten Reihen in einem Höhenabstand von 0,3 m eingemauert werden.

Das Hineinsteigen in den Schacht wird durch eine abnehmbare, an der Innenwand in Ringe einzusetzende Griffstange oder auch durch einzuriegelnde Absperrgitter erleichtert. Die Anordnung der Steigeisen erfolgt am besten an senkrechter Wand, da bei überhängenden Wänden (Abb. 236) leicht ein Abrutschen der meist mit schweren Stiefeln ausgerüsteten Arbeiter erfolgen und zu schweren Unfällen führen kann.

Abb. 239. Kanal mit Seiteneingang. M. 1 : 125.

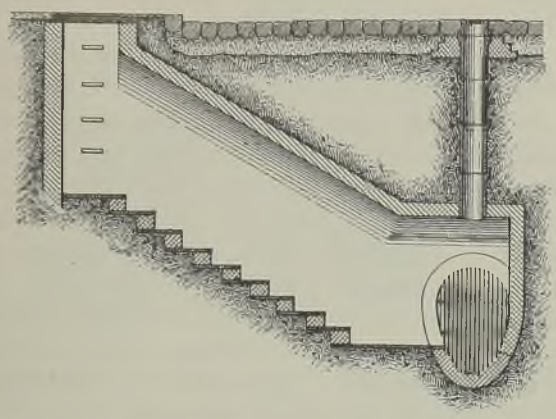


Abb. 240 u. 241. Steigeisen.

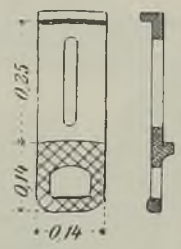
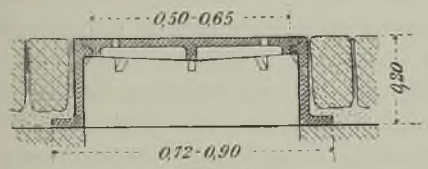


Abb. 242 u. 243. Gußeiserner Schachtdeckel.

Abb. 242. Querschnitt.



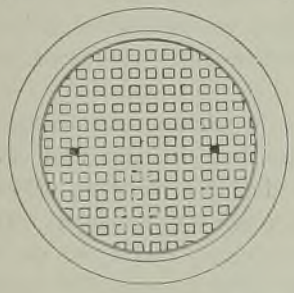


Abb. 243. Grundriß.

Abb. 244 u. 245. Schachtdecke: mit Holzfüllung.

Abb 244. Obere Ansicht und Horizontalschnitt.

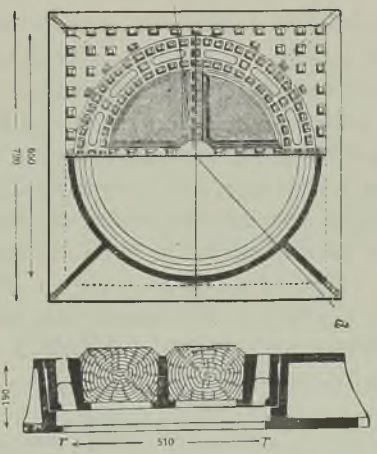
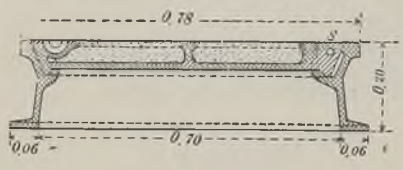


Abb. 245. Schnitt *cd*.

Zur Abdeckung der Schächte dienen gußeiserne, mit Schlüsselöffnungen zum Herausnehmen versehene Deckel, die, besonders in beschotterten oder asphaltierten Straßen, am besten kreisrund hergestellt werden, weil hierbei die glatt werdende und dadurch die Verkehrssicherheit beeinträchtigende Eisenfläche am kleinsten ist, während eine geradlinige Begrenzung den Anschluß des Pflasters erleichtert. Die Abb. 242 u. 243 zeigen eine einfache, 20 bis 55 mm starke gußeiserne Abdeckung, deren Oberfläche zur Erzielung der nötigen Rauhigkeit mit regelmäßig verteilten Vorsprüngen versehen ist. Da aber diese letztern sich bei lebhaftem Verkehr bald abnutzen, und die auf den

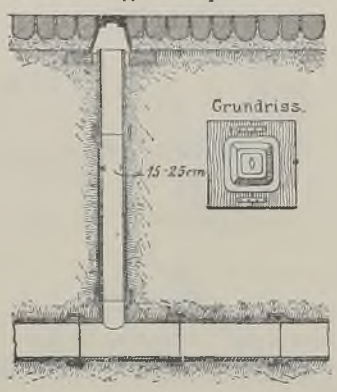
eisernen Deckel aufschlagenden Hufe der Pferde ein störendes Geräusch verursachen, so kann man in verkehrsreichen Straßen die Oberfläche der Deckel mit Vertiefungen versehen und diese mit Eichenholzklötzen oder Gußasphalt (Abb. 244 bis 245) ausfüllen.

Abb. 246. Schachtdeckel mit Scharnier.



Um ein unbefugtes Öffnen oder gar ein Verschleppen der Schachtdeckel, das schon ziemlich durch deren Schwere verhindert wird, unmöglich zu machen, werden sie öfters um Bolzen drehbar angeordnet mit Vorreibern oder auch wie in Abb. 246 mit einem Scharnier versehen.

Abb. 247. Lampenloch.



Zur Verringerung der Anzahl der Einsteigschächte wechseln diese manchmal mit Lampenlöchern (Abb. 247) ab, durch die eine Lampe hinuntergelassen wird, wenn von dem benachbarten Einsteigschacht aus der Zustand des Kanals untersucht werden soll. Liegt der zugehörige Rohrschacht im Fahrdamm, so ist seine Abdeckung so einzurichten, daß der Druck der Wagen nicht auf den Kanal übertragen wird, was durch eine mit dem Rohrschacht in keiner Verbindung stehende Untermauerung geschieht. Lampenlöcher werden bei neuern Anlagen kaum noch verwendet.

§ 46. Lüftung der Kanäle.

Zur Beförderung eines regelmäßigen Luftwechsels ist eine Lüftung der Kanäle erforderlich. Früher hat man die in den Straßenkanälen mehr oder weniger verunreinigte Luft von der Außenluft soweit möglich abgesperrt und sie auch verhindert, in die Hauskanäle einzutreten. Die Ableitung der Kanalluft erfolgte dann an einzelnen Stellen, die mit Lüftungstürmen (Lüftungsschloten) ausgestattet waren. Das sind große Kamine, die mit lotrechten, mit dem Kanale in Verbindung stehenden Lüftungsrohren, oft auch mit einem sog. Lockfeuer, versehen waren. Diese in England und in Nordamerika weit verbreitete Art der Lüftung kommt in Deutschland nur vereinzelt vor und wird neuerdings kaum noch angewendet.

Unsere Lüftungsanlagen stützen sich darauf, daß die Lüftung am besten durch eine beständige Erneuerung der Kanalluft an vielen Stellen bewirkt wird und daß eine fortwährende Bewegung derselben zu erstreben ist. Um dies zu erreichen, müssen die Hausleitungen und die Regenrohre sich an der Lüftung ausgiebig beteiligen. Hieraus folgt zunächst, daß es bedenklich ist, die sog. Grundleitungen der Häuser mit einem Wasserverschluß auszurüsten. Diese Verschlüsse hat man früher meistenteils durch Bildung eines Wassersacks in der Tonrohrleitung hergestellt, also mittels eines Zwischenstücks, das man Rohrdücker nennen kann, läßt sie jetzt aber in fast allen Anlagen weg.

Auch die Regenrohre befördern die Lüftung der Straßenkanäle und es ist fehlerhaft, in die zugehörigen Anschlußleitungen Wasserverschlüsse einzulegen, zumal auch diese mit der Zeit verschlammen. Die Anschlüsse der Regenrohre müssen zwar die von den Dächern kommenden Unreinigkeiten, auch Blätter und dgl., zurückhalten, den Eintritt der Luft in das Rohr dürfen sie aber nicht hindern. Aus der Verwendung der Hausleitungen und der Regenrohre für die Lüftung der Kanäle ergibt sich — nebenbei bemerkt —, daß ihre Ausmündungen in die Straßenkanäle am besten oberhalb des normalen Brauchwasserspiegels liegen.

Auch die Deckel der Einsteigschächte werden zur Lüftung der Kanäle benutzt und zu diesem Zweck in der Nähe des Randes (s. Abb. 245, 248 u. 249) oder in der Mitte mit 20 bis 30 mm weiten Schlitzen versehen. Um ein Durchfallen des Schmutzes zu verhindern, wird unter den Schlitzen ein ringförmiges Blechgefäß und unter die in der Mitte angebrachten Öffnungen ein Eimer aus verzinktem Eisenblech zum Auffangen der Schmutzstoffe aufgehängt.

Um ein Besteigen der Schächte auch ohne Wegnahme des Schlammeimers zu ermöglichen, können diese in der Mitte von Scharnierdeckeln wie in Abb. 249 aufgehängt werden. Durch die Luftschlitze in den Kanaldeckeln wird die Lüftung der Straßen-

Abb. 248. Schachtdeckel mit Lüftungsöffnungen in der Mitte.

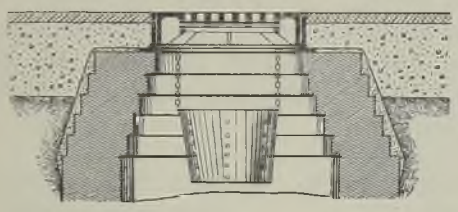


Abb. 249. Schachtdeckel mit angehängtem Schlammeimer.

kanäle sehr befördert, zumal die Lufterneuerung im Scheitel der Kanäle stattfindet. Jene Öffnungen sind aber auch erforderlich, damit frische Luft in die Kanäle gelangt, wenn die Menge der Innenluft verringert ist.

Die günstige Wirkung, die zahlreiche lotrechte, oben offene Rohre auf die Lüftung der Kanäle haben, beruht auf den Unterschieden der Luftwärme in den Kanälen und den Rohren. Während des größern Teiles des Jahres und namentlich im Winter hat die Außenluft, insofern sie weniger warm, als die Kanalluft ist, das Bestreben, die letztere zu verdrängen. Im Sommer ist das nicht durchweg der Fall, aber dann pflegen die Regenrohre der Häuser, je nachdem sie dem Sonnenschein mehr oder weniger ausgesetzt sind, verschiedene Temperaturen zu haben, so daß auch dann in den Kanälen ein Luftwechsel nicht ausbleibt. Namentlich bei Straßen, die von Osten nach Westen gerichtet sind, ist dies von Belang. Ferner werden die Stellen, woselbst die Hauptabfallrohre der Häuser liegen, je nach der Lage der Küchen, in der Regel verschiedene Temperaturen haben und dgl. mehr.

Bei sorgfältiger Durchführung der besprochenen Einrichtungen werden die Wasserverschlüsse der Straßeneinläufe häufig weggelassen, ein Verfahren, dem insbesondere bei Regenkanälen Bedenken kaum entgegenstehen.

§ 47. Straßeneinläufe und Einlaufstellen für Hof- und Dachwasser.

a) Straßeneinläufe.

Die auch Straßensinkkasten und Einfallschächte genannten Straßeneinläufe führen das von den Straßen abfließende Wasser den Kanälen zu, werden in den Rinnsteinen angeordnet und meistens mit einem Schlammfang und Wasserverschluß versehen.

Der Abstand der Straßeneinläufe voneinander, der gewöhnlich zwischen 40 bis 60 m beträgt, hängt von dem Gefälle und Querschnitt des Rinnsteins ab. Soll z. B. dessen stärkste Wasserführung 5 sl betragen, so entspricht diese bei einem Sturzregen von 150 sl für das Hektar und 95% Abfluß einem Entwässerungsgebiet von $\frac{10000 \cdot 5}{150 \cdot 0{,}95} = 350$ qm. Bei einer 16 m breiten, beiderseits mit Einläufen versehenen Straße dürfen diese daher

höchstens $\frac{350}{0{,}5 \cdot 16} = 44$ m voneinander entfernt liegen. In verkehrsarmen Straßen kann jedoch die Rinnentiefe und damit der Abstand der Einläufe größer, indessen nur ausnahmsweise über 100 m angenommen werden.

Die Einlauföffnung liegt entweder in der Rinnensohle und ist dann mit einem zum Abheben eingerichteten Gitter abgedeckt, oder sie befindet sich seitwärts in der Bordsteinkante, in welchem Falle der Zugang zu dem Schacht durch einen eisernen Deckel verschlossen wird.

Der durchgängig 0,45 m breite Einlaufschacht, meistens Sinkkasten genannt, wurde früher vielfach aus Mauerwerk hergestellt, während heute sehr häufig glasiertes Steinzeug oder mit Rücksicht auf den billigern Preis Zementbeton Verwendung findet. Die Wandstärke bei Sinkkasten aus Steinzeug beträgt 2,5—3,5 cm, bei solchen aus Zementbeton 4—8 cm. Der Einlaufrost wird fast immer auf einen Kranz von Mauerwerk oder Beton (Abb. 251 u. 252) aufgesetzt, um den eigentlichen Sinkkasten vor dem Drucke der Verkehrslasten zu schützen. Die Weite der Ableitung beträgt 15—20 cm und wird nur in Ausnahmefällen größer gewählt.

Abb. 250. Einlauf aus Mauerwerk. M. 1 : 50.

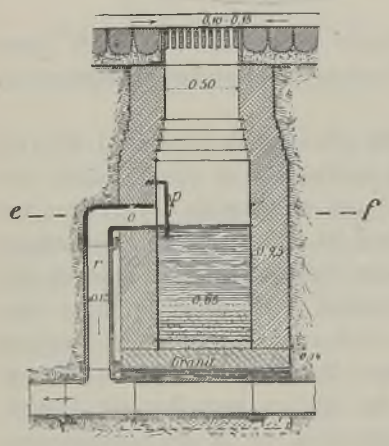


Abb. 251. Einlauf aus Steinzeug. M. 1 : 50.

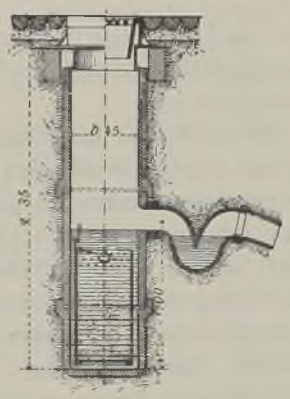
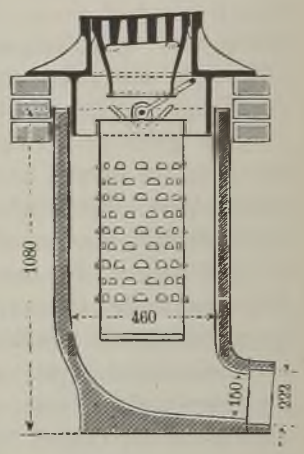


Abb. 252. Einlauf aus Zementbeton (Halbergerhütte).



Bei dem in Berlin aus Mauerwerk hergestellten Einlauf (Abb. 250) bildet die eiserne Tauchplatte *p* den Wasserverschluß und hält zugleich die von dem Abdeckgitter nicht aufgefangenen Sinkstoffe von der Ablauföffnung zurück, die bei dem in Frankfurt a. M. zur Verwendung gekommenen Steinzeugsinkkasten (Abb. 251) von einem Schlammeimer aufgenommen werden. Für die Vororte in Frankfurt a. M. werden, wo der Geruchverschluß fehlen kann, Einläufe aus Zementbeton (Abb. 252) mit ovalem Eimer verwendet.

Um ein bei den freistehenden Schlammeimern (Abb. 251) vorkommendes Eindringen von Schlamm zwischen Eimer und Sinkkastenwand zu verhüten, ist bei dem in Abb. 253 dargestellten Sinkkasten der obere Rand des Eimers trichterförmig gestaltet und auf einem konischen, an die Schachtwand sich anschließenden Ring aus Gußeisen aufgelagert. Auch der hier angewendete Zungenverschluß ist dem Wasserverschluß des ältern Frankfurter Sinkkastens (Abb. 251) vorzuziehen.

Zur möglichsten Verringerung der Einbaukosten der Sinkkasten werden häufig die Einbautiefen soweit angängig verringert: Abb. 254 u. 255 zeigen zwei derartige Sinkkasten aus Zementbeton und zwar einen ohne Geruchverschluß und einen mit einem

sog. Glocken-Wasserverschluß. Es sind von der Halberger-Hütte, Brebach a. d. Saar, herausgebrachte sog. Reform-Straßensinkkasten mit oben aufgehängtem, gelochtem Schlammeimer zur Trockenschlammgewinnung. Fast alle vorbeschriebenen Modelle werden sowohl in Steinzeug wie in Zementbeton hergestellt.

Abb. 253. Einlauf von Geiger. M. 1 : 32.

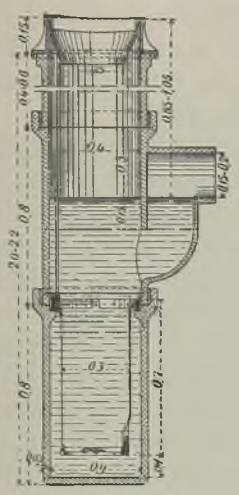


Abb. 254. Reform-Straßensinkkasten ohne Geruchsverschluß.

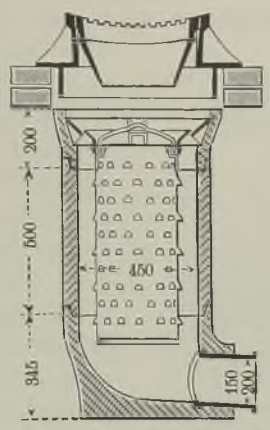
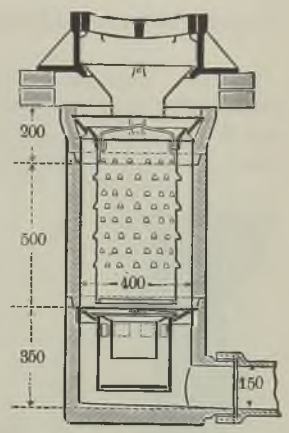


Abb. 255. Reform-Straßensinkkasten mit Geruchsverschluß.



b) Einlaufstellen für Hofwasser.

Die zur Abführung des auf den Höfen der Häuser abfließenden Regenwassers dienenden Sinkkasten können wie die Straßensinkkasten hergestellt werden, erhalten jedoch der kleinern Entwässerungsfläche wegen gewöhnlich nur einen Durchmesser von 0,25—0,35 m. Zur Herstellung der Hofsinkkasten wird auch öfters Gußeisen verwendet,

Abb. 256. Hofsinkkasten aus Gußeisen. (Halberger Hütte.)

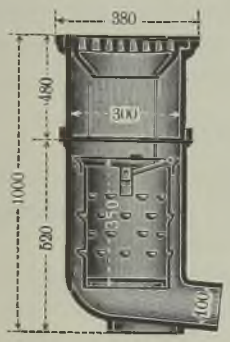


Abb. 257. Sinkkasten in tief gelegenen Höfen. M. 1 : 25.

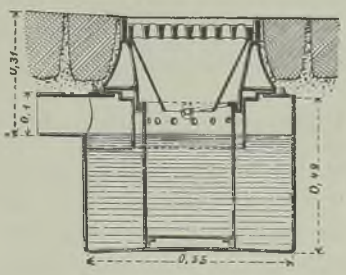
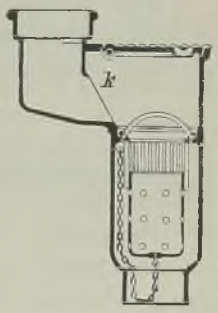


Abb. 258. Regenrohreinlauf von Geiger.



was bei Straßensinkkasten früher hier und da auch der Fall war. Bei tief gelegenen Höfen oder wenn der zu entwässernde Hof von der Straße weit entfernt liegt, kann jedoch der Einlauf nur eine so geringe Tiefe erhalten, daß er nicht mehr gegen Frost geschützt ist. In einem solchen Falle gewährt die Anordnung nach Abb. 257, bei der die wärmere Kanalluft mit dem Einlaufkasten in Berührung kommt, einigen Schutz gegen das Einfrieren.

Für die Straßen- und Hofsinkkasten tauchen fortwährend neue Modelle mit und ohne Wasserverschluß auf. Teils sind diese Neuerscheinungen Nachahmungen alt-

bewährter Muster, teils weisen sie beherzigenswerte Neuerfindungen auf, deren Einzelaufzählung hier jedoch zu weit führen würde.

c) Einlaufstellen für Dachwasser.

Wegen der geringen Menge Sinkstoffe, die von den Dächern in die Kanäle gelangt, wird meistens von besondern Vorkehrungen zum Zurückhalten jener Stoffe an den Einlaufstellen für das Dachwasser abgesehen. Besondere Verhältnisse bedingen natürlich besondere Maßnahmen. Ein Wasserverschluß (Abb. 259), der freilich die Benutzung des Regenrohrs zur Lüftung des Kanalnetzes unmöglich macht, muß angeordnet werden, wenn das Rohr in der Nähe der Fenster von Dachwohnungen mündet.

Abb. 259. Regenrohreinlauf mit Geruchsverschluß System Steuernagel. (Halberger Hütte.)

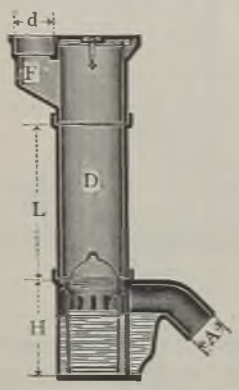
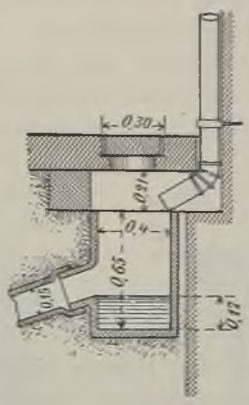


Abb. 260. Regenrohreinlauf in Dresden.



Wenn der Wasserverschluß wegfällt, so kann die Anordnung nach Abb. 258 oder nach Abb. 260 getroffen werden. Bei der erstern ist ein kleiner Eimer zur Aufnahme der Sinkstoffe angeordnet. Bestehen über die Art des Anschlusses keine besondern Bestimmungen, so wird häufig das Dachwasser in den Zweigkanal mittels eines an das Fallrohr anschließenden gußeisernen Rohres geleitet, dessen Höherführung bis 1,5 oder 2,0 m über dem Boden meistens vorgeschrieben ist, um Beschädigungen des Zinkrohrs vorzubeugen.

Es empfiehlt sich, auf 1 qm Dachfläche 0,8 bis 1 qcm Fallrohrquerschnitt und demgemäß, da auf ein einzelnes Fallrohr bei Wohngebäuden selten mehr als 100 qm Entwässerungsfläche kommen, den Durchmesser zu 10 bis 12 cm anzunehmen, wobei der größere Wert für die längern, im Winter leichter einfrierenden Rohre höherer Gebäude gilt.

Das Reinhalten der Straßenkanäle wird durch regelmäßige Reinigung der Einläufe in hohem Maße befördert und die Reinigung der Einlaufstellen für Hofwasser und dergleichen sollte von den beteiligten Besitzern nicht versäumt werden.

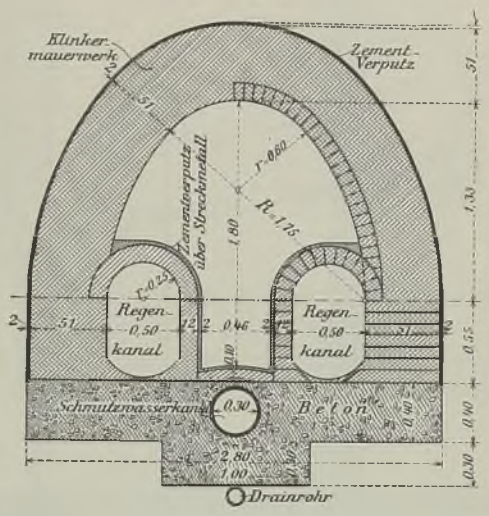
§ 48. Eigenartige Stellen der Kanalnetze.

Als eigenartige Stellen im Kanalnetz sind die Kreuzungen der Kanäle mit Eisenbahnen, mit Gas- und Wasserleitungen, mit Gewässern usw., die Abzweigungen der Notauslässe, die Anordnung besonderer Schächte, der Kanalmündungen u. a. m. zu bezeichnen, die im nachstehenden kurz besprochen werden sollen. Alle diese Anlagen erfordern bei der Herstellung besondere Sorgfalt. Bei Kreuzungen kommt es nicht allein darauf an, daß die Benutzung bestehender Anlagen durch den Bau des Kanals nicht gestört wird, es muß auch eine Gefährdung derselben nach Möglichkeit auf die Dauer verhindert werden.

Eisenbahnen werden deshalb meistens mit Tunneln unterfahren, die dann die einzelnen Kanäle aufnehmen und oft auch zur Durchführung von Gas- und Wasserleitung, sowie elektrischem Lichtkabel dienen. In Gießen wurde ein derartiger begehbarer Tunnel (Abb. 261) ausgeführt, in dem auf den Podesten der Regenkanäle, auch die Gas-, Wasser- und elektrische Leitung, allerdings in besondern, mit Sicherheitsvorrichtungen ausgestatteten Schutzrohren untergebracht wurden.

Die Kreuzungen der Kanäle mit Gas- und Wasserleitungen erfordern nur in besondern Fällen Schutzmaßnahmen, dagegen müssen bei Kreuzungen mit Gewässern oft Dücker oder Heber, wie in § 33 besprochen, angeordnet werden. Eine neuere Dückerausführung ist in Abb. 216 u. 217 dargestellt. Beachtenswert ist hierbei die Anordnung des Doppeldückers und der vor den aufsteigenden Ästen eingebauten Revisionsschächte, in denen ein leicht herausnehmbares Paßstück nach Schließung der Ein- und Auslaufschieber eine leichte Reinigung der einzelnen Dückerrohre gestattet. Durch die Anordnung des Doppeldückers ist hierbei die weitgehendste Betriebssicherheit gewährleistet.

Abb. 261. Untertunnelung des Bahnhofs Gießen. M. 1 : 50.



Bei Hebern sind die sich entwickelnden Gase durch Absaugen zu entfernen, oder durch Zuführung von Wasser nach Abschluß der Zu- und Abgangsöffnung zu verdrängen. Im Innern der Heber ist eine Ablagerung von Sinkstoffen weniger zu befürchten, weil deren Mitführung durch das Wasser durch den aufsteigenden obern Schenkel einigermaßen verhindert wird. Eine Spülung der Heberleitung läßt sich durch angestautes, von oben zufließendes Wasser bewirken.

Vereinzelt hat man auch große Heberleitungen für Abwasser behufs Durchquerung von fließenden Gewässern erbaut, wenn man an vorhandenen Brücken Stützpunkte für die Rohre herstellen konnte.

Bei den Abzweigungen der Notauslässe, deren Zweck bereits an anderer Stelle erörtert wurde, stellt man in der Kanalwandung eine geräumige, unten horizontal begrenzte Öffnung her, an die sich der Notauslaß anschließt. Die Höhenlage jener Begrenzung ergibt sich aus dem als erforderlich erachteten Grade der Verdünnung des Brauchwassers. Die Überfallhöhe h (Abb. 264, S. 427) ist veränderlich, bei Abschätzung der durchschnittlich abfließenden Wassermenge kann man die in der Abbildung angedeutete Lage des Oberwasserspiegels, d. h. die Mitte zwischen der untern Begrenzung des Überfalls (Wehrkrone) und dem Scheitel des zu entlastenden Kanals annehmen. Wenn nun die Tiefenlage des Notauslasses N derart ist, daß sich ein vollkommener Überfall bildet, berechnet sich die sekundlich abfließende Wassermenge Q näherungsweise aus

$$Q = \frac{2}{3} \mu \cdot b \sqrt{2g} \cdot h^{\frac{3}{2}},$$

d. i. wenn $\mu = 0{,}75$ gesetzt wird,

$$Q = 0{,}5 \cdot b \sqrt{2g} \cdot h^{\frac{3}{2}}.$$

Hier bezeichnet b die Breite des Überfalls.

Wenn die durchschnittliche sekundliche Ergiebigkeit Q_1 sehr starker Regenfälle bekannt ist, so kann man, Q mit Q_1 vergleichend, den Einfluß, den ein Überfall von gegebener Breite auf jene Regenfälle ausübt, einigermaßen ermitteln und ein vorläufig angenommenes b nach Bedarf vergrößern oder verkleinern.

Mitunter ist es ausreichend, den Notauslaß an der Einmündung trompetenartig zu erweitern (s. Abb. 173 u. 174, S. 393). Wenn dies nicht genügt, sind weniger einfache Anordnungen erforderlich, auf die jedoch hier nicht eingegangen werden kann.

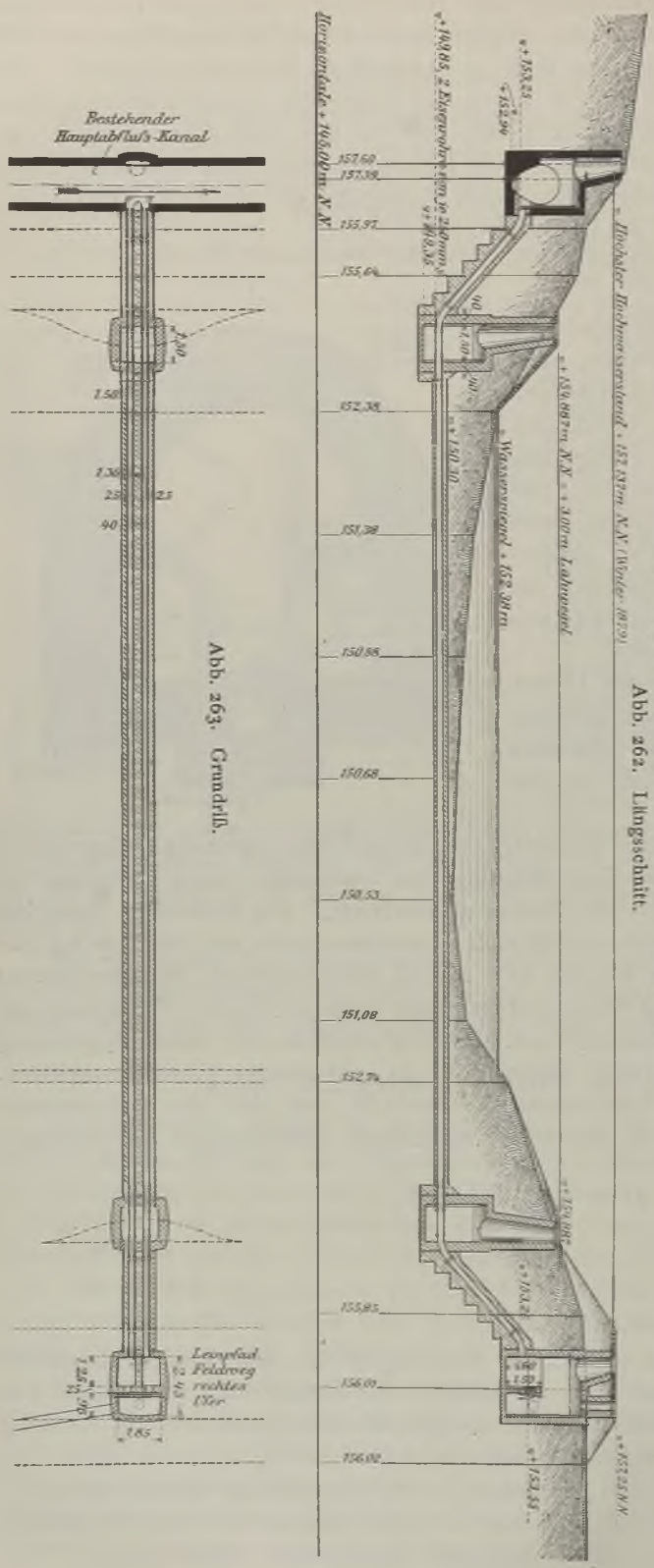


Abb. 263. Grundriß.

Abb. 262. Längsschnitt.

Abb. 262 u. 263. Doppeldücker unter der Lahn bei Gießen.

Auch für die größte Überfallhöhe, d. h. für den Abstand zwischen dessen Krone und dem Scheitel des zu entlastenden Kanals, ist die abfließende Wassermenge zu berechnen, weil sie für die Abmessungen des Notauslasses, mittelbar auch für die Abmessungen des entlasteten Kanals maßgebend ist.

Abb. 265 zeigt einen in der Krenkelstraße zu Dresden durch die Firma DYCKERHOEF & WIDMANN ausgeführten Notauslaß. In der Abbildung ist die Überfallzunge deutlich zu erkennen.

Öfters werden die Überfälle der Notauslässe auch beweglich mittels Klappen oder Schiebern eingerichtet, die auf eine bestimmte Wasserhöhe eingestellt werden.

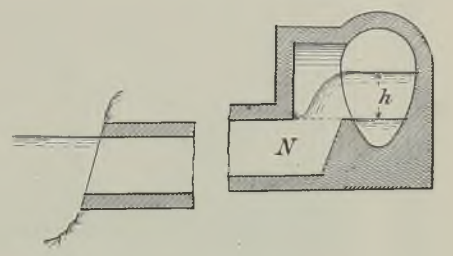
Von den besondern Schächten seien hier nur die Schneeschächte erwähnt, in die bei starken Schneefällen der Schnee ohne weiteres eingeschaufelt werden kann. Es empfiehlt sich nicht, derartige Schächte unmittelbar über dem Kanal anzuordnen, sondern wie in Abb. 266 u. 267, S. 428, dargestellt, seitliche Kammern anzulegen, um Vorstopfungen und sog. Schneebrücken in den Kanälen zu vermeiden. Auf besondere Rückzugsmöglichkeiten für die in den Schächten den leicht sich festsetzenden Schnee beseitigenden Arbeiter ist Bedacht zu nehmen.

Bevor das Abwasser in fließendes Gewässer oder Gräben gelangt, machen Ört-

lichkeiten nicht selten dessen Hebung erforderlich. Hierfür werden in der Regel Pumpwerke benutzt; seltener ist die Hebung durch Druckluft. In Berlin werden beispielsweise die Abwasser aus dem Innern der Stadt mit Druckpumpen und Druckrohren nach den Rieselfeldern der Umgebung gefördert. Eine Hebung kann ferner erforderlich werden in die als Vorflut dienenden Gewässer, in Klärbecken, in das Kanalnetz einer höher liegenden Zone usw.

Das den Pumpen zugeführte Wasser muß von gröbern Sink- und Schwimmstoffen gereinigt werden. Dies geschieht meistens in einem sog. Sandfang, d. i. ein Ablagerungsbecken, von dem die Schwimmstoffe durch Gitter u. dgl. abgehalten werden (s. § 50, b).

Abb. 264. Notauslaß-Einmündung.



Bei der Hebung mittels Druckluft wird das Entwässerungsgebiet in Bezirke eingeteilt, und jeder Bezirk nach einem geräumigen gemauerten Sammelschacht auf gewöhnliche Weise entwässert. Es handelt sich nun darum, das Wasser aus diesen Schächten in höher liegende Kanäle zu heben. Von den hierzu dienenden Mitteln soll an dieser Stelle nur das Folgende erwähnt werden. Dasselbe eignet sich sowohl für die Hebung des unreinen Wassers, wie für die Hebung eines reinen, durch Rohrbrunnen erschlossenen Wassers.

Bei diesen Vorrichtungen wird Preßluft, die in einem gemeinsamen Kessel bereit gehalten wird, einem stehenden, an beiden Enden offenen Rohre zugeführt. Sobald die zugeführte Luftmenge groß genug ist, fließt das mit Luft vermischte Wasser am obern Ende des dort knieförmigen Rohres aus und zwar oberhalb des Spiegels der zu hebenden Flüssigkeit. Das gehobene Wasser wird von einem Zweige des höher liegenden Kanalnetzes aufgenommen. Die Verbindung zwischen dem untern Ende jenes Rohres und dem Sammelschacht wird wahrscheinlich durch ein Futterrohr, das das Steigrohr umgibt und in der Sohle des Schachtes beginnt, vermittelt[1]).

Abb. 265. Notauslaß der Kanalisation Dresden.

Auf die Hebung durch Druckluft wird nachstehend bei Besprechung des Trennverfahrens zurückgekommen.

Schließlich sind noch die Mündungen der Kanäle und der Notauslässe zu erwähnen, zunächst insofern, als tiefliegende Mündungen gegen das Eindringen des Hochwassers zu schützen sind. Dieselbe Aufgabe ist bei den in Deichen liegenden

---

1) Näheres und Mitteilungen über einige mit Erfolg ausgeführte »Mammut-Pumpen« für Reinwasser siehe STERN, »Verwendung von Druckluft zur Wasserhebung.« Journ. für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung, 1908, S. 366.

Entwässerungsschleusen zu lösen; auch diese müssen Vorrichtungen erhalten, die das Hochwasser absperren. Als Verschlußvorrichtungen benutzt man in beiden Fällen meistenteils drehbare Klappen mit oben liegender horizontaler Achse oder Schütztafeln.

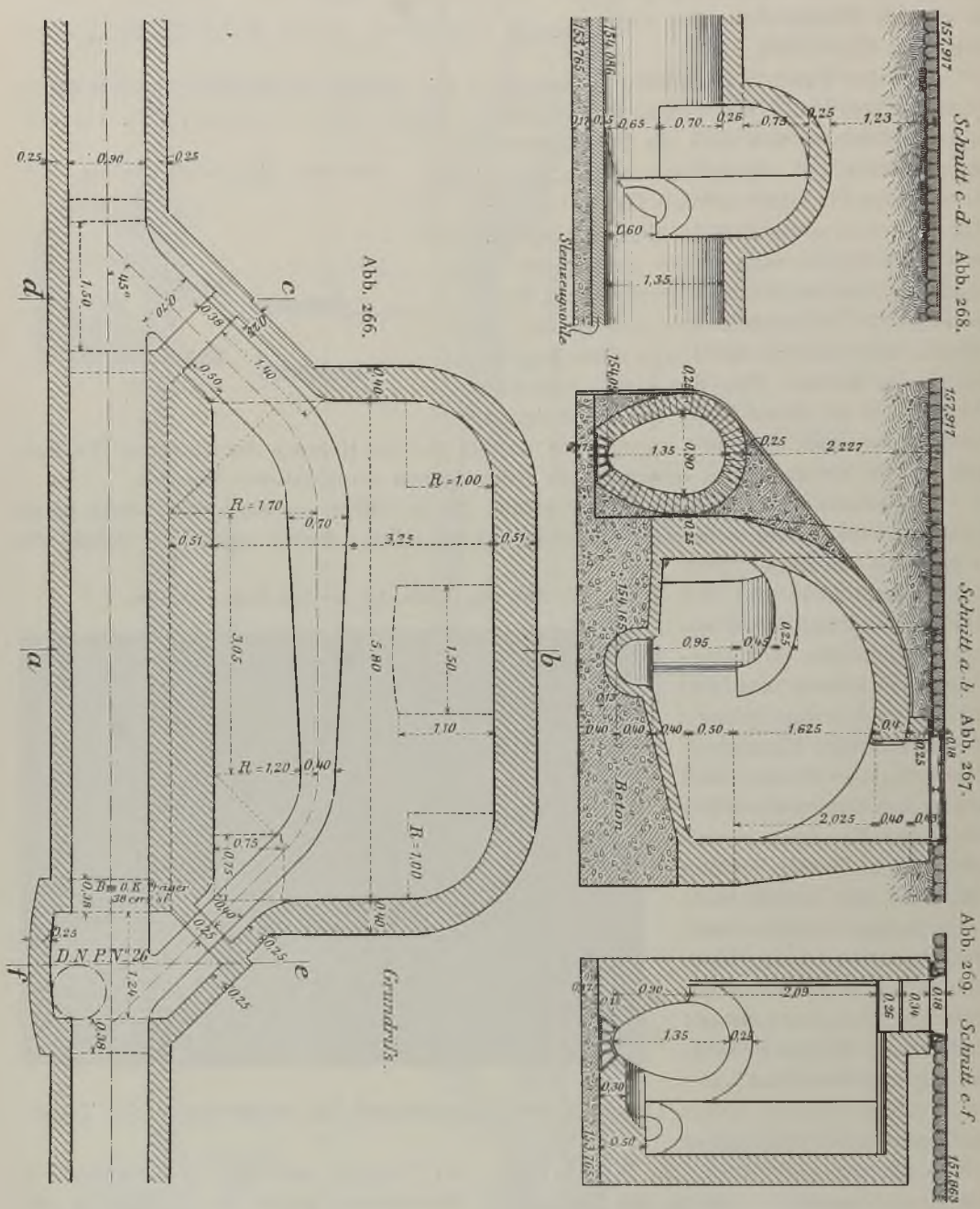


Abb. 266 bis 269. Schneeschacht der Kanalisation Gießen. M. 1 : 80.

die lotrecht auf- und abwärts bewegt werden. Die Einzelheiten sind jedoch verschieden, weil man bei den Kanalmündungen auf sicheres und dichtes Schließen, auf die Dauer der Vorrichtungen und auf ihr vollständiges Öffnen bei fallendem Außenwasser besondern Wert legen muß. Man verwendet deshalb als Baustoffe Gußeisen oder versteiftes Blech,

trifft auch wohl Anordnungen, die ein Anpressen der geschlossenen Klappen und Schützen an die Stirnen der Kanäle bewirken u. dgl. m.

Die Lage der Mündungsstellen ist so zu wählen, daß der Kanalinhalt so weit als möglich in lebhaft fließendes Wasser gelangt; hierdurch wird die Vermischung des

Abb. 270 u. 271. Notauslaßklappe mit ausrückbarer Andrückvorrichtung.

Abb. 270. Ansicht. Abb. 271. Schnitt.

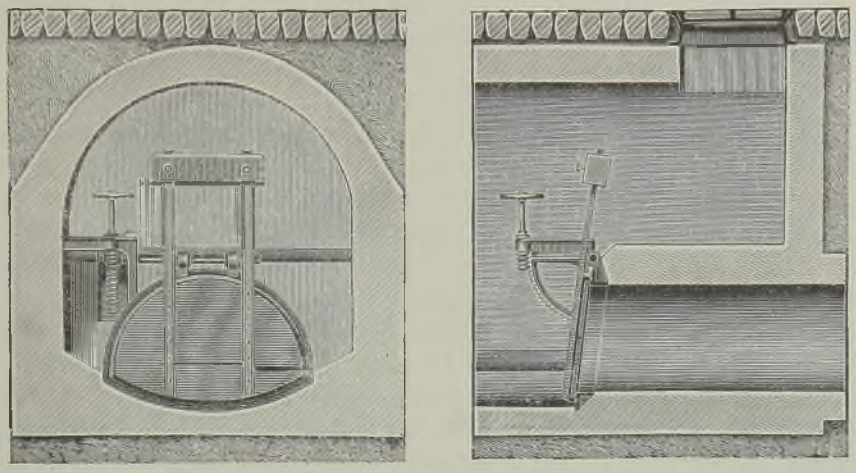
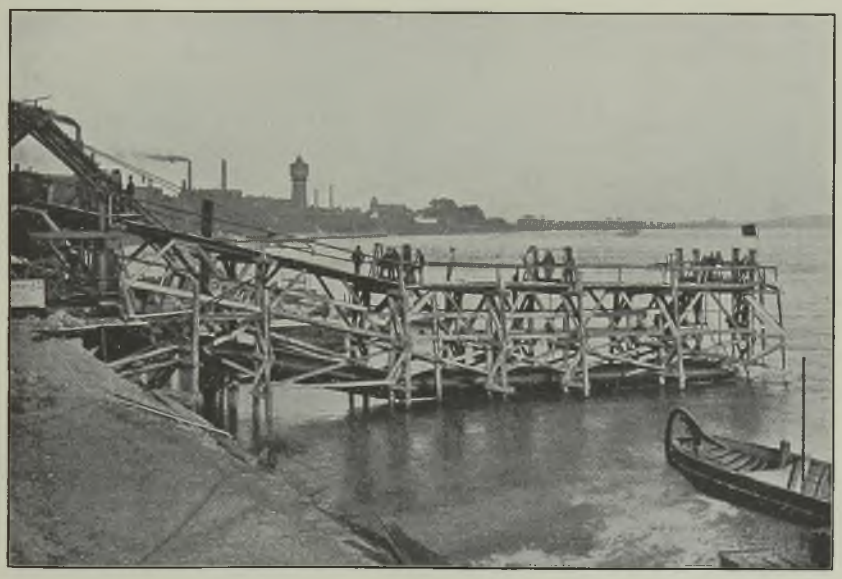


Abb. 272. Absenken des Ausmündungsrohrs der Kanalisation Crefeld.



Abwassers mit dem Flußwasser befördert. Man bevorzugt deshalb das einbuchtende (konkave) Ufer einer gekrümmten Strecke. Die Richtung des ausströmenden Abwassers sollte mit der Richtung des Stromstrichs einen spitzen Winkel bilden; um dieses zu erreichen, hat man mitunter für das im Wasser liegende Ende des Entwässerungskanals ein eisernes Rohr angeordnet. Abb. 272 zeigt die Absenkung eines derartigen Rohres, wie es bei der Entwässerung der Stadt Crefeld Verwendung gefunden hat.

Bei größern Städten kann man die Mündung in zwei Teile teilen, der obere Teil wird mit einer Klappe versehen, die sich bei Überdruck öffnet, an den untern Teil schließt sich ein ziemlich langes, in den Fluß hineinreichendes und größtenteils versenktes Schmutzwasserrohr an. Es handelt sich also hier, ähnlich wie bei den Notauslässen, um eine Trennung des Abwassers in zwei Teile.

§ 49. Das Trennverfahren.

Die schon erwähnte Trennung des Brauchwassers von dem Regenwasser ist unter Umständen dem bis hierher besprochenen sog. Schwemmverfahren vorzuziehen. Man unterscheidet zwei Hauptarten, je nachdem die Ableitung des Regenwassers oberirdisch oder in besondern Kanälen stattfindet.

Die oberirdische Ableitung des Regenwassers erfolgt bekanntlich in Rinnsteinen oder Kandeln, die nach Bedarf bedeckt werden. Dabei ist es erforderlich, daß der Verkehr auf den Gangbahnen nicht minder, wie der mit Fuhrwerken durch fließendes Regenwasser so wenig wie möglich beeinträchtigt wird. Einzelheiten sollen an dieser Stelle nicht besprochen werden, dieselben betreffen den Straßenbau mehr, als den Wasserbau.

Die Kanalisierung beschränkt sich somit auf den Bau von Brauchwasserkanälen und diese sind nach bereits besprochenen Regeln herzustellen. Es ist aber folgendes zu beachten: Die Höhenlage der hinter den Häusern liegenden Höfe und Gärten schließt eine oberirdische Entwässerung nach der Straße hin nicht selten aus, so daß es angezeigt ist, den Besitzern die Herstellung eines Kanals mit Anschluß an den Brauchwasserkanal zu gestatten, sie haben aber für regelmäßige Reinigung ihrer Höfe und Sinkschächte zu sorgen. »Unter Umständen kann es sich ferner empfehlen, das Regenwasser einzelner Straßen in die Brauchwasserkanäle aufzunehmen. Dies läßt sich beispielsweise rechtfertigen, wenn auf einer Straße ein sehr starker Durchgangsverkehr stattfindet. Auch die Lage und Bestimmung einzelner Gebäude, bei denen ein besonders lebhafter Verkehr stattfindet, kann eine unterirdische Ableitung des Regenwassers rechtfertigen.«

Bei der Berechnung der Weite der Brauchwasserkanäle hat man somit oft auf eine beschränkte Steigerung der Brauchwassermengen (auf etwa das $1\frac{1}{2}$fache oder mehr)

Abb. 273. Doppelkanal.

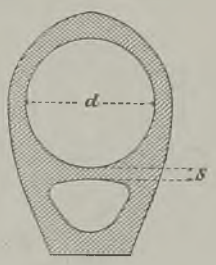
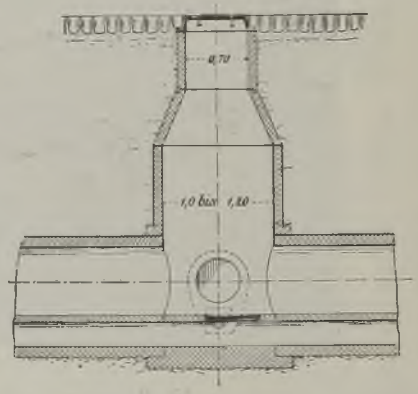


Abb. 274. Einsteigschacht für Doppelkanäle.



durch Aufnahme von Regenwasser Rücksicht zu nehmen. Immerhin können die Brauchwasserkanäle auch in den obern Strecken der Straßen einen kleinern Querschnitt als Schwemmkanäle erhalten. »Ihre Lichtweite geht bis auf 15 bis 20 cm, je nach den Gefällen herab, während die Lichtweite der Schwemmkanäle nur ausnahmsweise weniger als 30 cm betragen darf.«

Sonstige Vorteile einer Beschränkung der Kanalisierung auf Brauchwasserkanäle sind, daß die bei Schwemmkanälen nicht selten eintretende Überfüllung eines Teiles der Kanäle

infolge von Sturzregen nebst einem schädlichen Rückstau nach den Häusern und Grundstücken vermieden wird. Ferner finden namhafte Ersparungen an den Bau- und Betriebskosten der Reinigungsanlagen statt. Im Fall einer künstlichen Hebung des Abwassers vermindern sich auch die Ausgaben für das Hebewerk und dessen Betrieb erheblich.

Abb. 275 bis 283. Anordnung von Doppelschächten für Brauch- und Regenwasserkanäle in gemeinsamer Baugrube. M. 1 : 80.

Abb. 275. *Schnitt a-b.*

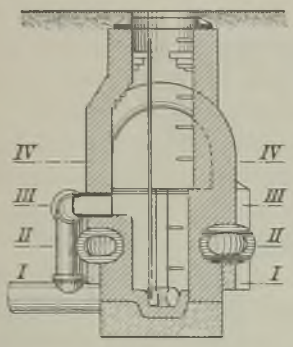


Abb. 276. *Schnitt c-d.*

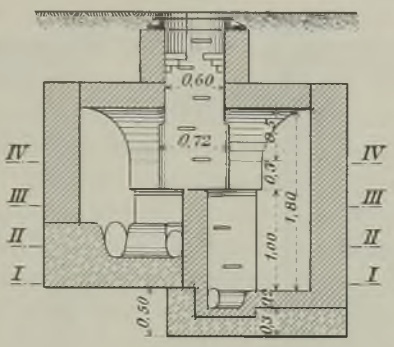


Abb. 277. *Schnitt e-f.*

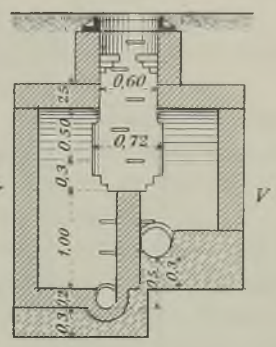


Abb. 281. *Grundriſs III.*

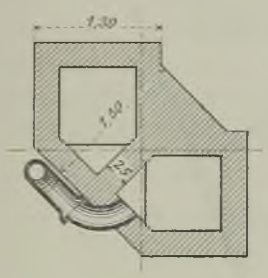


Abb. 282. *Grundriſs IV.*

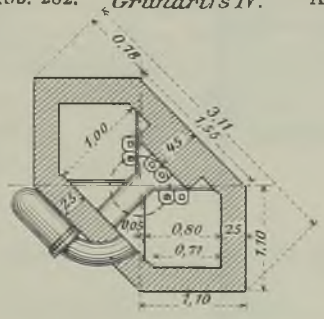


Abb. 278. *Schnitt g-h.*

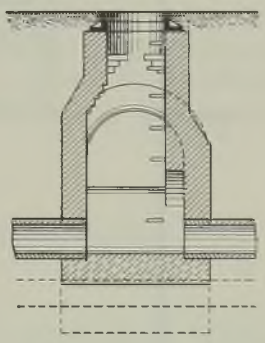


Abb. 279. *Grundriſs I.*

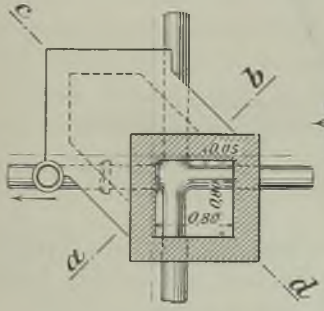


Abb. 280. *Grundriſs II.*

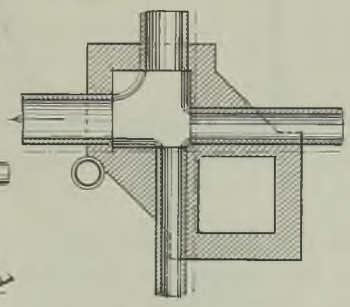
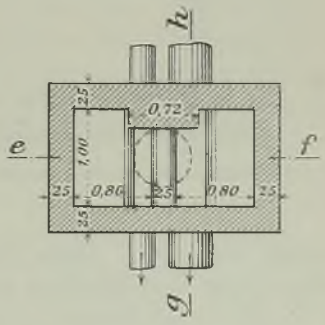


Abb. 283. *Grundriß V.*

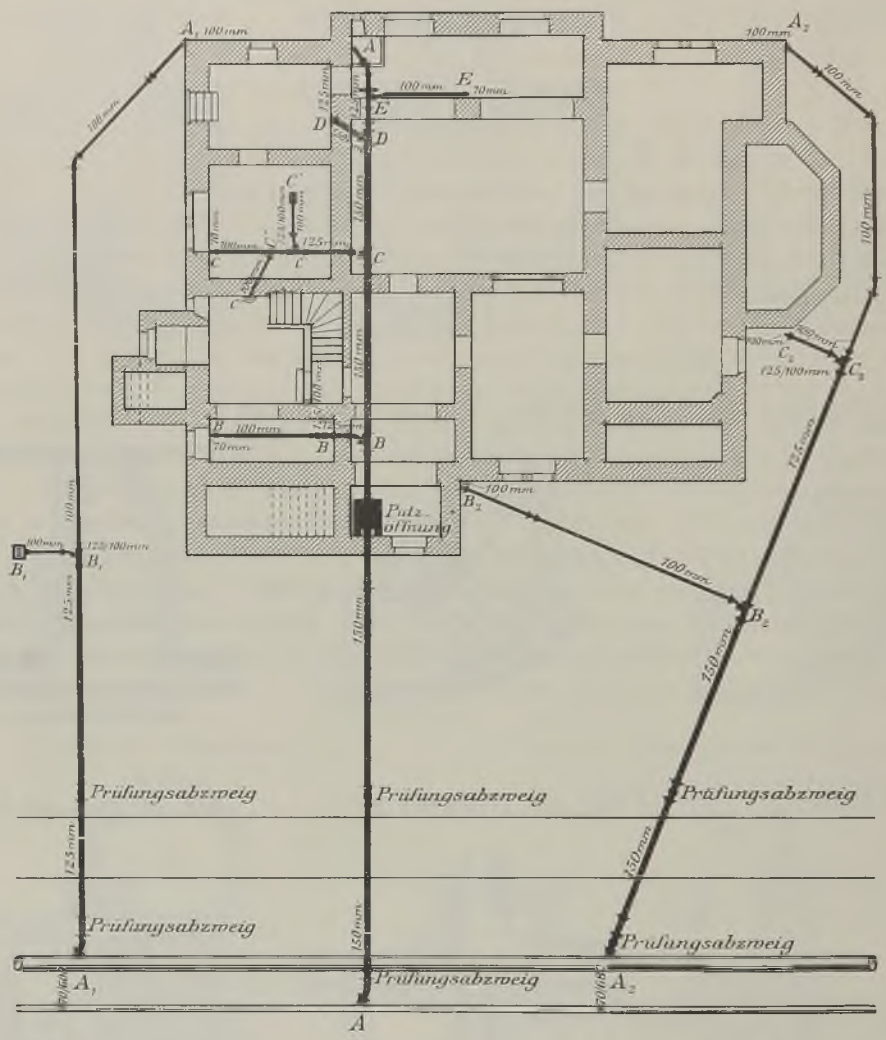


Die Hebung des Inhalts der Brauchwasserkanäle kann man nicht selten durch Preßluft bewerkstelligen. Auch hier findet eine Einteilung des zu entwässernden Gebiets in Bezirke statt, die mit je einem Sammelschacht ausgestattet werden; Luftpumpen zur Erzeugung der Preßluft nebst einer Kraftmaschine sind ebenfalls vorhanden, auch Preßluftleitungen fehlen nicht. Dem Sammelschacht schließt sich aber eine geräumige, unter-

irdische Kammer an; in dieser ist ein eiserner, mit einem Deckel dicht abgeschlossener Behälter, der sog. Ejektor, aufgestellt. Eine Rohrleitung verbindet ihn mit dem Sammelschacht, ihr gegenüber befindet sich eine andere Rohrleitung, die in einen Zweig des genügend hoch liegenden Abflußkanals mündet.

Sobald der Ejektor durch aus dem Sammelschacht zuströmendes Abwasser gefüllt ist, bewirken sinnreiche Vorrichtungen, daß aus einer im Deckel befindlichen Öffnung

Abb. 284. Hausentwässerung nach dem Trennverfahren.



Preßluft einströmt. Wenn dann der Ejektor fast ganz entleert ist, wird die Preßluft mittels jener Vorrichtungen von ihm abgesperrt, gewöhnliche Luft tritt an ihre Stelle, die Preßluft aber strömt frei aus. Der Vorgang wiederholt sich von Zeit zu Zeit[1]).

Für kleine Städte und für solche von mittlerer Größe, deren Örtlichkeiten einer oberirdischen Ableitung des Regenwassers günstig sind, darf man die Kanalisierung auf die Herstellung von Brauchwasserkanälen beschränken. Bei großen Städten sind jedoch, wenn man sich zur Anwendung des Trennverfahrens entschließt, außer jenen noch

[1]) Näheres s. »Handb. d. Ing.-Wissensch.« a. a. O. unter: Anlagen zur Hebung des Kanalwassers.

Regenwasserkanäle zu erbauen. Diese zwei Arten können mitunter derart vereinigt werden, wie Abb. 273 angibt. Ein solcher Doppelkanal entsteht, wenn man von einem Eikanal durch Einbau einer Zwischendecke einen obern Teil mit kreisförmiger Öffnung abtrennt. Große gemauerte Kanäle lassen sich mit einer ähnlichen Querschnittsform erbauen. Abb. 274 bringt den Einsteigschacht für einen Doppelkanal, mit Andeutung des daselbst einmündenden Kanals einer Seitenstraße.

Die Doppelkanäle haben den Vorteil, daß die ohnehin vorhandene Schwierigkeit, Leitungen der verschiedensten Art unter den Straßen einzubauen und zu unterhalten, durch Hinzukommen einer zweiten Art von Entwässerungskanälen nicht noch mehr gesteigert wird. Es ist aber ein Übelstand, daß das für den Doppelkanal gewählte, im obern und untern Teile gleiche, für die Ableitung des Regenwassers bemessene Gefälle unter Umständen für das Brauchwasser zu schwach sein kann.

Wenn der Doppelkanal sich einem fließenden Gewässer nähert, können der untere und der obere Kanal verschiedene Wege einschlagen. Das Regenwasser wird man dem Gewässer alsbald zuführen, während das Brauchwasser nach Bedarf zu heben, nach Rieselfeldern zu leiten oder einer andern Art der Reinigung zu unterziehen ist.

Man findet verschiedenartige Ausführungen, bei denen die Regenwasser- und die Brauchwasserkanäle ganz voneinander getrennt liegen und besondere Einsteigschächte erhalten. Oft werden aber auch Regen- und Brauchwasserkanal bei guten Bodenverhältnissen nicht weit voneinander in gemeinsamer Baugrube verlegt und erhalten dann Einsteigschächte, wie sie in den Abb. 275 bis 283 dargestellt sind.

Eine Schwierigkeit bildet beim Trennverfahren die Hausentwässerung, da hierfür meistens auch Doppelleitungen gelegt werden müssen, die die ohnedies schon hohen Kosten einer derartigen Anlage wesentlich erhöhen. In Abb. 284 ist eine Hausentwässerung nach dem Trennverfahren im Grundriß dargestellt, woraus sich ohne weiteres ergibt, wie viel einfacher die Anlage wäre, wenn Brauch- und Regenwasser in den gleichen Kanal geleitet werden könnten.

§ 50. Reinigung der Kanäle und des Kanalwassers.

a) Reinigung der Kanäle.

Da auch selbst in Kanälen mit guten Gefällen die Geschwindigkeit und die Schwimmtiefe nicht immer ausreichen, um die in dem Brauchwasser enthaltenen Stoffe weiterzuführen, so setzen sich diese oft auf der Sohle ab und bedürfen dann zu ihrer Weiterbewegung einer größern Wassergeschwindigkeit, als diejenige war, die sie herbeigebracht hatte. Stellt sich diese in nächster Zeit nicht ein, so erfolgt eine weitere Ablagerung, die durch Wiederholung des Vorgangs immer mehr anwächst und unter Umständen schon nach wenigen Tagen eine erheblich gesteigerte Spülkraft und schließlich mechanische Mittel zur Lockerung und Loslösung erfordert. Es ist daher eine regelmäßige Reinigung aller Kanäle eines Netzes erforderlich. Diese besteht am besten in einer Spülung, die um so erfolgreicher ist, in je kürzern Zwischenräumen sie stattfindet.

Als Spülwasser dient, wenn es nicht aus einem höher gelegenen See oder aus einer gestauten Flußstrecke entnommen werden kann, das Wasser kleiner, in der Nähe der Stadt befindlicher Wasserläufe und manchmal auch Quell-, Drain- und Grundwasser, das von den benachbarten Talhängen zufließt. Geht dabei die benutzbare Wassermenge zeitweise auf einige Sekundenliter zurück, so wird eine Ansammlung in Teichen oder überdeckten Sammelbehältern erforderlich, aus denen dann das erforderliche Spülwasser den Spülbezirken und den daselbst befindlichen Spülschächten (Abb. 285) zugeführt

wird. Häufig muß jedoch die Reinwasserleitung das zur Reinigung der Kanäle nötige Spülwasser liefern.

Die Benutzung der Spülschächte, als welche die hierzu eingerichteten Einsteigschächte dienen, erfolgt in der Weise, daß die einmündenden Kanalöffnungen abgeschlossen werden, worauf der Spülschacht mit dem Spülwasser gefüllt wird. Ein in diesem

Abb. 285. Spülschacht.

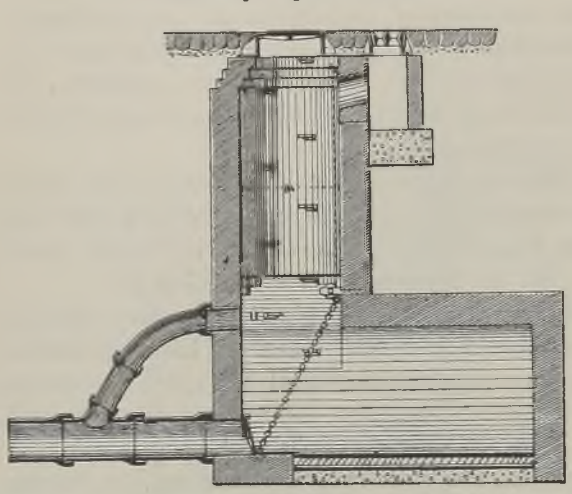
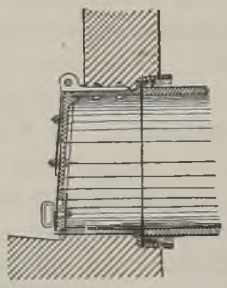


Abb. 286. Spülklappe.

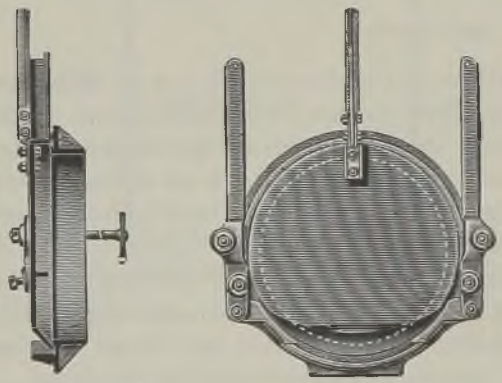


angebrachtes Überfallrohr verhindert einen für die oberhalb befindlichen Hausanschlüsse schädlichen Rückstau. Wenn nun der Abschluß des zu spülenden Kanals entfernt wird, so ergießt sich die angesammelte Wassermenge in die zu reinigende Kanalstrecke und reißt infolge der erhöhten Geschwindigkeit die abgelagerten Stoffe mit sich fort.

Die Abschließung eines in den Spülschacht mündenden Kanals erfolgt durch eine Spülklappe (Abb. 286), deren Wirkung jedoch durch Sinkstoffe, die sich an die Schlußflächen ansetzen, beeinträchtigt wird. Dieser Mißstand ist bei senkrechten Schiebern (Abb. 287 u. 288) geringer, weil diese bei ihrer Abwärtsbewegung jene Schmutzstoffe wieder entfernen.

Abb. 287 u. 288. Handzugschieber.

Abb. 287. Schnitt. Abb. 288. Ansicht.



Die Schieber sind bei kleinen Profilen Handzugschieber mit oder ohne nachstellbaren Keilverschluß, bei größern Profilen dagegen Spindel-, Zahnstangen- oder Kettenrollenzugschieber.

Da aber die senkrechte Bewegung dieser Schieber eine bestimmte Höhe erfordert, an der es manchmal, namentlich bei größern Kanälen, fehlt, so verwendet man in solchen Fällen Spültüren (Abb. 289), die außerdem den Vorteil haben, daß sie die abgeschlossene Öffnung und damit die angestaute Wassermenge rasch und vollständig frei geben. Die Spültüren werden meist so angeordnet, daß sie sich bei einem gewissen Wasserdruck selbsttätig öffnen.

Zur Ersparung an Bedienung bei der regelmäßigen Spülung von Kanalstrecken werden auch selbsttätige Spülvorrichtungen, sog. Selbstspüler angewendet, bei denen das Spülwasser in einem über der Kanalsohle liegenden Behälter angesammelt wird, der sich bei einer bestimmten Höhe des Wasserstands von selbst rasch entleert.

Die Entleerung erfolgt durch Heberwirkung (Abb. 290) entweder selbsttätig oder durch Schwimmerventile, Kippvorrichtungen usw.

Wenn auch die Fortspülung der in den Kanälen abgelagerten Stoffe durch die lebendige Kraft des aufgestauten Wassers die bequemste Art ihrer Beseitigung ist, die jedoch mit abnehmendem Gefälle um so häufiger ausgeführt werden muß, so kommen doch in einem größern Kanalnetz auch Strecken vor, die in anderer Weise gereinigt werden müssen. Dies kann bei Rohrkanälen mittels einer durchzuziehenden Bürste oder eines kleinen Wagens geschehen, dessen beide Stirnbretter die Kanalöffnung bis auf einen untern Ausschnitt absperren, in dem das aufgestaute, die Ablagerungen vor sich hertreibende Wasser fließt. Den gleichen Zweck verfolgen senkrecht stehende, auf einem

Abb. 289. Spültür.

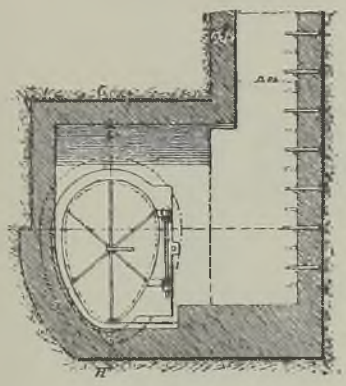


Abb. 290. Selbsttätiger Kanalspüler (Halberger Hütte).

durch Rollen geführten eisernen Gestell befestigte Schilde, die durch den Wasserdruck vorwärts geschoben werden. In größern Kanälen verwendet man Spülwagen, die auf den Rändern der Brauchwasserrinnen laufen, während in Hauptkanälen mit ansehnlichem Tiefgang das Spülschiff benutzt wird.

b) Reinigung des Kanalwassers.

Um eine Verunreinigung des Vorfluters zu verhüten, ist eine Reinigung des Abwassers vor seiner Einleitung in den Vorfluter erforderlich. Nur in Ausnahmefällen, wo es sich um eine geringe Abwassermenge und um einen Vorfluter handelt, der bei hinreichendem Gefälle eine große Wassermenge führt, so daß in ihm in kurzer Zeit eine Selbstreinigung zu erwarten steht, kann von einer Reinigung des Abwassers abgesehen werden, jedoch empfiehlt es sich auch hierbei, wenigstens die Schwimm- und größern Schmutzstoffe abzufangen.

Im nachstehenden sollen nun die hauptsächlichsten Reinigungsarten kurz erläutert werden, wobei zu bemerken ist, daß die Abwasserbehandlung für eine Ortschaft bzw. das anzuwendende Reinigungsverfahren den jeweiligen Verhältnissen entsprechend zu wählen ist und nicht schematisch von andern Anlagen übernommen werden kann. Bestimmend für den Grad der Reinigung ist die Leistungsfähigkeit des Vorfluters und spielen bei der Wahl des Reinigungsverfahrens Kanalisationssystem, Menge und Beschaffenheit des Abwassers. sowie die für die Unterbringung der Reinigungsanlage zur Verfügung stehende Örtlichkeit eine große Rolle.

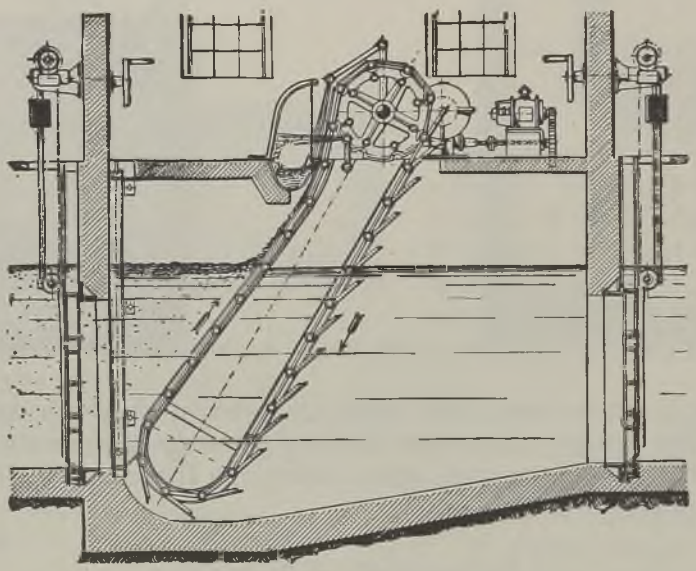
Von den hauptsächlich in Betracht kommenden Reinigungsverfahren für Abwasser ist die mechanische und chemisch-mechanische Reinigung weniger wirksam wie die biologische Reinigung, die eine natürliche oder künstliche sein kann.

I. Die mechanische Reinigung.

Die mechanische Reinigung bzw. Klärung wird entweder als selbständiges Verfahren bei wasserreichem Vorfluter oder als Vorreinigung für ein nachfolgendes biologisches Verfahren angewendet und kann auf verschiedene Weise durchgeführt werden.

α) *Sandfänge* werden öfter vor Rechen- und Siebanlagen sowie größern Kläranlagen angeordnet, haben gewöhnlich rechteckige Form und erhalten meistens flache Sohlen. Die Ablagerung der Sinkstoffe tritt durch die Verminderung der Wassergeschwindigkeit ein, ein Vorgang, der durch die Querschnittsvergrößerung bewirkt wird. Es empfiehlt sich, die Sandfänge mit auswechselbaren Kammern und einem Umlauf zu versehen. Die Entfernung der angesammelten Sinkstoffe, die bis zu 8 % der ungelösten

Abb. 291. Umlaufender Siebbandrechen (System und Patent Geiger).



Stoffe betragen, muß von Zeit zu Zeit vorgenommen werden und kann von Hand, durch Baggerung oder Druckluft erfolgen.

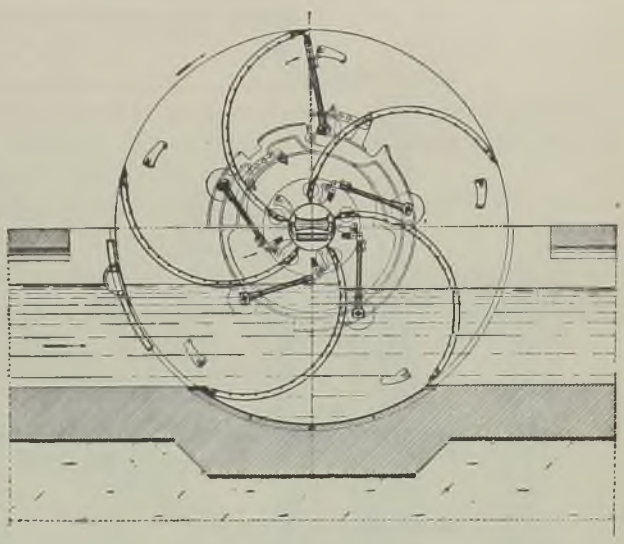
β) *Selbständige Rechen- und Siebanlagen* stellt man bei großen Strömen und sehr starker Verdünnung, meist in Verbindung mit Sandfängen, her. Sonst werden Rechen- und Siebanlagen vor Pumpwerken und Kläranlagen zur Abhaltung der Schwimm- und Schwebestoffe eingeschaltet.

γ) *Rechen*, bei denen Grob- und Feinrechen unterschieden werden und die etwa 10—15 % der ungelösten Stoffe entfernen, bestehen aus vielen parallelen Stäben, die bei Grobrechen einen Abstand von 40—60 mm, bei Feinrechen einen Durchgang bis 1 mm haben. Beim Durchfluß des Abwassers bleiben die Schwimm- und Schwebestoffe vor dem Rechen liegen, von wo sie öfters von Hand oder durch maschinelle Einrichtungen beseitigt werden müssen.

Die Reinigung feststehender Rechen von Hand ist umständlich und unzureichend, weshalb die Rechentafeln meist drehbar an einer wagerechten Welle befestigt oder zu einer endlosen Kette vereinigt und über zwei Trommeln geführt werden. Bei der Drehbewegung werden die Schwimm- und Schwebestoffe herausgefischt und mittels einer Abstreifvorrichtung oder auch wie in Abb. 291 durch Spritzen nach der Oberwasserseite entfernt.

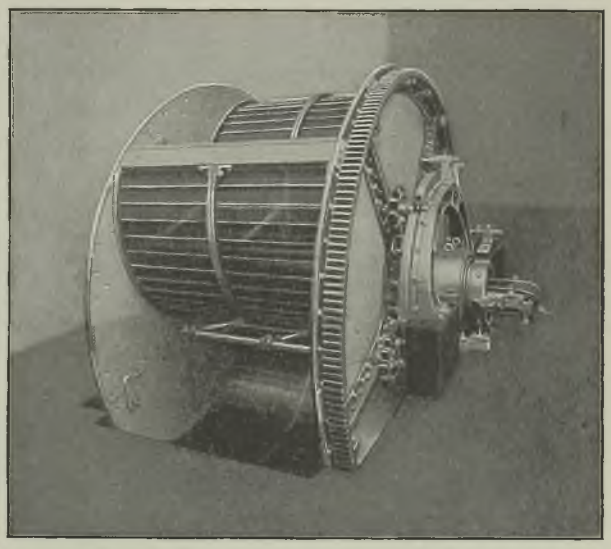
Von den vielen Konstruktionen mit maschineller Reinigung seien hier nur genannt der Frankfurter Flügelrechen (Abb. 292), der Hamburger Förderrechen, die Bandrechen und das Geigersche Siebschaufelrad, das aus einem um eine wagerechte Achse sich drehenden Radkörper besteht, in den fünf halbkreisförmig geformte Siebschaufeln mit fünf automatisch arbeitenden Abstreifern eingebaut sind, die die Schmutzstoffe auf ein im Radinnern in einer Rinne laufendes Transportband oder eine Transportschnecke abstreifen. Nach den neuern Erfahrungen wird die Schnecke angewendet, da diese ebenso gut fördert in Beschaffung und Betrieb, aber billiger und von längerer Lebensdauer ist.

Abb. 292. Siebschaufelrad. System und Patent Geiger.



δ) *Siebe* sind mit Schlitzen versehene Blechtafeln, deren Wirkungsweise und Betriebsart die gleiche ist wie die der Rechen. Sie sind meist schrägstehend oder liegend angeordnet und durchgängig beweglich eingerichtet. Zu erwähnen sind die Mezgersche Siebtrommel und die Rienschsche Siebscheibe.

Abb. 293. Siebschaufelrad (System und Patent Geiger) in der Werkstatt aufgestellt.



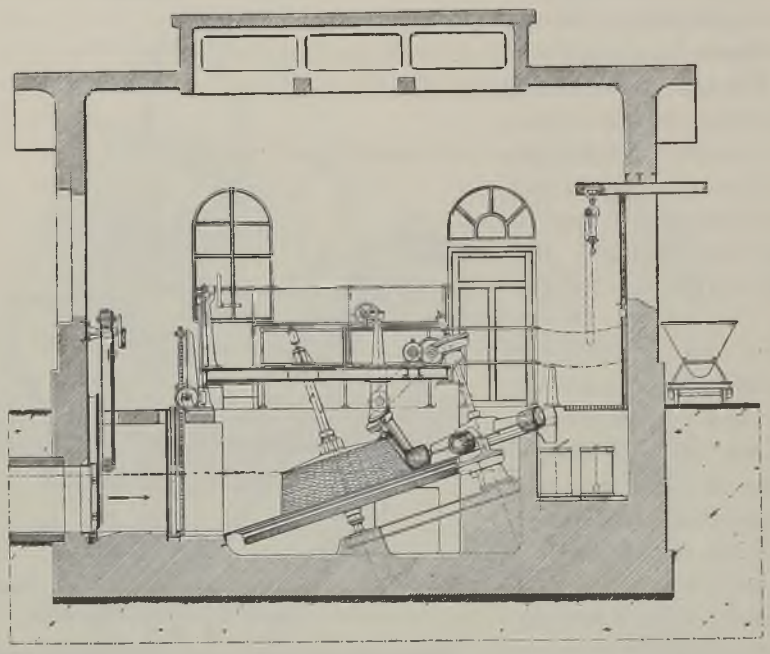
Bei der Siebtrommel steht die Drehachse parallel zur Stromrichtung; die Siebscheiben bilden den Mantel eines Kegelstumpfs, dessen Grundfläche stromaufwärts zeigt. Das Abwasser fließt bei fortwährender Drehung der Trommel durch die Siebe hindurch. Ist die verschmutzte Siebscheibe im Scheitel angelangt, so werden die Schmutzstoffe durch Druckluft in ein Auffanggefäß geblasen.

Bei der Rienschschen Siebscheibe ist dagegen das mit gelochten Siebblechen belegte Scheibengerüst in schräger Lage in das Abwassergerinne derart eingebaut, daß die Scheibe zum Teil in den Wasserspiegel eintaucht. Um die Scheibe auch bei höhern Wasserständen voll auszunützen, ist auf ihr ein Kegelmantel aus Siebblechen aufgesetzt. Das durch die Siebscheibe hindurchfließende Abwasser scheidet die darin enthaltenen Schmutzstoffe auf der Siebfläche aus und fließt, von diesen befreit, ab, während die Schmutzstoffe durch die um ihre Achse sich drehende Siebscheibe langsam in die Höhe gehoben und über dem Wasser von einer sich ebenfalls drehenden Abstreif-

vorrichtung abgebürstet und durch eine halbkreisförmige Förderrinne weitern Fördermitteln zugeführt werden.

ε) *Absitz- oder Klärbecken*[1]) sind meistens gemauerte oder betonierte, oft mit Plattenbelag versehene offene Becken von langgestreckter, rechteckiger Form. Das Ab-

Abb. 294. Siebscheibe System RIENSCH. Bauart GEIGER.



wasser tritt auf der einen Schmalseite ein, durchströmt die Becken infolge der plötzlichen Querschnittsvergrößerung mit geringer Geschwindigkeit und fließt an der andern Schmalseite über einen langen Überfall wieder ab. Die stärkste Schlammablagerung findet beim Eingang statt, weshalb die Sohle von da nach dem Auslauf ansteigt (Abb. 295)[2]. Am Ein-, oft auch am Auslauf, befinden sich Tauchwände oder Schwimmbalken. Die Sohle erhält durch Quergefälle eine Schlammrinne, wird auch öfters in eine Anzahl steilgeböschter Trichter aufgelöst (Abb. 296). Die Beckenlänge beträgt gewöhnlich 40—50 m, die Breite 5—8 m, die Tiefe 2—2,5 m. Die Durchflußgeschwindigkeit ist sehr verschieden und schwankt zwischen 4—40 mm in der Sekunde. An Sink- und Schwebestoffen scheiden gute Anlagen bis zu 80 %, in Einzelfällen wohl auch noch etwas mehr ab.

Abb. 295. Längsschnitt eines Klärbeckens.

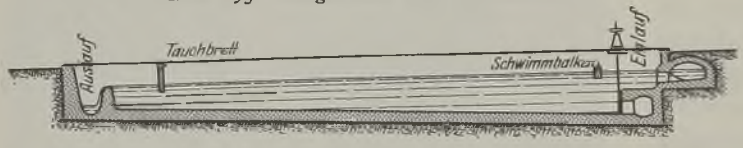
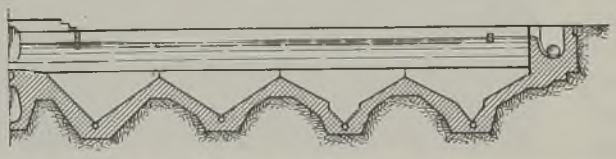


Abb. 296. Klärbecken mit Sohlentrichtern.



[1]) Vgl. GÜRSCHNER-BENZEL, »Der Städtische Tiefbau«, III. Teil »Stadtentwässerung«, Leipzig und Berlin 1919, Abt. K.

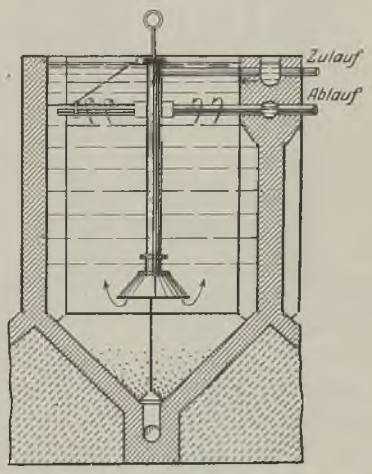
[2]) Vgl. »Handb. d. Ing.-Wissensch.« 4. Aufl. III. Teil Bd. IV, dem die Abb. 295 bis 297 u. 304 entnommen sind.

Der anfallende Schlamm, der leicht in Fäulnis übergeht, muß möglichst schnell und oft beseitigt werden, damit das neu zufließende Abwasser nicht faulig wird. Zur Entfernung des Schlammes werden die Becken ausgeschaltet, es müssen also mindestens deren zwei vorhanden sein. Bei Becken mit trichterförmiger Sohle kann der Schlamm auch im Betrieb ausgestoßen werden, wie es z. B. bei den Neustädter Becken durch Wasserüberdruck und Schlammförderkolben geschieht.

Bei manchen Anlagen findet man auch besondere Regenwasserbecken, die zugleich als Rückhaltebecken dienen können, und deren Schlamm gemeinsam mit dem der übrigen Becken abgeschleußt wird.

ζ) *Klärtürme und Klärbrunnen* werden oft angewendet, wo es an Platz für die langgestreckten Klärbecken fehlt. Während das Abwasser in den Klärbecken sich in wagerechter Richtung bewegt, geschieht dies bei den Klärtürmen und Klärbrunnen meist in senkrechter Richtung; die Wirkungsweise ist jedoch sonst die gleiche. Die Klärbrunnen werden in das Gelände eingebaut, die Klärtürme dagegen über diesem errichtet, weshalb bei ihnen ein Hochpumpen des Abwassers nötig wird, oder dessen Aufsteigen in dem Turm durch Luftleermachen des obern Turmteils bewirkt werden muß.

Abb. 297. Klärbrunnen.



Im übrigen arbeiten Klärturm und Klärbrunnen in gleicher Weise. Der Grundriß ist gewöhnlich kreisförmig, die Sohle zum bequemen Ablassen des Schlammes kegelförmig gestaltet. Das Abwasser tritt von unten ein, steigt hoch und fließt oben durch die Öffnungen des Brunnenmantels oder durch gelochte, unter dem Wasserspiegel liegende Rohre wieder ab.

Infolge der Schwierigkeiten, die die häufige Beseitigung und Unterbringung der in den Absitzanlagen anfallenden reichlichen Schlammengen verursachten, wurde das Faulverfahren eingeführt, bei dem der Schlamm nicht in frischem Zustand beseitigt wird, sondern Gelegenheit erhält, in Faulräumen auszufaulen, was eine ganz bedeutende Verminderung der Schlammassen zur Folge hat. Wird das Faulverfahren angewendet, so schließt sich an die mechanische Klärung noch ein biologisches Reinigungsverfahren an. In den Faulräumen geht der Schlamm in Gärung, Faulung und Auflösung über, wobei die gelösten fäulnisfähigen Stoffe unter Einwirkung gewisser Arten von Kleinlebewesen sich gasartig verflüchtigen und aus dem Abwasser ausgeschieden werden.

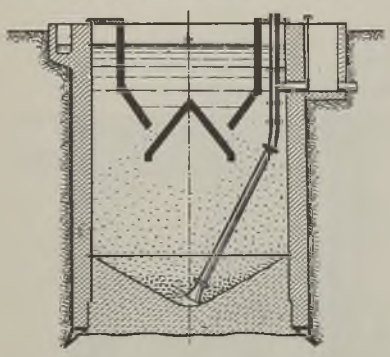
Die Faulräume können Becken mit etwas größern Abmessungen wie die Absitzbecken sein, in denen der Schlamm längere Zeit verbleibt und die vom Abwasser langsam durchströmt werden. Der Zu- und Abfluß erfolgt etwa 0,5 m unter Wasserspiegelhöhe sowie unter Tauchwänden, wodurch die Durchflußgeschwindigkeit über den ganzen Querschnitt verteilt wird und auf der Oberfläche etwa treibende Schlammkuchen vom Abfluß zurückgehalten werden. Um Geruchsbelästigungen zu vermeiden, empfiehlt es sich, die Faulräume zu überdecken, obwohl auch die Schwimmdecke, die sich aus den mit Gasblasen hochsteigenden leichtern Schlammteilen bildet, die Ausdünstung wohl etwas zurückhält.

Dieses Verfahren, bei dem die Faulräume vom ganzen Abwasser durchströmt werden, so daß nicht nur der Schlamm, sondern auch das Abwasser einer Faulung unterzogen wird, dürfte für größere städtische Kläranlagen kaum noch angewandt werden. Man sucht jetzt meistens das Wasser frisch zu erhalten, d. h. man läßt es nicht mit dem

faulenden Schlamm in Berührung kommen, was durch Trennung von Absitzraum und Faulraum geschieht.

Bei den Emscherbrunnen ist dies in der Weise gelöst, daß ein Frischwasserraum als Absitzbecken über den als Faulraum dienenden Schlammbrunnen angeordnet ist. Die Sohle des Absitzbeckens wird durch dünne Wände aus Eisenbeton oder Holz gebildet, die in der Tiefe etwa 25 cm weite Schlitze freilassen, um den abrutschenden Schlamm in den Schlammbrunnen durchzulassen. Die Schlammschlitze sind von unten überdeckt, damit auftreibende Schlammbrocken nicht zurückkommen können. In den Schlammbrunnen findet eine ausgiebige Ausfaulung und Verzehrung des Schlammes statt, während das Absitzbecken sich von selbst dauernd schlammfrei hält und der Abfluß stets frisch bleibt. In dem Schlammbrunnen beginnen bald nach der Füllung die Faulvorgänge, die sich äußerlich durch Gasentwicklung bemerkbar machen.

Abb. 298. Emscherbrunnen.



Über die ganzen Vorgänge sagt Dr.-Ing. IMHOFF: »Aus der Beschaffenheit der Gase lassen sich zwei grundverschiedene Gärungsvorgänge unterscheiden. Wenn man frische Fäkalien unter Wasser sich selbst überläßt, beginnen schon in den ersten Tagen Zersetzungsvorgänge, als deren Ergebnis Wasserstoff, Kohlensäure und Stinkgase entweichen. Diese Gärung, die vermutlich aus einer Anzahl von nebeneinander laufenden Vorgängen besteht, soll der Einfachheit halber stinkende Gärung oder saure Gärung genannt werden. Sie ist in der Abwassertechnik äußerst unerwünscht, weil sie nur sehr langsam arbeitet und die Schlammenge kaum vermindert; weil sie ferner den Schlamm nicht leichter trockenbar macht, ihm dagegen einen vermutlich beim Bewegen der Masse auftretenden höchst widerlichen Geruch verleiht. Der Schlamm ist gelblichgrau gefärbt und zähflüssig, da er die Gasblasen festhält, schaumig und neigt zum Aufschwimmen.

Grundverschieden von der stinkenden Gärung ist die zweite Art der Gärung, die geruchlose Fäulnis, die in einem gut eingearbeiteten Faulraum vor sich geht. Als ihr Ergebnis entweichen Kohlensäure und vor allem (mindestens $^3/_4$) Methan (Sumpfgas, Grubengas). Darnach soll dieser Vorgang Methangärung genannt werden.«

»Jeder Faulraum, der mit wirklich frischem Abwasser betrieben wird, muß zunächst eine Zeit der stinkenden Gärung durchmachen, die man Einarbeitungszeit oder Reifungszeit nennt. Sie dauert bei völlig frischem Abwasser 6 bis 12 Monate, je nach der Jahreszeit, in der die Anlage in Betrieb genommen wird. Der Winter ist zur Einarbeitung ungeeignet, weil die Methangärung durch Kälte geschwächt wird. Wenn das Wasser schon angefaulten Schlamm in größern Mengen mitbringt, z. B. von Grubenüberläufen, hat der Faulraum überhaupt keine Einarbeitung nötig.«

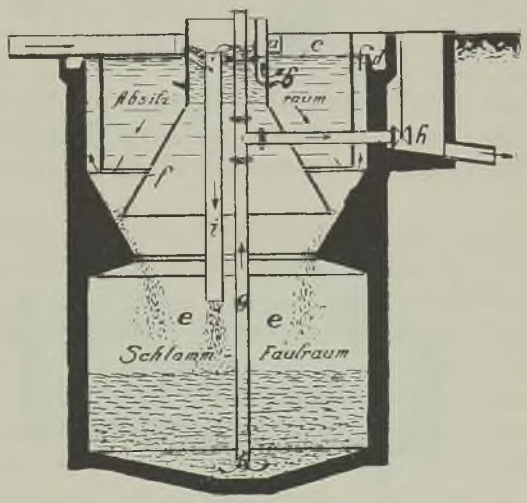
Auch künstlich kann man einen Faulraum zur sofortigen Einarbeitung bringen, indem man zunächst Schlamm aus einer gut eingearbeiteten Anlage einbringt und die Belastung so einrichtet, daß die Methangärung stets die Oberhand behält. Die Faulräume müssen richtig bemessen sein; an Schlammraum sind nach IMHOFF etwa erforderlich bei Trennverfahren 20 l, bei Mischverfahren 30 l und bei Städten mit sehr schlammreichen gewerblichen Abwasser 50 l auf den Einwohner.

Die Emscherbrunnen sind gewöhnlich 7—10 m tief. Die Schlammentfernung aus dem Faulraum erfolgt durch ein Schlammrohr von 20 cm lichte Weite, das einen eignen Schieber hat. Wenn möglich werden die Schlammtrockenplätze tiefer gelegt wie der

Wasserspiegel im Brunnen, so daß der Schlamm nach Öffnung des Schiebers durch den Wasserdruck nach dem Schlammtrockenplatz gedrückt werden kann. Erlauben die Gefällsverhältnisse diese Anordnung nicht, so muß der Schlamm gepumpt werden, und zwar am besten in einen über dem Schlammtrockenplatz liegenden Behälter, damit der Schlamm die beim Pumpen verlorenen Gase wieder neu bilden kann, bevor er auf den Trockenplatz gelassen wird. Auch soll er vor der Pumpe einen Rechen von 2 cm Weite durchfließen. Der erzielte Schlamm ist fast geruchlos und hat keinen hohen Wassergehalt. Er trocknet auf gut angelegten Schlammtrockenplätzen in kurzer Zeit so weit ein, daß er stichfest wird. Die Lizenzinhaberin für die Emscherbrunnen ist die Firma H. Scheven in Düsseldorf.

Bei dem Kremerschen Klärverfahren[1]), dessen Lizenzinhaberin die Kremer-Klärgesellschaft m. b. H. Berlin-Schöneberg ist, wird durch besondere Stromführung des Abwassers bewirkt, daß die ungelösten Stoffe in zwei Schlammschichten zerlegt werden, und zwar in eine obere Schwimmschicht, die die leichten organischen Stoffe, die Kolloide, Fette usw. enthält, und eine untere Sinkschicht, die von den schweren Sinkstoffen gebildet wird. Die Schwimmschicht bietet infolge ihres Fettgehalts bei genügendem Anfall in größern Anlagen Gelegenheit zur Verarbeitung in wertvolle Fettprodukte. Auf die Fettverwertung in kleinern Anlagen wird in der Regel wohl verzichtet, die Fettentfernung geschieht hier nur aus klärtechnischen Gründen. Die Beseitigung der Schwimmschicht bietet bei ihrer kleinen Menge keine Schwierigkeiten, um so weniger, als das Material im Gegensatz zu dem Bodenschlamm leicht entwässert.

Abb. 299. Kremerbrunnen.



Die Beseitigung und Verwertung des in den Kremer-Kläranlagen anfallenden Schlammes wird je nach seiner örtlichen Verwendungsmöglichkeit verschieden vorgenommen. Kann der fettarme Sinkschlamm landwirtschaftlich zu Dungzwecken verwertet werden, so wird derselbe in frischem Zustand aus der Kläranlage entfernt. Legt man auf diese Art der Verwendung keinen besondern Wert, so wird der Schlamm der Ausfaulung in brunnenförmigen, unter dem Klärraum liegenden oder in gesonderten Faulräumen unterworfen. Abb. 299 zeigt einen Kremer-Klärbrunnen, dessen unterer Teil als Emscherbrunnen ausgebildet ist und dessen Betrieb in gleicher Weise erfolgt.

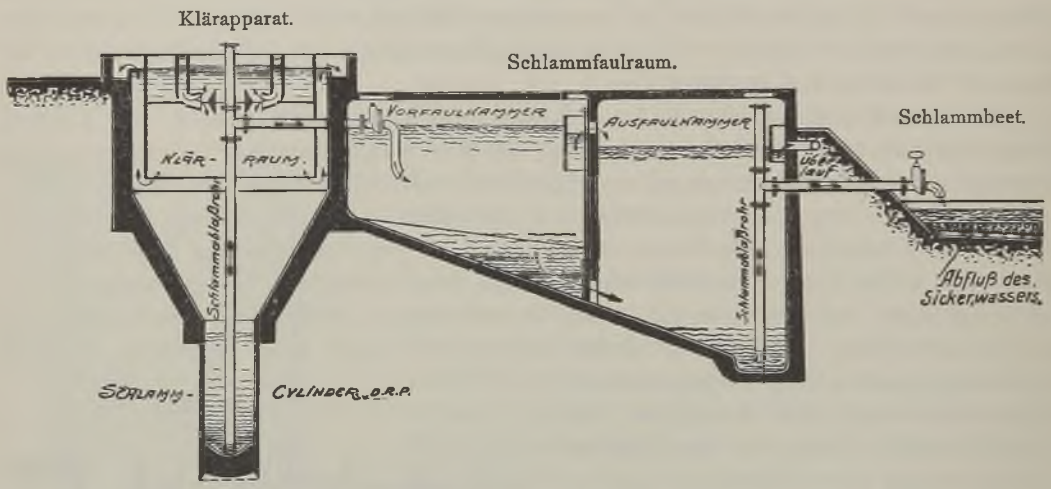
Bei den Kremerapparaten mit Frischschlammgewinnung ist an Stelle des Brunnens ein Schlammzylinder wie in Abb. 300 angeordnet. Bei den Kremerapparaten mit gesonderten Schlammfaulräumen geschieht die Frischwasserklärung in einem Kremerapparat mit Schlammzylinder, von wo der Schlamm in eine Vorfaul- und dann in eine Ausfaulkammer kommt (Abb. 300); ein Verfahren, das den Vorteil hat, daß beim Schlammablassen kein unausgefaulter Schlamm in den Abfluß kommen kann. Das Verbringen des Schlamms nach den Schlammtrockenplätzen geschieht selbsttätig durch

[1]) Vgl. Dr.-Ing. Kusch, »Neue Fortschritte in der mechanischen Abwasserklärung, insbesondere des Kremer-Klärverfahrens«, »Gesundheit« 1917, Nr. 12, 13 u. 14, woraus Abb. 299 u. 300 entnommen sind.

Wasserdruck oder, wo kein genügendes Gefälle zur Verfügung, durch künstliche Hebung des Abwassers, wobei dann die Schlammfaulräume ganz über Terrain gebaut werden können.

Es werden noch von einer Anzahl Firmen Klärbrunnen mit Schlammfaulräumen auf Grund verschiedener Patente ausgeführt, doch würde es zu weit führen,

Abb. 300. Kremerapparat mit Schlammzylinder und gesondertem Faulraum.



alle diese Konstruktionen hier aufzuzählen. Erwähnt seien jedoch die »Oms«-Brunnen der Deutschen Abwasserreinigungs-Gesellschaft, Städtereinigung Wiesbaden, bei denen das brauchbare Öl und Fett im Einlauf, der als Fettfänger dient, getrennt vom Schlamm,

Abb. 301 bis 303. Neustädter Doppelbecken mit Schlammförderkolben.

Abb. 301. Klärbecken.

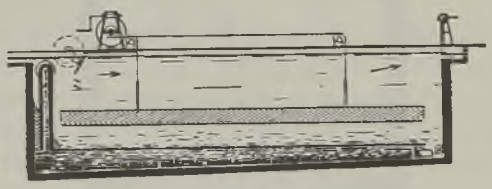


Abb. 302. Querschnitt.

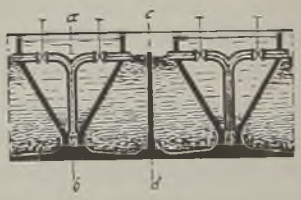
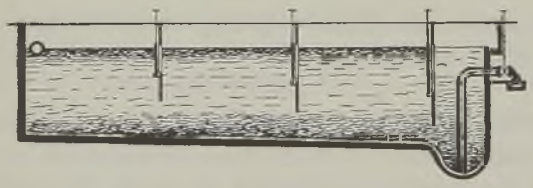


Abb. 303. Schlammfaulraum.



zurückgehalten wird, und bei denen durch Einbau eines Frischschlammtrichters in den Faulraum, den jeweiligen Bedürfnissen entsprechend, sowohl ziemlich wasserarmer Frischschlamm als auch Faulschlamm entnommen werden kann. Zu nennen sind auch noch die Frankebecken oder Frankebrunnen der Frankewerke in Bremen. Die Betriebsweise aller dieser Anlagen ähnelt sich mehr oder minder.

Es sei auch noch auf eine Klärbeckenausführung mit besondern Schlammfaulbecken, und zwar auf die Neustädter Doppelbecken der Wasser- und Abwasserreinigung Neustadt a. d. Haardt, hingewiesen. Bei diesem Verfahren wird das Abwasser in einem Klärbecken nach Passieren von Sandfang und Rechen geklärt, an deren Seiten vollständig getrennt die Schlammfaulräume angeordnet sind (Abb. 302). Das Ausstoßen

des Schlammes erfolgt durch Schlammförderkolben, und zwar wird jeweils in kurzer Zeit eine Menge dickflüssigen Frischschlamms in den Schlammraum gedrückt, der durch Zwischenwände in einzelne Abteilungen zerlegt ist. Diese Zwischenwände haben oben und unten je eine freihängende Klappe, die sich nach entgegengesetzten Richtungen öffnen können; auch befindet sich vor jeder Wand noch eine Tauchplatte. Durch die beim Einlassen des Frischschlamms in die erste Abteilung erzeugte Druckwelle wird der ältere Schlamm durch die Klappen von Abteilung zu Abteilung vorgeschoben.

Der Schlammraum ist von oben leicht zugänglich und läßt sich der Verlauf der fauligen Zersetzung genau verfolgen sowie beliebig beeinflussen. Die eigenartige Anordnung der Klappen schließt jede falsche Strömung aus. Der älteste Schlamm in der letzten Abteilung läßt sich mit ganz geringem Spülwasseraufwand vollkommen auswaschen; er kommt vor dem Ablassen auf die Schlammtrockenplätze weder mit jüngerm Schlamm noch mit fauligen Flüssigkeiten wieder in Berührung.

II. Die chemisch-mechanische Reinigung.

Die chemisch-mechanische Reinigung bzw. Klärung erfolgt dadurch, daß dem Abwasser, nachdem es durch Sandfänge, Gitter oder Siebe geflossen und dort von den gröbern Sinkstoffen befreit wurde, meistens Ätzkalk, daneben aber auch Eisensalze, Eisenchlorid und schwefelsaure Tonerde zugesetzt werden, die auf die gelösten Bestandteile niederschlagend und zugleich tötend auf die im Abwasser enthaltenen Kleinwesen einwirken. Die entstehenden Niederschläge reißen die schwebenden Beimengungen mit zu Boden und bewirken dadurch die eigentliche Klärung. Diese Art der Klärung dürfte nur in Betracht kommen, wo die genannten Fällungsmittel aus gewerblichem Abwasser oder gewerblichen Rückständen mit nicht allzu hohen Kosten beschafft werden können. Der weit reichlicher wie bei den Absitzanlagen anfallende Schlamm kann in den meisten Fällen in Faulräumen behandelt werden.

Kurz erwähnt sei hier hier noch die Desinfektion des Abwassers, die bei Epidemien und Seuchen (Cholera, Ruhr, Typhus) am Platze sein kann und in Krankenhäusern stets erfolgen sollte. An Stelle des früher zur Desinfektion verwendeten Chlorkalks bedient man sich jetzt des Chlorgases zur Desinfektion von Abwasser. Mit diesem Verfahren ist es auch möglich, das Abwasser großer Kläranlagen zu desinfizieren. Das Chlorgas wird in Stahlflaschen bezogen und in genau meßbaren Mengen dem Abwasser zugesetzt. Der Chlorverbrauch ist nach IMMHOFF etwa 10 bis 20 g/cbm. Durch den Chlorgaszusatz wird auch die Fäulnisfähigkeit herabgesetzt und durch die Zugabe von geringern Mengen in den Zulauf der Kläranlage kann faules Abwasser geruchlos gemacht werden.

Wenn auch nicht direkt zur chemisch-mechanischen Klärung gerechnet, ist hier doch das DEGNERsche Klärverfahren zu erwähnen, wobei dem Abwassser ein Brei aus Braunkohlen beigemischt wird, um die schwebenden feinen, festen Bestandteile zur Ablagerung zu bringen. Unterstützt wird dieses durch Zusatz von Eisensalzen. Aus dem ausgeschiedenen Schlamm nebst Braunkohlen werden dann Briketts gepreßt.

III. Die biologische Reinigung.

Die biologische Reinigung bezweckt eine Unschädlichmachung bzw. Zerstörung der gelösten organischen Stoffe durch die Tätigkeit von Kleinlebewesen (Bakterien), weshalb auch bei den biologischen Verfahren stets für reichliche Sauerstoffzufuhr gesorgt wird, um die Lebensbedingungen der Kleinlebewesen zu verbessern. Die biologische Reinigung kann, wie bereits erwähnt, eine natürliche oder künstliche sein. Zur erstern

Art gehört die Behandlung des Abwassers durch Landberieselung, Bodenfilterung und Fischteiche, zur letztern die auf Füll- und Tropfkörpern. Jeder biologischen Reinigungsart muß eine andere Reinigungsart vorausgehen, seien es Rechen-, Siebanlagen oder Absitzbecken bei Rieselfeldern und Bodenfiltern oder Kläranlagen bei Fischteichen, Füll- und Tropfkörpern.

α) *Bei der Reinigung mittels Berieselung*, die eine Verbindung der Bodenfilterung mit Pflanzenbau, besonders von Gemüsearten, Gräsern und Grünfutter darstellt, werden die schwebenden Stoffe vollständig und die gelösten während der guten Jahreszeit bis zu 90%, im Winter bis zu 50% entfernt.

Da bei anhaltenden Frösten die Tätigkeit der Rieselfelder leicht durch Einfrieren in Frage gestellt werden kann, empfiehlt es sich, das Zuflußwasser für alle Fälle auf eng drainierten, nach Bedarf umwallten Flächen aufzustauen und den abgesetzten Schlamm bei aufgehendem Wetter als Dungmittel abzufahren oder die benutzte Fläche umzubrechen und als Acker zu bewirtschaften. Die Rieselanlagen haben den Vorzug, daß eine Belästung durch üblen Geruch bei guten Anlagen fast gar nicht stattfindet.

Da die Reinigung durch eine Beseitigung des Zuflusses von Schwebe- und Sinkstoffen begünstigt wird, so werden Sieb- oder Rechenanlagen vorgeschaltet oder auf den Rieselfeldern große, mit festen Umschließungen hergestellte Becken angelegt, die abwechselnd in Betrieb zu nehmen und in nicht zu langen Zeitabständen zu reinigen sind. Diese Entschlammung des Abwassers verhindert ein Verstopfen der Poren des Bodens, erleichtert den Abfluß und läßt unter Umständen mit einer kleinern Landfläche für die Berieselung auskommen.

Sollen die Rieselfelder eine gute Reinigung des Abwassers bewirken, so muß der Boden hinreichend durchlässig sein, ohne jedoch das Wasser rasch durchfließen zu lassen; außerdem muß er zur Ermöglichung der Oxydationsvorgänge Luft in genügender Menge enthalten. Feinporiger Boden verschlammt leicht und ist dann wenig aufnahmefähig. Sehr sandige Felder bedürfen einer gewissen Reihe von Jahren, d. h. bis sich Humusstoffe gebildet haben, bevor das Abwasser genügend gereinigt wird, während bei humusreichem Boden die Reinigung sofort eine gute ist. Am geeignetsten ist Lehm- und Mergelboden mit reichlicher Sandbeimengung. In bezug auf die äußere Gestalt ist ein Gelände mit gleichmäßigem, nicht zu starkem Gefälle am günstigsten.

Von hervorragender Bedeutung ist die richtige Wahl der Anbaupflanzen für die Rieselfelder. Ein großes Aufzehrungsvermögen besitzen italienisches Raigras und Rüben, die sich daher zum Anbau sehr eignen; doch sind bei der Auswahl auch die Absatzverhältnisse, sowie der Umstand zu berücksichtigen, ob es sich um kleine oder große Rieselfelder handelt. Nicht zur Berieselung geeignet ist Abwasser, das pflanzenschädliche Bestandteile, wie Säuren, gewisse Schwefelverbindungen, Eisen, Alkali, Chromsalze, Chlor usw. enthält.

Bei der Bestimmung des Landbedarfs zu Rieselfeldern kann bei alleinigem Anbau des italienischen Raigrases, d. h. wenn die volle Ausnutzung des Abwassers erreicht werden soll, auf 100 Köpfe 1 ha gerechnet werden. Wo aber nur ein bestimmter Reinigungsgrad angestrebt wird und die landwirtschaftliche Nutzung des Abwassers Nebensache ist, genügt 1 ha für 250 bis 450, ja sogar für 800 bis 1000 Köpfe, wenn das Abwasser vor der Berieselung sorgfältig von Schwebestoffen befreit wird. Doch beziehen sich diese Zahlen auf die reine, zum Berieseln hergerichte Fläche, die für Wege, Hauptabzugsgräben, zeitweilig unbenutzte Felderteile usw. noch um 8 bis 16% und mehr zu vergrößern ist.

Erfolgt die Zuführung des Abwassers mittels Druckleitung, so muß zur Regelung des Unterschieds zwischen Zufluß und Verbrauch, am Hauptauslaß ein größeres Aus-

gleichbecken angelegt werden, das auch zur wirksamen Ablagerung der Sinkstoffe einzurichten ist. Die Rieselfelder verlangen in der Regel eine, die Verunreinigung des Grundwassers verhindernde Drainierung.

Als eine Berieselung ist auch das Spritzverfahren anzusehen, bei dem das Abwasser von einem Hochbehälter oder dem Hauptdruckrohr aus mit einem Netz von frostsicher verlegten Zweigleitungen über das ganze Rieselfeld geführt und an geeigneten Stellen mittels beweglicher Rohrleitungen und Schläuche auf das Feld verspritzt wird. Das Verfahren erfordert ein fortwährendes Umlegen der Verteilungsleitungen und Schläuche, erspart aber eine besondere Einebnung der Rieselfelder.

Die Reinigung mittels Bodenfilterung geschieht durch Benutzung von natürlichen sandigen oder kieshaltigen Bodenflächen mit tiefliegendem Grundwasserstand, die durch Umwallung als Filterbecken dienen, wobei das versickernde Wasser in 1,5 bis 2,0 m tief liegenden Drainleitungen abfließt. Die Filter werden wechselweise in Betrieb genommen und von Zeit zu Zeit vom Schlamm gereinigt und gründlich durchlüftet.

Die Größe der Bodenfilter ist so zu bemessen, daß bei regelmäßigem Betrieb für 1 cbm täglich zu reinigenden Abwassers Bodenmengen von 15 bis 45 cbm zur Verfügung stehen, je nachdem der Boden sehr durchlässig oder dichter ist; im erstern Falle muß das Filter eine Tiefe von 1,25 bis 1,5 m, im letztern nur eine solche von 1 m haben. Für die letztgenannte Tiefe berechnet sich die von 1 ha Filterfläche jährlich gereinigte Abwassermenge für die oben angegebenen Grenzwerte von 15 und 45 cbm auf rund 81000 bis 244000 cbm. Doch darf von den Bodenfiltern keine, derjenigen durch Rieselfelder erzielten gleichkommende Reinigung erwartet werden. Auch solchen Bodenfiltern sind längere Ruhepausen zu gewähren und den Filterflächen sind für Wege, Gräben, Gebäude usw. noch 5 bis 10% zuzuschlagen.

β) *Fischteiche als selbstständige Abwasserreinigungsanlagen* können bei besonders günstigen örtlichen Verhältnissen hie und da in Betracht kommen; sie erfordern dann eine Vorreinigung in einer guten Absitzanlage mit Frischhaltung des Abwassers. Auf die Benutzung von Fischteichen zur Abwasserklärung hat zuerst Dr. HOFER, Vorstand der bayr. Versuchsstation, hingewiesen. Für 2000 Einwohner wird 1 ha Teichfläche gerechnet. Die Teichtiefe beträgt im Mittel 40 cm, am Abfluß 1 m. Die Teichlänge wird zu 90 bis 150 m, die Breite zu 40 bis 50 m angenommen.

Zur reichlichen Zufuhr von Sauerstoff ist eine Mischung des Abwassers mit der dreifachen Menge gut belüfteten Frischwassers erforderlich. Der Durchfluß des Wassers erfolgt meist in der Längsrichtung; auch wird das Wasser oft an möglichst vielen Uferstellen eingeleitet. Hinter Rieselfeldern oder guten biologischen Anlagen können die Fischteiche zur Verbesserung des Abflusses ebenfalls angewendet werden.

In den Fischteichen, deren Boden vor Inbetriebnahme mit Sauerstoff entwickelnden Wasserpflanzen besetzt und denen viel niedere Tierwelt zugeführt wird, entwickelt sich durch die zugeleiteten ungelösten und gelösten Stoffe eine reichhaltige Tier- und Pflanzenwelt, die den Insekten, Würmern usw. zur Nahrung dient. Von letztern nähren sich dann die Fische und Enten, mit denen der Teich bevölkert wird. Von Fischen eignen sich zur Besetzung der Teiche am besten Schleie, Karpfen und Hechte. Die Enten, die auf dem Fischteich nicht fehlen dürfen, lockern bei der Nahrungsuche den Teichboden auf und sorgen so für Bodenlüftung. Geruchbelästigungen sollen durch die Fischteiche nicht entstehen.

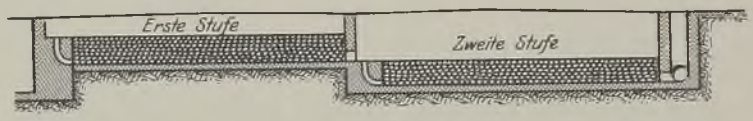
γ) *Die Reinigung auf Füll- und Tropfkörpern* geschieht dadurch, daß man das Abwasser, nachdem es in einer guten Absitzanlage vorgeklärt ist, über Steinbrocken, Koks, Schlacken oder Ziegelschotter leitet, wobei sich dieses Material nach einiger Zeit mit einer Schleimhaut überzieht, in der die Kleinlebewesen unter guter Durch-

lüftung der Brocken an der Reinigung des Abwassers mitwirken, das durch die vorbeschriebe Behandlung seine Fäulnisfähigkeit gänzlich verliert.

Die Füllkörper werden in gemauerten oder betonierten, zur Vermeidung zu hohen Aufstauens mit Überlauf versehenen Becken untergebracht, deren schwach geneigte Sohle mit Drainage ausgestattet ist, über der die Brocken aufgeschichtet werden. Die Schichtungshöhe beträgt je nach der Korngröße 0,5 bis 1,5 m; die Korngröße 3 bis 25 mm. Die Füllkörper werden einstufig oder mehrstufig ausgeführt. Bei einstufigen Füllkörpern beträgt die Korngröße 3 bis 8 mm, die Höhe 0,5 bis 0,8 m, der Materialverbrauch 1,7 cbm auf den Tageskubikmeter Abwasser, bei zweistufigen Füllkörpern sind die entsprechenden Zahlen für Korngröße 5 bis 15 bzw. 10 bis 25 mm, für die Höhe 1 bis 1,5 m und für den Materialverbrauch 2,2 cbm.

Der Betrieb vollzieht sich derart, daß die Behälter langsam mit Abwasser gefüllt werden, einige Zeit ruhig stehen, dann langsam wieder abgelassen und gründlich durchlüftet werden, während welcher Zeit die Oxydation eintritt, weshalb das Verfahren von verschiedenen Seiten auch Oxydationsverfahren genannt wird. Darnach wird wieder gefüllt und so fort. Der Betrieb ist also ein unterbrochener und erfordert mehrere

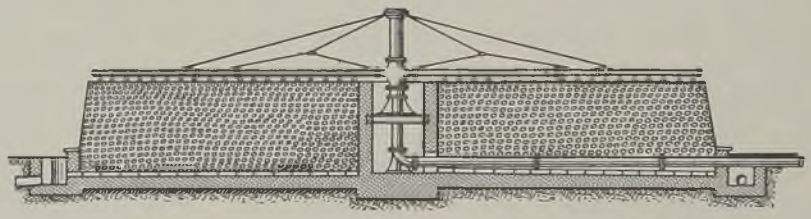
Abb. 304. Zweistufiger Füllkörper.



Behälter, die mit Umlauf und Ausschaltvorrichtungen zu versehen sind. Bei vorsichtigem Betrieb kann man für den Tag mit zweimaliger Beschickung eines Beckens rechnen. Bei genügendem Gefälle kann man die Becken hintereinander schalten, wodurch dann die Mehrstufenfüllkörper (Abb. 304) entstehen. Geruchsbelästigungen werden fast ganz vermieden, auch ist eine Nachbehandlung des Abwassers nicht mehr nötig.

Bei den Tropfkörpern sind die Seiten offen, damit die Luft gut durchstreifen kann; die Sohle ist wie bei den Füllkörpern ausgebildet. Die Korngröße ist größer wie bei den Füllkörpern und schwankt zwischen 20 bis 80 mm, die Körperhöhe beträgt bei feinerm Material 1,5 bis 2 m, bei grobem bis 3,5 m und mehr. Der Materialver-

Abb. 305. Tropfkörper mit Drehsprinkler. System Geiger.



brauch für ein Tageskubikmeter Abwasser stellt sich auf 1,4 bis 2 cbm, oder bei sehr dickem Abwasser auf 130 l Material auf einen Einwohner. Da die von dem Brockenüberzug sich loslösenden abgestorbenen Teilchen im Abfluß meist als Flocken erscheinen, muß das gereinigte Wasser nochmals Absitzbecken durchfließen, wo sich die Flocken als nicht faulender Schlamm niederschlagen.

Die Zuführung und Verteilung des Abwassers erfolgt durch nach Art des Segnerschen Wasserrads sich selbst drehende Sprinkler. Die Tropfkörper sind hierbei rund oder vieleckig angelegt. Die Zuführung kann auch durch Verteilungsrinnen er-

folgen, die sich über die in diesem Falle rechteckigen Tropfkörper bewegen und als Wandersprenger bezeichnet werden. Die Körper arbeiten ununterbrochen auch im Winter. Die Vorteile der Tropfkörper gegenüber den Füllkörpern sind die geringern Baukosten und die einfachere Bedienung, die Nachteile die erforderliche Nachbehandlung, Frostempfindlichkeit, Auftreten übler Gerüche und die massenhafte Ansammlung von Fliegen.

δ) *Reinigung mit aktiviertem Schlamm.* Bei den künstlichen biologischen Verfahren ist noch die Abwasserreinigung mit aktiviertem Schlamm zu erwähnen, die in England und Amerika sich eingeführt hat und von der IMHOFF in seinem »Taschenbuch für Kanalisations-Ingenieure« sagt: »Aktivierter Schlamm wird aus frischem, verdünntem häuslichem Schlamm durch langdauerndes Einblasen von fein verteilter Luft hergestellt. Es entsteht dann durch die Tätigkeit von Kleinlebewesen eine lockere, flockige, braune Masse, die dieselben Eigenschaften besitzt, wie die organischen Häute auf den Brocken der biologischen Körper, vorausgesetzt, daß sie dauernd belüftet wird.«

»Eine Kläranlage dieser Art hat als Vorreinigung einen Sandfang und ein Feinsieb. Dann folgen die Belüftungsbecken, die mit 3 bis 6 Stunden Durchflußzeit vom Abwasser durchströmt werden. Gleichzeitig mit dem Wasser läßt man aktivierten Schlamm und zwar ein Viertel der Wassermengen durch die Belüftungsbecken fließen. Durch ständiges Einblasen von fein verteilter Luft von der Beckensohle wird der aktivierte Schlamm in der Schwebe gehalten, so daß das durchfließende Wasser in innigste Berührung mit den organismenreichen Schlammteilen kommt. Der Luftverbrauch ist 10 bis 20 cbm auf 1 cbm durchfließendes Wasser. Der Abfluß der Lüftungsbecken durchfließt dann Absitzbecken mit ein- bis zweistündiger Durchflußzeit und verläßt diese Becken als völlig klares, geruchloses und fäulnisunfähiges Wasser.«

»Aus den Absitzbecken wird der Schlamm ständig abgezogen, wieder neu belüftet und dann dem Zufluß der Lüftungsbecken wieder zugesetzt. Der Überschuß an Schlamm wird beseitigt. Vorteile des Verfahrens sind geringer Bedarf an Platz und Gefälle und beste Klärwirkung. Beschwerden macht allerdings vorläufig die große Menge des stark wasserhaltigen und schlecht trocknenden Schlammes.«

ε) *Beseitigung des Schlammes.* Kurz erwähnt sei hier noch die Schlammbeseitigung, da die Unterbringung und Behandlung des aus allen vorbeschriebenen Reinigungsanlagen anfallenden Schlammes oft auf Schwierigkeiten stößt, die durch den hohen Wassergehalt des Schlammes, der bis zu 95 % der festen Stoffe beträgt, noch erhöht werden. Die Abgabe des stark wasserhaltigen, frischen Schlammes zu Dungzwecken kommt wegen des schwierigen Transports selten in Frage, ein direktes Aufpumpen auf die Felder ist auf die Dauer auch kaum durchführbar. Man ist deshalb genötigt, den Schlamm auf Schlammtrockenplätzen, die meistens eine Kiessohle erhalten, abzulagern, bis er stichfest wird und sich dann leichter wegbringen läßt.

Auch eine Kompostierung des Schlammes mit Straßenkehricht und gesiebtem Hausmüll findet verschiedentlich statt. Der Schlamm wird auf diese Weise schneller fest und gibt ein gutes Dungmittel. Die Verbringung des Schlammes von den Kläranlagen nach den Schlammtrockenplätzen kann mittels besonderer Schlammfördergefäße, Bagger, Schlammpumpen, Vakuumkessel usw. erfolgen.

IV. Ausgeführte Kläranlagen.

α) *In Budapest* wird das Abwasser der Ofener Seite, ehe es der Donau zufließt, einer selbständigen Sandfang- und Rechenreinigung in einer der Pumpstation vorgeschalteten mechanischen Kläranlage unterzogen. Diese besteht aus einem Grobrechen mit Lumpenfänger, System SCHÄFER-GEIGER, einem großen Sandfang mit Greifbagger und zwei Siebschaufelrädern von je 3,8 m Durchmesser und 3 mm Schlitzweite, die in

einem gemeinschaftlichen Gebäude untergebracht sind. Dieses befindet sich innerhalb der Stadt Ofen an verkehrsreicher Straße.

Die von den Siebrädern ausgeschiedenen Schmutzstoffe werden in geschlossenen Becherwerken auf die Höhe der über dem Sandfang angeordneten Arbeitsbühne ge-

Abb. 306 u. 307. Reinigungsanlage für die Ofener Seite der Stadt Budapest.

Abb. 306. Querschnitt durch Rechengerinne und Notauslaßkanal.

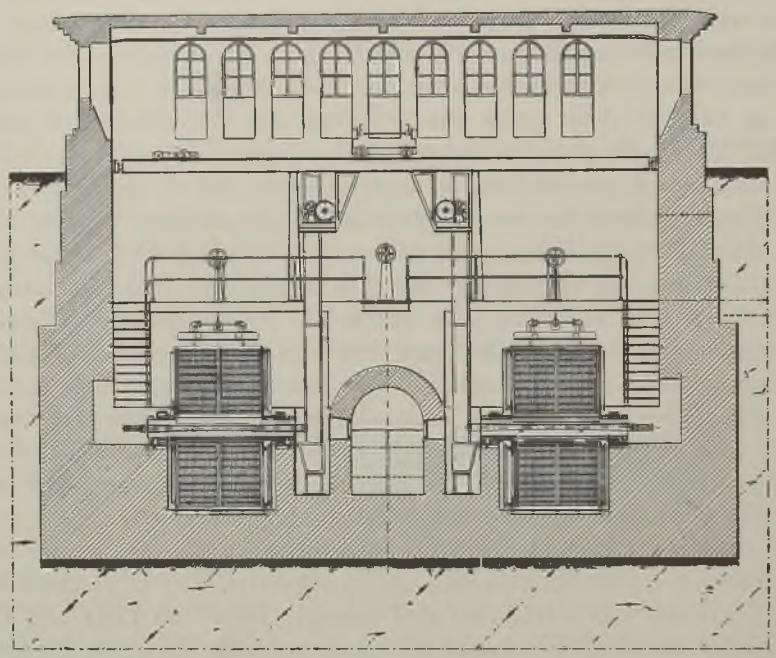
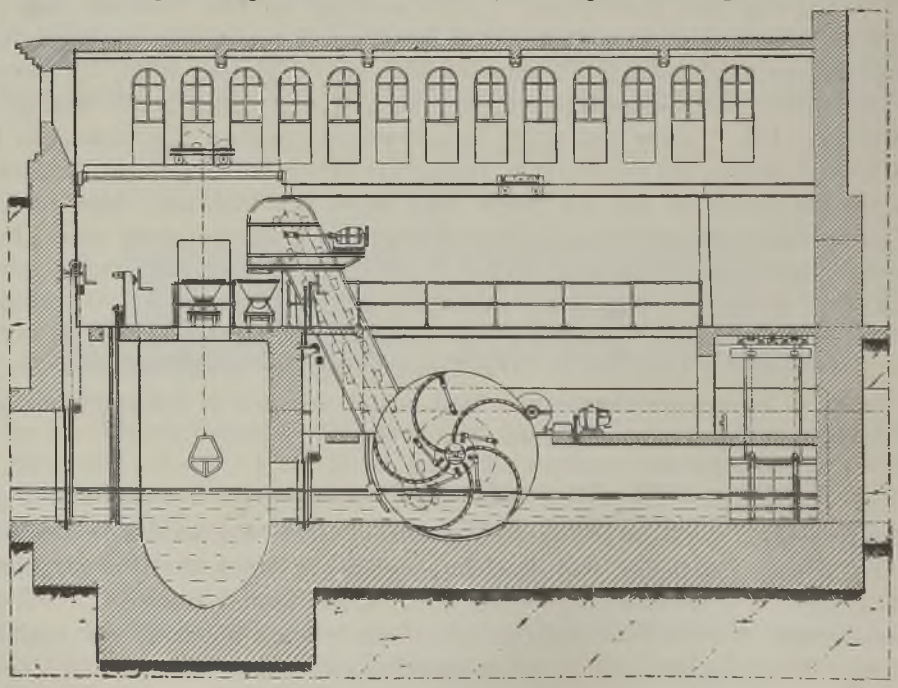


Abb. 307. Längsschnitt und Grobrechen, Sandfang und Rechengerinne.



hoben und in darauf gestellte Kippwagen abgeworfen. Diese dienen auch zur Aufnahme der Schmutzstoffe des Grobrechens und des Sandfangbaggers, die von der gleichen Bühne aus bedient werden. Siebräder, Becherwerke und Sandfangbagger haben elektrischen Einzelantrieb. Sämtliche Teile der Anlage, Sandfang, Rechengerinne und Notauslaß sind durch Schieberverschlüsse, System GEIGER, ausschaltbar.

β) *In Gießen.* Bei der in den Abb. 308 bis 317 dargestellten Kläranlage der Stadt Gießen erfolgt die Klärung mechanisch nach dem Absitzverfahren; doch ist, wie aus Abb. 309 ersichtlich, die Anlage so weit von der Lahn abgelegt, daß, falls erforderlich, noch eine weitere Klärung des mechanisch vorgereinigten Abwassers erfolgen kann.

Abb. 308. Gesamtansicht der Kläranlage der Stadt Gießen.

Für das tief gelegene, zum Teil gemeinsam, zum Teil getrennt entwässerte Gebiet sind 4 Schmutzwasser- und 2 Regenwasserbecken angeordnet. Letztere dienen bei starken Regengüssen zur Klärung des sehr verdünnten Schmutzwassers, das über einen im Einlauf eingebauten Überfall in diese Becken gelangt. Notauslässe sind im ganzen Gebiet der Entwässerungsanlage grundsätzlich vermieden. Das Schmutzwasser des vollständig getrennt entwässerten hochgelegenen Gebiets wird in einem hochgelegenen Schmutzwasserbecken besonders geklärt. Zum Zwecke der Reinigung kann dieses Becken nach den tiefer gelegenen Becken umgeschaltet werden. Sämtliche Becken haben eine Länge von 40 m, eine Breite von 4,5 m, die nach der Sohle trapezförmig abnimmt; ihre Tiefe beträgt am Einlauf 4,5 m, am Auslauf 2,5 m. Irgend welche Rechen oder Sandfänge sind im Einlauf nicht eingebaut; am Auslauf dagegen sind leichte Drahtrechen angebracht, um etwaige Schwimmkörper vom Einfluß in die Lahn abzuhalten. Unter der Einlaufgalerie liegt der Schlammkanal. In diesen wird beim Reinigen der

Becken der Schlamm abgeschleußt. Von hier saugen dann die Schlammpumpen den Schlamm ab und drücken ihn nach den Schlammfeldern.

Die Klärbecken sind sämtlich in Stampfbeton ausgeführt, der in der Sohle mit Eisen bewehrt wurde. Die Wände und Sohle sind mit glasierten Tonplatten verkleidet, so daß ein Angriff durch das Abwasser ausgeschlossen ist.

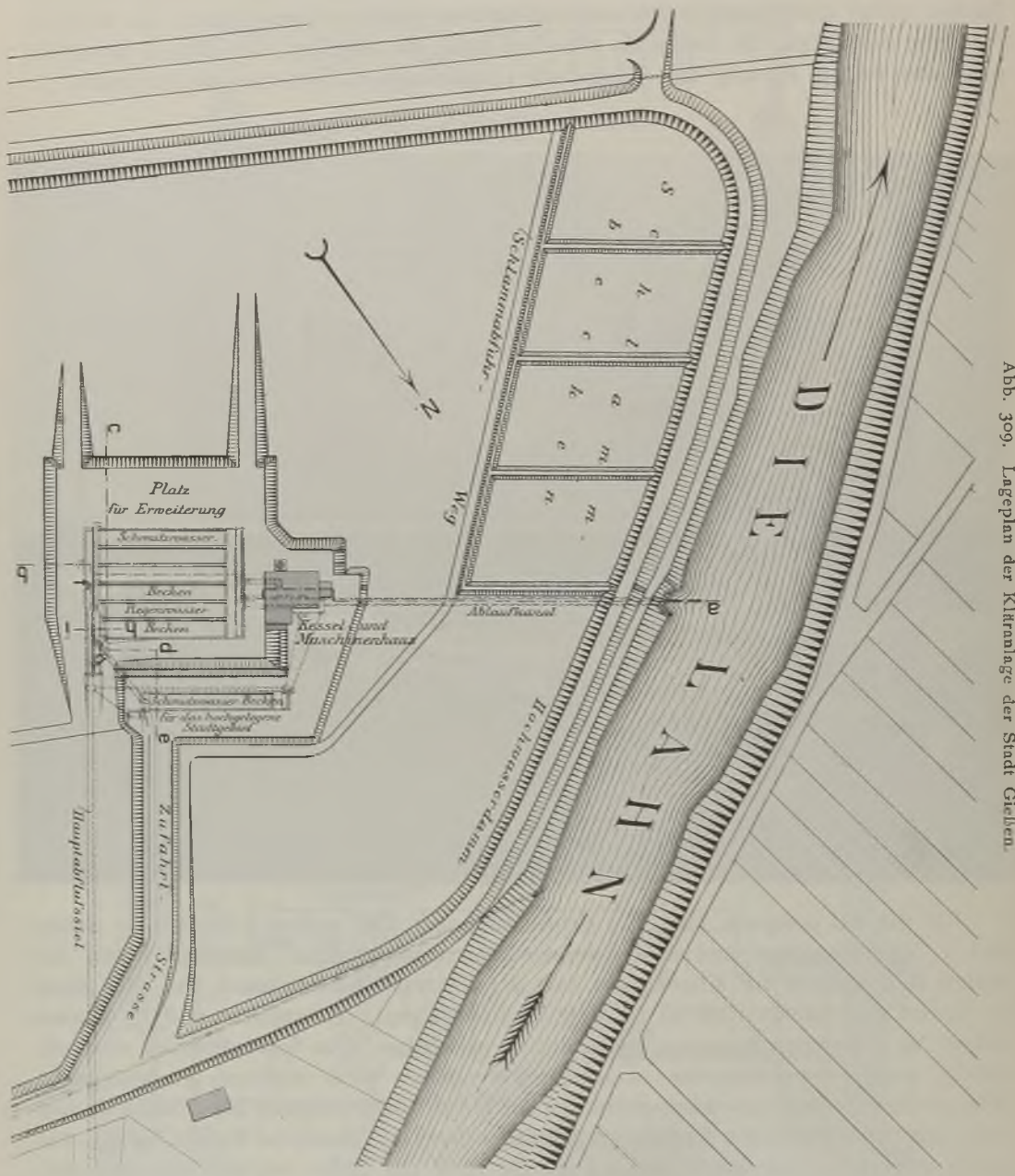


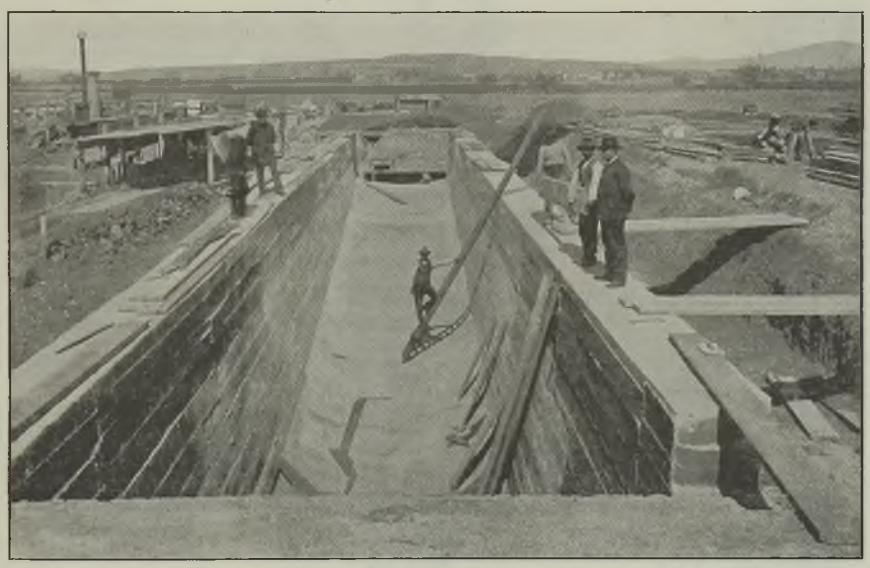
Abb. 309. Lageplan der Kläranlage der Stadt Gießen.

Für das tiefgelegene Gebiet ist bei Hochwasser der Lahn freie Vorflut nicht vorhanden. Das geklärte Wasser muß daher während der Hochwasserzeit mittels großer Pumpen nach Abschluß des Ablaufkanals übergepumpt werden.

Die Hochwasser-, Schlamm- und Trübwasserpumpen sind in dem am Auslauf der Becken gelegenen Maschinenhaus untergebracht. Da die Maschinenanlage unter allen Umständen betriebsfähig bleiben muß, sind zwei Betriebsarten gewählt. Die Pumpen können sowohl mit Elektromotoren wie mit Dampfmaschinen betrieben werden. Die Wahl des Dampfes als Betriebsquelle ergab sich aus dem Vorhandensein einer noch guterhaltenen Dampfpumpe mit Kessel, die früher in der alten Pumpstation an der Westanlage untergebracht war. Die zum Betrieb der Pumpen und zur Beleuchtung nötige elektrische Energie liefert das städtische Elektrizitätswerk. Während bei kurzer Betriebsdauer die Pumpen elektrisch betrieben werden, tritt bei längern Hochwasserperioden die rationellere Dampfkraft in Tätigkeit.

Aufgestellt sind in dem Maschinenraum: 1 Pumpe von 250 Sekundenliterleistung mit elektrischem Antrieb, 1 Pumpe von 200 Sekundenliterleistung mit Dampfantrieb, 1 Pumpe von 150 Sekundenliterleistung mit elektrischem und Dampfantrieb und 2 Schlammpumpen

Abb. 310. Klärbecken der Stadt Gießen im Bau.



von je 10 Sekundenliterleistung mit elektrischem und Dampfantrieb. Die großen Pumpen sind mit den Antriebsmaschinen unmittelbar gekuppelt, die Schlammpumpen werden durch Zahnradvorgelege angetrieben. Die für die Dampfanlage nötigen Kessel stehen über dem Maschinenraum im 1. Stock. Im Sockel des Dampfschornsteins ist eine Fernsprechzelle, im Raum unter dem an den Schürraum angrenzenden Kohlenschuppen eine Schmiede untergebracht. Das Haus enthält im obern Raume noch eine Reparaturwerkstatt und ein Bureau für den Aufsichtsbeamten.

Die Gesamtkosten der Kläranlage einschl. Maschinenhaus und Maschinen, Kessel usw. betrugen ohne Grunderwerb rund 300000 ℳ. Der Schlamm wird auf Schlammfeldern getrocknet und zu Dungzwecken an Landwirte abgegeben. Während dies vor dem Kriege kostenlos geschah, wird jetzt eine Gebühr erhoben und ist die Nachfrage infolge des Mangels an anderm Düngemittel so rege, daß größere Rückstände nicht mehr verbleiben.

γ) In *Köln.* Die Kläranlage von Köln besteht zuerst aus einem Großsieb von 20 cm Stababstand, das ankommende große Schwimmkörper auffangen soll, täglich einmal nachgesehen und, wenn nötig, von Hand gereinigt wird. Das Kanalwasser gelangt hierauf in einen kleinen Sandfang, in dem sich die groben Sinkstoffe, wie Steinkohlen-

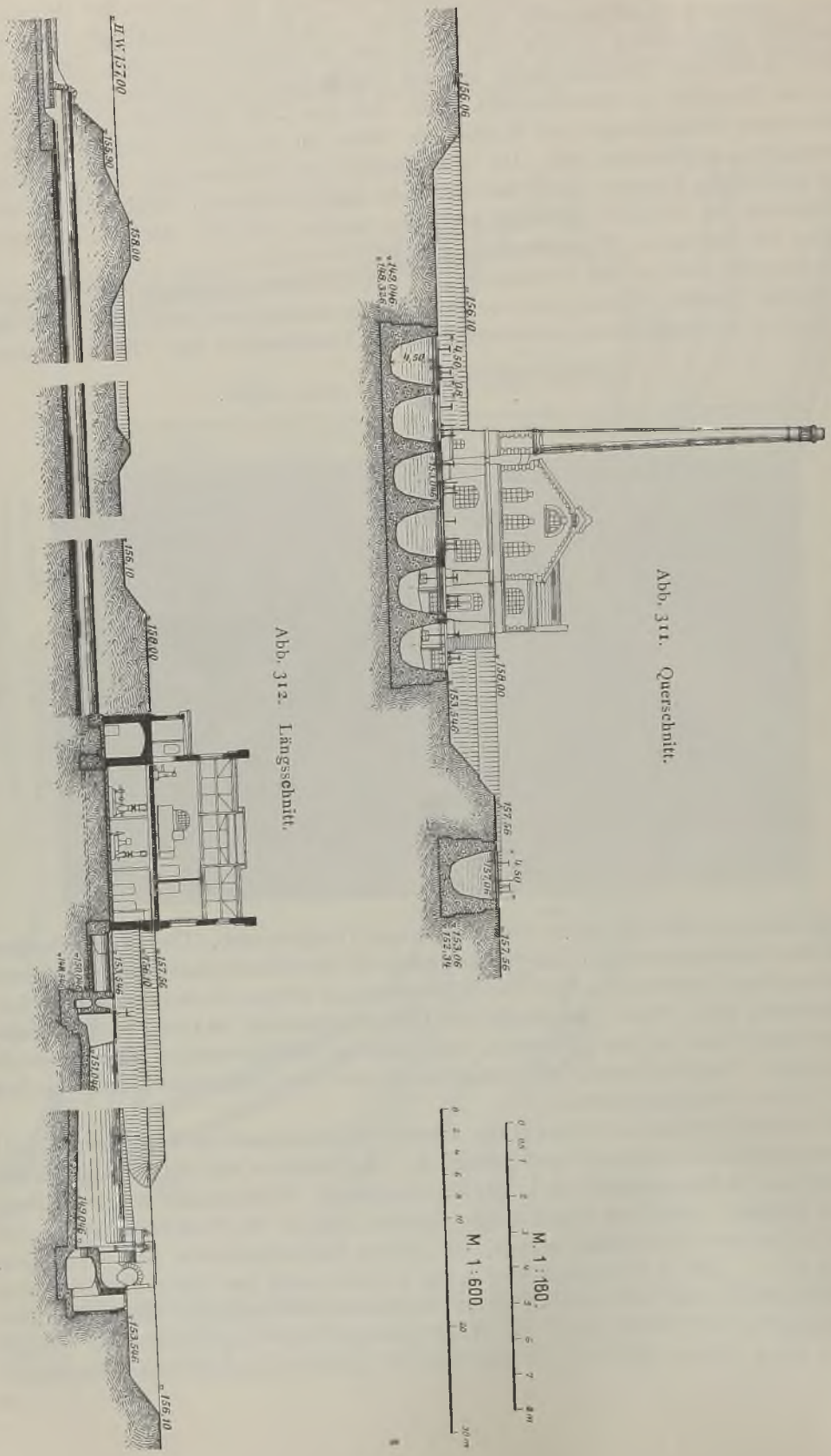


Abb. 311 u. 312. Quer- und Längsschnitt durch die Kläranlage der Stadt Gießen.

Abb. 311. Querschnitt.

Abb. 312. Längsschnitt.

teilchen, grober Sand usw. absetzen, welche Stoffe alle paar Tage mit der Baggerschaufel ausgehoben werden. In den das Abwasser weiterleitenden Kanälen sind je ein Grobsieb mit einem Stababstand von 20 mm und ein Feinsieb mit einem solchen von 3 mm aufgestellt, diese werden durch Stahlbürsten, die über die Siebe leicht hingleiten, fortlaufend gereinigt.

Abb. 313 u. 314. Längsschnitte durch den Eingang des Schlammkanals und den Trübwasserkanal der Kläranlage der Stadt Gießen.

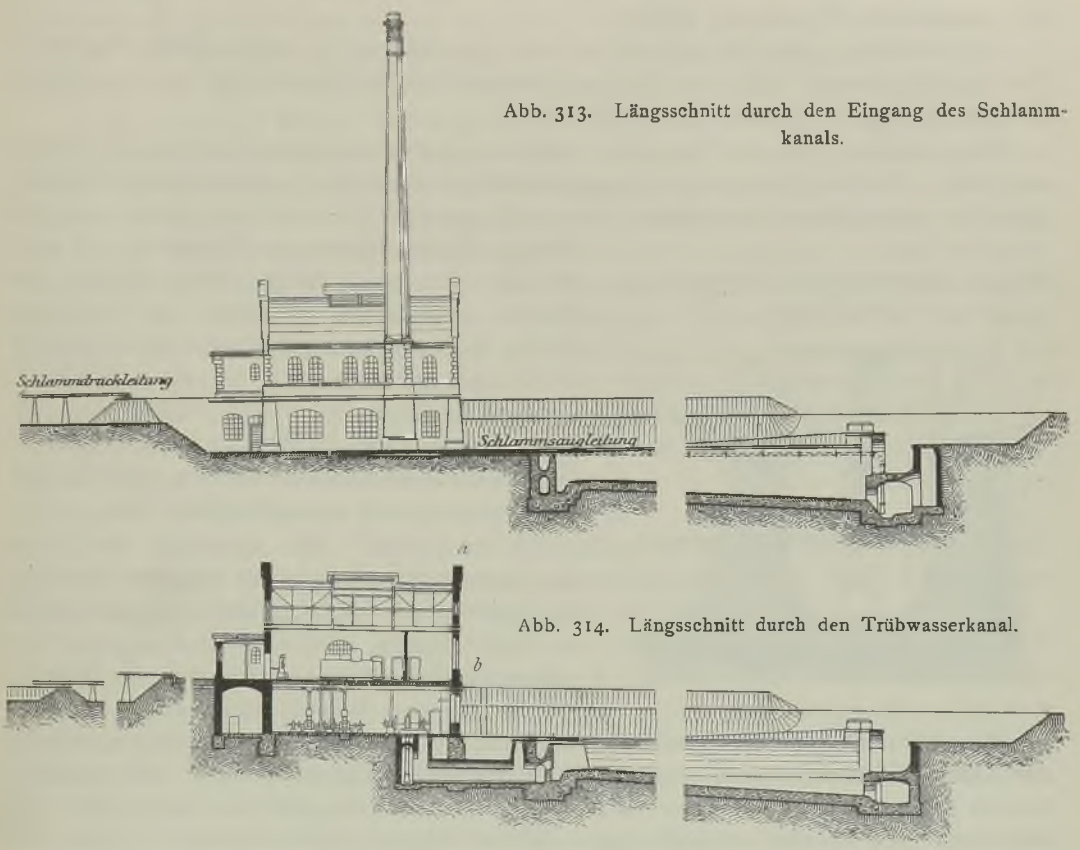
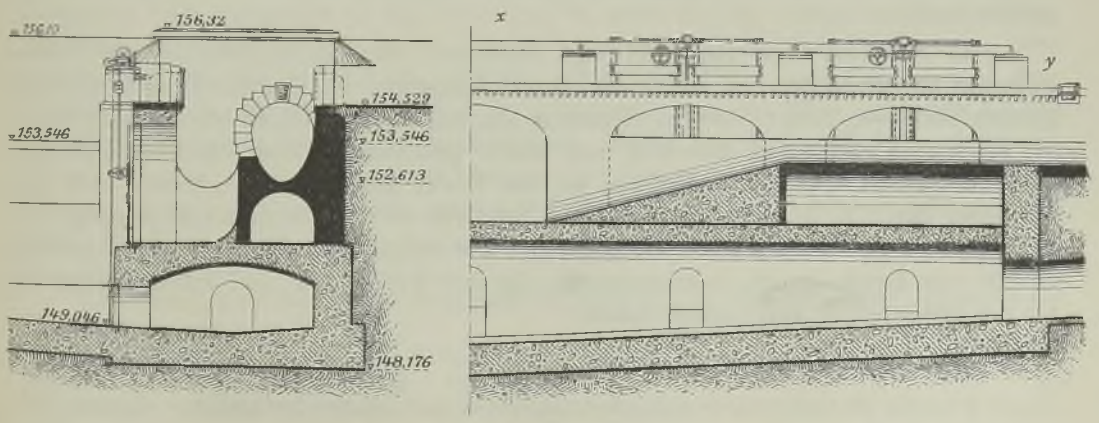


Abb. 313. Längsschnitt durch den Eingang des Schlammkanals.

Abb. 314. Längsschnitt durch den Trübwasserkanal.

Abb. 315 u. 316. Quer- und Längsschnitt des Einlaufkanals mit darunter liegendem Schlammkanal der Kläranlage der Stadt Gießen.



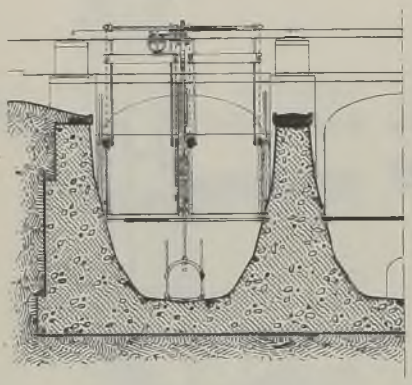
Das durch die Siebanlage von den gröbern Schwimmstoffen gereinigte Abwasser fließt gewöhnlich unmittelbar in den Hauptsammelkanal, bei Epidemien jedoch vorerst in ein Klärbecken, wo es eine erhöhte Reinigung erhält und nötigenfalls noch desinfiziert wird.

Von einer andern Klärung wurde abgesehen, weil die Vorflutverhältnisse durch den Rhein mit seinen gewaltigen Wassermassen und seinem guten Gefälle sehr günstig sind und weil durch das weit in den Strom hineingebaute Auslaßrohr das Abwasser sofort eine bedeutende Verdünnung erfährt.

Der Sandfang und die Siebanlage sind von einer 20 m breiten Halle überdeckt. Die Gesamtkosten der Sieb- und Klärbeckenanlage stellten sich auf rund 350 000 ℳ ohne Berücksichtigung der Kosten für Grunderwerb.

δ) In *Zürich* wird das Tag- und Schmutzwasser unterhalb der Stadt in die Limmat eingeführt. Bei den Aborteinrichtungen bewirkt zwar die dort angenommene Verwendung der beweglichen Abtrittkübel keine vollkommene Trennung der festen von den flüssigen Bestandteilen der Fäkalstoffe, es wird vielmehr eine große Menge fester Stoffe in die Kanäle geschwemmt, trotzdem hat man eine direkte Einleitung des Abwassers in die Limmt als zulässig erachtet, und bei einer Schmutzwassermenge von 60 000 cbm täglich soll die Selbstreinigung des Flusses bis zu den zunächst in Betracht kommenden Ortschaften unterhalb des Kanaleinlaufs noch eine genügende sein.

Abb. 317. Querschnitt eines Klärbeckens der Stadt Gießen.



ε) In *Paris*. Das Abwasser von Paris wird meistenteils durch große Sammler unterhalb der Stadt in die Seine geführt. Um den Fluß vor dem Schmutze der Zweimillionenstadt zu bewahren, wird das Kanalwasser, teils in Tunnels, teils in eisernen Rohrleitungen von 1 bis 2 m Durchmesser fließend, mittels großer Rieselfelder gereinigt, auf die das Abwasser durch zwei Haupt- und eine Neben-Pumpstation gehoben wird, nachdem es vorher in Reinigungsbecken geklärt wurde. Im Jahre 1909 besaß Paris vier Gruppen von Rieselfeldern von zusammen 5000 ha Flächeninhalt. Da auf jedes Hektar Rieselland jährlich 40 000 cbm Abwasser gebracht werden, so nehmen die obigen 5000 ha in jedem Jahr 200 Millionen cbm Abwasser auf. Die Kosten für Erwerb usw. dieser Rieselfelder betrugen im ganzen 38 000 000 fr.

ε) In *Bremen*. Das Abwasser von Bremen[1]) wird im Sommer in die Weser gepumpt und im Winter auf die in der weitern Umgebung von Bremen liegenden Felder geleitet und zwar derart, daß das Abwasser aus den eisernen Druckrohrleitungen, einer 1,5 km langen Eisenbetonrohrleitung und einem gemauerten Kanal durch Anzapfrohre entnommen und durch offne Gräben auf die Felder gelangt. Im Sommer wird das Abwasser durch Grobrechen und Riensche Scheiben bei der Pumpanlage gereinigt, im Winter geschieht das nur durch Grobrechen. Die Abgabe des Wassers erfolgt an eine Anzahl von Bewässerungsgenossenschaften, die ihre Felder zum Teil mit Staatsbeihilfe für die Bewässerung hergerichtet haben.

---

[1]) Müller, »Die Verwertung des städtischen Kanalwassers im Bremischen Staatsgebiete.« Deutsche Bauzeitung 1921, Nr. 92.

ζ) In *Chemnitz*[1]) durchläuft das Abwasser eine Rechenanlage mit Handbetrieb sowie einen Sandfang und wird dann zum kleinern Teil in zwei Emscherbrunnen, zum größern Teil in 14 Flachbecken geklärt. Die Emscherbrunnen haben die Schlammabfallschlitze nicht wie üblich in der Durchflußrichtung, sondern quer dazu, wodurch Durchflußquerschnitt und Leistung vermehrt ist. Die Flachbecken sind so ausgebildet, daß der Durchflußquerschnitt stets gleich bleibt; sie sind am Einlauf schmal und tief, am Auslauf breit und flach, und läuft das Wasser am Ende in voller Breite ab. Der Schlamm aus den Emscherbrunnen wird in der üblichen Weise auf Trockenplätzen getrocknet, der Schlamm aus den Flachbecken durch eigens konstruierte Entwässerungsmaschinen von einem Teil seines Wassers befreit, damit er förder- und ablagerfähig wird.

η) In *Amberg*[2]) erfolgt die Reinigung des Abwassers in einer Fischteichanlage mit vorhergehender mechanischer Klärung. Diese geschieht in drei aneinandergereihten Kremerklärzellen mit gesondertem Schlammfaulraum, der in einer Vorfaul- und Ausfaulkammer besteht. Der Klärschlamm kann in jedem gewünschten Zustand der Anlage entnommen werden; dickflüssig-wasserarm oder stichfest und ausgefault von den Schlammtrockenplätzen. Die Kläranlage ist für eine Abwassermenge von täglich 3000 cbm berechnet. Das Abwasser wird durch zwei Borsigsche Kolbenpumpen auf die Anlage gehoben, auch steht eine Kreiselpumpe zur Verfügung. Der Antrieb erfolgt durch zwei Dieselmotoren und einen Elektromotor. Die Schlammtrockenbeete sind so groß angelegt, daß 1 qm auf 25 Einwohner kommt. Die vorerst 16 Fischteiche, denen das Abwasser mit zwei- bis dreifacher Verdünnung zufließt, sind nach dem Hoferschen Verfahren angelegt und bedecken eine Fläche von rd. 10 ha. Mit der Fischzucht ist eine Entenzucht mit künstlichem Brutapparat verbunden.

ϑ) In *Gleiwitz*. Die Gleiwitzer[3]) Kläranlage, in der sich die Reinigung des Abwassers vollzieht, besteht aus einer groben Vorreinigungsanlage, einer Absitzbeckenanlage und einer biologischen Tropfkörperanlage mit Nachklärung.

Die grobe Vorreinigung erfolgt durch zwei Siebschaufelräder, Bauart Geiger, von je 3,80 m Durchmesser und 3 mm Schlitzweite, vor denen ein Grobrechen mit Lumpenfanger eingebaut ist. Während das Abwasser der Vorreinigungsanlage mit natürlichem Gefälle zufließt, muß es durch zwei Kreiselpumpen nach den Absitzbecken gehoben werden. Der Antrieb der Siebschaufelräder und Pumpen erfolgt durch Elektromotoren, und ist als Hilfsmaschine ein Rohölmotor vorhanden.

Die Absitzbeckenanlage besteht aus drei langgestreckten nebeneinander liegenden Becken von 45 m Länge, 8 m oberer Breite, die 14 qm mittlern freien Durchflußquerschnitt haben. Das Abwasser fließt von den Pumpen einer quer vor den Becken liegenden Verteilungsrinne zu und kann von da jedes Becken einzeln beschickt werden. Am Einlauf befindet sich in jedem Becken eine Tauchwand. Die Beckensohlen sind in der Längsrichtung geteilt und steigt die Sohle jeden Teiles vom Einlauf- zum Auslaufende an. Da die Sohle auch von der Längsseite nach der Mitte zu Gefälle hat, ist an den Einlaufenden der beiden Beckenhälften jeweils ein flacher Schlammsumpf gebildet. An den tiefsten Stellen der Becken sind Schlammsaugschächte, aus denen der Schlamm mittels Schlammkessel, die durch Luftpumpe betätigt werden, abgesaugt und durch Preßluft nach den Schlammtrockenplätzen fortgedrückt wird.

---

[1]) Michael und Dr. Roch, »Betriebsergebnisse der Kläranlage der Stadt Chemnitz«. Technisches Gemeindeblatt 1921, Nr. 1.

[2]) H. Eichmüller, Amberg »Die Kremerkläranlage und die Abwasserfischteiche der Stadt Amberg«. Technisches Gemeindeblatt 1921, Nr. 12 u. 13.

[3]) Hache, Gleiwitz, »Die Abwasserreinigungsanlage der Stadt Gleiwitz«. Journ. für Gasbel. u. Wasservers. 1920, Nr. 10.

Von den Absitzbecken läuft das Abwasser in einen Hauptschacht, aus dem die Tropfkörper beschickt werden. Im Zulauf zu diesem Schacht sitzt ein selbstschreibender Woltmannmesser, der die Abwassermenge fortlaufend aufzeichnet. Um den Mittelschacht herum sind 4 Gruppen von je 8 Tropfkörpern vorgesehen, von denen aber erst zwei Gruppen ausgebaut und im Betrieb sind. Die 8 Tropfkörper jeder Gruppe sind wieder um einen kreisrunden Schacht angeordnet, der aus einem Steigschacht mit Überlauf und 8 anschließenden Beschickungskammern besteht. Die Verteilung des Abwassers von den Beschickungskammern auf die einzelnen Tropfkörper von kreisrunder Grundfläche erfolgt durch Drehsprinkler. Ist die Beschickungskammer bis auf eine bestimmte Höhe gefüllt, so wird sie durch eine selbsttätige Steuervorichtung auf die Drehsprinkler abgelassen und der Abluß geschlossen, wenn die Kammer leergelaufen ist; dadurch erfolgt eine unterbrochene stoßweise Beschickung der Tropfkörper. Die Tropfkörper haben 16 m Durchmesser, eine Schichthöhe von 1,7 m, und für das Anlaufen der Drehsprinkler steht eine Druckhöhe von 60 cm zur Verfügung.

Um eine Verschlammung der Vorflut bei der Einlaufstelle durch von den Tropfkörpern noch kommende ungelöste Stoffe zu vermeiden, erfährt das von den Tropfkörpern kommende Abwasser noch eine Nachklärung durch eine Nachkläranlage, die im Lichten 35 m lang und 2,5 m tief und aus zwei nebeneinander liegenden Teilen besteht. Zwischen den Tropfkörpern und der Nachkläranlage sind noch zwei Mischgerinne eingeschaltet, die gegebenenfalls zur Entkeimung der Tropfkörperabflüsse zur Verhütung von Seuchenausbreitungen dienen sollen. Hinter den Nachklärbecken ist noch ein Hochwasserschacht mit Rückstauklappe eingebaut, um bei Hochwasser im Vorfluter eine Überflutung der Kläranlage zu verhüten. Bei Hochwasser wird das biologisch geklärte Abwasser durch eine Rohrleitung nach dem Maschinenhaus geleitet und von da in den Vorfluter gepumpt.

Da es hier an Raum mangelt, noch weitere Anlagen zu beschreiben, so sei auf die angegebene Literatur verwiesen.

X. Kapitel.

Kanal- und Flußbau.

Bearbeitet[1]) von

Dr.-Ing. **Wilhelm Teubert,**

Regierungs- und Baurat, Hochschuldozent in Mannheim.

(Mit 303 Abbildungen.)

A. Stehende und fließende Gewässer.

§ 1. Einleitung.

Die Lehre von der Wasserversorgung und Entwässerung der Städte beruht zum Teil auf Kenntnis der atmosphärischen Niederschläge und des Grundwassers; dasselbe kann von dem gesamten Wasserbau des Binnenlands gesagt werden. Bei der Bildung der stehenden Gewässer ist das Grundwasser wesentlich beteiligt und die fließenden Gewässer werden zum Teil, mitunter sogar ausschließlich, vom Grundwasser gespeist; sie stehen auch mit jenem in Wechselwirkung, insofern durch ihr Steigen und Fallen Veränderungen der Höhenlage des Grundwassers des angrenzenden Geländes hervorgerufen werden.

Augenfälliger sind die Beziehungen zwischen den atmosphärischen Niederschlägen und den fließenden Gewässern. Man hat durch andauernde Beobachtungen den Zusammenhang zwischen der Größe und Beschaffenheit des Niederschlagsgebiets, der Regenhöhe und den Abflußmengen der Gewässer an einzelnen Orten ermittelt und darf in gegebenem Falle die Abflußmengen hiernach einschätzen. Das ist für verschiedene Wasserbauten, besonders aber bei Brückenbauten, wenn ungewöhnliche Hochwasser in Frage kommen, sehr wichtig.

Ein Auszug aus den einschlägigen Untersuchungen würde dem Leser wenig nützen. Es wird genügen, wenn wir auf einige Werke, die den in Rede stehenden Gegenstand ausführlich behandeln, verweisen[2]).

---

[1]) Unter Benutzung des von Geh. Baurat Professor Dr.-Ing. Sonne in der 4. Auflage dieses Lehrbuchs bearbeiteten gleichnamigen Kapitels.

[2]) Im Handb. d. Ing.-Wissensch. 5. Aufl., III. Teil, I. Bd. werden im I. Kap. S. 16 bis 37 die jährlichen, monatlichen und täglichen Regenmengen mit genauen Zahlenangaben und im II. Kap. S. 321 bis 353 werden die Ursachen und Zusammenhänge zwischen Niederschlägen, Regenhöhen, Abflußmengen und Wasserstandschwankungen für größere Stromgebiete eingehend untersucht. Daselbst auch Literaturangabe.

Für diesen und die übrigen Abschnitte des X. Kap. finden sich beachtenswerte Ergänzungen in den zahlreichen Einzeldarstellungen in Sympher, »Die Wasserwirtschaft Deutschlands und ihre neuen Aufgaben«, Berlin 1921. Reimar Hobbing, zu der 1925 ein Ergänzungsband erscheint.

MATTERN (»Ausnutzung der Wasserkräfte«, 3. Aufl. S. 60ff.) teilt die Ergebnisse zahlreicher Messungen von Niederschlagshöhen und Abflußmengen mit, hebt jedoch hervor, daß man die Sätze, die für ein Gebirgstal abgeleitet sind, auf ein anderes Tal nur dann anwenden darf, wenn dessen Oberfläche ähnlich gestaltet und der Untergrund ähnlich ist.

TOLKMITT-BUBENDEY (»Grundlagen der Wasserbaukunst«, 2. Aufl.) haben die Abflußmengen der fließenden Gewässer, insbesondere diejenigen der Elbe bei Tetschen auf S. 57 ff. behandelt. Man findet daselbst unter anderm eine Tabelle über die Abflußmengen für 1 qkm des Niederschlagsgebiets bei verschiedenen Wasserständen und verschiedener Bodenbeschaffenheit, auch eine Formel von CRAMER, die sich bei Schätzung der Hochwassermengen in manchen Fällen als brauchbar erwiesen hat[1]).

MÖLLER (»Grundriß des Wasserbaues«, Bd. II, S. 67) bespricht die maximalen Abflußmengen für 1 qkm Niederschlagsgebiet bei höchstem Hochwasser in freiem Gelände, unter Hinweis auf CRAMER und die minimalen und die mittlern Abflußmengen. Im übrigen sei noch auf ENGELS, »Handbuch des Wasserbaus«, 3. Aufl. 1923 verwiesen.

§ 2. Verschiedene Arten stehender Gewässer.

Alle auf der Oberfläche des Festlands vorhandenen stehenden und fließenden Gewässer werden Binnengewässer genannt; sie zerfallen in natürliche und künstlich hergestellte. Zu den natürlichen stehenden Gewässern gehören Sümpfe, Moore und Land- oder Binnenseen, zu den künstlich hergestellten die Teiche und Sammelbecken.

a) Sümpfe.

Sümpfe, die der Kultur große Flächen entziehen und durch ihre Ausdünstungen Fieberkrankheiten erzeugen, sind seichte, der Wasserabführung entbehrende, von Pflanzen und schlammigem Boden durchsetzte Gewässer, die sich bilden, wenn der Spiegel des Grundwassers wagerecht und so hoch liegt, daß dieses, durch die Einwirkung der atmosphärischen Niederschläge steigend, die Bodenfläche bedeckt und sie langsam, aber stetig der mit dem Auftreten von Wasserpflanzen beginnenden Versumpfung entgegenführt.

b) Moore.

Im Laufe der Zeit entstehen aus den Sümpfen Moore, auch Brüche oder Moose genannt, zu deren Bildung die absterbenden Pflanzen den Stoff liefern. Die Tiefe der Moore, die oft große Flächen einnehmen, beträgt im Gebirge 1 bis 3 m, in Niederungen dagegen 4 bis 12 m. Über ihre Bedeutung für den namentlich für Wasserkraftanlagen und Schiffahrt wichtigen Ausgleich des Wasserabflusses vgl. MATTERN, »Ausnützung der Wasserkräfte«, 3. Aufl., S. 114 f.

c) Die Binnen- oder Landseen.

Sie zerfallen in Flußseen, wenn sie sowohl Zufluß, als auch Abfluß haben, in Mündungsseen, wenn nur Zufluß, und in Quellenseen, wenn nur Abfluß vorhanden ist, sowie in Steppenseen, wenn sie, wie einzelne hochgelegene Gebirgsseen, keinen Abfluß und nur unbedeutenden Zufluß haben. Eine große Bedeutung haben die Binnenseen als Verkehrsstraßen, als Speisebecken für schiffbare Binnenflüsse, Kanäle und Wassertriebwerke, sowie für das Aufspeichern erheblicher Hochwassermengen. Ihre Nutzbarkeit wird nicht selten durch Herstellung von Stauwerken an den Ausmündungen erhöht. Die umfangreichsten Seen in Mitteleuropa sind der Bodensee und der Genfer See, die eine Fläche von 540 bzw. 610 qkm bedecken, und deren größte Tiefe 255 bzw. 330 m beträgt.

---

[1]) Näheres s. Zentralbl. d. Bauverw. 1893, S. 265.

d) Teiche.

Teiche, im weitern Sinne des Wortes, nennt man alle kleinern, mit nahezu stehendem Wasser angefüllten Vertiefungen der Erdoberfläche, die teils unmittelbar durch die atmosphärischen Niederschläge, teils durch Zuflüsse, oder durch Grundwasser und Quellen gespeist werden. Mit Stauvorrichtungen versehene Teiche dienen der Landwirtschaft zu Bewässerungsanlagen und zur Fischzucht, sowie der Industrie zur Anlage von Wasserkraftwerken.

e) Sammelbecken.

Sammelbecken heißen die zur Ansammlung von Wasser dienenden Anlagen, die mittelbar von den atmosphärischen Niederschlägen gespeist werden, und deren Wasseraufspeicherung landwirtschaftlichen und industriellen Zwecken, sowie zur Speisung von Schiffahrtskanälen, zur Aufhöhung des Niedrigwassers in schiffbaren Strömen und zur Versorgung von Städten mit Wasser dient. In diesen Becken sammeln sich die atmosphärischen Niederschläge des zugehörigen Niederschlagsgebiets zum Teil. Der Fassungsraum der Sammelbecken beträgt Millionen cbm; ein zur Speisung des Saar-Kohlen-Kanals angelegtes vermag beispielsweise bei einer Oberfläche von 262 ha eine Wassermenge von 7100000 cbm aufzunehmen, während der durch die Talsperre in der Eifel bei Gemünd geschaffene, in der Luftlinie 7 km lange künstliche See einen Stauinhalt von 45500000 cbm aufweist. Das 1915 in Betrieb genommene Sammelbecken der Waldecker Talsperre im Edertale nimmt 202 Millionen cbm Wasser auf, das 1911 eröffnete Roosevelt-Staubecken am Salzfluß in Arizona sogar 1700 Millionen cbm. Einzelheiten der Sammelbecken sind im IX. Kap. besprochen. Vgl. MATTERN, Ausnützung der Wasserkräfte, 3. Aufl., S. 935 bis 978.

§ 3. Fließende Gewässer[1]).

Sowohl die natürlichen, als auch die in künstlich hergestellten Betten fließenden Gewässer werden auch Wasserläufe genannt. Die in natürlichen Betten fließenden zerfallen ihrer Größe nach in Rinnen, Bäche, Flüsse und Ströme, die künstlichen dagegen in Rinnen, Gräben und Kanäle.

Das Bett eines Wasserlaufs besteht aus einer schwach geneigten Bodenfläche, der Sohle, und zwei stark geneigten Seitenflächen, den Ufern, bei denen man in Richtung des fließenden Wassers ein rechtes und ein linkes Ufer unterscheidet. Ein Vertikalschnitt senkrecht bzw. parallel zur Richtung des Wasserlaufs ergibt dessen Quer- bzw. Längsschnitt (Höhenplan). Die vom Wasser eingenommene Fläche des letztern wird oben von der Wasserspiegellinie, unten und zu beiden Seiten von dem sog. benetzten Umfang begrenzt.

a) Rinnen.

Rinnen, die auf allen geneigten Bodenflächen entstehen, heißen diejenigen kleinsten Wasserläufe, in denen sich der nicht versickernde Teil der atmosphärischen Niederschläge ansammelt und dem Gefälle entsprechend fortbewegt. Da bisweilen eine regelmäßige Ableitung des Wassers in einer bestimmten Richtung wünschenswert ist, so stellt man auch künstliche Rinnen her, die je nach ihren besondern Zwecken verschieden bezeichnet werden.

---

[1]) Im »Handb. d. Ing.-Wissensch.« (5. Aufl.), III. Teil, I. Band, Kap. II, findet sich eine ausführliche Besprechung der fließenden Gewässer von JASMUND. Derselbe behandelt insbesondere: Talbildung. — Wasserlauf. — Flußbett und Ufer. — Längenprofil. — Querprofil. — Wasserstände. — Speisung. — Wassermenge. — Hochwasser. — Eisverhältnisse. — Geschwindigkeit. — Sinkstoffe und Geschiebe. — Sodann die geodätischen und hydrometrischen Ermittlungen.

b) Bäche.

Bäche werden von Rinnen und Quellen, nicht selten auch durch Grundwasser gespeist; sie zerfallen in Quellbäche mit nicht stark wechselnden Wasserständen, in Regenbäche mit von den Regenfällen abhängigen Wasserstandsschwankungen, in Gletscherbäche, die im Winter nur geringe, im Sommer zur Zeit der Eisschmelze aber bis zwanzigmal so große Wassermengen abführen, in Wildbäche, die in trockner Jahreszeit häufig versiegen, nach Regengüssen und zur Zeit der Schneeschmelze jedoch stark anschwellen, und in Gebirgsbäche, in denen dauernd Wasser abfließt.

c) Flüsse.

Aus der Vereinigung von Bächen entstehen Flüsse; diese werden in schiffbare und nicht schiffbare eingeteilt, je nachdem sie Fahrzeuge tragen und dadurch zur Beförderung größerer Lasten dienen können oder nicht. Außerdem unterscheidet man bei den Flüssen je nach ihrer Lage Gebirgs- und Niederungsflüsse, sowie die sich ins Meer ergießenden Küstenflüsse. Während Niederungsflüsse meistens schiffbar sind, ist dies bei Gebirgsflüssen mit ihrem stärkern Gefälle und ihren schroffer wechselnden Wasserständen nur selten der Fall.

d) Ströme.

Dadurch, daß Flüsse, von denen die größern Hauptflüsse, die in diese sich ergießenden Nebenflüsse genannt werden, sich vereinigen, bilden sich die größten Wasserläufe des Binnenlands, die in das Meer einmündenden Ströme, die sich besonders zur Schiffahrt eignen.

e) Gräben.

Sowohl die natürlichen als auch die künstlichen Rinnen führen ihr Wasser teils den größern Wasserläufen, teils den Gräben zu, die als Ent- und Bewässerungsgräben, Speise- und Mühlgräben usw. verwendet werden.

f) Kanäle.

Bei den Kanälen, d. h. größern Wasserläufen mit künstlich hergestellten Betten, unterscheidet man je nach ihrem Zweck Ent- und Bewässerungskanäle, Werkkanäle und Schiffahrtkanäle. Sie sind weniger als die natürlichen den durch die Bewegung der Sinkstoffe und des Wassers, sowie durch dessen Angriff auf das Bett hervorgerufenen Unregelmäßigkeiten ausgesetzt und werden meistens durch natürliche Gewässer gespeist.

§ 4. Speisung.

Untersuchungen über die Speisung der fließenden Gewässer sind unter anderm eine Grundlage für die Einschätzung ihrer Wassermenge und für die Verteilung derselben auf die Jahreszeiten; wir müssen uns indessen auf die Vorführung einiger Beispiele beschränken. In jedem Falle sind die Größe und die Beschaffenheit der Niederschlagsgebiete zu ermitteln. Die Grenzen dieser Gebiete nennt man Wasserscheiden; diese kann man auf Karten mit Schichtenlinien leicht finden und den Inhalt der umgrenzten Fläche berechnen. Aus solchen Karten ergeben sich auch die Querneigungen der an die Talsohle grenzenden Abhänge. Von steilen Abhängen strömen die Tagewasser dem benachbarten Wasserlauf rascher zu als von sanft geneigten. Ferner ist die Bodenbeschaffenheit zu erforschen. Mit steilen Querneigungen geht oft ein undurchlässiger Untergrund Hand in Hand.

Betrachten wir nun ein Brachtal z. B. in den Bergen Mitteldeutschlands. In der Sohle, dem »Talboden«, lagern große Massen von Sand und Kies, darüber befindet

sich fruchtbare Erde. Während des Winters hat sich reichliches Grundwasser gesammelt. Die Abhänge sind bewaldet. Mit Beginn des Frühlings erwachen die Pflanzen oder es werden Anpflanzungen vorbereitet. Ansehnliche Regenfälle des Frühlings und Sommers bringen nun höchstens Bodenfeuchtigkeit, aber kein stetiges Abfließen des Tagewassers und noch weniger Vermehrung des Grundwassers mit sich, weil die Pflanzen viel Wasser aufsaugen und es der Luft zuführen. Dazu kommt im Sommer eine starke Verdunstung. Unter diesen Umständen würde ein im Tale fließender Bach auf das Wasser seiner Quelle beschränkt sein, er wird aber, und zwar hauptsächlich, sobald sein Wasserstand sinkt, aus dem Grundwasservorrat gespeist, vgl. § 6 des IX. Kapitels. Wenn dies nicht der Fall wäre, würden die Betten vieler Bäche im Sommer oft trocken sein.

Wenn der Herbst die Bäume entblättert und die Felder abgeerntet sind, gelangt ein ansehnlicher Teil der Niederschläge als Tagewasser in den Bach und der Grundwasservorrat wird wieder ergänzt. In hohem Grad ist ersteres der Fall, wenn im Lauf und am Ende des Winters Schneemassen durch Regengüsse zum schmelzen gebracht werden.

Ganz anders gestaltet sich die Speisung der Wildbäche der Hochgebirge, namentlich da, wo die Wasser tiefe Schluchten erzeugt haben. Die Hauptschlucht des Nolla, der bei Thusis in den schweizerischen Rhein mündet, hat beispielsweise bei etwa 2500 m Länge und Tiefen von einigen hundert Metern obere Breiten von 400 bis 600 m. An die Südseite dieser Schlucht schließt sich der Fuß eines hohen Berges an; der Talboden ist schmal, die Abhänge sind meistenteils nicht begrünt. Der Untergrund ist schieferig und verwittert leicht. Hier sind zuerst die Regengüsse des Sommers ins Auge zu fassen; von diesen gelangt fast alles und so rasch in das Bachbett, daß jedem Sturzregen ein Anschwellen des Baches fast unmittelbar folgt. Die direkte Speisung erfolgt somit ausschließlich durch Tagewasser. Ebenso ist es im Herbst. Im Niederschlagsgebiet des Nolla befindet sich oberhalb der erwähnten Schlucht ein sanft geneigtes, beweidetes Gelände. Aus den kleinen Bächen dieser Weiden wird der Nolla auch im Sommer und im Herbst gespeist, er trocknet somit nicht ganz aus, was bei andern Wildbächen nicht selten der Fall ist. Im Winter sammelt sich auf den benachbarten Bergen Schnee in riesigen Massen, deren Schmelzen aber erst mit Beginn des Sommers stattfindet.

Die sekundlichen Wassermengen, die im Sommer aus den Wildbächen in die Gebirgsflüsse gelangen, sind das Vielhundertfache der Abflußmengen bei Niedrigwasser. Von diesem Verhalten der schweizerischen Gewässer werden auch die Sommerwasserstände des Rheines erheblich beeinflußt.

§ 5. Wechsel des Wasserstands und der Wassermenge.

a) Wechsel des Wasserstands.

Da die Regenhöhen eines Niederschlagsgebiets sehr veränderlich sind, so ist auch die Speisung der Wasserläufe ungleichmäßig und der Wasserstand, d. h. die Höhenlage des Wasserspiegels, ein so häufig wechselnder, daß er sich nur selten in einer und derselben Höhe, dem sog. Beharrungsstand, erhält — und zwar um so seltener, je stärker das Gefälle und je größer und verschiedenartiger in bezug auf Klima und Bodenbeschaffenheit das Zuflußgebiet ist. Die wichtigsten Wasserstände sind:

1. Der gewöhnliche Wasserstand (G.W.), d. h. ein Stand, der während eines längern Zeitraums ebenso oft überschritten als nicht erreicht wird und sowohl für Flußregelungen, als auch für die Schiffahrt von Bedeutung ist. Man berechnet ihn aus den »Häufigkeiten« der Wasserstände, zuweilen auch getrennt nach Winter- und Sommerzeit oder auch für die einzelnen Monate (gewöhnlicher Sommerwasserstand).

2. Der gemittelte Wasserstand (M.W.) oder Mittelwasser, der als arithmetisches Mittel aus den Tagesbeobachtungen gefunden wird. Man unterscheidet den gemittelten Jahreswasserstand, Sommer-, Winter- oder Monatswasserstand. Er liegt bei Strömen mit hohen aber schnell verlaufenden Hochwasserwellen über dem gewöhnlichen, bei Strömen mit niedrigen, langsam anschwellenden und langsam abfallenden Hochfluten unter dem gewöhnlichen. Das letztere tritt auch ein, wenn der Strom große seeartige Erweiterungen hat.

3. Der niedrige Wasserstand (N.W.) ist wichtig für Bauausführungen, sowie für die Schiffahrt; als Mittel aus einer Reihe von Jahren: mittleres Niedrigwasser (M.N.W.).

4. Der niedrigste Wasserstand (N.N.W.), der bei der Wasserabgabe für Kanäle zu berücksichtigen ist.

5. Hochwasser (H.W.) bzw. mittleres Hochwasser (M.H.W.).

6. Der höchste Wasserstand (H.H.W.), den man bei Anlagen von Deichen, Brücken und sonstigen Bauten zugrunde legen muß. Alle gemittelten Wasserstände schwanken, sowohl die der Monate als auch der Jahre und auch noch größerer Zeiträume, da nasse und trockne Jahre in unregelmäßiger Weise wechseln. Da sich im Laufe der Zeit infolge natürlicher und künstlich erzeugter Vorgänge häufig die Wasserstände an bestimmten Stellen eines Stromes ändern, zieht man nur die Wasserstände der letzten 10 Jahre zur Berechnung gemittelter Werte heran.

Der Wasserstand, der an den — später zu betrachtenden — Pegeln abgelesen wird, nimmt im allgemeinen mit der Vermehrung der Speisemenge zu, mit deren Verminderung dagegen ab, man nennt dies das Steigen und Fallen des Wassers. Ersteres erfolgt gewöhnlich schneller als letzteres, weil durch das meistens plötzliche Auftreten des Regens, sowie der Schnee- und Eisschmelze in kurzer Zeit den Wasserläufen große Speisemengen zugeführt werden, und weil diejenige Niederschlagsmenge, die erst nach und nach in die Wasserläufe gelangt, das Fallen des Wassers verzögert. Außerdem besitzt das steigende Wasser ein stärkeres Gefälle und demgemäß eine größere Geschwindigkeit, als das fallende, da die Hochwasserwelle in ihrem vordern Teile steiler als im hintern ist. Den Wechsel des Wasserstands erkennt man am besten aus sog. Wasserstandskurven, die sich dadurch ergeben, daß die Beobachtungszeiten als Abszissen und die dabei abgelesenen Wasserstände als Ordinaten aufgetragen werden.

Die Dauer der verschiedenen Wasserstände ist eine ungleiche. Der Niedrigwasserstand zeigt sich gewöhnlich in den trocknen Sommer- und Herbstmonaten, der für die Überschwemmungsgebiete oft nachteilige Hochwasserstand jedoch zur Zeit der Schnee- und Eisschmelze im Frühjahr. Ströme, die Zuflüsse aus Hochgebirgen erhalten, haben aber auch im Sommer mitunter erhebliche Hochwasserstände.

b) Wechsel der Wassermenge.

Die Wassermenge, d. h. die in einer Sekunde durch den Querschnitt eines Wasserlaufs abfließende Wassermenge, deren Größe von dem Wasserstand, von der Gestalt des Querschnitts und von den dem abfließenden Wasser entgegentretenden Widerständen abhängt, ist einem häufigen, durch die ungleichmäßige Speisung der Wasserläufe hervorgerufenen Wechsel unterworfen. Mit steigendem Wasserstand nimmt die Wassermenge zu, indem sich der Querschnitt vergrößert und die Wassergeschwindigkeit vermehrt. Ebenso ist die mittlere Jahreswassermenge keine gleichbleibende, da in nassen Jahren erheblich mehr Wasser als in trocknen abgeführt wird.

Die beim Nieder-, Mittel- und Hochwasserstand abgeführte Wassermenge wird Nieder-, Mittel- und Hochwassermenge genannt. Der Unterschied zwischen Nieder-

und Hochwassermenge ist am größten bei den Wasserläufen, denen die atmophärischen Niederschläge am schnellsten zufließen. So beträgt z. B. die Nieder- und Hochwassermenge des Neckars bei Heidelberg 32 bzw. 4860 cbm, so daß das Verhältnis beider 1 : 152 ist, während für den Main bei Frankfurt sich 70 bzw. 3400 cbm ergeben und sich demgemäß das Verhältnis zu 1 : 48 berechnet. Das Verhältnis der Nieder- zur Hochwassermenge nimmt gewöhnlich von der Quelle nach der Mündung zu stetig ab. Während z. B. die Nieder- und Hochwassermenge des Rheins bei Kehl 380 bzw. 4685 cbm beträgt und demgemäß sich ein Verhältnis von 1 : 12 ergibt, ändern sich diese Zahlen für den Rhein bei Koblenz in 910 bzw. 7500 cbm, so daß sich das Verhältnis zu 1 : 8 ergibt.

Sind die Wassermengen einer Stelle des Flusses bei verschiedenen Wasserständen bekannt, so läßt sich die einer Parabel ähnliche Wassermengenlinie dadurch konstruieren, daß man die Tiefen des Gewässers als Ordinaten, und die zugehörigen Wassermengen als Abszissen aufträgt. Sie gibt das Verhältnis von Wasserstand zur Wassermenge an, so daß man für jeden Pegelstand die Abflußmenge ablesen kann. Die Form der Linie hängt von der Form des Stromquerschnitts am Standort des Pegels ab, so daß also ihre Veränderung durch Eindeichungen, Baggerungen usw. von Zeit zu Zeit eine Wiederholung der Wassermengenmessung erforderlich macht. Die Kenntnis der täglichen Wasserstandschwankungen ist für die Schiffahrt, namentlich bei niedrigen Wasserständen von Bedeutung, die deshalb nach den Ablesungen der Hauptpegel öffentlich bekannt gemacht werden. Danach können die Schiffahrttreibenden die für die nächste Zeit zulässige tiefste Beladung der Schiffe beurteilen. Auf Grund der Erfahrung kann man aus einem gewissen Wachsen des Wasserstands an einem bestimmten Pegel im Oberlauf die Wirkung an einem im Unterlauf zu bestimmter Zeit voraussagen, was für die Schiffahrt und bei Hochwasser für die Landwirtschaft wichtig ist. Der amtliche Hochwasser-Nachrichtendienst sagt Wasserstandschwankungen, Eisgang usw. 5 bis 6 Tage voraus [1]).

§ 6. Gefälle und Geschwindigkeit.

a) Das Gefälle.

Der Höhenunterschied zwischen zwei Punkten des Längenprofils eines Wasserlaufs heißt das Gefälle, und genau genommen wird derjenige zwischen zwei beliebigen Punkten absolutes Gefälle, das Gefälle für die Längeneinheit dagegen, d. h. das Verhältnis des Höhenunterschieds zweier Punkte zu deren wagerechtem Abstand, relatives Gefälle genannt. Das Gefälle der Wasserläufe ist im allgemeinen von der Gestaltung der Erdoberfläche abhängig und demgemäß im Gebirge stärker als im Hügelland und hier wieder größer als im Flachland. Daher zeigen die Längsschnitte der von dem Gebirge nach dem Flachland oder dem Meere fließenden Wasserläufe im wesentlichen eine von der Quelle nach der Mündung zu flacher werdende, doch keineswegs stetig verlaufende Kurve.

Änderungen des Gefälles sind gewöhnlich da am größten, wo natürliche Erhebungen in dem Bette des Wasserlaufs vorhanden sind, die, wie Stauwerke wirkend, das Gefälle oberhalb ermäßigen, unterhalb verstärken. In ähnlicher Weise wirken die in den Wasserläufen oft zahlreich vorhandenen Sinkstoffbänke, die, wenn sie beweglich sind, veränderliche Gefällewechsel erzeugen. Auch der Wechsel der Wasserstände und der Wassermenge verursacht Änderungen in dem Gefälle eines Wasserlaufs. Im allgemeinen ist die Gefällekurve bei Niederwasser sehr ungleichmäßig, während Hochwasser die Gefälleverschiedenheiten ziemlich ausgleicht.

---

[1]) O. Teubert, »Die Binnenschiffahrt«. II. Band, Leipzig, 1917, S. 7 ff.

b) Die Geschwindigkeit.

Die Geschwindigkeit der natürlichen Wasserläufe ist das Maß für die infolge des Gefälles entstehende Bewegung des fließenden Wassers. Nach dem Gesetz des Falles der Körper würde diese eine stetig zunehmende sein, wenn nicht die Geschwindigkeitzunahme oder Beschleunigung durch die Widerstände in den Wandungen des Bettes und in den durch dessen Unregelmäßigkeit hervorgerufenen Wasserbewegungen mehr oder weniger aufgezehrt würde. Die Geschwindigkeit eines Wasserlaufs ist sehr verschieden, weil die unregelmäßige Gestaltung des Bettes einen häufigen Wechsel des Gefälles und eine Änderung der Widerstände veranlaßt. Beispielsweise ist die Geschwindigkeit des Rheines bei mittlerm Wasserstand in Mannheim 1,50 m, am Bingerloch dagegen 3,52 m.

Im allgemeinen ist der Einfluß des Gefälles auf die Geschwindigkeit um so größer, je geringer die Widerstände sind. Aus diesem Grund ist die Geschwindigkeit eines tiefen und breiten Wasserlaufs, bei dem die Unregelmäßigkeiten des Bettes der großen Wassermenge gegenüber nur wenig zur Geltung kommen, wesentlich größer als in flachen und schmalen Wasserläufen. Daß jedoch das Gefälle den größten Einfluß auf die Geschwindigkeit des Wassers ausübt, geht daraus hervor, daß die Geschwindigkeit der Wasserläufe im Gebirge trotz ihrer dort meistens vorhandenen geringern Breite und Tiefe größer ist als im Hügelland, und hier wieder größer als im Flachland.

Meistens ist die Geschwindigkeit, des Luftwiderstands wegen, nahe unter dem Wasserspiegel am größten, dagegen an der Sohle des Bettes am kleinsten. Die größte Geschwindigkeit in einem Querschnitt findet sich da, wo die größte Wassertiefe vorhanden ist, die kleinste dagegen an der Stelle der geringsten Wassertiefe. Auch die, für die Schiffahrt — namentlich mit flachgehenden Schiffen — wichtige Oberflächengeschwindigkeit ist nicht an allen Punkten des Querschnitts gleich groß. Die Stelle, die die größte Geschwindigkeit hat und in der Regel über dem tiefsten Punkte des Querschnitts liegt, nennt man Stromstrich; er ist also von zu Berg fahrenden Schiffen zu vermeiden, von zu Tal fahrenden aufzusuchen. In der Regel liegt dort, wo in einem Wasserlauf die größte Geschwindigkeit vorhanden ist, die tiefste Rinne, die die Stromrinne und bei schiffbaren Flüssen Talweg oder Fahrrinne genannt wird; in geraden, sowie wenig gekrümmten Strecken schlängelt sich der Talweg, im Krümmungen verläuft er nahe dem einbuchtenden (konkaven) Ufer.

§ 7. Die bewegende Kraft des fließenden Wassers.

Mit dem Gefälle des Wassers wächst seine Geschwindigkeit, somit auch die lebendige Kraft und die Wirkungen des Anpralls des Wassers an ruhende feste Körper. Wenn es sich darum handelt, die durch die lebendige Kraft des Wassers in Bewegung gesetzten Körper in gleichförmiger Bewegung zu erhalten, kommt nachstehendes in Betracht.

Nach dem Gesetz der schiefen Ebene ist die schiebende Kraft K eines Wasserkörpers mit Gewicht G gleich der Seitenkraft des Gewichts. Bei einem Gefälle $J = \frac{h}{l}$ ist somit $K = J \cdot G$. Für eine Tiefe t des Wassers ergibt das auf 1 qm Grundfläche

$$K = 1000 \cdot J \cdot t \text{ kg/qm.} \tag{1}$$

Das ist also die Kraft, die eine Wassersäule von 1 qm Grundfläche bei gleichförmiger Bewegung stromabwärts ausübt. KREUTER nennt diese Kraft im Anschluß an französische Ingenieure die Schleppkraft des fließenden Wassers; sie ist bedingt nicht allein durch das Gefälle, sondern auch durch die Wassertiefe.

Wenn beispielsweise im Gebirge ein wildes Gewässer bei gewöhnlichen Wasserständen eine Wassertiefe von 3 m und ein Gefälle von $\frac{1}{30}$ hat, ist dessen Schleppkraft $K = 1000 \cdot \frac{1}{30} \cdot 3 = 100$ kg/qm. Zwischen Mainz und Bingen hat der Rhein aber ein kilometrisches Gefälle von nur 0,23 m, bei starken Anschwellungen hat er eine größte Wassertiefe von etwa 9 m. Hieraus folgt $K = 1000 \cdot 0{,}000{,}13 \cdot 9 =$ (rund) 1,2 kg/qm. Man sieht, daß die Schleppkraft der Gewässer zwischen weiten Grenzen schwankt.

ENGELS hat beachtenswerte Versuche über die Wirkungen dieser Kraft angestellt[1]); er sagt unter anderm: »Unsere Versuche haben nachgewiesen, daß die »Räumungskraft« lediglich durch die örtliche Wassertiefe und das örtliche Gefälle bedingt und daß sie unabhängig ist sowohl von der mittlern, als auch von der Sohlengeschwindigkeit. Der Ausdruck $K = \gamma \cdot t \cdot J$ ($\gamma =$ Gewicht von 1 cbm Wasser) wird nach meiner Überzeugung in Zukunft die wichtigste Grundlage für fluß- und seebauliche Entwürfe bilden, bei denen es sich um die Räumungskraft der Strömung handelt.« In der 3. Aufl. seines »Handbuchs des Wasserbaues« kommt ENGELS auf Grund seiner Versuche zu der Auffassung, daß außer der sog. Reibung noch die innern Bewegungen im strömenden Wasser Beschleunigung verzehrend bei der Ermittlung der Räumungskraft zu berücksichtigen sind. Durch die an der Bettsohle wirkenden Bewegungswiderstände wird daher ein um so kleinerer Anteil der Beschleunigung verbraucht, je größer diese innern Bewegungen sind.

Ist S der Bettwiderstand, Wi die Summe der innern Bewegungswiderstände, beides in kg/qm, dann muß bei gleichförmiger Bewegung die Bedingung erfüllt werden

$$S + Wi = \gamma \cdot t \cdot J = K$$

oder $\quad Wi = \gamma \cdot t \cdot J - S,$

für $\quad Wi = 0$ wird $S_{max} = \gamma \cdot t \cdot J = K$

also $\quad S = \alpha \cdot \gamma \cdot t \cdot J.$

Der Beiwert α ist stets kleiner als 1.

ENGELS faßt seine Versuchsergebnisse in folgenden Sätzen zusammen:

1. Die Räumungskraft ist annähernd proportional dem Quadrat der mittlern Geschwindigkeit.
2. Die Räumungskraft nimmt zu mit der Zunahme des Porengehalts der Sohlenschicht.
3. Bei rechteckigem Gerinnequerschnitt ist $S = \alpha \cdot \gamma \cdot t \cdot J$ in kg/qm.
4. Der Beiwert α ist stets kleiner als 1. Er nimmt zu mit abnehmender Wassertiefe.
5. Da α auch für ein und dasselbe Abflußgerinne veränderlich ist, so ist $S = \alpha \cdot \gamma \cdot t \cdot J$ nicht proportional dem Produkt aus Wassertiefe und Gefälle.

Wenn man berücksichtigt, daß die Reibungsarbeiten sich in Wärme umsetzen, muß nach dem Energiesatz die Arbeit der treibenden Kraft K um den Betrag der innern Reibungsarbeit größer sein als die Arbeit der widerstehenden Kraft S.

Um die theoretische Untersuchung der Räumungs- oder Schleppkraft und ihrer Folgen hat sich auch KREUTER sehr verdient gemacht. Seine Mitteilungen betreffen unter anderm die Geschiebeabfuhr, also die Menge der Sinkstoffe, die durch eine gegebene Schleppkraft in Bewegung erhalten werden, und die zweckmäßigsten Querschnitte (die sog. Normalprofile) geschiebeführender Flüsse[2]). TEUBERT, »Binnenschiffahrt«, II. Band wählt die Bezeichnung: Stromkraft.

Auf S. 462 ist nachgewiesen, daß steigendes Hochwasser ein stärkeres Gefälle hat, als fallendes. Der Längenschnitt einer Hochwasserwelle gestaltet sich demnach so, wie

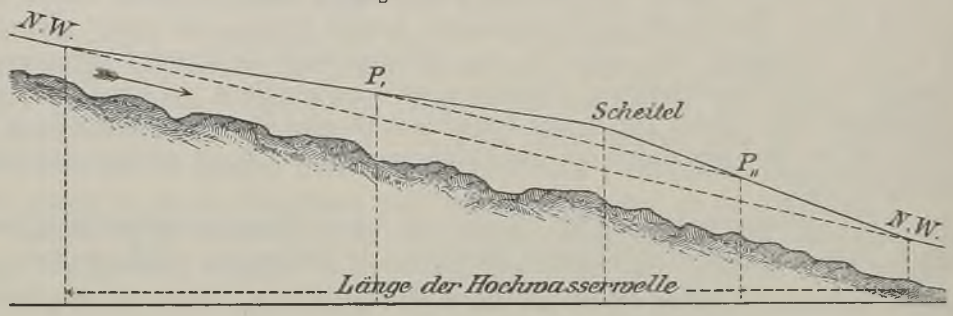
---

1) Zentralbl. der Bauverw. 1908, S. 105. Versuche über die »Räumungskraft« des fließenden Wassers.

2) »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 5. Aufl. III. Teil, Bd. VI, S. 7 bis 20 und 101.

Abb. 1[1]) zeigt: Der Scheitel der Welle liegt nicht in ihrer Mitte, sondern mehr stromabwärts, und unterhalb des Scheitels ist das Gefälle des Hochwassers stärker, als oberhalb. Hieraus folgt, daß bei steigendem Hochwasser die Räumungskraft des Wassers größer ist, als bei fallendem, und weiter, daß bei steigendem Wasser die Geschiebe sich massenhaft in Bewegung befinden, besonders an den tiefsten Stellen des Flusses. Wenn jedoch das Hochwasser verläuft, vermindert sich die Räumungskraft, die Geschiebe kommen nach und nach zur Ruhe, und zwar besonders da, wo die Wassertiefen klein sind. ENGELS drückt das klar aus: »Bei einheitlicher Beschaffenheit der Flußsohle müssen die der Räumungskraft entsprechenden Produkte $\alpha \cdot \gamma \cdot t \cdot J$ allenthalben gleich groß sein: Stellen mit übergroßer Tiefe — die Kolke — haben kleines Gefälle und große innere Bewegungen, während Stellen mit mangelnder Tiefe — die Übergänge —

Abb. 1. Längenschnitt einer Hochwasserwelle.



das umgekehrte aufweisen. Diese beiden Stellen wechseln nun — vgl. § 11, a. — mit einer gewissen Regelmäßigkeit ab. Mit steigendem Wasser nehmen auf den Kolkstrecken t und J gleichzeitig zu, während α eine wesentliche Veränderung nicht erleidet: sie werden daher mit steigendem Wasser tiefer ausgewaschen. Auf den Übergängen nimmt dann aber nur t zu, während α und J abnehmen, so daß die aus den Kolken ausgewaschenen Sinkstoffe auf den Übergängen liegen bleiben: das Hochwasser vertieft die Kolke und erhöht die Übergänge. Erst bei fallendem Wasser werden die letztern ausgewaschen und die Kolke wieder aufgehöht.«

Auch in kleinem Maßstab macht sich die Stromkraft geltend. Daß eiförmige Entwässerungskanäle von Sinkstoffen leichter frei bleiben, als solche mit kreisförmigen Querschnitt unter sonst gleichen Umständen, ist, wie bereits erwähnt wurde, hauptsächlich eine Folge größerer Wassertiefe, also einer großern Schleppkraft.

§ 8. Bildung und Umgestaltung der Wasserlaufbetten.

Bei einem vollständigen Flusse, der in einem Hochgebirge beginnt und in das Meer mündet, kann man drei Hauptteile unterscheiden: den obern Lauf mit dem Quellgebiet, den mittlern Lauf und den untern Lauf mit dem Mündungsgebiet. Da im Gebirge die Gefälle stark sind, ist in den Wassern der Gebirgsschluchten die Schleppkraft sehr mächtig; die Folge davon ist, daß die sog. Wildbäche sich tiefer und tiefer einfressen, wobei nicht selten Teile der anschließenden Abhänge unterwaschen werden und einstürzen. Auch die von den Wildbächen gespeisten Gebirgsflüsse führen infolge der Ausnagung dem Mittellauf der Flüsse große Mengen von festen Stoffen zu, wenn diese nicht von einem See ganz oder zum Teil aufgenommen werden, in dem, wie in einem

[1]) Die Abb. 1 bis 4, 7, 13, 15, 17, 21, 30, 40, 46, 47, 53 und 77 sind den »Elementen des Wasserbaues« von SONNE und ESSELBORN, Leipzig 1904, entnommen.

großen Klär- oder Absetzbecken die Flußsinkstoffe sich wegen mangelnder Geschwindigkeit ablagern.

Der Mittellauf der Flüsse zeigt in der Regel bei geringerm Gefälle eine ermäßigte Schleppkraft, so daß daselbst die namentlich bei Hochwassern aus dem Gebirge ankommenden Geschiebe und sonstigen Sinkstoffe meistenteils zur Ruhe kommen. Hierdurch sind die vormals sehr tiefen Täler im Laufe von vielen Tausenden von Jahren zum Teil ausgefüllt und es haben sich Talsohlen gebildet, die noch heute, solange die Umgebungen des Flusses sich im Naturzustand befinden, durch Auflandung allmählich erhöht werden. Im übrigen wechseln im Mittellauf der Flüsse Auflandungen und Ausnagungen ab.

An den Unterlauf der Flüsse, wo die Stromkraft noch mehr erlahmt, schließen sich die Mündungsgebiete an. Diese gestalten sich verschieden, je nachdem Flut und Ebbe des Meeres (wie beispielsweise in der Ostsee) unbedeutend, oder aber, wie in der Nordsee, kräftig sind. In Strommündungen mit schwacher Meeresflut pflegen die Auflandungen zu überwiegen. Wenn aber in die Mündungen mit starker Flut bei steigendem Außenwasser große Wassermengen in den Flußschlauch ein- und bei Ebbe wieder austreten, ist es weniger der Fall. Die vom Hochwasser überströmten Gelände der Mündungsgebiete sind im Naturzustand stets der Auflandung unterworfen.

Einzelheiten der Vorgänge in den Mündungsgebieten und in den Quellgebieten entziehen sich einer Besprechung an dieser Stelle[1]). Wir müssen uns darauf beschränken, einige wichtige, wiederholt vorkommende Erscheinungen im Oberlauf und Mittellauf der Flüsse etwas näher ins Auge zu fassen.

Die Gewässer der Talsohlen waren vormals anders beschaffen als jetzt. Wenn das Gefälle des Flusses erheblich war, fand man nach Ablauf eines Hochwassers zwischen Kies- und Sandfeldern oft ein verschlungenes Gewirre von Wasserläufen, das vom

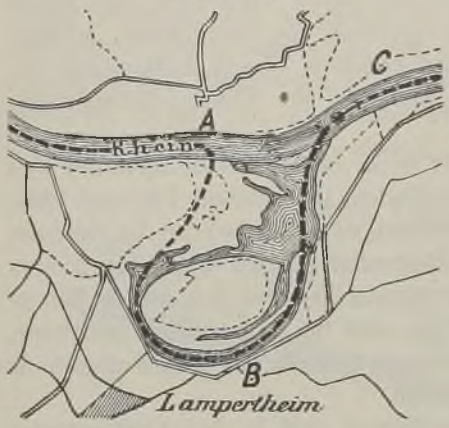
Abb. 2. Rheinstrecke in der Nähe der Stadt Neuenburg. M. 1 : 80000.

nächsten Hochwasser wieder umgestaltet wurde. Ein derartiger Zustand hat sich am Oberrhein bis in das vergangene Jahrhundert erhalten; Abb. 2 macht ihn anschaulich. In den Talsohlen der Flüsse mit schwächerm Gefälle war die Unordnung weniger groß, aber verschiedene, geschlängelte Flußarme mit fortwährend sich ändernden Betten waren auch dort die Regel.

[1]) Über Flussmündungen vgl. die ausführliche und klare Darstellung in Engels »Handbuch des Wasserbaues«, 3. Aufl., Leipzig 1923, S. 349 bis 375.

Diese Änderungen erklären sich hauptsächlich durch die Art und Weise, wie Flußkrümmungen in aufgeschwemmtem Boden durch strömendes Wasser angegriffen werden. Es zeigt sich, daß in der Gegend des Scheitels der Krümmungen das einbuchtende (konkave) Ufer stets abgenagt wird und daß die Flußsohle sich daselbst stetig vertieft, während gleichzeitig am vorspringenden (konvexen) Ufer Versandungen entstehen. Infolge dieses Vorgangs verändert der Fluß seine Lage, und zwar bei großer Wassermenge und starkem Gefälle mitunter in kurzer Zeit. Wenn nun drei benachbarte Krümmungen *A*, *B*, *C* ihre Betten in angegebener Weise mehr und mehr verändern, kommen die Scheitel der Krümmungen *A* und *C* einander näher und näher, schließlich macht sich das Hochwasser Bahn zwischen *A* und *C*, der Fluß hat nun eine neue Lage. Abb. 3 zeigt eine Strecke des Rheins, woselbst eine solche Verlegung stattgefunden hat.

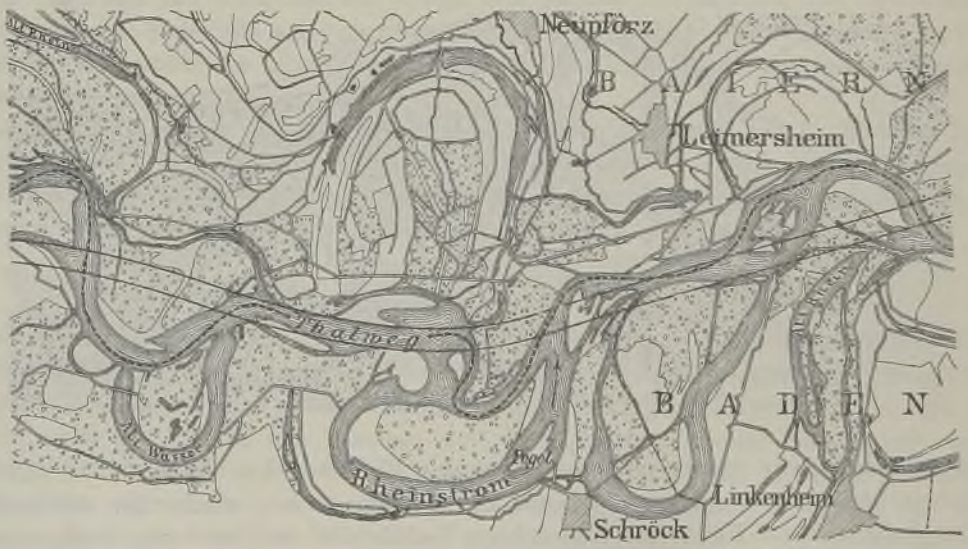
Abb. 3. Rheinstrecke bei Lampertheim. M. 1 : 100000.



Für die Einzelheiten und die Ursachen der besprochenen Erscheinung müssen wir auf das Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, auf MÖLLER, Grundriß des Wasserbaues, II. Bd., S. 134, ENGELS, Handbuch des Wasserbaus. 3. Aufl. Leipzig 1923, S. 318ff und TEUBERT, Binnenschiffahrt II. Band, Leipzig 1918, S. 5ff. verweisen.

Außer den erwähnten kommen in den Talsohlen noch andere und größere Veränderungen vor. Wenn bei steigendem Wasser der Fluß mit Sinkstoffen überladen ist und die

Abb. 4. Rheinstrecke oberhalb Speier. M. 1 : 80000.



Ufer überströmt, vollziehen sich die Auflandungen in der Regel derart, daß die Sinkstoffe sich größtenteils in der Nähe des Flußschlauchs ablagern, während die entferntern Stellen der Talsohle ihre Höhenlage im wesentlichen behalten. Dann verlegt der Fluß seinen Lauf nicht selten von einer Seite des Tales nach der andern. Abb. 4 führt dies vor Augen.

Es bedarf keines ausführlichen Ausweises, daß dieser natürliche Zustand des Oberlaufs und Mittellaufs der Flüsse einer Nutzung des benachbarten Geländes sehr hinderlich ist. Die Angriffe des Hochwassers des Oberrheins waren an manchen Stellen so stark, daß man Ortschaften aufgeben oder verlegen mußte. Es gehört zu den wichtigen Aufgaben des Flußbaues, den Strömen dauernde Betten anzuweisen. Die künstlich geschaffenen Festlegungen des Mittelwasserbetts des Rheins sind in Abb. 2 und 4 durch Linien angedeutet.

§ 9. Die Sinkstoffe.

Sinkstoffe sind feste, teils in dem Wasser schwebende, teils auf der Sohle des Bettes abgelagerte Stoffe, die durch die lebendige Kraft des Wassers Bewegung erhalten und durch seine Schleppkraft weiterbewegt werden; der Größe nach werden sie in Geschiebe, Gerölle, Kies, Sand und Schlick eingeteilt. Geschiebe (in engerm Sinne des Wortes) sind Steintrümmer, aus diesen entsteht durch Glätten der Flächen und Abrundung der Kanten beim Gleiten und Rollen Gerölle; durch weiteres Abschleifen bildet sich Kies, während Sinkstoffe von geringer Größe Sand, und feine erdige Bestandteile Schlick heißen. Im allgemeinen nimmt die Größe der Sinkstoffe von den Quellen nach den Mündungen der Wasserläufe ab, so daß die Gewässer im Gebirge hauptsächlich Geschiebe und Gerölle, im Hügelland Kies und im Flachland Sand und Schlick führen.

Die Entstehung der Sinkstoffe findet sowohl infolge der durch die Wirkung der atmosphärischen Niederschläge und des Frostes, sowie durch chemische Zersetzung vor sich gehenden Verwitterung und Zertrümmerung des Gesteins, als auch besonders infolge der Wirkung des fließenden Wassers statt, wobei durch Uferabbrüche, Sohlenvertiefungen und Bodenabwaschungen den Wasserläufen Sinkstoffe zugeführt werden.

Aus dem Umstand, daß der Ausdruck für die lebendige Kraft des Wassers $\frac{M \cdot v^2}{2}$ die Masse M in der ersten, die Geschwindigkeit v aber in der zweiten Potenz enthält, geht hervor, daß das Beginnen der Bewegung der Sinkstoffe wesentlich von der Geschwindigkeit des Wassers abhängt. Kies bis zur Erbsengröße bewegt sich z. B. bei einer Geschwindigkeit von 0,75 m, während Steine bis zu 1 kg Gewicht bei 1,59 m Geschwindigkeit in Bewegung kommen [1]).

Die Art der Fortbewegung der Sinkstoffe hängt hauptsächlich von deren Größe ab; die feinsten Sinkstoffe werden im Wasser schwimmend und annähernd mit dessen Geschwindigkeit fortgeführt, während dies bei dem Sande nur bei größerer Wassergeschwindigkeit der Fall ist. Wenn Geschwindigkeit und Schleppkraft nachlassen, so sinkt der Sand auf die Sohle nieder, wo er entweder noch eine rollende und gleitende Bewegung annimmt oder liegen bleibt. Diese Ablagerung des Sandes erfolgt hauptsächlich an vorspringenden Ufern oder in der Mitte des Bettes, wenn sich dieses sehr erweitert. Im ersten Falle bilden sich Uferbänke, im zweiten Mittelfelder, die bei fallendem Wasser über dieses hervortreten.

Die Menge der Sinkstoffe eines Wasserlaufs ist veränderlich, weil sie von den Wasserständen, Uferabbrüchen und baulichen Anlagen beeinflußt wird, jedoch sehr beträchtlich. So werden beispielsweise nach Untersuchungen im Mississippi jährlich 180 Millionen Kubikmeter Sinkstoffe dem mexikanischen Golf zugeführt.

§ 10. Eisstand und Eisgang.

Eisstand ist der Zustand der Wasserläufe, in welchem sie eine Eisdecke tragen, deren Aufbrechen und Fortbewegen Eisgang genannt wird. Während die Eisdecke

[1]) »Die Bewegung der Geschiebe des Oberrheins« in der Deutschen Bauz. 1883, S. 332.

stehender Gewässer eine regelmäßige und ebene Oberfläche zeigt, besteht sie in Wasserläufen aus unregelmäßig neben- und übereinander geschobenen Eismassen, weil hier die Eisbildungen unter dem Einfluß der Strömung erfolgen.

In fließenden Gewässern entsteht festes, sog. Saumeis zuerst an den Wandungen des Bettes am Wasserspiegel, weil sich die Eiskristalle an rauhen, festen Körpern, wie Ufern, Brückenpfeilern u. dgl. schneller bilden, als in dem Wasser selbst. Wird dieses Saumeis durch Strömung, Wind und Wasserstandswechsel abgebrochen und schwimmend fortgeführt, so nennt man es Treibeis. Sinkt alsdann die Lufttemperatur auf einige Grad unter Null, so bildet sich auf der Sohle der fließenden Gewässer zeitweise Grundeis, das zur Wasseroberfläche aufsteigt. Dieses dann in kleinern und größern schwammigen Massen abwärts treibende Grundeis verdichtet sich unter dem Einfluß der kalten Luft und vereinigt sich bei gegenseitiger Berührung, sowie beim Zusammentreffen mit Treibeis zu Eisschollen. Stoßen diese auf Hindernisse, so unterbrechen sie, namentlich an den Uferrändern und über Untiefen, ihre Bewegung und bilden, durch den Frost zusammenfrierend, nach und nach eine geschlossene Eisdecke mit sehr unregelmäßiger Oberfläche.

Wenn unter dieser Eisdecke Eisschollen sich anhäufen, so entsteht eine Eisversetzung, aus der sich bei weiterer Zuführung von Eismassen eine den Wasserabfluß beeinträchtigende Eisstopfung bilden kann. Die häufigsten und gefährlichsten Eisversetzungen und Eisstopfungen treten beim eigentlichen Eisgang auf, weil dann die vorhandenen hohen Wasserstände eine schnellere Zuführung und Vermehrung der Eismassen bewirken.

Der Eisgang wird somit besonders durch höhere Wasserstände veranlaßt, die gewöhnlich im Frühjahr bei dem Schmelzen des Schnees, manchmal aber auch schon während des Winters bei dem Umschlag der Witterung und bei anhaltenden Regengüssen eintreten. Im Gegensatz zu dem Eisstand, der zunächst in den Mündungen der Flüsse aufzutreten pflegt, wenn diese die geringern Wassergeschwindigkeiten aufweisen, und von dort nach den Quellen vorrückt, schreitet der Eisgang im allgemeinen in umgekehrter Richtung vor, weil der Wasserstand sich in den obern Strecken der Wasserläufe mit ihrem größern Gefälle und steilerm Ufergelände am raschesten erhöht, die Eisdecke hebt, von den Ufern ablöst und in einzelne Schollen zerfallen läßt. Durch Regulieren der Flüsse und planmäßige Eisbrecharbeiten werden die Gefahren des Eisgangs einigermaßen vermindert[1])

§ 11. Lage- und Höhenplan. Querschnitt.

a) Der Lageplan.

Der Lageplan eines Wasserlaufs gibt den Grundriß des betreffenden Flusses und seiner Umgebung in solcher Ausdehnung, daß sich die örtlichen Verhältnisse, soweit dies für die wasserbaulichen Anlagen erforderlich ist, daraus erkennen lassen. Bei den Lageplänen, die gewöhnlich Karten genannt werden, unterscheidet man Übersichts-, Strecken- und Einzelkarten. Die Übersichtskarten umfassen das ganze der Überschwemmung ausgesetzte Niederungsgebiet der betreffenden Wasserläufe und werden je nach dessen Größe im Maßstab 1 : 10000 bis 1 : 100000 hergestellt.

In den im Maßstab 1 : 2500 bis 1 : 5000 zu zeichnenden Streckenkarten sind mehr oder weniger große Teile des Überschwemmungsgebiets mit allen darin gelegenen Gebäuden, Wegen und Straßen, Deichen und Dämmen, Gräben und Bächen, Schleusen

[1]) Görz und Buchheister, Das Eisbrechwesen im Deutschen Reiche, Berlin 1900.

und Stauwerken, Pegeln, Brücken, Buhnen und Parallelwerken, Kaimauern u. dgl. sowie mit allen Inseln und den zeitweise über dem Wasser hervorragenden Sinkstoffbänken und Felsen dargestellt. Der Talweg ist durch punktierte Linien anzugeben. Er ist die Linie, die die Punkte der größten Wassertiefe in aufeinanderfolgenden Querschnitten im Grundriß verbindet. Ein natürlicher Stromlauf zeigt infolge der in § 7 und 8 dargelegten Wirkungen der Stromkraft und der im durch sie veränderten Querschnitt wirkenden Fliehkraft des Wassers schlangenförmige Windungen und Querschnitte von wechselnder Form und Größe. Die größten Tiefen finden sich in den Gruben oder Kolken vor dem einbuchtenden Ufer, die Kleinsten auf den Übergängen oder Furten (Schwellen). Unterhalb des Scheitels der Uferkrümmung ist der Krümmungshalbmessers des Talwegs, der sich meistens mit dem Stromstrich deckt, am kleinsten, er liegt dem Kolk nächsten. Das Wasser, das hier am tiefsten ist, wird am flachsten im Wendepunkt des Talwegs, also in der Strommitte hier; auf den Übergängen sind die Geschwindigkeiten größer als in den Gruben.

Abb. 5. Günstige Furt.

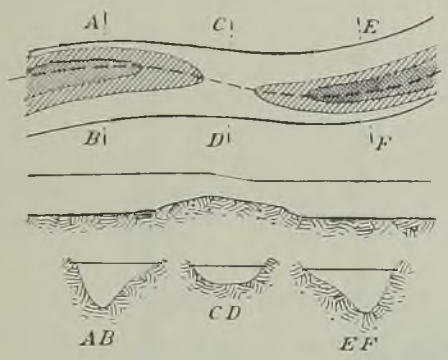
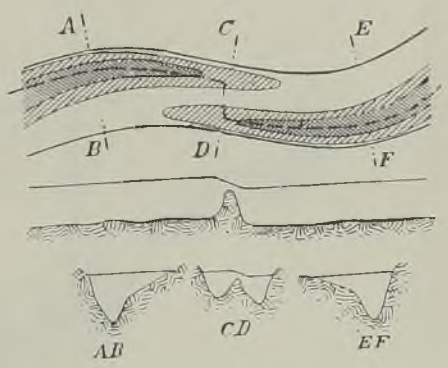


Abb. 6. Ungünstige Furt.



Die Abb. 5 u. 6, aus TEUBERT, »Binnenschiffahrt«, II. Band zeigen eine günstige und eine ungünstige Furt, wie sie sich aus der verschiedenen Bildung der Übergänge ergeben. Sie sind für die Schiffahrtstraße von Bedeutung. Die dunkelsten Stellen bezeichnen die größten Tiefen; die gestrichelten Linien den Talweg. Die Querschnitte *C—D* zeigen, wieviel günstiger die Schwellenbildung für die Schiffahrt in Abb. 5 ist.

Infolge der wechselnden Tiefen in den Stromwindungen ist auch das Gefälle des Talwegs am kleinsten in den Gruben und am größten auf den Übergängen.

Die bei Aufstellung von Entwürfen für wasserbauliche Anlagen erforderlichen Einzelkarten sind entweder nach den Streckenkarten oder durch besondere Aufnahmen im Maßstab 1 : 500 bis 1 : 1000 anzufertigen, und die zur Bestimmung der Abmessungen der Bauwerke erforderlichen Wassertiefen sind entweder durch eingezeichnete Querprofile oder unter Beifügung der auf Niedrigwasser bezogenen Tiefenzahlen darzustellen. Die Karten werden so gezeichnet, daß ein die Richtung der Strömung andeutender Pfeil von links nach rechts weist.

b) Die Höhenpläne.

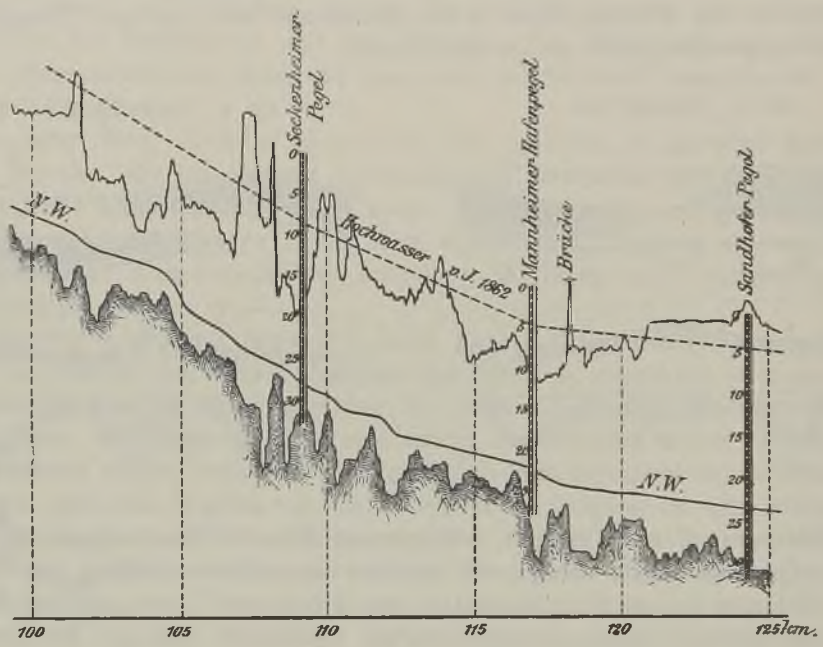
Die Höhenpläne geben die Abwicklung der das Flußbett in der Längenrichtung senkrecht durchschneidenden Ebenen uud enthalten sowohl die Ufer-, Wasserspiegel- und Sohlenlinien des Bettes, als auch die Nullpunkte der Pegel, sowie die durch Nivellement festzustellende Höhenlage aller den Wasserlauf beeinflussenden Gegenstände, wie Wehrrücken, Schleusen, Brücken, Kaimauern, Deichkronen u. dgl. Dabei ist die Quelle

links-, die Mündung rechtsliegend anzunehmen, so daß im Höhenplan das linke Ufer zur Darstellung gelangt; soll auch das rechte angegeben werden, so ist dies durch Farbenton von dem linken zu unterscheiden.

Die Höhenpläne werden in Deutschland auf Normal-Null (N.N.), d. h. auf einen in der Berliner Sternwarte befindlichen Festpunkt, bezogen. Als Längenmaßstab ist derjenige der zugehörigen Übersichts- und Streckenkarten, der Höhenmaßstab jedoch 10 bis 30mal größer anzunehmen.

Ein Beispiel der Hauptlinien eines Höhenplans bringt Abb. 7. Dieselbe betrifft den Neckar und den Rhein in der Umgegend von Mannheim. Die gezeichnete Reihenfolge der Zahlen an den Pegeln ist nicht mehr üblich.

Abb. 7. Hauptlinien eines Höhenplans. Längen 1 km = 4 mm. Höhen 1 : 250.



c) Die Querschnitte.

Die Querschnitte sind oben von der Wasserspiegellinie, im übrigen von den unregelmäßigen Linien des Flußbetts begrenzt, und auf Grund von Breiten- und Tiefenmessungen so darstellen, daß das linke Ufer links, das rechte dagegen rechts erscheint.

Der Abstand der Querschnitte voneinander ist nicht regelmäßig, sondern richtet sich nach der Beschaffenheit des Wasserlaufs; deshalb in geraden Strecken größer als in Krümmungen. Namentlich an den tiefsten und seichtesten, sowie an den breitesten und engsten Stellen sind Querschnitte aufzunehmen. Die Messungen werden entweder bei niedrigen oder mittlern Wasserständen vorgenommen; doch sind sämtliche zusammengehörigen Querschnitte auf einen bestimmten Wasserstand zu beziehen und bei denen, die zum Einzeichnen von Bauwerken dienen sollen, die Längen im Maßstab 1 : 500 bis 1 : 1000, die Tiefen im Maßstab 1 : 50 bis 1 : 100 einzutragen.

Die Breite des Wasserlaufs in einem Querschnitt wird mit der Peilleine oder mit Hilfe von Baken und Winkelmeßinstrumenten, die Wassertiefen gewöhnlich alle 5 m von einem Kahn aus mit der Peilstange oder dem Peillot gemessen. Die Peilleine, entweder ein 1 bis $1\frac{1}{2}$ cm dickes Hanf- oder ein 4 bis 6 mm dickes Drahtseil, wird in

Entfernungen von je 5 m mit Tuch- oder Lederstreifen, oder auch mit Draht umwickelt und von einem Ufer nach dem andern so gespannt, daß sie über dem Wasserspiegel schwebt. Kann die Peillinie wegen zu großer Flußbreite oder der Schiffahrt wegen nicht verwendet werden, so bezeichnet man die Messungspunkte durch in der Richtung des aufzunehmenden Querschnitts verankerte Tonnen oder Baken und bestimmt ihre Lage durch Einpeilen vom Ufer aus, oder man ermittelt den Ort, wo der zum Peilen benutzte Kahn im Augenblick einer jeden Messung sich befindet, durch zwei Winkelmeßinstrumente gleichzeitig von zwei verschiedenen Punkten des Ufers aus.

Abb. 8. Peilstange.

Tiefenmessungen bis zu 6 m Wassertiefe werden mit der Peilstange (Abb. 8)[1]), einer runden, mit Zehntelmeter-Einteilung versehenen hölzernen Stange, an deren unterm Ende sich gewöhnlich eine, das Eindringen in den Boden verhindernde Scheibe befindet, vorgenommen; die Ablesungen werden in der Regel auf 5 cm abgerundet. Für Messungen in größern Tiefen verwendet man das Peillot, das aus einem eisernen Zylinder und der daran befestigten, durch Lederstreifen eingeteilten Lotleine besteht.

Da man mit der Peilstange und dem Peillot, besonders bei starker Strömung, keine genauen Angaben der Tiefen erhält, so werden auch selbsttätige Peilapparate verwendet, bei denen die Hebungen und Senkungen, denen ein über die Flußsohle hingleitender Körper unterliegt, durch ein Gestänge derartig übertragen werden, daß die Ablesung der Wassertiefen an einer Skala möglich ist, oder daß die Auftragung der Sohlenlinie auf Papier selbständig erfolgt.

§ 12. Messung der Wasserstände.

Die Beobachtung des Wasserstands erfolgt gewöhnlich täglich um 12 Uhr mittags, bei schnell sich ändernden, durch Eisgänge oder Gewitterregen erzeugten Wasserständen jedoch mehrmals binnen 24 Stunden, an Pegeln, deren Höhenlage durch in der Nähe befindliche Festpunkte festzulegen ist. Die Ergebnisse dieser Beobachtungen werden in Pegellisten zusammengestellt. Zur Vermeidung von Irrtümern, d. h. damit an den Pegeln nur positive Werte abzulesen sind, muß der Nullpunkt des Pegels unten und unter dem niedrigsten bekannten Wasserstande liegen.

Die Pegel, die an einer gegen Strömung, Eis und Schmutz möglichst geschützten Fläche der Ufermauern, Brückenpfeiler u. dgl. anzubringen sind, werden gewöhnlich senkrecht aufgestellt, wenn nicht geböschte Ufermauern eine schräge Aufstellung und demgemäß eine Teilung des Pegels in verzerrtem, dem Böschungsverhältnis entsprechenden Maßstab verlangen. Ihrer Anordnung nach unterscheidet man einfache und selbsttätige Pegel; ihrer Wichtigkeit nach Hauptpegel, Nebenpegel, und Hilfspegel; nach der Zuverlässigkeit der angezeigten Wasserstände freie und beeinflußte Pegel. Unter den selbstschreibenden Pegeln sind auch durch Druckluft oder elektrisch betriebene Fernpegel im Gebrauch. An manchen Pegelhäuschen wird der augenblickliche Wasserstand auf einem großen Zifferblatt weithin kenntlich gemacht.

---

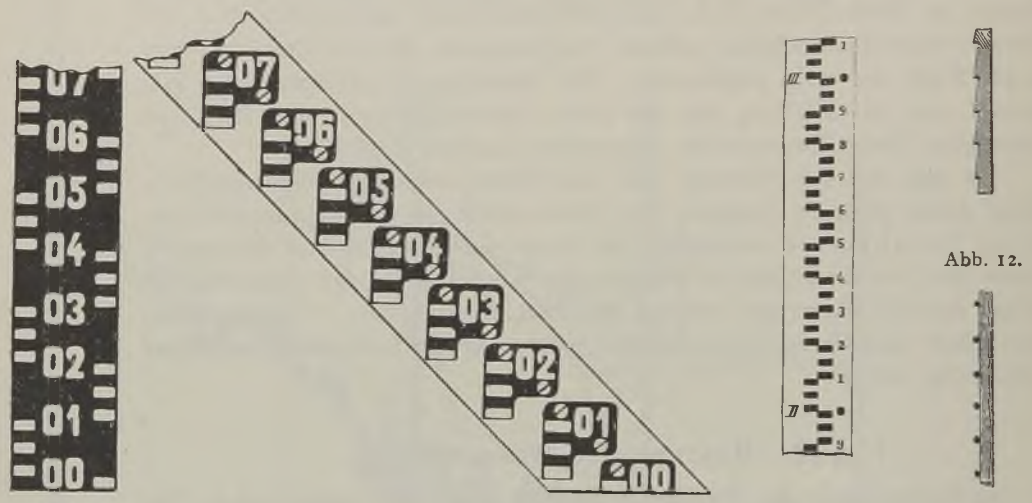
[1]) Die Abb. 8 bis 12, 14 und 16 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 5. Aufl., Bd. III dem von Geheimen Oberbaurat R. Jasmund verfaßten und bei der Bearbeitung des vorliegenden Abschnitts benutzten Kap. II entnommen.

a) Der einfache Pegel.

Der einfache Pegel besteht aus einer hölzernen oder eisernen, in Zentimeter oder Doppelzentimeter eingeteilten Latte, wobei die Bezeichnung vom Nullpunkt an aufwärts steigt, so daß bei einem höhern Wasserstand eine größere Zahl von Zentimetern abgelesen wird, als bei einem niedrigen. Die Zehntelmeter werden durch eine beigesetzte Zahl (Abb. 10) kenntlich gemacht, und die Einteilung der verschiedenen Meter erfolgt manchmal abwechselnd rechts und links (Abb. 9). In Preußen bezeichnet man die Zentimeter durch arabische, die Meter durch römische Ziffern. Die einzelnen

Abb. 9 bis 12. Einfache Pegel.

Abb. 9. Abb. 10. Abb. 11. Abb. 12.



Teilstriche werden entweder mit Farbe oder besser erhöht vortretend (Abb. 11 u. 12) darstellt. Neuere Pegelausführungen stammen von SEIBT-FUESZ (Porzellan in gußeisernen Platten mit Ausschnitten) und EPPER-OTT (gewalztes Blech mit Durchlochungen und Auszackungen). Für nicht unmittelbar ablesbare Grundwassertiefen empfiehlt sich der SEIBT-FUESZsche Grundwasserpegel oder der von SENTNER in München (nach MAYR-ALBRECHT).

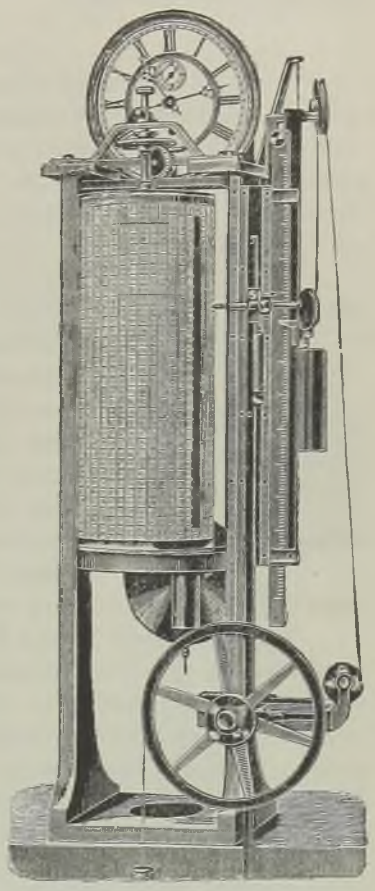
b) Selbsttätige Pegel mit Schwimmer.

Selbsttätige Pegel, die sich über einem Brunnenschacht befinden, der durch einen Kanal mit dem Wasserlauf in Verbindung steht, ermöglichen ein bequemes Ablesen des Wasserstands und die selbsttätige Aufzeichnung der Wasserstandskurve. Der aus einem eisernen oder kupfernen Hohlzylinder bestehende Schwimmer trägt entweder eine senkrecht geführte Stange, die durch einen oben angebrachten Zeiger den Wasserstand an einer Skala bezeichnet, oder er ist mit einer leichten Kette verbunden, die die Hebung und Senkung des Wasserstands auf eine Walze oder ein Räderwerk überträgt, so daß sich auf diese Weise die Ablesung am Zifferblatt der Pegeluhr[1]) vornehmen, auch durch einen Zeichenstift auf einer mit Papier umwickelten, durch eine Uhr gedrehten Trommel die Wasserstandskurve darstellen läßt. Bei dem in Abb. 13 dargestellten selbstschreibenden Pegel hängt der Schwimmer an einer am andern Ende ein

[1]) Vgl. BERG, »Selbstregistrierende Pegeluhr an dem Haupt-Weser-Pegel zu Bremen« in der Zeitschr. f. Bauw. 1870, S. 314ff.

Gegengewicht tragenden Kette, die über eine Scheibe geht, die sich beim Steigen und Sinken des Schwimmers bewegt. Durch Zahnräder wird diese Bewegung auf eine Zahnstange übertragen, die mit einem den Schreibstift tragenden Arm verbunden ist. Selbstschreibende Pegel sind für verschiedene Zwecke von R. FUESZ in Steglitz bei Berlin ausgebildet worden und zwar als Schwimmerpegel, Rollbandpegel und Druckluftpegel. Elektrische Fernschreibepegel von SEIBT-FUESZ und SIEDECK-SCHÄFFLER. (Genaue Beschreibung aller dieser Pegel in ENGELS a. a. O., I. Band, S. 244 bis 255.)

Abb. 13. Selbstregistrierender Pegel von Ott.



Die vorhandenen Pegelbeobachtungen geben nicht immer Aufschlüsse über die höchsten Hochwasserstände, sie sind aber mitunter am Gebäuden usw. markiert.

§ 13. Messung des Wasserspiegelgefälles.

Der Wasserspiegel zeigt sich im Höhenplan in einer Linie, die gegen den Horizont geneigt ist und das Gefälle darstellt; sie ist im allgemeinen zwischen zwei Hauptpegeln keine Gerade, sondern ändert sich nach Wasserführung, Bettform und -größe. Das Spiegelgefälle ist wichtig als Ausdruck der bewegenden Kraft des fließenden Wassers; es ist auch im Querschnitt keine Gerade, sondern muß an jedem Ufer, bei breiten Flüssen auch noch in der Strommitte gemessen werden. Zu der Messung, die beim Beharrungszustand bei Windstille erfolgen soll, werden an beiden Ufern Pfähle in Abständen von 200 bis 500 m eingeschlagen, an denen entweder Pegellatten befestigt sind, oder von deren festgelegten Kopfpunkt aus das Stichmaß bis zum Wasserspiegel — an allen Pfählen gleichzeitig — genommen wird. Die in der Strommitte schwimmende Nivellierlatte ist auf einem, in der Regel aus zwei an den Enden gut zugespitzten Hohlzylindern bestehenden Meßfloß befestigt, auf dem ein Beobachter aufgestellt wird. Zur Ausschaltung der durch großes Gefälle und lebhafte Strömung verursachten unruhigen Bewegungen des Wasserspiegels kann ein Wasserstandsmesser von R. und A. ROST in Wien benutzt werden (vgl. ENGELS a. a. O., S. 256).

§ 14. Messung der Geschwindigkeit.

Die Geschwindigkeit, mit der das Wasser in Wasserläufen dahinfließt, wird mit Hilfe verschiedenartiger Geschwindigkeitsmesser ermittelt, die teils das Messen der durchschnittlichen Geschwindigkeit einer Strecke, teils, was wichtiger, die Ermittlung der in beliebigen Punkten eines Querschnitts vorhandenen Geschwindigkeiten ermöglichen. Die erstere Messung wird mit Schwimmern, die letztere mit Messungsröhren, hydrometrischen Flügeln und statischen Strommessern, bei denen der auf Flächen wirkende Wasserdruck gemessen wird, vorgenommen. Die Ergebnisse dieser Geschwindigkeitsmessungen, die jedoch in Querschnitten möglichst gerader, d. h. solcher Flußstrecken vorzunehmen sind, in denen das Bett eine annähernd regelmäßige Gestaltung besitzt, dienen hauptsächlich zur Berechnung der Wassermenge der fließenden Gewässer.

a) Schwimmer.

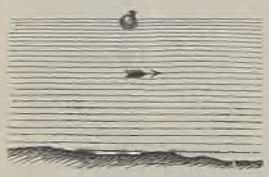
Die Schwimmer sind meistens Oberflächenschwimmer. Beträgt die Entfernung zweier Querschnitte eines Flusses voneinander l Meter und die zum Durchschwimmen dieser Strecke erforderliche Zeit t Sekunden, so ist die durchschnittliche Geschwindigkeit in Metern:

$$v = \frac{l}{t} - k, \tag{2}$$

wobei k die zu überwindenden, durch unregelmäßige Wasserbewegung und durch die Luft hervorgerufenen Widerstände, die jedoch meistens vernachlässigt werden, bezeichnet. Dieser Störungen wegen und weil die Länge des durchlaufenen Weges nicht genau zu ermitteln ist, da der Schwimmer sich nicht geradlinig, sondern der größten Strömung folgend fortbewegt, werden bei größern fließenden Gewässern die Messungen mit Schwimmern nur zur überschläglichen Ermittlung der Wassermenge ausgeführt.

Oberflächenschwimmer können durch jeden Gegenstand, der spezifisch leichter als Wasser ist, dargestellt werden; sie müssen möglichst leicht sein, um den durch die Voreilung entstehenden Fehler klein zu halten, möglichst wenig Luftwiderstand erzeugen und gut sichtbar sein. Man verwendet Rundholzscheiben von etwa 10 cm Durchmesser und 2 cm Dicke oder ganz kurze Stabschwimmer, etwa 50 cm lang, unten mit einem 40 gr schweren Gewicht versehen und oben weiß oder schwarz gemalt, oder Schwimmkugeln (Abb. 14), d. h. blecherne Kugeln von 10 bis 30 cm Durchmesser, die mit einem Halse versehen und so weit mit Wasser gefüllt sind, daß sie beim Schwimmen nur wenig über den Wasserspiegel emporragen.

Abb. 14. Schwimmkugel.



Bei Bächen und kleinen Flüssen muß man sich unter Umständen auf Geschwindigkeitmessungen mit Oberflächenschwimmern beschränken. Beispielsweise sind im Flußgebiet der Weser zahlreiche derartige Messungen angestellt worden. Hierbei wurden gerade und regelmäßig gestaltete, etwa 20 m lange Strecken gewählt, nachdem das grobe Geschiebe und sonstige Unregelmäßigkeiten des Bettes beseitigt waren. Die Messungen wurden bei möglichst windstillem Wetter vorgenommen. Bei jeder Messung wurde eine größere Anzahl von Schwimmern beobachtet und die kürzeste Schwimmdauer wurde zur Ermittlung der größten Oberflächengeschwindigkeit benutzt. Die Berechnung der mittlern Geschwindigkeit erfolgte nach der Formel von BAZIN

$$u = \frac{w_0}{1 + 14\sqrt{a + b : R}}, \tag{3}$$

worin w_0 die größte Oberflächengeschwindigkeit, R die hydraulische Tiefe, a und b Beiwerte bedeuten, deren Größe von der Rauhigkeit des Flußbetts abhängig ist. Wegen vorhandener Geschiebe setzte man in diesem Fall $a = 0{,}0004$ und $b = 0{,}0007$.

Abb. 15. Das einfache Log.

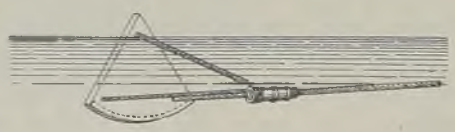


Abb. 16. Stabschwimmer.

Zu den Oberflächenschwimmern gehört auch das einfache Log (Abb. 15), das aus einem dreieckigen oder quadrantförmigen Brettchen von 25 bis 30 cm Seitenlänge besteht, an dessen Ecken kurze Schnüre befestigt sind, die mit einer längern, durch

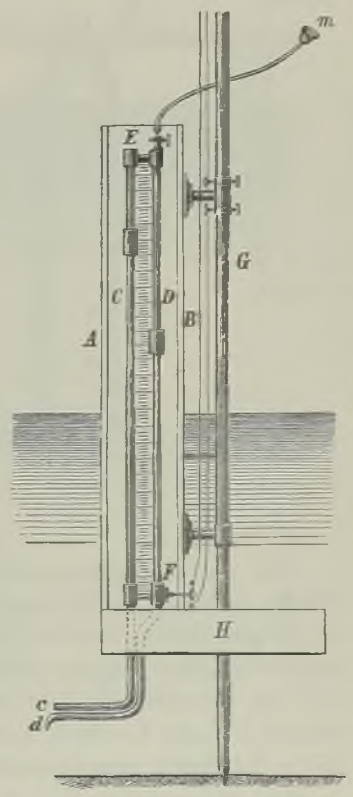
Knoten mit Längeneinteilung versehenen Leine in Verbindung stehen. Aus der Zeit, die das in der gezeichneten Stellung schwimmende Brettchen zur Zurücklegung einer bestimmten Strecke gebraucht, und der Länge der abgewickelten Leine läßt sich die Geschwindigkeit des Wasserlaufs näherungsweise berechnen.

Neben den Oberflächenschwimmern seien auch die Tiefenschwimmer und Stabschwimmer (Abb. 16) erwähnt. Die erstern bewegen sich in einer unter der Oberfläche befindlichen Wasserschicht in einer Tiefe, wo annähernd die mittlere Geschwindigkeit vorhanden ist, während der aus einer zum Teil mit Schrot gefüllten Blechröhre oder nach LEGLER aus Gipslatten bestehende Stabschwimmer bis in die Nähe der Sohle reicht und die Durchschnittsgeschwindigkeit anzeigt.

b) Hydrometrische Röhren.

Zu den Vorrichtungen zum Messen der Geschwindigkeit in beliebigen Punkten und Senkrechten der Wasserläufe, gehört die DARCYsche Röhre (Abb. 17); sie ist eine Verbesserung der ehemaligen PITOTschen Röhre, die in ihrer einfachsten Gestalt aus einem rechtwinklig gebogenen, an beiden Schenkeln offenen Rohre bestand. Wird dieses auf eine beliebige Tiefe derart in das Wasser eingetaucht, daß der wagerechte Rohrschenkel gegen die Strömung gerichtet ist, so steigt das Wasser in dem senkrechten Rohrschenkel so lange, bis die Wasserhöhe k dem Drucke des Wassers das Gleichgewicht zu halten vermag. Aus der gemessenen Höhe k läßt sich dann die Wassergeschwindigkeit v berechnen.

Abb. 17. Darcysche Röhre.



Die Beziehungen zwischen v und der theoretischen Geschwindigkeitshöhe h sind bekanntlich $v = \sqrt{2g \cdot h}$. Wegen des Eintrittswiderstands, der Reibung des Wassers an den Rohrwandungen usw. ist jedoch die beobachtete Geschwindigkeitshöhe k kleiner als h, somit ist

$$v = n\sqrt{2g} \cdot \sqrt{k},$$

woselbst $n > 1{,}0$. Die Zahl n wird für jedes Instrument durch Versuche ermittelt. Näherungsweise ist, da $\sqrt{2g} = 4{,}43$, $v = 5\sqrt{k}$; und man erhält $v = 1{,}0$ m bei $k = 4$ cm.

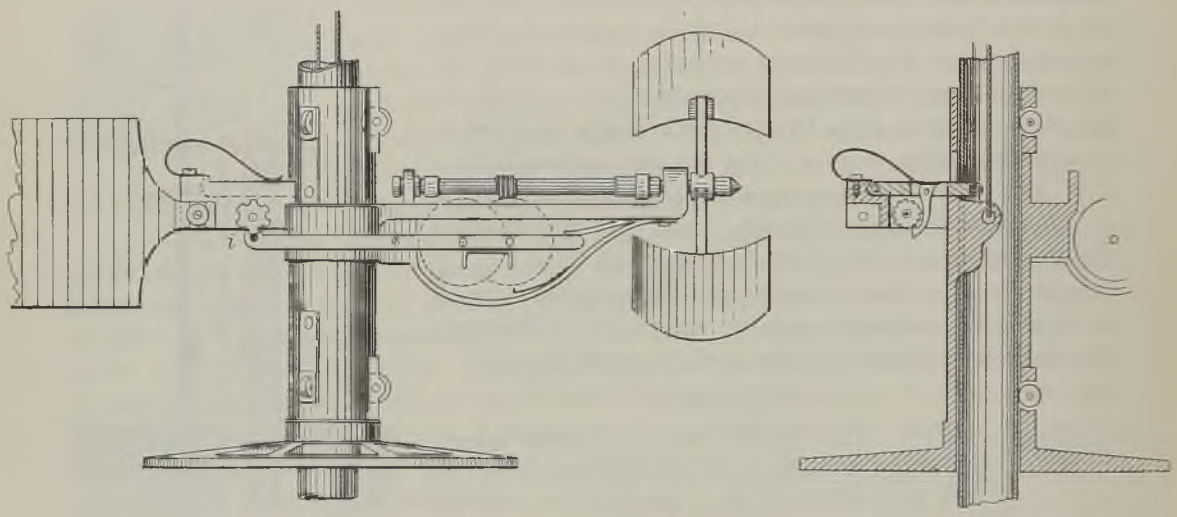
Diese ursprüngliche PITOTsche Röhre, deren Handhabung zwar sehr einfach war, die jedoch infolge der Schwankungen des Wassers in dem senkrechten Rohrschenkel nur ein ungenaues Ablesen des Wasserstands daselbst ermöglichte, wurde verschiedentlich, so von REICHENBACH und besonders von DARCY, verbessert. Aber auch die DARCYsche Röhre, die besonders zur Messung der Geschwindigkeit nahe am Wasserspiegel und überhaupt in künstlichen Gerinnen und natürlichen Wasserläufen mit nicht zu großen Abmessungen geeignet ist, erfuhr nicht unwesentliche Vereinfachungen und Verbesserungen. Zu den hydrometrischen Röhren gehört auch die FRANKsche Röhre, die die Bestimmung der mittlern Geschwindigkeit in einer Senkrechten des Wasserlaufs durch Messung des mittlern hydraulischen Druckes bewirkt.

c) Hydrometrische Flügel [1]).

Zur Vornahme genauerer Geschwindigkeitmessungen dient der einer kleinen Windmühle gleichende Flügel, der von WOLTMANN erfunden wurde (Abb. 18). An einer horizontalen Welle sind vier kleine Flügel befestigt, die durch den Stoß des Wassers bewegt werden. Mittels eines Zählwerks liest man die Zahl der Umdrehungen ab. Eine Leine und eine Feder dienen zum Einrücken und Auslösen des Zählwerks. Der Apparat wird bei den Messungen an einer Stange in die gewünschte Tiefe getaucht. Während man die Zeit an einer Sekundenuhr abliest, wird das Zählwerk durch Anziehen der Leine eingerückt. Nach einiger Zeit löst man das Zählwerk aus, macht den Flügel wasserfrei und liest die Zahl der Flügelumdrehungen ab.

Das Zählwerk besteht aus einer in die Welle geschnittenen Schraube, die in ein Schraubenrad greift; die Achse dieses Rades ist mit einem Getriebe versehen und greift in die Zähne eines zweiten, die Umdrehungen des ersten zählenden, ein.

Abb. 18. WOLTMANNscher Flügel.



Um die Geschwindigkeit des Wassers aus der Schnelligkeit der Umdrehungen des Flügels zu finden, muß man diesen mit verschiedenen Geschwindigkeiten durch stehendes Wasser ziehen, wobei er sich ebenso verhält, als ob er fließendem Wasser von gleicher Geschwindigkeit entgegengehalten würde. Aus den Geschwindigkeiten v der Versuche und der jedesmaligen Umdrehungszahl n läßt sich für jeden Flügel die Beziehung zwischen v und n, somit umgekehrt aus einer beobachteten Umdrehungsgeschwindigkeit n die dieser entsprechende Wassergeschwindigkeit v berechnen.

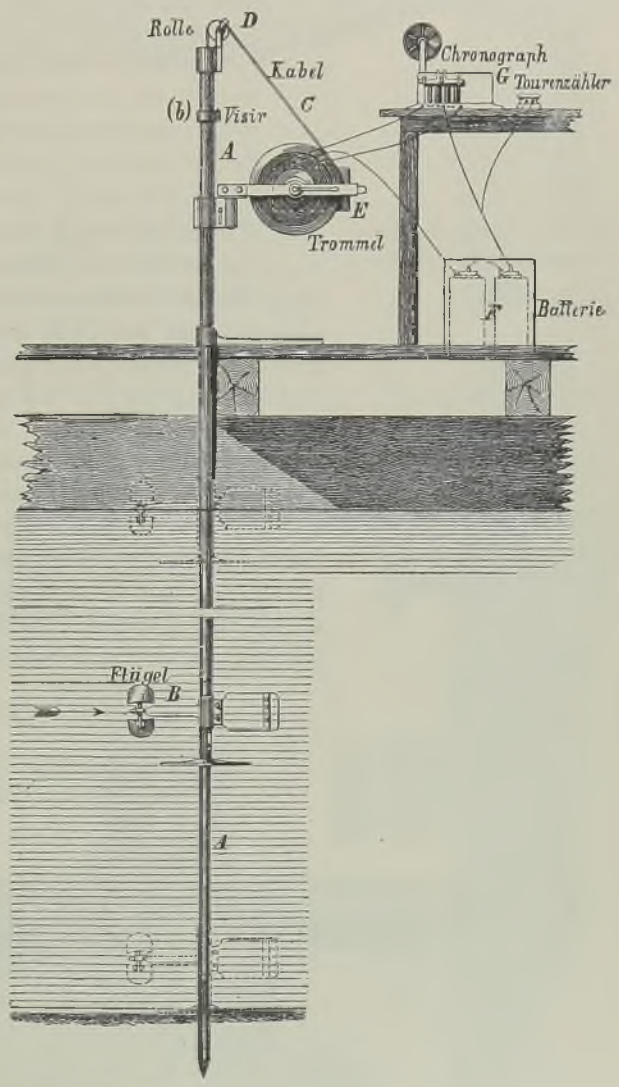
Der WOLTMANNsche Flügel leidet jedoch neben andern Mißständen an dem Übelstand, daß er zum Ablesen der Umdrehungszahl nach jeder Geschwindigkeitsmessung aus dem Wasser gehoben werden muß, wodurch Zeitverlust entsteht und Irrtümer vorkommen können. Diese Mängel wurden durch Flügel beseitigt, bei denen

[1]) Genaue Beschreibung und kritische Beurteilung dieser verschiedenen Messungsröhren und Flügel siehe ENGELS a. a. O., 3. Aufl., Bd. I, S. 265—285.

der elektrische Strom zur Feststellung der Anzahl von Umdrehungen verwendet und die Zählvorrichtung über dem Wasser angebracht ist.

Der wesentliche Vervollkommnungen aufweisende HARLACHERsche Flügel (Abb. 19), der zwei genau nach Schraubenflächen hergestellte Schaufeln besitzt, wird an einem unten in der Flußsohle stehenden und oben an ein Ponton sich anlehnenden Rohr *AA*, in dessen Innern sich das Aufhängeseil *C* befindet, auf- und abwärts bewegt. Das Aufhängeseil läuft über eine am obern Ende des Rohres angebrachte Rolle *D* und von dieser über eine Trommel mit Kurbel, durch deren Drehung der Flügel beliebig gehoben oder gesenkt werden kann. Bei *B* befindet sich die verschiebbare, unten mit einer runden, das Eindringen in den Boden verhindernden Platte versehene Hülse. Das in einer Klemme *E* befestigte Aufhängeseil enthält zwei elektrische Leitungsdrähte, von denen der Strom nach der Zähl- oder Schreibvorrichtung geht. Die Einsenkungstiefe läßt sich an einem mit der Trommel verbundenen Zifferblatt auf Zentimeter genau ablesen. Ein Längsschnitt in dem Rohre *AA* dient in Verbindung mit einem oben angebrachten Visier dazu, den nicht um das Rohr drehbaren Flügel stets senkrecht zu der Ebene des Querprofils einzustellen. Genaue Ergebnisse lassen sich bei den Messungen nur mittels einer solchen Einstellung erzielen. In Flüssen wechselt die Richtung der Wasserfäden beständig und bei Ermittlung der Durchflußmengen kommen die Komponenten ihrer Richtungen in Betracht.

Abb. 19. HARLACHERscher Flügel mit elektrischer Registrierung.



Jede Umdrehung läßt sich elektrisch durch einen Chronographen auf einem gleichmäßig bewegten Papierstreifen darstellen; auch kann ein Tourenzähler, oder ein Glockenapparat in den elektrischen Stromkreis eingeschaltet werden, der nach je *n* Umdrehungen ein Glockenzeichen gibt, so daß das Zählen der Umdrehungen ohne Herausnehmen des Flügels aus dem Wasser geschehen kann. Die Messungen werden besser an einer hängenden als an einer stehenden Stange vorgenommen, weil die notwendigen Flügeleichungen nur an hängender Stange auszuführen und die Messungsergebnisse folglich auch nur für diese genau gültig sind.

Es empfiehlt sich, in jeder Messungssenkrechten eines Querschnittes je 0,15 m unter dem Wasserspiegel und über der Flußsohle, sowie dazwischen in Abständen von 0,30 bis 0,50 m Beobachtungen anzustellen.

Abb. 20. Schichtenplan der Geschwindigkeiten der Donau bei Wien nach HARLACHER.

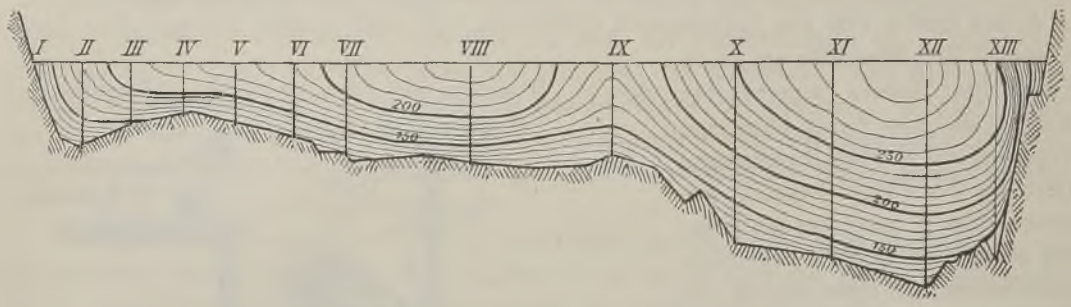
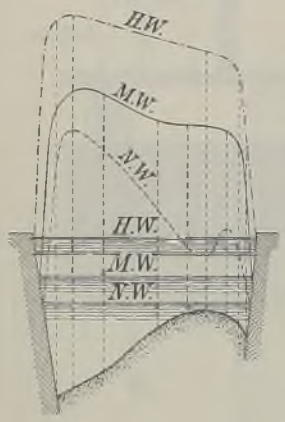


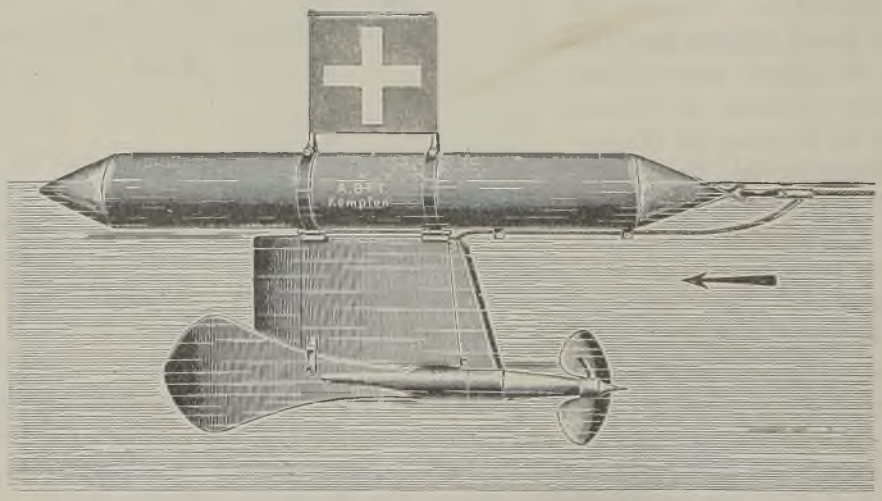
Abb. 21. Kurven der Oberflächengeschwindigkeiten.



Werden die durch Messung in der Mitte senkrechter, 5 bis 20 m breiter Streifen gefundenen Geschwindigkeiten in die Zeichnung des Durchflußquerschnitts an den entsprechenden Punkten vermerkt und mit Hilfe eingeschalteter Zwischenpunkte Linien gleicher Geschwindigkeit eingezeichnet, so entsteht ein Schichtenplan der Geschwindigkeiten (Abb. 20), der das Verhalten der Strömung, insbesondere die Zunahme und Abnahme der Geschwindigkeiten in den Vertikal- und Horizontallinien des Querschnitts anschaulich macht.

Die gemessenen Oberflächengeschwindigkeiten können in einem Querschnitt als Ordinaten aufgetragen und deren Endpunkte miteinander verbunden werden, wie dies in Abb. 21, die die Kurven der Oberflächengeschwindigkeiten des Rheins bei Germersheim für verschiedene Wasserstände zeigt, geschehen

Abb. 22. Schwimmflügel von OTT-KEMPTEN.



ist. Für Messungen großer Oberflächengeschwindigkeiten ist der von OTT-KEMPTEN gebaute Schwimmflügel (Abb. 22)[1]) in der Form des Schleppflügels zu empfehlen; ist

[1]) Aus ENGELS a. a. O., 3. Aufl., I. Bd., S. 280.

dieser aber durch vom Hochwasser mitgeführtes Treibholz u. dgl. gefährdet, das von EPPER entworfene elektrische Schlepplog (Abb. 23)[1]).

d) Geschwindigkeitsformeln.

Die Bewegung des Wassers in Flüssen ist in der Regel eine ungleichförmige. Die Ungleichförmigkeit tritt aber nicht selten so wenig hervor, daß man bei geeigneten Flußstrecken die Regeln für die Bewegung des Wassers in Wasserleitungen anwenden darf und solche Strecken kommen vor.

Dabei kann man als das R der Grundformel $v = c\sqrt{R \cdot J}$ oft die mittlere Wassertiefe t des Flusses einführen, wie aus dem Nachstehenden hervorgeht: Wenn ein Fluß, dessen Wasserquerschnitt als von einer Parabel begrenzt gedacht wird, beispielsweise 200 m Breite und 6,0 m größte Tiefe hat, ist die Querschnittsfläche $F = \frac{2}{3} \cdot 200 \cdot 6 = 800$ qm und die durchschnittliche oder mittlere Wassertiefe $t = \frac{2}{3} \cdot 6{,}0 = 4{,}0$ m. Als benetzten Umfang u erhält man mit $y = 100$ und $x = 6$ aus:

$$\text{Bogenlänge der Parabel} = y\left[1 + \frac{2}{3}\left(\frac{x}{y}\right)^2\right]$$

$2 \times 100{,}25 = 200{,}5$ m. Somit ist $R = \frac{F}{u} = \frac{800}{200{,}5} = 3{,}99$, mit genügender Genauigkeit also $= 4{,}0$ m oder $= t$.

Die oben erwähnten Flußstrecken nennt BAZIN »ziemlich regelmäßig und rein«; er empfiehlt, wie bereits erwähnt ist, für Berechnung der Geschwindigkeitszahlen die Formel:

$$c = \frac{87\sqrt{R}}{\beta + \sqrt{R}} = \frac{87\sqrt{t}}{\beta + \sqrt{t}} \quad \text{mit } \beta = 1{,}30\,.$$

Von andern, in großer Zahl vorliegenden Untersuchungen und Beobachtungen soll hier nur nachstehendes aufgenommen werden[2]).

Die Ergebnisse ausgedehnter, am Mississippi angestellter Geschwindigkeitsmessungen veranlaßten die Ingenieure GANGUILLET und KUTTER in die Formel für c das Gefälle J einzuführen; sie setzen:

$$c = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0{,}00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0{,}00155}{J}\right)\frac{n}{\sqrt{R}}} \qquad (4)$$

und als einen für Kanäle in Erde, Bäche und Flüsse geeigneten Rauhigkeitsgrad n ermittelten sie 0,025.

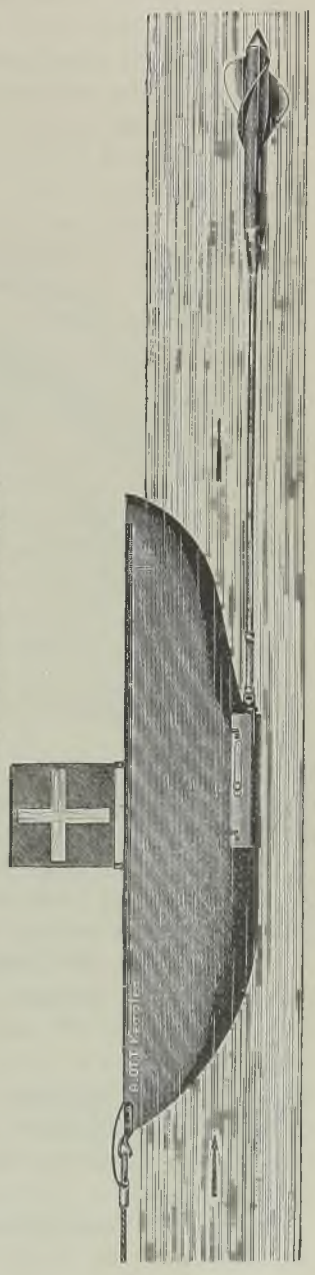


Abb. 23. Elektrisches Schlepplog.

[1]) Aus ENGELS a. a. O., 3. Aufl., I. Bd., S. 280.

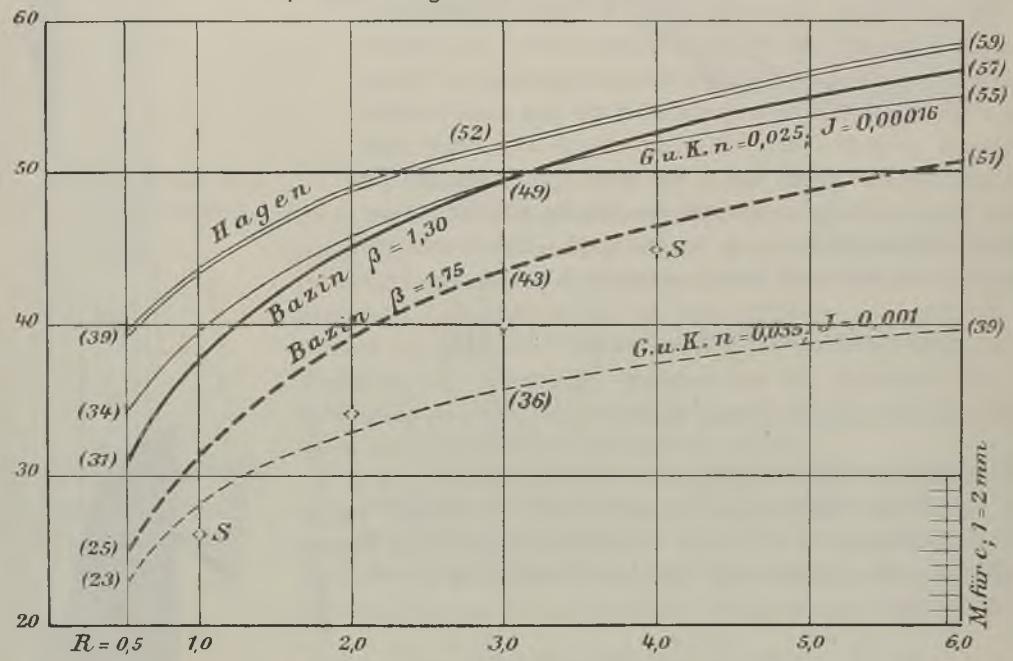
[2]) MÖLLER (»Grundriß des Wasserbaues«, II. Bd., S. 46ff.) beleuchtet die vorliegenden Formeln in sehr beachtenswerter Weise, bringt auch eine übersichtliche Zusammenstellung verschiedener, durch Messung ermittelter hydraulischer Tiefen.

HAGEN hat bei »regelmäßigen, kanalartigen Wasserläufen« auf Berücksichtigung des Gefälles verzichtet; er ermittelte

$$c = 43{,}7 \sqrt[6]{R}. \tag{5}$$

Aus den genannten drei Formeln sind die Geschwindigkeitszahlen c für die hydraulischen Tiefen von 0,5 bis 6,0 berechnet und in Abb. 24 als Ordinaten aufgetragen. Die entsprechenden Kurven sind bezeichnet: für BAZINs Formel mit einer kräftigen, für die Formel GANGUILLET und KUTTER mit einer feinen und für HAGENs Formel mit

Abb. 24. Geschwindigkeitszahlen c für Flüsse und Ströme.



einer Doppellinie. Der Wert $J = 0{,}00016$ ist bei der G.- und K.-Kurve gewählt, weil dies das Durchschnittsgefälle der Flußstrecken ist, für welche BAZIN $\beta = 1{,}30$ ermittelt hat.

Die Lage der genannten drei Kurven ist nicht erheblich verschieden, jede der zugehörigen Formeln kann somit als brauchbar bezeichnet werden. Die Formel von BAZIN dürfte jedoch am meisten Berücksichtigung verdienen.

Anders liegt die Sache, wenn Sohlen und Ufer größere Widerstände hervorrufen. Für Flüsse »mit steinigen und bewachsenen Wandungen« empfiehlt BAZIN $\beta = 1{,}75$, während GANGUILLET und KUTTER für Wasserläufe »mit gröbern Geschieben und Wasserpflanzen« $n = 0{,}035$ setzen. In unserer Abbildung ist die zugehörige BAZINsche Kurve mit einer kräftigen gestrichelten Linie und die einem Gefälle von 0,001 entsprechende G.- und K.-Kurve mit einer feinen gestrichelten Linie gezeichnet. Mit kleinen Sternen sind außerdem die nach SIEDEKs Angaben berechneten Endpunkte für einige c angedeutet [1]).

Die große Verschiedenheit der Ergebnisse der zuletzt genannten Formeln weist darauf hin, daß man eine Regel nur für die Geschwindigkeiten in »kanalartigen« Gewässern aufstellen sollte, und im allgemeinen gilt folgendes:

[1]) Vgl. hierzu SONNE und ESSELBORN, »Elemente des Wasserbaues«, S. 138.

»Die Bildung einer allen Verhältnissen Genüge leistenden Formel ist wegen Mannigfaltigkeit der Umstände nicht möglich.« »Es wird sich in Zukunft nicht darum handeln, Geschwindigkeitsformeln aufzustellen, die für alle Ströme, Bäche, Kanäle und Gerinne gelten sollen, wohl aber solche, die für den zu bearbeitenden Teil eines Flusses zutreffend sind[1][2].«

§ 15. Messung der Wassermengen.

Hier sollen die Durchflußmengen der Flüsse und Ströme besprochen werden, über die Bestimmung der Wassermengen kleiner fließender Gewässer ist im IX. Kapitel das Wesentliche gesagt. Bei großen Gewässern ist zunächst festzustellen, ob der Wasserquerschnitt einheitlich oder zusammengesetzt gestaltet ist. Das letztere ist unter anderm bei Überströmung der Talsohlen infolge hoher Wasserstände der Fall. Man zerlegt dann den Querschnitt in einzelne, getrennt zu untersuchende Teile. ENGELS empfiehlt für die Bestimmung der Abflußmengen bei Hochwasser in erster Linie die Verwendung von Schwimmflügeln und Stabschwimmern, dann die von Schleppflügeln und Schlepplogs und für Niedrigwassermengen Stangenflügel. Stabschwimmer haben den Vorzug großer Zeitersparnis. Im Nachstehenden soll nur von einheitlich gestalteten Querschnitten die Rede sein. Bei den betreffenden Ermittlungen muß ein Beharrungszustand des Gewässers vorhanden sein. Zuerst sind Form und Größe des Wasserquerschnitts zu untersuchen; wenn dann für diesen Querschnitt planmäßig verteilte Geschwindigkeitsmessungen vorliegen, kann man in den Querschnitt einen Schichtenplan der Geschwindigkeiten (Abb. 20, S. 480) eintragen. Ein solcher Plan führt die sekundliche Durchflußmenge als einen ständig sich erneuernden Wasserberg vor Augen und die Berechnung dieser Wassermenge erfolgt ebenso, wie die Erdmassenberechnung bei einem mit Schichtenlinien ausgestatteten Hügel; bei den Flächenermittlungen leistet ein Polarplanimeter gute Dienste. Die so ermittelte Wassermenge setzt den Beharrungszustand des Wasserspiegels voraus, was bei größern Querschnitten nicht zutrifft. HARLACHER hat ein Verfahren angegeben, wie der wahre mittlere Messungswasserstand zu bestimmen ist[3].

Daß man sich unter Umständen auf die Messung der größten Oberflächengeschwindigkeit beschränken darf, ist an anderer Stelle bereits erwähnt.

Falls Geschwindigkeitsmessungen nicht vorliegen, ist außer der Größe eines Wasserquerschnitts das zugehörige Gefälle des Wasserspiegels festzustellen, um wenigstens eine Berechnung der Durchflußmenge Q vorzunehmen. Bei einer mittlern Wassertiefe jenes Querschnitts $= t$ und einer Breite des Wasserspiegels $= b$ ist $F = b \cdot t$, somit

$$v = \frac{Q}{F} = \frac{Q}{b \cdot t} \quad \text{und} \quad v^2 = \frac{Q^2}{b^2 \cdot t^2}. \tag{6}$$

Die bekannte Grundformel ist $v^2 = c^2 \cdot t \cdot J$ und aus $\frac{Q^2}{b^2 \cdot t^2} = c^2 \cdot t \cdot J$ folgt:

$$Q = c \cdot b \sqrt{t^3 \cdot J}.$$

Wenn das zu untersuchende Gewässer ein »kanalartiges« ist, kann man bei Benutzung dieser Formel die Geschwindigkeitszahlen aus Abb. 24 unmittelbar entnehmen. Die Flußstrecken sind jedoch meistenteils ziemlich unregelmäßig. Wenn dann eine Berechnung der Wassermengen überhaupt zulässig erscheint, liegt das BAZINsche β zwischen 1,30 und 1,75 und man hat zwischen diesen Grenzen ein β unter Berücksichtigung ver-

[1]) TOLKMITT-BUBENDEY, »Grundlagen der Wasserbaukunst«, 2. Aufl., S. 114.

[2]) TEUBERT, »Binnenschiffahrt«, Leipzig 1912, I. Band, S. 22.

[3]) A. R. HARLACHER, »Die Messungen in der Elbe und Donau und die hydrometrischen Apparate und Methoden«. Leipzig 1881.

schiedener Umstände zu wählen, denn die Beschaffenheit der Wandungen des Flußbetts kommt hier nicht allein in Betracht, die wechselnden Größen der Wasserquerschnitte, sodann die Krümmungen und die Gefällsverhältnisse wollen auch berücksichtigt sein[1]).

Nicht selten wird nach den Wassermengen der höchsten Hochwasser gefragt. Alsdann kann man mit Hilfe der obigen Gleichung die Skizze einer Wassermengenkurve zeichnen. Dies ist schon ausführbar, wenn für einen beliebigen Wasserstand die Wasserspiegelbreite und die Wassermenge durch Messung ermittelt sind[2]). Daß ein derartiges Verfahren lückenhaft ist, bedarf eines Nachweises nicht, aber auch auf andern Wegen, z. B. durch Berücksichtigung der beobachteten stärksten Niederschläge, kann man jene Frage nur annähernd beantworten.

B. Stauwerke.

§ 16. Arten der Stauwerke.

Unter einem Stauwerk versteht man ein in einem Wasserlauf errichtetes Bauwerk, das den Wasserabfluß beschränken und hierdurch eine Anstauung des fließenden Wassers bewirken soll; diese hat eine Vergrößerung des Gefälles und der Durchflußgeschwindigkeit zur Folge; ein Teil der gestauten Wassermenge kann dann zum Nutzen der Industrie und Landwirtschaft, sowie der Schiffahrt und Flößerei verwendet werden. In Verbindung mit Werkkanälen finden die Stauwerke zum Betrieb von Mühlen, sowie bei sonstigen gewerblichen Anlagen Verwendung. Der Landwirtschaft dienen die Stauanlagen bei Bewässerung der Ländereien. Für die Schiffahrt sind Stauwerke, die oberhalb die Tiefe des Wasser vergrößern, seine Geschwindigkeit dagegen vermindern, von besonderer Wichtigkeit und werden bei der Abzweigung von Kanälen aus Flüssen, sowie bei der Kanalisierung der letztern gebraucht.

Man unterscheidet drei Hauptarten von Stauwerken: als erste Art sind die bei anderer Gelegenheit bereits besprochenen Staudämme und Talsperren zu nennen. Diese werden vom Wasser nicht überströmt, während die zweite Art, die Wehre, ganz oder teilweise überströmt wird. Die dritte Art, die Schleusen, deren Boden im wesentlichen in der Höhe des anschließenden Wasserlaufs liegt, verbinden durch eine verschließbare Öffnung zwei in verschiedener Höhe liegende Wasserspiegel; wenn jene freigemacht wird, werden die Schleusen durchströmt. Die Besprechung der Schleusen gehört andern Abschnitten dieses Lehrbuchs an, hier handelt es sich hauptsächlich um die Wehre.

Der oberste Teil des Wehrkörpers heißt die Wehrkrone, deren durch die Seitenwände begrenzte Länge die Breite des Wehres angibt. Oberhalb des Wehres liegt das Oberwasser, unterhalb das Unterwasser, während zwischen beiden das Fallwasser sich befindet. Nach der Höhenlage ihrer Krone, nach ihrer Bauart und nach ihrer Lage zur Stromrichtung teilt man die Wehre in verschiedene Arten. Je nachdem die Krone über oder unter dem Unterwasser liegt, unterscheidet man Überfallwehre (vollkommene Wehre) und Grundwehre (mit unvollkommenen Überfall). Ein Streichwehr ist ein Ausschnitt in einer Seitenwandung eines Gerinnes, durch die das überschüssige Wasser zur Entlastung des Gerinnes überfallartig abfließt[3])

---

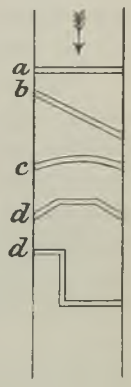
[1]) Engels a. a. O., 3. Aufl., S. 293 bis 312 gibt noch eine Reihe neuerer Formeln, z. B. von Frese, Th. Rehbock, Kinzer und Harlacher an für verschiedene Meßwehre und Überfälle.

[2]) Näheres siehe Sonne und Esselborn, »Elemente des Wasserbaues«, S. 141.

[3]) Über die Lage und Wirkung des Streichwehrs und den Verlauf der Spiegellinie hat Engels Versuche gemacht. »Handbuch des Wasserbaus«, 3. Aufl., S. 505.

In bezug auf die Bauart teilt man die Wehre in feste und bewegliche Wehre ein. Bei den festen Wehren, die nach ihrem Baustoff in hölzerne, massive und halbmassive unterschieden werden, läßt sich die Stauwirkung nicht abändern, während dies bei den beweglichen Wehren möglich ist, weil man deren Stauvorrichtungen teilweise oder ganz beseitigen kann. Von den beweglichen Wehren sind die Schützenwehre, die auch Schleusenwehre genannt und bei denen die Durchflußöffnungen durch Schütztafeln verschlossen werden, die gebräuchlichsten. Diese Öffnungen heißen Freiarchen, wenn sie dem Hochwasser Abfluß gewähren sollen, und Grundablässe, wenn die Schützöffnungen bis zur Sohle des Wasserlaufs hinabreichen. Je nach den Zwecken, denen die Schleusenwehre dienen, führen sie auch die Namen Stauschleusen, Ent- oder Bewässerungsschleusen, sowie Ein- oder Auslaßschleusen.

Abb. 25. Grundriß der Wehre.



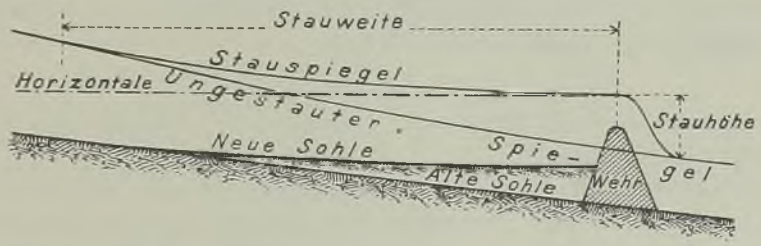
Außer den Schützenwehren gibt es noch verschiedene andere bewegliche Wehre, wie die Dammbalkenwehre, die Nadelwehre, die Klappenwehre, die Trommelwehre, Segment- und Sektorwehre und die Walzenwehre. Dabei werden diejenigen Wehre selbstwirkend genannt, die sich unter der Einwirkung des zunehmenden Wasserdrucks selbsttätig öffnen bzw. auch schließen. Nach ihrer Lage zur Stromrichtung unterscheidet man gerade (Abb. 25a), schräge (Abb. 25b), gekrümmte (Abb. 25c) und gebrochene Wehre (Abb. 21d).

§ 17. Wirkung der Wehre.

Da die Stauwerke eine weitgehende Wirkung auf die Vorflut, d. h. der Eigenschaft eines Wasserlaufs, die in ihn gelangende Wassermenge ungehindert abzuführen, sowie auf die Gestaltung des Flußbetts ausüben, müssen sie derart angelegt, und ihre Durchflußöffnungen nach Größe, Höhenlage und Einrichtung so angeordnet werden, daß nachteilige Einwirkungen möglichst vermieden werden.

Die unmittelbaren Wirkungen der Wehre reichen jedoch nur bis zur Grenze der Stauweite (Abb. 26), d. h. von dem Stauwerk an bis zu demjenigen Punkt oberhalb

Abb. 26. Stauweite und Stauhöhe.



dieser, wo der gestaute Wasserspiegel sich dem ungestauten so genähert hat, daß der Höhenunterschied beider sehr klein ist. Da die durch das Wehr hervorgerufene Anstauung des Wassers den Durchflußquerschnitt oberhalb der Stauanlage vergrößert, was eine geringere mittlere Geschwindigkeit des Wassers und demgemäß ein geringeres Wasserspiegelgefälle als in dem ungestauten Wasserlaufe zur Folge hat, so nimmt nach oben hin die Anstauung, die an dem Wehre gleich dem Höhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasser ist und sich mit den verschiedenen Wasserständen ändert, immer mehr ab. Wegen der Krümmung des Stauspiegels über dem Wehrrücken und der Wellenbewegung im Unterwasser ist jedoch die Stauhöhe als der Höhenunterschied zweier Punkte des Wasserspiegels, die etwas ober- bzw. unterhalb des Wehres liegen, zu messen.

Da die festen Wehre, die zwar in der Anlage und Unterhaltung am einfachsten und billigsten sind, dagegen die Abführung des Eises erschweren und zu Eisversetzungen führen können, das Durchlaßprofil des Wasserlaufs dauernd beschränken, so erstreckt sich ihre Stauwirkung auch auf daß Hochwasser, dessen Abfluß jedoch durch eine Verlängerung des Wehres erleichtert werden kann. Wo diese nicht ausreicht, muß neben dem festen Wehr eine dem Hochwasser Abfluß gewährende Freiarche erbaut werden. Ferner bewirken die festen Wehre durch Ablagerung der mitgeführten Sinkstoffe eine Erhöhung des Flußbetts (s. Abb. 26), somit eine allmähliche Hebung des Wasserspiegels, sowie eine Vergrößerung des Staues, weshalb sie mit Grundablässen zu versehen sind, die bei Hochwasser geöffnet werden und zur Abführung früherer Ablagerungen dienen.

Damit nicht oberhalb der Stauwerke ein andere gewerbliche Stauanlagen, Entwässerungen usw. schädigender Rückstau entsteht, wird die Erlaubnis zur Erbauung von Wehren gewöhnlich an die Bedingung geknüpft, daß eine bestimmte Stauhöhe nicht überschritten wird. Diese zulässige Stauhöhe wird durch die Oberkante eines in dem Oberwasser eingerammten, aber nicht unmittelbar vor dem Stauwerk stehenden Pfahles bezeichnet, der Merkpfahl, Markpfahl oder Eichpfahl genannt und dessen Höhenlage zur Wehrkrone und zu sonstigen Festpunkten durch Messung festgestellt wird.

§ 18. Stauhöhe und Abfluß.

Bei Berechnung der Abmessungen der Durchflußöffnungen eines Stauwerks muß man die vom Flusse bei verschiedenen Wasserständen abgeleiteten Wassermengen kennen und ermitteln, wieviel Wasser durch jede Öffnung abfließt. Diese Berechnungen und die im IX. Kapitel besprochene Ermittlung der Wassermengen kleiner fließender Gewässer beruhen beide auf den Gesetzen des Abflusses des Wassers aus Behältern mit gleichbleibendem Wasserspiegel und es sind hauptsächlich zwei Fälle zu unterscheiden, je nachdem der Abfluß durch eine Mündung oder durch einen Überfall vermittelt wird. In beiden Fällen gilt für Berücksichtigung der Geschwindigkeit des zuströmenden Wassers das hierüber bereits Gesagte.

a) Rechteckige, ganz über dem Unterwasser liegende Mündungen.

Für solche von der Höhe a und der Breite b, deren Mitte in einem Abstand H unter dem Wasserspiegel liegt, kann man die Formel

$$Q = \mu \cdot a \cdot b \sqrt{2g \cdot H} \tag{7}$$

so lange anwenden, wie der Abstand der Oberkante der Öffnung vom Wasserspiegel größer als deren halbe Höhe ist.

Als Ausflußzahl μ pflegt man 0,60 anzunehmen und zwar auch dann, wenn der Ausfluß unter Wasser erfolgt, obwohl hierbei Verringerung jener Zahl auf etwa 0,55 angezeigt wäre. Die Druckhöhe H ist alsdann gleich dem Höhenunterschied zwischen Oberwasser und Unterwasser.

b) Überfallwehre.

In Abb. 27 [1]) ist der Abstand zwischen Oberwasser und Wehrkrone mit h_1 bezeichnet, somit lautet die Grundformel für die Abflußmenge bei langsam zuströmendem Wasser nach Ausweis der Gleichung 4 (S. 481):

$$Q = \tfrac{2}{3}\mu \cdot b \cdot h_1 \sqrt{2g \cdot h_1} = \tfrac{2}{3}\mu \cdot b \cdot h_1^{\frac{3}{2}} \sqrt{2g}. \tag{8}$$

[1]) Die Abb. 27, 28, 33 bis 39, 41 und 43 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl., Bd. III, zw. dem von Baurat G. Tolkmitt verfaßten Kap. III, Abschn. I entnommen.

Hieraus ergibt sich

$$h_1 = \left(\frac{Q}{\frac{2}{3}\mu \cdot b\sqrt{2g}}\right)^{\frac{2}{3}}.$$

Die Höhe der Wehrkrone über dem ungestauten Wasserspiegel ist daher:

$$a = h - h_1 = h - \left[\frac{Q}{\frac{2}{3}\mu \cdot b\sqrt{2g}}\right]^{\frac{2}{3}}. \qquad (9)$$

Als Ausflußzahl μ kann man bei abgerundeter Wehrkrone 0,7 bis 0,8 einführen[1]).

Wenn die Geschwindigkeit v des Oberwassers berücksichtigt sein will, ist die Wassermenge

$$Q = \frac{2}{3}\mu \cdot b\left[(h_1 + h)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}\right]\sqrt{2g}. \qquad (10)$$

Hier bezeichnet $k = \frac{v^2}{2g}$ die Geschwindigkeitshöhe des Oberwassers gemessen in einiger Entfernung oberhalb des Wehres.

Durch Absperren des obersten Teiles eines Überfalls verwandelt er sich in eine Mündung (Abb. 28). Wenn alsdann h_2 kleiner als $\frac{a}{2}$ ist, erhält man aus Formel (8) ein genaues Ergebnis nicht.

Man hat vielmehr die Ausflußmenge aus

$$Q = \frac{2}{3}\mu \cdot b\left(h_1^{\frac{3}{2}} - h_2^{\frac{3}{2}}\right)\sqrt{2g} \qquad (11)$$

zu berechnen.

Abb. 27. Überfallwehr.

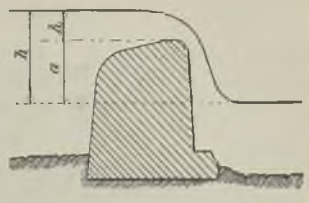


Abb. 28. Hochliegende Mündung.

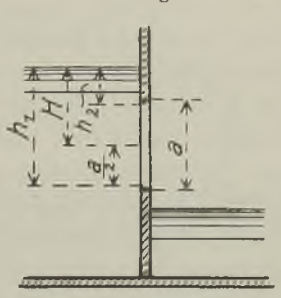
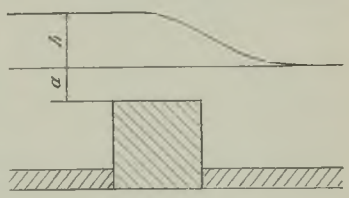


Abb. 29. Grundwehr.



c) Grundwehre.

Da bei den Grundwehren, deren Krone niedriger als das Unterwasser liegt, die Geschwindigkeit des ankommenden Wassers gewöhnlich nicht klein ist, so muß sie in der Regel bei der Berechnung berücksichtigt werden. Denkt man sich die Durchflußöffnung so in zwei Teile zerlegt, daß der eine höher, der andere tiefer als das Unterwasser liegt (Abb. 29), so pflegt man den obern Teil als Überfallwehr und den untern als Mündung unter Wasser zu berechnen. Bezeichnet man die Ausflußzahl für den obern Teil mit μ_1 und diejenige für den untern mit μ_2, so berechnet sich die Wassermenge für den obern Teil mit:

$$Q_1 = \frac{2}{3}\mu_1 \cdot b\sqrt{2g}\left[(h + k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}\right],$$

und für den untern mit:

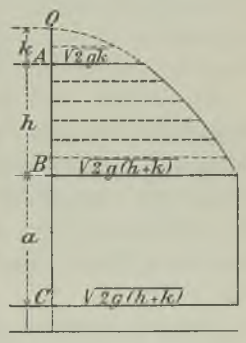
$$Q_2 = \mu_2 \cdot b \cdot a\sqrt{2g(h + k)}.$$

Die ganze Durchflußmenge ist demnach:

$$Q = \frac{2}{3}\mu_1 \cdot b\sqrt{2g}\left[(h + k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}\right] + \mu_2 \cdot b \cdot a\sqrt{2g(h + k)}; \qquad (12)$$

Abb. 30, in der die Geschwindigkeitslinien angedeutet sind, macht die Entstehung dieser Formel anschaulich.

Abb. 30. Durchflußmenge bei Grundwehren.



[1]) Näheres über Ausflußzahlen s. »Taschenb. d. Hütte«. 20. Aufl., Abteilung I, S. 259; ferner REHBOCK, »Betrachtungen über Abfluß-, Stau- und Walzenbildung bei fließenden Gewässern«, Berlin 1917, und ENGELS a. a. O., S. 508; besonders auch »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., II. Band, das von Geh. Oberbaurat TH. REHBOCK bearbeitete II. Kapitel.

d) Schützenwehre und Grundablässe.

Bei diesen gestaltet sich der Ausfluß des Wassers je nach dem Stande des Unterwassers verschieden. Für die Berechnung der Wassermengen geben die oben entwickelten Formen genügende Anhaltspunkte. Bei ziemlich weiten Öffnungen kann man, falls am festen Teile des Wehres kein Vorsprung vorhanden ist, für μ etwa 0,70 annehmen.

Die Ausflußzahlen sind von zahlreichen Umständen abhängig. Außer der über dem Wehre vorhandenen Wassertiefe kommt in Betracht: die Breite des Wehres, die Querschnittsbildung desselben, namentlich der Wehrkrone, aber auch die des Abfallbodens, ferner die Anordnung der seitlichen Begrenzungen u. a. m. Einstweilen bis neue Beobachtungen angestellt sind, muß man sich oft mit dem begnügen, was das »Taschenbuch der Hütte« über die Ausflußzahlen bringt. Bei wichtigen Arbeiten sind die Untersuchungen von BAZIN und von FRESE zu Rate zu ziehen[1]). Erwähnt muß werden, daß BAZIN die übliche Zerlegung des über ein Grundwehr fließenden Wassers in zwei Schichten mit verschiedenen Ausflußzahlen nicht billigt.

Die obige Grundwehrformel wird für verschiedene Zwecke benutzt, insbesondere auch dann, wenn nicht durch Erhöhung der Sohle, sondern durch seitliche Einschränkung eines Gewässers ein Stau verursacht ist. Das ist namentlich bei Brücken, aber auch bei beweglichen Wehren der Fall. Wenn die letztern des Hochwassers wegen vollständig geöffnet werden, bleiben einzelne Pfeiler und die über Hochwasser liegenden Teile übrig. In jedem Fall ist zu untersuchen, ob der durch das Bauwerk hervorgerufene Stau innerhalb zulässiger Grenzen bleibt.

Über die in diesem Fall anzuwendenden Ausflußzahlen ist genaues nicht ermittelt, hauptsächlich deshalb, weil Geschwindigkeitsmessen in großem Maßstab, ähnlich den Messungen, die HARLACHER in der Durchflußöffnung des Sperrschiffs des Wiener Donaukanals vorgenommen hat, bislang nur vereinzelt vorliegen. Ein Versuch, aus seinen Beobachtungen die Ausflußzahlen für verschiedene Brücken-Lichtweiten und Pfeilerstellungen abzuleiten, ist gemacht[2]). Für die bei seitlicher Einschränkung der Gewässer eintretenden Stauhöhen sei verwiesen auf TOLKMITT-BUBENDEY, Grundlagen der Wasserbaukunst, S. 134 (Stauhöhe bei Einbauten), REHBOCK und ENGELS a. a. O.

§ 19. Stauspiegel und Staukurven.

In Teichen und Sammelbecken sind die sekundlich zu- und abfließenden Wassermengen im Vergleich mit den aufgespeicherten nur geringfügig, der Wasserspiegel ist deshalb im wesentlichen horizontal und den durch die abschließenden Werke erzeugten Stau nennt man einen hydrostatischen. Die Längenerstreckung eines solchen Staues, also die Stauweite, läßt sich aus dem Gefälle der Talsohle und der Stauhöhe leicht berechnen. Wenn die letztere $= h$ und jenes Gefälle beispielsweise $= \frac{1}{100}$, ist die Stauweite $100h$.

Erheblich weiter dehnt sich der Stau bei den in fließenden Gewässern erbauten Wehren aus, wenn das zuströmende Wasser ganz oder größtenteils abfließt. Das

---

[1]) BAZINs ältere Untersuchungen, s. »Ann. d. ponts et chaussées« 1891. Über dessen neuere Untersuchungen macht GRAVELIUS in »Zeitschr. für Gewässerkunde« 1900, S. 162 Mitteilungen — FRESE, s. »Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing.« 1890, S. 1285. — Die Hauptpunkte dieser ausführlichen Arbeiten erörtert MÖLLER, »Grundriß des Wasserbaues«, II. Bd., S. 36; ebenso REHBOCK im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., III. Teil, II. Bd., III. Kap.

[2]) HARLACHER, »Die Messungen in der Elbe und Donau«. Leipzig 1881, S. 39. — SONNE, »Beitrag zur Berechnung der Strombrückenweiten«. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1883, S. 327.

angestaute Wasser ist alsdann in beständiger Bewegung und diese Bewegung ist eine ungleichförmige. Die Grundzüge der alsdann eintretenden Erscheinungen sind bereits erörtert.

Es mag nun ein Fluß betrachtet werden, dessen Abmessungen bekannt sind und der beiderseits von lotrechten Mauern begrenzt ist; seine Breite sei gleichmäßig und so groß, daß man überall die hydraulischen Tiefen durch die mittlern Tiefen der Wasserquerschnitte ersetzen darf (vgl. § 14d). Unter solchen Umständen genügt hier und im folgenden die Betrachtung der für 1,0 m Breite sich ergebenden Wasermengen.

Bei gewöhnlichem Wasserstand sei die mittlere Wassertiefe in dem nicht gestauten Flusse (somit auch R) = 0,9 m, dann ist c (nach BAZIN mit $\beta = 130$ berechnet) rund = 35. Bei einem kilometrischen Gefälle des Flusses = 0,75 ($J = 0{,}00075$) erhält man 0,9 m als Geschwindigkeit v und für je 1,0 m Breite des Flusses, weil $F = 0{,}9$ qm, die Durchflußmenge $Q = 0{,}9 \cdot 0{,}9 = 0{,}81$ cbm.

Wenn nun durch ein Wehr eine Stauhöhe von 1,8 m erzeugt wird, ist die Wassertiefe nahe oberhalb desselben = 1,8 + 0,9 = 2,7 m (ebenso groß ist R daselbst) und für je 1,0 m Breite des Flusses $F = 2{,}7$ qm, ferner $v = \frac{Q}{F} = \frac{0{,}81}{2{,}7} = 0{,}3$ m. Einem $R = 2{,}7$ entspricht ein c von (rund) 50, und aus $J = \frac{v^2}{c^2 \cdot R} = \frac{0{,}3^2}{50^2 \cdot 2{,}7} \cdot 1000$ erhält man als kilometrisches Wasserspiegelgefälle an genannter Stelle 0,0133. In ein solches sehr geringes Gefälle geht nun das oben nachgewiesene kilometrische Gefälle 0,75 des nicht gestauten Flusses nach und nach über, der Längenschnitt des Wasserspiegels des gestauten Wassers (oder kürzer des Stauspiegels) ist somit eine Kurve, die Staukurve.

Eingehende theoretische Untersuchungen über die Staukurven [1]) liegen außerhalb des Rahmens dieses Lehrbuchs, sie haben das gemeinsam, daß die Mittellinie des nicht gestauten Wasserspiegels als Asymptote der zugehörigen Staukurve erscheint; eine genaue Berechnung der Stauweite ist somit von vornherein ausgeschlossen. Man pflegt nun das Ende des Staues, also die obere Grenze der Stauweite, da anzunehmen, wo der Rückstau, d. h. der Höhenunterschied zwischen dem Stauspiegel und dem nicht gestauten Wasserspiegel, nur noch etwa $\frac{1}{100}$ der Wassertiefe des nicht gestauten Gewässers ist.

Bezüglich der den Staukurven verwandten Senkungskurven, die da entstehen, wo die Sohle eines Gewässers sich stufenartig senkt, sei auf TOLKMITT-BUBENDEY, Grundlagen der Wasserbaukunst (2. Aufl.), S. 130 verwiesen.

Bei näherem Eingehen auf die Staukurve ist es dienlich, wenn man die Stauweite zunächst einschätzt; man kann als solche versuchsweise das $1\frac{1}{2}$fache der Länge des einer gegebenen Stauhöhe entsprechenden hydrostatischen Staues annehmen. In unserm Fall erhält man aus 1,8 m Stauhöhe und einem Gefälle von 0,00075 eine Länge des hydrostatischen Staues von 2400 m, als Stauweite kann man somit vorläufig 3600 m ansetzen.

In einer Skizze (s. Abb. 31) verzeichnet man nun die Flußsohle und die Hauptlinien des Wassers unter Anwendung eines vergleichsweise sehr großen Höhenmaßstabs und zeichnet in den stumpfen Winkel zwischen der ursprünglichen Wasserspiegellinie und der Linie des hydrostatischen Staues eine beliebige Kurve. Weil es sich empfiehlt, die

---

[1]) Das »Taschenbuch der Hütte« bringt unter »Dynamik flüssiger Körper« die Ergebnisse einer ältern Untersuchung RÜHLMANNS. — TOLKMITTS Theorie findet man in den »Grundlagen der Wasserbaukunst«, 2. Aufl., S. 121. — Vgl. ferner: DANCKWERTS, »Tabelle zur Berechnung der Stauweiten«. Zeitschr. d. Arch.- und Ing.-Ver. Hannover 1903, S. 257 und H. KREY, »Berechnung des Staus infolge von Querschnittsverengungen.« Zentralbl. d. Bauverwaltung 1919, Nr. 79.

Staukurve abschnittweise zu berechnen, teilt man jene vorläufig angenommene Länge in gleiche Teile; in unserer Abbildung sind deren neun von je 400 m Länge angedeutet.

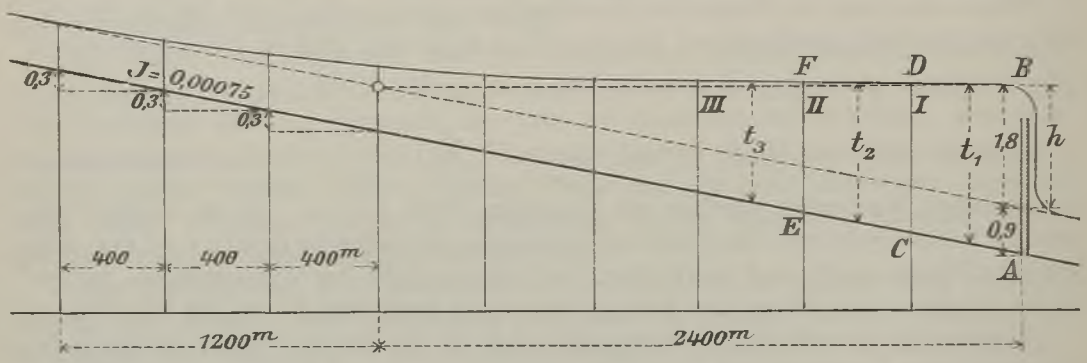
Nunmehr sind, und zwar beim Abschnitt I anfangend, die Gefälle der einzelnen Sehnen der Staukurve zu berechnen, wobei die mittlern Wassertiefen t_1, t_2, t_3 . . . zugrunde gelegt werden.

$$\text{Da } J = \frac{v^2}{c^2 \cdot R} = \frac{v^2}{c^2 \cdot t} \quad \text{und} \quad v = \frac{Q}{t}, \text{ ist } J = \frac{Q}{c^2 \cdot t^3}. \tag{13}$$

Als Q hat man durchweg 0,81 cbm anzusetzen.

Im Abschnitt I ist $t_1 = 2{,}7 - 0{,}00075 \cdot 200 = 2{,}7 - 0{,}15 = 2{,}55$. Das an dieser Stelle sehr kleine Gefälle des Wasserspiegels darf man vernachlässigen. Einem $t_1 = R_1 = 2{,}55$ entspricht nach BAZIN $c = 48$.

Abb. 31. Staukurve.



Somit:

$$J = \frac{0{,}81^2}{48^2 \cdot 2{,}55^3} = 0{,}000017,$$

$CD = 2{,}70 - 0{,}30 + 400 \cdot 0{,}000017 = 2{,}407$ oder genau genug 2,41 und der Rückstau $2{,}41 - 0{,}9 = 1{,}51$.

Auf demselben Weg erhält man für den Abschnitt II:

$$t_2 = 2{,}27,$$
$$J_2 = 0{,}000032,$$
$$EF = 2{,}13 \text{ m und}$$
$$\text{den Rückstau} = 1{,}23 \text{ m}.$$

Im Abschnitt III könnte bei Ermittlung des t_2 das J_2 als Näherungswert eingeführt werden, somit könnte man setzen:

$$t_3 = 2{,}13 - 0{,}15 + 200 \cdot 0{,}000032 = 2{,}13 - 0{,}15 + 0{,}006 = 1{,}99.$$

Im weitern Verlauf der Rechnung sind die benachbarten J in vorstehend angegebener Weise zu berücksichtigen und die Rechnung wird fortgesetzt bis der Rückstau klein genug geworden, bis er also nur wenige Zentimeter beträgt. Als berechnete Stauweite hat sich im vorliegenden Falle 3100 m ergeben.

In Wirklichkeit ist die Gestaltung der fließenden Gewässer nicht so einfach, wie vorstehend angenommen wurde. Dann ist zunächst die Begrenzung des Wasserspiegels bei einem bestimmten Wasserstand (am besten beim mittlern Sommerwasserstand) in einen Lageplan einzutragen, um die Stellen zu finden, die sich zu Mitten der nun verschieden langen Abschnitte eignen. An diesen Stellen und an den Grenzen der Abschnitte sind Querschnitte des Flußbetts aufzunehmen. Ein Höhenplan, in den an allen

Hauptpunkten die mittlern Wassertiefen vermerkt sind, ist gleichfalls erforderlich, nicht minder die Bestimmung der bei dem gewählten Wasserstand abfließenden Wassermengen Q. Nach Eintragung des zugehörigen Wasserspiegels erhält man aus den Querprofilen die Querschnittflächen F und die mittlern Wassertiefen. Der Verlauf der Rechnung gestaltet sich dann ebenso wie im obigen Beispiele. Es handelt sich darum, in den einzelnen Abschnitten die Lage des Stauspiegels unter Berücksichtigung des Stauspiegelgefälles des unterhalb angrenzenden Abschnitts zu ermitteln, nachdem die Geschwindigkeiten abschnittweise annähernd berechnet sind. Das Gefälle des Stauspiegels des untersuchten Abschnitts ergibt sich aus $\frac{v^2}{c^2 \cdot R}$, wobei man statt R meistenteils die mittlere Wassertiefe einführen darf.

Bei einer vollständigen Untersuchung der Anstauungen fließender Gewässer muß man auch das Fallen, besonders aber das Steigen des Wassers berücksichtigen. Dies betrifft auch die Stauhöhe. Unterwasser und Oberwasser steigen nicht gleichmäßig, das erstere steigt vielmehr stärker als letzteres. Beim Steigen des Wassers vermindern sich somit Stauhöhe und Stauweite und aus einem vollkommenen Überfall wird mitunter ein unvollkommener; die Wirkung der Grundwehre kann bei höheren Wasserständen verschwindend klein werden. Die durch seitliche Einschnürungen entstehenden Stauhöhen, also beispielsweise vor Brücken, nehmen aber bei steigendem Wasser nicht ab, sondern zu.

Es ist noch zu berücksichtigen, daß das Gefälle des anschwellenden Wassers stärker ist, als das Gefälle bei gewöhnlichem Wasserstand, was Verminderung der Stauweite im Gefolge hat. Das Gefälle des sinkenden Wassers ist dagegen schwächer als jenes und dementsprechend wächst die Stauweite. Es kommt ferner hinzu, daß oberhalb der festen Wehre Ablagerungen von Sinkstoffen stattfinden; infolge der hiermit verbundenen Hebung der Flußsohle hebt sich auch der Stauspiegel.

Wegen der zahlreichen Umstände, die die Anstauung der Gewässer beeinflussen, gestaltet sich im allgemeinen die Begutachtung von Streitfragen über Benachteiligung infolge entstandenen oder verstärkten Staues zu einer sehr schwierigen Aufgabe.

Wegen der zahlreichen neuesten Ergebnisse der auf den Stau bezüglichen Untersuchungen sei auf die eingehende Darstellung in dem von BUBENDEY-ENGELS bearbeiteten III. Kap. der 5. Aufl. des 1. Bandes des III. Teils des Handb. d. Ing.-Wissensch. verwiesen.

§ 20. Feste Wehre.

Bei den hinsichtlich der verwendeten Baustoffe und der Form ihres Querschnitts sehr verschiedenen festen Wehren kommt es hauptsächlich darauf an, dem Wasserdruck und den Angriffen des fließenden Wassers Widerstand zu leisten. Nach der Gestalt des Querschnitts unterscheidet man (Abb. 32)[1]) Schußwehre, deren Abfallboden, d. h. die dem Unterwasser zugekehrte Wehroberfläche, so flach geneigt ist, daß sie mit dem überströmenden Wasser in Berührung bleibt; Sturzwehre, bei denen zwischen dem sehr steilen Wehrkörper und dem Wasserstrahl ein Zwischenraum entsteht; und Stufenwehre, bei denen die Abfallboden aus mehreren, durch wagerechte Flächen voneinander getrennten Teilen besteht. Nach der Art der Ausführung kann man die festen Wehre auch noch in wasserdurchlässige und wasserdichte Wehre teilen.

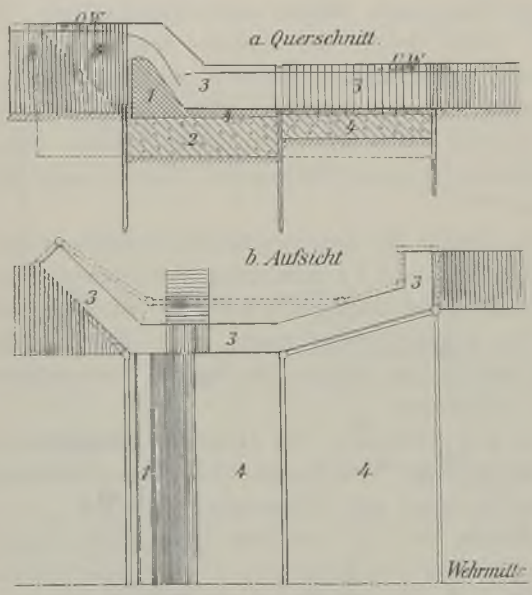
Die wesentlichen Bestandteile eines festen Wehres sind 1. der Wehrkörper oder Staukörper, der von der Flußsohle bis zu der gewünschten Staukante emporreicht, 2. der Unterbau, der das Gewicht des Staukörpers und den Druck des Wassers

[1]) Aus dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.« III. Teil, 4. Aufl., II. Band, II. Kap.

auf den Untergrund überträgt; 3. die Wangen oder Widerlager, die den Wasserstrahl seitlich begrenzen und 4. das Sturzbett.

Die in der Stromrichtung gemessene Stärke des Wehrkörpers muß so groß sein, daß genügende Sicherheit gegen Umkippen durch den Wasserdruck und gegen Unterwaschung vorhanden ist. Auch durch Wahl des Unterbaues muß eine Umstülpung verhütet werden, was bei durchlässigem Untergrund am sichersten durch Spundwände geschieht. Die Wangen- oder Widerlager, die des starken Wasserangriffs wegen am besten massiv hergestellt werden, müssen einen sichern Anschluß an die Ufer erhalten. Um den Wasserabfluß zu begünstigen, werden die Wangen als Leitwände oft so angelegt, daß sie sich von der Wehrkrone ab flußauf- und abwärts dem Ufer allmählich nähern. Der Wasserabfluß, sowie die Abführung des Eises wird noch weiter dadurch befördert, daß man dem Wehrkörper in der Stromrichtung einen ansteigenden Vorboden und einen abwärts geneigten Abschußboden gibt.

Abb. 32. Lageplan und Querschnitt durch eine Wehranlage.



Von großer Bedeutung für das Wehr ist die sehr dauerhaft herzustellende Wehrkrone (auch Wehrrücken genannt), die den Angriffen der Strömung und des Eises widerstehen muß und bei hölzernen Wehren durch einen starken Balken, den Fachbaum, gebildet wird, während sie bei massiven Wehren meistens gekrümmt oder stromaufwärts so tief abgeschrägt ist, wie der Tiefgang der größten zu erwartenden Eisschollen beträgt. Ebenso wichtig für das Wehr ist die Form des Abschuß- oder Sturzbodens, weil diese die Bewegung des Wassers unterhalb des Wehres beeinflußt. Ist der Abschußboden sanft geneigt, so wird das Wehr von dem darüber fließenden Wasser wenig, das Flußbett dagegen infolge der großen Geschwindigkeit des Wassers auf eine längere Strecke stark angegriffen; das letztere ist deshalb durch ein häufig aus Steinschüttung bestehendes Sturzbett zu sichern. Stellt man jedoch den Abschußboden sehr steil oder stufenförmig her, so wird die lebendige Kraft des Wassers bei dem Herabstürzen auf den Abschußboden zum Teil zerstört; ein fest herzustellendes und genügend weit flußabwärts sich erstreckendes Sturzbett ist aber auch hier unentbehrlich [1]).

Eine tiefe Lage des Sturzbetts unter dem Unterwasser ist empfehlenswert, weil die Angriffe des überstürzenden Wassers durch eine das Bett überdeckende Wasserschicht sehr geschwächt werden. Außer dem die Sohle gegen Auskolkungen schützenden Sturzbett ist jedoch auch eine Deckung der Ufer erforderlich, um deren Abbruch zu verhüten. Am sichersten wird Uferabbrüchen vorgebeugt, wenn man das Unterwasserbett durch eine mäßige, die Angriffe des Wassers auf das Ufer und die Sohle verringernde Ausbuchtung verbreitert.

---

[1]) Über die hinsichtlich Auskolkung und Sinkstoffabführung günstigste Form sind von Th. Rehbock und Baudirektor Rubin vorbildliche Modellversuche angestellt worden. Näheres siehe Rehbock und Engels a. a. O.

a) Hölzerne Wehre.

Kleine Grundwehre können aus Buschwerk, aus einem quergelegten Balken oder aus einer zur Sicherung der Flußsohle gegen Ausspülung mit einem Steinwurf versehenen Spundwand (Abb. 33) hergestellt werden. Auch für Überfallwehre genügt unter günstigen Umständen eine Spundwand, doch sind meistens deren zwei bis drei vorhanden, zwischen denen sich der Wehrboden befindet (Abb. 34 u. 35). Da indessen die Spundwände nur selten einen wasserdichten Abschluß bewirken, so ordnet man zwischen den Balken niedriger Wehre (Abb. 34) eine Schicht von Ton oder Beton an und sichert diese oben durch einen Bohlenbelag gegen Ausspülen.

Abb. 33.
Hölzernes Grundwehr.

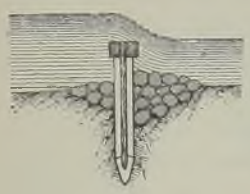


Abb. 36. Hölzernes Wehr mit geneigtem Abschußboden (Schußwehr).
M. 1 : 100.

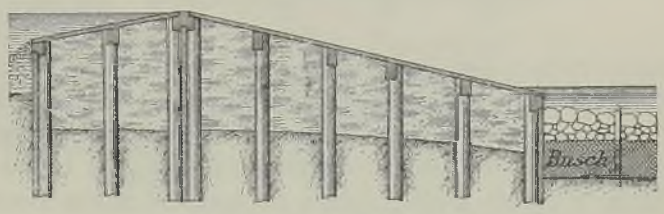


Abb. 34 u. 35. Hölzernes Überfallwehr.
Abb. 34. Querschnitt.

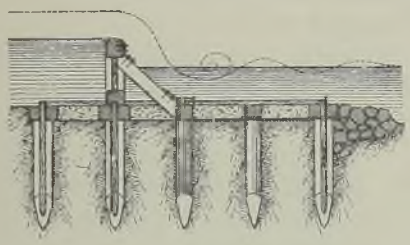


Abb. 35. Grundriß.

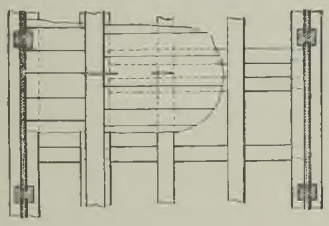
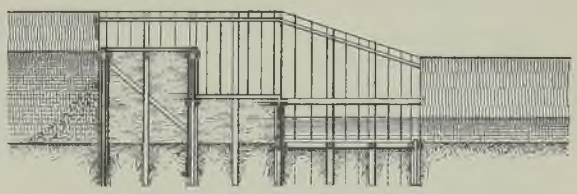


Abb. 37. Hölzernes Stufenwehr. M. 1 : 205.



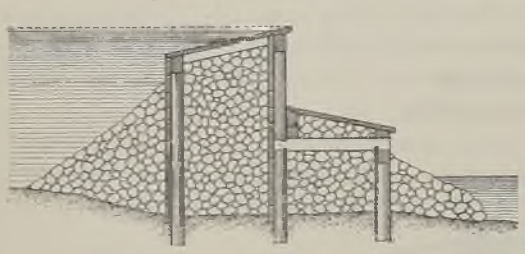
Bei Schußwehren (Abb. 36) wird die Krone aus einem auf einer Spundwand ruhenden Fachbaum gebildet, an den sich aufwärts der Vorboden und abwärts der Abschußboden anschließt. Der durch Spundwände begrenzte Raum unter diesen ist zur Erzielung eines wasserdichten Abschlusses mit fest einzustampfender fetter Erde auszufüllen, die in die Sohle des Flußbetts und wie die Spundwände in beide Ufer eingreift. Der 8 bis 10 cm starke Bodenbelag wird durch Grundbalken getragen, die in 1,3 m Abstand angeordnet sind und auf eingerammten, 1,5 bis 2 m voneinander stehenden Pfählen ruhen. Der Vorboden bedarf nur einer geringen Neigung, während der meistens bis unter das niedrigste Unterwasser reichende Abschußboden eine Neigung von 1 : 3 bis 1 : 6 erhält.

Ein hölzernes Stufenwehr mit vier Spundwänden, aber ohne Vorboden ist in Abb. 37 dargestellt. Die wagerechte Wehrkrone, sowie das Sturzbett ruhen auf je zwei Spundwänden und zwischen diesen auf Grundbalken, die durch Pfähle unterstützt sind. Hölzerne Wangen erhalten auf beiden Seiten eine Bohlenverkleidung, während massive auf einem unter dem kleinsten Unterwasserstand herzustellenden Pfahlrost zu erbauen und durch Spundwände gegen Unterspülungen zu sichern sind.

b) Halbmassive Wehre.

Man unterscheidet Wehre aus Steinpackung, Buschwerk- und Rundholzwehre mit Steinfüllung, Holzwehre mit Tonfüllung und Steinkistenwehre, welch letztere im Gegensatz zu den zuerst genannten bis zu bedeutenden Höhen angewendet werden. Alle diese Wehre gehören zu den wasserdurchlässigen. Bei den halbmassiven Wehren bildet das Holz das Gerippe, das den Zusammenhang und die Form des Wehrkörpers sichert, während Kies und Steine zur Ausfüllung dienen. Kleine Wehre werden nur aus einer von beiden Seiten mit Steinen umpackten Holzwand hergestellt, die bei felsigem Untergrund aus übereinander gelegten, durch starke Bolzen gehaltenen Balken besteht, während bei aufgeschwemmten Untergrund Pfähle eingetrieben werden, gegen die sich eine Bohlwand lehnt.

Abb. 38. Halbmassives Stufenwehr.



Größere halbmassive Wehre erhalten zwei und mehr Holzwände, sowie einen geneigten oder senkrechten Abschlußboden und im letzten Fall ein sehr festes Sturzbrett. Häufig wird der ganze Absturz auf mehrere Stufen verteilt (Abb. 38), bei denen jedoch das Wasser nicht unmittelbar auf die Steinpackung, sondern auf einen darüber angebrachten Bohlenbelag stürzt.

c) Massive Wehre.

Diese bieten den Vorteil, daß man bei ihren Grundriß- und Querschnittsformen nicht auf gerade Linien und ebene Flächen beschränkt ist. Für die Erhaltung der Ufer ist im Grundriß ein flacher Bogen mit stromabwärts liegendem Krümmungsmittelpunkt, sowie eine etwas niedrigere Höhenlage der Krone in der Mitte zweckmäßig. Da die Gefahr der Unterspülung bei gemauerten Wehren noch größer als bei den aus Holz oder Steinpackung bestehen-

Abb. 39. Massives Schußwehr mit Vorboden. M. 1 : 165.

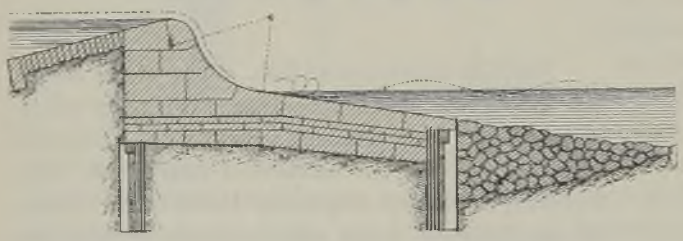


Abb. 40. Massives Schußwehr mit abgerundeter Krone

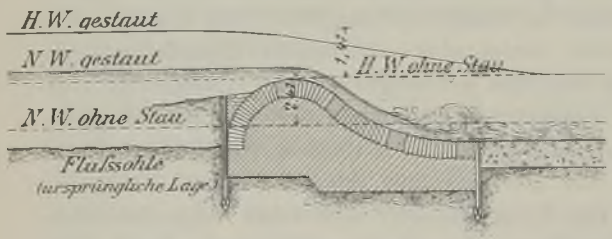
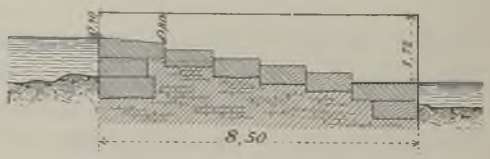


Abb. 41. Steinernes Stufenwehr. M. 1 : 200.

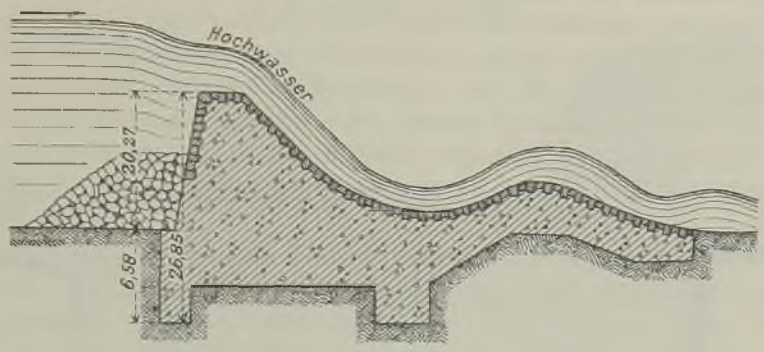


den ist, so muß der Untergrund gegen Auskolkung und Unterwaschung sorgfältig gesichert werden. Bei tragfähigem erdigem Boden ist eine Gründung auf Mauerwerk oder besser auf Beton zwischen Spundwänden empfehlenswert. Auch für felsigen Boden ist eine Betonbettung zweckmäßig, während bei weichem das Wehr auf einen Pfahlrost zu stellen ist.

Zur Erleichterung der Wasser- und Eisabführung muß der Wehrkörper in der Stromrichtung etwas ansteigen; auch empfiehlt sich eine Abrundung der Krone (Abb. 39 u. 40); der Abschußboden kann so gestaltet werden, daß er den Anfang des Sturzbetts bildet.

In diesem Fall ist eine Bekleidung des Wehrkörpers mit gewölbeartig bearbeiteten, harten Quadern erforderlich. Ein ausgeführtes steinernes Stufenwehr, dessen Fundamente tief in die Flußsohle eingreifen, ist in Abb. 41 dargestellt.

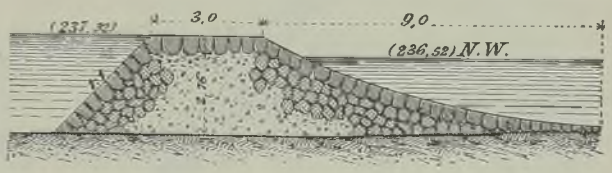
Abb. 42. Querschnitt eines Wehres aus Stampfbeton mit Quaderverblendung.



Stampfbeton verwendet man in neuerer Zeit oft mit Erfolg und zwar auch für das Sturzbett. Die Formen des Querschnitts bieten meistenteils nichts Neues. Beispiel für eine eigentümliche und beachtenswerte Querschnittsgestaltung bietet Abb. 42[1]). Das Wehr ist im Drac bei Avignon erbaut und zeichnet sich auch durch eine ungewöhnlich große Höhe aus.

Obiges Wehr ist das Beispiel einer Art der Stauung, die in Amerika, in der Schweiz und in Frankreich vorkommt, für unsere schiffbaren Flüsse sich jedoch nicht eignet. Dort hat man mitunter durch überströmte hohe Mauern große Becken geschaffen, um einerseits Gefälle zu gewinnen, andererseits Wasser für ein Kraftwerk stets bereitzuhalten. Bei dem vorliegenden Bauwerk erfolgt die Entnahme des Wassers mittels einer Rohrleitung, deren Sohle 4,5 m unterhalb der Wehrkrone liegt.

Abb. 43. Wehr aus abgepflasterten Steinwürfen und mit innerm Kieskern. M. 1 : 200.



Der Körper massiver Wehre wird jedoch nicht immer vollständig aus Mörtelmauerwerk oder Beton, sondern manchmal aus einem Steinwurf mit gut gepflasterter Oberfläche oder mit ausgepflasterten Steinwürfen, zwischen denen sich Kiesmassen befinden (Abb. 43), hergestellt. Wasserdichtheit wird ein derartiges Wehr im Gegensatz zu den übrigen massiven Wehren nur ausnahmsweise gewähren.

Abb. 44[2]) zeigt ein aus Beton hergestelltes Wehr, bei dem der Abschußboden nach der Form des frei überfallenden Wasserstrahls, d. h. nach einer quadratischen Parabel gekrümmt ist, wie sie durch die größte überfallende Wassermenge gebildet wird; es schließt sich dann auch bei geringerer Menge das Wasser ohne Zwischenraum, der den Druck auf der obern Seite vermehren würde, an den Abschußboden an. Diese Form hat den Vorteil, daß der Wehrkörper genügende Standsicherheit erhält und der

[1]) Aus MATTERN, »Die Ausnutzung der Wasserkräfte«. 2. Aufl. Leipzig 1908, S. 130.

[2]) Abb. 44 und 45a und b sind aus ENGELS S. 528 und 530 entnommen.

Abschußboden doch nicht so flach ist, daß der Wasserstrahl zu viel Arbeitvermögen zur Auswaschung der anschließenden Flußstrecke behält. Dies Wehr ist ohne Verkleidung aus hartem Quadergestein nur aus Beton hergestellt, wobei man das Verhältnis der Raumteile Zement, Sand, Steinschlag für den Wehrkörper selbst zu 1 : 3 : 6 und für seine Außenhaut zu 1 : 2 : 4 wählen soll[1]).

Besondere Bedeutung kommt den Wehren aus Eisenbeton zu, bei denen der Wasserdruck durch lotrechte Rippen auf den Untergrund übertragen wird. Sie werden

Abb. 44. Wehr aus Beton.

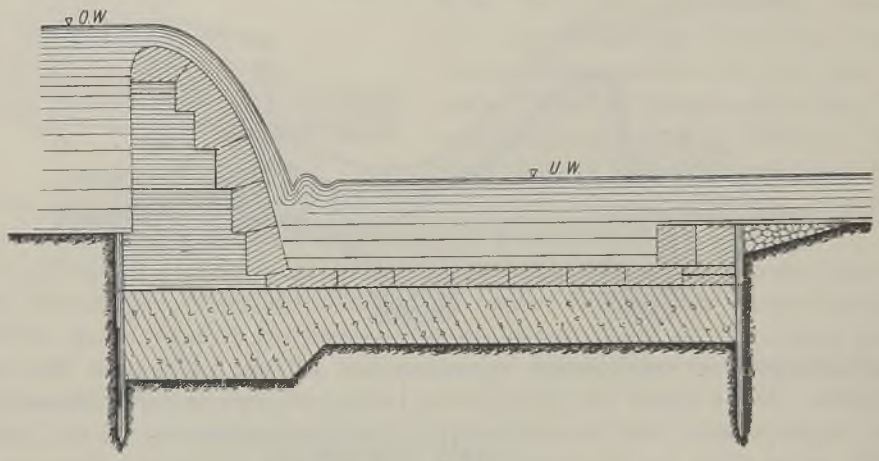
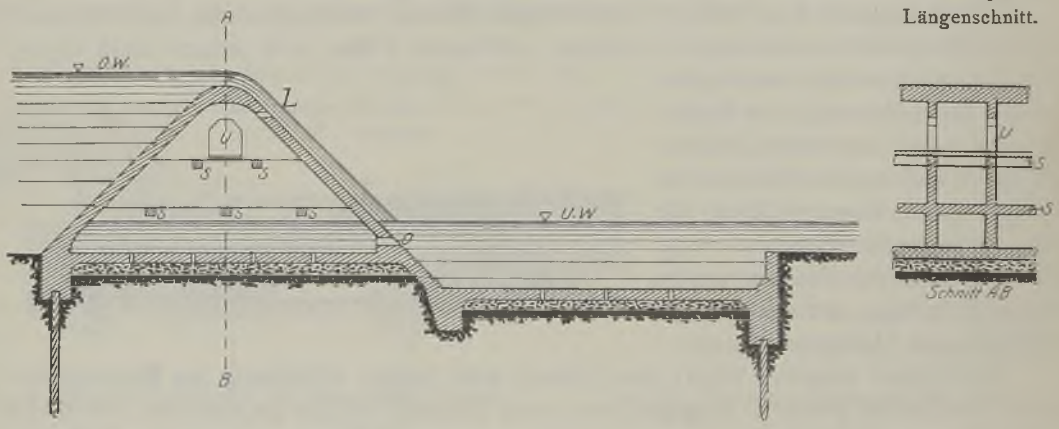


Abb. 45a und b. Hohlwehr.
Abb. 45a. Querschnitt.

Abb. 45b. Längenschnitt.



entweder als Hohlwehre (Abb. 45a u. b) ausgeführt oder der Hohlkörper wird, zugleich zwecks Erhöhung des Gewichts, mit Grobkies oder Gerölle ausgeführt. Durch verschiedene Dicke der Betondecke und Abstand der Eiseneinlagen kann man den Wasserdruck an jeder Stelle Rechnung tragen. Feste Wehre aus Eisen haben sich in Deutschland nicht eingebürgert.

§ 21. Bewegliche Wehre.

Bewegliche Wehre, die die Nachteile der festen Wehre, nämlich eine durch dauernde Beschränkung des Durchflußprofils und Behinderung des Wasserabflusses hervor-

[1]) Genaue Berechnung des Kleinstquerschnitts von massiven Wehren bringt Th. Rehbock im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., III. Teil. II. Band, S. 99 ff.

gerufene Hebung aller Wasserstände, sowie die Erschwerung des Eisgangs beseitigen oder wenigstens vermindern, sind solche Wehre, deren stauerzeugende Konstruktionsteile sich nach Erfordernis ganz oder teilweise außer Wirksamkeit setzen lassen. Nach ihrer Bauart werden die beweglichen Wehre in Schützenwehre, Losständerwehre, Dammbalkenwehre, Rolladenwehre, Nadelwehre, Walzenwehre, Klappenwehre, Trommelwehre, Sektorwehre und Segmentwehre eingeteilt.

Zum Abschluß der einzelnen Öffnungen verwendet man bei Schützenwehren hölzerne oder eiserne Tafeln, die sich an die festen Seitenwände der Wehröffnung, sowie an zwischenliegende feste oder bewegliche Zwischenwände anlehnen. Bei den Dammbalkenwehren erfolgt der Verschluß durch übereinander gelegte sog. Dammbalken, bei den Rolladenwehren durch Rolladen (Rollvorhänge), bei den Nadelwehren dagegen durch nahezu senkrecht stehende hölzerne oder eiserne Nadeln. Bei den Klappenwehren werden die Wehröffnungen gewöhnlich durch nebeneinander angeordnete Tafeln abgeschlossen, die sich durch Drehung um meistens wagerechte Achsen umlegen und wieder aufrichten lassen.

Trommelwehre haben ihren Namen davon, daß sich die mit der Hauptklappe zu einer einzigen, um eine etwas unter ihrer Mitte liegende wagerechte Drehachse vereinigte Gegenklappe in einem Hohlraum bewegt, der die Form eines Viertelzylinders hat. Sind die beiden Klappen oben starr untereinander verbunden, so nennt man es Sektorwehr, während beim Segmentwehr der Schützkörper aus dem Ausschnitt eines hohlen Kreiszylinders besteht. Das Walzenwehr, von Max Carstanjen erfunden, verschließt breite Öffnungen bei großer Stauhöhe ohne Zwischenstütze mit einem aus Eisenblech wasserdicht genieteten walzenförmigen Staukörper. Losständerwehre sind Schützenwehre mit aufdrehbaren Ständern.

a) Schützenwehre.

Schützenwehre, die den geringsten Wasserverlust ergeben, aber zu ihrer Bedienung einer über dem Hochwasser liegende, zugleich zur Verbindung der beiden Ufer dienenden Laufbrücke bedürfen, werden vielfach zum Abschluß einzelner Öffnungen in festen, zur Beschaffung von Wasserkraft dienenden Mühlenwehren verwendet. Bezweckt das Wehr nur eine Senkung des Stauspiegels bei höheren Wasserständen, sowie die Abführung des für den Mühlenbetrieb nicht erforderlichen Freiwassers, so wird es einschließlich der Verschlußvorrichtungen Freiarche oder Freischleuse genannt, dagegen Floß- und Schiffdurchlaß, wenn es Flöße bzw. Schiffe durchlassen soll. Ferner werden Schützenwehre da verwendet, wo bei Hochwasser die Stauvorrichtungen beseitigt werden müssen, und dann mitunter mit festen Brücken, deren sämtliche Öffnungen sie schließen, verbunden. Der Unterbau der Schützenwehre ist wie der der festen Wehre herzustellen.

Die Freiarche ist ein Grundablaß, wenn die durch senkrecht stehende, gewöhnlich hölzerne Schütze[1]) zu verschließende, zur Abführung der oberhalb des Wehres sich ansammelnden Sinkstoffe und zur Vermehrung des Wasserabflusses bei höheren Wasserständen dienende Öffnung fast bis zur Flußsohle hinabreicht. Um die Bedienung zu erleichtern, werden breite Öffnungen durch Mittelwände, die beim Massivbau Griespfeiler, beim Holzbau Grieswände heißen, in schmalere Öffnungen, und die Schütze der Höhe nach in mehrere Teile zerlegt.

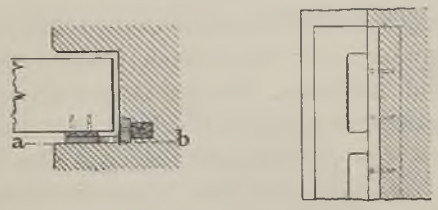
---

[1]) Nach Duden: »Rechtschreibung der deutschen Sprache« entweder: »das Schütz«, Mehrzahl »die Schütze«, oder »die Schütze«, Mehrzahl »die Schützen«.

Sowohl die Griespfeiler, die wie massive Brückenpfeiler gebaut werden, als auch die Grieswände erhalten in der einfachsten Ausführung an der Oberwasserseite 8 bis 10 cm breite Falze oder Nuten zur Anlehnung bzw. Führung der Schütze. Bei Griespfeilern werden diese Nuten an den der Reibung ausgesetzten Stellen mit Eisen bekleidet; bei größerm Wasserdruck sind außerdem auch die Ränder der Schütze mit eisernen Schienen (Abb. 46 u. 47) zu versehen, die mit Holzschrauben mit versenkten Köpfen befestigt werden.

Abb. 46 u. 47. Deckung der Nut in Griespfeilern.

Abb. 46. Querschnitt. Abb. 47. Schnitt *ab*.



Die Grieswand (Abb. 48 bis 50)[1]) besteht aus einer auf dem Unterbau gelagerten Schwelle, sowie hölzernen, mit dem den Rücken des festen Wehrteils bildenden Fachbaum durch Zapfen verbundenen Griessäulen; freistehende Griessäulen werden durch eine aus zwei Streben und einem Stiel bestehende Holzwand gestützt. Die senkrechte Stellung dieser Wand wird durch Spannbalken, die die Wehröffnung überbrücken und den Laufstegbelag

Abb. 48 bis 50. Hölzernes Schützenwehr (Freiarche) mit Grieswand. M. 1 : 150.

Abb. 48. Ansicht.

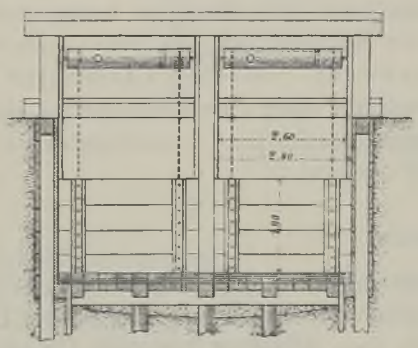


Abb. 49. Schnitt *AB*.

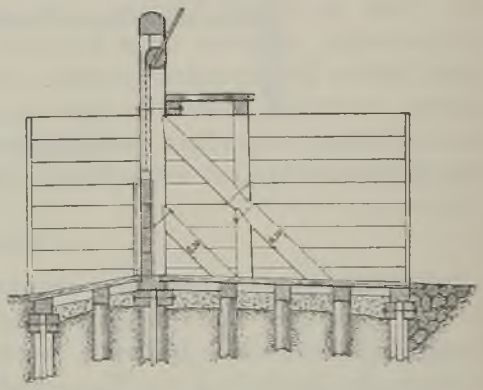
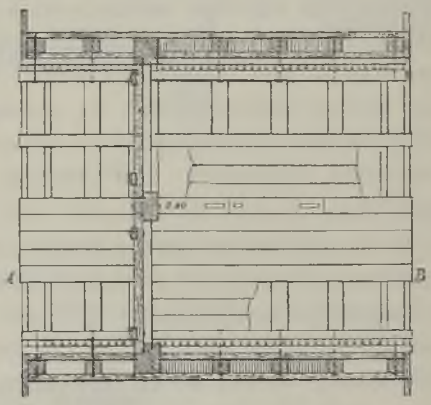


Abb. 50. Grundriß.



tragen, sowie durch den über den Pfosten der Gries- und Seitenwände liegenden Griesholm gesichert. Die Windtrommel kann entweder ausschließlich in den Pfosten, oder besser in leicht zu ersetzende Holzknaggen gelagert werden. Zur Vermeidung einer Verstopfung der Freiarche durch schwimmende Gegenstände empfiehlt sich eine beiderseitige Bekleidung der Grieswand mit Bohlen.

Da Grieswände den Nachteil haben, daß sie die Wehröffnung dauernd beschränken und deshalb den Wasserabfluß bei höheren Wasserständen behindern, so werden sie mitunter durch bewegliche Pfosten (Abb. 51 u. 52) ersetzt, die Setzpfosten oder Böcke heißen, sich nach Bedürfnis beseitigen lassen und unten in einen in den Fachbaum eingelassenen gußeisernen Schuh eingreifen, oben jedoch sich gegen den Griesholm lehnen. Die Verbindung

[1]) Die Abb. 48 bis 52, 55 bis 70, 73 bis 76 uud 78 bis 83 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 5. Aufl., Bd. II dem von Prof. Schlichting-Hilgard verfaßten Kap. III, entnommen; die Abb. 54 u. 60 aus Engels a. a. O.

wird durch Schraubenbolzen hergestellt, so daß sie jederzeit lösbar ist. Sowohl die festen als auch die beweglichen hölzernen Pfosten werden bei großern Wehren durch eiserne Pfosten ersetzt, besonders wenn auch die Schütze aus Eisen hergestellt werden. Weiter unten werden wir auf die Wehre mit eisernen, beweglichen Pfosten zurückkommen.

Die Berechnung des Ständers eines Schützenwehrs kann als diejenige eines in A und B (Abb. 53) frei aufliegenden, ungleichmäßig belasteten Balkens geschehen. Der Wasserdruck ist an jeder Stelle gleich der Druckhöhe und senkrecht zur Fläche gerichtet, seine Größe wird durch ein Dreieck und Rechteck dargestellt; hierdurch entsteht eine »Druckfigur«, deren Flächeninhalt der Größe des entsprechenden Wasserdrucks proportional ist. Bei den Nadeln der Nadelwehre ist dasselbe der Fall, und die Berechnung der Ständer gestaltet sich im wesentlichen ebenso, wie die weiter unten erörterte Berechnung der Nadeln.

Über die Berechnung der Schützenwehre hinsichtlich Festigkeit der einzelnen Teile, der Reibung und der Aufzugskraft für Gleit- und Rollschütze, vgl. ENGELS a. a. O. S. 533 ff. u. Abb. 54.

Ist G das Eigengewicht der Schütztafel, W der auf ihr lastende Wasserdruck und μ die Zahl der gleitenden Reibung = 0,5 bis 0,3, so ist die erforderliche Zugkraft

$$Z = G + \mu \cdot W. \qquad (14)$$

Bei geteiltem Schütz (Abb. 54), wird die untere Tafel zunächst allein gehoben; bei dem gezeichneten Wasserdruck von nur $\frac{3}{4}$ des gesamten ist die im Augenblick des ersten Hebens erforderliche Zugkraft

$$Z = \frac{G}{2} + \tfrac{3}{4}\mu \cdot W. \qquad (15)$$

Bei Rollschützen, deren Rollen einen Durchmesser von r haben ist

$$Z = \frac{0{,}055 \cdot W}{2 \cdot r} + G. \qquad (16)$$

Abb. 51 u. 52. Setzpfosten.
Abb. 51. Ansicht.

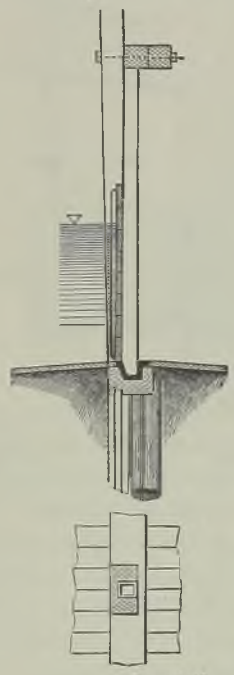


Abb. 52. Grundriß.

Abb. 53. Beanspruchung eines Ständers.

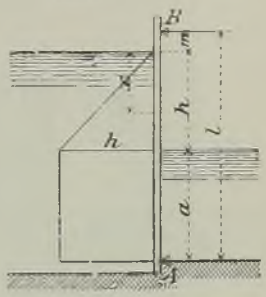
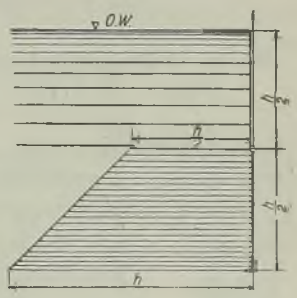


Abb. 54. Geteiltes Schütz.

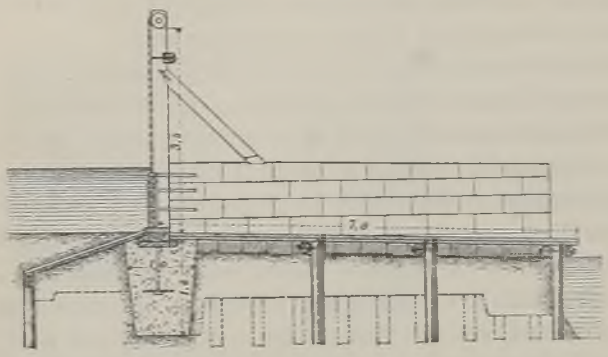


In schiffbaren Wasserläufen werden zum Durchlassen der dort verkehrenden Flöße und Schiffe in den festen Wehren Floß- und Schiffsdurchlässe, die auch schiffbare Stauschleusen genannt werden, hergestellt; sie wurden früher gewöhnlich durch Schütze, neuerdings durch Trommelwehre geschlossen, liegen am besten in der Fahrrinne und müssen so breit sein, daß die Fahrzeuge durchfahren können, ohne an die Seitenwände anzustoßen.

Bei der Talmühle-Floßgasse in der Nagold (Abb. 55 u. 56) wird die 4,3 m breite Öffuung durch ein an Ketten hängendes Schütz geschlossen. Der Fachbaum ruht auf einem Betonunterbau und ist durch eine leicht auswechselbare Schutzbohle abgedeckt. Die aus Stein hergestellten Seitenwände ruhen auf einem Pfahlrost mit Betonüberschüttung und sind durch vorgeschlagene Pfahle gegen Unterwaschung gesichert.

Neuerdings werden Schiffsdurchlässe immer weniger durch Schützen- oder Trommelwehre, sondern durch neben einem festen oder beweglichen Wehr angeordnete Kammerschleusen — schon der Wasserersparnis halber — gebildet.

Abb. 55 u. 56. Talmühle-Floßgasse in der Nagold.
Abb. 55. Längsschnitt. M. 1 : 125.



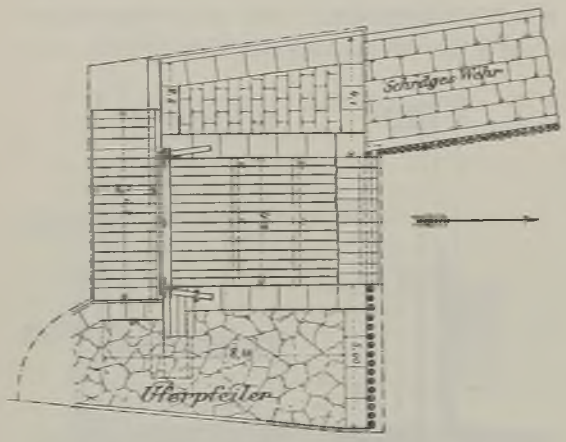


Abb. 56. Grundriß. M. 1 : 250.

Für Stauanlagen, die mit einer festen Brücke verbunden werden können, sind Schützenwehre zweckmäßig, weil das Ein- und Ausbringen der Schütze von der Brücke aus meistens einfacher ist, als die Aufstellung und Beseitigung anderer beweglicher Wehrkonstruktionen. Dabei kann jede Brückenöffnung entweder durch bewegliche Pfosten in mehrere Schützöffnungen von angemessener Breite zerlegt oder durch ein Schütz geschlossen werden, wie dies bei dem in Abb. 57 dargestellten Schützenwehr in einer gewölbten Brücke geschehen ist, bei dem das gußeiserne, mit Verstärkungsrippen versehene Schütz in Nuten der Brückenpfeiler bis über Hochwasser gehoben werden kann.

α) *Konstruktion der Schütze.* Die Schütze, zu deren Aufziehen Hebel- und Windevorrichtungen verschiedener Art dienen, werden aus Holz, Schmiede- und Gußeisen hergestellt. Hölzerne Schütze bestehen aus Bohlen aus elastischem, geradfaserigem Nadelholz,

Abb. 57. Schützenwehr in fester Brücke. M. 1 : 125.

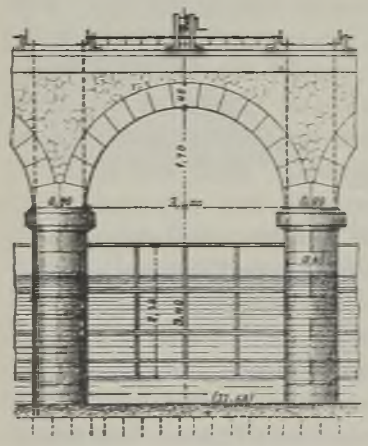
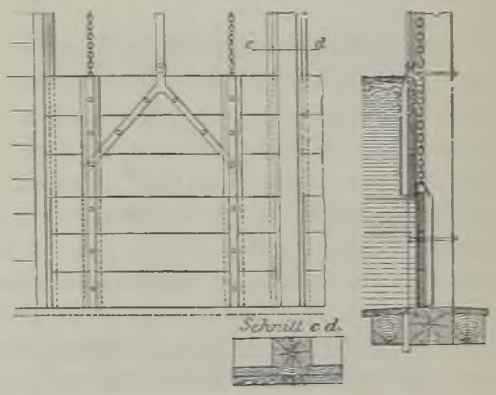


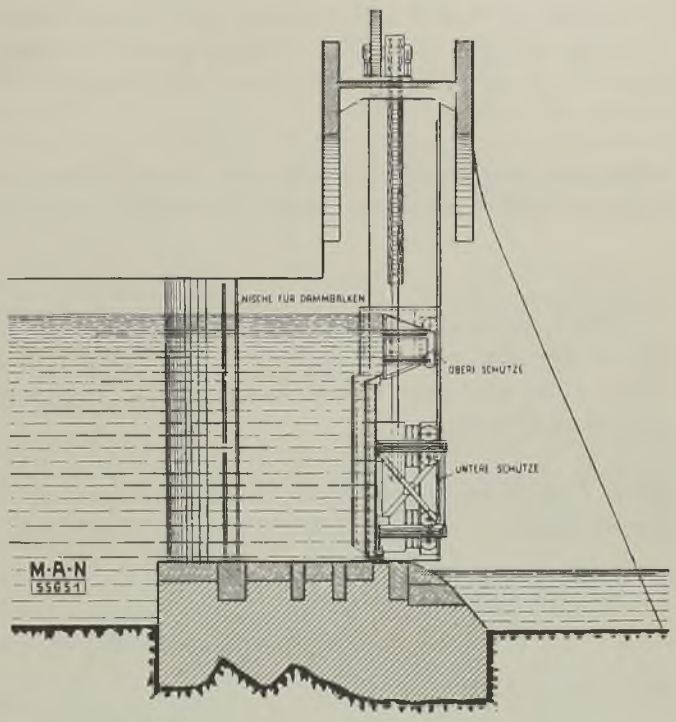
Abb. 58 u. 59. Übereinanderstehende Schütze. M. 1 : 60.
Abb. 58. Ansicht. Abb. 59. Querschn.



deren Stärke nur bei unbedeutenden Wehren kleiner als 5 cm, im übrigen dem Wasserdruck entsprechend stark anzunehmen ist. Die Bohlen werden mit horizontaler Längsfaser aufeinander gestellt und durch Leisten, die zum Anbringen der Aufzugsvorrichtungen dienen, sowie durch Beschläge zu einer Tafel fest verbunden (vgl. Abb. 48, S. 498).

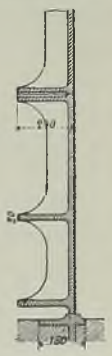
Zur Verringerung des Wasserdrucks ordnet man bei großen Stauhöhen mehrere übereinander stehende Schütze an, die entweder in einer oder in zwei Vertikalebenen stehen können. Diese aus Gründen des Betriebs und der Lebensdauer erforderliche Unterteilung der Schütze der Höhe nach ist auch wertvoll, um Eis und dergl. mit möglichst geringem Wasserverlust abführen und den Wasserstand genau regeln zu können. Gewöhnlich erhält jedes Schütz eine besondere Aufziehvorrichtung (Abb. 58 u. 59), und die beiden getrennt voneinander zu handhabenden Schützenteile werden entweder in einem doppelten Falz, oder das eine Schütz in einem Falz, das andere in einer Nute geführt. Mitunter genügt es, das obere Schütz mit Ketten am Griesholm aufzuhängen und an der Unterkante des untern Schützes ein ⊥-Eisen anzubringen, dessen Flansch das obere Schütz mit hebt.

Abb. 60. Doppeltes Schützenwehr.



Ergeben sich Holzstärken von mehr als etwa 30 cm, so sind eiserne Schütztafeln vorzuziehen, die den Wasserdruck auf wagerechte Träger und durch diese auf die Widerlager übertragen. Werden bei größern Tafeln zwischen dem obern und untern Träger noch Zwischenträger notwendig, so muß ihr Abstand nach unten hin abnehmen. Wo einfache Walzprofile nicht genügen, werden Fachwerk- oder Parallelträger angewendet.

Abb. 61. Gußeisernes Schütz. M. 1 : 25. Vertikalschnitt.



Die Zugkraft zum Aufziehen der Schütze kann durch Verminderung der Höhe (Unterteilung), der Reibung, und Anwendung von Gegengewichten erreicht werden, oder wo das noch nicht genügt, durch Anwendung der rollenden Reibung an Stelle der gleitenden. So entstehen die verschiedenen Arten der Schütze: einfache, doppelte und Rollschütze. Ein doppeltes Schützenwehr zeigt Abb. 60 in einer Ausführung der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg für 17 m Lichtweite und 8,5 m Gesamthöhe. Jedes der beiden Schütze besteht aus der Stauwand, der Tragkonstruktion und zwei Rollenwagen.

Gußeiserne Schütze (Abb. 61) bestehen entweder aus Tafeln, die mit Rippen verstärkt und aus einem Stück gegossen sind, oder aus mehreren, ebenfalls mit Rippen versehenen und daselbst durch Schrauben miteinander verbundenen einzelnen Stücken. Dabei empfiehlt es sich, den Abstand der gleich starken Rippen nach unten hin, des zunehmenden Wasserdrucks wegen, zu verringern. (Vgl. auch Abb. 57).

Schütze aus Walzeisen, die sich besonders für weite Öffnungen eignen, bestehen

aus Blechplatten, die durch aufgenietete ⊏-Eisen verstärkt sind. Dabei können auch in die Widerlager und Griespfeiler ⊏-Eisen eingelassen werden, die zur seitlichen Führung der Schütze Nuten bilden.

Die Stärke der Schütze läßt sich folgendermaßen berechnen. Setzt man den größten Höhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasser oder bei unten trockner Wehrsohle die Tiefe der Unterkante der Schütze unter dem Oberwasserspiegel gleich d Meter und die Weite der Öffnung gleich $2\,l$ Meter, so ist der Wasserdruck auf 1 cm = 0,01 m Schützenhöhe in der Tiefe d gleich

$$0{,}01 \cdot 2l \cdot d \cdot \gamma,$$

wenn $\gamma = 1000$ kg das Gewicht von 1 cbm Wasser bedeutet. Der Wasserdruck p in kg auf 1 cm Schützenbreite beträgt demnach

$$p = \frac{0{,}01 \cdot 2l \cdot d \cdot 1000}{2l \cdot 100} = \tfrac{1}{10} d. \tag{17}$$

Wird die zulässige Beanspruchung in kg/qcm gleich k gesetzt und mit $b = 1$ cm der in Betracht gezogene Teil der Schützenhöhe bezeichnet, so berechnet sich die Stärke e der von einer Griessäule zur andern freitragenden Bohlen bzw. Blechtafeln in cm aus der Formel

$$\tfrac{1}{2} p \cdot l^2 = \tfrac{1}{6} b \cdot e^2 \cdot k,$$

worin l die halbe Schützenbreite in cm bedeutet. Setzt man in dieser Gleichung nach Formel (14) $p = \frac{1}{10} d$ und ferner $b = 1$, so erhält man

$$\tfrac{1}{2} \cdot \tfrac{1}{10} d \cdot l^2 = \tfrac{1}{6} \cdot 1 \cdot e^2 \cdot k,$$

woraus sich ergibt

$$e = l \sqrt{\frac{3d}{10k}} \tag{18}$$

oder, da für Holz

$$k = 60 \text{ kg/qcm ist,}$$

$$e = \frac{l}{10} \sqrt{\frac{d}{2}} \tag{19}$$

in welcher Formel d in Metern, e und l dagegen in cm ausgedrückt sind. Für $l = 0{,}9$ m und $d = 1{,}28$ m z. B. berechnet sich $e = \frac{90}{10} \sqrt{\frac{1{,}28}{2}} = 9\sqrt{0{,}64} = 7{,}2$ cm.

Für Schmiedeeisen ist in Formel (18) der Wert von k zu 700 kg/qcm anzunehmen; demnach würde sich beispielsweise für $l = 1$ m und $d = 7$ m die Blechstärke

$$e = 100 \sqrt{\frac{3 \cdot 7}{10 \cdot 700}} = 5{,}5 \text{ cm berechnen.}$$

Der Abnutzung wegen wird man die berechneten Abmessungen bei der Ausführung erheblich vergrößern.

β) *Die Aufziehvorrichtungen* für Schütze bestehen in Holzlatten, Ketten, Seilen, Schraubenspindeln und eisernen Zugstangen. Nur sehr kleine Schütze werden in einem Punkte, größere in zwei Punkten aufgehängt, die in der durch den Schwerpunkt der Schütze gehenden senkrechten Ebene liegen müssen.

Die einfachste Aufzugsvorrichtung bilden bis über den Griesholm verlängerte senkrechte Holzlatten, an denen die Schütze von Hand bewegt werden können. Eine einfache Aufziehvorrichtung wird ferner dadurch hergestellt, daß ein Hebel unter die Sprossen greift, die in einer am Schütz befestigten und bis über den Griesholm reichenden hölzernen Leiter angebracht sind.

Sehr gebräuchlich ist die in den Abb. 48 u. 49, S. 498 dargestellte Windevorrichtung. bei der zum Aufhängen der Schütze zwei Aufzugsketten dienen, die an einer in Holzknaggen gelagerten und mit Hilfe durchgesteckter Hebel zu drehenden hölzernen Welle befestigt sind. Ein mit dieser verbundenes Sperrad mit Sperrklinke verhindert das Niederfallen des gehobenen Schützes. Zugstangen sind entweder Schraubenspindeln oder Zahnstangen. Gewöhnlich gehen die Schraubenspindeln durch eine Öffnung des Holmes, auf dem sich eine Unterlagsplatte für eine Schraubenmutter befindet, diese wird beim Heben oder Senken des Schützes mit einem Schlüsssel gedreht. Da die Reibungswiderstände, wenn die Schrauben nicht sehr rein und gut geschmiert werden, unverhältnismäßig groß sind, so werden Zahnstangen den Schraubenspindeln für die gewöhnlichen Anlagen vorgezogen, besonders wenn die Zahnstange aus zwei Flacheisen mit zwischengenieteten, also leicht auswechselbaren Bolzen als Triebstockverzahnung hergestellt wird.

Schützenwehre zeichnen sich durch Einfachheit der Bauweise und der Bedienung und große Wasserdichtigkeit aus und werden für kleinere Anlagen, für größere mit geteilten Schützen — als Rollschützen — das Feld behalten[1]).

b) Die Losständerwehre.

Aus den oben besprochenen Schützenwehren mit Setzpfosten haben sich infolge Ausbildung der Eisenkonstruktionen die Wehre mit eisernen Losständern entwickelt. Bei diesen wird eine große, rechtwinklige Öffnung, die unten von der Krone eines niedrigen festen Wehres, oben durch eine schmale, aber feste hochwasserfreie Brücke und seitlich durch gemauerte Wangen begrenzt ist, mittels lotrechter beweglicher Pfosten in Teile zerlegt. Zwischen den Pfosten sind Schütztafeln oder einzelne, wagrecht liegende Bohlen angebracht.

Bei dem ersten Losständerwehr, dem Wehre von Pretzien, befindet sich am obern Ende der aus I-Eisen hergestellten Losständer ein Bolzen nebst festen Lagern und nach Beseitigung der Schütztafeln werden die Ständer stromabwärts gerichtet mit Ketten und Winden in eine horizontale Lage gebracht. Bei Wiederherstellung des Staues finden die gesenkten Losständer an der Oberwasserseite einen Vorsprung auf Eisenplatten des Wehrrückens, an der Unterwasserseite werden sie durch eine sinnreiche Hebelvorrichtung, die von der Brücke aus gehandhabt wird, gehalten.

Einfacher und sehr beachtenswert ist das Losständerwehr von RHEINHARD. Bei diesem haben die Ständer ihren Drehpunkt unten, aufgerichtet werden sie an ihrem obern Ende abgestützt. Zwischen den Ständern sind horizontal liegende Bohlen, an denen sich Haken befinden, angebracht und gewöhnlich werden die Bohlen einzeln herausgenommen. Wenn aber der Stau schnell beseitigt werden muß, läßt man nach Lösung der obern Stützen die Ständer nebst den Bohlen durch den Wasserdruck umklappen, die Bohlen gelangen dann in das Wasser, es ist aber Einrichtung getroffen, daß sie nicht wegschwimmen können. Bei einer neuern Ausführung des RHEINHARDschen Wehres hat man übrigens die Verwendung von Schütztafeln vorgezogen[2]).

Eine größere, mustergültige Ausführung ist das 57 m breite, in 25 gleiche Felder eingeteilte Stauwehr über die Moldau bei Wetrus-Mirovitz. Das Heben und Senken der Losständer und der aus Buckelblechen bestehenden Schütze erfolgt durch elektrische Winden.

---

[1]) Eine sehr ausführliche Darstellung über die bisher gebauten Schützenwehre, namentlich auch der Rollschützenwehre gibt das III. Kap. des Handb. der Ing.-Wissenschaften 4. Aufl., II. Band von SCHLICHTING-HILGARD, S. 249 bis 263.

[2]) Für Einzelheiten, vgl. MÖLLER, a. a. O., Bd. II, S. 201 und 221.

Losständerwehre sind für breite Wehröffnungen zu empfehlen, wo schon aus andern Gründen eine feste Brücke vorhanden ist.

c) Dammbalkenwehre.

Wenn die abzuschließende Wehröffnung eine größere lichte Weite besitzt, aber nur selten geöffnet werden soll, so verwendet man als bewegliches Staumittel mitunter Dammbalken von quadratischem Querschnitt, die übereinader liegend, eine Abschlußwand bilden und in Nuten (Abb. 62) oder an Falze (Abb. 63) der Seitenwände der Wehröffnung greifen; gebräuchlicher sind die Dammfalze genannten Nuten, bei denen aber das Einschieben der Balken nur von oben her erfolgen kann. Die Verbindung der Dammbalken miteinander kann durch eine der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg patentierte Verrieglung erfolgen, deren Verschließen und Öffnen selbsttätig — durch den Zangenbalken — ausgelöst wird. Dammbalken, deren unterster auf dem Fachbaum oder auf dem massiven

Abb. 62.
In Nuten eingreifende Dammbalken.

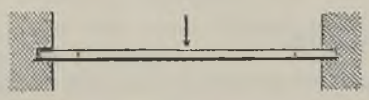


Abb. 63.
An Falze greifende Dammbalken.

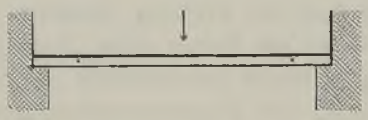


Abb. 64 u. 65. Dammbalken mit Haken.
Abb. 64. Ansicht. Abb. 65. Querschn.

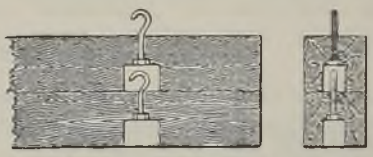
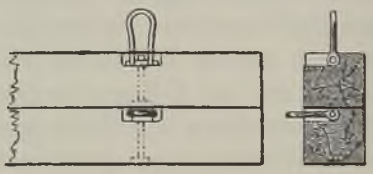


Abb. 66 u. 67. Dammbalken mit Ringen.
Abb. 66. Ansicht. Abb. 67. Querschn.



Wehrrücken stumpf aufliegt, werden bei Wehren nur wenig, dagegen bei Schiffsschleusen häufig angewendet, wenn daselbst zur Vornahme von Reparaturen oder Reinigung eine nicht überströmte Stauung hergestellt werden soll.

Hölzerne Dammbalken verwendet man bis zu einem Querschnitt von 36 × 36 cm, von denen nur der unterste voll beansprucht wird; für Notverschiüsse großer Stauhöhen und Weiten kann man als Dammbalken I-Träger, genietete Blechträger und Fachwerkträger benutzen.

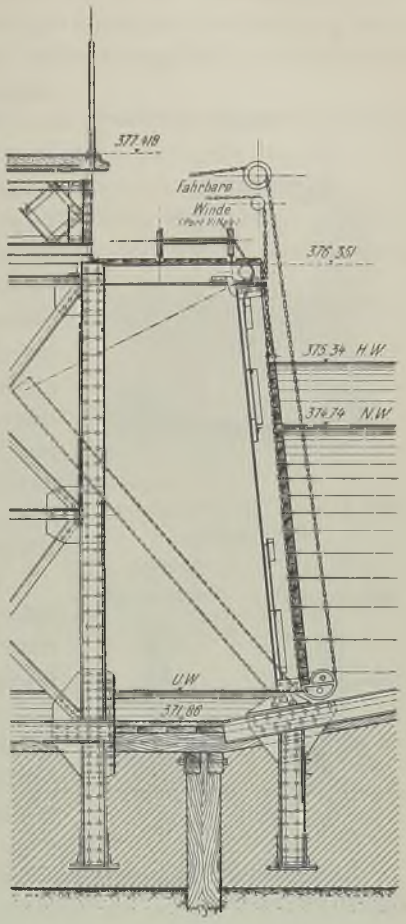
Zum Ein- und Ausbringen der Dammbalken dienen entweder Hakenstangen oder Zugketten, die in die an den Enden eines jeden Dammbalkens in dessen Mittelachse angebrachten Haken (Abb. 64 u. 65) eingreifen. Zweckmäßiger als diese über die Oberfläche der Dammbalken vortretenden Haken sind um Scharniere drehbare Ringe (Abb. 66 u. 67), die vor die Dammwand vortreten, sich dort leicht erfassen und dann in die senkrechte Stellung bringen lassen. Wo ein Dammbalkenwehr schnell geöffnet werden soll, ist ein lotrechter Drehpfosten vorzusehen, der im festgehaltenen Zustand das eine Ende der Balken stützt, im umgeklappten Zustand die Balken sofort freigibt, die durch Ketten gegen Fortschwimmen gesichert werden.

d) Rolladenwehre.

Bei Rolladenwehren werden die Schütze durch Rolltafeln — Rolljalousien — ersetzt, wie sie zuerst von CAMERER vorgeschlagen und namentlich in Frankreich, aber auch

in der Schweiz ausgeführt wurden. Die Rolladen werden aus Holzplatten gebildet und nach oben hin aufgerollt. Sie sind gegen Schwemmsel und Eis empfindlich; die beim Umlegen der TRAVERNIERschen hängenden Griesständerrahmen und POIRÉEschen Böcken (Abb. 70) im Wasser liegenden Ketten u. a. m. sind namentlich für Schiffsverkehr unerwünscht. Über die Dichtigkeit der mit Segeltuch bezogenen Rolladen sind die Erfahrungen nicht einheitlich. Ein solches Rolladenwehr am Pont des machines in Genf zeigt Abb. 68[1]).

Abb. 68. Rolladenwehr.

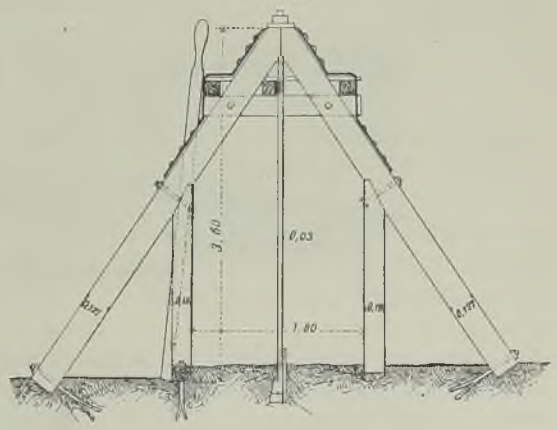


e) Nadelwehre.

Nadelwehre haben den Vorzug, daß durch sie große Breiten vollständig freigemacht werden können, und daß sie keiner festen Brücke zu ihrer Bedienung bedürfen, weshalb sich ihre Anwendung bei breiten Flüssen, bei denen Eisgang und große Hochwasser vorkommen, empfiehlt.

Bei den Nadelwehren, die im allgemeinen einen größern Wasserverlust als die Schützenwehre ergeben, wird der Verschluß der Wehröffnung aus dicht nebeneinander stehenden Stielen (Nadeln) gebildet, die sich bei den ältern Nadelwehren unten gegen einen aus der Wehrkrone hervortretenden, etwa 15 cm hohen Vorsprung, oben jedoch gegen einen die Wehröffnung überspannenden Balken lehnen. Dieser Querbalken, die Nadellehne, ist bei dem in Abb. 69 dargestellten Nadelwehr an Mittelwänden befestigt, die aus je zwei in dem Felsbett verankerten und durch Stiele unterstützten, sowie durch Zugstangen in ihrer Stellung gesicherten Streben bestehen.

Abb. 69. Nadelwehr am Firingswasserfall in Norwegen. M. 1 : 75.

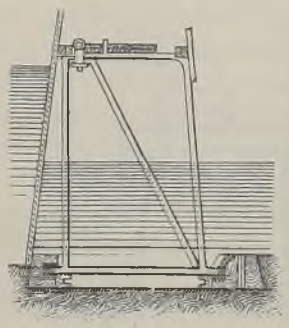


Die Nachteile dieser ältern Nadelwehre, die nur Wehröffnungen von geringer lichter Weite gestatten, und deren feste Mittelwände sowohl die Schiffahrt als auch den Abfluß des Hochwassers und Eisgangs erschwerten, wurden durch die von POIRÉE erfundenen beweglichen Mittelwände beseitigt. Diese eisernen, Wehrböcke genannten, parallel zur Strömung stehenden Rahmen (Abb. 70) sind um horizontale, im Wehrrücken angebrachte Wellen drehbar und können in eine daselbst befindliche Rinne umgelegt werden. Die Entfernung der Wehrböcke voneinander, die auf die Kosten des Bauwerks Einfluß hat, wird zwischen 1 und 6 m gewählt; bisweilen, der selbständigen Umlegung

[1]) Aus »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., III. Teil, II. Bd.

wegen, größer als die Höhe. Die Wehrböcke werden mittels Ketten aufgerichtet und dann durch eiserne, hakenförmig endende Balken in der senkrechten Stellung erhalten, so daß sie das Auflager für den Belag einer Laufbrücke bilden, von der aus das Einsetzen und Ausheben der Nadeln erfolgt[1]).

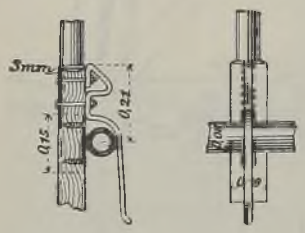
Abb. 70. POIRÉEscher Wehrbock.



Da jedoch in Flüssen mit schnell steigenden Wasserständen das Niederlegen des Wehres, wenn die Nadeln einzeln nacheinander herausgenommen werden müssen, zu lange dauert, so benutzte man zur obern Anlehnung der Nadeln nach Angabe des belgischen Ingenieurs KUMMER mitunter je eine zwischen je zwei Rahmen liegende eiserne bewegliche Querstange, die im vordern Ständer des einen Rahmens in einem Scharnier drehbar ist und am nächsten Rahmen einen zweiten Stützpunkt besitzt. Wird dieser beseitigt, so dreht sich die Querstange um ihr Scharnier, die Nadeln verlieren ihre obere Anlehnung und werden durch den Wasserdruck sämtlich auf einmal umgelegt, an dem Fortschwimmen jedoch durch eine an ihren Köpfen befestigte Leine gehindert.

Abb. 71 u. 72. GUILLEMAINsche Hakennadel.

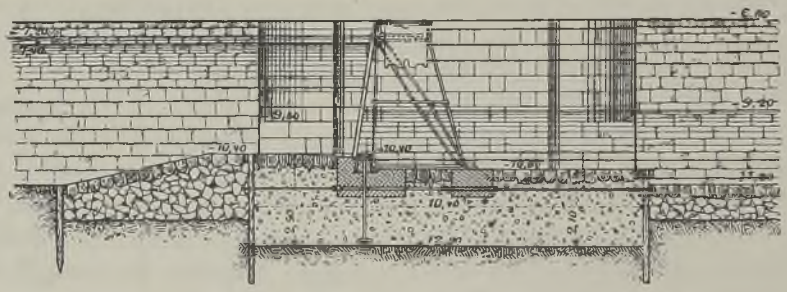
Abb. 71. Seitenansicht. Abb. 72. Vorderansicht.



Da jedoch die KUMMERsche Anordnung den Nachteil hat, daß das Sturzbett bei der plötzlichen Freimachung einer ganzen Öffnung durch den Stoß der großen Wassermenge stark angegriffen wird, so ist GUILLEMAINS einfache und praktische Einrichtung vorzuziehen, bei der jede Nadel, sobald sie gehoben wird, mittels eines an ihr befestigten Hakens (Abb. 71 u. 72) um die abgerundete Stange frei schwingt und mit einem Hebel vollständig herausgenommen wird.

Eine weitere Verbesserung der Nadelwehre besteht darin, daß die zu Versandungen Anlaß gebende Rinne im Wehrrücken (Abb. 70) durch Anordnung eines über diesem hervorragenden Lagers auf der Unterwasserseite des Wehrbocks beseitigt wurde, wie

Abb. 73. Brahe-Wehr. M. 1 : 200.



dies auch bei dem in Abb. 73 dargestellten, bei der Kanalisierung der Unter-Brahe[2]) ausgeführten Nadelwehr der Fall ist. Sodann wurden die Bohlen der Laufbrücke zwischen je zwei Wehrböcken durch eine einzige eiserne Tafel (Abb. 74) ersetzt, die sich,

[1]) Bei dem Nadelwehr in der Elbe bei Wegstädtl ist die Entfernung der Böcke 3 m, ihre Höhe 3,30 bis 4,30 m. Die Böcke liegen beim Umklappen frei voneinander.

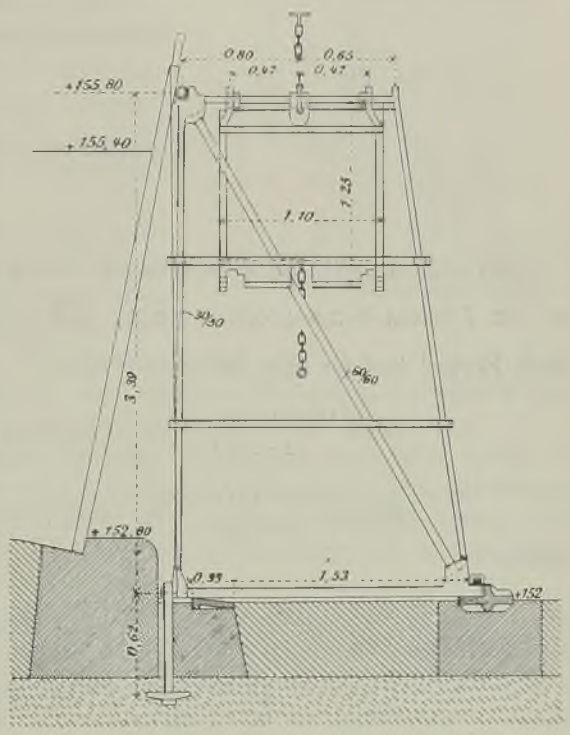
[2]) H. GARBE, »Der Weichselhafen Brahemünde und die Kanalisierung der Unterbrahe« in der Zeitschr. f. Bauw. 1888, S. 211ff.

durch Scharniere an dem einen Rahmen befestigt, niederklappen läßt, während sie, wagerecht liegend, die Verbindung mit dem nächsten Wehrbock bewirkt. Als Nadellehne dienen eiserne Rohre, um welche die an den Nadeln befindlichen Haken nach GUILLEMAINscher Anordnung greifen.

Die Rahmen können aus zusammengeschweißten Eisen von rechteckigem Querschnitt oder auch aus Formeisen hergestellt werden; im letztern Falle stellt sich der Wehrbock als ein Fachwerk von wagerechten, senkrechten und diagonalen ⊏- und Winkeleisen dar.

Die Nadeln, deren Querschnitt von unten bis zum höchsten Wasserstand ein rechteckiger oder ein das Nebeneinanderstellen bzw. Umkanten der Nadeln erleichternder quadratischer ist, werden meistens aus runden, bisweilen auch quadratischen oder sechskantigen Hölzern, neuerdings auch aus hohlem Holz oder zusammengeschweißten oder gerichteten Blechen hergestellt. Lärchenholz ist des geringern Gewichts wegen besser als Kiefer. Sie erhalten oben eine 0,3 m lange Handhabe. Die Berührungsflächen der Nadeln müssen sorgfältig gehobelt werden, damit sie möglichst dicht aneinander schließen. Zur Dichtung der Fugen zwischen den einzelnen Nadeln wurden Sägespäne und Steinkohlenasche[1]) oder eine Mischung aus Kiefernnadel und morschem Gezweig mit Erfolg verwendet. Auch durch mit Teer getränkte, auf die Nadeln gelegte Leinwand wird eine allerdings kostspielige Dichtung erzielt, die außerdem eine Verzögerung bei dem Niederlegen des Wehres verursacht.

Abb. 74. Wehrbock mit eiserner Brückentafel. M. 1 : 50.



Im Hinblick auf die häufig notwendige schnelle Umlegung der Nadeln und Böcke empfiehlt es sich, bei sehr großen Standbreiten, das Wehr durch ein oder mehrere feste Mittelpfeiler zu unterteilen, weil ja ein Nadelwehr nur von einem Ende aus umgelegt werden kann und bei zu langer Dauer dieser Arbeit eine Überschwemmung des noch nicht geöffneten Teils eintreten kann.

Die Länge der Nadeln ausgeführter Wehre beträgt 2,5 bis 5,0 m, die Breite 7 bis 20 cm und die Dicke 4 bis 12 cm. Die Wehrnadeln sind im wesentlichen in gleicher Weise wie die Griesständer der Schützenwehre zu berechnen. Bezeichnet man den Neigungswinkel der erstern gegen die Senkrechte mit α (Abb. 75) und die Breite einer Nadel mit b, so ist der ganze auf eine Nadel wirkende Wasserdruck

$$D = \frac{\gamma \cdot b \cdot h}{2 \cos \alpha} (2a + h), \tag{20}$$

und sein Moment für A als Drehpunkt:

$$\mathfrak{M} = \frac{\gamma \cdot b \cdot h}{6 \cos^2 \alpha} [3a(a + h) + h^2]. \tag{21}$$

[1]) ROLOFF, »Versuche über Dichtung von Nadelwehren« im Zentralbl. d. Bauverw. 1897, S. 210.

Ferner ist der Stützendruck

$$B = \frac{\mathfrak{M}}{l} \text{ und der Druck } A = D - B = D - \frac{\mathfrak{M}}{l}.$$

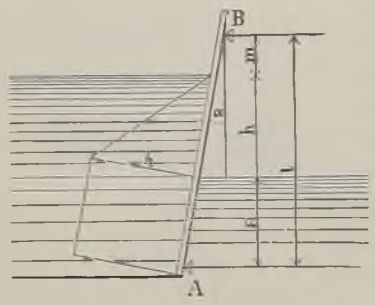
Endlich ist das größte Biegungsmoment:

$$M = \frac{B}{\cos\alpha}\left(m + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{2B \cdot \cos\alpha}{\gamma \cdot b}}\right) \text{ oder } = \frac{A^2}{2\gamma \cdot b \cdot h}, \tag{22}$$

je nachdem

$$\sqrt{\frac{2B \cdot \cos\alpha}{\gamma \cdot b}} < \text{ oder } > h \text{ ist.}$$

Abb. 75. Berechnung der Nadeln.



Zur Berechnung der Dicke e der Nadel bei einer Beanspruchung von k kg/qcm setzt man

$$\frac{M}{k} = \frac{1}{6} b \cdot e^2,$$

woraus sich ergibt:

$$e = \sqrt{\frac{6M}{k \cdot b}}.^{1)} \tag{23}$$

Sei z. B. $a = 0{,}4$ m, $h = 2{,}0$ m, $m = 0{,}3$ m und die Stützlänge der Nadeln 2,8 m, so ist $l = 0{,}4 + 2{,}0 + 0{,}3 = 2{,}7$ m, $\cos\alpha = \frac{2{,}7}{2{,}8} = 0{,}96$, $\cos^2\alpha = 0{,}92$, und daher nach Formel (20) für eine Breite von 1,0 m

$$D = \frac{1000 \cdot 1{,}0 \cdot 2{,}0}{2 \cdot 0{,}96}(2 \cdot 0{,}4 + 2{,}0) = 2916 \text{ und nach Formel (21)}$$

$$\mathfrak{M} = \frac{1000 \cdot 1{,}0 \cdot 2{,}0}{6 \cdot 0{,}92}[3 \cdot 0{,}4(0{,}4 + 2{,}0) + 2{,}0^2] = 2492 \text{ kgm},$$

mithin

$$B = \frac{\mathfrak{M}}{l} = \frac{2492}{2{,}7} = 923 \text{ kg},$$

und der Wert von

$$\sqrt{\frac{2 \cdot 923 \cdot 0{,}96}{1000 \cdot 1{,}0}} = 1{,}33 \text{ m, d. h. } < h.$$

Bei einer Nadelbreite $b = 8$ cm $= 0{,}08$ m ist der obere Stützendruck:

$B = 0{,}08 \cdot 923 = 74$ kg, und das größte Biegungsmoment nach Formel (22)

$$M = \frac{74}{0{,}96}\left(0{,}3 + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{2 \cdot 74 \cdot 0{,}96}{1000 \cdot 0{,}08}}\right) = 91 \text{ kgm} = 9100 \text{ kgcm}.$$

Für $k = 95$ kg/qcm ist daher nach Formel (23)

$$e = \sqrt{\frac{6 \cdot 9100}{95 \cdot 8}} = 8{,}5 \text{ cm}.$$

Setzt man jedoch b gleich dem Abstand der Wehrböcke voneinander, so bedeutet B (Abb. 76) den durch die obern Nadellehnen auf jeden Wehrbock übertragenen Druck, dem jener zu widerstehen hat. Dabei wird der Vorständer BF auf Zug, die Strebe BE

1) Vgl. auch die Berechnung der Griesständer bei Engels a. a. O., S. 547 und der Wehrböcke S. 563.

dagegen auf Druck beansprucht, und die betreffenden Kräfte ergeben sich unmittelbar aus den Momentengleichungen für E und F als Drehpunkte. Diejenige für E lautet:

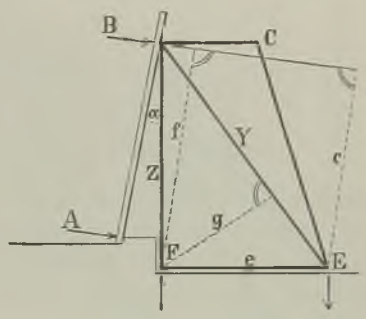
$$B \cdot c = Z \cdot e, \text{ woraus sich ergibt } Z = \frac{B \cdot c}{e}.$$

Für F als Drehpunkt dagegen besteht die Gleichung:

$$B \cdot f = Y \cdot g, \text{ aus der sich findet } Y = \frac{B \cdot f}{g}.$$

Beachtenswert ist die nachstehende abgekürzte Berechnung der Beanspruchung der Nadeln: Man vernachlässigt ihre schräge Stellung und nimmt an, daß der Wasserspiegel bis an den obern Stützpunkt der Nadeln reiche. Die Druckfigur ist dann ein rechtwinkliges Dreieck. Für gewöhnliche Fälle dürfen nun Dreieckslasten, insoweit es sich um die Ermittlung von Beanspruchungen handelt, als gleichmäßig verteilte Lasten betrachtet werden[1]). Die Berechnung der Beanspruchung gestaltet sich somit sehr einfach. Wenn man sie für eine Dreieckshöhe = 2,7 m und einen Querschnitt der Nadeln von 8/8,5 cm ausführt, erhält man eine Beanspruchung von 102 kg/qcm, während bei der obigen genauern Rechnung 95 kg/qcm angenommen waren. Man darf jedoch nicht übersehen, daß, sobald einige Nadeln entfernt sind, die verbleibenden nicht von ruhendem, sondern von strömendem Wasser angegriffen werden. Die Näherungsrechnung hat also in diesem Fall ein Ergebnis geliefert, das der Wirklichkeit näher kommt, als das Ergebnis der ausführlichen Rechnung.

Abb. 76. Berechnung der Wehrböcke.



Es ist noch zu erwähnen, daß beim Einsetzen der Nadeln diese nicht selten bis über die Bruchgrenze hinaus beansprucht werden, so daß die Zahl der jährlich gebrochenen Nadeln erheblich ist; einschließlich der durch Abtreiben verloren gehenden betrug z. B. der jährliche Verlust an Nadeln bei den Wehren zwischen Frankfurt und Mainz durchschnittlich 12 v. H.

Die von BOULE vorgeschlagenen und schon erprobten Wehre mit Schütztafeln vor Nadelwehrböcken, die die meisten Vorzüge der Schützen- und Nadelwehre ohne deren Nachteile besitzen, eignen sich besonders für größere Gefälle, sowie für Flüsse mit rasch wechselnden Wasserständen; sie dürfen den Nadelwehren vorzuziehen sein, sobald die Nadeln über 4 m lang werden müßten. Ein Vorteil der Nadelwehre ist die — innerhalb weiter Grenzen mögliche — Vermeidung von Zwischenständern; ihre Stauhöhe wird nur durch die Handlichkeit der Nadeln begrenzt.

f) Walzenwehre.

Bei den von CARSTANJEN erfundenen Walzenwehren[2]) wird der Verschluß selbst breiter Wehröffnungen durch eine große Walze gebildet, deren Lagerung und Bewegung auf geneigten Bahnen erfolgt, die beiderseits in Mauernischen untergebracht sind. Den

---

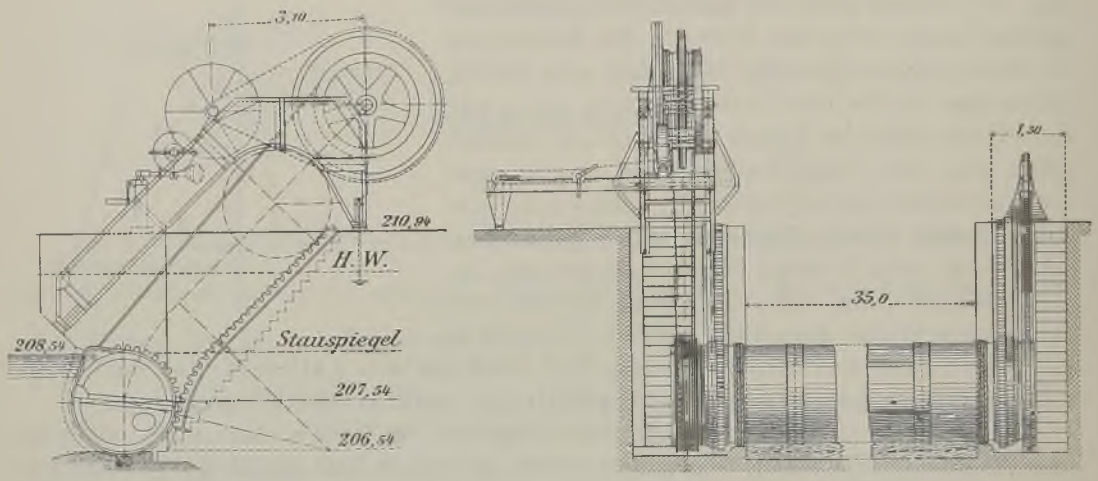
[1]) Das Maximum des Biegungsmoments ist nämlich bei gleichmäßig verteilter Belastung $= \frac{P \cdot l}{8}$, bei sog. Dreieckslasten aber $= 0{,}128\, P \cdot l$. Den Unterschied darf man vernachlässigen. Vgl. »Taschenb. d. Hütte, 20, Aufl., Abt. I, S. 448 und 450.

[2]) »Über Walzenwehre« in der Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Archit.-Vereins 1903, S. 659 bis 666, Engels, a. a. O., S. 619 bis 629 und »Handb. d. Ing.-Wissensch. 4. Aufl., III. Teil, Bd. II, S. 406 bis 421. Ferner MÖLLER, Bd. II, S. 254. (Daselbst, S. 252, eine Zusammenstellung der verschiedenen Arten von Klappenwehren.)

Antrieb vermitteln, ähnlich wie bei Fässern, die auf geneigten Ebenen auf- und abwärts bewegt werden, Seile oder Ketten, die um die Enden der Walzen geschlungen sind; parallele Führung wird durch auf den Walzenenden sitzende Zahnkränze bewirkt, deren Zähne in Zahnstangen eingreifen. Das Hauptverwendungsgebiet der Walzenwehre bilden die Flußkanalisierungen.

Abb. 77a und b führt das erste zur Ausführung gelangte Walzenwehr vor. In neuerer Zeit sind die Einzelheiten dieser Wehre vervollkommnet. Man hat der Walze einen etwas kleinern Durchmesser gegeben und hat am Wehrrücken eine niedrige, eiserne, bogenförmige Wehrwand befestigt, gegen deren oberes Ende die herabgelassene Walze sich anschließt; die Dichtung erfolgt durch einen Lederstreifen.

Abb. 77a u. b. Walzenwehr im Main bei Schweinfurt.



Um einen festen Schluß zu erzielen, ist ein zweites oberes Doppelseil nebst Zubehör angebracht, mit dem die Walze zuletzt noch kräftig angezogen wird. Sodann ist in die Walze ein kleiner eiserner Zylinder eingebaut, der sich im Unterwasser mit Wasser füllt; ohne diese Einrichtung würde der Auftrieb zu groß werden.

Die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, die die Patente besitzt, hat die Walzenwehre zu großer Vollkommenheit ausgebildet; auch wird die Walze, außer an den rollenden Enden, bisweilen in andern Querschnittformen gebaut. Bis 1923 sind eine große Zahl solcher Walzenwehre ausgeführt: In Deutschland 45, im übrigen Europa 38, in Amerika 7. Ihre Hauptvorteile sind folgende: sie dichten gut ab; sie erlauben große Stauweiten ohne Brücke und Zwischenständer; vermeiden die für Schiffahrt gefährlichen umgelegten Böcke; sie werden durch Geschiebe und Eis nicht gestört; sie sind einfach und billig in der Bedienung und Unterhaltung, allerdings teuer in der Anlage.

g) Klappenwehre.

Bei einigen Klappenwehren dienen als Staumittel senkrecht stehende Tafeln, die Klappen genannt werden, weil sie sich, um wagerechte Drehachsen beweglich, umklappen und auf den Wehrrücken niederlegen lassen. Wird eine größere Zahl derartiger Klappen nebeneinander gestellt, so können auch breite Wehröffnungen abgeschlossen werden, wobei jedoch Wasserverluste unvermeidlich sind, weil die Fugen zwischen den einzelnen Klappen nicht wasserdicht geschlossen werden können. Je nachdem nur das Niederlegen oder auch das Aufrichten der Klappen durch den Wasserdruck erfolgt,

unterscheidet man durch Wasserdruck zu öffnende und durch Wasserdruck sowohl zu öffnende wie auch zu schließende Klappenwehre.

α) *Durch Wasserdruck zu öffnende Klappenwehre.* Die einfachsten Klappen- der durch Wasserdruck zu öffnenden Klappenwehre sind die zur Erhöhung von festen Wehren in Gebirgsflüssen dienenden, höchstens 0,3 m hohen, aus Brettern hergestellten Aufsteckladen, die mit Scharnieren auf der Wehrkrone befestigt und durch schwache flußabwärts aufgestellte Holzstreben in ihrer senkrechten Stellung gehalten werden. Überstürzend reißt das Hochwasser diese Streben fort, so daß die Klappen sich von selbst umlegen. In ähnlicher Weise hat man auch höhere bewegliche Wehraufsätze durch Klappen hergestellt, die in Scharnieren drehbar waren und, aufgerichtet, durch eiserne Streben gestürzt wurden.

Abb. 78 u. 79. Klappenwehr von CHANOINE.

Abb. 78. Skizze des Querschnitts.

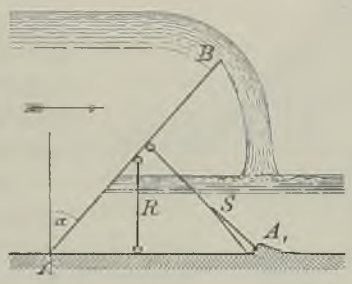
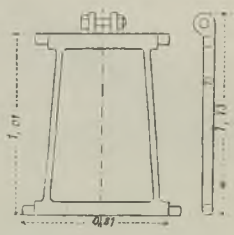


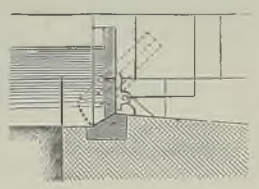
Abb. 79. Stützrahmen *R* der Klappen. M. 1 : 40.



Nach diesen Vorläufern konstruierte CHANOINE zum Abschluß von Schiffsdurchlässen ein später verbessertes Klappenwehr (Abb. 78 u. 79), das Klappen *AB* besitzt, die aus starken, mit Bohlen bekleideten Holzrahmen bestehen, und deren horizontale Drehachsen nur so tief unter dem Wasserspiegel liegen, daß der größere Wasserdruck auf den untern Klappenteil, dessen Höhe sich zu derjenigen des obern wie 5 : 7 verhält, wirkt. Die Drehachsen ruhen auf eisernen Stützrahmen *R* (Abb. 79), die durch Scharniere mit einer im Wehrrücken liegenden Holzschwelle verbunden sind. Werden nun den Streben *S*, die die aufgerichteten Klappen in ihrer Stellung erhalten, durch Anziehen einer Zugstange die Stützpunkte entzogen, die sich an den auf dem Wehrrücken liegenden Eisenschuhen A_1 befinden, so öffnet sich des Wehr, und die Stützrahmen legen sich im Unterwasser mit den Klappen auf den Wehrrücken nieder. Von einer POIRÉEschen Laufbrücke aus kann das Aufrichten der umgelegten und durch Ketten mit der Brücke verbundenen, 1,3 m breiten Klappen durch eine fahrbare Winde erfolgen.

Um das Niederlegen der Klappen bei geringen Schwankungen des Wasserspiegels zu vermeiden, hat KRANTZ in den Klappen kleinere selbstwirkende, ebenfalls um wagerechte Achsen drehbare Regulierungsklappen angebracht, die Schmetterlingsklappen genannt wurden und sich bei einem bestimmten Wasserdruck öffnen, bei sinkendem Wasserspiegel jedoch von selbst wieder schließen, weil der untere kürzere Teil durch Anbringung eines Gewichts schwerer als der obere längere ist.

Abb. 80. Selbstwirkendes Klappenwehr.

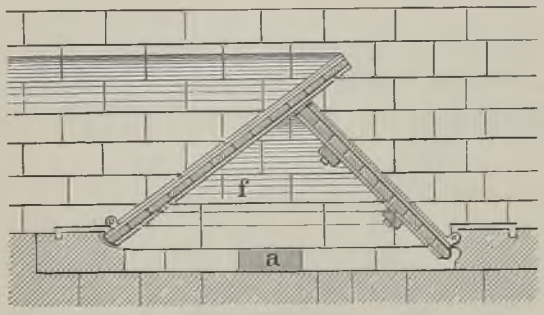


β) *Durch Wasserdruck zu öffnende und zu schließende Klappenwehre* sind so eingerichtet, daß, je nachdem der größte Wasserdruck auf den obern oder untern Teil der Klappen wirkt, diese umgelegt bzw. aufgerichtet werden. Bei dem in Abb. 80 dargestellten ältern selbstwirkenden Wehr ist die genau im untern Drittel der Klappenhöhe liegende Drehachse durch feste Streben unterstützt. Geht die Mittelkraft des Wasserdrucks durch diese Drehachse, so besteht Gleichgewicht; bei höherem Wasserstand dagegen wird der Druck auf den obern Teil der Klappe größer, hierdurch wird die Klappe umgelegt, und man muß sie bei tieferm Wasserstand vom Ufer aus wieder aufrichten. Befestigt man jedoch die Klappe unten am Wehrrücken durch Ketten von solcher Länge, daß sie nur die punktiert angegebene Lage einnehmen

kann, so wirkt bei fallendem Wasserstand der größte Wasserdruck auf den untern Teil der Klappe und richtet diese wieder auf.

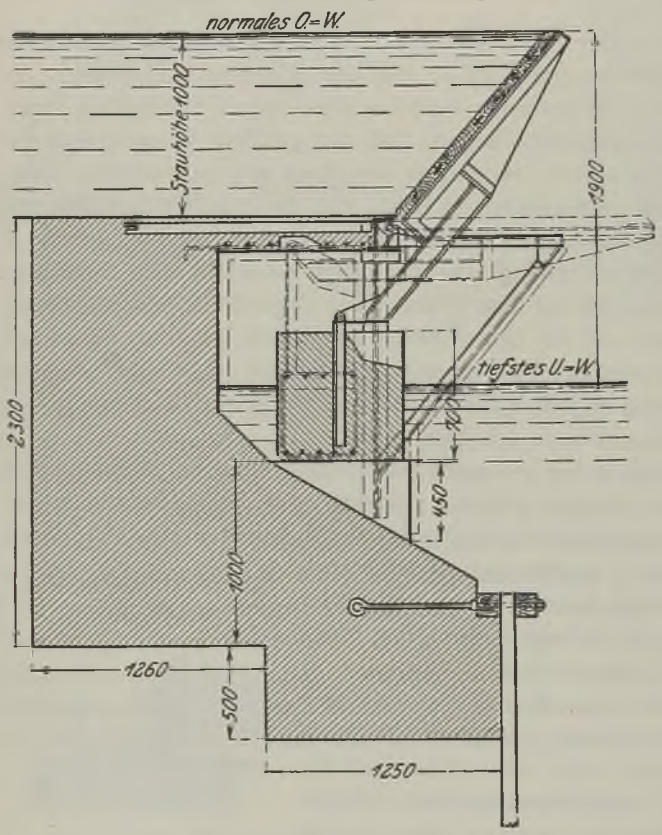
Die zum Aufrichten der Klappen erforderliche Kraft suchte WHITE aus dem Unterschied zwischen Ober- und Unterwasser bei Anwendung von Doppelklappen (Abb. 81) zu gewinnen. Die letztern werden bei aufgerichtetem Wehr durch den Druck des mittels eines Kanals und der Öffnung *a* in den Raum *f* eintretenden Oberwassers in der Höhe gehalten. Setzt man dagegen den Raum *f* mit dem Unterwasser in Verbindung, so nimmt der Wasserdruck so ab, daß die Klappen sich in eine Rinne im festen Teile des Wehres niederlegen.

Abb. 81. Wehr mit Doppelklappen.



Die beim Öffnen und Schließen des Wehres zwischen den beiden Klappen entstehende Reibung suchte der französische Ingenieur CARRO durch Gelenkklappen zu beseitigen, die oben durch Scharniere miteinander verbunden sind[1]). (Abb. 82).

Abb. 82. Selbsttätige Stauanlage.



Die Berechnung der Wehrklappe führt Engels a. a. O., S. 574ff durch, wo auch eine Reihe neuerer Ausführungen selbsttätiger Klappenwehre, z. B. das hydraulische Dachwehr in Zoblitz a. Neisse und die selbsttätige Stauanlage in der Mangfall, Abb. 82, eingehend besprochen werden.

Allgemein werden die Klappenwehre am Platze sein, wo sie auf verhältnismäßig hohen, festen Wehren aufgebaut sind.

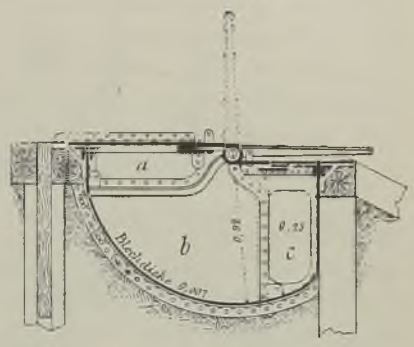
h) Trommelwehre.

Bei den von DESFONTAINES erfundenen Trommelwehren wirkt der Druck des Oberwassers auf eine nach unten verlängerte Wehrklappe. Im Anfang nur zur Erhöhung massiver Überfallwehre verwendet, werden sie, nachdem sie von MOHR verbessert sind, auch zum Abschluß von Floß- und Schiffsdurchlässen benutzt. Bei den DESFONTAINESschen Trommelwehren wird der Stau durch eiserne, 1,5 m breite Klappen (Abb. 83) bewirkt, die sich um wagerechte, in ihrer Mitte angebrachte Drehachsen bewegen. Der untere

[1]) ENGELS, »Rollklappenwehr von CARRO«, sowie »Neues selbstwirkendes Klappenwehr von CARRO« in dem Zentralbl. d. Bauverw. 1890, S. 211ff., bzw. 1888, S. 230f.

Teil der Klappen dreht sich in einem in dem Wehrrücken befindlichen, aus starkem Eisenblech hergestellten Halbzylinder, der sog. Trommel. Je nachdem diese durch Kanäle in dem Uferpfeiler mit dem Oberwasser oder mit dem Unterwasser in Verbindung gesetzt wird, schließt oder öffnet sich das Wehr. Bei umgelegter Klappe steht der Raum *a* im Innern der Trommel mit dem Unterwasser, der Raum *bc* dagegen mit dem Oberwasser in Verbindung; soll jedoch die Klappe aufgestellt werden, so läßt man durch Umstellen der Schieber das Oberwasser in *a* eintreten, dessen Druck auf den untern Teil der Klappe diese in die senkrechte Stellung bringt.

Abb. 83. Trommelwehr von DESFONTAINES. M. 1 : 45.



Bei dem von MOHR in der Küddow bei Tarnowke erbauten Trommelwehr (Abb. 84 u. 85)[1]) ist der zwischen zwei Schützenwehren befindliche 5,2 m breite Floßdurchlaß durch eine einzige eiserne Klappe geschlossen. Die Verbindung von Ober- und Unterwasser mit der Trommel wird durch je zwei gekuppelte Drosselklappen derart vermittelt, daß durch dieselbe Kurbeldrehung beides gleichzeitig bewirkt wird. Um das zu ermöglichen, sind für die Hauptachse der Klappe vier Zwischenlager angeordnet, die von dem in Abb. 85 angedeuteten I-Träger unterstützt werden. Da der Druck auf den in der Trommel befindlichen Teil der Klappen stärker sein muß, als der auf ihren obern Teil, so ist ersterer um etwa ein Zehntel größer zu machen als letzterer. Demgemäß ist bei dem Trommelwehr in der Küddow die Stauklappe 1,92 m, die in der Trommel dagegen 2,15 m lang. Ein Spülkanal dient zum Reinigen der Trommel.

Abb. 84 u. 85. Trommelwehr von MOHR. M. 1 : 200.

Abb. 84. Ansicht.

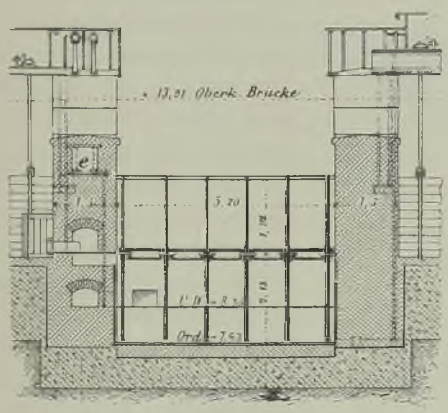
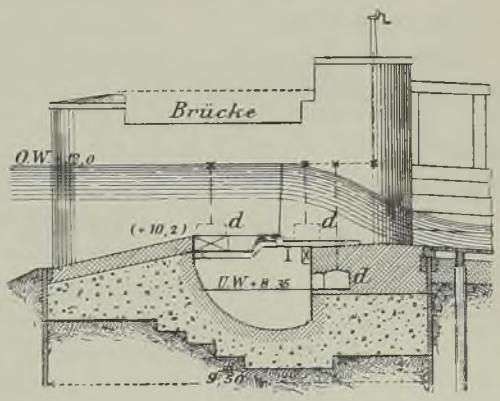


Abb. 85. Querschnitt.



Wegen der tiefen, kostspieligen Fundierung können die Trommelwehre den Wettbewerb mit andern Anordnungen nur bei mäßigen Stauhöhen aushalten und zwar nur, wenn der Raum für die Trommel im Wehrrücken ausgespart werden kann und dieser selbst nur wenig über der Flußsohle liegt.

Beachtenswert sind auch die von NAKONZ vorgeschlagenen Trommelwehre[2]).

---

[1]) »Trommelwehr in der Küddow bei Tarnowke« im Zentralbl. d. Bauverw. 1882, S. 346ff.

[2]) NAKONZ im Zentralbl. d. Bauverw. 1890.

Abb. 86. Schematischer Querschnitt des Weserwehres.

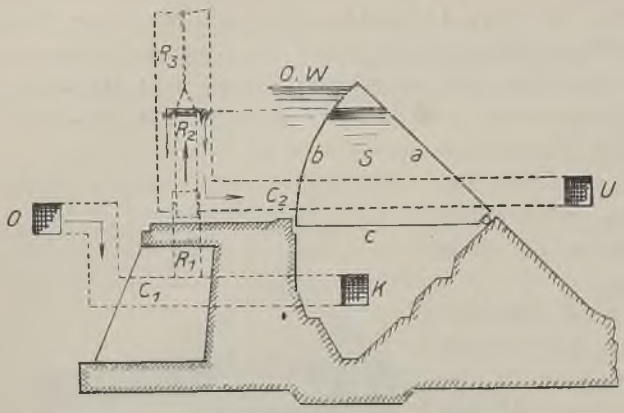


Abb. 87. Segmentwehr.

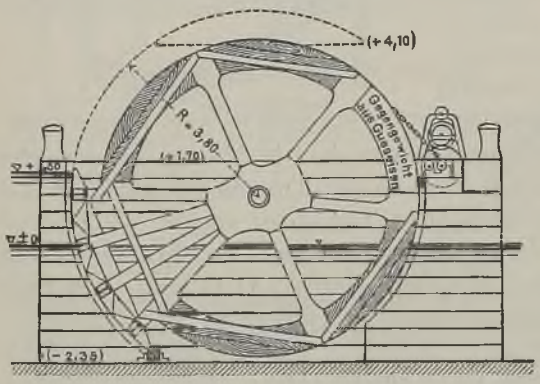
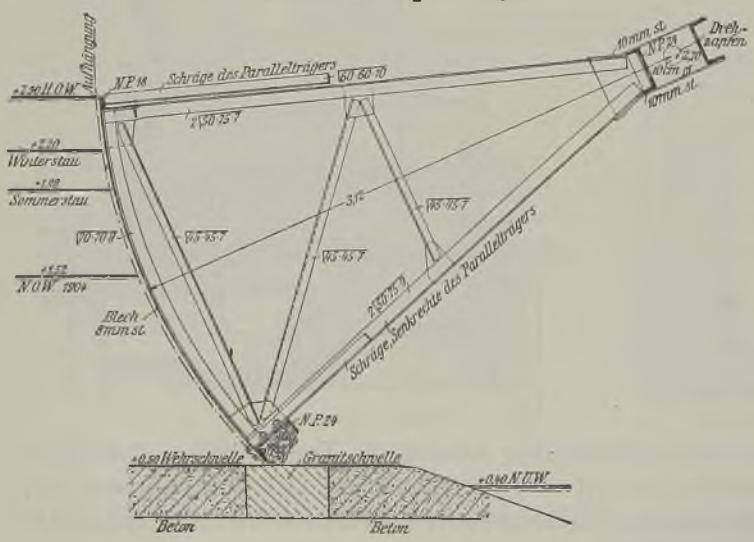


Abb. 88. Einzeldurchbildung des Segmentwehrs.



i) Sektorwehre.

Den Trommelwehren, auch Winkelschütze genannt, kommen die Sektorwehre am nächsten. In Anlehnung an ein von E. L. COOLY entworfenes und bei Lockport für eine Weite von 14 m bei 3,5 m Stauhöhe gebautes Sektorwehr wurde das große Wasserwehr in Hemelingen von der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg 1910 gebaut. Die grundsätzliche Anordnung ist aus Abb. 86 [1]) ersichtlich.

Das Wehr hat über dem festen Grundwehr eine Höhe von 4,6 m, umfaßt zwei Öffnungen von je 54 m Lichtweite und kann vollständig in die trommelartige Vertiefung des Grundwehrs versenkt werden. Die Sektorwehre eignen sich für die Herstellung gleichmäßigen Staues bei großen Weiten auch in Flüssen mit Hochwasser und Eisgang und ermöglichen bei Einfachheit und Übersichtlichkeit große Wasserkraftausnutzung.

k) Segmentwehre.

Das Segmentwehr ist allen andern Wehrarten bis zur Öffnung von etwa 12 m überlegen [2]). Es ist sehr wasserdicht, auch im strömenden Wasser leicht zu bewegen, beansprucht geringe Höhe in geöffnetem Zustand, erlaubt große Stauhöhen, deren Zunahme die Kosten, die Bauart und die Handhabung wenig beeinflußt, die Bewegungsvorrichtungen liegen stets wasserfrei und der Wehrboden ist unbehindert. Sie eignen sich also besonders zu Schiffsdurchlässen. Über die erste Anwendung dieses Wehres — Zylinderwehrs — hat ENGELS im Zentralbl. d. Bauverw. 1893 berichtet. Der Schützkörper besteht aus dem Ausschnitt eines hohlen

[1]) Aus »Handb. d. Ing.-Wissensch.«. 4. Aufl., II. Bd., III, Kap.

[2]) Das Werturteil der einzelnen Arten stützt sich auf ENGELS a. a. O.

Kreiszylinders, der um die wagerechte Zylinderachse sich drehend, gehoben oder gesenkt wird (Abb. 87). Eine neuzeitliche Ausführung befindet sich z. B. in der Spandauer Stadtarche, deren Einzeldurchbildung aus Abb. 88 erkennbar ist [1]).

§ 22. Fischpässe in Wehren.

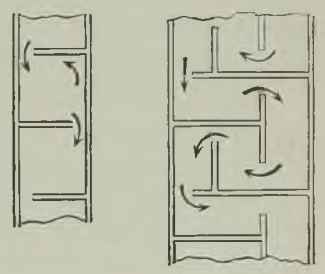
Um den Fischen das Stromaufwärtsschwimmen neben festen und beweglichen Wehren zu ermöglichen, damit sie von den untern Flußstrecken nach den obern zu ihren dort befindlichen Laichplätzen gelangen können, sind künstliche Fischwege anzulegen, die Fischpässe, Fischleitern oder Fischtreppen genannt werden. Sie bestehen gewöhnlich aus einer in dem Wehrkörper zwischen Seitenwänden hergestellten schmalen Rinne mit treppenförmiger oder flach geneigter Sohle, wodurch das durch die Stauanlage konzentrierte Gefälle auf eine längere Strecke verteilt bzw. auf andere Weise verringert oder unschädlich wird.

Die Sohle dieser Rinnen muß wenigstens 0,3 bis 0,4 m unter dem niedrigsten Wasserstande liegen. Um den Wasserverbrauch einzuschränken, wird die lichte Weite der Ein- und Ausmündungsöffnungen auf 0,3 bis 0,4 m eingeschränkt, und die Einmündung in derjenigen Zeit, in der die Fische nicht zu wandern pflegen, mit einem Schütz geschlossen. Die einfachste Anordnung der Fischpässe ist die, bei der Öffnungen in den Schütztafeln oder durch mit Schützen verschließbare Einschnitte im Wehrrücken hergestellt werden.

Die eigentlichen Fischpässe sind Rinnen, in denen der Abfluß des Wassers mit verlangsamter Strömung erfolgt, und die durch Sparren oder Zungen genannte Querwände in mehrere Kammern zerlegt werden. Bei den ältern Fischpässen gingen nach dem Sprungsystem die von den Fischen dann zu überspringenden Querwände durch, während jetzt dem Schwimmsystem, bei dem die Fische schwimmend zur Höhe gelangen, der Vorzug gegeben wird. Im letztern Falle wird in der Rinne ein geschlängelter, das Gefälle ermäßigender Lauf dadurch hergestellt, daß die am besten senkrecht zu den Seitenwänden gerichteten Querwände abwechselnd nur an einem Ende mit jenen verbunden sind, am andern aber 0,3 m breite Durchflußöffnungen freilassen (Abb. 89 u. 90). Durch Ansätze an den Querwänden, entweder nur nach einer oder nach zwei Richtungen (Abb. 90), läßt sich der Weg in den Rinnen noch weiter ausdehnen.

Abb. 89 u. 90.
Fischpässe in Wehren.

Abb. 89. Abb. 90.



Die Länge des Bauwerks richtet sich nach dem Höhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasser, sowie nach der Steigung von 1 : 6 bis 1 : 10 der geneigten Ebenen. Die lichte Weite der Rinne ist zu 1,2 bis 1,5 m, und die Entfernung der aus Werksteinen oder Bohlen herzustellenden, bei gewöhnlichem Wasserstand nicht überfluteten Querwände zu 1,3 bis 1,5 m anzunehmen.

Es haben sich noch eine ganze Reihe anderer Ausführungen von Fischpässen, Fischschleusen und Aalleitern bewährt, doch führt ihre Darstellung im einzelnen hier zu weit. Es sei auf die umfassende Bearbeitung dieses Kapitels im II. Bande der 4. Aufl. des »Handbuchs der Ingenieur-Wissenschaften« durch Geh. Oberbaurat P. GERHARDT verwiesen.

---

[1]) MAX BUCHOLZ: »Die Betriebseinrichtungen des Großschiffahrtsweges Berlin-Stettin.« Zeitschr. d. Ver. Deutsch. Ing. 1913, S. 1809.

C. Wasserstraßen. Binnenschiffahrt. Binnenhäfen.

§ 23. Natürliche Wasserstraßen.

Fast noch wichtiger, als für die Zwecke der Landwirtschaft, der Gewerbe und der Wasserversorgung sind die Flüsse für den Verkehr als natürliche Wasserstraßen. In früherer Zeit entstanden der Flußschiffahrt allerdings große Hindernisse durch unaufhörliche, oft plötzliche Veränderungen in der Lage des Fahrwassers, sowie durch zahlreiche Riffe und Stromschnellen, und die hieraus entspringenden Schwierigkeiten machten sich bei der Bergfahrt, wobei die Schiffe durch Menschen mühsam stromaufwärts befördert wurden, besonders fühlbar.

Bei kleinern Flüssen zeigte sich manchmal das Bedürfnis, die Fahrtiefe auf künstliche Weise zu vermehren, was dadurch geschah, daß man deren Wasserspiegel mittels beweglicher Stauwerke streckenweise hob und dann an bestimmten Tagen den talwärts fahrenden Schiffen durch Freigabe der aufgestauten Wassermassen die nötige Fahrtiefe auf kurze Zeit verschaffte. Ein solches jetzt nur selten angewandtes Verfahren wird intermittierende Schiffahrt oder eine solche auf Schwellungen genannt und ist nur am Platze, wenn der Verkehr sich vorwiegend talwärts bewegt.

Im neunzehnten Jahrhundert hat die Entwicklung der größern Wasserstraßen durch die Vervollkommnung der Eisenindustrie, die die Herstellung der neuern beweglichen Wehre, sowie des das Holzschiff nach und nach ganz in Hintergrund drängenden Eisenschiffs ermöglichte, besonders aber durch die Einführung der Dampfschiffe bedeutende Fortschritte gemacht.

Durch die Verwendung des Eisens für den Flußschiffbau und die Einführung der Dampfmaschinen, später auch der Ölmotoren in die Binnenschiffahrt wuchsen die Anforderungen an die Wasserstraße. Denn die mit Kraftmaschinen ausgerüsteten Selbstfahrer und mehr noch die der Fortbewegung großer Schleppzüge dienenden Schleppdampfer machten zur Ausnutzung der in ihnen angelegten großen Werte eine möglichst regelmäßige, von Wasserstandschwankungen unabhängige Schiffahrt nötig. Da aber hierfür möglichst gleichmäßige Fahrtiefen erforderlich sind, so mußten zur Regulierung der schiffbaren Flüsse und zur Beseitigung der in ihnen vorhandenen Schiffahrtshindernisse bedeutende Arbeiten vorgenommen werden; so nahm die Flußkanalisierung, die die Sicherstellung bestimmter kleinster Fahrtiefen ermöglicht, einen großen Aufschwung [1]).

Das ganze in diesem und den nächsten Abschnitten behandelte Gebiet der Binnenschiffahrt, über das es bis zum Jahre 1912 eine zusammenfassende Darstellung nicht gab, ist in dem zweibändigen Werke von Oskar Teubert, »Die Binnenschiffahrt, ein Handbuch für alle Beteiligten«, Leipzig 1912 u. 1917 erschöpfend und übersichtlich behandelt worden. Der erste Band bringt die geschichtliche Entwicklung vom Altertum bis 1870 und eine grundlegende Übersicht über alle Fahrzeuge der Binnenschiffahrt. Der zweite Band enthält die Wasserstraßen und ihre Betriebseinrichtungen, die Fortbewegung der Schiffe, den gewerblichen Betrieb und das Verhältnis der Binnenschiffahrt zum Staate. Das Werk ist jetzt vergriffen und wird zurzeit vom Verfasser dieses Kapitels und seinem Bruder, Regierungsrat Dr. Werner Teubert, Potsdam, ganz neu bearbeitet. Für alle in dieses Gebiet fallenden Fragen sei deshalb auf diese neue, bei Wilhelm Engelmann, Leipzig 1925 erscheinende Auflage hingewiesen.

---

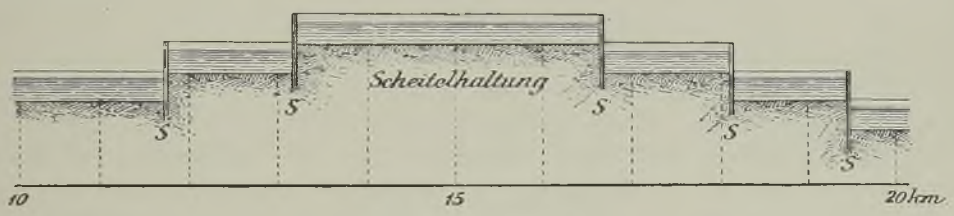
[1]) Beachtenswert ist: Sympher u. Maschke, Karte der deutschen Wasserstraßen (die Wassertiefen sind durch die Breite farbiger Streifen anschaulich gemacht). Berliner Lithographisches Institut.

§ 24. Künstliche Wasserstraßen.

Die ersten künstlichen Wasserstraßen waren für Zwecke der Landwirtschaft hergestellte große Gräben, die eines Abschlusses gegen das Außenwasser bedurften. Hierzu wurden unter anderm Schiffsdurchlässe verwendet, deren bewegliche Teile anfangs aus Schützen bestanden. Aber erst die Erfindung der Kammerschleuse[1]), mit deren Hilfe die Schiffe auf einfache Weise von einem Wasserspiegel nach einem tiefer liegenden gesenkt oder aus diesem nach dem höher befindlichen gehoben werden können, hatte eine weitgehende Entwicklung der künstlichen Wasserstraßen und eine größere Ausdehnung der Binnenschiffahrt im Gefolge. Denn mittels der Kammerschleusen können Flußstrecken mit starkem Gefälle befahren, sowie Schiffahrtskanäle auch im Hügelland angelegt und geeignete Flußstrecken kanalisiert werden.

Zur Herstellung eines Kanals in stark geneigten Geländen sind Strecken mit wagerechtem Wasserspiegel anzulegen und durch je eine Kammerschleuse abzuschließen. Je nach Umständen entsteht ein Seitenkanal oder ein Scheitelkanal (Abb. 91)[2]), von denen der erstere einen von Natur wenig oder gar nicht schiffbaren Wasserlauf begleitet,

Abb. 91. Scheitelkanal.



das Flußgefälle an einer oder mehreren Stellen zusammenfaßt und durch Kammerschleusen überwindet, während letzterer eine Wasserscheide überschreitet. Zu den Seitenkanälen gehören auch die Umgehungskanäle der Flußkanalisierungen, die aus dem Ober- und Unterkanal bestehen und durch die Schleuse miteinander verbunden sind. Bei längern Seitenkanälen ergeben sich mehrere, zwischen den Schleusen liegende Haltungen. Seit Erfindung der in § 21 beschriebenen POIRÉEschen beweglichen Nadelwehrböcke werden bei der Kanalisierung der Flüsse Kammerschleusen in Verbindung mit beweglichen Wehren in solchen Abständen voneinander verwendet, daß der Stau eines Wehres vor dem nächsten stromaufwärtsliegenden selbst bei niedrigen Wasserständen eine bestimmte Wassertiefe erzeugt.

Man hat demnach zu unterscheiden: schiffbare Flußstrecken, die sich im großen ganzen im natürlichen Zustand befinden, gewöhnlich aber zur Erhöhung ihrer von den wechselnden Wasserständen abhängigen Schiffbarkeit einer Regelung bedürfen; ferner kanalisierte Flußstrecken, die bei niedrigen Wasserständen den Schiffahrtskanälen, bei mittlern Wasserständen mit niedergelegten Stauwerken jedoch den freien Flüssen ähnlich sind, und Schiffahrtskanäle, bei denen der Hauptsache nach ein und derselbe Wasserstand, sowie ein horizontaler Wasserspiegel vorhanden und demgemäß der Betrieb ein gleichmäßiger ist, wobei allerdings das Durchfahren der Schleusen beträcht-

---

[1]) Die erste zuverlässige Nachricht über die Kammerschleuse, die sowohl die Italiener 1439 als auch die Holländer um 1300 zuerst erfunden haben wollen, erschien in der Mitte dee 15. Jahrh.; vgl. G. HAGEN, »Handb. d. Wasserbaukunst«, 3. Aufl., II. Teil, Bd. III, S. 174 und TEUBERT, Binnenschiffahrt I. Band, S. 31 ff.

[2]) Die Abb. 91 u. 99 sind den »Elementen des Wasserbaues« von SONNE u. ESSELBORN, Leipzig 1904 entnommen.

liche Zeitverluste hervorruft. Die Kanäle werden im folgenden in Abschnitt D § 31 bis 40, die kanalisierten Flüsse in § 41 und die Regelung der Flüsse in § 45 und § 53 behandelt.

§ 25. Flößerei.

Bei der Flößerei mit gebundenen Flößen, die in Deutschland bis zum Beginn unserer Zeitrechnung zurückreicht und früher auch dem Güter- und Personenverkehr diente, findet die Beförderung nur talwärts statt. Charakteristisch für den Bau der Flöße, zu deren Fortbewegung auch die Dampfkraft benutzt wird, ist, daß man zur Verbindung der einzelnen Stämme zu einem Gestöre vorzugsweise Holz verwendet. Diese Gestöre werden einzeln und nicht selten mit Brettern, sowie mit Brennholz befrachtet, nach den Hauptpunkten des Holzhandels gebracht, woselbst ihre Bestandteile entweder auf andere Verkehrswege übergehen oder zur Herstellung größerer Flöße behufs Weiterbeförderung auf dem Wasser dienen.

Die Breite der Flöße, die von der nutzbaren Breite der Gewässer und der in diesen befindlichen Flößereianlagen abhängt, ist sehr verschieden; auf kleinen Nebenflüssen des Rheingebiets z. B. sind 4 m breite Flöße üblich, während zwischen Mannheim und Koblenz bzw. unterhalb Koblenz solche von 63 m bzw. 72 m Breite zulässig sind. Die größte Länge der Rheinflöße beträgt 250 m. Diese Abmessungen und viele Einzelheiten über die Zusammensetzung, den Bau, das Zuwasserbringen (Einwaschen), Ausrüstung, Belastung, Schleppen und Treideln, Ausweichen u. a. m. sind in den polizeilichen Vorschriften festgelegt. Im übrigen vergleiche KARL EBNER, »Flößerei und Schifffahrt auf Binnengewässern«, Wien u. Leipzig 1912 und ENGELS, a. a. O., S. 1288 bis 1302.

Die zur Herstellung der nötigen Wassertiefe bzw. zur Ansammlung der erforderlichen Wassermassen und zur Gewinnung von Wasserkraft angelegten Stauwerke werden von den Flößen mit Hilfe der in § 21, S. 499 beschriebenen Floßdurchlässe überschritten, bei denen verschiedene Verschlußvorrichtungen angewendet werden.

§ 26. Die Fahrzeuge der Binnenschiffahrt.

a) Allgemeines.

Flußschiffe weichen in verschiedener Hinsicht von Seeschiffen ab. Sie können, da sie dem Seegang nicht ausgesetzt sind, leichter gebaut werden und müssen es auch, da die verhältnismäßig geringe Wassertiefe der Ströme, sowohl der nur geregelten wie auch der kanalisierten und auch der Kanäle den Tiefgang der Schiffe beschränkt. Dadurch wird auch die Form — der Linienriß — des Flußschiffs nach der Richtung großer Völligkeit, also Annäherung an das Parallelepiped beeinflußt. Dies gilt für den weitaus größten Teil der Binnenschiffe, die Lastschiffe ohne eigene Triebkraft, die im Volksmunde »Kähne« genannt werden. Es sind heute sehr ansehnliche Schiffe von über 100 m Länge und bis zu über 3000 t Tragfähigkeit.

Die Schiffe mit eigenem Antrieb, also mit Dampfmaschinen, Öl-, Gas- oder Elektromotoren dienen in der Binnenschiffahrt vorwiegend als Schlepper der Beförderung der in Schleppzügen zusammengestellten Lastschiffe, die wegen der bessern Ausnutzung der teuern Maschinenanlagen während der Lade- und Löschzeiten dem »Einzelfahrer«-Betrieb, wie er in der Seeschiffahrt üblich ist, vorgezogen wird. Nur für hochwertige Güter auf bestimmten Strecken vornehmlich im Eilgüterverkehr und für Sonderzwecke, z. B. für den Berliner Ziegeltransport, kommen Lastschiffe mit eigenem Antrieb — am besten durch Ölmotoren — zur Verwendung. Eigenen Antrieb haben außerdem Schiffe für Fahrgastverkehr, Fähren, Bereisungs- und Hafenschleppdienst[1]).

[1]) Vgl. O. TEUBERT, »Die Binnenschiffahrt«, Leipzig 1912 u. 1917, I. Band.

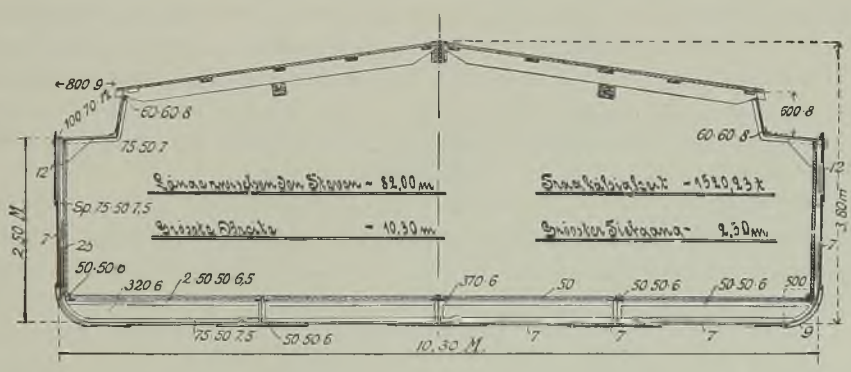
b) Entwerfen und Bau der Binnenschiffe.

Für das Entwerfen der Linien, die Berechnung der Steifheit (Stabilität), des Trimms, der Festigkeit und des Widerstands sind grundsätzlich keine Unterschiede gegenüber dem Seeschiffbau vorhanden, doch unterliegen diese Berechnungen zum Teil andern Bedingungen. Für diese Fragen, die über den Rahmen dieses Lehrbuchs hinausgehen, aber auch für Bauingenieure, die mit der Binnenschiffahrt in Verbindung stehen, in vielen Fällen von Belang sind, sei auf das »Hand- und Lehrbuch des Flußschiffbaus« von Dr.-Ing. WILHELM TEUBERT, Leipzig 1920, hingewiesen, das auch alle andern Fragen des Flußschiffbaues erschöpfend behandelt. Besondere Aufmerksamkeit verdient die Festigkeit der Flußschiffe, da es, wie gesagt, auf möglichst geringen Tiefgang, also geringes Eigengewicht der Schiffe ankommt, und die Ausrüstung, die den auf fast allen Wasserstraßen verschiedenen Gebräuchen und Verhältnissen Rechnung tragen muß.

c) Der Bau der Flußschiffe.

Die Binnenschiffahrt ist sehr alt, schon im Altertum und vor allem im Mittelalter war sie die hauptsächlichste Verkehrseinrichtung. So hat auch der Bau der Schiffe viele Wandlungen durchgemacht. Der bis zum 19. Jahrhundert herrschende Baustoff, das Holz, hat nach langem Kampfe dem Eisen und zwar dem Siemens-Martin-Flußeisen weichen müssen. Nur für bestimmte — ausländische — Wasserstraßen kommt heute noch Holz zur Verwendung und für den Boden der Schiffe auf besonders flachen und steinigen Strömen. Der sog. Schiffsbaustahl wird nach den Vorschriften des Germanischen Lloyd geprüft und abgenommen, nach denen bisweilen auch die Bauvorschriften aufgestellt werden. Hat der Germanische Lloyd auch die Bauaufsicht, so erhält das Schiff in

Abb. 92. Querschnitt 1 : 100.



den Registern der Versicherungsgesellschaften, die auch ihrerseits Bauvorschriften aufstellen, ein besonderes Zeichen. Regelmäßige Besichtigungen der Schiffe, besonders auch nach Havarien, sind im Interesse der Sicherheit des Schiffes und der Ladung vorgeschrieben. Neuerdings ist als Baustoff der Eisenbeton verwendet worden, doch hat er sich trotz großer technischer Verbesserungen noch nicht allgemein eingeführt, obwohl die Bauweise der Mindener Eisenbeton Werft — Spritzbeton im Teubert-Dock — gute Erfolge zeitigte. Für Schwimmdocks hat er unbestrittene Vorzüge, hat auch für Lastschiffe bei nur wenig größerm Eigengewicht und billiger Herstellung gute Aussichten[1]).

[1]) Ausführliche Darstellung der Entwicklung des Betonschiffbaues und der neuen Bauweise siehe in Dr.-Ing. Wilh. TEUBERT, »Der Eisenbetonschiffbau beim Wiederaufbau unserer Handelsflotte«. Berlin 1919 und Dr.-Ing. Wilh. TEUBERT, »Die Entwicklung des Eisenbetonschiffbaus« im Jahrbuch der Schiffbautechnischen Gesellsehaft 1922.

Die Konstruktion des eisernen Flußschiffs ist grundsätzlich die des Seeschiffs. Das Gerippe bilden — hier ohne vorspringenden Kiel — die Querspanten oder Längsspanten, die Kielschweine, Stringer und Deckbalken, auf die die aus Blechen von 3—12 mm Dicke bestehende Außenhaut aufgenietet — neuerdings wohl auch geschweißt — wird. Abb. 92 [1]) zeigt das Hauptspant eines neuern Rheinschiffs von 1500 t Tragfähigkeit. Der Übergang vom Boden zur Seitenwand — Kimm — ist hier abgerundet; bei vielen wird auch eckige Kimm angewendet, z. B. bei Kanalschiffen, bei denen es weniger auf gute Steuerfähigkeit in der Strömung als auf große Tragfähigkeit ankommt. Kraftschiffe unterscheiden sich in der Bauweise hauptsächlich durch ihre geringern Materialabmessungen von Seeschiffen.

d) Lastschiffe ohne eigene Triebkraft.

Diese sind in fast unzähligen Arten vorhanden. Nicht nur durch die auf jedem Strom verschiedenen Verhältnisse, sondern auch durch die handwerksmäßige Entwicklung des Flußschiffbaues haben sich viele heute veraltete Eigentümlichkeiten erhalten. Neuerdings strebt man hier auch zur Vereinheitlichung, Normung der Typen. Außer den kleinen, für den örtlichen Verkehr und kleinere Flüsse bestimmten Schiffen baut man heute das 150 t-Schiff, 400 t-Schiff für die östlichen Wasserstraßen, das 600 t-Schiff für Elbe, Weser und Mittellandkanal, 1000 bis 1350 t-Schiffe für Rhein und Rhein-Herne-Kanal, 1500 — bis ausnahmsweise 3500 t — für den Rhein.

Die Flußschiffe unterscheiden sich in ihrer Formgebung des Bugs (vorn) und des Hecks (hinten). Die Linien des Bugs, entstanden aus den einfachen Formen des Kastens, der Gaffel, sind entweder löffelartig oder stevenförmig; die des Hecks nach der Aufhängung des Steuerruders und seiner Form — ob mit oder ohne Gegenfläche — Wasserschneider. Die Hauptabmessungen Länge L zwischen den Loten, Breite B auf Spanten und Seitenhöhe H vom Deck bis zum Boden stehen in bestimmtem Verhältnis zueinander. $L:B$ schwankt zwischen 6 und 10, $L:H$ zwischen 20 und 35, $B:H$ zwischen 3 und 4. Der Tiefgang T, auch Tauchtiefe genannt, das Maß zwischen Unterkante, Boden und der durch die oberste Wasserlinie — auch Konstruktionswasserlinie genannt — gelegten Ebene ist meistens kleiner als H, nur gleich H, wenn das Schiff eine wasserdichte Einfassung der Luken — Tennebaum — hat.

Die Tragfähigkeit, in t zu je 1000 kg gerechnet, ergibt sich aus der Wasserverdrängung des beladenen Schiffes abzüglich des Schiffseigengewichts. Das Schiffsgewicht, das man überschläglich nach den aus $L \cdot B \cdot H$ bestehenden Parallelepiped, das um den Schiffskörper herum gelegt gedacht wird, bestimmt, beträgt etwa 0,12 bis 0,15 je cbm $L \cdot B \cdot H$ und richtet sich nach der Größe, Festigkeit und Ausrüstung des Schiffes. Genaue Zahlen siehe TEUBERT, »Binnenschiffahrt« a. a. O., S. 347 und Wilh. TEUBERT, »Der Flußschiffbau«, Leipzig 1920, woselbst im Anhang ein auch für Bauingenieure und Maschinenbauer brauchbares Verzeichnis der schiffbautechnischen Begriffe und Bezeichnungen enthalten ist.

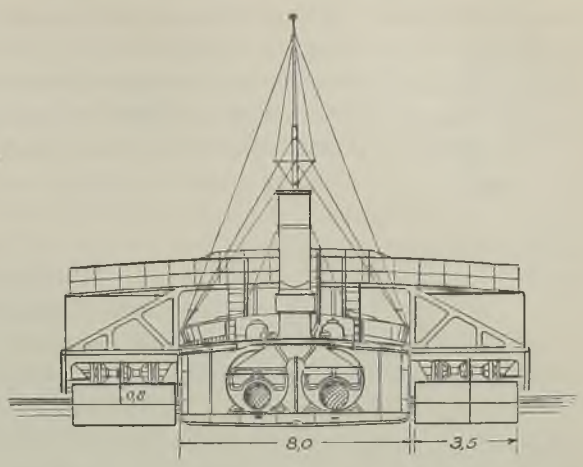
e) Kraftschiffe.

Schiffe mit eigenem Antrieb, für Schleppdienst, Fahrgast- oder Güterbeförderung sind heute noch vorwiegend solche mit Dampfmaschinenantrieb; und zwar herrscht für Schraubendampfer die Hammermaschine mit dreifacher Expansion, für Raddampfer die liegende Kompound- oder Dreifachexpansionsmaschine vor. Neuerdings erobert sich die Dampfturbine mit Zahnradgetriebe zur Herabsetzung der Umlaufzahl das Feld, namentlich für große Radschlepper, während sich der Ölmotor auf Schraubenschiffen einzu-

[1]) Aus TEUBERT, »Binnenschiffahrt«, Leipzig 1912, I. Band.

bürgern beginnt. Die Dampfmaschinen erhalten den Dampf aus Zylinderkesseln mit rückkehrender Flamme. Der leichtere und für die Binnenschiffahrt günstige Wasserrohrkessel findet noch viele Gegner.

Abb. 93. Radkasten eines Elbeschleppers 1 : 250.



Die Abb. 93 [1]) zeigt das Hauptspant mit Radkasten eines Elbeschleppdampfers. Die Einrichtung der Schiffe mit Kajüten, Küchen, Bädern usw. ist den neuzeitlichen Ansprüchen angepaßt; die Ausrüstung umfaßt die Anker und Ankerwinden, Schlepptrossen- und Ladewinden, Dampfsteuerapparat — der neuerdings durch Einführung des Flettnerruders erspart werden kann — und unter Umständen Masten, die heute vorwiegend zum Laden und Löschen dienen [2]).

§ 27. Die Fortbewegung der Schiffe.

Sie erfolgt durch Treiben mit dem Strome, Ziehen vom Land aus, Segeln, Dampf- oder Motorkraft und elektrisches Treideln.

a) Das Treiben der Schiffe mit dem Strom.

Dieses kommt, unter gelegentlicher Benutzung der Segel, jetzt nur noch auf Flußstrecken mit ansehnlichem Gefälle zur Anwendung; hierbei ist die Geschwindigkeit des treibenden Schiffes größer als die Wassergeschwindigkeit [3]), was auch für die Wirkung des Steuerrades Vorbedingung ist.

b) Ziehen der Schiffe vom Land aus.

Es geschieht dies mittels Leinen (Treideln), kommt hauptsächlich auf Kanälen, sowie auf Flüssen bei der Bergfahrt vor und erfolgte früher durch Menschen, später durch Ochsen oder Pferde. Bei kleinern Kanalschiffen kann die Leine unmittelbar am Schiffe befestigt werden, während bei der Flußschiffahrt die längere und deshalb mehr durchschlagende Leine am Maste des Schiffes anzubringen ist. Die mit Pferdezug auf Kanälen erzielte mittlere Geschwindigkeit beträgt 3 bis 4 km in der Stunde.

Als Wege für die ziehenden Menschen und Pferde dienen die Leinpfade, die bei Flüssen und kanalisierten Flußstrecken in der Regel nur an einer, bei Schiffahrtskanälen dagegen, auf denen das Treideln in beiden Richtungen stattfindet, an jeder Seite angelegt werden. Die Breite der Leinpfade wird zu 3 bis 4 m angenommen und kann unter Brücken bis auf 2,5 m ermäßigt werden.

An den Stellen, wo die Fahrzeuge anlegen, sowie bei Stromschnellen, wo die Pferde ausruhen sollen, werden Haltepfähle (Abb. 94) [4]), d. h. kurze, starke Pfähle gesetzt, an

[1]) Aus TEUBERT, »Binnenschiffahrt« a. a. O.

[2]) Näheres siehe Wilh. TEUBERT, »Der Flußschiffbau«, Leipzig 1920.

[3]) RUTTMANN, »Warum bewegt sich ein in einem Fluße frei zu Tal treibendes Schiff schneller als das Wasser selbst und um so schneller, je schwerer es beladen ist?« in der Deutschen Bauz. 1887, S. 243f und ASTHÖWER, »Der Widerstand von Flußschiffen«.

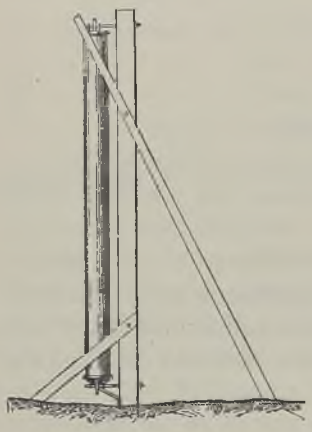
[4]) Die Abb. 94 bis 96 und 98 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., III. Teil, Bd. V, Kap. I entnommen.

Abb. 94. Haltepfahl. M 1 : 100.

denen das Schiff an Tauen befestigt werden kann. An felsigen Ufern und an Kaimauern werden die Haltepfähle durch gut befestigte eiserne Ringe ersetzt. Damit die Leine nicht an Haltepfählen, die sich zwischen dem Leinpfad und dem Flusse befinden, hängen bleibt, müssen daselbst Streichhölzer (Abb. 95) angebracht werden. Bei scharfen Biegungen bringt man an der vorspringenden Seite zur Verbesserung der Zugrichtung 2 bis 3 m hohe Leitrollen an (Abb. 96).

Abb. 95. Haltepfahl mit Streichhölzern. M. 1 : 100.

Abb. 96. Leitrolle aus Holz.



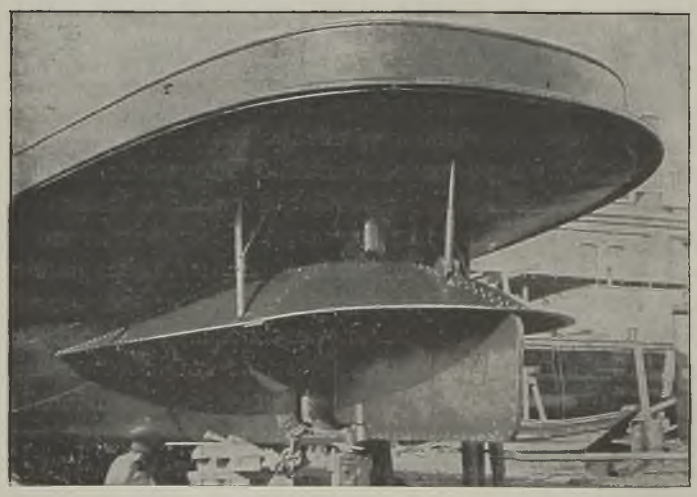
c) Das Segeln.

In neuerer Zeit wird auf den Flüssen des Binnenlands das Segel nur selten und aushilfsweise gebraucht, um bei der Bergfahrt das Treideln zu unterstützen und bei der Talfahrt die Geschwindigkeit des treibenden Schiffes zu vergrößern. Auf den mit Strommündungen in Verkehr stehenden Wasserläufen im Flachland ist jedoch das Segel ein zur Beförderung der Schiffe noch heute wertvolles Mittel. Ob und in welchen Grenzen das Segeln mit Flettners Drehtürmen für die Binnenschiffahrt Bedeutung gewinnen wird, ist noch ungewiß.

d) Die Dampfschiffahrt.

Die Dampfschiffahrt auf freien Flüssen wird mittels freifahrender Dampfer oder mit solchen betrieben, die an einer Kette oder einem Drahtseil fahren; die erstern sind entweder Schraubendampfer oder Raddampfer, und diese gewöhnlich Seitenraddampfer. Schraubendampfer, bzw. Schraubenmotorschiffe kommen für Schlepper bis zu 1000 oder 1200 PS in Frage. Für größere Leistungen ist noch immer der Raddampfer im Gebrauch, obwohl seine Anlage- und Unterhaltungskosten sowie die größere Zahl an Besatzung seinen Betrieb teurer gestalten als den des Schraubenschleppers. Für letztern ist allerdings Bedingung, daß sein Tiefgang, der vom Durchmesser der Schrauben abhängt, ihn auch bei niedrigen Wasserständen, bei denen in der Regel die höchsten Schlepplöhne bezahlt werden, verwendungsfähig machen. Das kann man dadurch erreichen, daß man die Schrauben in tunnelartigen Vertiefungen des Hinterschiffs unterbringt oder sie durch halbzylindrische Schraubenschirme abdeckt (Abb. 97); solche Schrauben arbeiten in einem recht dichten Wasser noch mit günstigem Wirkungsgrad, wenn die Schraube bis zu

Abb. 97. Schraubenschirm mit gesenkter Klappe.



2 Fünfteln aus dem Wasser austaucht. Man kann also Schrauben von reichlich 2 m Durchmesser — bei Doppelschrauben etwa 1200 *PSi* — bei einem Tiefgang von 1,20 m unterbringen[1]). Der Wirkungsgrad der Schraube ist dann der des Seitenrads und ebenso des Heckrads ebenbürtig; desgleichen die Schleppleistungen. Man rechnet bei der Pfahlprobe des vertäuten Schiffes etwa 12 kg Trossenzug je *PSi* und auf der Probestrecke am Rhein zwischen Ruhrort und Köln etwa 3,7 bis 4,1 t Nutzlast je *PSi* bei 5 km Ufergeschwindigkeit.

Es seien hier noch die jetzt zu einem gewissen Abschluß gelangten Versuche erwähnt, die darauf abzielen, durch Anbringung eines vor bzw. hinter der Schiffsschraube angeordneten »Gegenpropellers« die Tangentialverluste zu vermindern und den Wirkungsgrad der Schraube zu verbessern, z. B. durch den »WAGNER-ZEYSE Propeller«.

Die Güterbeförderung in Schleppzügen ist vorteilhafter als die Benutzung der Frachtdampfer, die nur dem Verkehr mit rasch zu befördernden Stückgütern dienen. Neuere Schlepper haben bedeutende Abmessungen; so sind z. B. große Rheinschlepper 76 m lang und über 9 m breit. Die Breite über Radkasten beträgt bis zu 23 m. Neuerdings werden diese großen Schlepper auch mit Dampfturbinen gebaut, die einen wesentlichen geringeren Dampfverbrauch haben. Auch die Verwendung von Dieselmotoren, die für Schraubenschlepper den Vorzug verdienen und vielleicht auch für große Radschlepper trotz der dann nötigen Zahnradvorgelege noch in Betracht kommen, macht neuerdings, nachdem der Siegeslauf der Ölmaschine in der Kriegs- und Handelsmarine unbestritten ist, auch in der Binnenschiffahrt lebhafte Fortschritte[2]). Noch augenscheinlicher sind die Vorteile des Ölmotors für den Antrieb der Güterboote, die wegen ihrer häufigen Fahrtunterbrechungen viel unnütze Kohlen verfeuern müssen. Solche Güterschiffe mit eigenen Antrieb sind auf der Elbe und den märkischen Wasserstraßen bis zu 300 t, auf der Donau bis zu 600 t und auf dem Rhein bis zu 1350 t Tragfähigkeit im Betriebe. Die Kettenschiffahrt erfordert Schlepper, die mit zwei von der Dampfmaschine in Bewegung gesetzten und wie Schiffswinden wirkenden Trommeln ausgerüstet sind, auf deren eine die Kette sich aufwickelt, während sie sich von der andern abrollt. Bei der Seilschiffahrt tritt an Stelle dieser Trommeln eine mit zangenartigen Vorrichtungen versehene Seilscheibe.

Der Antrieb durch Ketten und Seiltauerei tritt seit langem sehr zurück. Seilschiffe haben sich auf der Rhone und im Eisernen-Tor-Kanal der Donau bewährt. Neuerdings kommt für bestimmte Fälle, z. B. wenn wie bei der geplanten Neckarkanalisierung an den einzelnen Staustufen elektrische Kraft gewonnen wird, elektromotorischer Antrieb mit Akkumulatoren, die bei jeder Schleusungspause neu aufgeladen werden, in Betracht. Im Ausland hat man auch mit Turboelektrischem und Dieselelektrischem Antrieb gute Erfahrungen gemacht[3]).

Einer ausgedehnten Anwendung der Dampfkraft auf ältern Kanälen stellen sich große Schwierigkeiten entgegen, die sich hauptsächlich aus der Beschränktheit des Wasserquerschnitts, der Kürze der Haltungen, sowie der großen Zahl und der geringen Länge der Schleusen ergeben. Die auf Kanälen verkehrenden Dampfer sind fast ausschließlich Schraubendampfer. Ketten- und Seilschiffahrt (Tauerei) kommen auf Schiffahrtskanälen

---

[1]) Näheres über Tunnelheckschiffe und dem Vergleich zwischen Rad- und Schraubenschiffen, siehe in Dr.-Ing. Wilh. TEUBERT, »Vorteile und Grenzen der Verwendung von Schraubenschleppdampfern auf freien Strömen«. Berlin 1917.

[2]) Besonders viele Ausführungen liegen von den Motoren-Werken Mannheim, vorm. Benz, im In- und Ausland vor.

[3]) Siehe Wilh. TEUBERT, »Die neueren Fortschritte im Schiffbauwesen-Binnenschiffahrt« im Wasserstraßen-Jahrbuch 1923, München, und »Der Antrieb von Binnenschiffen« im »Schiffbau« Oktober 1923.

selten zur Anwendung. Bei dem Bau neuer Kanäle empfiehlt sich eine Einschränkung der Zahl der ein Haupthindernis der Schiffahrt bildenden Schleusen unter Verstärkung ihres Gefälles und damit eine Vergrößerung der Länge der Haltungen.

Auf kanalisierten Flüssen, deren Wasserverhältnisse im allgemeinen der Anwendung der Dampfkraft günstig sind, kommen neben den freifahrenden Dampfern auf einigen Strecken, so dem Main, dem Neckar und der Elbe noch Kettenschlepper vor[1]). Die Fortbewegung durch Wasserstoß, wie sie zeitweilig in den Turbinenpropellern mit oder ohne Kontraktor allerdings mehr versuchsweise bzw. auf den Kettenschiffen für Talfahrt Verwendung gefunden hat, spielt heute keine Rolle mehr[2]).

e) Das elektrische Treideln.

Das Bestreben, das beschwerliche Treideln mit Pferden durch besseres zu ersetzen, hat das mechanische Treideln, d. h. ein solches mittels eines endlosen, laufenden Drahtseils, und das elektrische Treideln ins Leben gerufen.

Der Vorrang der Erfindung der elektrischen Treidelei wird dem Oberbaurat RUDOLPH in Stettin zugesprochen, aber auch von den Amerikanern in Anspruch genommen, die im Jahre 1904 am Erie-Kanal probeweise einen elektrischen Schiffzug eingerichtet hatten. In Deutschland ist zuerst für den Teltow-Kanal ein alle andern Betriebsarten ausschließender elektrischer Betrieb eingeführt worden, nachdem daselbst 1906 auf einer 1,8 km langen Probestrecke mit zwei Schienensträngen die elektrische Treidelei der SIEMENS-SCHUCKERT-Werke nach KÖTTGENs Bauart erprobt worden war. Die elektrische Lokomotive trägt hinten einen langen schrägstehenden verstellbaren, eisernen Arm mit Rolle, über die das Treidelseil hinweggeht. Die elektrischen Treidelanlagen waren Anfang 1907 fertig gestellt und noch in demselben Jahre wurde der elektrische Kanalbetrieb durchgeführt[3]).

Die Vorzüge der elektrischen Treidelei und die Grenzen der Wirtschaftlichkeit gegenüber den Schleppzügen hinsichtlich der Zahl der Anhänge, die Zahl der Schleusen und der Länge der Haltungen sind in TEUBERT, »Die Binnenschiffahrt«, II. Band, S. 286ff. eingehend und zahlenmäßig festgestellt.

Hier sei noch die »Wassereisenbahn« von RICHARD KOSS erwähnt, die 1912 auf dem Dortmund-Ems-Kanal und später noch mehrfach erprobt wurde. Das Schiff zieht sich an einer auf dem Boden des Kanals liegenden I-Schiene, an die vier Räder durch den Zug der Schlepptrosse angepreßt werden, vorwärts[4]).

§ 28. Der Schiffswiderstand.

Kenntnis des Widerstands, den das Wasser der Bewegung der Schiffe entgegensetzt, ist für den Schiffahrtbetrieb, den Schiffbau und den Kanalbau wichtig. Es ist das hauptsächliche Berührungsfeld zwischen Wasserbauern und Schiffbauern und darum in den Versuchsanstalten z. B. Berlin, Hamburg, Wien und Dresden-Übigau nicht nur von den Schiffbauern, sondern z. B. in der letztern sowie in den Flußbaulaboratorien der Technischen Hochschulen auch von ENGELS und andern Wasserbauern mit Erfolg untersucht

---

1) Eine ausführliche Darstellung des ganzen Schiffszugs, insbesondere auch die Ketten- und Seilschiffahrt, bringt TEUBERT, »Binnenschiffahrt« a. a. O. im II. Bande, S. 268 bis 286.

2) Näheres über die ausgeführten Schiffe siehe O. TEUBERT, »Binnenschiffahrt« a. a. O., S. 486ff.

3) Näheres s. BLOCK, »Elektrische Treidelversuche auf dem Teltow-Kanal«. GLASERS Annalen 1904, I, S. 135. — Derselbe, Betriebseinrichtungen des Teltow-Kanals. Elektrotechn. Zeitschr. 31. Mai u. 7. Juni 1906.

4) TEUBERT, »Binnenschiffahrt« a. a. O., S. 286.

worden[1]). Der Schiffswiderstand wächst nahezu mit dem Quadrat der Geschwindigkeit des-Schiffes (v_1), außerdem teils mit der Größe (f) der eingetauchten Fläche des Hauptquerschnitts, teils mit der Größe der benetzten Mantelfläche. Da die beiden letztgenannten Größen bei ähnlichen Fahrzeugen in ziemlich gleichem Maße zunehmen, darf man bei Berechnungen nur die erstgenannte einführen. Wenn die Fahrzeuge sich in ruhendem Wasser und in breiten Wasserquerschnitten bewegen, setzt man somit als Schiffswiderstand gewöhnlich

$$W_1 = k \cdot f \cdot v_1^2.$$

Hierin bezeichnet k eine Erfahrungszahl, die bei neuern gut gebauten Kähnen = 11 bis 14 angenommen werden kann.

Mit Donauschiffen angestellte Versuche haben ergeben, daß es richtiger ist, bei v_1 den Exponenten 2,25 einzuführen; dies soll nachstehend geschehen.

Wenn ein Schiff in einem Flusse stromauf fährt, kommt bei Bemessung des Widerstands außer der Geschwindigkeit, mit der das Schiff fortschreitet, auch die Geschwindigkeit v_2 des im Bereich des eingetauchten Querschnitts strömenden Wassers in Betracht und es ist der Widerstand

$$W_2 = k \cdot f \cdot (v_1 + v_2)^{2,25}. \tag{24}$$

Bei starkem Gefälle nimmt somit infolge der Geschwindigkeit des Wassers der Schiffswiderstand erheblich zu. Ferner ist zu berücksichtigen, daß es sich um Beförderung auf einer geneigten Ebene handelt, wobei ein gewisser Teil des Schiffsgewichts stetig gehoben werden muß. Diese kurzen Formeln geben nur einen rohen Anhalt. Tatsächlich gehört die Frage des Schiffswiderstands — schon im freien tiefen Wasser nicht einfach — auf engen begrenzten flachen mit wechselndem Gefälle fließenden Strömen zu den schwierigsten und verwickeltsten Aufgaben. Zahlreiche Versuche im Modell und im Großen haben sich darum bemüht, geeignete Berechnungsgrundlagen zu schaffen, die hier nicht wiedergegeben werden können. Die umfassendste und klarste Darstellung des heutigen Standes und der Entwicklung dieser Fragen findet sich im II. Bande der »Binnenschiffahrt« von O. TEUBERT, S. 160 bis 216, auf die hier verwiesen wird. In sehr starken Gefällen steigern sich die genannten Schwierigkeiten so sehr, daß der wirtschaftlichen Verwendung freifahrender Dampfer, insbesondere freifahrender Schlepper, ein Ziel gesetzt ist.

Die in den beschränkten Querschnitten eines Schiffahrtskanals fahrenden Schiffe unterliegen ähnlichen Umständen, wie die in einem Flusse stromauf fahrenden, sie haben gleichfalls eine Strömung zu überwinden; aus folgendem geht das Nähere hervor.

Vor dem Schiffe bildet sich eine wandelnde Anstauung, die sog. Bugwelle (Abb. 98 bei *a*), aber neben ihm an beiden Seiten Einsenkungen, siehe daselbst bei *b*. Wegen des Höhenunterschieds der Wasserspiegel bei *a* und *b* entsteht eine Strömung, deren Richtung der Fahrtrichtung des Schiffes entgegengesetzt ist, die sog. Rückströmung.

Durch ausgedehnte Versuche, die gegen Ende des vergangenen Jahrhunders am Dortmund-Ems-Kanal angestellt sind, ist unter anderm ermittelt, wie groß die Tiefen der Einsenkungen bei verschiedenen Fahrgeschwindigkeiten und verschiedenen Schiffsformen sind, hieraus konnte HAACK den Flächeninhalt f_s der Einsenkungsquerschnitte

---

[1]) ENGELS zahlreiche einschlägigen Veröffentlichungen, z. T. in Gemeinscaft mit Dr.-Ing. FRIEDRICH GEBERS, können hier nicht alle aufgeführt werden. Die Hauptergebnisse sind in ENGELS »Handb. des Wasserbaues«, S. 996, kurz zusammengefaßt.

für zahlreiche Fälle berechnen[1]). Selbstverständlich muß auch der Wasserquerschnitt F bekannt sein.

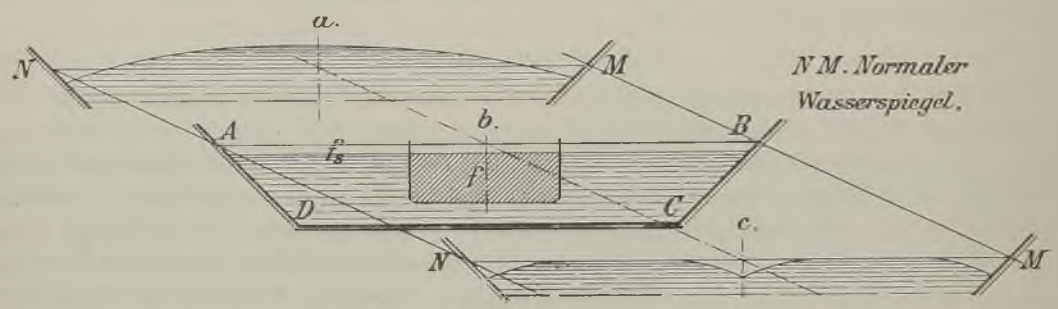
Man nimmt an, daß die Fläche des eingetauchten Querschnitts f und die Fläche des Einsenkungsquerschnitts f_s in gleicher Weise zu behandeln seien und setzt dementsprechend die Wassermenge, die durch das fahrende Schiff verdrängt wird, gleich $(f+f_s)v_1$, sie ist gleich der rückwärtsströmenden Wassermenge $[F-(f+f_s)]v_2$ (vgl. Abb. 98 *b*), und es ergibt sich als Geschwindigkeit der Rückströmung:

$$v_2 = \frac{f+f_s}{F-(f+f_s)} \cdot v_1,$$

$$\text{nun wird } v_1 = \frac{F-(f+f_s)}{F-(f+f_s)} \cdot v_1 \text{ addiert,}$$

$$\text{man erhält } v_1 + v_2 = \frac{F}{F-(f+f_s)} \cdot v_1$$

Abb. 98. Bildung der Rückströmungen.



oder, wenn man im Zähler und Nenner durch f dividiert, auch abkürzend n statt $F:f$ und y statt $f_s:f$ schreibt,

$$v_1 + v_2 = \frac{n}{n-(1+y)}.$$

Schließlich ergibt sich für den Widerstand W_3 in eingeengten Wasserquerschnitten

$$W_3 = k \cdot f \left(\frac{n}{n-(1+y)}\right)^{2,25} \cdot v_1^{2,25}. \tag{25}$$

Eine Anwendung dieser Formel geht aus dem nachstehenden Beispiel hervor. Bei verschiedenen Versuchen am Dortmund-Ems-Kanal war die Wassertiefe 2,5 m, der Wasserquerschnitt $F = 59,5$ qm, die Tauchtiefe des Versuchskahns Emden $= 1,75$ m, und dessen eingetauchter Querschnitt $f = 14,1$ qm, somit $n = \frac{59,5}{14,1} = 4,22$. k ist hier schätzungsweise $= 12,5$ kg/qm angenommen. Der Kahn war ein 600 t-Kahn mit löffelförmigem Vorderteil. Die Fahrgeschwindigkeiten lagen im allgemeinen zwischen 1,0 und 2,0 m/sek.

Es handelt sich nun darum, das y der obigen Formel zu bestimmen; das geschieht wie folgt:

---

[1]) HAACK, »Schiffswiderstand und Schiffsbetrieb nach Versuchen auf dem Dortmund-Ems-Kanal«, Berlin 1900. Vgl. auch KREY, »Modellversuche über den Schiffahrtsbetrieb auf Kanälen«, Heft 107 der Mitt. über Forschungsarbeiten. Berlin 1911 und FR. GEBERS, »Über den Stand der praktischen Erkenntnis der Wasserbewegung des fahrenden Kanalschiffs«. Zeitschrift für Binnenschiffahrt 1911.

Unter Benutzung der von HAACK ermittelten Einsenkungsquerschnitte erhält man im vorliegenden Falle:

$$\text{bei } v_1 = 0{,}96 \quad 1{,}23 \quad 1{,}54 \quad 1{,}75 \text{ m}$$
$$f_s : f = 0{,}06 \quad 0{,}16 \quad 0{,}24 \quad 0{,}37 \text{ »}.$$

Wenn man nun die v_1 als Abszissen und die $f_s : f$ als Ordinaten aufträgt, ergibt sich durch Verbindung der Endpunkte der letztern eine gebrochene Linie, die man näherungsweise durch eine Parabel ersetzen kann. Die Gleichung dieser Parabel ist $y = 0{,}15\, v_1^2$.

Gleichung (25) lautet nunmehr

$$W_3 = 12{,}5 \cdot 14{,}1 \left(\frac{4{,}22}{4{,}22 - (1 + 0{,}15 \cdot v_1^2)}\right)^{2{,}25} \cdot v_1^{2{,}25}.$$

Bei einer stündlichen Fahrgeschwindigkeit v_1 von 5 km, die bei neuen Kanälen als zulässig bezeichnet ist, erhält man $v_1 = 1{,}4$ m/sek und $W_3 = 853$ kg. Aus HAACKs Beobachtungen haben sich 820 kg ergeben [1]).

Bei 1,4 m Fahrgeschwindigkeit ist in ruhendem Wasser der Schiffswiderstand $W_1 = 12{,}5 \cdot 14{,}1 \cdot 1{,}4^{2{,}25} = 375$ kg, im Kanal steigt er also um mehr als das Doppelte. Diese in mancher Hinsicht nicht mehr ganz zutreffenden, aber verhältnismäßig einfachen Berechnungen des Schiffswiderstands sind hier wiedergegeben, obwohl durch die in den Fußnoten erwähnten und verschiedenen andern Forschungsarbeiten neuere Formeln, z. B. von GEBERS der Wahrheit näher kommen. Diese neuesten sind auch im Handbuch von ENGELS, S. 996ff. veröffentlicht, sind aber, da sie je nach dem Kanalquerschnitt, der Strömung, dem Tiefgang, dem Verhältnis des Wasserquerschnitts zum benetzten Hauptspantquerschnitt und des Schiffstiefgangs zur Wassertiefe verschieden sind, zur Veröffentlichung an dieser Stelle nicht geeignet. Deshalb soll auf die erwähnten Quellen verwiesen werden, in denen sich auch die neuesten Auffassungen über die Absenkung der Schiffe im Kanal, beim Begegnen von Schiffen, dem Einfluß der Länge der Schlepptrossen und die Art des Schleppens überhaupt eingehend erörtert finden.

Zum Schlusse sei noch erwähnt, daß bei den in der Binnenschiffahrt üblichen Geschwindigkeiten im Kanal bis 5 km, im Strom zu Berg 12 km gegen den Strom, der Formwiderstand hinter dem Anteil des Reibungswiderstands sehr zurücktritt und daß es also vor allem auf möglichst glatte Oberfläche — keinen Holzboden! — ankommt.

§ 29. Anforderungen des Verkehrs an Wasserstraßen und Schiffahrt [2]).

a) Sicherheit und Schnelligkeit.

Bevor auf sonstige Einzelheiten eingegangen wird, sollen die Hauptpunkte der Anforderungen, die der Verkehr an Wasserstraßen und Schiffahrt stellt, im allgemeinen erörtert werden. Dieselben Punkte kommen in Betracht, wenn verschiedene Verkehrsmittel, z. B. Wasserstraßen und Eisenbahnen die miteinander im Wettbewerb stehen, verglichen werden.

Jene Anforderungen sind erheblich gestiegen, seit die Dampfmaschine ein Hilfsmittel des Verkehrs geworden ist. Es wird nicht allein Sicherheit und Regelmäßigkeit, sondern auch Billigkeit und Schnelligkeit verlangt.

Die Sicherheit des Verkehrs auf Flüssen war gering, solange dieselben sich ganz in ihrem Naturzustand befanden. Die veränderliche Lage des Talwegs, alte Baumstämme, Felsen u. dgl. führten oft Verluste von Schiffen herbei. In neuerer Zeit ist dies infolge

---

[1]) Sonstige Angaben über den Schiffswiderstand in Kanälen und Flüssen s. Taschenbuch d. Hütte. 20. Aufl. III. Abteilung, S. 648 und SONNE, Handb. d. Ing.-Wissensch., 4. Aufl., III. Teil, V. Band, I. Kap.

[2]) SYMPHER hat eine Karte des Verkehrs auf den deutschen Wasserstraßen bearbeitet. Näheres s. »Handb. d. Ing.-Wissensch.« III. Teil, Band V, S. 14.

Regelung der Fahrwasser sehr viel besser geworden und an geeigneten Stellen wird ein Zusammentreffen zweier Schiffe durch Wahrschauer verhütet. Geschützte Liegeplätze für die Schiffe bei Hochwasser und Eisgang (Winterhäfen) sind in großer Zahl hergestellt. Der Sicherheit dienen auch die Verbesserungen in der Ausrüstung der Schiffe, Dampfankerwinden, mechanische Steuereinrichtungen, Dampftrossenwinden, Trossenklemmen, genaue Vorschriften für Signale und Lichterführung und das Ausweichen von sich begegnenden Schiffen; vor allem auch die Vorschriften der Binnenschiffahrts-Berufsgenossenschaften, der Kesselüberwachungs-Vereine und des Germanischen Lloyd.

Mit der Sicherheit der Beförderung wächst auch ihre Regelmäßigkeit, insoweit es sich um die Einhaltung bestimmter Fahrzeiten handelt. In dieser Hinsicht hat die Dampfmaschine große Fortschritte gebracht, obwohl hierbei der Wasserverkehr den Eisenbahnverkehr im allgemeinen nicht erreichen kann. Bei den auf bestimmte Strecken in regelmäßigem Dienst verkehrenden Güterbooten ist eine der Eisenbahn nahekommende Pünktlichkeit in Ankunft und Abfahrt häufig schon erreicht. Für die Beförderung von Massengütern, in der das Hauptgewicht der Binnenschiffahrt liegt, kommt es auf Regelmäßigkeit nicht so sehr an wie auf Billigkeit, die durch Zusammenfassung großer Sammelladungen und Verwertung der technischen Fortschritte namentlich im Antrieb und der Maschinenanlage des Schleppers gehoben werden kann.

Ein das ganze Jahr hindurch ununterbrochener Wasserverkehr ist im allgemeinen ausgeschlossen; der Verkehr muß sowohl wegen hoher, wie wegen sehr niedriger Wasserstände, besonders aber wegen Frost mitunter eingestellt, mindestens eingeschränkt werden. Die neuere Zeit hat aber auch auf diesem Gebiet einen Fortschritt insofern gebracht, als im Winter für die Freihaltung wichtiger Fahrwasser sehr kräftig gebaute Dampfer, Eisbrecher, mit Erfolg verwendet werden. Immerhin bleibt infolge von Hochwasser und sehr niedrigem Wasser, Eisgang, Nebel und Stürmen die Zahl der jährlichen Schiffahrtstage weit hinter 365 zurück. Man rechnet auf dem Rhein 320, Weser 300, Elbe 300, Oder 280, Weichsel 260, Memel 240, Donau 290. Auf den Kanälen kommt zu den hier oft länger dauernden Eissperren noch die Betriebsunterbrechung für Ausbesserungen.

Beförderung zu möglichst geringen Preisen, also Billigkeit, wird besonders bei Gütern verlangt, und ein mit guten Hilfsmitteln ausgestatteter Wasserverkehr ist hierin, sobald es sich um ansehnliche Entfernungen handelt, jeder andern Art der Beförderung überlegen. Dazu gehört aber auch, daß die Schiffe groß sind; je größer das Schiff, desto bedeutender ist aber die Wassertiefe, die es beansprucht. Ohne genügende Wassertiefen läßt sich deshalb eine billige Beförderung nicht erreichen. Hieraus ergibt sich für die Flüsse, daß auf eine Vergrößerung der Wassertiefen namentlich an den Stellen, woselbst sie von Natur nur gering sind, besonderer Wert zu legen ist, und daß es der Mühe lohnt, die Fahrstraßen durch Baggern zu vertiefen, wenn sich dies nicht besser auf anderm Weg erreichen läßt.

Beförderung in möglichst kurzer Zeit, also Schnelligkeit, kommt hauptsächlich beim Personenverkehr und gewissen Gütern in Betracht; weil sie aber einen großen Aufwand an Maschinenkraft bedingt, sind Schnelligkeit und Billigkeit schwer vereinbar. Bei den natürlichen Wasserstraßen kommen große und gleichmäßige Wassertiefen auch der Schnelligkeit zu gute. Auf Kanälen sind es hauptsächlich die Schleusen, die die Schnelligkeit der Beförderung beeinträchtigen; bei neuern Ausführungen ist man deshalb bestrebt, die Zahl der Schleusen tunlichst einzuschränken. Es kommt aber auch darauf an, daß die Zeiten von möglichst kurzer Dauer sind, während der die Schiffe, namentlich die Dampfschiffe, festliegen. Bei den Häfen muß man deshalb dafür sorgen, daß Entladungen und Beladungen rasch bewerkstelligt werden können. »Früher pflegte man

die ganze Ladung eines Seeschiffs in Speichern aufzustapeln, um sie dann allmählich in den Verkehr zu bringen. Die Eisenbahn- und Telegraphen-Verbindungen haben aber bewirkt, daß in der Regel über die Güter, die ein großer Frachtdampfer bringt, bereits verfügt ist, wenn sie zur Löschung gelangen. Es bedarf deshalb guter Entladevorrichtungen und ausgedehnter Schuppen, mit deren Hilfe die Waren rasch zum Weiterversand verteilt werden können; nicht minder wichtig sind zahlreiche Eisenbahngleise«. — Hieraus rechtfertigen sich die großartigen Einrichtungen und die Ausstattung der neuern Häfen, die im nächsten Abschnitt besprochen werden.

Die Geschwindigkeit der Schiffe ist in der Regel nicht groß, weil der Widerstand des Wassers und somit die erforderliche Zugkraft, etwa mit dem Quadrate der Geschwindigkeit zunehmen.

Man gibt die Geschwindigkeit bei Fluß- und Kanalschiffen in der Regel in km f. d. Stunde an. Als normale stündliche Geschwindigkeit der Schleppdampfer auf neuern Kanälen pflegt man 5 km (1,4 m/sek) anzunehmen; das ist die Geschwindigkeit eines rüstigen Fußgängers. Ähnlich, aber etwas geringer, ist die durchschnittliche Geschwindigkeit der Schleppdampfer bei der Bergfahrt auf dem Rhein.

Die üblichen Berggeschwindigkeiten sind etwa 3,5 km je Stunde auf der mittlern Elbe von Magdeburg aufwärts, auf der Weser von Minden aufwärts und auf der Oder von Fürstenberg bis Breslau.

Die höchsten Geschwindigkeiten der Schleppzüge sind 5 km auf dem untern Rhein Duisburg-Köln und dem Mittellauf der Donau mit 5,2 km. Personenschiffe fahren erheblich schneller, sie haben bis zu 1300 PSi (in Amerika bis 5300 PSi) und erreichen im Mittel aus Berg- und Talfahrt 20 bis 30 km/Stde.

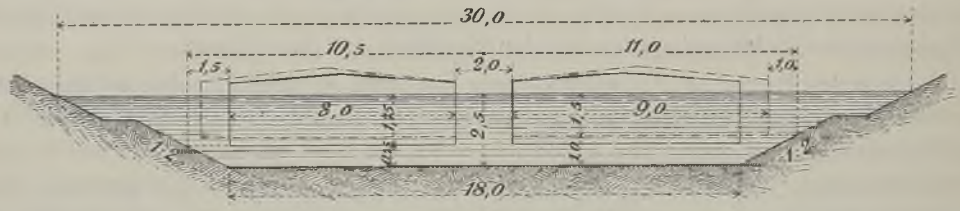
b) **Die Abmessungen der künstlichen Wasserstraßen und ihrer Bauwerke**

werden durch die der Schiffe bedingt, weil sich aus dem eingetauchten Hauptspantquerschnitt, d. h. dem Produkt aus Tiefgang und Breite, die zweckmäßige Größe des Wasserquerschnitts ergibt. Ferner bestimmen die Breiten der Schiffe die Weiten der Einfahrten in die Schleusen, während die Längen der Fahrzeuge diejenige der Schleusen, die Größe der Halbmesser gekrümmter Kanalstrecken, Einfahrt und Größe der Hafenbecken und anderes bedingen. Der scharfe Wettbewerb mit der Eisenbahn und die Anspannung aller Kräfte führte auch zur Vergrößerung der Schiffe, da innerhalb gewisser Grenzen das größere Schiff, bezogen auf 1 t Tragfähigkeit, sowohl in der Anlage als im Betrieb billiger ist als das kleinere. Auch die größern Einheiten der Schleppdampfer sind wirtschaftlicher. Die um die Wende des Jahrhunderts in Bewegung begriffene Vergrößerung der Binnenschiffe hat nun allmählich zu einer Normung für einzelne Strom- und Kanalgebiete geführt. Den durchgehenden Wasserstraßen wird beim Ausbau der Querschnitte, der Schleusen und Hebewerke das 1000 t-Schiff zugrunde gelegt (manche streben das 1200 t-Schiff an). Damit wurden auch die künstlichen Wasserstraßen, Kanäle und kanalisierte Flüsse gezwungen, ihre Wassertiefen, Spiegelbreiten und Einrichtungen den größern Schiffsabmessungen anzupassen. Die Abmessungen der neuern Kanäle werden in § 31b besprochen.

Für die Höhe der Unterkante fester Brücken über dem normalen Wasserspiegel der Kanäle sind die Höhe der leer fahrenden, mit einem durchgehenden Deck versehenen Schiffe, und die Höhe sperriger Ladungen, wie Heu und Stroh, und die Höhe des höchsten festen Punktes der Dampfer bei niedergelegten Schornsteinen maßgebend. Im allgemeinen werden 4 m Lichthöhe für ausreichend gehalten, doch stellt das Rheingebiet größere Anforderungen, bis zu 4,7 m Durchfahrtshöhe.

Beträgt z. B. die Wassertiefe 2,5 m, und soll die Beförderung der Kähne mittels Dampfkraft erfolgen, so muß zwischen dem Schiffsboden und der Kanalsohle ein Abstand von 0,75 m bleiben; somit ergibt sich für 8 m breite Kähne von 600 t Tragfähigkeit ein Tiefgang gleich $2{,}5 - 0{,}75 = 1{,}75$ m. Rechnet man zwischen zwei sich begegnenden Schiffen 2 m Abstand (Abb. 99), so erhält man eine Sohlenbreite von $2 \cdot 8 + 2 = 18$ m, und bei zweifachen Böschungen eine obere Wasserbreite von $2 \cdot 2 \cdot 2{,}5 + 18 = 28$ m, die sich, wenn der Böschungsbefestigung wegen beiderseits 1 m breite Bermen angeordnet werden, auf 30 m erhöht. Bei diesem Querschnitt können, wie mit strichpunktierten Linien angegeben, auch 9 m breite Kähne mit einem Tiefgang von 1,5 m verkehren. Das hier gewählte Beispiel trifft nur für die ältern Kanäle von trapezförmigem Querschnitt zu, wie sie allerdings z. B. der Teltowkanal noch bekommen hat. Die Modellversuche von ENGELS haben zu neuen Erkenntnissen geführt, von die er in seinem Handbuch, S. 1320ff., berichtet. Das Wichtigste darüber wird in § 31 b) erwähnt werden.

Abb. 99. Zweischiffiger Binnenkanal.



Für den in Abb. 99 dargestellten Fall berechnet sich, wenn die Bermen 0,75 m unter dem Wasserspiegel liegen, das Verhältnis des Wasserquerschnitts zum eingetauchten Schiffsquerschnitt, das mindestens 4 : 1 sein soll, damit der Schiffswiderstand, d. h. der vom Wasser den in Bewegung befindlichen Fahrzeugen entgegengesetzte Widerstand, sich nicht zu sehr vergrößert, zu $\left(18{,}0 \cdot 2{,}5 + 2 \cdot \frac{2{,}5 \cdot 5{,}0}{2} + 2 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}75\right) : 8 \cdot 1{,}75$, d. h. zu 59 : 14 oder 4,2 : 1. Man vergleiche die Besprechung des Wasserquerschnitts in § 31 des folgenden Abschnitts.

In den Schleusen der Schiffahrtskanäle sollte die Wassertiefe 0,5 m größer als die der angrenzenden Kanalstrecken sein, um eine spätere Vertiefung der letztern zu ermöglichen. Auch muß bei Bestimmung der Lichtweite berücksichtigt werden, daß die Schiffe mit ringsherum laufenden Scheuerleisten versehen sind, und daß zwischen Kahn und Schleusenmauer ein Spielraum bleiben muß. Demgemäß beanspruchen 8 m breite Schiffe eine Schleusenweite von 8,6 m, während die Länge der Kammer 55 bis 67 m beträgt. Neuere Kammerschleusen erhalten jedoch größere Abmessungen; bei 9,6 m Lichtweite können die Schleusen von 9,0 m breiten Flußkähnen befahren werden; den Schleusen der Main-Kanalisierung zwischen Frankfurt und Mainz hat man 10,5 m und den Schleusen des Elbe-Trave-Kanals 12,0 m Weite gegeben.

Die Abmessungen der neuen Zugschleusen sind im Dortmund-Ems-Kanal und im Rhein-Herne-Kanal: Länge 165 m, Breite 10,0 m, Tiefe 2,5 bzw. 4,5 m; die der Einzelschleusen sind verschieden: Spree-Oder Wasserstraße: $57 \times 9{,}6 \times 3{,}0$; Hohenzollernkanal: $67 \times 10{,}0 \times 3{,}0$; Plauer-Kanal: $71 \times 8{,}6 \times 2{,}2$; Dortmund-Ems-Kanal: $67 \times 8{,}6 \times 3{,}0$: Elbe-Trave-Kanal: $80 \times 12{,}0 \times 2{,}5$.

Bei der Bemessung der Spiegelbreite eines Kanals, die an und für sich möglichst klein bei genügend großem Wasserquerschnitt im Verhältnis zum eingetauchten Schiffsquerschnitt sein soll, muß stets auf etwaiges Wachsen der Schiffsabmessungen Bedacht genommen werden; man muß also beim Grunderwerb etwaige Verbreiterungen, soweit sie mit der Konstruktion der Brücken usw. vereinbar sind, in Betracht ziehen.

§ 30. Binnenhäfen.

a) Einteilung und Bezeichnung.

Die Häfen an Flüssen und Kanälen dienen erstens den Schiffen zur sichern Unterkunft bei Nebel und schlechtem Wetter; zweitens infolge ihrer besondern maschinellen und sonstigen Einrichtungen zur Vereinfachung, Verbilligung und Beschleunigung des Ladens und Löschens und des Umschlags zwischen Schiff und Eisenbahn; drittens gibt es besondere Zwecke, eigene Häfen großer Werke, hafenartige Verbreiterungen an besonders lebhaften oder wegen der Schleusen manchmal verstopften Kanalstrecken. Man unterscheidet also Handels- und Industriehäfen, Winter- oder Schutzhäfen und Vorhäfen. Stromhäfen sind Umschlagsplätze am freien Strom. Außerdem snd noch die zur Aufnahme von Flößen dienenden Floßhäfen, die namentlich an den östlichen Wasserstraßen von Bedeutung sind, zu erwähnen; sie dienen zum Landen des Floßholzes und zu seiner Bergung bei Hochwasser und Eisgang.

Die Flußhäfen, die entweder nur aus einem oder, wie hauptsächlich die Handelshäfen, aus mehreren regelmäßig gestalteten Becken bestehen, sollen vor einer dauernden kräftigen Durchströmung bewahrt bleiben, die erforderliche Wassertiefe besitzen und von dem Fluß aus bequem zugänglich sein. Handelshäfen, für deren Lage ihre Verbindung mit vorhandenen Verkehrswegen, namentlich mit Eisenbahnen, sowie ihre Entfernung von der Hafenstadt von wesentlichem Einfluß ist, müssen dem örtlichen Verkehrsbedürfnis genügen und mit den Vorrichtungen versehen sein, die der Verkehr zwischen Wasser und Land erfordert.

Bei Kanalhäfen werden die Höhe der Ufereinfassungen und die Tiefe der Hafensohle durch einen und denselben Wasserstand festgelegt, und die unveränderlichen Hubhöhen erleichtern den Betrieb erheblich. Um ein leichtes Überladen sowohl bei beladenen als auch bei leeren Kanalkähnen zu ermöglichen, wurde bei ausgeführten Kanalhäfen die Oberkante der Uferbefestigungen 2 m über den gewöhnlichen Wasserstand gelegt. Da die Zufahrten zu den Kanalhäfen keine Strömung haben, so kann man den Mittellinien der Becken eine beliebige Richtung geben.

b) Lage, Abmessungen und Anordnung der Häfen

kann für Sicherheitshäfen und Handelshäfen gemeinsam betrachtet werden. Floßhäfen weichen in manchem davon ab.

Kleinere Häfen, deren nur aus einem Becken bestehendes Hafengebiet mitunter dem Flusse selbst entnommen wird (Abb. 100), oder zu deren Herstellung Teile früherer Flußarme verwendet werden, besitzen eine mehr oder weniger unregelmäßige, der Gestaltung des Geländes angepaßte, meistens aber längs des Stromes verlaufende, schlauchartige Grundrißform.

Für Floßhäfen eignen sich besonders kanalartige Grundrißformen, die außerdem vorkommen, wenn Seitenkanäle zu Häfen erweitert werden, wie dies beispielsweise an der Brahemündung (Abb. 101)[1] der Fall ist, wo der von der Unterbrahe abzweigende Seitenkanal zu einem Sicherheits- und Floßhafen erweitert wurde. Die Größe des Außenhafens beträgt 9 ha, diejenige des Binnenhafens 50 ha.

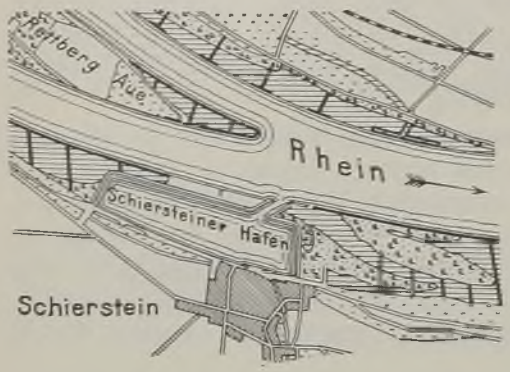
Die Größe der Winterhäfen ist so zu bemessen, daß die nach dem Schiffsverkehr und der Entfernung der benachbarten Häfen zu bemessende Anzahl Fahrzeuge in dem Hafen den zum bequemen Ein- und Ausfahren sowie zum Nebeneinanderliegen erforderlichen Raum findet. Ihr Abstand voneinander ist nach Möglichkeit so zu wählen, wenn

[1] Die Abb. 100, 106 und 126 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl., III. Bd., Kap. XI, Abschn. II entnommen.

nicht übergeordnete Gründe dagegensprechen, daß ein zu Berg fahrendes Schiff bis zum Eintritt der Dunkelheit einen neuen Liegeplatz erreichen kann.

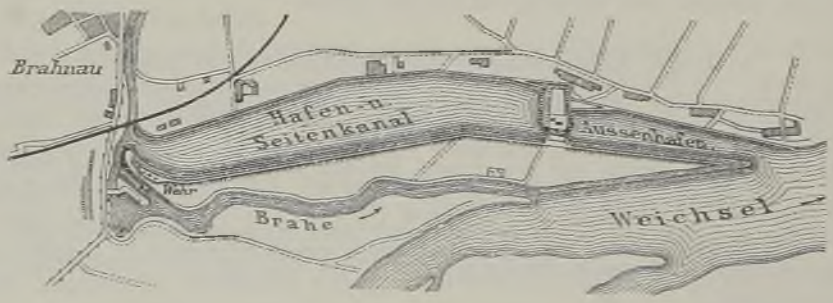
Die Tiefe der Binnenhäfen muß so groß angenommen werden, daß in ihnen beladene Schiffe noch bei dem niedrigsten Wasserstand verkehren können. Bei Winterhäfen ist jedoch diese Tiefe meistens nicht vorhanden, weil in ihnen hauptsächlich unbeladene Schiffe liegen und niedrige Wasserstände während des Winters nur selten vorkommen. Da indessen die Hafensohlen sich durch Ablagerung von Schlamm allmählich erhöhen, so empfiehlt sich eine reichliche Bemessung der Hafentiefe, die bei einigen ausgeführten Anlagen zu 3 m unter dem maßgebenden niedrigsten Wasserstand angenommen wurde. Da die Häfen zwecks Vermeidung des Faulens des Wassers eine ständige Erneuerung brauchen, die, zumal bei ihrer Eigenschaft als Klärbecken, nicht immer durch die wechselnden Wasserstände und -Strömungen des Flusses bewirkt wird, so ist auf Spülung durch andere Mittel, Bäche oder Flutschleusen Bedacht zu nehmen.

Abb. 100. Hafen bei Schierstein. M. 1 : 40000.



Große Handelshäfen dienen in der Regel auch als Winterhafen, weshalb auf diese Verwendung bei der Bemessung der Wasserfläche des Beckens und der Zahl der Vorrichtungen zum Festlegen der Schiffe Rücksicht genommen werden muß. Andrerseits kann auch jeder Winterhafen als Verkehrshafen dienen, wenn man seine Ufer, die für den erstern Zweck nur flach gelöscht zu sein brauchen, befestigt, für den Umschlagsverkehr einrichtet und für Verbindung mit andern Verkehrsstraßen sorgt. Auch ist bei

Abb. 101. Hafen an der Brahemündung.



dem Entwurf einer jeden größern Hafenanlage aut deren Erweiterungsfähigkeit Bedacht zu nehmen und deshalb der Grunderwerb nicht nur auf das vorerst erforderliche Gelände zu beschränken. Das Hafengebiet muß außerdem nahe der Hafenstadt liegen und einen guten Anschluß an bestehende Eisenbahnen ermöglichen.

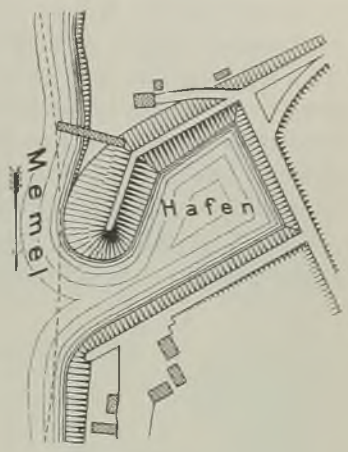
Da die Anforderungen, die die einzelnen Verkehrsgruppen hinsichtlich der Vorrichtungen für Verladung und Entladung, sowie für Aufspeicherung stellen, verschiedenartig sind, so bestehen größere Häfen aus einer Anzahl in der Ausstattung der angrenzenden Plätze verschieden behandelter Becken, zwischen denen sich sog. Zungen befinden. Ferner ist die Trennung des Petroleums und anderer feuergefährlicher Gegenstände, zu deren Lagerung die äußersten Teile des Hafengebiets zu benutzen sind, von den übrigen Kaufmannsgütern unbedingt erforderlich. Auch Kohlen erfordern wegen der eigenartigen

Verladevorrichtungen besondere Becken- oder Hafenteile. Auf den Zungen und den die Hafenbecken begrenzenden Plätzen werden die erforderlichen Schuppen, Speicher, Verwaltungsgebäude, Lagerplätze, Eisenbahngleise und Zufuhrwege angelegt.

Um kleinere Häfen im Überschwemmungsgebiet und solche Teile größerer Häfen, die unter dem maßgebenden Hochwasserstand liegen, gegen Hochwasserströmung und Eis zu schützen, werden sie mit hochwasserfreien Hafendämmen (Abb. 102) umgeben, die den Hafen von dem Flusse trennen und an der Einfahrt in Köpfe übergehen, während sie sich landseitig an natürliche Höhen oder Deiche anlehnen. Der Fuß der äußern Böschungen dieser Dämme wird durch Senkfaschinen oder Steinwürfe geschützt, auch die Hafenköpfe werden durch Pflaster und Steinwürfe gesichert.

Abb. 102. Memelhafen bei Ragnit.

M. 1 : 15000.



Die Einfahrt in Handels- und Winterhäfen wird am zweckmäßigsten an den untern Teil des Hafens gelegt, weil dieser dann am besten gegen Eisgang und Versandung gesichert ist. Bei breiten Hafenbecken jedoch kann die Einfahrt auch in der Mitte des Beckens angeordnet werden. Floßhäfen dagegen erhalten gewöhnlich sowohl eine Einfahrt an dem obern Ende des Hafens, als auch eine Ausfahrt. Ebenso wird ein an der Mündung eines schiffbaren Nebenflusses liegender Hafen mit zwei Einfahrten versehen.

Die Richtung der Einfahrten für Schiffe ist nach Möglichkeit an dem einbuchtenden Stromufer und stets stromabwärts sich neigend anzuordnen, damit die Strömung das Einfahren der Schiffe in den Hafen nicht erschwert. Die Einfahrten in Floßhäfen dagegen werden stromaufwärts gerichtet. Um die unvermeidliche Anlandung von Sinkstoffen in der Hafenmündung einzuschränken, macht man die Breite der Einfahrt zweckmäßig nur so groß, daß zwei der breitesten Schiffe sich darin begegnen können. Für Beseitigung dieser abgelagerten Sinkstoffe ist durch regelmäßige Baggerungen zu sorgen.

Was die Höhenlage der Zungen und Plätze bei Häfen an freien Flüssen betrifft, so legt man, da eine ganz hochwasserfreie Lage dieser sämtlichen Flächen die Baukosten vergrößern und die Verladegeschäfte erschweren würde, die Lagerplätze für Rohmaterial etwas tiefer, ungefähr 0,5 m oberhalb des höchsten Schiffahrtswasserstands. Ausladestellen für Steine u. dgl. können noch tiefer liegen, wodurch die für das Ausladegeschäft sehr bequemen Tiefkais entstehen, die man mit den benachbarten höher gelegenen Plätzen oder Zufuhrstraßen durch Rampen und Treppen verbindet. Die Plätze dagegen, auf denen Schuppen und Speicher errichtet werden sollen, und demgemäß auch die Oberkante der Kaimauern, sind bei neuern Häfen hochwasserfrei angelegt.

Bei den im Bereich kanalisierter Flüsse liegenden Hafenanlagen ist für die Höhenlage der Sohle vorzugsweise das gestaute Niederwasser maßgebend; doch wird auch in diesem Falle die Sohle tiefer gelegt als der Tiefgang der Schiffe es erfordert, in Rücksicht darauf, daß unter Umständen eine Beseitigung des Staues bei niedrigen Wasserständen erfolgt. So erhielt der Hafen bei Kosel eine Wassertiefe von 2,45 m bei gestautem Niederwasser, während die Fahrtiefe der obern Oder bei diesem Wasserstand nur 1,5 m beträgt.

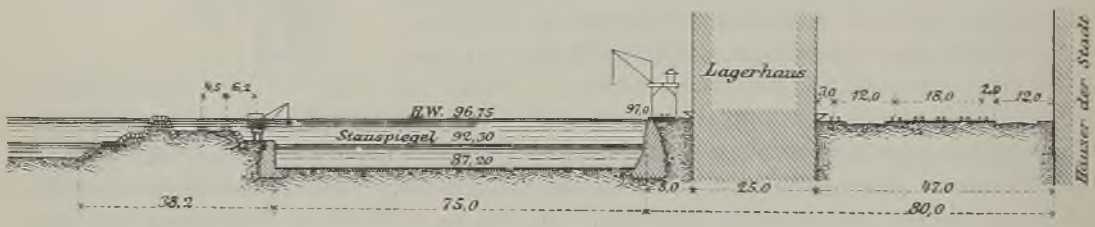
Für die Höhenlage der Zungen und Plätze dieser Hafenanlagen gilt das oben Gesagte. Bei dem in Abb. 103 im Querschnitt dargestellten, 560 m langen, 75 m breiten

und bei niedergelegtem Wehr 2,5 m tiefen Hafen bei Frankfurt a. M. liegt der rechtsseitige Hafenplatz, auf dem sich ein großer Speicher befindet, hochwasserfrei oder 4,7 m über dem Stauspiegel des Mains, während die Zunge mit ihren Ladegleisen und Lagerplätzen nur 2,3 m über diesem liegt.

Die Hafenbecken großer Handelshäfen bestehen entweder aus einem einzigen langen Becken oder einem solchen mit eingebauten Zungen oder auch aus einer größern Anzahl von gewöhnlich rechteckigen Becken, die durch Zungen von der Länge der letztern voneinander getrennt sind. Die Sohlenbreite der Becken ist in deren Mitte so zu bestimmen, daß sie mindestens für je eine an jedem Ufer liegende Reihe und für zwei dazwischen in verschiedenen Richtungen fahrende Schiffe ausreicht. Nimmt man für die erforderlichen Spielräume eine Schiffsbreite an, so ergibt sich daselbst eine Sohlenbreite von mindestens fünf Schiffsbreiten. Für die Kopfenden der Becken kann die Mindestbreite zu vier Kahnbreiten angenommen werden, wenn zwischen den beiden liegenden Kahnreihen sich nur ein Fahrzeug fortbewegen soll. Die Breiten ausgeführter Hafenbecken schwanken zwischen 35 und 75 m.

Die Längen der einzelnen Becken ergeben sich aus den Örtlichkeiten. Bei der Ermittlung der Anzahl Schiffe, die sich bei gegebener Länge der Wasserbecken löschen

Abb. 103. Hafen bei Frankfurt a. M. Querschnitt. M. 1 : 15000.



oder laden lassen, sind die Spielräume zwischen den Schiffen so groß anzunehmen, daß diese einzeln aus der Reihe entfernt werden können. Für das Wenden genügt in der Regel die Herstellung einiger Wendeplätze von annähernd kreisförmiger Form, deren Durchmesser mindestens gleich dem Anderthalbfachen der Schiffslänge sein muß.

Über die große Zahl von wichtigen Einzelfragen, die für den Bau und die Einrichtungen von großen neuzeitlichen Handels- und Industriehäfen maßgebend sind, konnte hier im engen Rahmen nur das Notwendigste gesagt werden. Außer den zusammenfassenden Darstellungen des ganzen Gebiets, die in der letzten Zeit erschienen sind [1]) sei darum noch auf die Veröffentlichungen über einzelne neuzeitliche Häfen und ihre Betriebseinrichtungen in den Jahrbüchern der 1914 gegründeten Hafenbautechnischen Gesellschaft hingewiesen, in denen sich äußerst wertvolle Einzeldarstellungen, z. B. der Häfen von Hamburg, Königsberg, Köln, Emden, Stettin u. a. finden, desgleichen wertvolle Aufsätze über Verladeeinrichtungen, ihren Antrieb und die Wirtschaftlichkeit verschiedener Anlagen [2]).

---

[1]) F. W. Otto Schultze, »Seehafenbau«, Berlin 1911, »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl., III. Teil, XI. Band, Engels, »Handbuch des Wasserbaus«, 3. Aufl., Leipzig 1923 und O. Teubert, »Binnenschiffahrt«, Leipzig 1917. II. Band, S. 139 bis 156.

[2]) Im ersten Band 1918: Hamburg: E. G. Meyer, »Verladeinrichtungen im Hamburger Hafen.« — Wilhelm Korn. »Umschlagsverkehr in den Rheinhäfen«. Im zweiten Band 1919: Kutschke, »Die Königsberger Hafenanlagen«. — Lohmeyer, »Der Emder Hafen«. — Im dritten Band 1920: Otto Schultze, »Danzig und seine Häfen«. — E. Bock, »Die Hafenneubaupläne der Stadt Köln«.

c) Befestigung der Ufer.

Bei Winterhäfen genügen meistens mit Rasen bedeckte Uferböschungen und einfache Vorkehrungen zum Anlegen und Befestigen der Schiffe, sowie einige Zufahrtswege, während Handelshäfen gewöhnlich durch Bohlwerke und Kaimauern befestigte und zum Löschen und Laden bequem eingerichtete Ufer mit Treppen, Rampen, Schienensträngen, Ladestraßen, Kranen, Magazinen, Speichern und Schuppen erfordern.

Die Höhe der Kaimauern, die von der Höhe des Geländes, den Wasserständen und der Größe der anlegenden Schiffe abhängt, ist so groß anzunehmen, daß die Mauerkrone über dem höchsten Wasserstand liegt. Wegen der Herstellung der Kaimauern wird auf den Abschnitt: »Ausführung der Stütz-, Futter-, Kai- und Staumauern« im III. Kapitel des I. Bandes dieses Lehrbuchs verwiesen. Da, wo Kaimauern entbehrlich sind, genügen oberhalb des niedrigsten Wasserstands einmalige Böschungen, deren Pflaster sich unten auf eine Pfahlwand stützt, weiter unterhalb dagegen zwei- bis dreimalige Erdböschungen.

d) Einrichtung der Häfen.

Plätze, an denen das Umladen der Güter von Hand stattfindet, erhalten eine ziemlich einfache Ausstattung, und der größte Teil ihrer Fläche wird durch Lagerplätze[1]) eingenommen, wobei an der Uferseite in der Regel zwei Eisenbahngleise sich befinden. Auf Zungen ordnet man die Lagerplätze in zwei Reihen und dazwischen einen Fahrweg an. Die Breitenbestimmung der Plätze, die mit Schuppen, Speichern und Kranen versehen sind, richtet sich namentlich nach der Konstruktion der Krane, der Tiefe der Hochbauten, sowie danach, ob die 20 bzw. 25 m tiefen Schuppen und Speicher nur in einer oder zwei Reihen hintereinander errichtet werden sollen. Im erstern Fall ist eine Breite der Plätze von 50 bis 60 m, bei zwei Reihen dagegen eine solche von 80 bis 90 m erforderlich.

Als Beispiel eines großen neuzeitlichen Industriehafens, der vorwiegend dem Erz- und Kohlenumschlag der Gutenhoffnungshütte dient, ist in Abb. 104 der Rheinhafen Walsum bei Oberhausen dargestellt[2]).

Die Einrichtungen der Häfen für das Laden und Löschen sind nach der Art des Umschlags, nach Art der Güter und den örtlichen Verhältnissen verschieden; auch in reinen Fluß- oder Kanalhäfen anders als in Seebinnenhäfen. Am einfachsten wird das Laden und Löschen durch Karren besorgt, wie es in den östlichen Häfen noch heute üblich ist; sonst durch Rutschen, für Kohlen durch Greifer und Wagenkipper, in denen ganze Eisenbahnwagen auf einmal in das Schiff gekippt werden. Einen solchen neuzeitlichen Schwingkipper

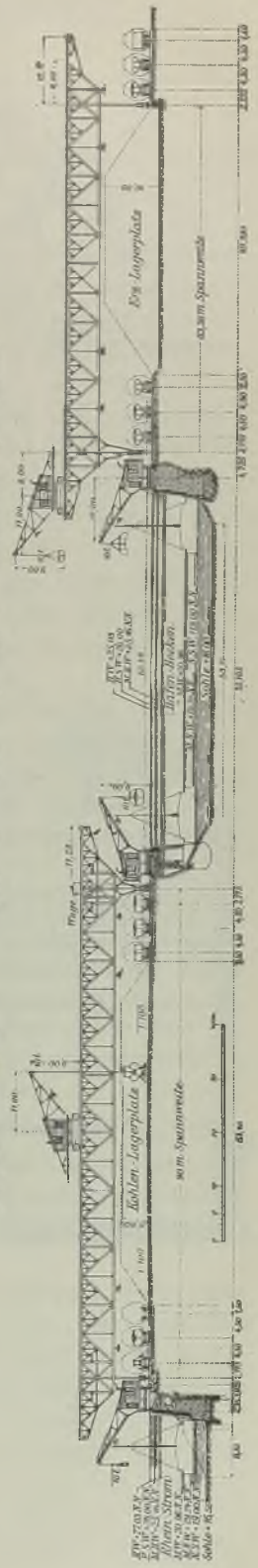
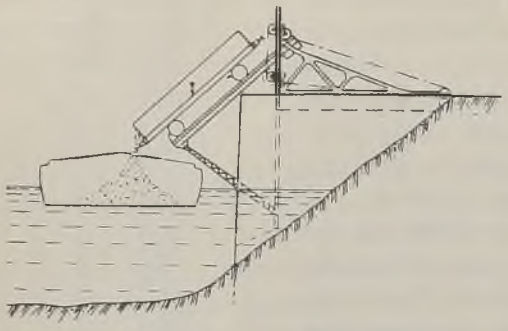


Abb. 104. Rheinhafen bei Walsum für die Gutehoffnungs-Hütte in Oberhausen. M. 1 : 2800.

[1]) Es können auf 1 qm 0,4 t Holz, 1,5 t Kohlen oder 3 t Roheisen lagern.

[2]) Aus dem Handb. d. Ing.-Wissensch., 4. Aufl., III. Teil, 11. Bd.

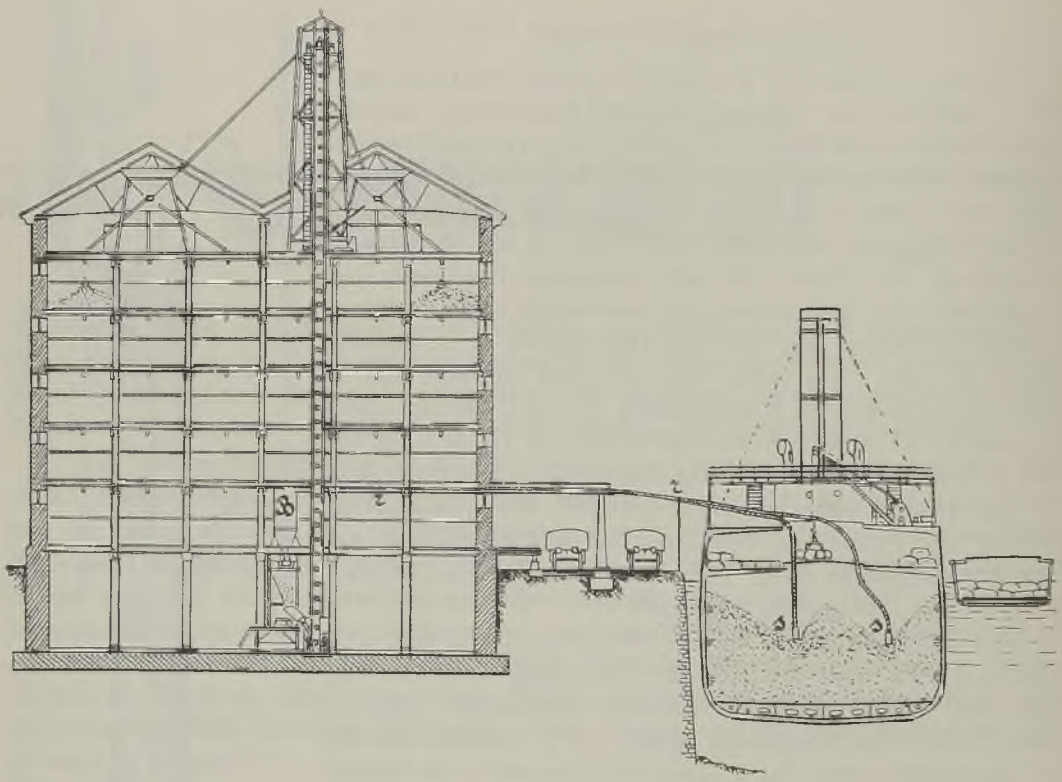
Abb. 105. Schwingkipper ohne Schüttrichter zum Beladen von Flußschiffen.



ohne Schüttrichter stellt Abb. 105[1]) dar. Es gibt davon sehr verschiedene Ausführungen. Für die Förderung von Getreide aus dem Binnenschiff in Eisenbahnwagen oder in die Silospeicher benutzt man Becherwerke mit Förderbändern oder mit Vorliebe Luftstromgetreideheber, wie sie aus Abb. 106[2]) erkennbar sind.

Hinsichtlich der Anlandevorrichtungen (Leitern, Treppen und Anlandebrücken) und der Vorrichtungen zum Befestigen der Schiffe (Dükdalben, Schiffsringe und Schiffshalter) können wir uns hier darauf beschränken, auf die Besprechung der Seeschiffhäfen zu verweisen. Auch die Eisenbahngleise, die Hochbauten usw. gestalten sich bei großen Binnenhäfen im wesentlichen ebenso wie bei Seehäfen.

Abb. 106. Pneumatische Getreideförderung.



[1]) Aus O. Teubert, »Binnenschiffahrt«.

[2]) Aus dem Handb. d. Ing.-Wissensch., 4. Aufl., III. Teil, 11. Bd.

D. Binnenkanäle und kanalisierte Flüsse.

§ 31. Die Binnenkanäle.

a) Die verschiedenen Arten der Binnenkanäle.

Nach ihrem Zweck und ihrer Verwendung können die Binnenkanäle eingeteilt werden in Kanäle, die ausschließlich der Binnenschiffahrt und Flößerei dienen, und in solche, die neben der Schiffahrt auch noch sonstige Zwecke, wie z. B. die Ent- und Bewässerung der Ländereien, haben. Die erstgenannte Art der Kanäle ist die am weitesten verbreitete, während die Verwendung der Schiffahrtskanäle für Entwässerungszwecke, denen z. B. der Teltow-Kanal und besonders die in Torfmooren angelegten Moorkanäle dienen, in Deutschland seltener vorkommt. Bezüglich der Höhenverhältnisse des Geländes und der hiervon abhängigen Höhenlage der Wssserspiegel sind die Kanäle in den Niederungen von den in Talsohlen liegenden und von solchen zu unterscheiden, die Wasserscheiden überschreiten.

Die vorzugsweise in den Küstenländern und in der Nähe der Strommündungen liegenden Kanäle in Niederungen bestehen entweder aus einer einzigen Haltung mit wagerechtem Wasserspiegel, oder die den Strommündungen zunächst liegenden Strecken haben infolge der muschelförmigen Aushöhlung mancher Niederungen einen höheren Wasserstand als die entfernter liegenden Kanalstrecken. Auch besitzen diese Kanäle keinen gleichbleibenden Wasserstand, sondern der Entwässerungsverhältnisse wegen genau vorgeschriebene Hoch- und Niederwasserstände.

Die in Talsohlen liegenden Kanäle heißen Seitenkanäle und werden bei Flußkanalisierungen nicht selten in der Weise hergestellt, daß sie einen schiffbaren Fluß an einer Stelle verlassen und an einer andern wieder in ihn einmünden. Der Höhenplan der Seitenkanäle, an deren untern Mündungen das Niederwasser des Flusses tiefer, das Hochwasser jedoch höher als der Wasserspiegel der benachbarten Kanalstrecke liegt, besitzt immer eine treppenförmige Form mit einseitigem Gefälle.

Kanäle, die eine Wasserscheide überschreiten und Scheitelkanäle (vgl. Abb. 91, S. 517) oder Verbindungskanäle heißen, verfolgen möglichst die Täler der von schiffbaren Flüssen abzweigenden Wasserläufe und ersteigen mittels Schleusen die Hochebenen, auf denen sich ihre Scheitelstrecken befinden. Diese erscheinen im Höhenplan als wagerechte Linien, an die sich beiderseits eine Treppe anschließt.

b) Die Hauptabmessungen des Wasserquerschnitts.

Die Hauptabmessungen des Wasserquerschnitts der Binnenkanäle und ihrer Bauwerke wurden schon im § 29b besprochen, wonach als zweckmäßige Wassertiefe neuer deutscher Schiffahrtskanäle mittlern Ranges etwa 2,5 m, und als lichte Höhe zwischen Wasserspiegel und Unterkante der Brückenträger 4,0 bzw. 4,5 m anzunehmen sind, eine solche von 3,7 m jedoch unter Umständen als zulässig zu betrachten ist.

Die Kernform des Wasserquerschnitts, der das Vier- bis Fünffache des größten eingetauchten Schiffsquerschnitts bei mittlerm Tiefgang betragen sollte, war lange Zeit das Trapez. Beispielsweise hat der Oder-Spree-Kanal bei 2 m Wassertiefe eine untere Breite von 4 m, so daß sich bei zweimaligen Böschungen eine obere Breite von $14 + 2 \cdot 4 = 22$ m ergibt.

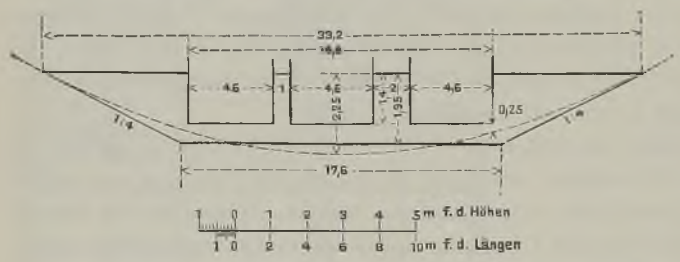
Die übliche wagerechte Lage der Kanalsohle erleidet — von sehr festem Untergrund abgesehen — beim Betrieb, namentlich infolge der ausspülenden Wirkung der Schleppdampferschrauben, in der Mitte eine Austiefung. Da derartige Austiefungen die Dichtung des Kanalbetts erheblich beeinträchtigen, begrenzt man, wie dies z. B. auch bei

dem Teltow-Kanal (s. Abb. 110) geschehen, den Querschnitt der Sohle nicht selten von vornherein durch eine gebrochene Linie so, daß die Mitte tiefer als die Seiten liegt. Eine derartige Änderung der herkömmlichen Form ist auch deshalb vorteilhaft, weil der Zugwiderstand in der Kanalmitte fahrender Kähne bei gleichbleibendem Verhältnis des Wasserquerschnitts zum eingetauchten Schiffsquerschnitt durch jene Senkung verringert wird.

Den Querschnitt des untern Teiles der Böschungen bis in den Bereich der Wellen hat man geradlinig, je nach der Bodenbeschaffenheit, mit Neigungen 1 : 2 bis 1 : 3 begrenzt. Unter der Einwirkung des Schiffsverkehrs bilden jedoch die Kanäle mit der Zeit eine gekrümmte Querschnittsform aus, indem bei trapezförmigem Querschnitt durch die Wirkung der Schiffsbewegung, besonders durch die Schiffsschrauben der Kanal in der Mitte vertieft und der hier aufgewühlte Boden links und rechts in die stumpfen Winkel des Trapezes abgesetzt wird. Man sollte deshalb auf die künftige Ausbildung der gekrümmten Form Rücksicht nehmen [1]).

Nach GERHARDT kann die Parabel als diejenige Form angesehen werden, die der Kanal wahrscheinlich ausbilden wird. Statt einer solchen schwer herzustellenden Form kann jedoch für die Bauausführung derjenige trapezförmige Querschnitt gewählt werden, der der Parabel an Form und Inhalt am nächsten kommt. Soll z. B. ein Kanal dreischiffig angelegt werden, so daß zwei beladene Fahrzeuge von 4,6 m Breite und 1,4 m Tiefgang in 2 m Abstand untereinander und in 1 m Abstand von einem daneben liegenden voll beladenen Fahrzeug sich bewegen können, so würden die drei Schiffe eine Gesamtbreite von 4,6 + 2,0 + 4,6 + 1,0 + 4,6 = 16,8 m einnehmen (Abb. 107).

Abb. 107. Bestimmung des Kanalquerschnitts.



Nimmt man nun für die beiden Seitenschiffe je nach ihrer Größe 20 bis 35 cm, für das vorliegende Beispiel 25 cm als kleinste Entfernung von den Böschungen an, so ist durch diesen Abstand und die Tauchtiefe von 1,4 m die Höhenlage der Schiffsböden über der Parabel gegeben, die in diesem Fall eine Pfeilhöhe von 2,25 m haben müßte und durch einen trapezförmigen Querschnitt von 17,6 m Sohlen- und 33,2 m Wasserspiegelbreite bei vierfachen Böschungen ersetzt werden kann [2]).

In den letzten Jahren haben zahlreiche Untersuchungen auf Grund von Modellversuchen die Frage der günstigsten Kanalquerschnittsform erheblich geklärt. ENGELS berichtet unter Benutzung der z. B. von SYMPHER angestellten Überlegungen [2]) in seinem Handbuch ausführlich über die Ergebnisse, die die muldenförmigen Querschnitte als die besten erwiesen. Abb. 108 zeigt als Beispiel den Querschnitt des Berlin-Stettiner Kanal. In ähnlicher Form ist der Rhein-Herne-Kanal, Ems-Weser-Kanal und der umgebaute Oder-Spree-Kanal ausgebildet. Die größten Wassertiefen dieser neuen Kanäle sind: Oder-Spree-Kanal 2,8 m bis 3,2 m; Dortmund-Ems-Kanal 2,5 bzw. 3,5 m; Teltow-Kanal 2,6 m; Ems-Weser-Kanal 3,0 bzw. 3,5 bzw. 4,0 m; Rhein-Herne-Kanal 3,5 m; Berlin-Stettiner-Kanal 3,0 m.

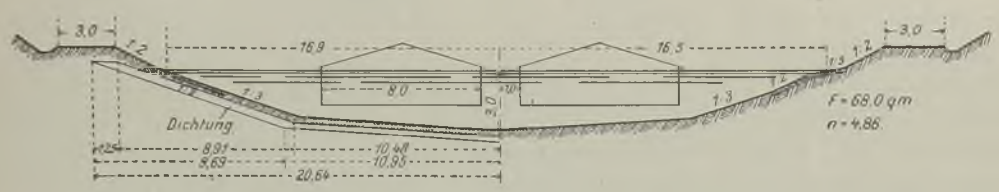
---

[1]) GERHARDT, »Zur Bestimmung der Kanalquerschnitte nach der Tauchtiefe der Schiffe« im Zentralbl. d. Bauverw. 1906, S. 113f., woher auch die Abb. 107 entnommen ist.

[2]) SYMPHER, »Wasserwirtschaftliche Vorarbeiten«, Leipzig 1901. — SYMPHER, THIELE und BLOCK, »Schiffahrtsbetrieb auf dem Rhein-Weser-Kanal. Berlin 1907.

Bei Bestimmung der Wassertiefe muß man berücksichtigen, daß der normale Wasserspiegel durch verschiedene Umstände, wie z. B. durch zeitweilig unzureichenden Ersatz des verbrauchten Wassers Senkungen erfährt, die 20 bis 30 cm betragen, so daß der Abstand zwischen Kanalsohle und Schiffsboden mitunter erheblich verringert wird. Die neuen deutschen Hauptkanäle weisen deshalb, wie bereits erwähnt, in der Regel einen Abstand von 0,75 m bis 1,0 m zwischen Boden und Sohle auf.

Abb. 108. Berlin-Stettiner-Kanal.



c) Die Krümmungshalbmesser.

Wie bei Straßen und Eisenbahnen, so setzt sich auch die Mittellinie eines Kanals aus geraden Linien und Kreisbogen zusammen, deren Halbmesser mindestens das $5\frac{1}{2}$fache der Schiffslänge, mithin für 45, 55, und 65 m lange Schiffe rund 250, 300, und 350 m betragen soll[1]). Da aber durch Vergrößerung der Halbmesser der Betrieb erleichtert wird, so hat man neuern Kanälen größere Krümmungshalbmesser von etwa dem Achtfachen der größten Schiffslänge also rund 500 m zugrunde gelegt. Zum bequemern Durchfahren muß der Kanalquerschnitt in der Krümmung verbreitert werden. Bis 150 m vor und hinter Schleusen, Brücken usw. sind Krümmungen in der Regel zu vermeiden.

d) Höhen- und Gefälleverhältnisse.

Während für die Höhenlage der Haltungen in der Nähe der Kanalmündungen die Wasserstände der anschließenden Wasserläufe maßgebend sind, ist bei der Festlegung der Höhenlage von Scheitel- und nicht selten auch von Zwischenstrecken auf deren Speisung Rücksicht zu nehmen. Aus diesem Grunde kann bei Kanälen im Hügelland in den obern, schwieriger zu speisenden Strecken mitunter ein kleineres Schleusengefälle als in den untern angenommen werden.

Für die Wahl des Schleusengefälles, d. h. des Höhenunterschieds der Wasserspiegel zweier benachbarten Haltungen, ist der Umstand maßgebend, daß größere, längere Haltungen mit sich bringende Gefälle den Betrieb wesentlich erleichtern, weil Schleusen Zeitverluste verursachen und die Anwendung der Dampfkraft erschweren. Bei neuen Kanalentwürfen muß man deshalb eine Verringerung der Schleusenzahl und die Herstellung langer Haltungen anstreben. Vielfach sind dieselben mit einem Sohlengefälle versehen; dies beträgt z. B. bei dem Oder-Spree-Kanal 0,007 m f. d. km.

Zur Vereinfachung des Baues und der Unterhaltung empfiehlt es sich, den zu einer Gruppe gehörenden Schleusen ein und dasselbe Gefälle zu geben. So beträgt das Normalgefälle der Schleusen bei dem Rhein-Marne-Kanal 2,6 m und bei dem Marne-Saône-Kanal 3,5 m, während drei Schleusen des Oder-Spree-Kanals ein Gefälle von 4 m besitzen.

Näheres über die Schleusen und ihre Abmessungen bringen § 29 b, § 41 f und § 54.

Die für das Durchschleusen eines einzelnen Schiffes erforderliche Zeit konnte früher zu durchschnittlich mindestens 20 Minuten angenommen werden. Durch zweckmäßige

[1]) L. Franzius, »Der Wasserbau« im Handb. d. Bauk., Berlin 1890, Abt. III, Heft 2, S. 148., neuerdings stellt man hier höhere Anforderungen. O. Teubert empfiehlt 1000 m.

Anordnungen, namentlich durch sorgfältige Ausbildung der zum Füllen und Entleeren der Kammern und der zur Bewegung der Tore dienenden Anordnungen, sowie durch gute Handhabung des Schleusendienstes sucht man neuerdings die Zeit für das Schleusen abzukürzen, so daß man heute bei neuzeitlichem Schleusenbetrieb mit etwa 10 Minuten auskommt — bei einzelnen Schiffen ohne Wartezeit[1]).

§ 32. Die Linienführung von Kanälen.

Die Linienführung von Kanälen zerfällt in eine allgemeine und ausführliche. Die Aufgabe der erstern besteht darin, auf Grund von Voruntersuchungen und ausgedehnten Geländeaufnahmen unter den zwischen zwei gegebenen Endpunkten möglichen Linien diejenige zu ermitteln, die sowohl den technischen Anforderungen als auch denjenigen des Verkehrs am besten entspricht. Hierbei handelt es sich wie bei den Eisenbahnen (vgl. Kap. VI im I. Band dieses Lehrbuchs) um die Herstellung von Übersichtskarten, Ausführung von Nivellements, Entwerfen verschiedener Kanallinien, Aufzeichnung der Höhenpläne, überschlägliche Ermittlung der Kosten des Baues und Betriebs der entworfenen Linien, sowie um einen Vergleich dieser hinsichtlich ihrer Bauwürdigkeit. Die wichtige Frage der Wasserbeschaffung ist frühzeitig sorgfältig zu untersuchen.

Während mithin die allgemeine Linienführung zur Beurteilung der Bauwürdigkeit eines Kanals dient, hat die ausführliche die Grundlagen für dessen Ausführung zu beschaffen und demgemäß unter Zugrundelegung der Ergebnisse der allgemeinen Bearbeitung, sowie mit Hilfe genauer Vermessung des Geländes die Mittellinie des Kanals örtlich festzulegen und die Lage seiner Bauwerke endgültig zu bestimmen.

Bei Überschreitung der Wasserscheide ist nicht die tiefste Einsattelung sondern die schmalste Stelle des Kammes aufzusuchen, die gegebenenfalls durch einen Tunnel zu überwinden ist. Die einzelnen Anforderungen an eine Linienführung sind nicht alle erfüllbar, sie sind von Fall zu Fall gegeneinander abzuwägen; auch die Lage der zu berührenden Orte, die nötigenfalls durch Stichkanäle anzuschließen sind, und das günstigste Gelände für die Kunstbauten, Schleusen usw. ist ausschlaggebend.[2]).

Ist der Kanal in einem Gelände mit merklicher Querneigung herzustellen, so bieten die Höhenverhältnisse des letztern Anhaltspunkte für die Linienführung und die Ermittlung der für die Erdmassenbewegung vorteilhaftesten Linie. Bei ebenem Gelände dagegen überwiegen die Rücksichten auf den Grundriß diejenigen auf die Höhenverhältnisse, indem man, wie bei der Linienführung von Straßen und Eisenbahnen in ebenen Gegenden, eine gerade Linie so lange verfolgen kann, bis die Örtlichkeit die Einlegung einer Krümmung verlangt. Dabei hat man, wie bei der Anlage anderer Verkehrwege, auf den Grunderwerb, die Bodenbeschaffenheit, auf Wegübergänge usw. Rücksicht zu nehmen.

Die Lage der Schleusen wird durch die den Kanal kreuzenden Wasserläufe, durch Ortschaften und mitunter auch durch die Kreuzung mit Wegen bedingt, weil unter Umständen die Vereinigung einer Wegbrücke mit dem Unterhaupt einer Schleuse zweckmäßig ist. Hierbei kann auf den Ausgleich der zu bewegenden Erdmassen nur geringes Gewicht gelegt werden, besonders dann, wenn der Kanal zur Verringerung des Wasserverlustes möglichst tief in das Gelände einschneiden soll.

Da ein Kanal selten über eine Bahn hinweggeführt wird, so ist bei der Kreuzung mit einem Schienenweg entweder eine tiefe Lage des Kanals oder eine hohe der Eisenbahn erforderlich. Kann man eine genügend tiefe Lage des herzustellenden Kanals nicht

---

[1]) O. Teubert, a. a. O. Bd. II.

[2]) Des weitern vergleiche Engels a. a. O., S. 1345.

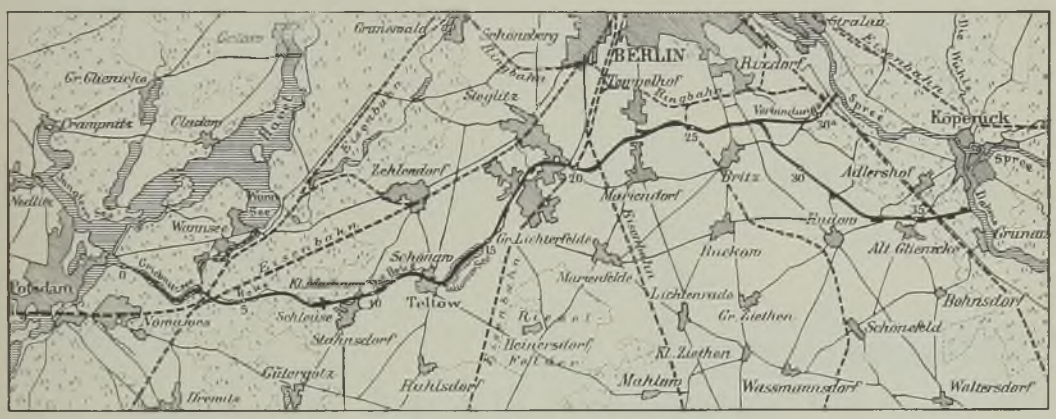
ermöglichen, so muß die Bahn eine andere Höhenlage erhalten und manchmal sogar verlegt werden.

Als Beispiel eines ausgeführten Binnenkanals möge der in mehr als einer Hinsicht bemerkenswerte Teltow-Kanal[1]) dienen. Dieser auf Kosten des Kreises Teltow 1900 bis 1906 ausgeführte Kanal verbindet die Spree oberhalb Berlins mit der untern Havel bei Potsdam (Abb. 109) und bildet einen 37 km langen Schiffahrtsweg, dessen Ausführungskosten, einschließlich der elektrischen Treidelei, den Speicheranlagen usw., nahezu 48 Millionen Mark betrugen.

Der Teltow-Kanal durchsetzt vier größere und kleinere Seen. In der Nähe von Britz, woselbst die Wasserscheide zwischen Havel und Oberspree liegt, nimmt der Kanal, der auch der Entwässerung der Gegend im Süden Berlins dienen soll, eine südöstliche Richtung an, um sich bei Grünau der Dahme oder Wendischen Spree anzuschließen. Ein 4 km langer, in der Nähe von Britz nach der Spree abzweigender Verbindungkanal nimmt den Ortsverkehr Berlins auf.

Da das Mittelwasser im Havelsee bei Potsdam auf 29,76 über N. N., das der Dahme bei Grünau auf 32,3 über N. N. liegt, so genügte die Anlage einer einzigen, 10 m weiten

Abb. 109. Lageplan des Teltow-Kanals. M. 1 : 300000.



Schleuse bei Machnow, deren mittleres Gefälle 2,74 m beträgt, das aber zu Zeiten, wo in der Havel der niedrigsten Wasserstand herrscht, auf 3,33 m steigt. Die Schleuse ist eine Doppelschleuse und besteht aus zwei nebeneinanderliegenden Kammern, deren Nutzlänge 67 m beträgt und die derartig miteinander verbunden sind, daß eine jede der andern als sog. Sparbecken dient. Gegen die beiden Haltungen werden sie durch senkrecht auf- und niedergehende Hubtore abgeschlossen.

Das Niederschlagsgebiet des Kanals hat eine Größe von rund 19350 ha, so daß aut einen geringsten sekundlichen Zufluß von 0,75 cbm gerechnet werden kann. Da sich der Wasserbedarf, bestehend aus Betriebs-, Verdunstungs- und Versickerungswasser, zur Zeit des stärksten Verkehrs auf 0,862 cbm/sek. stellt, so wurde zur Sicherstellung des Betriebswassers an der Schleuse ein Pumpwerk angelegt, das in der Sekunde bis zu 1 cbm aus der untern Haltung der obern zuführen kann.

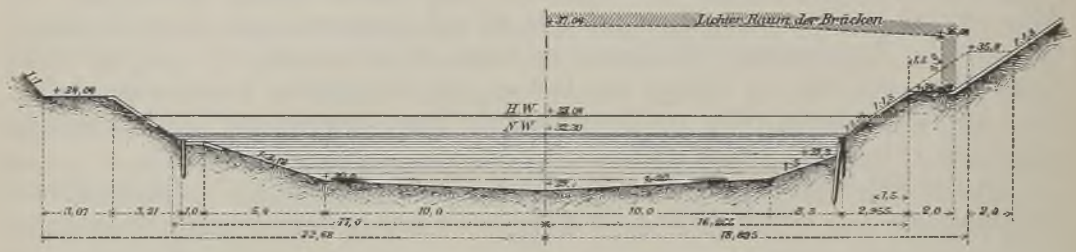
Der Kanalquerschnitt (Abb. 110) zeigt eine dem Ergebnis der neuesten Versuche annähernd Rechnung tragende muldenförmige, 20 m breite Sohle und eine größte Wassertiefe von 2,5 m, so daß der Kanal von Schiffen mit 1,75 m Tiefgang und 600 t Trag-

1) Vgl. »Der Bau des Teltow-Kanals« in der Zeitschr. . Bauw. 1906, S. 311 ff., ferner in Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1906, Juni und in GLASERS Annalen 1907, I, S. 101.

fähigkeit befahren werden kann. Die Böschungen erhielten unter Wasser eine Neigung von 1 : 3, in ungefährer Höhe des Niedrigwassers eine Befestigung durch Pfahlreihen mit Steinwurf oder Betonplatten und über dem Niederwasser, je nach der Art des Geländes, eine Neigung von 1 : 1,5 bis 1 : 2. Innerhalb stärkerer Krümmungen wurde die Sohle auf der einbuchtenden Wasserseite bis 5 m verbreitert. Der kleinste Krümmungshalbmesser beträgt 500 m.

Abb. 110. Querschnitt des Teltow-Kanals. M. 1 : 340.

Bei billigem Grunderwerb. Bei teuerm Grunderwerb und tiefen Einschnitten.



Der im Jahre 1899 vollendete Dortmund-Ems-Kanal, der einen Teil des rheinisch-westfälischen Industriegebiets mit den Emshäfen verbindet[1]), wurde im Zusammenhang mit dem Rhein-Weser-Elbe-Kanal entworfen. Außer einer Scheitelhaltung konnte man eine zweite, die sog. Mittellandhaltung von zusammen etwa 100 km Länge anordnen.

Abb. 111. Dortmund-Ems-Kanal.

Höhenpläne Herne-Lüdringhausen und Dortmund-Henrichenburg.

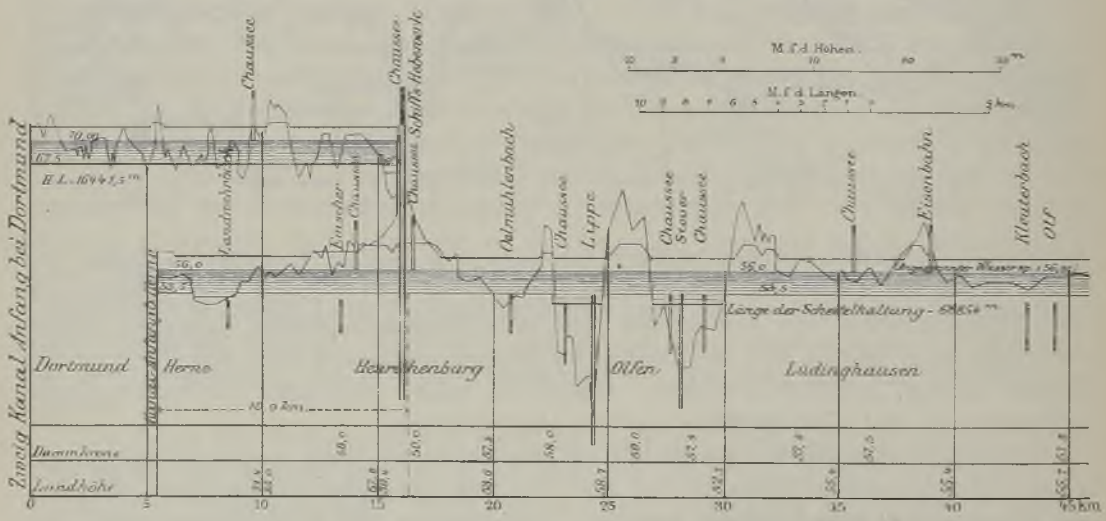


Abb. 111 bringt den südlichen Teil der Scheitelhaltung. Diese Abbildung ist auch ein Beispiel für die zeichnerische Behandlung eines Kanalhöhenplans. Bei Herne schließt sich der Kanal zum Rhein an, der im wesentlichen das Tal der Emscher verfolgt und in der Gegend von Ruhrort mit einem Rheinhafen endigt. In Dortmund liegt der Wasserspiegel des dortigen Hafens etwa 14 m höher, als der Wasserspiegel der Scheitelhaltung,

1) »Handb. d. Ing.-Wissensch.« a. a. O. Vgl. auch MÖLLER, a. a. O., S. 268. — ENGELS a. a. O. S. 323 und TEUBERT a. a. O., S. 55ff.

weshalb bei Henrichenburg ein Schiffshebewerk und neuerdings daneben eine Schachtschleuse erbaut wurde. An der Kreuzung der Scheitelhaltung mit der Lippe, mittels einer Kanalbrücke, ist behufs Speisung der Haltung mit dem Wasser der Lippe, ein kräftiges Pumpwerk erbaut.

Vom nördlichen Ende der Mittellandhaltung senkt sich der Dortmund-Ems-Kanal in 14 Schleusen nach dem Tale der Ems und erreicht diese bei Meppen. Dann folgt eine Strecke, woselbst die Ems kanalisiert ist. Unterhalb Papenburg wird die Ems als freier Strom befahren.

Die Gesamtlänge dieser Wasserstraße ist 232 km. Im Emsgebiet hat sie zwischen Bevergern und Emden bei ungefähr 170 km Länge 21 Schleusen.

Bei Bevergern fängt der Mittelland-Kanal an, der südlich von Minden die Weser auf einer Kanalbrücke überschreitet und vorläufig bei Hannover endigt. Die Fortführung über Peine, Braunschweig, Neuhaldensleben bis Magdeburg, wo er mit einem Schiffshebewerk in die Elbe übergehen soll, ist in Angriff genommen.

Die Speisung des Mittelland-Kanals ist schwierig; ihr dienen zum Teil die großen Staubecken, die im Tal der Eder und Diemel, Nebenflüssen der Weser, angelegt wurden[1]).

Der Rhein-Hannover-Kanal ist 314 km lang und hat nur 9 Schleusen, somit eine sehr selten vorkommende und ungewöhnlich günstige Lage.

Zu den neuen Kanälen ersten Ranges gehört auch der »Großschiffahrtsweg« Berlin-Stettin (Hohenzollernkanal), der die Havel mit der Oder, mittelbar also die Seestadt Stettin mit der Hauptstadt Berlin verbindet. Dieser Kanal beginnt unfern Spandau am Tegeler See, verfolgt den Lauf der Havel bis Oranienburg, wendet sich dann alsbald östlich und kreuzt den Finow-Kanal[2]); bis Hohensaathen behält er die Richtung dieses Kanals bei. Die Scheitelhaltung beginnt bei Oranienburg und endigt östlich von Eberswalde, sie ist rund 50 km lang. Der Abstieg nach der Oder erfolgt durch eine Treppe aus 4 Schleusen, neben denen noch ein Schiffshebewerk angelegt werden soll. Zwischen Hohensaathen und Stettin wird die freie Oder befahren.

Auf die große Zahl der während und nach dem Weltkrieg in Bau genommenen und geplanten neuen Kanalverbindungen: Neckarkanalisierung, Rhein-Main-Donau-Kanal, Werra-Main-Kanal, Hansakanal, Donau-Oder-Kanal und viele andere, kann hier nur allgemein hingewiesen werden. Es sind eine Reihe von größern Veröffentlichungen darüber erschienen, eine Wertung der einzelnen hat SYMPHER noch kurz vor seinem Tode niedergelegt[3]).

§ 33. Leinpfade.

Leinpfade, die bei ältern Kanälen gewöhnlich 0,5 bis 0,7 m über dem Wasserspiegel liegen, erhalten bei neuern Kanälen schwache Steigungen und Neigungen, weil die dadurch sich ergebende stellenweise höhere Lage der Leinpfade eine erhebliche Einschränkung der Erdarbeiten ermöglicht. So liegen die Leinpfade beim Oder-Spree-Kanal oft in der Höhe des Geländes und beim Dortmund-Ems-Kanal in Abträgen nahezu 2 m höher als bei Aufträgen.

Während ferner bei ältern Kanälen die Breite der Leinpfade 4 bis 4,5 m beträgt und ihnen gegenüber ein 2,5 bis 3,0 m breiter Fußpfad liegt, wird jetzt die Breite des Leinpfads auf 3,5 m eingeschränkt und ein Unterschied zwischen ihm und dem Fußpfad nicht mehr gemacht. Gewöhnlich erhalten die Leinpfade eine einseitige Querneigung

---

[1]) Vgl. MATTERN, a. a. O.

[2]) Die Finow ist ein Nebenflüßchen der Oder, an welches sich der aus früherer Zeit stammende, schmale Finow-Kanal anschließt.

[3]) SYMPHER, Die wichtigsten neuen deutschen Kanäle in der Zeitschrift für Binnenschiffahrt 1922.

derart, daß das Tagewasser nicht in den Kanal fließt; auch sind sie in Einschnitten an ihrer Außenseite mit Seitengräben versehen.

Am Fuße der Dammböschungen werden in der Regel sog. Schweißgräben angelegt, die das in größerer oder geringerer Menge sich zeigende Sickerwasser aufzunehmen haben. Wegen der Bepflanzung der äußern Böschungen vgl. Kapitel II: »Erdbau« im I. Band dieses Lehrbuchs.

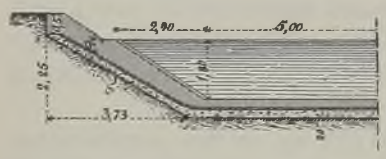
§ 34. Dichtung des Kanalbetts.

Trotz sorgfältiger Ausführung der Erdarbeit[1]) treten sowohl bei den in Aufträgen liegenden, besonders bei den aus durchlässigem Bogen hergestellten Kanalstrecken, als auch bei Einschnitten in zerklüftetem Fels, Kies, Sand u. dgl. nach Einlassen des Wasser in das Kanalbett erhebliche Versickerungen ein, wenn nicht besondere Vorkehrungen dagegen getroffen werden. Da aber diese Versickerung unter Umständen große Wasserverluste verursachen, die Gewinnung des Speisewassers jedoch oft schwierig ist, ist eine Verringerung der Wasserverluste durch Dichtung des Kanalbetts besonders wichtig. Die Dichtungsarbeiten erfordern bei Betondichtung und Mörtelpflaster ein wasserfreies Kanalbett.

a) Die Betondichtung.

Die Betondichtung, die nur in Einschnitten und auf solchen Dämmen, die sich vollständig gesetzt haben, mit Erfolg angewendet werden kann, besteht aus einer 0,1 bis 0,2 m starken Betonschicht (Abb. 112)[2]), die zur Verhütung von Beschädigungen mit einer 0,2 bis 0,3 m dicken Erdschicht überdeckt wird. Ein sehr feuchter und quelliger Untergrund muß vor dem Aufbringen des Betons drainiert werden.

Abb. 112. Betondichtung. M. 1 : 200.



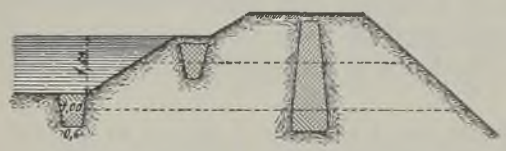
b) Die Mörtelpflasterung.

Die Mörtelpflasterung, die in einer Stärke von 20 cm, wovon 3 cm auf das Mörtelbett entfalllen, besonders bei italienischen Kanälen ausgedehnte und erfolgreiche Verwendung fand, wird aus kleinen Pflastersteinen hergestellt, die in ein Bett dünnen Mörtels derart versetzt werden, daß die Fugen sich von unten her gut ausfüllen, während sie oben sorgfältig zu verstreichen sind.

c) Dichtung mit Tonschlag.

Diese kann nach Abb. 113, in welcher die mit einer Schicht gewöhnlichen Bodens zu überdeckende 0,3 bis 0,6 m dicke Dichtungsmasse durch schräge Schraffur bezeichnet ist, erfolgen. Da sich an den Stellen, wo die Aufträge sich an den gewachsenen Boden anschließen, leicht Wasseradern bilden, so ist dort eine Dichtung besonders empfehlenswert. Abb. 114 zeigt die Dichtung des Berlin-Stettiner-Kanals.

Abb. 113. Dichtung mit Tonschlag. M. 1 : 200.



d) Dichtung mit getrübtem Wasser.

Die Dichtung mit getrübtem Wasser, das viele Sinkstoffe enthält und, wie z. B. bei dem Oder-Spree-Kanal, mittels tonigen Bodens künstlich hergestellt wurde, kommt zur

---

[1]) Vgl. Kap. II: »Erdbau« im I. Bande dieses Lehrbuchs.

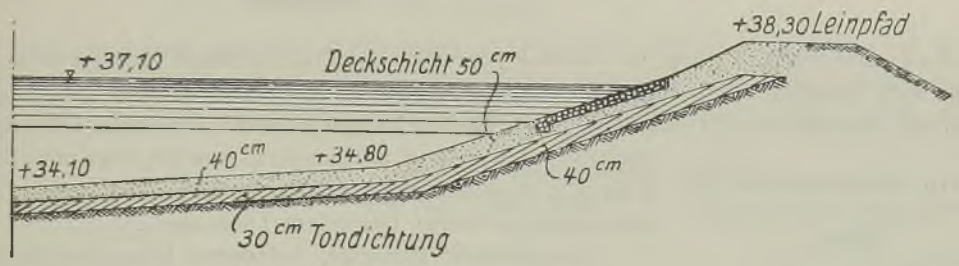
[2]) Die Abb. 112 bis 114, 122 und 123 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Aufl., Bd. III, Kap. XV, entnommen.

Anwendung, wenn das Kanalbett nicht wasserfrei gemacht werden kann und genügend hoch über dem Grundwasser liegt, also reichliche Druckhöhe hat.

e) Dichtung mit Sand.

Dichtung mit Sand, wobei dieser in den Kanal geworfen und mit einer genügend beschwerten, mit gekrümmten Zinken versehenen Egge aufgerührt wird, verdient unter Umständen ebenfalls Beachtung. Auf 1 m Kanallänge bedarf man 0,2 bis 1 cbm Sand, der, wenn in dem zu dichtenden Erdkörper größere Zwischenräume vorhanden sind, quarzig und grobkörnig, andernfalls aber fein und lehmig oder tonig sein muß.

Abb. 114. Dichtung des Berliner-Stettiner-Kanals.



Von diesen verschiedenen Dichtungsarten wird die Dichtung mit Sand oder getrübtem Wasser angewendet, wenn geringe Verluste an zahlreichen Stellen vorhanden sind, Dichtung mit Tonschlag bei starken Verlusten an einzelnen Stellen und Betondichtung bei starken Verlusten an zahlreichen Stellen.

§ 35. Befestigung der Kanalufer.

Einen großen Einfluß auf die mit der Gestaltung des Wasserquerschnitts eng zusammenhängende Uferbefestigung hat die Fahrgeschwindigkeit, die für beladene Schiffe auf freier Strecke am zweckmäßigsten nicht größer als 5 km in der Stunde ist.

Während die Böschungen des untern Teiles des Wasserquerschnitts, da, wo Böschung und Sohle zusammentreffen, etwas abzurunden ist, je nach der Bodenbeschaffenheit Neigungen von 1 : 3 bis 1 : 1 und bei Felsboden noch steilere erhalten, ist die Form des obern Teiles in hohem Grade von der Art der Uferbefestigung abhängig, die bei geringer Fahrgeschwindigkeit in anderer Weise zu erfolgen hat als bei größerer Geschwindigkeit der Schiffe.

Den Hauptangriff auf die Böschung üben die Brandungswellen und die bei der Rückströmung neben und unter dem fahrenden Schiff auftretenden Wasserbewegungen aus und zwar ebenso hoch über wie unter der ruhigen Wasserlinie. Um diese lagert sich also der Befestigungsstreifen, der je nach der Bodenart, dem Böschungswinkel, der Schiffsgeschwindigkeit und dem zur Verfügung stehenden Baustoffen verschieden ausgeführt wird. Ein solcher wurde früher durch die Anordnung einer mit Schilf u. dgl. bepflanzten, in der Höhe des Wasserspiegels oder etwas tiefer liegenden Berme erzielt. Oberhalb dieser Bermen werden die Böschungen mit Rasen bekleidet.

Bei wenig widerstandsfähigem Boden kann die Böschung durch Flechtzäune oder durch Packwerk geschützt oder die Berme durch die in Abb. 115 dargestellte Anordnung ersetzt werden, bei der gegen 0,9 m voneinander eingeschlagene Pfähle zum Stützen der Hinterfüllung Bohlen gelegt werden.

Bei der in Abb. 116[1]) vorgeführten Uferwand aus Pfahl- und Bohlwänden mit verstärkten Böschungen schließt sich an die abgestützte und verankerte Bohlwand eine Basaltböschung an, die auf einer Lage Steinbrocken mit Tonunterlage ruht.

Abb. 115. Französische Uferbefestigung.

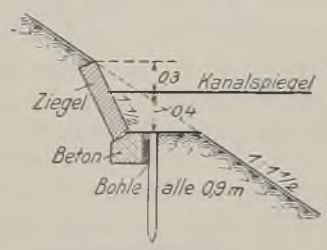
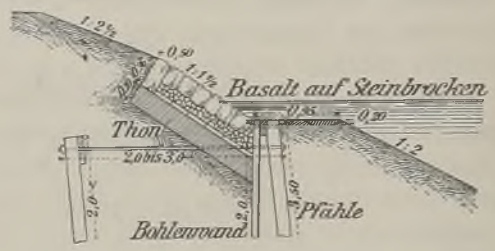


Abb. 116. Uferwand mit verstärkten Böschungen. M. 1 : 80.



Auch Uferbefestigungen durch 0,5 m breite und 1,2 m lange Zementplatten haben sich bewährt. Bei der nach Abb. 117 hergestellten sind die sich gegen eine Holzwand stützenden mit Drahteinlagen versehenen Zementplatten 8 cm stark. Die Fugen zwischen den stumpf aneinanderstoßenden oder mit einem Falz sich überdeckenden Platten bedürfen bei engem Zusammenlegen keiner besondern Dichtung[2]).

Abb. 117. Uferbefestigung aus Holz und Betonplatten am Oder-Spree-Kanal.

Ausgedehnte Versuche, bei denen Eisenbeton verwendet wurde, haben ergeben daß es sich empfiehlt, die Abdeckung durch senkrechte Fugen in einzelne, nicht zu breite Platten zu zerlegen[3]).

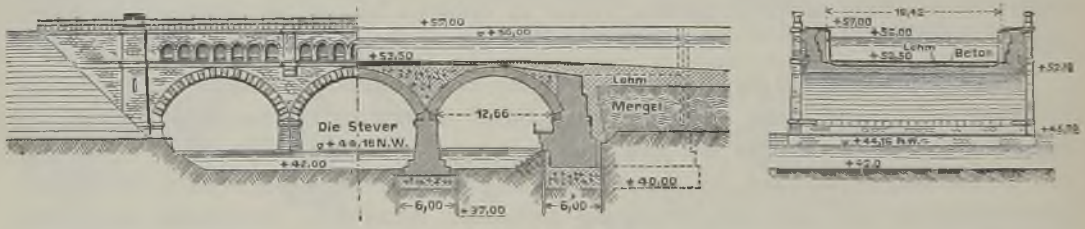
§ 36. Brücken, Dücker und Tunnel.

a) Brücken.

Kanalbrücken werden erforderlich, sobald ein Kanal über andere Wasserläufe hinweggeführt werden muß, z. B. bei Minden über die Weser, im Dortmund-Ems-Kanal über die Lippe und im Berlin-Stettiner-Kanal über die Eisenbahn. Bei Minden sind die Bogen der 370 m langen Brücke

Abb. 118 u. 119. Die Kanalbrücke über die Stever im Zuge des Dortmund-Ems-Kanals. M. 1 : 800.

Abb. 118. Ansicht und Längenschnitt. Abb. 119. Querschnitt.



aus Beton hergestellt. Abb. 118 und 119[4]) zeigen die Kanalbrücke über die Stever im Zuge des Dortmund-Ems-Kanals. Wenn auch die Kanäle gewöhnlich so tief liegen, daß

[1]) Die Abb. 116 und 127 bis 129 sind den »Elementen des Wasserbaues« von Sonne und Esselborn, Leipzig 1904, entnommen. Abb. 115 und 117 aus Teubert a. a. O.

[2]) Eger, »Uferdeckungen von Beton mit Eiseneinlagen und Erdankern« im Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 425 ff.

[3]) Weder, »Leitfaden des Eisenbetonbaues«. Leipzig 1906, S. 57.

[4]) Aus Roloff, »Statistische Nachweisungen über angeführte Wasserbauten« Berlin 1907. W. Ernst & Sohn.

für die sie kreuzenden Straßen und Eisenbahnen den Kanal überspannende Brücken herzustellen sind, so kommen ausnahmsweise Kanalbrücken auch bei der Kreuzung des Kanals mit einer Straße vor; vgl. Kap. VIII: »Brückenbau« dieses Lehrbuchs.

Während früher bei Bestimmung der Lichtweiten der über einen Kanal führenden Straßen- und Eisenbahnbrücken eine Einschränkung des Kanalprofils für zulässig gehalten, der Fußweg oft nicht unter der Brücke hindurch geführt und manchmal sogar der Leinpfad beseitigt wurde, werden bei neuern Ausführungen höhere Anforderungen gestellt; die Lichtweiten werden für zwei Schiffe bemessen und die Pfade an beiden Seiten durchgeführt. Für den Überbau der Brücken sind im allgemeinen Balkenträger empfehlenswert, weil diese die Vornahme einer später etwa nötig werdenden Vergrößerung der lichten Höhe oder Weite der Brücke erleichtern.

b) Dücker.

Daß ein Kanal unter einen Wasserlauf durchgeführt wird, kommt selten vor, häufig aber der Fall, daß der Spiegel eines vom Kanal gekreuzten Wasserlaufs nicht so tief unter der Kanalsohle liegt, daß der Kanal auf einer Brücke darübergeführt werden kann.

Abb. 120 u. 121. Dücker unter dem Ems-Hannover-Kanal.

Abb. 120. Längenschnitt.

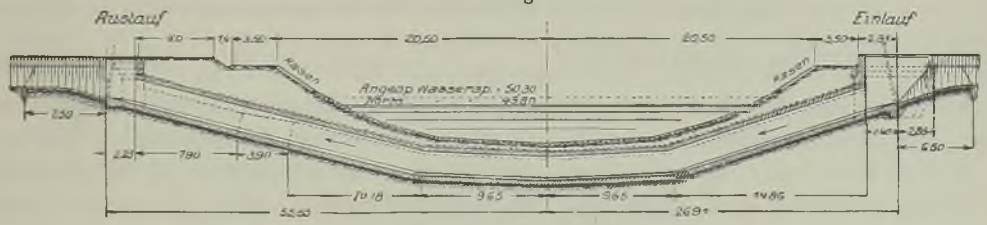
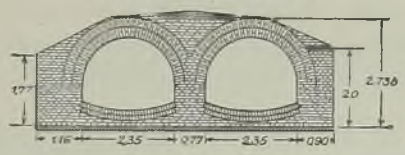


Abb. 121. Querschnitt.



Dann »duckt« man den Wasserlauf und führt ihn mittels eines aus Eisen, Stein oder Beton gebauten Rohres von etwa 60 cm Durchmesser, »Dückers«, unter der Kanalsohle hindurch. Abb. 120 und 121, Dücker vom Ems-Weser-Kanal[1]).

c) Kanaltunnel.

Kanaltunnels sollten bei verkehrsreichen Kanälen zweischiftig ausgeführt werden, was bei den in Frankreich gebauten aus Sparsamkeit nicht geschehen ist. Dabei hat man den zuerst auf das $2\frac{1}{2}$ fache des Hauptspantquerschnitts des größten durchfahrenden Schiffes bemessenen benetzten Kanalquerschnitt neuerdings bei dem Marseille-Rhone-Kanal auf das 4 fache erhöht. Die Leinpfade sind auf beiden Ufern durchzuführen.

§ 37. Wasserverbrauch und Wasserverluste.

a) Der Wasserverbrauch.

Der Wasserverbrauch, der namentlich beim Durchschleusen der Schiffe stattfindet, wächst mit dem Verkehr, sowie mit der Größe und dem Gefälle der Schleusen. Setzt man zur vorläufigen Einschätzung des Wasserverbrauchs der Kammerschleusen die

[1]) Aus O. Teubert a. a. O.

bei ausgeführten Kanälen voraussichtlich befahrenden Schiffe gleich n und den Kubikinhalt einer Schleusenfüllung, d. h. das Produkt aus der Länge und Breite der Schleuenkammer mit dem Gefälle der Schleuse, gleich M, so beträgt unter der Voraussetzung, daß die Hälfte der Schiffe bei den Schleusen, die andere Hälfte in den Kanalstrecken kreuzt, der Wasserverbrauch der Schleusen täglich und durchschnittlich an jeder Seite der Scheitelstrecke eines Kanals $\frac{3}{4} n \cdot M$. Doch ist der Wasserverbrauch je nach dem stärkern oder geringern Verkehr in den verschiedenen Jahreszeiten größer oder kleiner als der durchschnittliche Verbrauch. Den Wasserverbrauch bei Berg- und Talschleusungen und bei verschiedenen Scheitelhaltungslängen hat GRÖHE[1]) eingehend errechnet. ENGELS gibt einen Auszug in seinem Handbuch, wo er auch die übrigen Wasserverluste würdigt.

b) Die Wasserverluste.

Die Wasserverluste entstehen hauptsächlich durch Verdunstung und Versickerung, wachsen mit der Länge des Kanals und der Größe des Wasserquerschnitts und sind außerdem von der Bodenbeschaffenheit, sowie der Dichtungsart des Kanalbetts abhängig.

α) *Die Verdunstung des Wassers* wächst mit der Größe des Wasserspiegels und der Zunahme der Wärme. Bei preußischen Kanalentwürfen wird für die sechs Sommermonate eine tägliche Verdunstungshöhe von 4 mm, d. h. eine jährliche von $6 \cdot 30 \cdot 4 = 720$ mm, angenommen, was z. B bei einer Wasserspiegelbreite von 25 m einem täglichen Verlust von durchschnittlich $\frac{25 \cdot 1 \cdot 0{,}720}{360} = 0{,}05$ cbm für 1 m Kanallänge entspricht. Aber auch hier hat man wie beim Wasserverbrauch zwischen dem durchschnittlichen und dem im Sommer auftretenden größten Verlust zu unterscheiden.

β) *Die Versickerung*, die durch eine Dichtung des Kanalbetts (vgl. § 34) erheblich verringert werden kann, ergibt sehr verschiedene Wasserverluste. Es kommen Kanalstrecken vor, in denen, wie bei Moorkanälen, überhaupt keine Versickerung stattfindet, oder deren Wassermenge durch unterirdische Zuflüsse noch vermehrt wird. Man kann nach den amtlichen Feststellungen am Dortmund-Ems-Kanal als Mittel aus 14 Betriebsjahren einen Gesamtverlust von 5—8 l je Sekunde und km Kanallänge bei guter Dichtung annehmen.

γ) *Die Wasserverluste an Schleusen* entstehen infolge von Undichtigkeiten an den Schleusentoren und sonstigen Verschlußvorrichtungen, kommen aber den tiefer gelegenen Strecken zugute und werden deshalb manchmal unberücksichtigt gelassen. Sie können an einer Schleuse zu 3 bis 7 l/sek angenommen werden.

Bei den Vorarbeiten für den Rhein-Weser-Hannover-Kanal hat man angenommen, daß der sekundliche Wasserverlust durch Versickerung und Verdunstung im ungünstigsten Fall im Hochsommer 16 l für das km betragen werde. Das würde einem täglichen Höhenverlust des Wasserspiegels von 45 mm entsprechen, wovon 34 mm auf die Verdunstung und 11 mm auf die Versickerung zu rechnen wären; als den durch Undichtigkeit der Schleusentore und Schützen entstehenden sekundlichen Wasserverlust hat man 5 l für je 1 m Schleusengefäll angesetzt.

§ 38. Die Entnahme des Wassers.

Die Entnahme des Wassers zur Speisung der Kanäle, zwecks Ausgleich der erwähnten Wasserverluste, erfolgt entweder aus natürlichen Wasserläufen und Seen oder aus künstlich hergestellten Behältern. Bei hoher Lage des Grundwassers ist jedoch eine derartige Speisung ganz oder zum Teil entbehrlich.

---

[1]) GRÖHE, »Bestimmung des Wasserverbrauchs bei Schleusungen, Zentralbl. d. Bauverw. 1904, Nr. 26.

a) Die Entnahme aus natürlichen Wasserläufen.

Diese kann unmittelbar oder durch Vermittlung eines Pumpwerks erfolgen. Im erstern Falle wird in dem Wasserlauf unterhalb der Stelle, wo der Speisegraben abzweigt, in der Regel ein den Wasserspiegel erhöhendes und dessen Schwankungen verringerndes Wehr, und vor dem Speisegraben ein die einströmende Wassermenge regelndes Schützenwehr erbaut. Oft verlangt jedoch die Höhenlage der zu speisenden Kanalstrecke die Anlage eines Pumpwerks.

Ein Beispiel eines Pumpwerks ist das zur Speisung eines Teiles des Dortmund-Ems-Kanals erbaute Pumpwerk an der Lippe. Es wurde anfangs für eine sekundliche Förderung von 3,4 cbm Wasser eingerichtet, später aber verstärkt. Die mittlere Hubhöhe beträgt 16 m, die größte annähernd 17,5 m[1]). Auch die Pumpwerke am Ems-Weserkanal in Minden sind bemerkenswert[2]).

b) Die Entnahme aus Seen.

Sie findet, da Seen zur Aufspeicherung von Speisewasser am besten geeignet, nicht selten statt; auch der Oder-Spree-Kanal entnimmt Speisewasser aus Binnenseen.

c) Die Entnahme aus künstlichen Speisebecken und Sammelbecken.

Die Entnahme aus künstlichen Becken, die zu den in Bachtälern mit Hilfe von Staudämmen oder Staumauern (vgl. Kap. III im I. Band dieses Lehrbuchs) angelegten Sammelbehältern gehören, erfolgt durch Speisegräben. Genügt die aus einem Behälter zu entnehmende Wassermenge zur Speisung des Kanals nicht, so sind mehrere Behälter anzulegen. Beispielsweise besitzt die Vogesenstrecke des Rhein-Marne-Kanals zwei Speisebehälter von 1,7 und 4 Millionen cbm Inhalt.

§ 39. Speisegräben.

a) Speisegräben.

Speisegräben, deren Wasserzuführung den Bedarf der zugehörigen Kanalstrecken auch bei sehr starkem Verbrauch zu decken hat, zerfallen in Hauptspeisegräben für die Scheitelstrecke, in Speisegräben für die tiefer liegenden Strecken und in solche, die das Wasser von einer Haltung zu einer andern leiten.

Auch die Speisegräben zeigen oft ziemlich beträchtliche Wasserverluste, auf die bei der Bestimmung ihrer Ergiebigkeit Rücksicht zu nehmen ist. So fand man bei ausgeführten Gräben schon Verluste von 10 % und mehr der durchfließenden Wassermenge.

Abb. 122 u. 123. Querschnitte eines Hauptspeisegrabens. M. 1 : 200.

Abb. 122. Bei durchlässigem Felsboden. Abb. 123. Bei leichten Bodenarten.

Um diese Wasserverluste gering zu halten, sind Speisegräben möglichst kurz und mit großem Gefälle auszuführen; es ist aber schon bei Wahl der Kanallinie anzustreben, sie möglichst nahe an den speisenden Bach heranzuführen. Bei dem ausgeführten Hauptspeisegraben eines französischen Kanals wurde bei durchlässigem Felsboden der in Abb. 122, in leichten Bodenarten der in Abb. 123 dargestellte Querschnitt gewählt.

[1]) Näheres siehe im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 3. Teil, Bd. V, S. 186, 4. Aufl., Leipzig 1906.

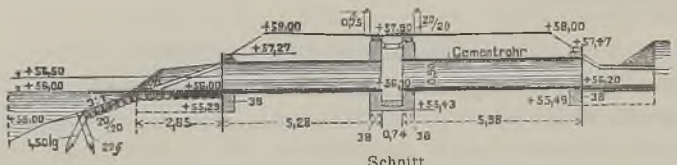
[2]) Loebell und Gerecke, Die Bauten des Ems-Weserkanals, Zeitschr. f. Bauwesen 1921, S. 250.

Die Speisegräben, die das entbehrliche Wasser von einer Haltung zu einer andern leiten, werden erforderlich, wenn unterhalb einer Schleuse mit kleinerm Gefälle eine solche mit erheblich größerm Gefälle liegt und zwischen beiden eine erneute Speisung des Kanals nicht möglich ist.

b) Die Einlaßbauwerke.

Es sind meistens massive Durchlässe; sie sollen das Wasser, um einer Versandung des Kanals vorzubeugen, überfallartig eintreten lassen. Einen Grabeneinlaß des Dortmund-Ems Kanals, unter dem Leinpfad durchgeführt, mit mehreren kreisrunden oder ovalen Zementrohren von 0,3 bis 1 m Durchmesser gibt Abb. 124 wieder.

Abb. 124. Grabeneinlaß in der freien Strecke.



Einlaßschleusen sind zur Erleichterung ihrer Wartung und Bedienung in der Nähe der Schleusenwärter-Wohnung, und zwar an der äußern Kante der Leinpfade zu erbauen. Die an den Mündungen von Speisegräben liegenden Speiseschleusen, die als Schützenwehre hergestellt werden, sperren den Graben teilweise ab, wenn seine Ergiebigkeit den Bedarf übersteigt. Eine Ablaßschleuse mit anschließendem Entlastungsgraben läßt dann das überflüssige Wasser dem nächsten natürlichen Wasserlauf zufließen.

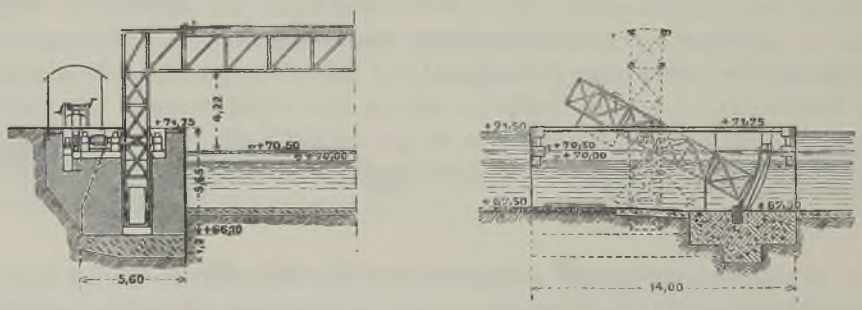
§ 40. Entlastungsanlagen und Sicherheitstore.

a) Entlastungsanlagen.

Da die Ergiebigkeit der Speiseanlagen mitunter größer als der Wasserverbrauch ist, und da manche Ausbesserungen eine Trockenlegung der Kanalstrecke erfordern, so sind diese mit Ablaßschleusen zu versehen, die die Ableitung des überflüssigen Wassers, die sog. Entlastung des Kanals, sowie seine Trockenlegung ermöglichen.

Abb. 125 u. 126. Sicherheitstor im Dortmund-Ems-Kanal. M. 1 : 400.

Abb. 125. Geöffnet. Abb. 126. Geschlossen.



Die Ableitung des überflüssigen Wassers kann durch einen Überfall erfolgen, während zur Entleerung des Kanals ein mit einem Schütz versehener Grandablaß erforderlich ist. Dabei empfiehlt es sich, das Mauerwerk des Überfalls nur bis etwa 0,4 m unter den Wasserspiegel reichen zu lassen und darüber Schütze anzubringen, die entfernt werden, wenn das Wasser stärker abströmen soll. Die Entlastungsanlagen sind in der Nähe der

Wärterwohnungen so anzulegen, daß das überflüssige Wasser sobald als möglich aus dem Kanal entfernt und dem nächsten natürlichen Wasserlauf mit einem möglichst kurzen Graben zugeführt wird.

b) Sicherheitstore.

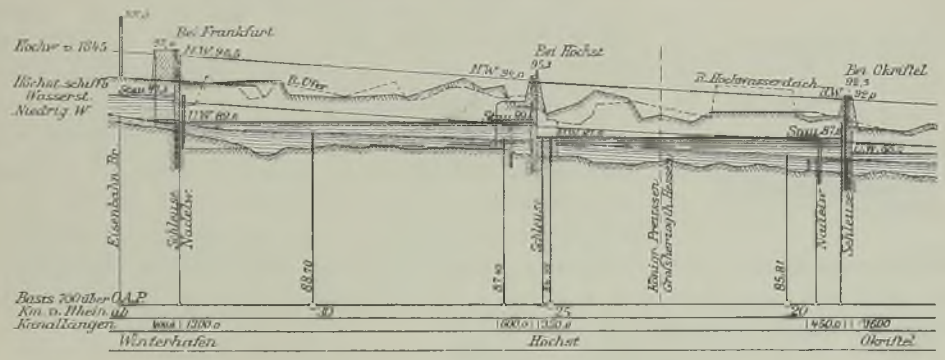
Reichen die Entlastungsanlagen nicht aus, so kann durch überströmendes Wasser oder durch Undichtigkeiten ein im Auftrag liegender Kanaldamm brechen und der Schifffahrt sowohl wie der Umgebung großen Schaden zufügen. Um diese Gefahr in langen Haltungen zu verkleinern, erbaut man in angemessenen Entfernungen (z. B. 10 km) Sicherheitstore (Sperrtore). Sie müssen schnell durch einen Mann geschlossen werden können und werden als Stemm-, Klapp-, Hub-, Schiebe- oder Segmenttore ausgebildet, und zwar am besten so, daß sie nach beiden Seiten kehren. Abb. 125 u. 126 zeigen ein Segmenttor aus dem Dortmund-Ems Kanal[1]).

§ 41. Der künstliche Aufstau der Flüsse.

a) Zweck.

Bei dem künstlichen Aufstau (früher nach französischem Sprachgebrauch »Kanalisierung« genannt) eines Flusses wird durch Erbauung von Wehren eine Hebung des Wasserspiegels herbeigeführt, mithin das natürliche Gefälle an einzelnen Punkten, den Staustufen, zusammengefaßt. Zwischen den Wehren haben die betreffenden Haltungen

Abb. 127. Der künstlich aufgestaute Main bei Frankfurt.



nur ein geringes Gefälle und nehmen den Charakter eines Kanals an, wie dies aus Abb. 127, die den Höhenplan einer Strecke des aufgestauten Main bei Frankfurt bietet, zu ersehen ist.

Neben oder in der Nähe jeder Wehranlage ist eine Kammerschleuse zu erbauen, mittels deren die Schiffe eine Staustufe ungefährdet überschreiten können. Bei lebhaft betriebener Flößerei wird auch eine Floßschleuse hergestellt, außerdem in größern Wehren eine oder mehrere Öffnungen mit tiefliegender Sohle, die bei höheren Wasserständen als Schiffsdurchlaß (Abb. 128 u. 129) benutzt werden, um das mit Zeitverlust verbundene Durchschleusen zu vermeiden. Die übrigen Öffnungen dienen als Flutöffnungen.

In der Regel bezweckt der künstliche Aufstau die Vergrößerung der Wassertiefe behufs Herstellung oder Verbesserung der Schiffbarkeit des Flusses und wird in denjenigen Strecken ausgeführt, deren Wassermenge bei niedrigen und gewöhnlichen Ständen so gering ist, daß sich die für die Schiffahrt erforderlich Fahrwassertiefe bei dem vorhandenen Gefälle nicht durch Regelung oder Zuschußwasser aus Sammelbecken herstellen läßt.

[1]) Aus Roloff, a. a. O.

Man unterscheidet nach Engels, der in seinem mehrfach erwähnten Handbuch seine reichen Erfahrungen auch auf diesem Gebiet zusammenfaßt, (Band II, 3. Aufl., S. 1302 bis 1319) örtliche Kanalisierung mit nur einer Staustufe, (Abb. 130) und zwar entweder ohne oder mit Wehr; Kanalisierung mit festen oder beweglichen Wehren (Abb. 131) oder die Kanalisierung mit Stautoren, wie sie von SYMPHER z. B. für die Kanalisierung der Werra vorgeschlagen wurde. Dabei wird der Flußlauf durch den ganzen Querschnitt sperrende Hubtore in kurze Abschnitte geteilt, so daß ein Schiff mittels einer einzigen Haltungsfüllung ohne Aufenthalt zu Tal fahren kann. Werden die obern Haltungen abwechselnd geleert und gefüllt, so kann auch gleichzeitig ein Schiff ohne Aufenthalt zu Berg fahren.

Abb. 128 u. 129. Staustufe.
Abb. 128. Lageplan. M. 1 : 5000.

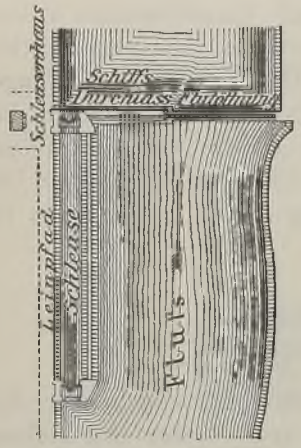
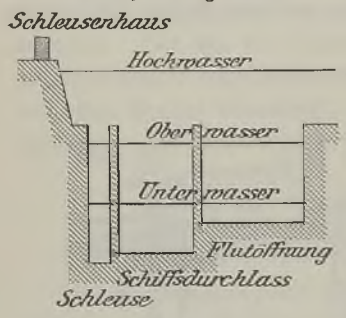


Abb. 129. Längenschnitt.

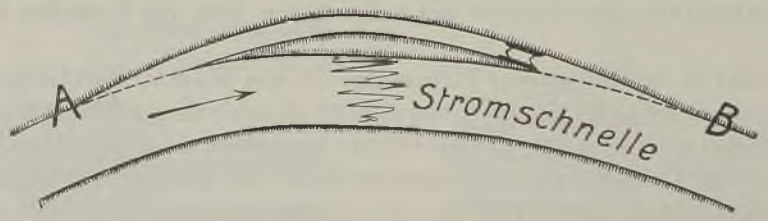


Häufig geben die Staustufen eine erwünschte Gelegenheit, das gestaute Wasser zur Bewässerung von Grundstücken oder zum Betriebe von Wasserkraftwerken zu benutzen[1]), da der so gewonnene elektrische Strom heute bei den unglücklichen Verhältnissen Deutschlands noch mehr als früher zur teilweisen Deckung und Abschreibung der Baukosten verwertet werden kann.

b) Vorteile und Nachteile.

Der Vorteil des Aufstaus gegenüber der Regelung eines Flusses beruht darin, daß bei ihr die erforderliche Fahrtiefe auch bei den kleinsten Wasserständen zu erlangen ist. Die Nachteile dagegen bestehen hauptsächlich darin, daß die Erbaung der Wehre und Schleusen große Kosten verursacht, daß bei jeder Staustufe durch die Schleusung ein erheblicher Zeitverlust entsteht, und daß bei der verminderten Schleppkraft des angestauten Wasserlaufs in sinkstoffreichen Flüssen eine Ablagerung dieser Stoffe auf der Flußsohle stattfindet, wodurch im Laufe der Jahre eine Erhöhung der Flußsohle, also eine nachteilige Beeinflussung der Vorflut eintreten kann.

Abb. 130. Örtliche Kanalisierung.



Da die Anstauung des Wasserspiegels bei Flüssen, deren Täler sich nicht erheblich über den mittlern Wasserstand erheben, die Entwässerung der Grundstücke erschwert, sind Flüsse mit tief eingeschnittenen Betten und nicht zu großem Gefälle, die Bildung hoher Staustufen erlauben, dafür besonders geeignet.

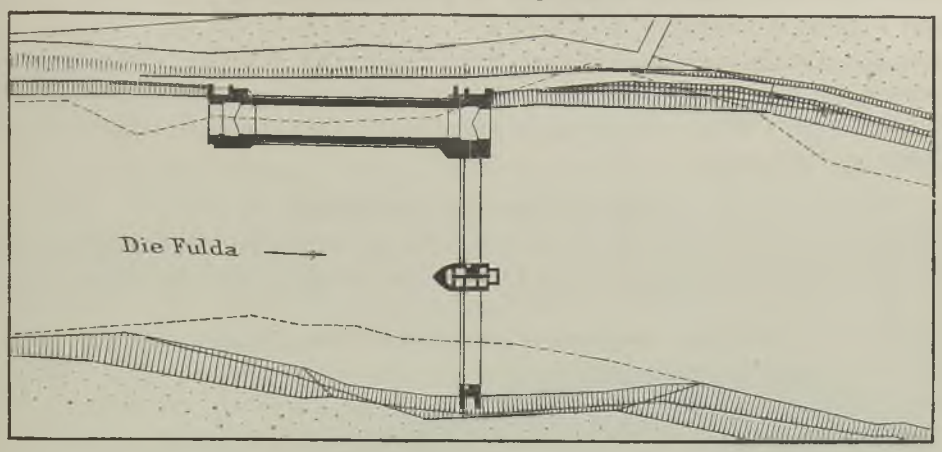
---

[1]) Die Wasserkraftnutzung von Kanälen und kanalisierten Flüssen hat MATTERN (s. »Ausnutzung der Wasserkräfte«, 3. Aufl., Leipzig 1921, S. 592, der auch die Abb. 134 entnommen ist) eingehend besprochen.

c) Der Stauspiegel.

An den Wehren sind die Stauspiegel so zu bestimmen, daß die gewünschte Fahrwassertiefe auch bei niedrigstem Wasserstand noch an den obern Punkten der Haltungen herbeigeführt wird.

Abb. 131. Stauanlage 3 bei Kragenhof. M. 1 : 2000.



In Abb. 132[1]) bezeichnet:

l die Länge der Haltung,

J das mittlere Gefälle des ungestauten Niedrigwassers,

x die Höhe des Stauspiegels über dem ungestauten Niedrigwasser am untern Punkt der Haltung, d. h. das Gefälle des Wehres,

y dasselbe am obern Punkt der Haltung unter der Annahme, daß der Stauspiegel eine wagerechte Linie bildet (hydrostatischer Stau), während er in Wirklichkeit ein Gefälle besitzt (hydraulischer Stau),

z das Gefälle des Stauspiegels, d. h. das Maß, um welches sich der hydraulische Stau über den hyrostatischen erhebt,

t die im Stromstrich gemessene Fahrtiefe im obern Teile der Haltung und

T die gewünschte Fahrtiefe daselbst.

Abb. 132. Stauwirkung.

Das zur Überwindung der Bewegungswiderstände des Wassers nötige Gefälle z ist bei Niedrigwasser so klein, daß es in der Regel vernachlässigt werden kann, d. h., daß man $z = 0$ setzen darf. Diese Vernachlässigung des Gefälles kommt der Fahrwassertiefe zugute, was um so erwünschter ist, als der Wert t im Laufe der Jahre durch Abnahme der Niedrigwassermengen oder durch Ablagerung von Sinkstoffen unter das vor Ausführung der Kanalisierung beobachte Maß herabsinken kann.

---

[1]) Die Abb. 132 u. ff. sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1906, 3. Teil, Bd. V, Kap. III: »Kanalisierung der Flüsse«, bearbeitet von Wilhelm Becker, entnommen.

Für $z = 0$ ist aber $T = y + t$ und man erhält

$$x = T + l \cdot J - t. \tag{26}$$

Wenige Staustufen mit großem Gefälle sind empfehlenswerter als zahlreiche mit kleinem Gefälle, weil dann die Schiffe weniger Zeit bei dem Durchschleusen verlieren und die Anlagekosten geringer werden; doch können solche Staustufen nur bei tief eingeschnittenen Flüssen, wo der hohe Stau die anliegenden Grundstücke nicht zu schädigen vermag, ausgeführt werden.

Bei den Kanalisierungen deutscher Flüsse liegen die Gefälle meistens zwischen 1,75 und 2,8 m; so beträgt z. B. das Gefälle bei der kanalisierten Mainstrecke zwischen Frankfurt und dem Rhein 1,8 bis 2,7 m und bei der Oder[1]) von Kosel bis zur Neißemündung 1,75 bis 2,6 m.

d) Die Lage der Staustufen.

Sie ist so zu wählen, daß die Wehre möglichst oberhalb der Einmündung von Nebenflüssen und Entwässerungskanälen liegen, damit die Vorflut, d. h. der regelmäßige Abfluß ihres Wassers, nicht gestört wird. Ferner sind die Wehre an dem obern Punkt einer ein stärkeres Gefälle besitzenden Flußstrecke anzulegen, weil hierdurch das Gefälle des Wehres vermindert und die für die Schiffahrt schwierige Strecke umgangen wird (Abb. 133 u. 134). Ferner sollten die Wehre oberhalb niedriger Grundstücke, die durch den Stau leiden würden, sowie in regelmäßigen Flußstrecken liegen.

Abb. 133. Stauanlage bei Kalkofen an der Lahn. M. 1 : 5000.

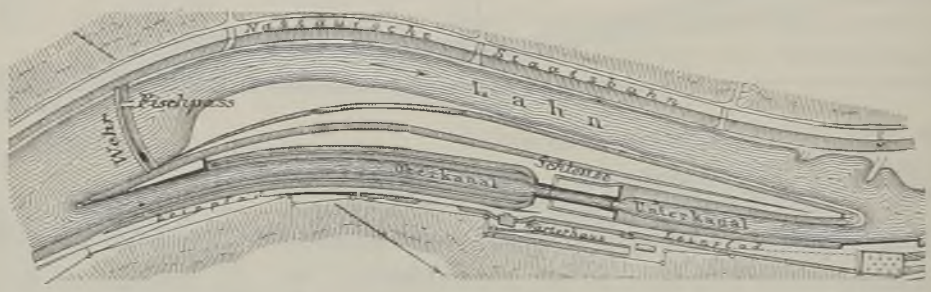
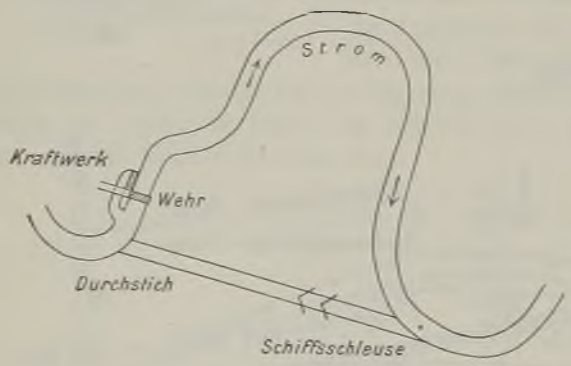


Abb. 134. Ein die Krümmung abschneidender Schleusenkanal.



Beim Aufstau kleinerer und mittlerer Flüsse werden scharfe, der Schiffahrt lästige Umwege bereitende Krümmungen beseitigt. In diesen Durchstichen wird alsdann das Wehr, sowie die durch eine Mauer oder Erdzunge von ihm getrennte Schleuse erbaut. In der Regel führt man jedoch unter Belassung des bestehenden Flußlaufs, nur die Schleuse in einem die Krümmung abschneidenden längern Schleusenkanal aus (Abb. 134).

e) Die Wehranlage.

Die Wehranlage muß die Abführung des Hochwassers ohne nachteiligen Aufstau gestatten. Eine wesentliche Einschränkung der Hochwasserprofile veranlaßt schwierige

[1]) E. Mohr, »Die Kanalisierung der Oder von Kosel bis zur Neißemündung« in der Zeitschr. f. Bauw. 1896, S 375.

Auseinandersetzungen mit den beteiligten Grundeigentümern, die man zu vermeiden sucht. Wesentlich aus diesem Grunde schwankt die Weite der Oderwehre zwischen 53 und 101 m, diejenigen der Mainwehre zwischen 108 und 164 m. Ferner müssen die beweglichen Teile der Wehre auch bei Kleinwasser, bei dem ihr Gefälle am größten ist, leicht zu bedienen, ohne großen Zeitverlust zu beseitigen und wieder aufzustellen sein. Auch sind die Verschlüsse so dicht herzustellen, daß sich der Aufstau auch bei Kleinwasser nach Ableitung der zur Schleusenfüllung erforderlichen Wassermenge hält.

Feste Wehre ohne Grundablässe kommen wegen der Hochwasseranstauung und der allmählich eintretenden Erhöhung der Flußsohle nur bei tief eingeschnittenen Flußbetten in Frage. Ihre Krone liegt etwas unter dem Stauspiegel.

Bei neuern Ausführungen werden die Wehre auf ihre ganze Länge derart beweglich eingerichtet, daß sie die Sinkstoffbewegung wenig hindern und das Durchfahren der Schiffe ermöglichen. Bei größern Wehren wird der Schiffsdurchlaß mit möglichst tief liegendem Rücken ausgeführt, während der andere Teil, die Flutöffnung, mit seinem Rücken höher liegt, damit die beweglichen Wehrteile leichter zu bedienen sind.

Die Schiffsdurchlässe, die benutzt werden, wenn das Wehr bei schwachem, die Schiffahrt noch gestattendem Hochwasser geöffnet oder an der Schleuse eine Ausbesserung vorzunehmen ist, liegen 0,6 bis 0,8 m unter dem bisherigen Niedrigwasserspiegel. Die Weite der Schiffsdurchlässe muß, um das Begegnen zweier Schiffe gefahrlos zu machen, mindestens gleich drei Schiffsbreiten sein, wird jedoch gewöhnlich erheblich größer angenommen und beträgt z. B. an der Oder 23 m und an dem Main 47 bis 59 m. Die Flutöffnung wird bei neuern beweglichen Wehren in die Höhe des ungestauten Niedrigwasserspiegels oder ein wenig tiefer gelegt.

Der Einfachheit wegen ist es bei kleinern Flüssen empfehlenswert, das ganze Wehr in derselben Tiefenlage, und zwar in derjenigen des Schiffsdurchlasses herzustellen, weil dann nur eine geringere Weite des Wehres erforderlich ist und dessen bewegliche Teile dieselben Abmessungen erhalten. Bei größern Flüssen müssen mehrere, durch 3 bis 4 m starke Zwischenpfeiler getrennte Öffnungen von je 50 bis 100 m Weite angelegt werden.

Von den beweglichen Wehren werden die Schützenwehre trotz ihrer mannigfachen Vorzüge bei Flußkanalisierungen nur selten verwendet, denn im allgemeinen verdienen die Nadelwehre ihrer Billigkeit und ihres günstigen Verhaltens bei Hochfluten wegen den Vorzug vor den Schützenwehren. Auch kann durch das Herausnehmen einzelner Nadeln an den verschiedensten Stellen des Wehres der Wasserstand leicht geregelt und der Abfluß gleichmäßig verteilt werden, so daß dessen für den Wehrkörper und das Sturzbett schädliches Zusammendrängen auf einzelne Punkte vermieden wird. Ein Nachteil der Nadelwehre besteht freilich darin, daß bei Frost die Nadeln zusammenfrieren und deshalb frühzeitig herausgenommen werden müssen.

Für sonstige Einzelheiten der Nadelwehre ist § 21e, S. 505 zu vergleichen.

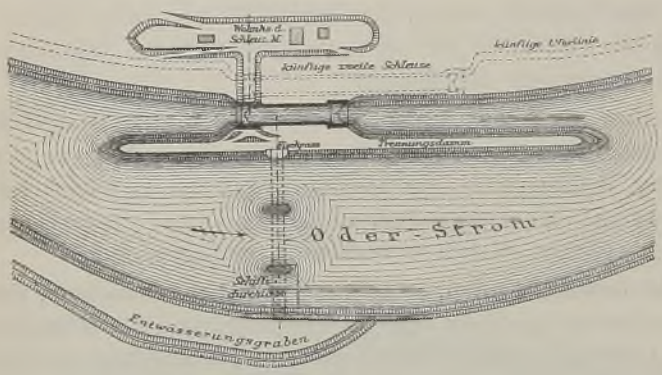
Die Klappenwehre (vgl. S. 510) haben sich bei den Kanalisierungen teilweise nicht bewährt, weil die Klappen beim Niederlegen heftige Stöße erleiden und der Wehrkörper mit dem Sturzbett durch das plötzliche Freimachen einer größern Öffnung stark angegriffen wird. Auch das Aufrichten der Klappen ist mit Schwierigkeiten verknüpft und erst möglich, nachdem der Wasserspiegel erheblich gesunken ist. Bei Flüssen mit stark wechselnden Zuflüssen dürften Klappenwehre immerhin in Frage kommen. Über Sektorwehre vgl. § 21i, Walzenwehre § 21f, beide sind verwendbar.

Trommelwehre (s. S. 512) eignen sich mehr für die Floßdurchlässe.

f) Die Schleusenanlage [1]).

Bei der Schleusenanlage lassen sich die drei Anordnungen unterscheiden, daß die Schleuse entweder in dem Flußbett unmittelbar neben dem Wehr (vgl. Abb. 128 u. 131) oder in einem dicht neben dem Fluß angelegten kurzen Kanal (Abb. 135) oder auch in einem besondern Schleusenkanal von größerer Länge ausgeführt wird. Die beiden erstgenannten Fälle sind nicht selten. Die von dem Hochwasser überflutete Schleuse wird dann in das Flußbett neben das Wehr, von dem sie durch einen ungefähr 4 m breiten Pfeiler getrennt ist, gelegt, wenn der Wasserlauf zur Aufnahme beider Bauwerke breit genug ist.

Abb. 135. Lageplan einer Staustufe der obern Oder. M. 1 : 5000.



Hat dagegen der Fluß nicht die hierzu nötige Breite, so erbaut man die Schleuse in einem kurzen, unmittelbar neben dem Fluß angelegten und von diesem nur durch eine Erdzunge getrennten Kanal. Bei ältern Ausführungen schließt sich an das Oberhaupt der Schleuse, das mindestens 0,3 m über dem höchsten Wasserstand liegt, ein schmaler hochwasserfreier, längs der Schleusenkammer oder eines Teiles dieser hinlaufender Damm an, um Eisgang und Hochwasserströmung mit ihren Ablagerungen von der Schleuse abzuhalten.

Während man die Seitenwände des Oberhaupts bis in die jüngste Zeit in der Regel hochwasserfrei anordnete, um die Schleusen gegen Hochwasser und Eisgang zu schützen und Sinkstoffablagerungen in den Kammern zu verhindern, gibt man ihnen neuerdings die gleiche Höhe wie den Kammerwänden. Denn die Erfahrung zeigte, daß Hochwasser und Eis an Schleusen mit niederm Oberhaupt keinen nennenswerten Schaden anrichten, wenn die über die Schleusenebene hinausragenden, zur Bewegung der Tore und Schützen vorhandenen Winden, die Geländer usw. vor der Überflutung der Schleuse und vor Beginn des Eisgangs entfernt werden. Auch hat sich gezeigt, daß, wenn die Tore und Schütze geschlossen sind, die Sinkstoffablagerung in den Kammern der mit niederm Oberhaupt versehenen Schleusen nicht größer ist, als bei solchen mit hochwasserfreiem Oberhaupt.

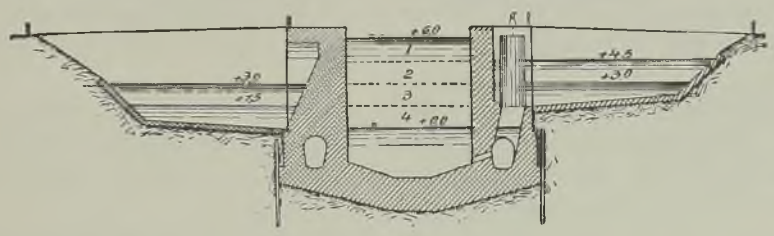
Wo in Flüssen mit Schleppschifffahrt die Doppelschleusen nicht genügen, werden Zugschleusen, d. h. Schleusen mit langen Kammern angelegt, in denen Schleppzüge zusammenhängend durchgeschleust werden können. Die Schleppzugschleusen im neuen 1914 begonnenen Teil des aufgestauten Main von Offenbach bis Aschaffenburg (45 km), in dem die meisten Staustufen mit Wasserkraftausnutzung verbunden sind, haben eine Länge von 300 m, Lichtweite in den Häuptern von 12 m und eine Mindestwassertiefe von 2,5 m. Die Vereinigung der Zugschleuse mit einer Einzelschleuse bietet den Vorteil, daß man auch einzelne Schiffe ohne unnötigen Wasserverbrauch durchschleusen kann. Bei derartigen Schleusenanlagen, die bei neuern Kanalisierungen die Regel bilden, werden Einzelschleuse und Zugschleuse entweder hinter- oder aber nebeneinander angeordnet, damit das Schleusen in jeder Schleuse unabhängig von der andern möglich ist, oder es wird in der Zugschleuse durch ein weiteres Zwischentor eine Einzelschleuse von gewünschter Länge hergestellt; z. B. Weserschleuse bei Dörverden.

---

[1]) Näheres über Schleusen siehe § 54 ff.

Zwecks Verminderung der bei der gewöhnlichen Kammerschleuse bei jeder Schleusung auftretenden nicht unbedeutenden Wasserverluste werden neuerdings Sparschleusen — Schleusen mit seitlich angeordneten Sparbecken, die einen Teil des beim Leeren der Kammer ausfliessenden Wassers aufnehmen — gebaut (Abb. 136[1]), bei denen der Wasserverlust z. B. bei der Schachtschleuse in Minden nur $^1/_4$ der gewöhnlichen Schleuse beträgt. Diese Schachtschleusen nennt man Schleusen, die zur Überwindung großer Höhen — in Minden 14 m — dienen und bei denen das Unterwasser durch ein Hubtor geschlossen wird, unter dem die Schiffe hindurchfahren. Solche Hubtore können übrigens auch bei gewöhnlichen Kammerschleusen mit Vorteil verwendet werden, wie es z. B. erstmalig beim Teltowkanal — auf Anregung von O. TEUBERT — geschehen ist. Zur Überwindung großer Höhen dienen auch noch Schleusentreppen, wie z. B. im Hohenzollernkanal bei Niederfinow, doch scheinen die trotz sinniger Betriebseinrichtungen großen Zeitverluste und die Schwierigkeiten der Fundamentierung Wasser auf die Mühle der Schiffshebewerke zu sein. Von ihnen sind außer den bisher gebauten verschiedene neue Arten entworfen worden, von denen das mit Trockner Förderung der Schiffe, also ohne Schwimmtrog, die größten Vorteile zu bieten scheint (siehe § 58).

Abb. 136. Querschnitt durch eine Schleuse mit Sparbecken.



Das Wehr kann sich entweder an das Oberhaupt oder an das Unterhaupt der Schleuse oder auch an den mittlern Teil des Trennungspfeilers anschließen. Damit jedoch die von dem Wehre kommende Strömung den in die Schleuse einfahrenden Schiffen nicht nachteilig wird, sind abgepflasterte, genügend lange Trennungsdämme herzustellen, die auch eine spätere Verlängerung der Schleusen erleichtern.

Das Gebäude für den Schleusenmeister und seine das Wehr bedienenden Gehilfen, sowie der Schuppen zur Aufbewahrung der Geräte, Reserveteile, Dammbalken usw. werden seitlich der Schleuse auf einer hochwasserfreien Fläche errichtet und durch einen ebensolchen Damm (vgl. Abb. 135) mit der Schleuse verbunden, falls diese ein hochwasserfreies Oberhaupt erhalten hat.

Der Betrieb der Schleusen, d. h. Füllen und Leeren der Kammern, Öffnen und Schließen der Tore, Ein- und Ausfahrt der Schiffe, Beleuchtung u. a. m. erfolgte früher von Hand, dann zeitweise durch die beim Leeren der Kammer zu gewinnende Druckluft — nach besonderm Verfahren z. B. von HOTOPP mit Heberwirkung und Tauchglocken beim Elbe-Trave- und Teltow-Kanal — oder durch unmittelbare Wirkung des Wasserdrucks des Oberwassers auf die Tore und Schütze, oder durch Wasserturbinen — z. B. in Frankreich. Besser als Druckwasser, das große Verluste hat und zum Schutz gegen Einfrieren teuere Maßnahmen erfordert, ist der elektrische Betrieb, bei dem die Turbine mit einer Dynamomaschine gekuppelt wird, deren Strom an den einzelnen Verbrauchsstellen Elektromotore antreibt. Alle Bewegungen der einzelnen Winden, die zum Kraftausgleich dienende Sammelbatterie und die Beleuchtung können von dem gemeinsamen Steuerstande geregelt werden.

[1]) Aus MYLIUS und ISPHORDING, »Der Wasserbau an den Binnenwasserstraßen«, Berlin 1906.

Die Ein- und Ausfahrt wird durch elektrisch angetriebene Spille häufig beschleunigt. Wo die Schiffe vor der Schleuse warten müssen, also ein langer Schleusenrang entsteht, ergibt sich die Notwendigkeit, Liegeplätze — möglichst windgeschützt —, Leitwände mit Streichbohlen, Ufertreppen und Beleuchtungsanlage vorzusehen.

§ 42. Seitenkanäle.

Seitenkanäle treten entweder zusammen mit Flußkanalisierungen oder auch als selbständige Anlagen auf.

Längere Seitenkanäle werden wegen ihrer großen Kosten nur aus zwingenden Gründen, insbesondere dann ausgeführt, wenn eine, erhebliche Schiffahrthindernisse aufweisende Flußstrecke zu umgehen ist, oder scharfe, einen großen Umweg bildende Krümmungen vermieden werden sollen. So liegen bei der etwas über 58 km langen Strecke der Mosel-Kanalisierung zwischen Frouard und Metz nur rund 10 km in dem Flußbett selbst. Ferner kann ein Seitenkanal, wie z. B. der Landwehrkanal bei Berlin, der die Berliner Schleusen von dem durchgehenden Verkehr entlastet, zur Umgehung bereits stark in Anspruch genommener und daher zur Aufnahme eines gesteigerten Verkehrs nicht geeigneter Flußstrecken angelegt werden. In diesem Sinne kann auch der mehrfach erwähnte und durch seine Einrichtungen und das Schleppmonopol bemerkenswerte Teltowkanal (Abb. 109) als Umgehungs- oder Seitenkanal angesprochen werden.

Wie schwerwiegende Fragen die Anlage eines Seitenkanals, namentlich in der Verbindung mit Wasserkraftanlagen auslösen kann, hat in neuester Zeit der Plan der französischen Regierung, die Schiffahrt vom Oberrhein auf einen auf dem linken Rheinufer anzulegenden Seitenkanal hinüberzuziehen, gezeigt.

Weiter sind besondere Seitenkanäle empfehlenswert bei Flußstrecken mit sehr niedrigen Ufern und geringer Niedrigwassermenge, die sich weder für die Kanalisierung noch für die Regulierung eignen, sowie manchmal wohl auch zur Umgehung von Seen oder sehr breiten Flußstrecken, die bei heftigem Wind von Binnenschiffen der zu hohen Wellen wegen nicht mehr befahren werden können.

Die Länge, Lage und Anordnung der Seitenkanäle ist von ihrem Zweck und den örtlichen Verhältnissen abhängig. Zur Verminderung des Erdaushubs empfiehlt es sich, die Seitenkanäle in das Überschwemmungsgebiet zu legen. Einige hundert Meter unterhalb ihrer Abzweigung wird in der Regel in dem Fluß ein bewegliches Wehr erbaut, das in der obern Flußstrecke die erforderliche Fahrtiefe herstellt.

Da längere Seitenkanäle vor der Strömung des Hochwassers des Flusses geschützt werden müssen, so stellt man gewöhnlich unweit der Abzweigung eine, durch einen hochwasserfreien Damm mit dem höheren Ufer verbundene Schutzschleuse mit hochwasserfreien Toren oder auch längs des Kanals Deiche bis zu dem hochwasserfrei anzulegenden Oberhaupt der untern Kammerschleuse her.

Durchschneidet ein Seitenkanal vorhandene Wege, so werden Brücken, Durchlässe, Veränderung der Vorfluteinrichtungen usw. wie bei sonstigen Schiffahrtkanälen erforderlich.

E. Der Flußbau.

§ 43. Geschichtliches.

Die Sicherung der Flußufer lag früher den Grundeigentümern ob, die sich auf den Schutz einzelner stark bedrohter Stellen beschränkten. So entstanden manche recht kostspielige Bauten. Abb. 137 zeigt als Beispiel einige vor längerer Zeit am Oberrhein

bei Alt-Breisach ausgeführte derartige Werke. Es sind dies sog. Sporen, die man an den bedrohten Stellen einbuchtender (konkaver) Ufer zu errichten pflegte. Sie wurden aus Bruchsteinen mit einem Kerne von Kies mit ziemlich steilen Begrenzungen bis zur Höhe des Ufergeländes aufgebaut und unten mit Senkfaschinen umgürtet. Solche vereinzelte Werke waren aber stets von kurzer Dauer, da der an einem Ort abgewiesene Strom Stellen angriff, die ohne Schutz waren; jene Werke erwiesen sich somit als unzureichend, oft sogar als schädlich.

Bittere Erfahrungen führten zu der Erkenntnis, daß ein gesichertes Bett sich nur durch eine planmäßige Behandlung ansehnlicher Strecken eines Flusses erreichen läßt und so entstanden in der ersten Hälfte des vergangenen Jahrhunderts die Flußregelungen des Mittelwasserbetts. In neuerer Zeit wird bei schiffbaren Flüssen auch eine Regelung des Bettes für das Niedrigwasser erstrebt.

Abb. 137. Mißlungener Uferschutz aus dem 18. Jahrhundert. M. 1 : 20000.

Diese umfangreichen Ausführungen dienen einerseits und zwar in erster Linie der Landwirtschaft, andererseits aber auch der Schiffahrt. »Jede Beseitigung von Unregelmäßigkeiten des Flußbetts bewirkt nicht nur eine Verbesserung der Fahrstraße, sondern auch einen regelmäßigern Abfluß des Wassers, einen günstigern Abgang des Eises und eine Verminderung gefährlicher Eisstopfungen, jede Befestigung der Ufer verhindert die Zerstörung nutzbarer Gelände und macht den Verlegungen des Flußbetts ein Ende; jede Verkehrsstraße endlich dient nicht nur dem Handel, sondern erschließt und erweitert das Absatzgebiet der landwirtschaftlichen Erzeugnisse, während Deichanlagen nicht lediglich der Landwirtschaft, sondern auch der Schiffahrt durch Zusammenhalten der Hochfluten in einem begrenzten Bett, somit zur Ausbildung eines tiefen Fahrwassers sehr nützlich sind.«

Das Großherzogtum Baden ging mit dem Ausbau seiner Flüsse den meisten Ländern voran. Es war das Verdienst TULLAS, die Bedeutung einer Regelung des Oberrheins und der Schwarzwaldflüsse in das richtige Licht zu setzen und einen Plan für eine zweckmäßige Bauart zu entwerfen [1]). Im Laufe des vergangenen Jahrhunderts ist der Flußbau mehr und mehr ausgebildet und hat in diesem Jahrhundert durch Versuche und wissenschaftliche Forschung neue wertvolle Erkenntnisse gesammelt.

§ 44. Die Aufgaben des Flußbaues [2]).

Der Flußbau, durch dessen Werke natürliche Wasserläufe dem Verkehr, der Gewerbetätigkeit oder der Landwirtschaft nutzbarer gemacht werden, soll insbesondere die Ufer gegen Beschädigungen schützen, willkürliche Geschiebeablagerungen beseitigen, neue Ver-

[1]) HONSELL, »Die Korrektion des Oberrheins«. Heft 5 der Beiträge zur Hydrographie Badens. Eine knappgefaßte geschichtliche Darstellung der Fortschritte des Flußbaues auf den verschiedensten Strömen findet sich im I. Band von TEUBERT a. a. O.

[2]) »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 5. Aufl., III. Teil, Bd. VI. Leipzig 1921. FRANZ KREUTER, »Der Flußbau«. — Das Werk enthält außer Text, Textabbildungen und Tafeln auch lehrreiche Lichtbilder in ansehnlicher Zahl. Weiter ist besonders zu empfehlen das »Handbuch des Wasserbaus« von H. ENGELS, 3. Aufl., Leipzig 1923 und der I. Abschnitt im III. Teil der »Binnenschiffahrt« von O. TEUBERT, II. Band, Leipzig 1917.

landungen bewirken und für die Schiffahrt möglichst günstige Verhältnisse — Fahrwassertiefe auf den Übergängen, große Krümmungshalbmesser im Grundriß, Ausgleich des Gefälles usw. — herstellen.

Während ein verwilderter Fluß zwischen Sandbänken und Inseln in zahlreichen Armen und Krümmungen, die die Schiffahrt sowie die Abführung des Hochwassers und des Eises zum Schaden der angrenzenden Grundstücke hindern, dahinfließt, ist ein gezähmter Fluß auf die notwendige Breite beschränkt; die meisten Sandbänke und nachteiligen Krümmungen sind beseitigt, Inseln mit dem Ufer verbunden und dieses gegen Abbruch gesichert; die erforderliche Wassertiefe ist vorhanden, und die Ländereien sind durch Dämme vor Überschwemmungen geschützt. Diese Veränderungen des Flußbetts werden durch eine Umgestaltung des Querschnitts und durch eine andere Verteilung des natürlichen Gefälles erreicht, wobei man die Stromkraft, d. h. das mechanische Arbeitsvermögen des fließenden Wassers mitwirken läßt.

Ein Fluß führt nicht überall dieselbe Wassermenge, weil er durch die Nebengewässer, die er während seines Laufes aufnimmt, fortgesetzt wächst; auch rufen außergewöhnliche Zuflüsse von Regen- oder Schneewasser zeitweilige Anschwellungen hervor. Sind dabei Ufer und Sohle des Flußbetts so gestaltet, daß sie weder bei der Anschwellung des Wassers abbrechen, noch bei dessen Fallen aufgeschwemmt werden, so hat der Strom einen vollkommenen Zustand der Beständigkeit erreicht. Die Geschwindigkeit, die einem solchen Beharrungszustand des Flußlaufs bei bestimmter Wasserführung entspricht, und deren Größe für jede Flußstrecke von der örtlichen Stoßkraft des Wassers und der Beschaffenheit der Ufer und des Bettes abhängt, wird Normalgeschwindigkeit genannt. Das Endziel des Flußbaues ist die Herstellung eines solchen Beharrungszustands, in welchem das Bett in bezug auf Breite und Tiefe die gewünschte Regelmäßigkeit aufweist.

Der Eintritt eines Beharrungszustands wird jedoch um so mehr verzögert, je beträchtlicher die zeitweisen Anschwellungen sind, die abgelöstes Erdreich von dem Bette des Flusses und Geschiebe aus den Nebenflüssen mit sich führen. Diese Sinkstoffe lagern sich bei fallendem Wasser ab und treten als Sandbänke hervor, die entweder als Inseln bestehen bleiben, oder wieder weggetrieben und an einen andern Ort getragen werden.

Auf einer im Beharrungszustande befindlichen Flußstrecke stehen Gefällverhältnis, mittlerer Querschnitt und mittlerer benetzter Umfang in richtigen Beziehungen zu der Standfähigkeit des Flußbetts. Wird nun das natürliche Flußprofil durch ein künstliches ersetzt, das dem veränderten Wasserlauf denselben Beharrungszustand gewährt, den der bestehende besaß, so wird die so gefundene künstliche Querschnittsform der gleichwertige oder Normalquerschnitt für die betreffende Flußstrecke, und die Wasserspiegelbreite die Normalbreite für den maßgebenden Wasserstand genannt.

Der gleichwertige Querschnitt, der nur für Flußstrecken mit den gleichen Wassermengen derselbe bleibt, und sich ändert, wenn jene neue Zuflüsse erhalten, kann nur für einen bestimmten Wasserstand, der für den gegebenen Zweck als der wichtigste erscheint, ermittelt werden. Handelt es sich z. B. in erster Linie um die Abführung der Hochwasser und Geschiebe, so ist die Herstellung des günstigsten Hochwasserquerschnitts, dagegen desjenigen für Sommerniederwasser anzustreben, wenn hauptsächlich Schiffahrtzwecke in Betracht kommen.

Bei der Linienführung geregelter Flußstrecken fragt es sich mithin stets, welcher Hauptzweck erreicht werden soll. Für die Abführung der Wassermassen und unter Umständen auch der Geschiebe sind ein regelmäßiges Bett, gleichbleibende Geschwindigkeit und ein gestreckter, d. h. gekürzter Lauf vorteilhaft, während man zur Herstellung einer möglichst guten Schiffahrtsstraße die Stromgeschwindigkeit innerhalb

gewisser Grenzen halten, den Geschiebeabfluß regeln und den auf der Wanderung begriffenen Sinkstoffmassen bestimmte, der Schiffahrt nicht im Wege liegende Raststätten anweisen muß. Man wird deshalb den natürlichen schlängelnden Lauf des Flusses soweit möglich beibehalten und nur solche Krümmungen verbessern, die für die Schiffahrt zu scharf oder für den Abfluß des Hochwassers hinderlich sind. Krümmungen sind nützlich, wenn Verlängerung des Laufes und Verminderung des Gefälles erreicht werden soll; schädlich, wenn Erleichterung der Abfuhr von Hochwasser und Eis erforderlich ist und wenn sie so scharf sind, daß sie die Schiffahrt gefährden würden [1]).

Da, je mehr der künstliche Flußlauf im Vergleich zu seinem früheren natürlichen Zustand gekürzt und hierdurch das Gefälle sowie die bewegende Kraft des fließenden Wassers [2]) vergrößert wird, um so mehr der vorhandene Beharrungszustand des Flusses gestört wird, so sind Geradlegungen möglichst zu vermeiden. Eine Linienführung mit fortgesetzten flachen, große Halbmesser besitzenden Krümmungen ist der Erfahrung nach am zweckmäßigsten, wobei jedoch die richtige Ermittlung der Normalbreite die Hauptsache ist. Dabei sollte an den Scheiteln der Krümmungen eine Verbreiterung, aber in der Gegend der Übergänge wegen der hier vorhandenen Schwellen eine Einengung stattfinden [3]).

In der Nähe des Scheitels der Krümmung liegt der Talweg dem einbiegenden Ufer am nächsten und soll sich dann allmählich von diesem entfernen, um in die Nähe des Wechselpunkts möglichst in die Flußmitte zu kommen. Da also der Talweg um so näher an das Ufer heranrückt, je schärfer seine Krümmung ist, so sollte sich diese am Übergang verflachen. Aber auch durch geschickt gewählte Neigung der Uferböschungen kann eine gewisse Führung des Talwegs erzielt werden.

Bei naturgemäßer Linienführung und zweckmäßigen Bauwerken werden alle Auskolkungen festgelegt, die Tiefen längs der Einbiegungen erhalten, und die Ablagerungen an den Ausbiegungen kehren regelmäßig wieder, d. h. es erfolgt die so wichtige Festlegung dieser Ablagerungs- oder Raststätten der Sinkstoffe. Die Entfernung zwischen zwei Ablagerungen ist auf jeder Flußstrecke im allgemeinen anders und nur durch Beobachtungen an Ort und Stelle zu ermitteln. Man sollte die Entfernung zwischen den Krümmungen, wie sie bei vorhandenen günstigen Schwellen sich findet, beibehalten, d. h. die natürliche Schwellenzahl nicht ändern und sie lieber ein wenig vermehren, als vermindern, weil dadurch die Höhe der Schwellen verringert wird.

Bei einer solchen Linienführung wird die natürliche Gestalt des Flusses nicht willkürlich geändert, sondern man beschränkt sich darauf, die stellenweise durch die Natur hervorgebrachten günstigen Formen überall herbeizuführen, überflüssige, die Schiffahrt hindernde Unregelmäßigkeiten zu beseitigen und in die Aufeinanderfolge der Krümmungen Stetigkeit und Zusammenhang zu bringen.

Was die Linienführung für ein doppeltes bzw. dreifaches Profil betrifft, die in Betracht kommen, wenn Nieder- und Mittelwasser in einem gemeinsamen Gerinne, das Hochwasser dagegen zum Teil auf dem eingedeichten Vorland abfließen sollen, bzw. wenn in einem für Mittelwasser geregelten Fluß eine der Schiffahrt günstige Niederwasserrinne eingebaut und zum Schutze gegen Überschwemmungen eine Eindeichung hergestellt werden soll, so gibt man dem Niederwasserbett eine mehr geschwungene (Abb. 138), dem Hochwasserbett dagegen eine mehr gestreckte Richtung als dem Mittel-

---

1) L. Franzius, »Zukünftige Regulierung der Flüsse für Niederwasser« im Zentralbl. d. Bauverw. 1893, S. 4. — H. Giradon, »Flußregulierung bei niedrigem Wasser«. Haag 1894, S. 23.

2) Vgl. § 7 u. 8 in Kap. X dieses Lehrbuchs.

3) Ein anschauliches Bild der Entwicklung und Form der schlangenförmigen Windungen, des Talwegs, der Kolke und Übergänge gibt O. Teubert a. a. O. II. Bd., S. 17 ff.

wasserbett. An der Stelle, wo die Krümmungen wechseln, werden die Ufer für das Niederwasserbett mit der Richtung des Stromschlauchs gleichlaufend angelegt, in den Einbiegungen dagegen die Streich- oder Leitlinien für Nieder- und Mittelwasser nahe einandergerückt. Auch empfiehlt es sich, in den Scheiteln der Krümmungen die Betten noch getrennt zu halten, d. h. deren Böschungen nicht zusammenfallen zu lassen (vgl. die Querschnitte Abb. 139 bis 141)[1]. In Abb. 138 sind die Linien MM und M_1M_1 die Leitlinien für das Mittelwasserbett; diese liegen gewöhnlich in der Höhe des durchschnittlichen Sommerwassers, die auch die Vegetationsgrenze zu sein pflegt. Bei RR befinden sich die oben erwähnten Raststätten der Sinkstoffe.

Abb. 138 bis 141. Linienführung für ein dreifaches Profil.

Abb. 138. Lageplan.

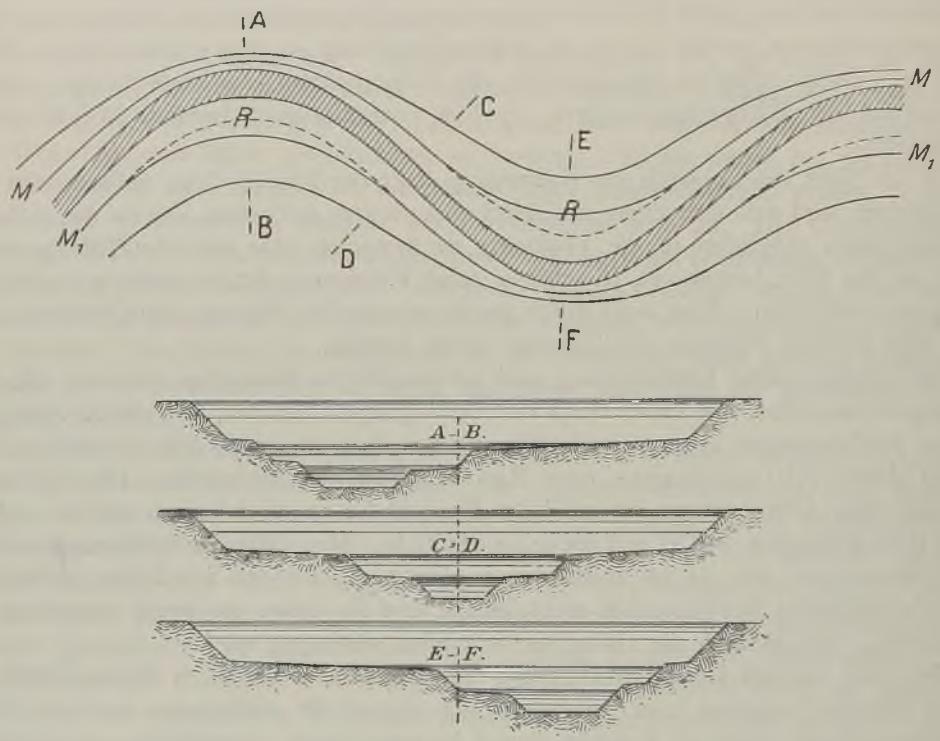


Abb. 139 bis 141. Querschnitte.

Zu dieser Abbildung ist zu bemerken, daß ganz regelmäßige Hochwasserbegrenzungen, wie solche die Zeichnung aufweist, in Wirklichkeit nicht vorkommen. Im Naturzustand der Flüsse liegen die Grenzen ansehnlicher Hochwasser bald ganz nahe am Flusse, bald in sehr großen Entfernungen, je nach der Höhenlage der benachbarten Gelände. Mit Fortschreiten der Kultur stellten die Anwohner durch gemeinsame Arbeit zunächst vereinzelte Dämme zum Schutze gegen die Strömungen des Hochwassers, dann durch Zusammenschließen solcher Dämme auch einen Schutz ihrer Feldfrüchte bei mäßigen Hochwassern her. Wie aus diesen geringen Anfängen im Laufe vieler Jahrhunderte die heutigen, selbst ansehnliche Hochwasser abhaltenden Hauptdeiche sich entwickelt haben,

[1] Die Abb. 139 bis 141, 145 bis 147, 150 bis 160, 167 bis 170, 178 bis 182, 187 bis 191 und 195 ind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 5. Aufl. 1907, III. Teil, dem von Franz Kreuter verfaßten und bei der Bearbeitung des vorliegenden Abschnitts benutzten Bd. VI: »Der Flußbau«, entnommen.

wird im letzten Abschnitt dieses Kapitels besprochen werden. An der Lage der bestehenden Deiche läßt sich noch immer mancherlei verbessern, es kommt auch vor, daß im Anschluß an solche Arbeiten das Mittelwasserbett streckenweise verlegt werden muß. In der Regel wird man aber das Hochwasserbett nicht verändern; es handelt sich somit hier hauptsächlich um die Regelung des Mittelwasserbetts, und bei schiffbaren Strömen auch um die des Niederwasserbetts.

§ 45. Die Regelung des Mittelwasserbetts der Flußläufe.

Diese Regelung bezweckt in erster Reihe die Sicherung der Ufer gegen die Angriffe des Wassers. Dieser Zweck wird durch bauliche, eine regelmäßige Abführung des Wassers und der Geschiebe veranlassende Anlagen erreicht. Hierbei muß den Ufern diejenige Standfähigkeit verliehen werden, deren sie bedürfen, wenn der Flußlauf seine natürliche Lage beibehalten soll, oder wenn durch Veränderungen an dem Lauf und der

Abb. 142. Talweg oder Stromrinne. M. 1 : 60000.

Gestalt des Gerinnes die Angriffe des Wassers gesteigert werden. Soll außerdem der Fluß schiffbar gemacht oder seine Schiffbarkeit verbessert werden, so ist eine unveränderliche Lage der Fahrrinne sowie genügende Fahrwassertiefe, auch bei niedrigen Wasserständen, anzustreben.

Zur Erreichung dieser Zwecke führt man das in verwilderte Arme gespaltene Wasser eines Flusses in ein Bett zusammen und sucht die Unregelmäßigkeiten der Hauptrinne zu beseitigen. Handelt es sich nur um Geschiebe- und Hochwasserabfuhr, so ist auf die Ausbildung einer ebenen Sohle, bei Berücksichtigung der Schiffahrt dagegen auf Herstellung einer von den Schiffen leicht zu folgenden Richtung des Talwegs oder der Stromrinne, die in Abb. 142[1]) gestrichelt ist, hinzuwirken. Um bei niedrigem Wasserstand eine genügende Fahrwassertiefe zu erhalten, wird das Niederwasser zwischen nahe genug aneinandergerückten Werken in ein enges Bett zusammengedrängt.

Die betreffenden Arbeiten nennt man Verbesserung und Regelung. Durch die Verbesserung soll die Bändigung eines verwilderten Flußlaufes und seine Einschränkung auf ein Bett von regelmäßiger Breite erreicht werden, während die Regelung eine Lenkung des bereits gebändigten Stromes ist, wobei insbesondere auf die Erhaltung des Talwegs in bestimmter Lage und Tiefe bei Niederwasser zum Nutzen der Schiffahrt hingearbeitet wird.

[1]) Die Abb. 142 bis 144, 196 bis 198 und 212 bis 213 sind den »Elementen des Wasserbaues« von Sonne und Esselborn, Leipzig 1904, entnommen.

Die Mittel zur Regelung der Flüsse sind Sicherung der Ufer gegen Abbruch, Beschränkung der allzu großen Flußbreite, Beseitigung zu häufiger Krümmungen, sowie Erhöhung der Ufer oder Anlage von Dämmen zum Schutze gegen Hochwasser. Dabei unterscheidet man zwischen den Bauten innerhalb und außerhalb des Wasserlaufs Zu den erstern gehören die Werke, die zur eigentlichen, unmittelbaren Regelung der Flüsse dienen, sowie die erforderlichen Stauwerke, zu den letztern die Durchstiche und die Deiche oder Hochwasserdämme.

Je nach ihrer Lage zum Talweg werden die Uferbauten in Längs- und Querbauten eingeteilt. Laufen die Längswerke unmittelbar am Ufer hin, so heißen sie Deckwerke, dagegen Leitwerke oder Parallelwerke, wenn sie in einiger Entfernung von dem natürlichen Ufer angelegt sind. Die Querbauten werden Einbauten genannt, wenn sie nur ein Stück weit in den Fluß hineinragen, Sperrdämme oder Zuschlüsse, wenn sie zur Verhütung von Hinterströmungen die Leitwerke mit dem natürlichen Ufer verbinden. Grundschwellen endlich sind Querbauten unter Wasser, die zur Befestigung der Flußsohle angelegt werden.

Ferner können die in einem Fluß auszuführenden Werke in aufliegende, schwebende und durchlässige Bauten eingeteilt werden. Die aufliegenden Bauten sind dammartige Körper, die ihrer ganzen Länge nach auf dem Flußgrund oder dem Ufergelände aufruhen, während schwebende Bauten an reihenweise eingerammten Pfählen aufgehängt sind und nicht bis auf die Flußsohle hinabreichen. Ein Mittelding beider bilden die durchlässigen Bauten, die sich wie die festen als Längs- und Querbauten bewährt haben, während die schwebenden nur als Längsbauten verwendbar sind.

§ 46. Querbauten.

Die bei der Regelung eines Flusses zur Anwendung kommenden, auch vorspringende Bauten genannten, dammartigen Querbauten, die in bestimmten Abständen voneinander von dem Uferrand bis an die Streichlinie hinausragen, sollen den Strom zwingen, einen andern Lauf einzuschlagen, indem sie ihn aus seiner ursprünglichen Richtung drängen. Die Einbauten werden in Hauptwerke, die auch Buhnen, Sporen und Abweiser heißen und die ganze Stromgewalt aufzunehmen haben, und in Unterstützungswerke oder Schlickfänger eingeteilt, die die Hauptwerke in der Bildung von Anlandungen zu unterstützen haben.

An den Buhnen unterscheidet man die Wurzel, d. h. das in das Ufer einbindende untere, und den Kopf, d. h. das vordere in den Fluß hineinragende Ende; ferner die obere, Krone genannte ebene Fläche, die nach der Strömung zu liegende, Streichseite genannte Böschungsfläche und die Rückseite oder untere Böschungsfläche. Die Krone kann wagerecht oder gegen den Strom abfallend liegen und entweder hochwasserfrei oder bei höheren Wasserständen überflutbar sein. Taucht sie gegen den Kopf hin auch bei niedrigen Wasserständen unter, so werden die Einbauten Tauchbuhnen, dagegen versenkte Buhnen genannt, wenn die Krone ganz unter dem niedrigsten Wasserstande liegt. Versenkte Einbauten, die gegen die Mitte des Flusses zu liegen oder diesen durchqueren, heißen Grundschwellen.

Die Wirkung einer Buhne beruht darauf, daß vor ihr die Durchflußfläche plötzlich verengt, dahinter jedoch ebenso unvermittelt wieder erweitert wird. Die Buhnen bewirken Verlandungen in den sog. Buhnenfeldern; bei den an den Leitlinien endigenden Buhnen ist jedoch der Vorgang ein ziemlich verwickelter. Während der Hochwasser werden diese Buhnen überströmt und wirken dann ähnlich wie Grundwehre, neben denen sich Grundablässe befinden, fangen also hauptsächlich an den Streichseiten Sinkstoffe auf. Fällt das Wasser, dann wirken die Buhnen anfangs wie Überfallwehre, und bei

weiterm Fallen des Wassers werden ihre Kronen nicht mehr von diesem überströmt. Alsdann bildet der von den Buhnen erzeugte Stau sich mehr und mehr aus und verursacht starke Strömungen vor den Buhnenköpfen, sowie Drehbewegungen des Wassers in den Buhnenfeldern. Deshalb kommen die Sinkstoffe vorwiegend an den Rückseiten der Buhnen zur Ruhe; einen dauernden und gesicherten Platz erhalten sie jedoch erst durch Pflanzungen und ähnliche Hilfsmittel, weil die Verlandungen, sich selbst überlassen, unregelmäßig und wandelbar zu sein pflegen. Dieser Auflandung sind flache Böschungen an den gegen die Strömung gerichteten Streichseiten der Buhnen günstig. Da der Buhnenkopf dem Anprall des Stromes besonders ausgesetzt ist, so muß er möglichst fest hergestellt werden und flache Böschungen erhalten. Auch die Krone überflutbarer, namentlich den Angriffen durch das Eis ausgesetzter Buhnen ist gut zu befestigen. Wird nun eine Reihe von Buhnen in angemessenen Entfernungen voneinander angelegt, so erhält hierdurch die Stromrinne eine gewisse Führung und kann einigermaßen geregelt werden [1]).

Wenn Buhnen überströmt werden, entstehen, wie gesagt, vor ihren Köpfen beim Zusammentreffen des Fallwassers mit dem Wasser des freien Stromes Drehbewegungen des letztern, die namentlich dann örtliche Austiefungen der Flußsohle zur Folge haben, wenn der Strom starkes Gefälle hat. Das gefährdet die Buhnenköpfe in hohem Grade, damit aber die ganze Buhne. Es hat somit guten Grund, daß man in Flüssen mit starkem Gefälle Buhnen nur ungern verwendet.

Abb. 143. Buhnen.

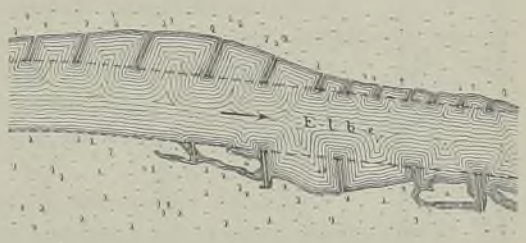
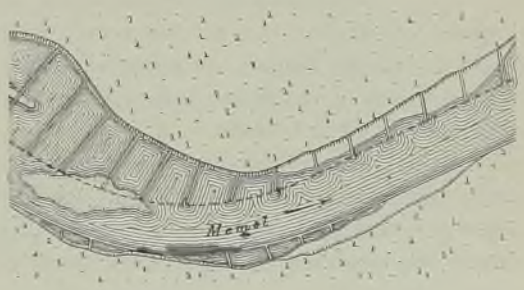


Abb. 144. Gleichzeitige Anwendung von Buhnen und Parallelwerken.



Nach der Lage der Einbauten gegen die Stromrinne unterscheidet man senkrechte oder normale, stromabwärts gerichtete und stromaufwärts gerichtete Buhnen, von denen die letztern die empfehlenswerten sind. Bei ihnen bilden die Längenachsen mit der Streichlinie in geraden Strecken Winkel von 70 bis 75°, in einbiegenden Strecken solche von 78 bis 80° und in ausbiegenden Strecken Winkel von 80 bis 90°. Die Buhnen werden meistens in Gruppen entweder nur an einem oder an beiden Ufern (s. Abb. 143) angelegt, doch dürfen die Einbauten nicht so kurz werden, daß die Verlandung erschwert wird, sondern es ist in solchen Fällen ein Parallelwerk (Abb. 144) anzulegen.

Werden an beiden Seiten des Flusses Buhnen hergestellt, so ordnet man sie in geraden Strecken so an, daß ihre Köpfe einander gegenüber liegen und ihre Mittellinien sich paarweise in der Mitte des neuen Flußbetts schneiden (Abb. 145), wodurch je zwei Buhnen zusammen die Flußbreite in dem nämlichen Querprofil verengen. Nur in Krüm-

[1]) Für die Wirkung der Buhnen vgl.: ENGELS Untersuchungen im Flußbau-Laboratorium zu Dresden über die Wirkung der Strömung auf sandigen Boden unter dem Einflusse von Querbauten. Zeitschr. f. Bauw. 1904, S. 449 und »Handbuch des Wasserbaus», 3. Aufl., S. 447ff, wo auch die Vor- und Nachteile der verschiedenen Buhnenanordnungen unter sich und gegenüber den Parallelwerken beleuchtet werden. Ferner MÖLLER, »Grundriß des Wasserbaues«, Bd. II, S. 143.

mungen werden die Buhnen häufig nicht in dieser Weise angeordnet, weil sonst eine gewöhnlich nicht erforderliche Vermehrung der Werke an dem ausbiegenden Ufer stattfinden würde.

Die Entfernung der Buhnen voneinander richtet sich nach der Normalbreite des Flusses, nach der Stärke und Richtung der Strömung, sowie nach der Buhnenlänge und der Gestalt des Flußbetts. In einbiegenden Strecken, wo das Ufer die stärksten Angriffe erleidet, muß sie geringer als in geraden Strecken und in diesen wieder kleiner als in Ausbiegungen sein. Im allgemeinen empfiehlt es sich, die Werke lieber zu nah als zu weit voneinander anzulegen; bei in neuerer Zeit ausgeführten Buhnen wurde deren Entfernung voneinander in geraden Strecken höchstens gleich der Normalbreite des Flusses angenommen, diese Entfernung bei kurzen Buhnen und in Einbiegungen jedoch um die Hälfte ermäßigt, in den Ausbiegungen bei Festlegung vorhandener Sinkstoffbänke um das Doppelte vergrößert.

Abb. 145. Einander gegenüberliegende Buhnen.

Hochwasserfreie Buhnen erhalten wagerechte Kronen, überflutbare dagegen zweckmäßig solche, die von dem Kopfe bis zu der Wurzel eine Steigung von 1 : 100 bis 1 : 200 haben; doch dürfen niedrige Ufer niemals von der Buhnenkrone überragt werden, weil sich sonst schädliche Überfälle bilden, die das Ufer angreifen und die Buhnen hinterwaschen. Da bei überflutbaren Buhnen die Verlandung nicht immer in genügender Weise erfolgt, so muß in solchen Fällen durch leichte, Schlickfänger genannte Zwischenwerke auf vermehrte Sinkstoffablagerung hingewirkt werden. Die Verlandung kann man mitunter auch dadurch fördern, daß die Buhnen zunächst nur bis über den niedrigen Wasserstand ausgeführt und erst später erhöht werden.

Buhnen eignen sich besonders für solche Stellen, wo bereits eine natürliche Neigung zu Geschiebeablagerungen vorhanden ist. Gewöhnlich wird bei der Ausführung mit der obersten einer Gruppe begonnen, um dadurch die unterhalb nachfolgenden in schwächerer Strömung erbauen zu können. In scharfen Krümmungen sind Buhnen zu vermeiden, in schwach gekrümmten Strecken jedoch zweckmäßig, wenn sie in angemessenen Abständen angelegt werden. Kurze Buhnen in weiten Zwischenräumen voneinander schaden mehr, als sie nutzen; auch in reißenden, viel Geschiebe mit sich führenden Gebirgsflüssen haben sich die Buhnen nicht bewährt.

Grundschwellen, die einen unvollkommenen, das Flußbett unterhalb angreifenden, oberhalb durch Ablagerungen erhöhenden Überfall erzeugen, dienen wie die versenkten Buhnen zur Festlegung der Sohle und Verminderung ihrer Auskolkungen, indem sie bewirken, daß gröberes Geschiebe liegen bleibt und die Widerstandsfähigkeit der Sohle erhöht.

§ 47. Längsbauten.

Die unmittelbar an dem Ufer hinlaufenden, Uferdeckwerke genannten Längsbauten sollen dem natürlichen Ufer die erforderliche Widerstandsfähigkeit geben, um Uferschälungen, d. h. Beschädigungen des Ufers über dem Mittelwasserstand durch Hochwasser und Wellenschlag, oder einem durch Abnagen oder Unterspülen hervorgerufenen Uferbruch vorzubeugen. Dabei muß der unter Mittelwasser herzustellende Teil der Uferdeckung, der eine Unterspülung des Schutzbaues und eine Auskolkung der Sohle verhindern soll, viel widerstandsfähiger hergestellt werden als der über Mittelwasser zum Schutze gegen Uferschälung zu befestigende obere Teil.

Bei den Uferdeckwerken kann die Böschungsfläche entweder ohne Unterbrechung bis zur Flußsohle hinabreichen oder in Mittelwasserhöhe durch eine Berme unterbrochen

werden. Können die zu schützenden Ufer genügend flach abgeböscht werden, so sind diese durch Uferdeckwerke zu befestigen, während bei erforderlicher steiler Begrenzung der Ufer Bauwerke nötig werden, die, aus Holz hergestellt, Bohlwerke, aus Mauerwerk ausgeführt, Ufer- oder Kaimauern heißen.

Die dammartig hergestellten Leitwerke (Abb. 144), die in ihrer Verwendung für die Regelung des Mittelwasserbetts in Norddeutschland Parallelwerke heißen, werden von höheren Wasserständen als das Mittelwasser überströmt. Um deshalb das Ufer angreifende Hinterströmungen zu verhindern und um die Sinkstoffablagerung zu unterstützen, werden zwischen den Leitwerken und dem Ufer einzelne Anschlußwerke, auch Querbänder und Querzeilen genannt, hergestellt, die entweder rechtwinklig oder schiefwinklig zu dem Leitwerk liegen und den zur Auflandung bestimmten Raum in einzelne Felder teilen.

Leitwerke schränken den Querschnitt des Flusses auf ihre ganze Länge ein, vermehren dadurch die Tiefe und Stromkraft des Wassers und bewirken eine Vertiefung der Flußsohle, sowie den Abbruch der im Flußschlauche liegenden Ufervorsprünge und etwa vorhandener Kies- und Sandbänke.

Die Leitwerke werden meistens nur bis zur Höhe des Mittelwassers ausgeführt, damit bei höheren Wasserständen Sinkstoffe behufs Verlandung zugeführt werden können. Soll zu deren Erleichterung das Wasser auch bei niedrigern Wasserständen Zutritt in die Felder zwischen den Querbändern haben, so läßt man in dem Leitwerk gleich unterhalb der Querzeilen Lücken (Abb. 146), durch welche das schlickhaltige Wasser eintritt und, von dem untern Anschlußwerk aufgestaut, beruhigt und zur Ablagerung seiner Sinkstoffe veranlaßt wird. Die Entfernung dieser Querdämme voneinander ist je nach der Gefahr der Hinterströmung, die am Hohlufer am größten ist, gleich dem zwei- bis vierfachen der Flußbreite anzunehmen.

Abb. 146. Erleichterung der Verlandung hinter den Leitwerken.

Die Leitdämme sind nicht selten mit Erfolg angewendet. Eine ununterbrochene Führung des Niederwassers ist indessen nur durch Leitdämme möglich, deren Oberkante höchstens bis zur Höhe jenes Wasserstands reicht, und hinter denen die Sohle innerhalb der ganzen Breite des Mittelwasserbetts schwach ansteigen muß, damit der für das kleinste Wasser bestimmte Querschnitt allmählich die für Mittelwasser erfordertliche Größe annimmt. Ist die Normalbreite richtig gewählt, so kann durch diese zusammenhängenden Leitwerke sich ein gleichmäßiges Gefälle des Niederwasserschlauchs, sowie eine diesem Gefälle und dem Beharrungszustand entsprechende, fast gleichbleibende Tiefe der Stromrinne ausbilden.

Um die Vorteile sowohl des Buhnen- als auch des Leitwerkbaues am zweckmäßigsten auszunutzen, deren Nachteile dagegen zu vermeiden, können zur Schiffbarmachung der Flüsse gleichzeitig Buhnen und Leitwerke verwendet werden. Bei dieser Bauweise wird das einbuchtende Ufer hauptsächlich mit Leitwerken, das vorspringende dagegen, wo nötig, mit Buhnen ausgebaut (vgl. Abb. 144).

Mitunter hat man durchlässige Buhnen verwendet, die der Hauptsache nach aus zwei gleichlaufenden Pfahlreihen bestehen, deren Köpfe durch Zangen miteinander verbunden sind, und zwischen denen Busch befestigt ist. Damit jedoch das unterhalb des Baues hindurchströmende Wasser die Pfähle nicht losspült, ist die Sohle durch aus Busch hergestellte, bei den »Baubestandteilen« zu besprechende Packwerksinkstücke zu

befestigen. Da die durchlässigen Buhnen der Strömung keinen großen Widerstand entgegensetzen, so können sie in verhältnismäßig starker Strömung bestehen. Indem durch sie die Schleppkraft zwischen den Buhnen sich vermindert, wird die Bewegung der in ihren Bereich gelangenden Geschiebe gehemmt und infolge der Beruhigung des Wassers eine Ablagerung schwebender Sinkstoffe bewirkt. Bei großen Flüssen in sehr beweglichen Betten sind durchlässige Bauten, die zuerst nur bis zu geringer Höhe über Niederwasser ausgeführt werden, zur Erzielung von Verlandungen und zur Sicherung des vorhandenen Flußlaufs empfehlenswert.

Zusammenfassend sei gesagt, daß Buhnen in der Anlage und Unterhaltung billiger sind und die Verlandung schneller bewirken als Parallelwerke und daß sie eine spätere Verringerung der Flußbreite zulassen. Die Parallelwerke haben aber den Vorteil, daß sie die Reglung sofort herbeiführen, das Ufer schützen und vor ihm eine viel ruhigere Strömung schaffen als die Buhnen.

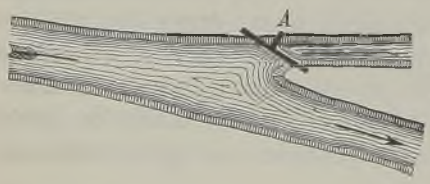
§ 48. Sperrdämme und Durchstiche.

a) Sperrdämme.

Sperrdämme, auch Abbaue und Zuschlußbauten genannt, sind Querbauten, die Flußarme oder Flußkrümmungen von dem neuen, einheitlichen Flußlauf abschneiden und meistens auch verlanden lassen sollen. Zur Erreichung des letztgenannten Zieles ist es vorteilhafter, die beiderseits an feste, die Krone der Sperrdämme überragende Ufer anzuschließenden Werke so anzulegen, daß sie die Verkiesung des Nebenarms befördern, als daß sie nur die Strömung von ihm abhalten. Man stellt deshalb den Sperrdamm gern aus zwei Teilen her (Abb. 147), die so in den Fluß hineingebaut werden, daß die Treibbuhne *ab* einen beträchtlichen Teil des Stromes auffängt und nach dem Hauptarme hin von dem Nebenarm abweist, während die Fangbuhne *cd* den Zufluß in den letztern zwischen der Treibbuhne und dem untern Ufer einschränkt und bricht und hierdurch den Strom veranlaßt, den durch die Öffnung zwischen den beiden Buhnen eingeführten Schotter und Sand in dem zu verlandenden Flußarm abzusetzen.

Abb. 147.
Aus zwei Teilen bestehender Sperrdamm.

Abb. 148. Vollständiger Sperrdamm.



Vollständige Absperrungen (Abb. 148), bei denen die Verlandung viel langsamer vor sich geht, sind jedoch nicht zu vermeiden, wenn der zum Zwecke der Schiffahrt abzubauende Arm kürzer als der Hauptarm ist, und der Strom diesen zu verlassen droht, um sich dem erstern zuzuwenden, oder wenn längs des Flusses ein Leinpfad hinführt, der dann den Sperrdamm möglichst in der Richtung des Fahrwassers überschreiten muß. Um Uferbeschädigungen bei dem Übersturz des Wassers zu verhüten, ist bei *A* ein Anschlußwerk und in dem Zwickel daselbst eine Uferdeckung herzustellen. Liegt die Krone eines vollen Sperrdamms nicht über Mittelwasserhöhe, so wird dem zu verlandenden Flußarme noch eine genügende Menge von Sinkstoffen zugefürt.

b) Durchstiche.

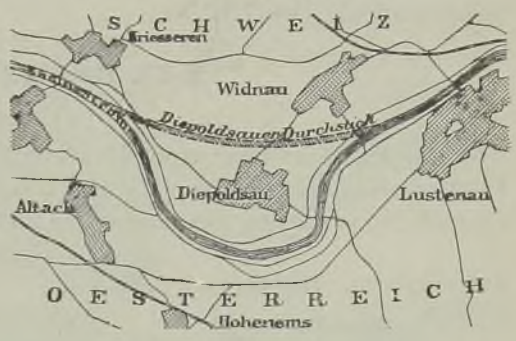
Dies sind Bodeneinschnitte zwischen zwei oder mehr Flußkrümmungen, die sofort oder erst nach einiger Zeit den ganzen Fluß aufnehmen und weiterleiten sollen. Die

Durchstiche bilden ein Hauptmittel für die Regelung der Flüsse. Bei dem in Abb. 149 dargestellten Durchstich z. B. ist die ursprüngliche Länge der Flußstrecke von 9 auf 6 km vermindert.

Da Durchstiche eine Senkung der Flußsohle und des Wasserspiegels bewirken, so muß vor deren Ausführung unter anderm erwogen werden, ob nicht eine den Grundbau der den Fluß überspannenden Brücken gefährdende Wasserspiegelsenkung zu befürchten ist. Als zweckmäßig ist die Herstellung eines Durchstichs besonders dann zu bezeichnen, wenn der Fluß wegen seiner vielen und starken Krümmungen einen so trägen Lauf hat, daß das Geschiebe nicht genügend abgeführt wird; ferner wenn durch die Krümmungen die Schiffahrt gefährdet wird, oder wenn die einbiegenden Ufer so stark angegrffen sind, daß Verbesserungswerke nur mit unverhältnismäßig hohen Kosten hergestellt und unterhalten werden können. Endlich werden Durchstiche nicht selten ausgeführt, um die Entwässerung des Geländes zu verbessern.

Mitunter bringen es die Anforderungen des Verkehrs mit sich, daß Durchstiche durch Erdarbeiten und Baggerung in kurzer Zeit hergestellt und sogleich mit Uferdekkungen versehen werden müssen. Wenn man dann nach Beendigung dieser Arbeiten am obern Ende des Durchstichs den Damm, der während des Baues die Strömung abhielt, behufs Einlassens des Oberwasser durchsticht, so kann der neue Lauf des Wassers alsbald benutzt und der frühere abgesperrt werden.

Abb. 149. Durchstich. M. 1 : 150000.



Die Wirkung, die ein vollendeter Durchstich auf die oberhalb liegenden Strecken des Flußes ausübt, besteht im allgemeinen darin, daß mit der Herstellung eines Durchstichs des Mittelwasserbetts stets eine Abkürzung des Flußlaufs verbunden ist; diese hat zur Folge, daß in ihrem Bereich die Sohle und mit ihr die Wasserstände ein erheblich stärkeres Gefälle erhalten als früher. In dem in Abb. 149 vorgeführten Fall ist die Länge der betreffenden Flußstrecke durch den Durchstich um ein Drittel vermindert, und das Gefälle dementsprechend von 0,8 auf 1,2 ‰ vergrößert worden. In gleichem Grade hat auch die Schleppkraft zugenommen. Wenn nun der Untergrund des neuen Bettes nicht erheblich widerstandsfähiger ist, als der des alten, so findet im erstern eine Ausnagung der neu hergestellten Sohle statt, was zur Folge hat, daß auch oberhalb des Durchstichs Ausnagungen eintreten. Das Ergebnis ist, daß im Oberwasser der Durchstiche Senkungen der Flußsohle, verbunden mit solchen der niedrigen und mittlern Wasserstände eintreten. Durchstiche sind deshalb für die Schiffahrt im allgemeinen nachteilig, aber sehr geeignet, um die Entwässerung der Ländereien zu befördern.

Wie weit stromaufwärts die oben genannten Veränderungen sich erstrecken werden, läßt sich im voraus nicht genau sagen; es ist zu beachten, daß der Unterschied zwischen den ursprünglichen und den neuen Gefällen mit der Verlängerung der Ausnagungen immer geringer wird. Die für Abb. 149 angestellte Ermittlung (vgl. »Elemente des Wasserbaues« S. 182 u. 183) ergab, daß oberhalb des Diepoldsauer Durchstichs die Senkung der Flußsohle in 60 km Entfernung vorausichtlich nahezu aufhört.

Wenn Durchstiche in großer Zahl und in mäßigen Abständen angelegt werden, steigert sich ihre Wirkung derart, daß eine dauernde, ansehnliche Senkung des Flußbetts eintritt. Das war beispielsweise bei der Verbesserung des Oberrheins in hohem Maße der Fall.

Der Wasserspiegel ungewöhnlicher Hochwasser wird durch die Durchstiche in der Regel nur wenig beeinflußt, weil ein großer Teil jener Hochwasser seine eigenen, von der Lage des Mittelwasserbetts unabhängigen Wege zu nehmen pflegt.

Die Durchstiche werden gewöhnlich nicht vollständig ausgehoben, sondern dadurch hergestellt, daß man nur einen genügend breiten und tiefen Graben aushebt und dem Strome selbst die vollständige Ausarbeitung des neuen Bettes überläßt. Da aber hierbei größere Geschiebemassen in Bewegung gesetzt werden, so ist, wenn mehrere aufeinander folgende Windungen abzukürzen sind, mit dem Beginn eines weitern Durchstichs immer zu warten, bis der Strom den vorhergehenden genügend verbreitert und vertieft hat. Die Ausgrabung des Durchstichs und die Aufkiesung des alten Flußbetts erfolgen demnach von selbst; denn sobald der Strom in dem neuen Bette zu wirken anfängt, vermindert sich die Geschwindigkeit in der abgeschnittenen Krümmung, wodurch sich daselbst Schlamm und Sand in großer Menge niederlassen.

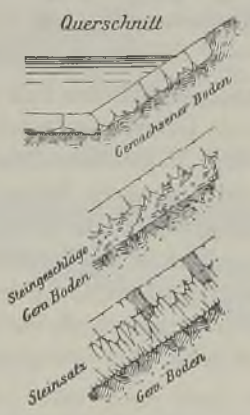
Auch Flußspaltungen bewirken bei ihrer bisweilen der Schiffahrt zuliebe notwendig werdenden Beseitigung eine Senkung des Wasserspiegels am Anfangspunkt. Die Erhaltung von Flußspaltungen, die aus verschiedenen Gründen vorkommen kann, ist einfach, wenn beide Arme gleich viel Wasser abführen; andernfalls sehr schwierig. Vgl. die von ENGELS angestellten Untersuchungen z. B. über die Elbe an der Bunthäuser Spitze oberhalb Hamburg [1]).

§ 49. Baustoffe und Bauteile.

a) Steinwerke.

Aus den Baustoffen werden Bauteile zusammengesetzt, die zur Bildung der bei dem Flußbau erforderlichen Bauwerke dienen und je nach dem hauptsächlich dazu verwendeten Baustoff in Steinwerke, Faschinenwerke und Holzwerke eingeteilt werden. Die Steinwerke zerfallen wiederum in Pflasterungen, Steinwürfe und Steinschlauen.

Abb. 150 bis 152. Pflasterungen.



α) *Pflasterungen.* Den aus Bruchsteinen hergestellten Pflasterungen verwandt sind die Abrollungen, die aus einer nur oberflächlich geordneten und abgeglichenen Überschüttung mit Steinen bestehen.

Eine Pflasterung aus regelrecht aneinander gefügten Steinen von nahe gleicher Dicke besitzt große Widerstandsfähigkeit und Dauer, wenn sie nicht durch die Angriffe der darüber hinweggeführten Geschiebe abgenützt und durchschliffen wird.

Da die Pflastersteine eine Unterlage haben müssen, die nicht durch das Wasser zwischen den Fugen herausgespült werden kann, so muß das Pflaster, wenn es nicht wasserdicht in Mörtel (Abb. 150) ausgeführt wird, eine Unterlage aus Kies oder Schotter (Abb. 151) erhalten, oder auf einen aus kleinern Steinsplittern bestehenden Steinsatz (Abb. 152) gestellt werden, wobei die Zwischenräume zwischen den Pflastersteinen mit Kies- oder Steinsplittern sorgfältig auszufüllen sind.

Die Fugen dürfen in der Stromrichtung nicht durchlaufen, sondern müssen bei einer Sohlenpflasterung nach der Querrichtung verlaufen und bei einem Böschungspflaster in der Stromrichtung sanft ansteigen (Abb. 153), weil sie dann nicht ausgewaschen, sondern sogar mit Sinkstoffen noch gedichtet werden. Da, wo Treibeis und Treibholz einzelne

[1] ENGELS a. a. O., S. 396.

Steine herausreißen und dadurch die ganze Pflasterung gefährden könnten, müssen die Steine nicht nur tief in die Unterlage eingreifen, sondern auch an der Oberfläche eine glatte Bearbeitung erhalten. Bei fehlenden Bruchsteinen können diese durch künstlich hergestellte Platten ersetzt werden. Bei sehr starkem Stromangriff ist es besser, die Pflasterdecke in 10 bis 20 m Abstand durch tiefer greifende Pflasterstreifen von 2 m Breite zu sichern als Pfähle einzuschlagen, die der Unterspülung ausgesetzt sind.

Abb. 153. Richtung der Fugen.

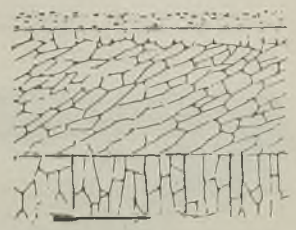
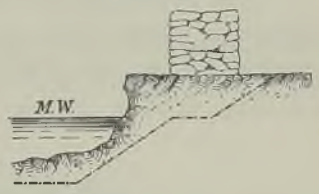


Abb. 154. Fester Steinwurf.

β) *Steinwürfe.* Zur Herstellung fester Steinwürfe (Abb. 154) werden die Steine derart ins Wasser geworfen, daß der Steinkörper die beabsichtigte Gestalt annähernd annimmt und die Steine unter Zuhilfenahme von Stangen sich möglichst schichtenweise lagern. An der Oberfläche stellt man einen rohen Verband und eine genügend ebene Fläche für die Auflagerung des Bauteils her, dem der Steinwurf als Unterlage dienen soll. Ist der betreffende Bau der Strömung ausgesetzt, so sind die größten und schwersten Steine an der Wasserseite, die kleinern und leichtern dagegen im Innern zu verwenden.

Abb. 155 u. 156. Steinschlauen.

Abb. 155. Aufgesetzter Steinhaufen.



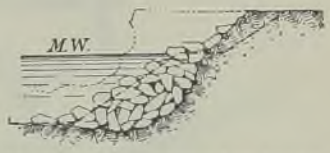


Abb. 156. Abgestürzter Steinhaufen.

Bei den beweglichen Steinwürfen, die auch Steinschüttungen oder Vorwürfe genannt werden, dürfen die einzelnen dem Bau aufs Geratewohl vorgeworfenen Blöcke weder unter sich noch mit dem vor Unterspülung zu schützenden Bauwerk in einem die Beweglichkeit hindernden Verband stehen. Infolge ihrer Beweglichkeit füllen die Steinschüttungen durch Nachsinken Ausspülungen in der Fußsohle ohne Nachhilfe aus; sie erweisen sich deshalb oft als sehr nützlich.

γ) *Steinschlauen.* Steinwürfe besonderer Art sind die, besonders in Bayern beliebten Steinschlauen (Abb. 155 u. 156), die aus längs des Flusses hergestellten Steinhaufen von rechteckigem Querschnitt bestehen und den Uferabbrüchen Einhalt tun, sobald diese so weit vorgerückt sind, daß die Steinhaufen in den Fluß stürzen und der Böschung einen einstweiligen, nachher durch eine endgültige Uferdeckung zu ersetzenden Schutz verleihen.

δ) *Platten aus Beton und Eisenbeton*, die bei Besprechung der Schiffahrtskanäle bereits erwähnt wurden, werden auch beim Flußbau mit Erfolg verwendet, auch da, wo die Wellen stark angreifen. Auf Ausbildung der Einzelheiten hat MÖLLER große Sorgfalt verwendet; er berichtet hierüber in seinem »Grundriß des Wasserbaues« unter »Wasserbautechnische Versuche«.

b) Faschinenwerke.

Faschinenwerke, die in Gegenden, wo das Vorkommen großer Steinmassen selten ist, empfehlenswert sind, weil die erforderlichen Baustoffe, Kies und Reisig, von dem Flusse selbst an seinen Bänken und Ufern geliefert werden, können in Bänder, Sinkkörper, Decklagen, Packfaschinen, Sinklagen und Schwebekörper eingeteilt werden.

Faschinen sind mäßig dicke, zusammengeschnürte Bündel Buschholz, aus denen verschiedenartige Werke zusammengesetzt und schichtenweise aufgebaut werden. Zur

Herstellung der Faschinen eignen sich lange, ziemlich gerade und biegsame, am Stammende nicht über 3 cm starke Äste von Weiden, Pappeln und Erlen am besten. Weiden- und Erlenreiser, in der Zeit von Oktober bis April geschnitten und verwendet, treiben bei steter Berührung mit feuchter Erde Wurzeln und bilden nach wenigen Jahren an der Verwendungsstelle einen von dichtem Wurzelgeflecht durchzogenen und mit Buschwerk bedeckten Körper.

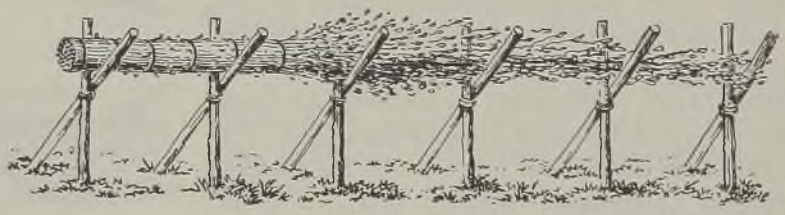
Abb. 157 u. 158. Anfertigung der Faschinen.

Abb. 157. Faschinenkreuze. Abb. 158. Würgkette.

Zur Anfertigung der Faschinen, die gewöhnlich 3 m lang und an dem Stammende 0,3 m dick hergestellt werden, legt man über die in den Boden getriebenen Faschinenkreuze (Abb. 157) die zu einer Faschine erforderlichen genügend langen Reiser, die von zwei Arbeitern mittels einer ungefähr 90 cm langen Würgkette (Abb. 158) fest zusammengeschnürt werden, während ein dritter das Bündel dicht daneben mit einer gedrehten starken Rute oder, was neuerdings vorgezogen wird, mit geglühtem Eisendraht umbindet. Dies geschieht 0,3 m vom Stammende zum ersten und 1,0 bis 1,5 davon zum zweiten Male. Die zum Umwinden der Faschinen dienenden, auch Wieden oder Weeden genannten Rutenbänder werden aus Weiden-, Pappel-, Birken- oder sonstigen zähen Reisern, die sich leicht drehen lassen, hergestellt.

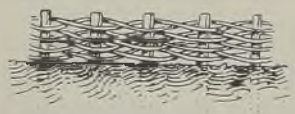
Zum Festnageln der einzelnen Teile von Faschinenbauten aufeinander oder auf dem Erdboden dienen Pfähle aus hartem Holz, die Handpfähle oder Spickpfähle genannt werden, bis zu 5 cm dick und je nach Bedürfnis 0,6 bis 1,5 m lang sind.

Abb. 159. Herstellung der Würste.



α) *Die Bänder* zerfallen in Würste und Flechtzäune. 1. Die Würste, (Bandfaschinen oder Wippen) sind eine Art längerer dünner, tauartiger Faschinen (Abb. 159), werden bei einer Dicke von 12 bis 15 cm bis zu 20 m lang hergestellt und auf jedes Meter Länge dreimal mit Wieden oder besser mit 1 mm dickem geglühtem Eisendraht fest umbunden. Zu den Würsten, die auf der aus 0,9 bis 1,0 m voneinander entfernten Kreuzen gebildeten Wurstbank gebunden und sogleich, solange sie noch frisch sind, verwendet werden müssen, ist das biegsamste und zarteste Reisholz zu nehmen. Dieses ist so anzuordnen, daß alle Stammenden nach der Seite hin liegen, wo das Binden beginnt, und daß lange und kurze Reiser, sich gegenseitig überbindend, nebeneinander liegen.

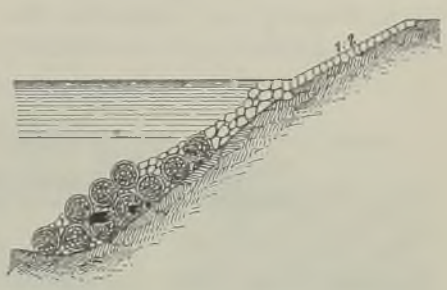
Abb. 160. Flechtzaun.



2. Flechtzäune oder Flechtwerke (Abb. 160), steifer und widerstandsfähiger als die Würste, werden dadurch hergestellt, daß man eine Reihe von 0,7 bis 1,5 m langen Pfählen aus wachsfähigem Holz in Abständen von 0,3 bis 0,5 m senkrecht zu der zu sichernden Fläche eintreibt und sie 0,3 bis 0,6 m hoch mit möglichst langem frischem und geschmeidigem Reisholz umflicht.

β) *Sinkkörper.* Zu den Sinkkörpern gehören die Senkfaschinen, die Sinkwalzen und die Sinkbäume. 1. Senkfaschinen (Senkwürste), sind walzenförmige Körper von verschiedener Länge und einer durchschnittlichen Dicke von 90 cm, deren 10 cm dicke Umhüllung aus Faschinenholz, das Innere dagegen aus kleinen, schweren Bruchsteinen oder besser aus grobem, sandfreiem Kies besteht. Die Senkfaschinen werden für den Grundbau in der Weise verwendet, daß die in der Richtung des Flusses nebeneinander liegenden Senkfaschinen mit normal zum Fluß gerichteten durchgehenden Fugen die Böschungsfläche bis zur Flußbettsohle bedecken (Abb. 161). Sie sind dauerhaft und gewähren den großen Vorteil, daß sie, ähnlich wie Steinschüttungen, entstehende Vertiefungen selbsttätig beseitigen.

Abb. 161. Grundbau mit Senkfaschinen.

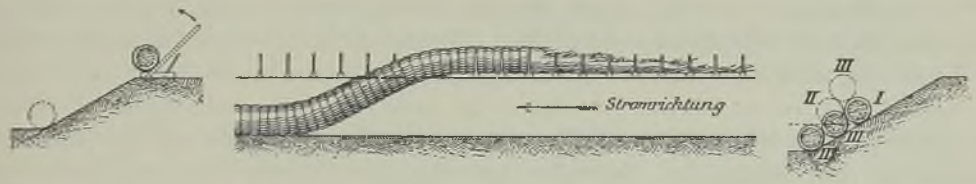


2. Die endlosen Senkfaschinen (Sinkwalzen) werden, namentlich bei wilden Flüssen, mit Erfolg zu dem sog. Sinkuferbau verwendet und zuweilen in Längen von 100 bis 200 m hergestellt. Ist jedoch die Flußsohle sehr beweglich, und erfolgen ungleiche Senkungen der Faschinen, so reißen sie ab und können von dem Strom erfaßt und vom Ufer abgedreht werden. In solchen Fällen sind einzelne Senkfaschinen von mäßiger Länge zu verwenden, die, in einer Art Verband geworfen, den Kolkungen folgen können.

Die endlosen Sinkwalzen werden in derselben Weise und mindestens ebenso dick wie Senkfaschinen auf dem nächsten Ufer gebunden und an der angefangenen Böschung soweit hinuntergewälzt, wie es der Wasserstand der Bauzeit erlaubt, während oben das

Abb. 162 bis 164. Abwälzen endloser Sinkwalzen.

Abb. 162. Eine Walze. Abb. 163. Ansicht. Abb. 164. Drei Walzen.



Binden seinen Fortgang nimmt (Abb. 162 u. 163). Bei der Verwendung von drei Walzen lagern sich die mit *II* und *III* bezeichneten anfangs in der gestrichelt angedeuteten Weise (Abb. 164), nehmen aber die mit ausgezogenen Linien dargestellte Lage an, wenn sie von der Ausnagung, der sie dann ein Ziel setzen, erreicht werden.

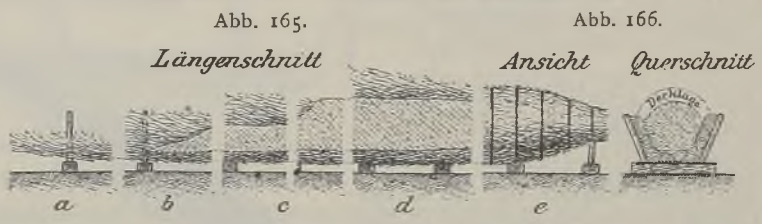
Die Herstellung der Senkfaschinen und Sinkwalzen erfolgt, weil sie nicht beförderungsfähig sind, an der Verwendungsstelle selbst entweder auf dem natürlichen Gelände oder auf der Krone der durch sie zu schützenden Bauten, auf besondern Gerüsten, aber auch auf Schiffen und Flößen. An der Stelle, wo die Senkfaschinen und Sinkwalzen in das Wasser gewälzt[1]) werden sollen, stellt man 0,9 m voneinander entfernt und senkrecht zur Längenachse des herzustellenden Sinkkörpers Böcke (Abb. 167) auf, die aus je einer Schwelle bestehen, in der zwei hölzerne Stäbe, die Senkstücknägel, stecken. In der so gebildeten Bank wird eine hinreichend dicke Lage Faschinenholz in

[1]) Über das »Werfen von Senkfaschinen und das Abwälzen endloser Sinkwellen« siehe »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, III. Teil, Bd. VI, 4. Aufl., Leipzig 1907, S. 178 und 179.

Muldenform so eingebracht, daß die Reiser so dicht liegen, daß die unter gleichzeitiger Erhöhung der Faschinenpackung zu beiden Seiten eingebrachte Kiesfüllung nicht hindurchfallen kann. Nach Vervollständigung der Füllung wird diese mit Reisig sorgsam bedeckt und dann das ganze in Abständen von 30 bis 45 cm mit 3 mm dickem, geglühtem Eisendraht fest umbunden.

In den Abb. 165 u. 166 ist bei *a* das Einlegen der untersten Faschinenlage, bei *b* das Einbringen der Seitenlagen und der Kiesfüllung, bei *c* die Vervollständigung beider, bei *d* das Auflegen der Decklage und bei *e* ein fertiges Faschinenende dargestellt.

Abb. 165 u. 166. Herstellung der Senkfaschinen.



Immer unter Wasser liegende Senkfaschinen werden am besten aus Tannen, Fichten und Dornen hergestellt, während zu den übrigen wachsfähige Weiden verwendet werden müssen.

Kiessenkfaschinen werden hauptsächlich zur Abbauung störender Tiefen, zu Grundlagen und zur Ergänzung der Vorböschung unter Steinsenkfaschinen oder Steinabrollung benutzt, dürfen aber nicht zu Bauten verwendet werden, die der Strömung dauernd ausgesetzt sind. Die Steinsenkfaschinen dagegen, die mit schweren Steinen zu füllen sind und bei einer Dicke von 0,8 bis 1,0 m eine Länge bis zu 10 m erhalten, werden als Vorböschung unter Niederwasser, als Gründung eines Baues auf angreifbarer Sohle und bei Steinbauten verwendet, wenn eine heftige Strömung das Einwerfen loser Steine nicht gestattet.

3. Sinkbäume, die aus jungen Bäumen mit dichtem Gezweig bestehen und zum Versenken an ihren Stammenden mit Steinen oder Betonklötzen verbunden werden, dienen zur Aufkiesung sehr tiefer Kolke. Indem die Bäume auf dem Boden dieser Vertiefungen, mit den Wipfeln frei im Wasser schwebend, zu stehen kommen, entzieht der Widerstand des Gezweigs dem Wasser einen Teil seiner Schleppkraft und zwingt es dadurch zur Ablagerung von Geschieben. Besonders gute Erfolge hat man mit den Brownlow-Weed genannten Sinkbäumen, die viel an der Theiss und Donau verwendet werden, gemacht und mit 10 bis 12 m langen dichtbelaubten Fichtenbäumen, die im Abstand von 2 m versenkt wurden [1]).

Abb. 167. Weidenstecklinge.

γ) *Decklagen* dienen zur Befestigung von Erdwerken, die den Angriffen des Wassers ausgesetzt sind, und denen sie durch Bildung einer widerstandsfähigen Pflanzendecke dauernden Schutz verleihen. Als Decklagen verwendet man Weidenstecklinge, Rasenziegel, Wippen- und Flechtwerkstränge, Rauhwehr und Schuppen, wobei die angegebene Reihenfolge ungefähr dem Grade der Widerstandsfähigkeit entspricht.

1. Weidenstecklinge. Frische, ausschlagsfähige, 1 bis 2 cm dicke und 40 cm lange Weidenstecklinge geben mit der Zeit einen wirksamen Schutz gegen Strömung und Wellenschlag, leiden aber stark bei Eisgängen; sie werden schief und stromabwärts

[1]) Anton Weber, »Über eine Anwendung von Sinkbäumen«; Österr. Wochenschr. f. den öffentl. Baudienst, Heft 17, 1905.

geneigt (Abb. 167) eingesetzt, damit Treibzeug über sie hinweggleiten kann. Auf Böschungen sind parallele, in der Stromrichtung sanft ansteigende Reihen empfehlenswert, an die sich an dem obern Böschungsrande noch eine Reihe Stecklinge als Saum anschließt.

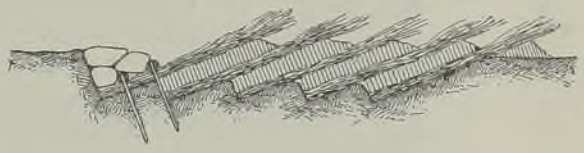
2. Rasenziegel. Ist eine Böschung mit Rasenziegeln zu decken, so macht man die Fugen zwischen diesen möglichst eng und läßt sie in der Stromrichtung nicht durchgehen. Dabei können die einzelnen Rasenziegel mit kleinen Spickpfählen festgenagelt werden.

3. Wippenstränge. Bei einer Sicherung mit Wippensträngen werden die Würste gleichlaufend und in der Richtung des Stromes sanft ansteigend mit Spickpfählen auf der Böschung festgenagelt, wodurch das Wasser beruhigt und zu Aufschlickung veranlaßt wird. Sowohl an dem Fuß als auch an dem obern Rande der Böschung empfiehlt sich die Anbringung eines Wippenstrangs. Die Felder zwischen den einzelnen Strängen werden oft mit Erde bedeckt und besät, schlämmen sich aber bei richtiger Anlage von selbst auf.

Abb. 168 u. 169. Rauhwehr.

Abb. 168. Querschnitt. Abb. 169. Ansicht.

Abb. 170. Schuppen.



4. Flechtwerkstränge. Widerstandsfähiger, aber auch kostspieliger als die Wippen, sind Flechtwerkstränge, die 15 bis 30 cm hoch, ebenfalls in der Flußrichtung ansteigend, hergestellt werden. An dem Böschungsfuß wird ein Flechtzaun von 50 bis 60 cm Höhe angeordnet.

5. Rauhwehr oder Berauhwehrung (Abb. 168 u. 169) wird dadurch hergestellt, daß man auf dem flach abgeböschten Ufer eine Lage Reiser mit abwärts gekehrten Wedeln und in der Stromrichtung abfallend gleichmäßig ausbreitet und mittels darüber genagelter Wippen- oder Flechtwerkstränge, die am besten in der Richtung der Strömung ansteigen, befestigt.

6. Schuppen. Bei der Anwendung sog. Schuppen (Abb. 170) werden frische, 1 m lange Weidenfaschinen lagenweise so in Gräben eingelegt, daß die Weiden stromab gerichtet sind, und jede fertige Faschinenlage mit dem Aushub für die folgende bedeckt wird. Das obere Ende wird mit Hilfe von Wippen festgenagelt und außerdem durch einen Steinwurf gesichert.

δ) *Packfaschinen* bestehen aus flach ausgebreiteten, etwa 30 cm dicken und durch aufgepfählte Wippen niedergehaltenen Lagen von Faschinenholz, wobei man Wedellagen und Spreitlagen unterscheidet, je nachdem die Wipfel oder die Stammenden nach außen gekehrt sind.

Die Packfaschinen dienen zur Herstellung damm- oder polsterartiger Körper von rechteckigem oder trapezförmigem Querschnitt, die den Namen Packwerk führen und bei richtiger Anlage und guter Ausführung eine ziemlich große Widerstandsfähigkeit gegen die Angriffe des Stromes und des Eises, sowie eine beträchtliche Dauer besitzen. Bei der Herstellung eines solchen Packfaschinenbaues (Abb. 171) kommt zwischen je zwei Faschinenlagen eine Schicht groben, wenig Sand enthaltenden Kieses, in den die Spickpfähle gut eindringen. Die Krone des Baues kann durch ein von Flechtzäunen begrenztes Pflaster aus unregelmäßigen Bruchsteinen vor dem Abschwemmen der obersten

Kieslage und vor dem Wegtragen der Faschinen bei höheren Wasserständen geschützt werden.

Bei Bauten, die der Strömung und dem Eisgang ausgesetzt sind, werden statt der hölzernen Spickpfähle eiserne Schraubenanker (Abb. 172) benutzt, die aus einer schraubenförmig aufgebogenen Blechscheibe nebst einem in der Mitte hufeisenförmig gebogenen, starken Draht bestehen und mit einem hohlen, bis auf die Scheibe reichenden Schlüssel in den Boden eingeschraubt werden. Ferner kann man die Würste durch Drahtschnüre[1]) ersetzen, die gewöhnlich aus zwei Drähten bestehen, die seilartig so zusammengedreht sind, daß in Abständen von 0,6 bis 0,8 m ringförmige Ösen zum Durchstecken der Spickpfähle offen bleiben.

Abb. 171. Packwerk. M. 1 : 85.

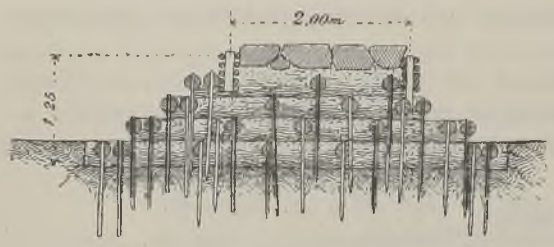
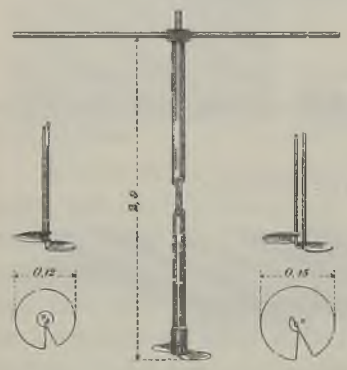


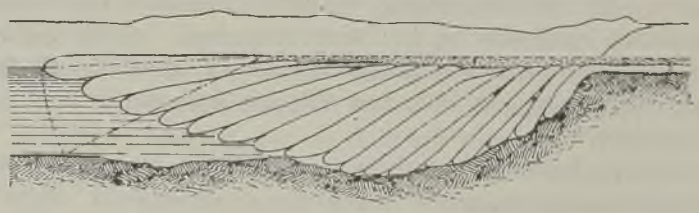
Abb. 172. Eiserner Schraubenanker.



ε) *Sinklagen* sind matten- oder polsterartige Faschinenkörper, die schwimmend auf das Wasser gebracht und durch Belastung mit Steinen, Schotter oder Sand versenkt werden. Schichtet man mehrere derartige Lagen aufeinander, so lassen sich in tiefem Wasser dammähnliche Körper aus Busch von bedeutender Mächtigkeit und Widerstandsfähigkeit herstellen. Man unterscheidet gewöhnliche oder Packwerksinklagen und Packwerksinkstücke.

1. Gewöhnliche Sinklagen. Soll ein Packwerk[2]) von dem Ufer aus in das strömende Wasser hineingebaut werden, so muß seine Wurzel (Abb. 173) genügend weit in das Uferland einbinden. Von diesem aus werden auf der Oberfläche des Wassers floßartige Schichten aus Faschinen und Wippen hergestellt, deren erste nur eine Fortsetzung der Wurzel ist. Jede folgende

Abb. 173. Gewöhnliche Sinklagen.



Schicht wird über die vorher gebildete um ein gewisses Stück gegen den Strom vorgeschoben und auf der untern Lage festgepfählt, nachdem diese durch eine Beschwerung mit Kies so weit gesenkt wurde, daß ihre Oberfläche nahe dem Wasserspiegel liegt.

Die Schichten greifen schuppenartig übereinander und laufen in dem fertigen Teile des Baues von dem Wasserspiegel schräg gegen die Sohle hinab. Der Weg, den z. B.

---

[1]) »Ersatz der Faschinenwürste bei Packwerkbauten durch Drahtschnüre« im Zentralbl. d. Bauverw. 1901, S. 431.

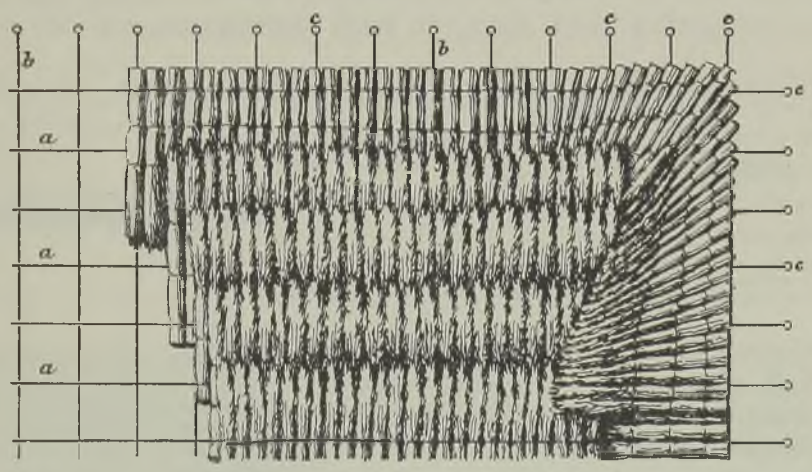
[2]) Ausführliches über die »Herstellung der Packwerke und Sinkstücke« findet sich im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, III. Teil, Bd. VI, 4. Aufl., Leipzig 1907, S. 185 bis 207.

das Ende der äußersten Faschinenlage beim Senken zurücklegt, ist in Abb. 173 durch eine gestrichelte Kreislinie angedeutet. Da die Schichten am besten eine Neigung von $1 : 1\frac{1}{2}$ bis $1 : 2$ erhalten, so ist eine solche bei steilen Ufern durch vorheriges Einwerfen von Senkfaschinen und entsprechende Auffütterung der ersten Lagen herbeizuführen.

Die der Strömung zugekehrte Böschung soll flacher als die entgegengesetzte, d. h. $1 : 1\frac{1}{2}$ bis $1 : 2$ sein, wenn diejenige der Rückseite $1 : 1$ ist. Die Packwerkkrone, deren Breite sich nach der Stärke des Stromes richtet und selbst bei reißender Strömung nicht mehr als 5 m beträgt, ist so hoch zu legen, daß der zu ihrem Schutz erforderliche Weidenwuchs die zum Gedeihen nötige Feuchtigkeit hat. An Strömen mit nicht sehr veränderlichem Sommerwasserstand wird die Packwerkkrone etwa 30 cm über dem kleinsten Sommerwasser angelegt.

2. Die Packwerksinkstücke (Sinkstücke oder Matratzen) sind große rechteckige, polsterartige Körper aus Busch, die bei Flüssen mit tiefem Wasser und schwacher Strömung namentlich bei Sperrdämmen, sowie bei der Bildung von Buhnenköpfen verwendet werden. Diese gewöhnlich 1 m hohen und bis 20 m breiten Matratzen kann man

Abb. 174. Herstellung eines Sinkstücks.



über 100 m lang machen und bei mäßiger Länge auf besondern Böden auf dem Ufer oder auf Schiffen herstellen; sie werden in das Wasser geschoben, an die Verwendungsstelle geflößt und dort durch Beschweren mit Steinen versenkt.

Bei der Herstellung eines Sinkstücks spannt man über einem Holzrost ein Netz aus Würsten oder 5 mm dicken, sich rechtwinklig kreuzenden Drähten *a* und *b* (Abb. 174), die an ihren Enden um die Pfähle *c* geschlungen und an den in Abständen von 1 m sich befindenden Kreuzungspunkten mit Bindedrähten oder Luntleinen zusammengebunden werden. Über diesem Drahtrost wird das Packwerk in drei bis vier Schichten, deren jede aus zwei Faschinenlagen besteht, hergestellt, wobei ringsum Spreitlagen (s. S. 575) laufen müssen, so daß sich an den Seitenflächen des Sinkstücks nur Stammenden befinden, während die Oberfläche nur Wipfel zeigt. Die Füllagen werden so angeordnet, daß alle Wipfel abwechselnd nach der einen und dann nach der andern Seite liegen, und daß je zwei solcher Doppellagen sich rechtwinklig kreuzen.

Oben wird wieder ein Drahtrost, genau senkrecht über dem untern gespannt und beide werden an allen Kreuzungspunkten mittels der unten verwendeten, durch das Packwerk hindurchgehenden Bindedrähte fest miteinander verbunden. Alsdann werden je zwei gleichlaufende Drähte der beiden Roste von den Pfählen *c* abgenommen und zu-

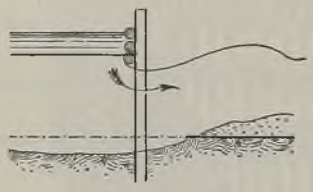
sammengebunden, so daß das ganze Packwerk ringsum mit Draht verschnürt ist. Damit die zum Versenken des Packwerks aufzubringenden Steine nicht herabgleiten, stellt man auf dessen Oberfläche mittels Flechtzäunen rechteckige, kastenförmige Felder her. Die verschiedenen Sinkstücke müssen so versenkt werden, daß ein gewisser Verband hergestellt wird, damit nicht Fuge auf Fuge kommt.

Das Versenken der Packwerksinkstücke wird bei anderer Gelegenheit besprochen. Hier sei bemerkt, daß sie hauptsächlich in Strommündungen und beim Seebau Anwendung finden. Beim Flußbau werden sie unter anderm für den Grundbau großer Buhnen bei ansehnlichen Wassertiefen benutzt.

3. Schwebekörper. Mit den schwebenden Bauten hat ihr Erfinder A. WOLF große Erfolge und Wirkungen erzielt, die bei dem Ausbau geschiebeführender Flüsse bedeutende Vorteile bringen können. Bei diesem Verfahren[1]) zur Regelung geschiebeführender Wasserläufe wird nicht von Anfang an durch geschlossene, kostspielige Bauwerke auf den Fluß eingewirkt, sondern dieser wird durch einfache, leicht und billig herstellbare Leitwerke schonend in eine neue Richtung gewiesen und veranlaßt, sein Bett dem örtlichen Bedürfnis gemäß auszubilden.

Hinter den schwebenden Bauten, die den Flußschlauch für die endgültigen Lenkungsbauten nur vorzubereiten haben, bildet sich durch Kiesablagerung ein dann noch zu be-

Abb. 175. Einfachste Form schwebender Bauten.



festigendes geböschtes Ufer, so daß an die Stelle kräftiger Leitwerke einfache Deckwerke treten, oder daß wenigstens das Bauen in tiefem Wasser durch vorheriges Aufkiesen umgangen wird.

Die WOLFschen Gehängebauten bestehen in ihrer einfachsten Form aus Stangen (Abb. 175) oder Brettern, die in der Höhe des Wasserstands, bei dem die beabsichtigte Wirkung erzielt werden soll, in zwei oder mehr Reihen übereinander fortlaufend an Pfählen angenagelt werden. Statt dieser Stangen kommen auch aneinandergereihte Faschinen zur Anwendung, die in bestimmten Abständen und meistens in Niederwasserhöhe über der Flußsohle an Pfahlgerüsten aufgehängt werden und Gehänge heißen.

Abb. 176 u. 177. Gehängtafeln.

Abb. 176. Ansicht.

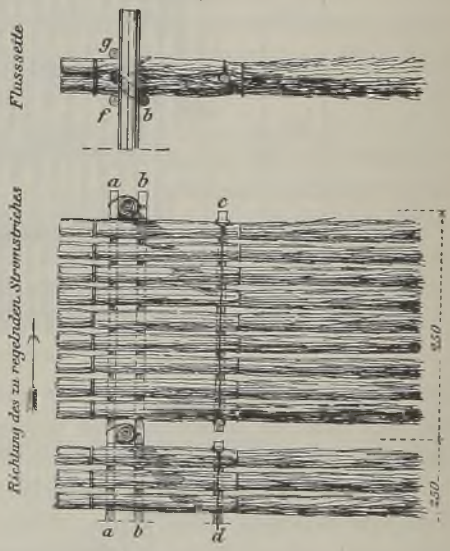


Abb. 177. Grundriß.

Diese WOLFschen Gehänge bestehen aus Faschinen besonderer Art, die zweimal gebunden und nebeneinander auf 8 bis 12 cm dicke Stangen gesteckt werden, so daß Tafeln (Abb. 176 u. 177) entstehen, die mit den Stammenden gegen den Fluß, mit den Wipfel gegen das Altwasser zwischen Pfählen in Niederwasserhöhe befestigt werden.

---

[1]) Dr. DÜNKELBERG, »Regulierung geschiebeführender Flüsse und Wasserläufe« in der Deutschen Bauz. 1888, S. 6ff. Auch ENGELS a. a. O., S. 463.

Die hinter dem ersten Bunde der Faschinen durchgehende, über 5 m lange Gehängestange *a* dient zur Aufhängung von zwei Tafeln an drei Pfählen. Eine bessere Verbindung der Faschinen bezweckt die vor dem zweiten Bunde durch die Faschinen gesteckte Versteifungsstange *c*, sowie außerdem der Draht *d*. Die durchlaufenden, an die Pfähle genagelten Stangen *f* unterstützen die Gehänge und versteifen die Pfähle, während die Stangen *g* ein Heben der Gehänge durch das Wasser verhindern. Andererseits läßt die zur weitern Unterstützung angebrachte Tragstange *b* die freien Enden der durch Aufnahme von Wasser und durch Verschlickung zu schwer gewordener Faschinen nicht zu weit herabsinken, wodurch die Wirkung des Gehänges beeinträchtigt würde.

Damit die Stauwirkung nicht zu groß wird und keine bedeutenden Kolke entstehen, dürfen die Gehänge nicht auf die ganze Länge ohne Unterbrechung aneinandergereiht, sondern es muß abwechselnd immer ein Doppelfeld von 5 m Länge verhängt und eins offen gelassen werden. Da der Fuß der sich bildenden Uferböschung hinter die Pfahlreihe zu liegen kommt, so müssen die den schwebenden Bau tragenden Pfähle vor die Baulinie, gegen den Fluß hin, vorgerückt werden. Die Größe des Abstands, der bei ausgeführten schwebenden Bauten zu 4 m angenommen wurde, richtet sich nach den örtlichen Verhältnissen.

Schwebende Bauten haben sich nur als Leitwerke, nicht als Querbauten bewährt, können aber an Flüssen mit starkem Eisgang nur dann verwendet werden, wenn die im Frühjahr hergestellten Anlagen schon während der Sommerhochwasser eine neue, im Herbst auszubauende Flußböschung erzielen können. Durch die hinter den schwebenden Bauten erfolgenden Kiesablagerungen entsteht eine geschlossene Verlandung, die längs der Streichlinie ein neues Ufer bildet und dieses mit dem natürlichen verbindet. Vor dem Bau dagegen wird durch die Einschränkung des Flusses dessen Schleppkraft vermehrt und dadurch sein Bett vertieft. Schwebende Bauten[1]) können bei örtlichen Uferbrüchen Schutz gewähren, Kolke aufkiesen und den Fluß aus einer bedrohlichen Richtung ablenken.

c) Die Holzwerke.

Die Holzwerke zerfallen in Bohlwerke und Balkenwände.

α) *Die Bohlwerke*, (Bohlenwerke und Bollwerke), finden beim Flußbau zur Sicherung der Uferböschung als Bohlenwände sowie zur Befestigung der Sohlen als Bohlenböden Anwendung. Ein Nachteil der Bohlwerke ist jedoch die rasche Vergänglichkeit der nicht immer von dem Wasser bedeckten Bestandteile und ihr geringer Widerstand gegen die abschleifende Wirkung des durch beträchtliche Schleppkraft fortbewegten Geschiebes, weshalb die früher zugrunde gehenden Bestandteile unabhängig von den besser geschützten auswechselbar sein müssen.

Abb. 178 u. 179. Bohlenwand.
Abb. 178. Querschnitt.

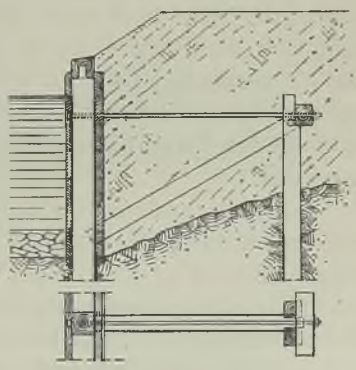


Abb. 179. Grundriß.

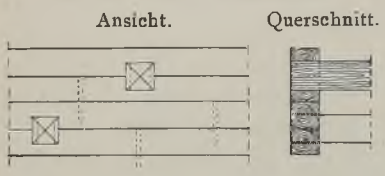
Bohlenwände, die zur möglichst billigen Herstellung einer fast senkrechten Uferbegrenzung dienen, bestehen aus einem Gerippe von Pfählen, Zangen und Holmen, sowie aus der eigentlichen Bohlenwand, die sich an das Gerippe lehnt und den Druck der Hinterfülluug auf dieses überträgt (Abb. 178 u. 179). Die Entfernung der

[1]) Vgl. auch A. Wolf, »Über Regulierung geschiebeführender Flüsse u. Wasserläufe« in der Wochenschr. f. Bauk. 1886, S. 339ff. Ferner: Leiner, »Der Gehängebau«, Fortschr. d. Ing.-Wissensch., 21. Heft, Leipzig 1909 (Ausführliche und gründliche Mitteilungen) und Engels a. a. O., S. 463.

Pfosten richtet sich nach der Dicke der zur Verschalung dienenden, gewöhnlich 10 cm starken Bohlen und beträgt, von Mitte zu Mitte gemessen, dann 1,2 m.

Die Verschalung muß entweder so tief hinabreichen, als ein Ausspülen der Flußsohle zu befürchten ist, oder durch Steinwürfe oder Senkfaschinen vor Unterwaschung geschützt werden. Die Bekleidung mit Bohlen erfolgt, des überwiegenden Erddrucks wegen, gewöhnlich nur auf der Innenseite; doch kann zur Herstellung glatter Wände auch eine äußere Verschalung angebracht werden. Eine etwa nötige Verankerung der Bohlenwand nach rückwärts erfolgt durch eiserne Anker, deren hinteres Ende an eingerammten Pfählen befestigt werden kann. Für den Bestand eines Bohlenwerks ist eine geeignete Hinterfüllung wichtig; am besten wird Tonerde verwendet, während tierische und pflanzliche Bestandteile enthaltende Erde für das Holzwerk verderblich ist.

Abb. 180 u. 181. Balkenwand.



β) *Balkenwände* oder *Uferarchen* (Abb. 180 u. 181) bestehen aus einzelnen aufeinander gelegten und unter sich verdübelten Balken, deren unterster auf einer Pfahlreihe aufgezapft sein kann. Die entweder aus beschlagenen oder runden Stämmen gebildete Wand wird in verschiedenen Höhen mittels Hölzern, die in die Fugen schwalbenschwanzförmig eingelassen sind, so verankert, daß jeder Balken wenigstens einmal gefaßt ist.

§ 50. Ausführung der Flußbauten.

Bei den Flußbauten richtet sich die Wahl der Bauart nach den zur Verfügung stehenden Baustoffen, nach der größern oder geringern Stromkraft des Wassers und der Beweglichkeit des Flußbetts, sowie nach den Angriffen, denen der fertige Bau zu widerstehen hat. Wenn irgend möglich, sucht man die Bauten bei dem niedrigsten Wasserstand auszuführen. Unter sonst gleichen Verhältnissen verdienen gute, frostbeständige Bruchsteine von genügender Schwere den Vorzug vor allen andern Baustoffen.

a) Ausführung der Leitwerke und Uferdeckwerke.

Bei den Leitwerken unterscheidet man zwischen dem an der Wasserseite gelegenen Vorbau oder der Vorböschung und dem an der Landseite befindlichen auch Hinterböschung genannten Hinterbau. Durch flache Vorderböschungen, sowie durch Senkfaschinen, Sinkwalzen oder Bruchsteinwürfe sind die Leitwerke, deren Kronenbreite gewöhnlich nicht unter 1,5 m beträgt, vor Unterspülung zu schützen. Die Leit- oder Parallelwerke sind an feste Uferstellen anzuschließen oder an ihrem obern Ende, besser schräg flußaufwärts als senkrecht zur Streichlinie, tief genug in das Ufer einzubinden und in der Längsrichtung mit einem Gefälle gleich demjenigen des Wasserspiegels zu versehen.

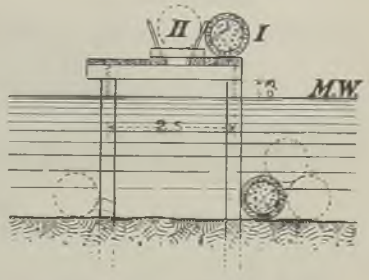
α) *Leitwerke aus Faschinen*, die mit ihrer Krone über das Mittelwasser reichen sollten, werden im trocknen oder in ganz seichtem Wasser aus gewöhnlichen Packfaschinen (s. S. 575), in tiefem Wasser jedoch mit Packwerksinklagen (s. S. 576) ausgeführt. Zur Herstellung eines Vorbaues eignen sich endlose Senkfaschinen (Sinkwalzen); sind die Faschinen längere Zeit dem unmittelbaren Anprall des Wassers ausgesetzt, so ist die Verwendung von Steinsenkfaschinen zu empfehlen.

Die Fluggerüste (Abb. 182), auf dem die Senkfaschinen gebunden und von denen sie in den Fluß gewälzt werden, bestehen aus Jochen, die aus je zwei eingerammten Pfählen mit oben aufgezapftem Kappholz gebildet und in Abständen von 2 m voneinander aufgestellt werden. Die Kapphölzer ragen über die in oder vor der Streich-

linie stehenden Vorderpfähle der Joche nicht hinaus und tragen einen Dielenboden, auf dem die Senkstückböcke stehen.

In ähnlicher Weise wurde von WILHELM PRESSEL in namhafter Strömung und bei einer Wassertiefe bis zu 8 m eine Dammstrecke der österreichischen Südbahn hergestellt, indem am Fuße des zu errichtenden Dammkörpers eine Reihe Pfähle geschlagen (Abb. 183) und vor diese eine Grundböschung aus 9,5 m langen Kiessenkfaschinen (s. S. 573) geworfen wurde. An dem über die Köpfe der Pfähle gelegten Holm hingen mit den Stammenden, die Wipfel nach außen gekehrt, Rauchbäume, die das Wasser an der Baustelle nicht nur beruhigten, sondern auch zur Geschiebeablagerung veranlaßten. Die Böschung des vollendeten, im Innern aus Letten, in den Außenteilen aus Grubenkies bestehenden Dammes ist in Abb. 184 dargestellt.

Abb. 182. Fluggerüst.



Bei Anwendung der WOLFschen Bauweise (s. S. 578) sind in tiefem Wasser bei starker Strömung die Gerüst- oder Aufhängepfähle nach rückwärts zu verspreizen (Abb. 185), indem man hinter der ersten Pfahlreihe eine zweite einschlägt. Ist die Verkiesung genügend weit vorgeschritten, so läßt sich die plangemäße Böschung dadurch

Abb. 183 u. 184. Von PRESSEL ausgeführter Damm.

Abb. 183. Befestigung des Dammfußes.

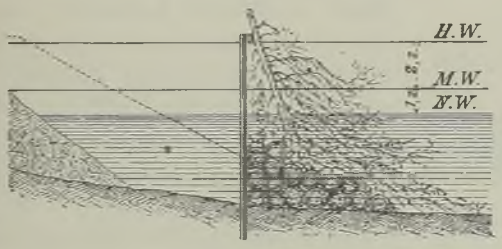


Abb. 184. Flußseitige Dammböschung.

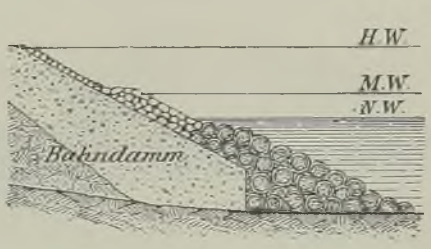


Abb. 185 u. 186. Anwendung der WOLFschen Bauweise.

Abb. 185. Verspreizte Aufhängepfähle.

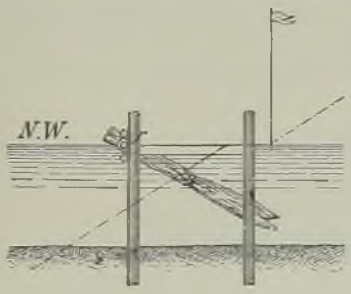
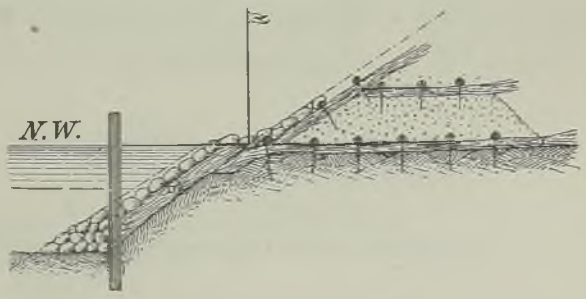


Abb. 186. Vollendeter Bau.

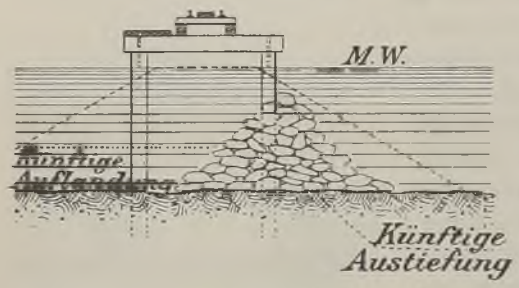


herstellen, daß man die Gehänge versenkt und durch eine Steinabrollung (Abb. 186) auf der entstandenen Uferböschung festhält. Nun kann die Ausführung des Leitwerks im trocknen oder doch in ganz seichtem Wasser erfolgen.

β) *Leitwerke aus Bruchsteinen*, die dauerhafter und leichter ausführbar sind als die aus Faschinen erbauten, sollten vollständig aus geworfenen Steinen hergestellt werden und mit ihrer Krone nur bis zur Höhe des Mittelwassers reichen. Die Arbeit beschränkt

sich auf eine Ausgleichung der Höhe und Regelung der Böschung, so daß große Steine nicht vorstehen und dem Eisstoß ausgesetzt sind. Die Herstellung dieser Steindämme erfolgt derart von Schiffen oder Fördergerüsten (Abb. 187) aus, daß das kleinere Gestein in den Kern der Dämme, das größere jedoch nach außen hin kommt. Bei geringerer Bautiefe wird zuerst längs der Streichlinie bis fast auf Mittelwasserhöhe ein schmaler Steinwurf hergestellt, der sich nach der Stromseite hin senkt und eingräbt und immer wieder auf die ursprüngliche Höhe ergänzt wird. Die Kronenbreite der fertigen, nicht als Leinpfad dienenden Steindämme beträgt 1,0 bis 1,5 m; die Vorderböschung ist $1\frac{1}{2}$fach oder noch flacher anzulegen.

Abb. 187. Fördergerüst.



Bei größerer Wassertiefe kann der Bau in einzelnen Absätzen ausgeführt werden, indem jeder höhere Absatz erst hergestellt wird, wenn sich hinter dem untern eine Verlandung gebildet hat.

γ) *Leitwerke in gemischter Bauweise* werden als Kiesdämme mit Steinabrollung oder Steinvorfuß, sowie als Verbindung der verschiedenen Faschinenwerke unter sich oder mit Steinwerken ausgeführt.

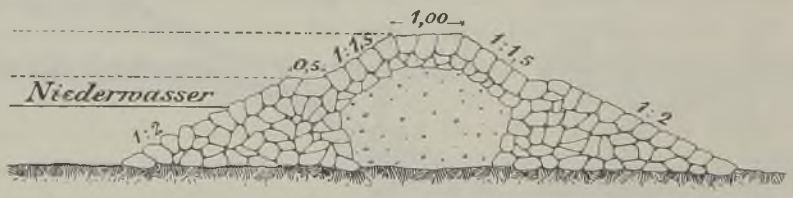
Abb. 188. Leitwerk aus Kiesschüttung mit abgepflastertem Böschungsfuß.

Bei dem in Abb. 188 dargestellten, zugleich als Hochwasserdamm dienenden Leitwerk reicht ein kräftiges, durch einen beweglichen Steinwurf geschütztes Pflaster bis unter die Sohle des Flußbetts hinab und stützt sich oberhalb des gewachsenen Bodens gegen eine rauhe Steinpackung. Der übrige Teil des Dammes ist aus Kies angeschüttet.

Ein Leitwerk, das als Steindamm mit einem Kern aus Kiesschüttung hergestellt ist, zeigt Abb. 189.

Das in Abb. 190 vorgeführte Leitwerk besitzt eine Grundböschung aus Steinwurf, hinter der sich bis nahezu auf Niederwasserhöhe eine Auflandung gebildet hatte; auf

Abb. 189. Leitwerk mit Kern aus Kiesschüttung.



dieser wurde ein Damm aus Packfaschinen errichtet, dessen Krone und Vorderböschung eine Abpflasterung erhielt.

Abb. 191 zeigt ein als Packfaschinenbau hergestelltes Leitwerk, das an der Krone sowie an der Streichseite mit einer Steinabrollung versehen ist, und dem sich die vorgelegten Senkfaschinen nach erfolgter Ausbildung des Flußbetts in der angedeuteten Weise vorgelagert haben. Die Uferdeckungen erhalten mitunter dieselbe Anordnung, wie die Vorderböschungen der Leitwerke.

δ) *Leitdämme aus einem zusammenhängenden Sinkkörper*[1]), v. L. FRANZIUS erfunden, bestehen aus einem 2 m breiten, 0,6 bis 1,2 m hohen und bis 900 m langen Sinkstück aus Buschholz zwischen zwei Rosten aus 15 cm starken Faschinenwürsten, die

Abb. 190. Leitwerk aus Packfaschinen mit abgepflasterter Krone und einer Grundböschung aus Steinwurf.

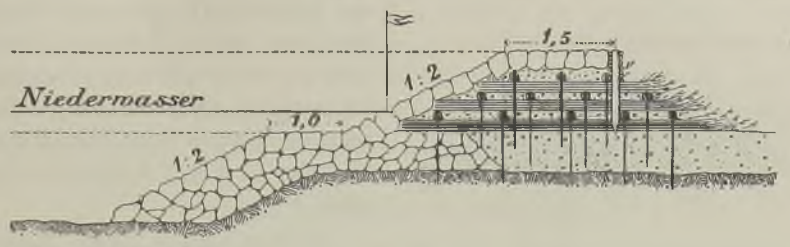
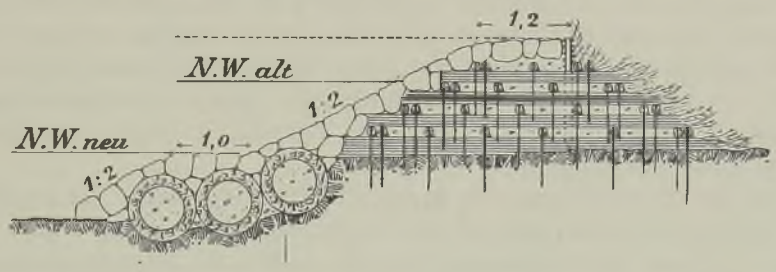


Abb. 191. Leitwerk aus Packfaschinen.



durch Pfähle von 8 cm Stärke unter Verwendung von Eisendraht zusammengehalten werden (Abb. 192 u. 193).

Diese als Längsbauten das Niederwasserbett begrenzenden Leitdämme liegen mit ihrer Krone etwas unter Niedrigwasserhöhe und sind hauptsächlich für die sog. Übergänge der schiffbaren Flüsse, also für die Gegenden der Schwellen empfehlenswert. In Abb. 194 sind die Leitdämme, deren Enden gut in die Böschungen des Mittelwasserbetts einbinden müssen, mit kräftigen gestrichelten

Abb. 192 bis 194. Leitdamm aus zusammenhängendem Sinkkörper. M. 1 : 100.

Abb. 192. Längsschnitt.

Abb. 193. Querschnitt.

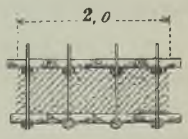
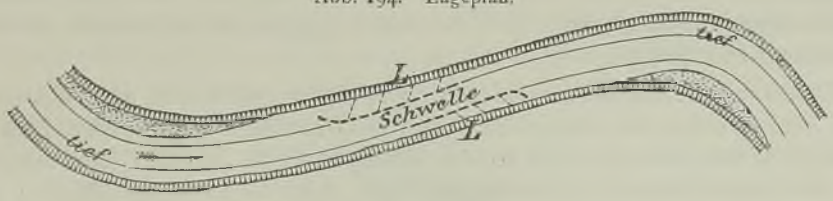


Abb. 194. Lageplan.



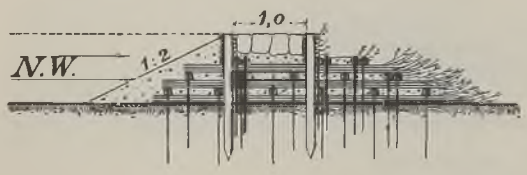
Linien dargestellt, während die Grenzen des Wasserspiegels des Mittelwassers und des niedrigen Wassers mit feinen Linien bezeichnet sind. Bei *L* sind durch kleine schräge, gestrichelte Linien versenkte Buhnen angedeutet.

[1]) L. FRANZIUS, »Regulierung der Flüsse für das Niedrigwasser« im Zentralbl. d. Bauverw. 1899, S. 269 bis 272.

b) Ausführung der Querbauten.

α) *Die Anschlußwerke*, die gewöhnlich bei der Anschlußstelle an das Leitwerk dieselbe Höhenlage wie dieses haben, steigen gegen das Ufer hin mit $\frac{1}{2}$ bis 4% an, müssen in letzteres gut einbinden und gegen Unterwaschungen geschützt werden. Man stellt sie (Abb. 195) aus wachsfähigen Packfaschinen her. Queranschlüsse aus Faschinen werden häufig so ausgeführt, daß sie zugleich als Schlickfänger dienen, während solche aus Stein wie die aus diesem Material bestehen Leitwerke herzustellen sind.

Abb. 195. Anschlußbau aus Packfaschinen.



β) *Einbauten oder Buhnen.* Die Ausführung der Buhnen erfolgt wie die der Leitwerke. Geringe Tiefen werden mittels Packfaschinen durchbaut, bei größern Wassertiefen ist ein Unterbau aus Sinkstücken empfehlenswert. Soll eine Bewachsung der Buhne erzielt werden, so darf deren gegen das Ufer hin ansteigende Krone nicht viel höher als das Mittelwasser liegen. Die dem Wasserangriff am meisten ausgesetzten Buhnenköpfe erhalten ein Pflaster aus großen Steinen, während die Krone meistens nur eine Befestigung durch eine Erddecke mit wachsfähigen Spreitlagen erhält.

Damit bei der Herstellung von Steinbuhnen beim Vorbau die einzelnen Steine nicht fortgespült werden und keine Auskolkungen entstehen, bedeckt man von einem Gerüst oder Schiff aus den Boden auf die ganze Länge der auszuführenden Buhne mit einer etwa 1 m dicken Schicht schwerer Steine so breit, daß deren Böschung an der Streichseite mindestens $1\frac{1}{2}$fach und an der Rückseite wenigstens einfach wird. Gewöhnlich ist auch noch Raum für eine ungefähr 0,6 m breite Berme rings um die Buhne vorzusehen. Über dem niedrigsten Wasser werden, sobald die größten Senkungen vorüber sind, regelmäßige Steinpackungen ausgeführt.

Kiesbuhnen sind einfache, aus Kies hergestellte Dämme mit gepflasterten, flachen Böschungen und einem Kopfe, der auf einem Vorfuß aus Bruchsteinen ruhen kann und mit solchen bis auf Hochwasserhöhe abzupflastern ist. Bei ausgeführten Kiesbuhnen beträgt die Böschung am Kopfe 1 : 3, diejenige an beiden Seiten dagegen 1 : 2.

γ) *Tauchbuhnen und versenkte Buhnen* werden meistens aus Senkfaschinen hergestellt, weil diese einen allmählichen Ausbau in mäßig hohen Schichten und dadurch einen Ausgleich der Flußsohle bei verhältnismäßig geringer Steigerung der Geschiebebewegung ermöglichen. Die Ausführung beginnt mit der Herstellung einer Grundlage aus Senkfaschinen, auf welche dann, mit der Umbildung der Flußsohle fortschreitend, die Buhne derart aufgebaut wird, daß ihre Krone gegen die Strommitte zu ein Gefälle von ungefähr 1 : 10 besitzt.

δ) *Grundschwellen* lassen sich wie die übrigen Querbauten aus Packwerk, Senkfaschinen oder Bruchsteinen herstellen. Wird die Grundlage aus Senkfaschinen gebildet, so empfiehlt es sich, mit dem Bau an der tiefsten Stelle zu beginnen und mit ihm gegen die Ufer hin vorzuschreiten, damit die Faschinen nicht nachrutschen können; doch läßt sich die genaue Höhenlage der Grundschwellen mit Steinwurf leichter herstellen als mit Senkfaschinen. Bei geringer Tiefe kann man Steinschüttungen, bei größerer Senkfaschinen und Sinkstücke in mehrfachen Lagen verwenden[1]).

---

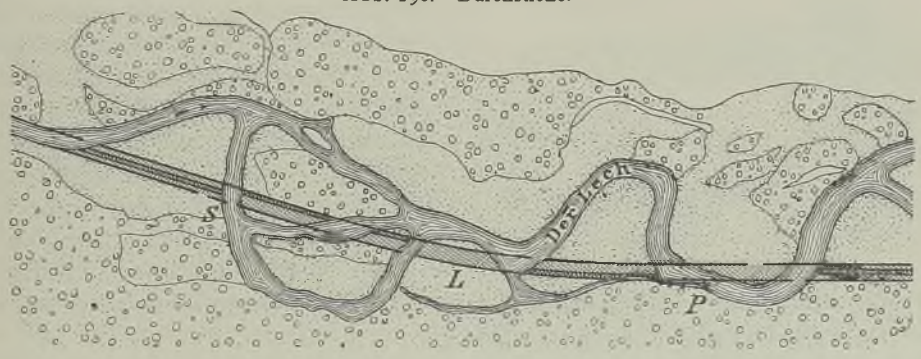
[1]) V. Witasek, »Reiseberichte aus dem Gebiete des Wasserbaues« in der Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1897, S. 418.

ε) *Unterstützungswerke*, (Schlickfänger und Schlickzäune) sind leichte, durchlässige Bauten, die für sich allein der Strömung nicht widerstehen können und deshalb erst zur Verwendung kommen, wenn bereits eine nur noch zu vervollständigende Verlandung zwischen den Hauptwerken eingetreten ist. Die Schlickfänger, die meistens senkrecht zur Strömung angelegt werden, zwischen Buhnen jedoch mit diesen parallel laufen und oft bis an die Streichlinie reichen, können aus wachsfähigen Weidenruten in Pflanzgräben oder aus Flechtzäunen oder Weidenfaschinen bestehen, die in gleichlaufenden, 10 bis 20 m voneinander entfernten Reihen mit den Stammenden auf den Boden festgepfählt sind und sich, stromabwärts geneigt, in der Nähe ihres mittlern Bundes gegen Stangen lehnen, die auf Wurstbankkreuzen ähnlichen Holzböcken liegen.

c) Ausführung der Durchstiche.

Bei der Ausführung der Durchstiche (s. S. 568), ist die Ablagerung von Kiesmassen innerhalb der Leitlinien zu vermeiden. Die Breite des Durchstichgrabens, der in lebhaft strömendes Wasser ausmünden soll, läßt man am besten von oben nach unten etwas abnehmen, damit in dieser Richtung die Tiefe des Wassers und hierdurch dessen Schleppkraft wächst und keine Aufkiesung des Grabens in seinem untern Teil eintritt. Die Weite des von dem untern Ende gegen das obere hin mit steilen Seitenwänden auszuhebenden Durchstichgrabens richtet sich nach der Breite des Flusses, sowie nach der Höhe des Geländes. Unter günstigen Umständen muß die Sohlenbreite des Grabens mindestens $\frac{1}{10}$ der Normalbreite des Flusses betragen; doch ist die Wirkung des Durchstichs um so größer, je breiter dieser ausgehoben wird. Zur Sicherung der Durchstichufer sind entweder sofort oder mit der Zeit der Durchstichausbildung, aber jedenfalls so frühzeitig,

Abb. 196. Durchstiche.



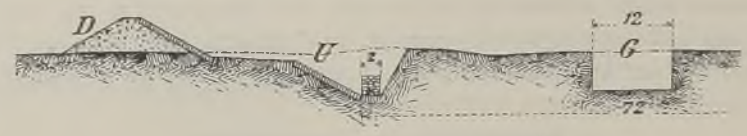
daß die neuen Ufer nirgends angegriffen werden, Uferdeckwerke herzustellen. Auch einer Sohle von feinem Kies oder Sand muß, wenn sie durch gesteigerte Stromkraft übermäßigen Angriffen ausgesetzt ist, durch Bedeckung mit einer Schicht gröbern Kieses dauernde Standfähigkeit verliehen werden.

Um das höhere Wasser innerhalb eines Durchstichs zusammenzuhalten und seine Wirkung zu verstärken, werden längs der Streichlinien Leitdämme hergestellt, die aus Erde oder Packwerk bestehen. Die Lage der Durchstichgräben, die in Abb. 196 stärker schraffiert sind, hängt unter anderm davon ab, auf welche Seite das abgetriebene Erdreich sich unterhalb des Durchstichs ablagern soll.

Bei dem in Abb. 197 zur Hälfte dargestellten Querschnitt eines Durchstichs mit vorher fertig gestellten Uferschutzbauten bedeutet *G* den Durchstichgraben, *U* den obern Teil der Uferbefestigung, an dessen Fuße sich eine Steinschlaue (vgl. Abb. 155

u. 156, S. 571) befindet, und *D* einen Leitdamm. In Abb. 196 sind bei *L* Sinkwalzen zur Verwendung gekommen, während bei *P* ein auf Packwerk hergestellter Unterbau erforderlich wurde. Bei großen Flüssen wird der Durchstichgraben gewöhnlich zwischen die beiden Streichlinien gelegt, jedoch dem künftigen einbuchtenden Ufer etwas näher, damit nicht beide Ufer zugleich in Abbruch kommen.

Abb. 197. Halber Querschnitt eines Durchstichs.

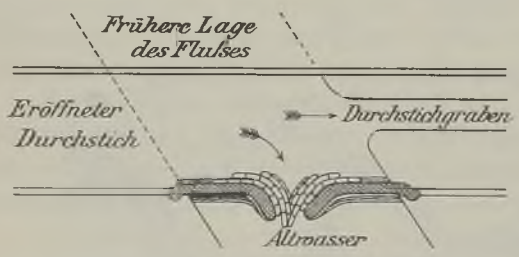


d) Die Ausführung der Sperrdämme oder Zuschlußbauten.

Die Ausführung der Sperrdämme (vgl. S. 568), die da erforderlich werden, wo der Durchstich sich nicht von selbst ausbildet, kann mit Pack- und Senkfaschinen, deren Masse bei großer Geschmeidigkeit fester zusammenhängt, oft leichter geschehen als mit Bruchsteinen. Ist der Winkel, unter dem die Streichlinie die Stromrinne schneidet, größer als 30°, so wird bei bedeutenden Flüssen ein Hauptzuschluß mit Grundlagen, bei kleinen Wasserläufen ein einfacher Zuschluß mittels der Länge nach geworfener Senkfaschinen ausgeführt.

Bei der Ausführung des Sperrdamms werden nach Eröffnung des Durchstichgrabens von den beiden Ufern des alten Flußlaufs aus buhnenartige Einbaue (Abb. 198) hergestellt, zwischen deren durch vorgeworfene Senkfaschinen geschützten Köpfen das zur Verlandung dienende, sinkstoffhaltige Wasser in den abgesperrten Flußarm eintreten kann. Durch diese buhnenartigen Einbaue entsteht eine Stau, der die Ausbildung des Durchstichs fördert, aber in jener Lücke eine starke Strömung erzeugt. Die zum Schutze gegen Unterspülung auf der Krone gebundenen und in das Wasser gewälzten Senkfaschinen haben sich unter der Einwirkung der Strömung so, wie Abb. 198 es zeigt, gelagert und eine zu tiefe Ausnagung der Lücke verhindert.

Abb. 198. Zuschlußbauten.



Sperrdämme aus Bruchsteinen müssen in der ganzen Länge und Breite des Dammfußes zugleich in Angriff genommen und in möglichst wagerechten Lagen und ohne Unterbrechung von Schiffen aus hergestellt werden. Die Krone der Zuschlußdämme wird 3 bis 4 m breit angelegt und gut abgepflastert; die Böschungen können $1\frac{1}{2}$ bis 2 fach sein.

Wenn der Fluß schiffbar ist, muß man im Durchstich die neue Wasserstraße möglichst vollständig herstellen und den Sperrdamm des alten Laufes schnell schließen. Ein Beispiel der dann zu bewältigenden schwierigen Arbeiten ist die Verlegung der Neckarmündung bei Mannheim, worüber HONSELL s. Z. eingehend berichtet hat[1]).

---

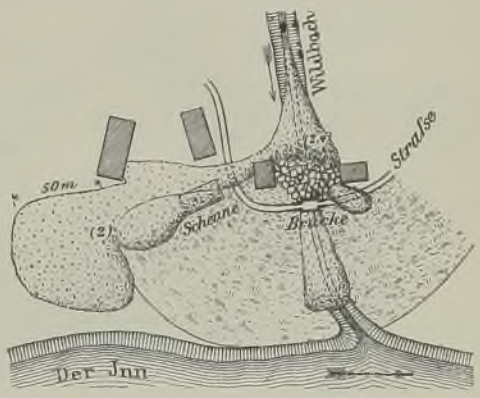
[1]) Weitere wertvolle Einzelheiten über die Ausführung von Flußbauten findet man noch in ENGELS a. a. O. und — namentlich über den Baubetrieb bei Durchstichen, Verwendung von Taucherglocken — in KREUTER, Handb. d. Ing.-Wissensch. 5. Aufl. III. Teil, Bd. 6. S. 328 ff.

§ 51. Verbauung der Wildbäche.

Es ist bereits erwähnt, daß der Überschuß an Stromkraft, den ein Gebirgsbach in seinem obern Laufe hat, durch fortwährende Ausnagung an den Abhängen Abrutschungen bewirkt. Die abgelösten oft nicht unbedeutenden Massen werden entweder von dem Bache weggespült, oder sie stauen diesen vorübergehend an, bis der Wildbach den Schuttwall fortschiebend gewaltige, Muren oder Rüfen genannte Geröllmassen in Bewegung setzt. Um diese plötzlichen Ausbrüche zu verhindern müssen die lockern Geröllmassen festgelegt und der Bildung neuer Geschiebemassen vorgebeugt werden. Zu letzterm Zweck muß der Gleichgewichtszustand durch Befestigung bzw. Entwässerung der Steilabhänge herbeigeführt werden.

Der beladene Wasserlauf bahnt sich in den von ihm selbst herbeigetragenen Schuttmassen einen stets wechselnden, schlingernden Lauf, verursacht durch Unterspülung neue Abbrüche und Abrutschungen der Talwände und dadurch eine Verbreiterung des Tales. Aus diesem in das Haupttal eintretend, lagert der Bach das mitgeführte Gerölle in Gestalt eines breiten Schuttkegels ab, dessen Abmessungen im Laufe der Zeit sich vergrößern. Bei genügender Breite des Haupttals führt vom Rande des Schuttkegels ein Gerinne bis zum Fluß; schiebt sich aber der Kegel bis zu diesem vor, so drängt er ihn zurück und kann durch dessen Anstauung die Bildung von Sümpfen und Seen veranlassen. Bei dem in Abb. 199 dargestellten Ausbruch eines Wildbachs sind die neuern Ablagerungen punktiert und deren Höhe in Metern durch eingeklammerte Zahlen angegeben. Der Fuß des Schuttkegels muß gegen etwaige Angriffe des Flusses gesichert und nötigenfalls die Annäherung des Flusses an den Schuttkegel durch Befestigung der Flußufer verhindert werden.

Abb. 199. Schuttkegel.

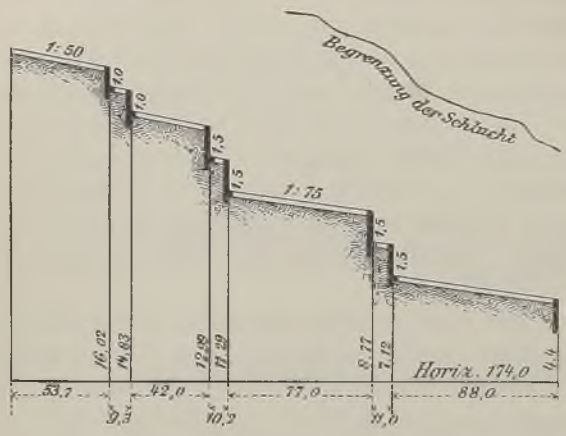


Da diese Schuttmassen während ihrer Bewegung fruchtbare Bodenflächen vernichten und Gebäude, Brücken, sowie Verkehrswege stören können, so sucht man die Geschiebebildung durch sachgemäße Verbauung der Wildbäche zu hemmen, die die Wiederbewaldung kahler Bachgehänge, die Erhaltung natürlicher Talstufen, sowie die Sicherung der Sohle und Ufer zum Zweck hat. Die stellenweise Befestigung der Sohle erfolgt hauptsächlich durch sog. Sperren, die, indem sie das Geschiebe zurückhalten, durch Hebung und Verbreiterung der Sohle Raum für den Bach und die zum Schutze der durch Abstürze neu gebildeten untern Teile der Abhänge erforderlichen Bauten schaffen.

Diese wehrartigen, die Höhenlage der Sohle sichernden Sperren sind von mäßiger Höhe und reihen sich in gewissen, von der Steilheit des Tales abhängigen Entfernungen so einander, daß der Fuß jeder Sperre am Ende des Geschieberückstaues der nächst untern Sperre liegt. Die so entstehende Abtreppung geht so weit hinauf wie der Abbruch der Sohle reicht. Wo die Gefahr besteht, daß die das Bett des Baches durchquerende Sperre von jenem umgangen wird, müssen von ihrer Krone talaufwärts gehende Leitwerke angelegt werden, die an ihren obern Enden in die Talböschungen gut einbinden.

Der Höhenplan des Ausnagungsgebiets eines mit Sperren verbauten Wildbachs ist in Abb. 200 dargestellt. Falls zwischen zwei Sperren nach der Verlandung das Gefälle noch zu groß sein sollte, ist es durch Querflechtzäune oder Schwellen weiter

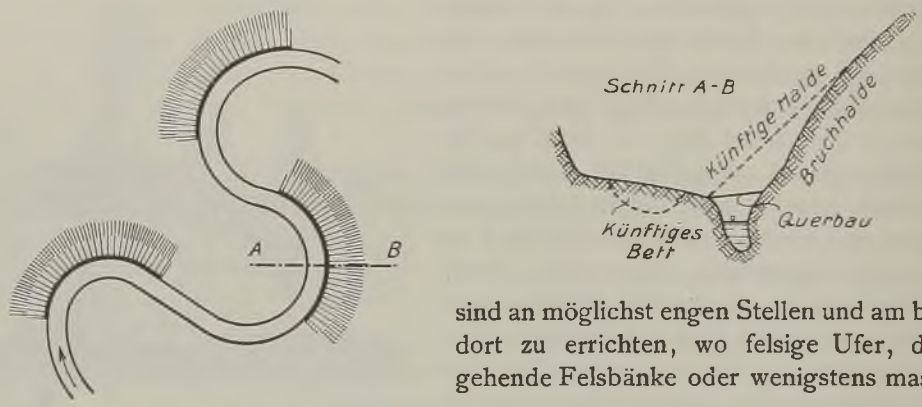
Abb. 200. Verbauung eines Wildbachs.
Längen 1 : 4000. Höhen 1 : 400.



zu ermäßigen. Die Seitenwände sind besonders da, wo sie die Prallufer bilden, gegen Ausspülung zu sichern, (Abb. 201 u. 202)[1]) am besten dadurch, daß man den Bach durch Querwände von der Bruchhalde ab nach der Mittellinie der Schlucht drängt.

a) **Steinerne Sperren** (Abb. 203 bis 205)[2]) oder Barren werden in Form liegender Gewölbe (Abb. 203) vorwiegend aus Trockenmauerwerk hergestellt, wobei jedoch, namentlich an der Krone, große durchbindende Steine zu verwenden sind. Die steinernen Sperren

Abb. 201 u. 202. Sicherung der Seitenwände gegen Ausspülung.



sind an möglichst engen Stellen und am besten dort zu errichten, wo felsige Ufer, durchgehende Felsbänke oder wenigstens massiges

Abb. 203 bis 205. Steinerne Sperre.

Abb. 203. Grundriß.

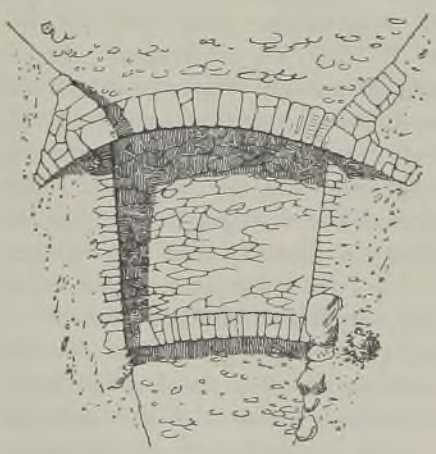


Abb. 204. Querschnitt.

Abb. 205. Längsschnitt.

[1]) Aus Engels »Handbuch des Wasserbaus«, S. 420 bis 441, auf das auch an dieser Stelle verwiesen wird.

[2]) Die Abb. 203 bis 210 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 5. Aufl., III. Teil, Bd. VI, Kreuter Kap. II, entnommen.

Bachgerölle vorhanden ist. Fehlende natürliche Felswiderlager sollten durch Widerlagsmauern ersetzt werden. Unterhalb der Sperre ist eine Einschränkung des Durchflußquerschnitts (Abb. 203 u. 204) nur so weit erforderlich, daß die Leitwerke und Ufermauern zwischen der Haupt- und Vorsperre von dem Fallwasser nicht getroffen werden.

Die Sicherung der nicht aus festem Felsen bestehenden Sohle erfolgt am besten, (Abb. 203 u. 205), dadurch, daß man in einem Abstand gleich der zwei- bis dreifachen Höhe der Hauptsperre unterhalb dieser eine niedrige Vorsperre errichtet und den wagerechten, tiefer als die Krone der Vorsperre liegenden Boden des Sturzbetts mit großen Steinen pflastert. Um an Kosten für das Sturzbett zu sparen, können die Sperren bei größerer Höhe stufenförmig hergestellt werden, wodurch die Kraft des Wassers gebrochen und dessen Angriff auf eine größere Fläche verteilt wird.

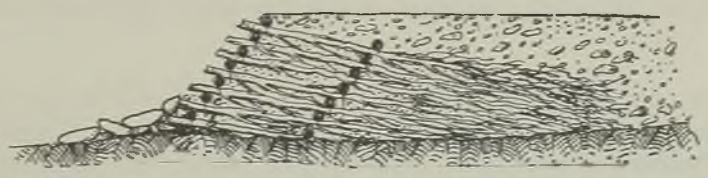
Die eigentlichen Talsperren sind Mauern von bedeutender Höhe, die in engen Schluchten mit Felswiderlagern errichtet werden und große Mengen des von oben herabkommenden Geschiebes zurückhalten.[1])

b) Hölzerne Sperren.

Wenn auch Holz im allgemeinen vergänglicher ist als Stein, so kommen doch Holzsperren nicht so leicht aus dem Zusammenhange wie Steinsperren und haben, am rechten Ort verwendet und zweckmäßig ausgeführt, eine lange Dauer.

Die Rauhbaumsperren oder rauhen Baumwehre (Abb. 206) bestehen aus übereinander liegenden Baumlagen, die durch aufgenagelte, ebenfalls aus rauhen Bäumen ge-

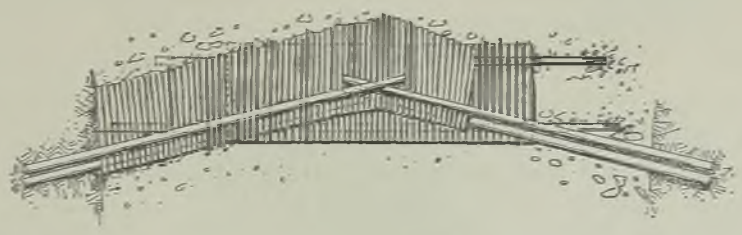
Abb. 206. Rauhbaumsperre.



bildete Riegel in der Querrichtung verbunden werden. Bei diesen Rauhbaumsperren erfolgt erst dann ein Überfall des Wassers, wenn die Zwischenräume durch den Schutt ausgefüllt werden.

Bei Mangel an langen Hölzern können aus Knüppelholz sog. Prügelsperren (Abb. 207 bis 209) hergestellt werden, die ein-, zwei- oder dreiteilig sein können, je nach-

Abb. 207. Grundriß einer zweiteiligen Prügelsperre.



dem die unter sich mittels Schrauben verbundenen und tief in das Gehänge eingelassenen Querhölzer (Abb. 207 u. 208) aus einem Stück oder aus zwei bzw. drei Teilen bestehen. Die Langhölzer (Abb. 207 u. 208) werden meistens rechtwinklig zu den Querhölzern auf

[1]) Talsperren werden ausführlich behandelt von MATTERN im Handb. d. Ing.-Wissensch. 4. Aufl., III. Teil, II. Band, II. Abt. und ENGELS a. a. O., V. Teil, S. 636 bis 697.

diese gelegt, mit langen Nägeln befestigt und talaufwärts möglichst an das Gelände angeschlossen. Die Zwischenräume füllt man mit Baumästen und dem vorhandenen Aushub aus und stellt ein Sturzbrett dadurch her, daß man erst auf einer einteiligen Sperre die zweiteilige darüber aufbaut (vgl. Abb. 207). Werden in der Mitte dünnere und nach den Seiten hin dickere Langhölzer gelegt, so senkt sich die Krone der Sperre von den Seiten nach der Mitte zu (vgl. Abb. 209), und das Wasser wird mehr in der Mitte gehalten.

Abb. 208 u. 209. Prügelsperren.

Abb. 208.

Abb. 209.

Sogenannte lebende Sperren aus wachsfähigen Flechtzäunen und angepfählten Faschinen können bei Wildbächen mit bedeutender Geschiebeführung nur in beschränktem Maße verwendet werden.

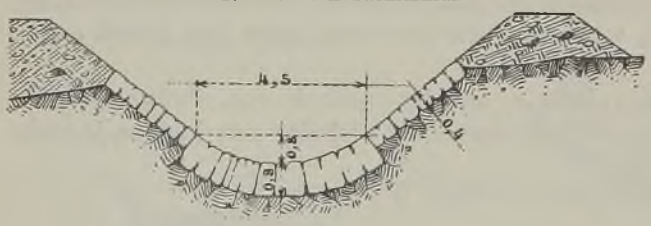
c) Sperren in gemischter Bauweise.

Diese bestehen im wesentlichen aus einem Holzgerippe mit Steinfüllung, wobei an Stelle des liegenden Gewölbes der steinernen Sperren ein liegendes Sprengwerk treten kann. Werden derartige Steinkastenbauten von kalkhaltigem Wasser durchtränkt und durch den Bach in Kalkschutt begraben, so gilt ihre Dauer als unbegrenzt.

d) Rinnsäler.

Im Bereich seines Schuttkegels muß dem Bach ein beschränktes und befestigtes Bett angewiesen werden, damit er jenen nicht verwüstet. Hierzu dienen die Rinnsäler (Schalen). Sie müssen so beschaffen sein, daß Hemmungen des Abflusses, die verderbliche Ausuferungen veranlassen, verhütet werden. Unvermeidliche Krümmungen sind mit möglichst großen Halbmessern auszuführen. Die Rinnsäler erhalten einen trapezförmigen Querschnitt, dessen stark befestigte Sohle nicht selten ausgerundet wird (Abb. 210)[1]).

Abb. 210. Wildbachrinnsal.



§ 52. Bändigung der Gebirgsflüsse.

Ein im Oberlauf Wildbäche aufnehmender Fluß gilt solange als Gebirgsfluß, wie er unter dem offenbaren Einfluß der Wildbäche steht. Durch die Bändigungsarbeiten an Gebirgsflüssen bezweckt man regelmäßigere Abfuhr der Geschiebe, landwirtschaftliche Bodenverbesserung, Ausnutzung der Wasserkraft und in einzelnen Fällen Ermöglichung oder Erleichterung der Flößerei, während eigentliche Schiffahrt ausgeschlossen ist. Die Verwilderung des Flusses ist außer auf die übermäßige Geschiebezufuhr auf das Fehlen widerstandsfähiger Mittelwasser- und Hochwasserufer zurückzuführen. Die Herstellung

[1]) Die Wildbäche konnten hier nur unvollständig erörtert werden. Näheres bringen KREUTERS eingehende Besprechungen in der 5. Aufl. des »Handb. d. Ing.-Wissensch.« Band VI, Kap. V, die auch bei der Bearbeitung des vorliegenden Abschnitts benutzt wurden.

des Gleichgewichtszustands hat eine Senkung des Wasserspiegels zur Folge, die bei nicht schiffbaren Flüssen nur erwünscht ist. Dem Bestreben, das Arbeitsvermögen des Hochwassers nicht zu vermehren, dient z. B. die in Abb. 211 dargestellte Querschnittform[1]).

Zur Bändigung der Gebirgsflüsse können die Vorkehrungen und Hilfsmitteln, die auch bei Flüssen des Hügel- und Flachlandes Anwendung finden und in den §§ 45 bis 51 besprochen wurden, verwendet werden. Aber auch hier hat eine Uferbefestigung nur dann Bestand, wenn die Sohle, auf der sie ruht, widerstandsfähig ist.

Abb. 211. Ein das Arbeitsvermögen des Hochwassers nicht vermehrender Querschnitt.

Da die bei Wildbachrinnsälern nützliche Pflasterung bei Gebirgsflüssen nicht ausführbar ist, so muß man hier die Sicherung der Sohle durch das Einsetzen von Grundschwellen erreichen, die bei mäßiger Stromkraft aus Packwerk, Senkfaschinen oder Steinen, bei größerer jedoch als bogenförmige Steinrippen oder Steinkasten hergestellt werden.

Zu Uferbauwerken an reißenden Flüssen sind Faschinenbauten, die von dem Geschiebe zernagt und zerstört werden, ungeeignet und durch die in solchen Gegenden reichlich vorhandenen Bruchsteine, oder durch Holz zu ersetzen. Als Normalquerschnitt ist bei geringen Schwankungen der Abflußmenge das einfache, bei großen das Doppelprofil zu wählen.

Wie bei andern Flüssen, so kommen auch bei den Gebirgsflüssen als Bändigungswerke Längs- und Querbauten, sowie Durchstiche zur Anwendung, wobei die Leitwerke aus gepflasterten, nötigenfalls auf Senkfaschinenlagen angeschütteten Schotterdämmen ausgeführt und mit kräftigen Queranschlüssen versehen werden.

§ 53. Regelung schiffbarer Flüsse.

Während es sich bei den Flußbauten an Gebirgsflüssen fast immer um eine zweckmäßige Lage und Gestaltung des Mittelwasserbetts, also nur um eine Verbesserung des betreffenden Wasserlaufs, Sicherung der Ufer, Abführung des Hochwassers und des Geschiebes handelt, ist bei schiffbaren Flüssen außerdem eine Festlegung und Verbesserung des Niederwasserbetts, mithin außer der Verbesserung auch eine Regelung (Regelierung) vorzunehmen. Dabei werden nur diejenigen Flußstrecken schiffbar genannt, die einen Fernverkehr mit verhältnismäßig großen Fahrzeugen gestatten.

Die bei der Verbesserung schiffbarer Flüsse vorkommenden Arbeiten bestehen in Beseitigung der Schiffahrtshindernisse, in Ausgleichung der Gefälle, Regelung des Flußbetts, Vermehrung der Wassertiefe, Befestigung der Ufer und in der Anlage von Deichen, die nicht allein der Landwirtschaft, sondern durch das Zusammenhalten der Hochfluten in einem begrenzten Bett und die hierdurch bewirkte Ausbildung eines tiefen Fahrwassers auch der Schiffahrt nutzen.

In der Behandlung des Flusses muß man einen Unterschied machen zwischen dem Mündungsgebiet und der Strecke oberhalb davon. Im Mündungsgebiet sind die bei der Regelung auftretenden Verhältnisse häufig noch durch die Einwirkung von Flut und Ebbe verwickelt. Es muß hier auf die vorbildliche von L. FRANZIUS entworfene und ausgeführte Regelung der Unterweser[2]) und auf die von ENGELS angestellten Versuche verwiesen werden[3]).

---

[1]) Aus ENGELS a. a. O., S. 423.

[2]) L. FRANZIUS und BÜCKING, »Die Korrektion der Unterweser«. 1895.

[3]) ENGELS a. a. O., S. 403, insbesondere auch über dem Gang der Entwurfsarbeiten.

Außer der Verbesserung der Krümmungen ist die Vertiefung der Übergänge für die Schiffahrt das wichtigste; es muß also gesorgt werden, daß das steigende Wasser die Übergänge möglichst wenig hebt, das fallende aber sie möglichst tief auswäscht (vgl. § 11); die Regelungsbauten müssen mithin, durch Festlegung bestimmter Übergänge bei Niedrigwasser die größte und bei Hochwasser die kleinste Wirkung haben. Eine gute Furt (Übergang) steht senkrecht zum Stromstrich und hat einen symmetrischen, der quadratischen Parabel entsprechenden Querschnitt. Zunächst erfolgt der Ausbau des Hochwasserbetts, wobei eine Vermehrung der Stromkraft vermieden werden muß, alsdann der des Niedrigwasserbetts.

Damit jeder Wasserspiegel feste Ufer vorfindet, muß man durch Verbauung der Nebenarme einen einheitlichen Mittelwasser-Stromschlauch schaffen, nötigenfalls durch künstliche neue Ufer. Besonderer Aufmerksamkeit bedarf die Entwicklung des Gefälles im Zusammenhang der geregelten mit den natürlichen Flußstrecken. Gute Querschnitte sind durch Breitenbeschränkung allein nicht durchzuführen [1]), auch nicht, wenn sie durch Baggerung unterstützt wird.

a) Tiefe und Breite des Fahrwassers.

Der als Kulturwerk ersten Ranges anzusprechenden Ausbau der deutschen Ströme hat nach vielen — manchmal auch mißlungenen — Arbeiten die Regelung soweit durchgeführt, daß folgende — teilweise noch zu verbessernden — Breiten und Tiefen des Fahrwassers bei Niedrigwasser erreicht sind: am Rhein von der holländischen Grenze bei Koblenz 2,50 m bei 150 m Fahrwasserbreite und einer durch Buhnen hergestellten Normalbreite von 300 m; bei Bingen 2,50 m bei 150 m nutzbarer Breite; in der Gebirgstrecke 2,50 bei mindestens 90 m Breite; Mainz bis Mannheim 2,50 bei 300 m, Mannheim bis Straßburg 2,0 m bei 160 bis 180 m Breite. Oberhalb Straßburg bis Basel (826 km von Rotterdam) ist der Ausbau des Stroms noch nicht vollständig durchgeführt; von Basel bis Konstanz ist der Rhein zur Zeit erst stellenweise schiffbar.

An der Weser bei Mittelkleinwasser: von Bremen bis Hoya 1,65 m bei 115 m Normalbreite und 50 m Sohlenbreite; bis Minden 1,50 bei 66 bzw. 31 m; bis Hameln 1,26 m bei 75 bzw. 29 m; bis Karlshafen 1,24 m bei 63 bzw. 28 m und bis Münden 1,1 bei 56 bzw. 25 m. Hierbei ist das Zuschußwasser aus der Waldecker Talsperre bei Hemfurt berücksichtigt.

An der Elbe sind die Normalbreiten, durch die die Schiffahrt, außer bei ganz trocknen Jahren, jetzt ausreichende Wassertiefen findet, wie folgt festgesetzt worden: bis zur schwarzen Elster 100 m, bis zur Mulde 130 m, bis zur Saale 150 m, bis Tangermünde 170 m und dann zunehmend 188 m (Havel), 256 m (Jeetzel) 313 m (Seeve). Auch hier werden die Wasserstraßen durch Zuschußwasser erhöht. In Böhmen von Lobositz bis Prag aufwärts (778 km von Hamburg) sind die Elbe und Moldau künstlich aufgestaut.

Die Oder hat bis zur Warthemündung 1,3 Tiefe bei gemitteltem Niedrigwasser, von da bis Breslau 1,0 m. Die Normalbreiten nehmen von Oderberg bis Weistritzmündung von 57 auf 90 m zu und dann bis zur Warthemündung auf 180 m.

An der Weichsel liegen die Normalbreiten zwischen 250 und 375 m, die Fahrwassertiefen bei gemitteltem niedrigstem Wasserstand schwanken zwischen 1,0 und 1,20 m. Ausführliche Angaben über die Fortschritte im Ausbau der Ströme siehe O. Teubert, a. a. O., I. Band.

b) Normalquerschnitte für das Niederwasser.

Da für das Mittelwasser der norddeutschen Flüsse auf Grund langjähriger Erfahrungen streckenweise geltende Normalbreiten angenommen wurden, so handelt es sich bei diesen

[1]) Teubert, »Die Verbesserung der Schiffbarkeit unserer Ströme durch Regulierung«. Berlin 1894.

Wasserläufen in der Regel darum, die an vielen Seiten bereits begonnene Niederwasserregelung in sachgemäßer Weise durchzuführen, wobei es sich empfiehlt, die erstrebten Wassertiefen und Niederwassernormalbreiten auf den gemittelten Niederwasserstand, d. h. auf den mittlern niedrigsten Sommerwasserstand eines langern Zeitraums, zu beziehen. Die Normalquerschnitte ergeben sich bei felsigem Untergrund unmittelbar aus der Wassertiefe und der Fahrwasserbreite, müssen jedoch bei beweglichen Flußbetten und bei einer unter Wahrung des Wasserabflusses vorzunehmenden Umgestaltung ihrer Querschnitte so ermittelt werden, daß sie außer den zu erstrebenden Tiefen auch die verlangten Breiten mindestens aufweisen.

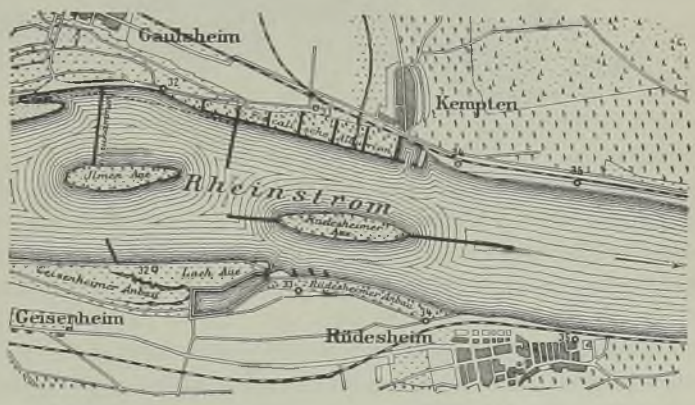
Symmetrische Normalquerschnitte sind jedoch in Krümmungen mit kleinern Halbmessern nicht verwendbar, weil dort eine Vergrößerung des Wasserquerschnitts und eine unsymmetrische Querschnittgestaltung erforderlich ist. Dabei sind die Krümmungen derart anzuordnen, daß die Böschungen an dem einbuchtenden, d. h. konkaven Ufer steiler, an dem vorspringenden, d. h. konvexen Ufer dagegen flacher werden. Der erreichbare Grad der Schiffbarkeit ist für jeden Fluß vor Beginn der Regelungsarbeiten zu bestimmen. Als Muster einer Regelung kann die der Weser dienen, über die L. SYMPHER berichtet hat[1]).

c) Baubestandteile und Regelungsarten.

Während früher, namentlich an Flachlandflüssen, der Packwerkbau bevorzugt wurde, wendet man sich in neuerer Zeit, besonders bei der Niederwasserregelung, mehr und mehr den Steinwerken zu. Von Sinkkörpern werden in Norddeutschland fast nur Senkfaschinen und Sinkstücke verwendet.

Bei den norddeutschen Flüssen finden von den Querbauten namentlich die bei der Verbesserung des Mittellaufs der Flüsse sehr geeigneten Buhnen Verwendung, an die sich behufs der Niederwasserregelung häufig versenkte Buhnen anschließen, die im Gegensatz zu den die Flüsse ganz durchquerenden Grundschwellen Stromschwellen heißen. Von den Längswerken werden die auch für den Unterlauf der Flüsse empfehlenswerten Leitwerke nicht so häufig benutzt wie die Buhnen, doch ist ihre Verwendung im Steigen begriffen.

Abb. 212. Spaltdämme. M. 1 : 40000.



Um bei Flußspaltungen (vgl. auch § 48) mit dauernd beizubehaltenden Inseln die Richtungen der Fahrwasser einigermaßen festzulegen, werden unter Umständen Spaltdämme genannte Trennungswerke als eine besondere Art von Längsbauten an jene Inseln angeschlossen. Bei der durch die »Rüdesheimer Au« verursachten Stromspaltung des Rheins (Abb. 212) ist beispielsweise der obere Spaltdamm 300 m, der untere 900 m lang. Spaltdämme werden manchmal auch bei dem Einlauf von Nebenflüssen in die Hauptflüsse, der bei schiffbaren Flüssen unter spitzem Winkel zu erfolgen hat, von der

[1]) SYMPHER zum XII Internat. Schiffahrskongreß Philadelphia 1912, I. Bericht, I. Frage.

durch die beiden Wasserläufe gebildeten Halbinselzunge aus stromabwärts in den Strom geführt, um eine regelmäßige Vereinigung beider Gewässer zu bewirken.

Durchstiche (vgl. § 48) kommen bei den deutschen schiffbaren Flüssen neuerdings seltener vor als früher, häufig dagegen bei der Verbesserung von Nebenflüssen, deren Vorflut zugunsten der Landwirtschsft verbessert werden soll.

d) Verbesserung der Stromschnellen.

Der Schiffahrt sehr hinderlich sind die nicht selten vorkommenden, meistenteils kurzen Strecken der Flüsse, die ein sehr starkes Gefälle und dementsprechend große Wassergeschwindigkeiten aufweisen: die Stromschnellen oder Katarakte. Sie sind da vorhanden, wo bei einem Gebirgsdurchbruch harte, den Angriffen des Wassers trotzende Felsen das Flußbett sperren.

Als Beispiel soll die 1,2 km lange Rheinstrecke unterhalb Bingen, (das »Binger Loch«), vorgeführt werden. Abb. 213 gibt einen Lageplan dieser Strecke; die Grenzen der Felsen sind durch Schraffur hervorgehoben; sie liegen bei niedrigem Wasser zum Teil, bei hohen Wasserständen ganz unter dem Wasserspiegel.

Abb. 213. Felsenstrecke des Rheins unterhalb Bingen. M. 1 : 10 000.

Unter dem Lageplan sind die Wasserspiegelgefälle vermerkt, wie solche sich vormals am rechten Rheinufer bei 150 cm Wasserstand am Pegel zu Bingen gestaltet haben. Hier sei hervorgehoben, daß 200 m oberhalb des Binger Loches ein kilometrisches Gefälle von 0,23 m, in demselben auf einer kurzen Strecke eine Gefälle von 8,2 m, unterhalb desselben aber ein solches von 1,92 m beobachtet ist.

Ein ähnlicher schroffer Wechsel der Gefälle und der Wassergeschwindigkeiten findet sich in allen Stromschnellen und aus den stellenweise entstehenden reißenden Strömungen erwachsen der Schiffahrt große Hindernisse und Gefahren. Vormals veranlaßte das besprochene Felsenriff einen förmlichen Wasserfall und die Schiffahrt war daselbst, namentlich bei niedrigen Wasserständen, nahezu unausführbar.

Die Besserung des gefährlichen Zustands der Felsenstrecke unterhalb Bingen erforderte Vertiefung und Verbreiterung des Fahrwassers durch Beseitigung der schädlichsten Felsen; hieran ist seit mehr als 200 Jahren mit längern Unterbrechungen und mit mäßigem Erfolg gearbeitet worden. Auch durch Herstellung des auf dem Lageplan angedeuteten zweiten Fahrwassers ist die Fahrt durch das Binger Loch nicht entbehrlich geworden.

Gegen Ende des vergangenen Jahrhunderts haben nun die technischen Hilfsmittel der Neuzeit es ermöglicht, das letztgenannte Fahrwasser erheblich zu verbreitern und zu

vertiefen. Man baut zu solchen Arbeiten einen Taucherschacht tragende Schiffe; nachdem dieser nach Art einer Taucherglocke bis auf die Fußsohle versenkt ist, wird das Wasser durch Preßluft verdrängt, so daß die Arbeiter hinabsteigen und auf dem Felsen stehend mit Bohrmaschinen Löcher für Sprengladungen herstellen können. Dann wechselt das Taucherschachtschiff seinen Platz und auf elektrischem Wege erfolgt die Zündung der Ladungen. Der Steinschutt wird mittels Eimerbagger beseitigt.

Von sonstigen bedeutenden Stromschnellen sind die zu nennen, die sich in der untern Donau auf ihrem Laufe durch Rumänien und Jugoslawien innerhalb der etwa 130 km langen Strecke zwischen Moldova und Turn-Severin befinden. Auch hier sind umfangreiche Besserungsarbeiten vorgenommen.

e) Vergrößerung der niedrigsten Wassertiefen durch Zuschußwasser.

Auf den großen deutschen Strömen wird eine wesentliche Erhöhung der Fahrwassertiefen bei niedrigsten Wasserständen durch Zuschußwasser aus Staubecken erstrecbt und bereits durchgegeführt[1]). An der Oder soll durch ein Staubecken bei Ottmachau an der Glatzer Neiße (Fassungsraum 118 bis 260 Millionen cbm) die durch Regelung zu erreichende Mindestfahrwassertiefe auf 1,40 bzw. 1,70 m gebracht werden; an der Elbe bei Magdeburg durch Zuschußwasser aus den Saaletalsperren auf 2,20 m; an der Weser hat die erste ausgeführte Anlage des Waldecker Sammelbeckens im Edertal (Nebenfluß der Fulda) mit einer mittlern jährlichen Abflußmenge von 500 Millionen cbm zur Folge gehabt, daß die Fahrwassertiefen bei Münden von 0,75 auf 1,10, bei Minden von 1,25 auf 1,41 und unterhalb der Allermündung von 1,50 auf 1,55 m erhöht wurden. Für den Rhein denkt man den Bodensee als Riesenstaubecken zu benutzen.

f) Hilfsarbeiten.

Außer den vorstehend besprochenen Sprengungen unter Wasser sind hier als wasserbauliche Hilfsarbeiten die Baggerungen, dann die Beseitigung gesunkener Baumstämme, sowie einzelner großer Steine und mitunter der Reste älterer Bauwerke zu erwähnen.

Die Baggerungen befördern die Ausführung der Regulierungen in hohem Grade, sind an manchen Stellen, namentlich in der Nähe der Einmündung von Nebenflüssen, auch für die dauernde Erhaltung der Fahrtiefen unentbehrlich, und das durch sie gewonnene Material kann oft zum Bau der Regulierungswerke vorteilhaft verwendet werden.

Gesunkene Baumstämme und Baumstümpfe, die noch den Uferabbrüchen früherer Jahrhunderte entstammen, sind zeitweise von Sinkstoffen bedeckt, treten aber bei deren Abschwemmung und der damit verbundenen Verlegung der Fahrrinne über die Flußsohle vor und bilden dann gefährliche Schiffahrthindernisse, die beseitigt werden müssen. Als Hebemaschine können Windbäume, die auf zwei nebeneinander gekuppelten Fahrzeugen gelagert sind, benutzt werden.

Unterhaltungsarbeiten erstrecken sich auf die Instandhaltung aller Strombauwerke, Überwachung der Verlandungen und Anpflanzungen, die Kenntlichmachung der Fahrrinne und relmäßige Feststellung ihrer Veränderung, insonderheit nach jedem grösseren Hochwasser.

F. Fluß- und Kanalschleusen.

§ 54. Die Schiffschleusen im allgemeinen.

Ein Bauwerk, das zwei Wasserflächen von verschiedener Spiegelhöhe durch eine verschließbare, Schiffe durchlassende Öffnung miteinander verbindet, wird Schiffschleuse oder Schiffahrtschleuse genannt. Während die beim künstlichen Aufbau von Flüssen

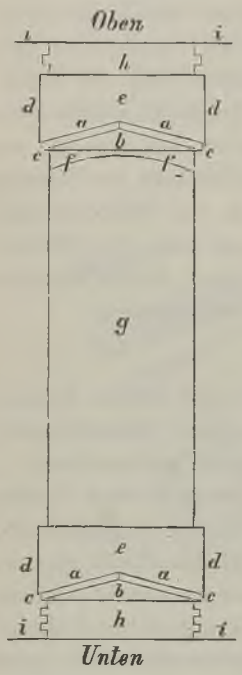
[1]) Mattern a. a. O. und Handb. der Ing.-Wissensch. 5. Aufl., III. Teil, VI. Bd., VII. Kap., Leipzig 1921.

(vgl. § 41) erbauten Stromschleusen hauptsächlich dazu dienen, die Wehranlagen für die Schiffe fahrbar zu machen, sollen die Kanalschleusen die einzelnen wagerechten Haltungen voneinander abschließen und das Wasser am Abfließen hindern.

a) Die verschiedenen Teile einer Schleuse.

Dies sind das Haupt bzw. die Häupter, d. h. die festen Umrahmungen der Durchfahrtsöffnungen, einschließlich der zu ihrer zeitweiligen Absperrung dienenden Verschlußvorrichtungen, sowie, wenn eine solche vorhanden ist, die zwischen beiden liegende Kammer, nach der solche Schleuse Kammerschleuse genannt wird. Die Kammer, die das zu schleusende Schiff aufnimmt, kann, wie schon früher ausgeführt, nach Belieben mit dem Ober- oder Unterwasser in Verbindung gesetzt werden, wobei das Fahrzeug entweder auf den höheren Wasserstand gehoben oder auf den niedrigern gesenkt wird. Die gewöhnlich aus zwei um eine senkrechte Achse drehbaren Torflügeln, zwei Torsäulen und einer Schlagschwelle bestehende Verschlußvorrichtung heißt das Tor der Schleuse oder das Schleusentor. Man nennt jedoch abkürzend die Torflügel oft Tore.

Abb. 214. Gewöhnliche Kammerschleuse.



Die Benennungen der einzelnen Teile einer gewöhnlichen Kammerschleuse (Abb. 214)[1], sind folgende: jeder der beiden Flügel *aa* des Tores lehnt sich mit seinen Unterkanten gegen die auch Drempel genannte Schwelle *b* und mit den Hinterkanten gegen die Wendenischen *c*. Nach erfolgtem Öffnen liegen die Flügel in den Torkammernischen *d*, die zu beiden Seiten die Torkammer *e* begrenzen, deren Grundfläche Torkammerboden heißt. Zwischen dem bei Fluß- und Kanalschleusen gewöhnlich nach unten hin durch einen Abfallboden oder eine Abfallmauer *f* begrenzten Drempel des obern Tores und der untern Torkammer liegt die Kammer *g*. Außerhalb der obern Torkammer und des untern Drempels liegen fast immer die Vorschleusen *h*, bei denen man die obere und untere unterscheidet. Ebenso teilt man die Häupter in das Oberhaupt *heb*, sowie das Unterhaupt *ebh* mit den etwaigen Flügelmauern *i* ein. Den Höhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasser nennt man das Schleusengefälle.

Das Schleusen der Schiffe geht in folgender Weise vor sich. Ist der Wasserstand in der Kammer, wie in Abb. 215, der des Oberwassers, und will ein Schiff flußabwärts fahren, so wird das obere Schleusentor geöffnet und, nachdem das Fahrzeug in die Kammer eingefahren ist, wieder geschlossen. Öffnet man dann die Schützöffnungen des untern Tores, so senkt sich der Wasserstand der Kammer und damit auch das Schiff auf denjenigen des Unterwassers, und das Fahrzeug kann nach Öffnen des untern Tores in das Unterwasser einfahren. Will man dagegen das Schiff flußaufwärts befördern, so wird das obere Schleusentor geschlossen und das Fahrzeug fährt in die Kammer durch das geöffnete untere Tor, das dann wieder geschlossen wird. Öffnet man nun die Schütze des obern Tores, so wird der Wasserstand der Kammer auf denjenigen des Oberwassers gebracht, und das mitgehobene Schiff kann durch das obere Tor in das Oberwasser eintreten.

[1]) Die Abb. 214, 217 bis 222, 230 bis 243, 246 bis 248 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 5. Aufl. 1914, III. Teil, dem von Geh. Admiralitätsrat L. Brennecke verfaßten und bei der Bearbeitung des vorliegenden Abschnitts benutzten Bd. VIII: »Die Schiffsschleusen« entnommen.

b) Die verschiedenen Arten von Schiffschleusen.

Nach dem Zweck, sowie nach der Größe und Gestaltung der Kammern unterscheidet man:

α) *Die einfache Kammerschleuse* (Abb. 215 und 216) gestattet den Schiffen jederzeit die Durchfahrt mittels Durchschleusens, kann jedoch nur nach einer Seite hin höheres Wasser kehren, d. h. halten; sie besteht, wie oben ausgeführt, aus der Kammer und zwei Häupter mit je einem Tor.

Abb. 215 u. 216. Kammerschleuse.

Abb. 215. Längsschnitt.

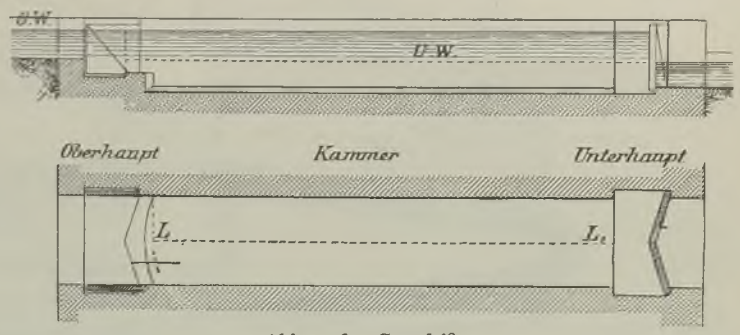
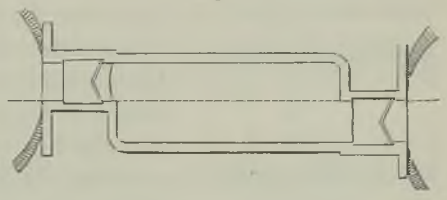


Abb. 216. Grundriß.

β) *Doppel- oder Zwillingsschleusen* entstehen, wenn Schleusen von gleichen Abmessungen miteinander vereinigt werden; auch können, zur raschern Beförderung von Schiffen verschiedener Größe, die nebeneinander liegenden Schleusen verschiedene Abmessungen erhalten.

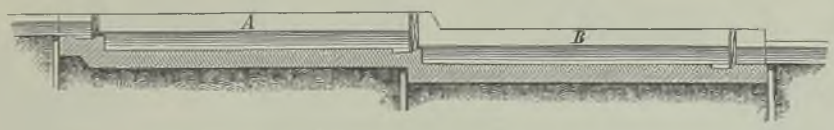
Abb. 217. Kammerschleuse mit versetzten Häuptern.



γ) *Kammerschleusen mit versetzten Häuptern und Kesselschleusen.* Bietet eine Kammerschleuse für zwei nebeneinander liegende Schiffe Raum, so erhält sie die in Abb. 217 dargestellte Anordnung, im übrigen aber abgesehen von der Versetzung der Häupter die Einrichtung der gewöhnlichen Kammerschleuse. Eine Schleuse, deren Kammer in ähnlicher Weise eine größere Anzahl Schiffe aufnehmen kann, wird Kesselschleuse genannt. Schleusen für zwei nebeneinander liegende Schiffe werden in neuerer Zeit selten gebaut.

δ) *Kuppelschleusen.* Muß nach einer Richtung hin ein größeres Gefälle überwunden werden, als mit einer einfachen Kammerschleuse möglich ist, so kann man zwei oder mehrere solcher derart hintereinander legen, daß das Unterhaupt der obern Schleuse zugleich Oberhaupt der untern ist (Abb. 218).

Abb. 218. Kuppelschleuse.



ε) *Die Schutz- oder Dockschleuse* (Abb. 219), die als Fluß- und Kanalschleuse ausnahmsweise vorkommt, soll nur nach einer, der Außenseite, und bloß zeitweilig höheres Wasser kehren, sonst aber offen stehen und freie Durchfahrt gestatten. Die Schutzschleuse besteht demgemäß nur aus einem Haupt mit einem Tore. Den Namen Dockschleusen tragen diese Schleusen, weil man in England die Hafenbecken, in denen man mittels einhäuptiger Schleusen einen gleichmäßigen Wasserstand erhält, Docks nennt. Wird sie mit der dem Flusse zunächst liegenden Kammerschleuse vereinigt, so ergibt

sich ein Unterhaupt mit 2 Toren (Abb. 220) wie es auch Kammerschleusen haben, die nach beiden Seiten kehren sollen.

ζ) *Die Zugschleusen.* Da mit der Zunahme der Schleppschiffahrt die ältern Schleusen nicht mehr genügten, so stellte man sog. Zugschleusen, d. h. Schleusen

Abb. 219. Schutzschleuse.

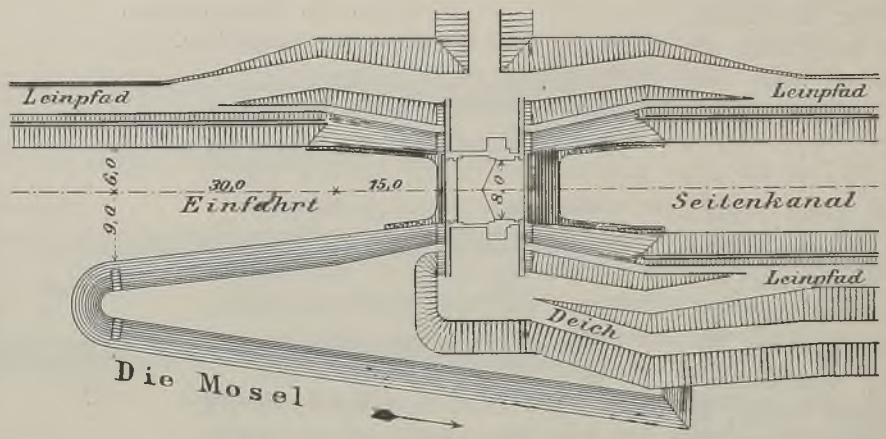
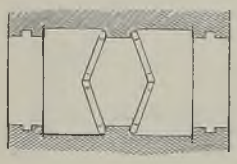


Abb. 220. Schleusenhaupt mit zwei Toren.



mit drei Häuptern hintereinander, her, bei denen je nach Bedarf entweder die ganze Kammerlänge zwischen den beiden äußern Toren oder nur der zwischen dem mittlern Tor und einem der beiden äußern gelegene Teil benutzt wird. Beim Verkehr von sehr langen Schleppzügen teilt man diese bisweilen und gibt der Kammer die doppelte Breite, so daß eine zweireihige Zugschleuse entsteht; die Häupter sind »versetzt«. Die Anlage ist billig aber zeitraubend im Betrieb.

Zugschleusen großer Länge sind des Wasserverbrauchs wegen für Kanäle nicht empfehlenswert. Abb. 221 und 222 stellen Zugschleusen des Elbe-Travekanals dar,

Abb. 221 u. 222. Schleusen des Elbe-Trave-Kanals.

Abb. 221. Längenschnitt.

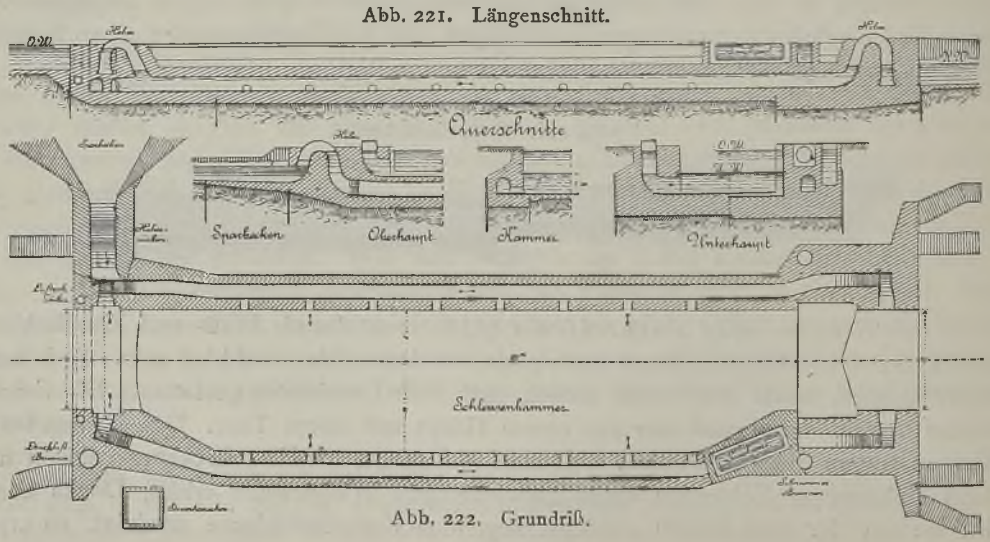
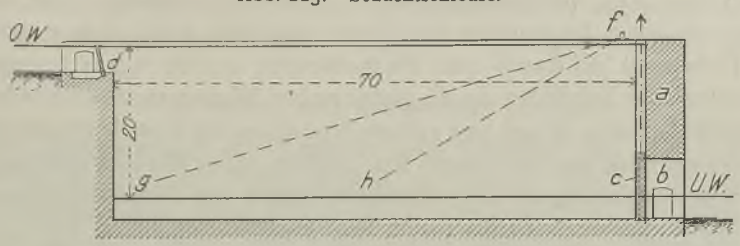


Abb. 222. Grundriß.

die einen Schlepper mit 2 Anhängern oder mit einem ganz großen Schiff aufnehmen können.

η) *Die Schachtschleuse* (Abb. 223) dient zur Überwindung großer Schleusengefälle mittels einer Schleusung. Ihr Unterhaupt wird durch eine Quermauer abgeschlossen unter der sich die meist mit einem Hubtor versehene Durchfahrtöffnung befindet. Sie

Abb. 223. Schachtschleuse.



gibt eine gute, schon von 8 bis 9 m Gefälle an zu empfehlende Versteifung der Schleusenwände. Die übrige Einrichtung, Klapptor am Oberhaupt, Spille zum Vorholen der Schiffe usw. geht aus der Abbildung hervor.

ϑ) *Die Hotoppschleuse* (s. Abb. 221 u. 222), die die Verschlußvorrichtungen durch Heberwirkung schnell, sicher und ohne Verschleiß betätigt, ist am Elbe-Travekanal angewendet worden. Auch die Machnower Schleuse im Teltowkanal wird durch Heberverschlüsse bedient[1]).

ι) *Die Nyholmschleuse* ist bei dem Weserwehr in Hemelingen angewendet worden; ihre Eigentümlichkeit beruht darin, daß die Bewegung der Tore durch die unmittelbare Ausnutzung des Wasserdrucks erfolgt. Die genauere Beschreibung der nicht ganz einfachen Einrichtungen bringt ENGELS, a. a. O., S. 1204.

κ) *Die Sparschleusen* wurden schon in § 29b besprochen; ihr Gedanke, die bei der Leerung der Kammer ausfließende Wassermenge nicht ganz verloren gehen zu lassen, sondern durch Aufspeicherung in Sparbecken für die nächste Schleusung wieder nutzbar zu machen, läßt sich mit den meisten andern Schleusenausführungen verbunden. (Berechnung bei ENGELS a. a. O., S. 1213).

λ) *Einige veraltete Schleusenarten* sollen nur kurz erwähnt werden. Es sind: die mit drei Häuptern versehene Weichenschleuse, die Sackschleuse, bei der die beiden Häupter nebeneinander liegen, die Wendeschleuse, bei der die Größe der Kammer das Umwenden der Kähne ermöglicht usw.

c) Schleusen bei großen Gefällen.

Bei großen Gefällen wurde früher auch die gewöhnliche Kammerschleuse ausschließlich angewandt, indem man entweder eine größere Anzahl Einzelschleusen mit kurzen Haltungen anordnete oder mehrere Schleusen kuppelte (Abb. 218), was zwar weniger Mauerwerk und Tore, aber sehr viel Wasser erfordert und große Zeitverluste für das durchzuschleusende Schiff bedingt. Wenn man die zur Überwindung eines großen Gefälles dienenden Schleusen nicht unmittelbar kuppelt, sondern durch kurze Zwischenräume trennt, nennt man das eine Schleusentreppe, wie sie z. B. bei Niederfinow mit 4 Schleusen gebaut wurde. Näheres siehe § 65. In neuerer Zeit werden zur Überwindung starker Gefälle Schachtschleusen oder besser künstliche Schiffshebewerke

[1]) H. ARNOLD, »Die Hotoppschen Betriebseinrichtungen des Elbe-Trave-Kanals«, Zeitschr. f. Architektur und Ingenieurwesen 1899. Nr. 11 (auch bei ENGELS, S. 1196).

verwendet, die eine bedeutende Wasser- und Zeitersparnis herbeiführen; sie werden eingehend in § 65 besprochen.

d) Die Abmessungen der Schiffsschleusen.

Sie richten sich nach der Größe der durchfahrenden Schiffe und nach dem bei der Durchschleusung nötigen Spielraum, der auf jeder Seite des Schiffes bei Kanalschleusen mindestens 0,1 bis 0,2 m, bei Flußschleusen 0,15 bis 0,3 m beträgt. Der von dem Tiefgang und dem etwaigen Schwanken der Schiffe von vorn nach hinten abhängige Spielraum in der Tiefe muß bei Kanal- und Flußschleusen 0,2 bis 0,5 m betragen und auch bei dem kleinsten die Schiffahrt noch gestattenden Wasserstand vorhanden sein. Bei wichtigen Schiffahrtkanälen ist auf eine spätere Vertiefung der Kanäle Rücksicht zu nehmen.

Der Spielraum zwischen der Länge des Schiffes, unter Berücksichtigung des Steuerruders, und den Begrenzungen der nutzbaren Länge der Schleusenkammer kann bei Kanalschleusen im ganzen zu 0,5 bis 1,0 m, bei Flußschleusen zu 1,0 bis 1,5 m für Einzelschiffe, bei Zugschleusen doppelt so groß angenommen werden[1]).

Über die Abmessungen der Schleusen wurde schon in § 29 b) gesprochen, insbesondere über die der Kanalzugschleusen. Die Zugschleusen in aufgestauten Flüssen haben, da es auf den mit wachsender Größe zunehmenden Wasserverbrauch nicht so ankommt, wie in Kanälen, meist eine größere Länge, so daß sie die längsten Züge aufnehmen können. Die in der Weser bei Hemelingen und Dörverden sind 350 m lang und 12,5 m breit; neben der erstern liegt noch eine Kammer von 70 m Länge, während in der Dörverdener Schleuse eine kleinere Kammer von 85 m Länge abgetrennt werden kann.

§ 55. Der Schleusenkörper[2]).

Er umfaßt die festen Teile einer Schleuse im Gegensatze zu den beweglichen, d. h. den Toren nebst ihrem Zubehör. Während die Bauweise durch die Beschaffenheit des Untergrunds, die Lage und Größe der Schleuse, die Größe des Gefälles und des Verkehrs bedingt wird, hängt die Wahl des Baustoffs auch mit von der größern oder geringern Bedeutung der Schleuse, und von dem Grade der verlangten Dauer ab.

Erhalten die beiden Häupter an der Kammerseite durch Querspundwände genügenden Abschluß, so brauchen, wenn das Vorhandensein steiler Kammerwände zur möglichsten Beschränkung der zum Durchschleusen erforderlichen Wassermenge und Zeit nicht nötig ist, die alsdann zulässigen Böschungen der Kammer nur in einfachster Weise gegen die Angriffe des beim Füllen und Leeren oder durch Wind bewegten Wassers gesichert zu werden; dasselbe gilt auch von dem Kammerboden.

Als Baustoffe werden hauptsächlich Steine und hydraulischer Mörtel, Beton, Holz und Eisen verwendet. Von Steinen verwendet man die gewöhnlichen Backsteine zur Herstellung von Hintermauerungen, glashart gebrannte Klinker für die Verblendung der äußern Mauerflächen und lagerhafte, wetterbeständige Werksteine für Kanten, Vorsprünge und besondere Sicherheit erfordernde Teile. Mitunter hat man zur Verkleidung der Wendenischen, Ecken usw. Gußeisen verwendet. Der Beton und Eisenbeton gewinnt immer mehr Bedeutung für die Schleusenbauten; so wurden die großen Schleusen bei Hemelingen und Minden aus Beton, die des Rhein-Hernekanals aus Eisenbeton hergestellt.

---

[1]) ENGELS verlangt in seinem Handbuch noch größere Spielräume; die hier angegebenen stellen jedenfalls das Mindestmaß dar.

[2]) Wegen der »Bestimmung der Form und Stärke der Seitenwände« siehe »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1904, III. Teil, Bd. VIII, S. 26 bis 51. Die Berechnung der Schleusenkörper, für die volle und leere Schleuse, für die Fälle mit oder ohne Grundwasser, die Bestimmung des Erddrucks auf den Boden und die Seitenwände enthält auch ausführlich ENGELS Handbuch, Teil X.

Von Hölzern sind Nadelhölzer, besonders Kiefernholz, zu den Rammpfählen, sowie zu den Spund- und Belagbohlen verwendbar, während zu allen starkem Druck und Stoß, der Wasserbewegung und zeitweilig der Luft ausgesetzten Teilen hartes, gewöhnlich Eichenholz zu nehmen ist. Vorzüge hölzerner Schwellen sind Billigkeit, rasche Herstellung und das bei schlechtem Untergrund sehr erwünschte geringe Gewicht.

Das Eisen dient nur bei den Toren als selbständiger Baustoff, während es bei dem festen Schleusenkörper bloß zur Verbindung anderer Stoffe, besonders der Hölzer, sowie als Einlage in den Beton zur Vergrößerung der Zugfestigkeit benutzt wird.

a) Füllen und Leeren der Kammer.

Um den Wasserstand in der Kammer nach Bedürfnis mit dem Ober- oder Unterwasser auf ein und dieselbe Höhe bringen zu können, müssen die Kammerschleusen mit dicht verschließbaren, leicht und rasch zu öffnenden und zu schließenden, zwischen der Kammer und dem Ober- sowie Unterwasser befindlichen Öffnungen versehen sein. Zu dieser Verbindung zwischen der Schleusenkammer uud den beiden benachbarten Wasserständen dienen Schützöffnungen in den Toren, Umlaufkanäle mit möglichst glatten Wänden und sanften Biegungen in oder hinter den Seitenwänden, sowie Grundläufe in der Sohle des Bauwerks.

Liegen die Schützöffnungen ganz unter dem Unterwasser, so berechnet sich bei Schleusen mit lotrechten Seitenwänden die zum Füllen der Schleusenkammer erforderliche Zeit t (Sekunden) wie folgt:

Es bezeichnet für Metermaß

G die Grundfläche des zwischen den Toren gemessenen Wasserspiegels,
F den Gesamtquerschnitt der Schützöffnungen,
h den Höhenunterschied zwischen Oberwasser- und Unterwasserspiegel,
μ die Ausflußzahl.

Anfänglich ist die Druckhöhe $= h$, also die Ausflußgeschwindigkeit $= \sqrt{2g \cdot h}$, sie nimmt aber nach und nach ab und wird gleich Null, wenn die Kammer gefüllt ist. Als Mittelwert setzt man $\frac{1}{2}\sqrt{2g \cdot h}$. Das ist nur ein Näherungswert, aber gut gewählt.

Unter dieser Annahme fließen in t Sekunden $t \cdot \mu \cdot F \cdot \frac{1}{2}\sqrt{2g \cdot h}$ cbm aus und es folgt aus $G \cdot h = t \cdot \mu \cdot F \cdot \frac{1}{2}\sqrt{2g \cdot h}$

$$t = \frac{2G \cdot h}{\mu \cdot F \cdot \sqrt{2g \cdot h}} = \frac{2G \cdot \sqrt{h}}{\mu \cdot F \cdot \sqrt{2g}}. \tag{27}$$

Für Schützöffnungen kann man $\mu = 0{,}60$, für Umläufe etwas weniger annehmen.

Unsere Formel läßt sich auch bei der Berechnung der zur Entleerung der Kammer erforderlichen Zeit benutzen, so lange die Öffnungen ganz unter dem Unterwasser liegen [1]).

Aus obiger Formel kann die für eine bestimmte Füllungs- und Entleerungszeit von gewöhnlich 4 bis 5 Minuten erforderliche Größe der Schützöffnungen berechnet werden, deren Höhe für gewöhnliche hölzerne Tore nicht über 0,5 bis 0,6 m und deren Breite nicht größer als 1 m anzunehmen ist.

Da eine Ausbesserung der Umlaufkanäle schwierig ist, werden in der Regel bei den Unterhäuptern der Kanalschleusen die auch billigern Schütze den Umlaufkanälen vorgezogen, während diese bei den Oberhäuptern besonders dann angewendet werden, wenn die Schützöffnungen die niedrigern Obertore zu sehr schwächen, oder wenn sie

---

1) Für das Füllen und Leeren von Kammern mit geböschten Wandungen vgl. »Elemente des Wasserbaues« von Sonne und Esselborn, S. 323.

höher als das Unterwasser liegen würden. Werden Umläufe symmetrisch und so angeordnet, daß sie dicht über dem Torkammerboden beginnen und möglichst nahe dem Boden der Schleusenkammer ausmünden, so vernichten sich die beiden Wasserstrahlen bei gleichzeitig geöffneten Umläufen, weshalb diesen dann eine größere Weite gegeben werden darf, als sie bei Torschützen zulässig wäre.

Die in der Kanalsohle liegenden Grundläufe sind bei gemauerten Sohlen empfehlenswert, wenn das Bauwerk auf Fels- oder Tonboden steht und deshalb im trocknen ausgeführt werden kann. Für den Querschnitt empfehlen sich sowohl bei den Grundläufen als auch bei den Umläufen rechteckige, oben abgerundete, oder eiförmige Begrenzungen. Im allgemeinen werden große Umläufe höher als breit, große Grundläufe dagegen breiter als hoch hergestellt, um die Stärke der Seitenwände bzw. die Gründungstiefe nicht unnötig zu vergrößern.

Sind die Querschnitte der Grundläufe so groß, daß bei Einführung der ganzen Wassermenge durch nur eine Öffnung die ruhige Lage der in der Schleusenkammer befindlichen Schiffe zu sehr gestört würde, so versieht man den Hauptkanal mit einer größern Anzahl möglichst unmittelbar über der Sohle der Kammer in diese mündender Stichkanäle, die, wenn in beiden Seitenwänden Umläufe vorhanden sind, einander gegenüber münden müssen, damit die Strömungen sich gegenseitig vernichten.

Dienen Stichkanäle als Spülvorrichtungen zur Reinhaltung der Schleusenböden, d. h. zur Beseitigung von Ablagerungen, so darf, zur Erzeugung möglichst kräftiger Strömungen, der Gesamtquerschnitt der Stichkanäle nicht größer als der Querschnitt des zuführenden Hauptkanals sein. Auch müssen die Stichkanäle so angeordnet werden, daß die gesamte Wassermenge die zu spülende Bodenfläche bestreicht; sie dürfen daher nie höher als breit sein, weil sonst die obern Wasserschichten den Boden nicht treffen.

b) Die Schleusenböden.

Die Schleusenböden werden in steinerne und hölzerne eingeteilt; sie unterliegen in der Regel einer eigenartigen Beanspruchung. Wenn der Untergrund mit Wasser durchtränkt ist, was gewöhnlich der Fall, sind die Böden einem von unten nach oben gerichteten Wasserdruck, einem Auftrieb, ausgesetzt. Das erklärt sich, wenn man bedenkt, daß die Seitenmauern den im Wasser von vornherein vorhandenen Druck durch Belastung steigern, während im Bereich der Böden eine Entlastung stattgefunden hat. Der Druck des unter den Seitenmauern befindlichen gepreßten Wassers teilt sich den benachbarten Wassermassen wenig vermindert mit und wirkt nach allen Richtungen. Das Wasser ist also bestrebt, die Schleusenböden zu heben. Auch beim Bau der Schleusen beobachtet man an der Sohle der Baugruben einen Auftrieb; es ist schon vorgekommen, daß der Untergrund sich nebst den Pfählen eines angefangenen Pfahlrostes gehoben hat.

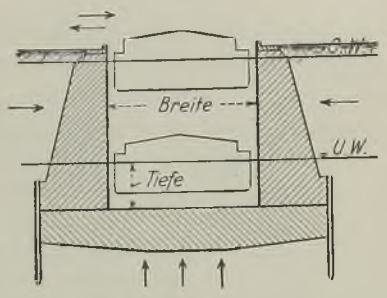
a) Die steinernen Böden haben, seitdem die Herstellung und Versenkuug großer Betonmassen möglich wurde, namentlich für größere Schleusen die Holzböden verdrängt. Damit bei tief liegendem festem Untergrund ein aus Beton bestehender Steinboden nicht zu stark wird und um diesen gegen Zugspannungen widerstandsfähiger zu machen, werden die Schleusenböden aus Beton mit Eiseneinlagen hergestellt.

Der Beton und Eisenbeton vermindert die früher beobachteten, durch den Auftrieb verursachten Risse im Boden und gestattet eine namentlich bei langen Schleusen ins Gewicht fallende Erleichterung der Kammerwände. Er ist besonders am Platze, wo die Sohle der ausgehobenen Baugrube schon einen genügend tragfähigen Baugrund ergibt, und wo dieser erst tiefer liegt, in Form der Eisenbetonplatte auf hölzernen Pfahlrost. Besonders kommt der Massivbau, also Stein oder Beton bei Schleusenbauten an oder

in offenem Wasser in Betracht. Bei langen Schleusen wählt man für den Kammerboden, um dem Aufbrechen zu begegnen, auch wasserdurchlässige Ausführung, wobei aber die Torwände durch wasserdichte Querspundwände abzuschließen sind, doch auch dann nur, wenn durch die Sickerverluste keine Ausspülungen unter dem Kammerboden zu befürchten sind[1]).

Auch bei den Steinböden empfiehlt es sich, alle vorspringenden Kanten und Flächen, wie z. B. die Drempel, die Begrenzung der Vorböden gegen die Torkammerböden usw., aus sehr festen Quadern (Basaltlava oder Granit) herzustellen. Auch Eisen wird zum Schutz der Kanten verwendet, besonders Flußstahlplatten. Während sämtliche Teile des Bodens der Häupter von Fluß- und Kanalschleusen eine wagerechte Begrenzung erhalten (siehe Abb. 224), können die Kammerböden als verkehrte Gewölbe gebildet werden, denen die Seitenmauern als Widerlager dienen.

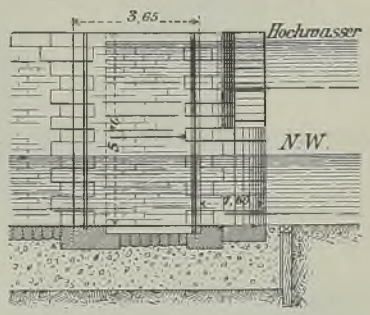
Abb. 224. Schnitt durch eine Schleusenkammer.



Da ein zusammenhängender, sorgfältig aus Mauerwerk oder Beton in genügender Dicke hergestellter Boden als völlig dicht angesehen werden darf, braucht hier nicht, wie bei Holzböden an jeder Stelle, wo darüber eine ungleiche Wasserhöhe vorkommt, eine Querspundwand unter dem Schleusenboden angeordnet zu werden, sondern es genügt zur Sicherheit, daß das Oberwasser nicht unter dem Boden hindurch nach dem Unterwasser dringe, nur je eine Querspundwand am obern und untern Ende des einheitlichen Bodens. An diese Querspundwände dicht anschließend sind, da die Herstellung des Bodens, namentlich bei Betongründung unter Wasser, die Umschließung des ganzen Bettes fordert, fast stets auch Längsspundwände anzuordnen.

Abb. 225 u. 226. Schutzschleuse. M. 1 : 200.

Abb. 225. Längenschnitt.



Da guter Beton den Angriffen, denen ein Schleusenboden ausgesetzt ist, allein zu widerstehen vermag, so bedürfen Betonböden höchstens in den Drempeln der genauen Form wegen einer Übermauerung.

Eine besonders sorgfältige Bearbeitung erfordert der Drempel, damit die einzelnen, möglichst groß herzustellenden Steine durch das Anschlagen der Tore nicht verschoben werden. Bei Schleusen mit geraden Toren wird der Fugenschnitt rechtwinklig zu den Anschlagslinien des Drempels angeordnet; auch fächerartig liegende Fugen kommen vor, wie dies der Grundriß einer 6 m weiten Schutzschleuse (Abb. 225 u. 226), an die sich die Kammerschleuse einer Flußkanalisierung anschließt, zeigt.

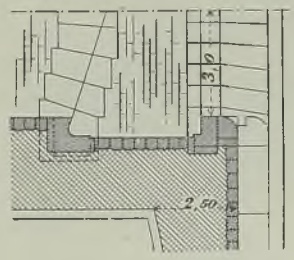


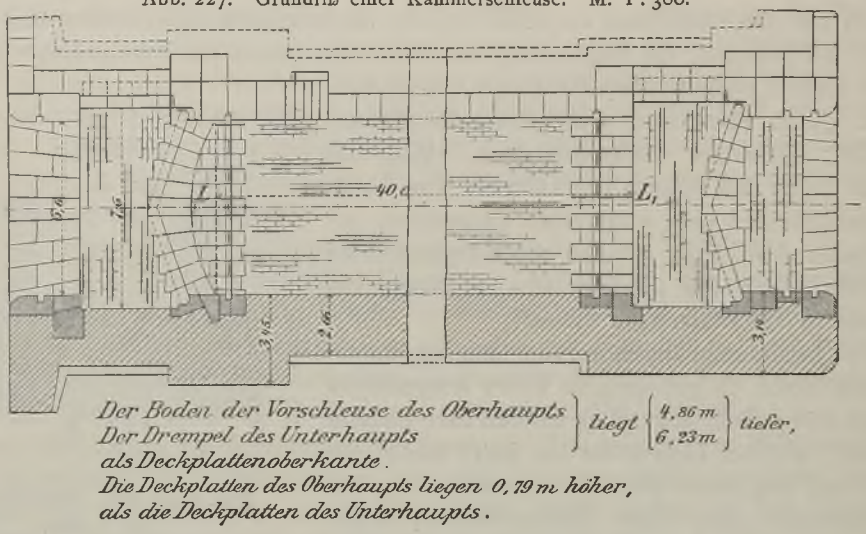
Abb. 226. Halber Grundriß.

Die senkrechte Höhe des Drempels über dem Torkammerboden ist so zu bemessen, daß sowohl genügender Spielraum zur Bewegung der Torflügel als auch die zum dichten und sichern Anschlag an den Drempel erforderliche Höhe, d. h. der sog. Drempel- oder Toranschlag, vorhanden ist. Da jener Spielraum, auch in Rücksicht auf eine

1) Näheres siehe EMPERGER, »Handbuch des Eisenbetons« Bd. III. Berlin 1907.

etwaige Aufschlickung des Torkammerbodens, 15 bis 30 cm beträgt und der Toranschlag kleiner bis mittelgroßer Schleusen 10 bis 20 cm Höhe verlangt, so ist demnach der Drempel im ganzen 25 bis 50 cm über den Torkammerboden zu legen.

Abb. 227. Grundriß einer Kammerschleuse. M. 1 : 300.



Die Abfallmauer, der Übergang vom Oberdrempel zum Kammerboden, soll sich als wagerechtes Gewölbe gegen die Seitenmauern stützen (Abb. 227) und ohne die früher mitunter angewandte Neigung abfallen. Die oberste Steinschicht ist zugleich für den Drempel zu benutzen und aus 1 bis 1,5 m langen und etwa 0,6 m hohen Steinen herzustellen. Bei großem Gefälle wird der Abfall geteilt, indem dessen oberer Teil oberhalb der Torkammer angebracht wird (Abb. 228 u. 229).

Abb. 228 u. 229. Teilung des Abfalls. M. 1 : 200.

Abb. 228. Längenschnitt durch das Oberhaupt.

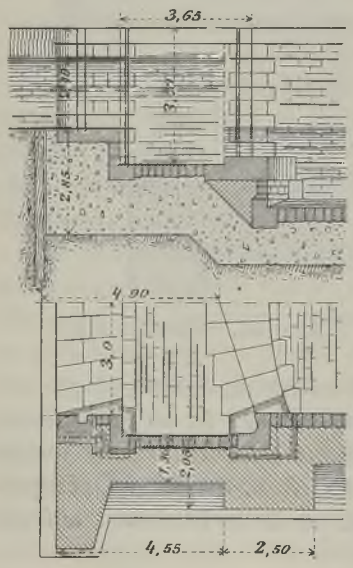


Abb. 229. Grundriß.

β) *Hölzerne Böden.* Schleusen, die wegen der tiefen Lage des festen Untergrunds auf Pfahlrost gegründet werden und nicht weiter als 15 m sind, erhalten am besten hölzerne Böden, bei denen zu allen Holzteilen, außer den aus möglichst gutem Eichenholz herzustellenden Drempelhölzern, Kiefernholz zu verwenden ist. Dabei muß der auf den Pfählen ruhende Rost nebst dem Bohlenbelag eine völlig wasserdichte, fest zusammengefügte Fläche bilden und in seinen dem Auftrieb ausgesetzten Teilen durch eine Anzahl quer durch die Schleuse gehender und bis unter die Wände greifender Spannbalken gegen das Heben bei starkem Wasserdruck gesichert werden.

Alle hölzernen Schleusenböden müssen sowohl an den Enden der Schleusen als auch unter jedem Drempel mit sorgfältig hergestellten, dicht schließend mit der Unterseite des Schleusenbodens verbundenen Spundwänden versehen werden, die bei Überdruck des Wassers verhindern, daß dieses sich einen Weg unter dem Bauwerke sucht.

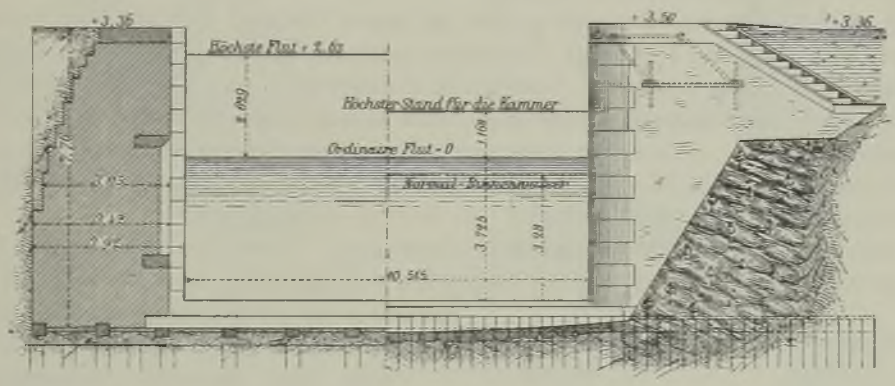
Die Grundbalken werden hochkantig gestellt und reichen, am besten quer durch die ganze Schleusenbreite hindurchgehend, in den Hauptteilen des Schleusenbodens bis unter die Seitenmauern. Etwa nötig werdende, immer auf einen Pfahl treffende und die Schleusenmitte vermeidende Stöße sind zu versetzen und durch Eisenschienen zu verstärken.

Rechtwinklig zu den Grundbalken und mit diesen verkämmt sind die Zangen (vgl. Abb. 231) aufzubringen, die da, wo sie unter dem Mauerwerk liegen und besonders starkem Zuge zu widerstehen haben, so stark herzustellen sind, daß sie um ein oder zwei Backsteinstärken über den Rostbelag vortreten, während sie, unter dem Spannbalken liegend mit dem Belag bündig sein müssen.

In den etwa 1,5 m betragenden Zwischenraum je zweier benachbarten Zangen werden die 10 cm dicken Bohlen des Bohlenbelags dicht aneinander schließend gelegt und mit starken Nägeln auf den Grundbalken befestigt. Die Dichtigkeit des Holzbodens wird nicht unwesentlich verstärkt, wenn man die obere Erdschicht zwischen den Pfählen

Abb. 230 u. 231. Querschnitt einer Kammerschleuse mit hölzernem Boden. M. 1 : 200.

Abb. 230. Schnitt durch die Torkammer. Abb. 231. Schnitt durch die Kammer.



in 0,6 bis 0,8 m Höhe entfernt und diesen Raum vor Aufbringung des Bohlenbelags mit fest eingestampftem Ton ausfüllt. Zum Schutze des Holzbodens empfiehlt sich eine Abdeckung mit Ziegelbrocken und etwa 30 cm dicken Basaltpflaster. Hölzerne Böden werden manchmal auch in Verbindung mit steinernen Wänden ausgeführt; hölzerne Wände aber nur mit hölzernen Böden. (Unter steinerne ist auch »Beton« gemeint.)

Die nur in den dem Auftrieb ausgesetzten Bodenteilen erforderlichen Spannbalken greifen 0,6 m unter die Seitenmauern und liegen genau über den Grundbalken, mit denen sie durch Bolzen fest zu verbinden sind. Zum Schutze des Holzwerks wird der Raum zwischen den Spannbalken gewöhnlich mit Backsteinen ausgemauert.

Der den wichtigsten Teil des Holzbodens bildende Drempel kann aus Holz ebenso dauerhaft und leichter wasserdicht hergestellt werden, wie ein steinerner Drempel auf Holzboden, und erhält eine Höhe von höchstens 40 cm.

c) Die Schleusenwände.

α) Steinerne Wände. Zwischen den Wänden der Torkammern und denjenigen der Schleusenkammer ist insofern ein Unterschied zu machen, als bei Verwendung der am meisten gebräuchlichen Stemmtore die mit senkrechten Innenflächen zu versehenden Wände der Torkammern unbeweglich stehen müssen, weil sonst die Dichtigkeit der Tore

Not leidet. Die Wände der Schleusenkammer dagegen brauchen nur wasserdicht zu sein und können, soweit dies die Form der durchzuschleusenden Schiffe erlaubt, innen einen vorgezogenen Fuß und einen Anlauf (vgl. Abb. 231) erhalten.

Die obere Mauerdicke, die nicht nur durch die Standsicherheit bestimmt wird, sondern auch groß genug sein muß, um den Stößen der Schiffe widerstehen zu können, wird sowohl für die Wände der Schleusenkammer als auch für diejenigen der Torkammern je nach der Schleusengröse zu 1 bis 3 m angenommen. Die Stärke der Torsäulen für Stemmtore dagegen ist nach dem von den Verankerungen ausgeübten Zuge zu bestimmen.

Den Mauern der Torkammern gibt man senkrechte Vorderflächen und ebensolche oder nach oben verjüngte Hinterflächen. Man stellt statt der letztern auch häufig Abtreppungen im obern Teile her, während der untere senkrecht gelassen wird (vgl. Abb. 230). Zum Abschneiden etwaiger hinter der Mauer sich bildenden Wasseradern sind an einzelnen Stellen vollständig senkrechte Rücksprünge, sog. Hinterpfeiler, anzubringen, die außerdem für die Verankerung der Torflügel unentbehrlich und deshalb auch hinter der Torsäule anzubringen sind. Treten größere Wasseradern zwischen Ober- und Unterwasser auf, so ist ihre gefährliche Wirkung durch wasserdichte Spundwände am Ober- und Unterhaupt unschädlich zu machen.

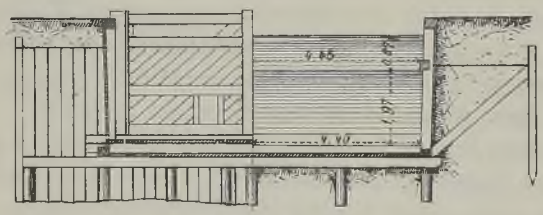
Zu den Wendenischen sind große, in gutem Verband liegende Quader von besonderer Härte mit der Form des Torrückens entsprechenden geschliffenen Flächen zu verwenden, die auch schon mit Vorteil durch gußeiserne oder Flußstahlplatten ersetzt wurden. Wird der Stemmdruck der Tore durch einzelne Gußstahlstücke auf die Wendenischen übertragen, so brauchen diese nur in denjenigen Teilen eingeschliffen zu werden, gegen die sich jene Stahlstücke stützen und an welche die Torflügel wasserdicht anschlagen müssen.

Auch die Dammfalze sind sorgfältig zu bearbeiten, ihre Kanten abzurunden. Endlich sind die Mauern mit großen, starken Deckplatten zu versehen, die am besten aus Basaltlava hergestellt werden, weil dann die Oberfläche durch Betreten nicht so leicht glatt wird, wie bei Anwendung von Granit u. dgl.

Abb. 232 u. 233. Hölzerne Schleuse. M. 1 : 200.

Abb. 232. Schnitt durch die Vorschleuse.

Abb. 233. Schnitt durch die Schleusenkammer.



β) *Hölzerne Wände*, die stets in Verbindung mit hölzernen Böden ausgeführt werden, finden nur eine beschränkte Anwendung, besonders in Moorkanälen und für kleine Kanalschleusen mit geringerm Gefälle und bei weichem Untergrund. Die verhältnismäßig geringe Dichtigkeit der Wandbekleidung kann durch sorgfältige Bearbeitung der Bekleidungsbohlen, sowie durch eine Hinterfüllung mit fettem Tone wesentlich erhöht werden. Aber auch dann ist die Anbringung hoher Querspundwände neben den Toren unerläßlich. In Abb. 232 u. 233 sind die Querschnitte durch die Vorschleuse und die 26 m lange Schleusenkammer einer ausgeführten Binnenkanalschleuse [1]) dargestellt, deren Holzwerk fast sämtlich unter dem Oberwasser liegt. Der Boden ist mit Spannbalken versehen, zwischen denen sich eine Rollschicht von Klinkern zum Schutze des Bohlenbelags befindet.

---

[1]) Vgl. Franzius, »Die wasserbaulichen Anlagen der Stadt Papenburg« in der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1866, S. 259 ff. und Bl. 346 bis 350.

d) Verschiedene Schleusenausführungen.

Außer den einfachen schon erwähnten Ausführungen: ganz Holz, ganz Stein, Stein mit hölzernen Böden, kann man die bei neuern Schleusen angewendeten Bauausführungen noch folgendermaßen unterscheiden:

α) *Massive Schleuse mit geböschten Kammerwänden.* Die unter 1 : 1 angelegten Kammerwände sind mit Basaltpflaster befestigt, das sich auf eine Wand von Rundpfählen stützt. Die geringe Haltbarkeit des Holzwerks kann durch Eisenbeton verbessert worden.

β) *Massive Schleuse mit Kammerwänden in aufgelöster Bauweise* hat Spundwände aus Eisenbeton, an die sich oben eine gepflasterte Böschung anschließt (Abb. 234).

Abb. 234. Schleuse mit Kammerwänden in aufgelöster Bauweise.

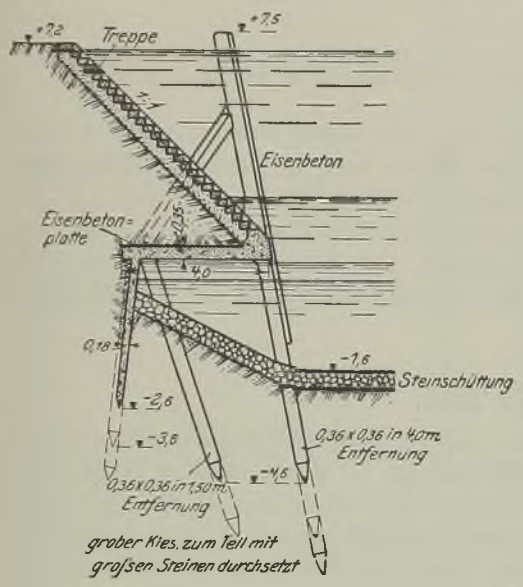
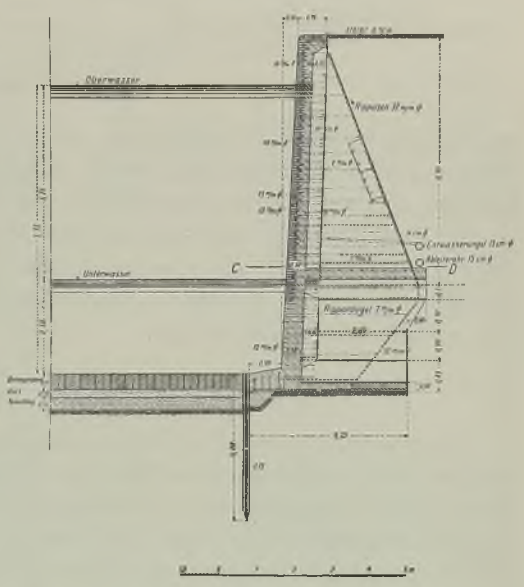


Abb. 235. Schleuse ganz aus Eisenbeton.



γ) *Massive Schleuse mit unbefestigter Kammersohle* ist die große Kaiserschleuse in Bremerhaven, bei der die Häupter auf Beton gegründet sind, die aus fettem Kleiboden bestehende Kammersohle unbedeckt blieb.

δ) *Schleuse ganz aus Eisenbeton* ist die Wasserschleuse in Dörverden, deren Querschnitt Abb. 235 zeigt.

e) Einfahrten, Flügel, Dammfalze und Treppen.

α) *Die Einfahrt*, worunter man in der Regel den außerhalb des Schienentores und der Torkammer liegenden, hauptsächlich zum bequemern und sichern Einfahren der Schiffe dienenden Teil der Schleuse versteht, wird häufig durch die Vorschleuse gebildet, kann sich aber bei größern Flußschleußen weit über jene erstrecken. Die zweckmäßige Anordnung ist für die Abkürzung der Schleusungsdauer wichtig. Die Einfahrt des Schiffes kann durch eine genau in Richtung der Schleusenachse gelegte Leitwand (Abb. 236) erleichtert werden[1]).

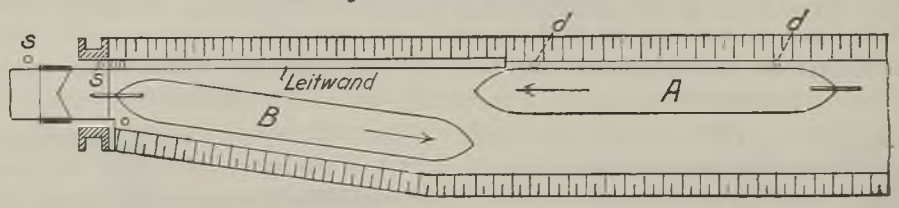
β) *Die Flügel*, die den Übergang von den Schleusenmauern nach den Ufern vermitteln, sollen unter Umständen außerdem den Schleusenkörper gegen das Hindurch-

[1]) Aus O. Teubert, a. a. O., II. Bd, S. 101.

ziehen von Wasseradern aus dem höheren nach dem niedrigen Wasser hin schützen, liegen dann am besten senkrecht zur Schleusenachse und müssen im Unterbau mit dichten Spundwänden versehen werden.

γ) *Die Dammfalze*, durch die mittels Dammbalken eine Abdämmung der Schleuse bei Ausbesserungen ermöglicht wird, liegen meistens in den Mauern der Vorschleusen (vgl. Abb. 214 u. 227, S. 596 u. 604). Bei geringer Weite und Wasserhöhe genügen einfache Dammfalze, bei ungünstigen Verhältntssen sind doppelte vorzuziehen, in welchem Falle der etwa 1 m breite Zwischenraum zwischen den beiden Dammbalkenverschlüssen

Abb. 236. Einfahrt mit Leitwand.



mit toniger Erde oder Strohdünger ausgefüllt wird. Für kleine Kanalschleusen reichen etwa 25 cm dicke Balken aus, die in mindestens ebenso tiefe, in gutem Werkstein hergestellte und mit abgerundeten Ecken versehene Falze eingreifen.

δ) *Treppen* (vgl. Abb. 231, S. 605) sind nötig, wo die Wände der Schleusen von einer größeren Höhe auf eine geringere übergehen. Zur Verbindung zwischen Schiff und Ufer genügt es, in einer 0,5 m breiten und 0,3 m tiefen Nische der Kammermauer eine eiserne Leiter anzubringen.

§ 56. Die Tore.

Man verlangt von allen Schleusentoren, daß sie dicht schließen (Wasserverluste!), daß sie leicht und schnell zu bewegen sind (Kraftbedarf!), daß sie in allen Teilen möglichst leicht zugänglich sind (Ausbesserungen!) und möglichst große Lebensdauer haben. Für die Anordnung der Tore sind die an deren Beweglichkeit gestellten Ansprüche, die Höhe und Beständigkeit des Wasserdrucks, sowie die Weite der Schleuse und der zu verwendende Baustoff maßgebend. Kleine Tore werden meistens aus Holz, größere dagegen aus Flußeisen hergestellt. Die Dauer der aus Eichenholz angefertigten Holztore beträgt nicht viel mehr als 15 Jahre, diejenige eines durch regelmäßigen Teeranstrich gut unterhaltenen eisernen Tores 30 bis 60 Jahre.

a) Verschiedene Arten.

Die Tore zerfallen hauptsächlich in Stemmtore, in einflügelige Drehtore und in Klapp-, Schiebe- und Hubtore.

Die Stemmtore, bei denen die Druckübertragung durch Gegeneinanderstemmen zweier Flügel erfolgt, haben den Vorzug, daß sie den Baustoffverbrauch verringern, dagegen u. a. den Nachteil, daß ihr Einpassen größere Genauigkeit erfordert, daß die Anordnung des Drempels umständlicher ist als bei andern Schleusen, und daß sie gegen Bewegungen der Mauern sehr empfindlich sind.

Die Richtungen der Drempel zweier zusammengehörender Stemmtore bilden mit einer die Schleuse durchquerenden Linie ein gleichschenkliges Dreieck, das sog. Drempeldreieck (vgl. weiter unten Abb. 243). Als Höhe dieses Dreiecks nimmt man $\frac{1}{6}$, höchstens $\frac{1}{5}$ der Lichtweite der Schleuse an. Den stumpfen Winkel des Drempeldreiecks nennt man den Stemmwinkel.

a) Die hölzernen Stemmtore. Der wichtigste Teil eines Torflügels (Abb. 237 bis 241) ist die Wendesäule, in der die Drehachse des Tores liegt, und an die sich dessen übrigen Teile anschließen. Sie lehnt sich mit ihrer halbzylindrisch abgerundeten Seite gegen einen entsprechend gebildeten, Wendenische genannten Teil der Seitenmauer und trägt oben den sog. Halszapfen, unten dagegen eine abwärts gekehrte Spurpfanne.

Den Wendenischen gegenüber befinden sich die ebenfalls senkrecht stehenden Schlagsäulen, mit deren vordern Flächen die geschlossenen Torflügel sich berühren. Zwischen der Wende- und Schlagsäule sind das obere und untere Rahmenstück *A* und *B* (Abb. 237), Ober- und Untertramen genannt, fest eingespannt, sowie die ebenfalls wagerechten

Abb. 237 bis 241. Hölzernes Stemmtor. M. 1 : 100.

Abb. 237. Ansicht der Binnenseite. Abb. 238. Schnitt *AB*. Abb. 239. Ansicht der Außenseite.

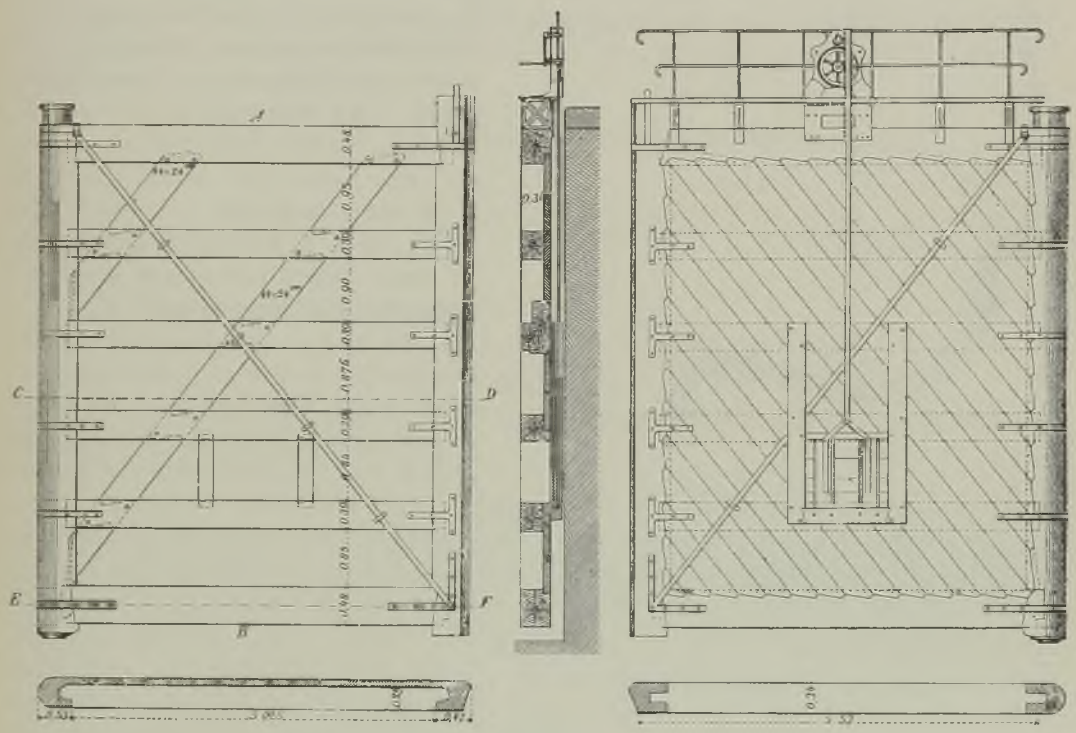


Abb. 240. Schnitt *CD*. Abb. 241. Schnitt *EF*.

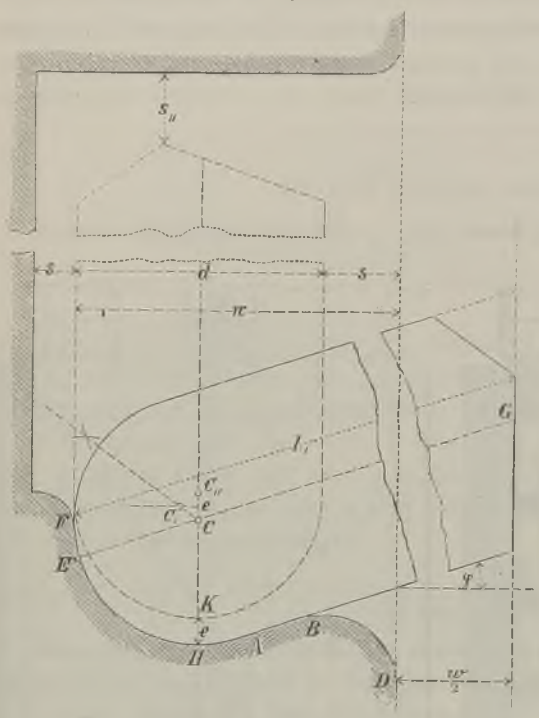
Riegel. Das so hergestellte Holzgerippe wird nach der Seite des höheren Wasserstands immer und manchmal auch an der andern Seite mit einer Bohlenverkleidung versehen. Zur Aussteifung der Torflügel gegen ein durch das Eigengewicht verursachtes Versacken dienen Streben und Zugbänder (vgl. Abb. 237 u. 239).

Die Torflügel sind mit Schützöffnungen versehen, auch wenn Umläufe vorhanden sind, die das Füllen und Leeren der Kammer ebenfalls bewirken.

In geöffnetem Zustand müssen die Torflügel mit allen etwaigen Vorsprüngen vollständig in der Tornische, am besten noch um 5 bis 10 cm hinter die Vorderfläche der Seitenwände zurücktretend, liegen.

Die größte Breite l_1 (Abb. 242) des Torflügels ergibt sich durch Zeichnung oder Rechnung, wenn d seine Dicke, s den vordern Spielraum, $\frac{w}{2}$ die halbe Weite der Schleuse und φ den spitzen Winkel des Drempeldreiecks bezeichnet, zu

Abb. 242. Grundriß des geschlossenen und geöffneten Torflügels.



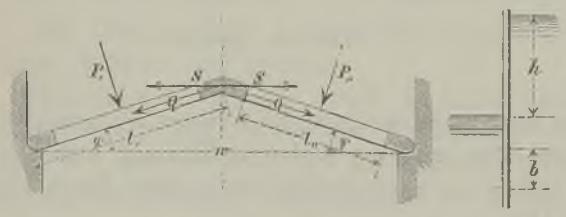
$$l_1 = \frac{\frac{w}{2} + d + s}{\cos \varphi}. \qquad (28)$$

Man legt die Drehachse C_1 des Torflügels exzentrisch zur Achse C der Wendenische, so daß sich beim Öffnen der Rücken der Wendesäule sofort von der Wendenische entfernt. Diese Lage der Drehachse des Torflügels ergibt sich, wenn man die zu 2 cm anzunehmende Exzentrizität e der Mittelpunkte der Wendenische und der Wendesäule des geöffneten Torflügels von dem Mittelpunkt C der Wendenische aus nach C_{11} aufträgt, in dem Halbierungspunkt von CC_{11} eine Senkrechte errichtet und von C die Halbierungslinie CC_1 des Winkel ECC_{11} zieht. In dem Durchschnittspunkt C_1 dieser beiden Linien muß die Drehachse des Torflügels liegen.

Die Länge der Tornische ergibt sich gleich $e + l_1 + s_{11}$, wobei der Spielraum s_{11} (vgl. Abb. 242) zu 15 bis 20 cm anzunehmen ist, und die Tiefe gleich $s_1 + d + s$. Die Ecke BD der Wendenische wird nach einem Kreisbogen von ungefähr 10 cm Halbmesser abgerundet.

Die Höhe zweiflügeliger Tore bestimmt sich nach der Höhe des 10 bis 20 cm betragenden Toranschlags und nach dem Wasserspiegel der obern Haltung bzw. danach, ob die Schleuse bei Hochwasser überströmt werden darf oder nicht. Im erstern Falle brauchen die Tore nicht höher als der höchste Wasserstand zu sein, bei dem die Schifffahrt noch stattfinden soll, während im letztern Falle die Tore den zu kehrenden Wasserstand um 20 cm überragen müssen.

Abb. 243. Berechnung der Riegel.



Die Entfernung der Riegel voneinander kann nach oben hin vergrößert werden.

Die Berechnung der Riegelstärke[1]) bzw. des Riegelfelds b (Abb. 243) kann in nachstehender Weise erfolgen. Der auf ein unter Wasser liegendes Riegelfeld wirkende gleichmäßig verteilte Wasserdruck ist für die ganze Breite l_1 eines Torflügels gleich

$$P_1 = l_1 \cdot b \cdot h \; 1000 \text{ kg}$$

[1]) Vgl. auch Sonne und Esselborn a. a. O. S. 301 bis 307.

und für die freie Riegellänge $l_{,,}$ gleich $P_{,,} = l_{,,} \cdot b \cdot h \cdot 1000$ kg; der Druck $P_{,}$ ist maßgebend für den auf den andern Flügel und die Wendenische übertragene sog. Stemmdruck Q.

Setzt man nun die rechtwinklig zur gemeinsamen Berührungsfläche der beiden Flügel gerichtete und diese in ihrer Lage erhaltende Kraft gleich S, so besteht die Gleichung

$$S \cdot l_{,} \cdot \sin\varphi = P_{,} \cdot \frac{l_{,}}{2}, \text{ woraus sich ergibt } S = \frac{P_{,}}{2 \sin\varphi}, \text{ demnach}$$

$$Q = S \cdot \cos\varphi = \frac{P_{,}}{2 \cdot \sin\varphi} \cdot \cos\varphi = \frac{P_{,}}{2 \operatorname{tg}\varphi} = \frac{l_{,} \cdot b \cdot h \cdot 1000}{2 \operatorname{tg}\varphi}.$$

Bezeichnet man ferner den Riegelquerschnitt mit F und die Beanspruchung des Holzes mit $k_{,}$, so ist, wenn nur die in der Längenrichtung wirkende Kraft berücksichtigt wird,

$$k_{,} = \frac{Q}{F} = \frac{l_{,} \cdot b \cdot h \cdot 1000}{2 \operatorname{tg}\varphi \cdot F}.$$

Der Riegel wird jedoch durch den auf seine Länge $l_{,,}$ wirkenden Druck $P_{,,}$ auch auf Biegung beansprucht, und diese Beanspruchung ist, wenn J das Trägheitsmoment des Riegelquerschnitts und a den Abstand der am stärksten beanspruchten Faser von der neutralen Achse bedeuten,

$$k_{,,} = \frac{\frac{1}{8} P_{,,} \cdot l_{,,}}{\frac{J}{a}} \text{ oder, für } P_{,,} \text{ den oben angegeben Wert eingesetzt,}$$

$$= \frac{\frac{1}{8} l_{,,} \cdot b \cdot h \cdot 1000 \cdot l_{,,}}{\frac{J}{a}} = \frac{a \cdot l_{,,}^2 \cdot b \cdot h \cdot 1000}{8J}.$$

Die gesamte Beanspruchung ist mithin

$$k = k_{,} + k_{,,} = \frac{l_{,} \cdot b \cdot h \cdot 1000}{2 \operatorname{tg}\varphi \cdot F} + \frac{a \cdot l^2 \cdot b \cdot h \cdot 1000}{8J},$$

oder da, wenn die Querschnittsfläche des hölzernen Riegels gleich $x \cdot y$ gesetzt wird, $J = \frac{1}{12} y \cdot x^3$ und $a = \frac{1}{2} x$ ist,

$$k = k_{,} + k_{,,} = \frac{l_{,} \cdot b \cdot h \cdot 1000}{2 \operatorname{tg}\varphi \cdot x \cdot y} + \frac{3\, l_{,,}^2 \cdot b \cdot h \cdot 1000}{4 y \cdot x^2}. \tag{29}$$

Aus dieser Formel kann entweder bei angenommenen Riegelquerschnitt die Breite b des Riegelfelds oder, wenn diese und eine der Querschnittsabmessungen gewählt wurde, die andere berechnet werden.

Die Streben sollen nicht viel steiler als unter 30 Grad zur Wendesäule stehen, höchstens doppelt so dick wie die zur Bekleidung dienenden Bohlen und mit den sie kreuzenden Riegeln je zur Hälfte ihrer Dicke überschnitten sein. Breite Tore werden manchmal mit zwei Streben (vgl. Abb. 237, S. 609) versehen.

Wie die Streben, so liegen auch die gewöhnlich in gleicher Richtung mit ihnen laufenden Bohlen mit ihren Außenflächen bündig mit denjenigen der Umfangshölzer, müssen dichtschließend aufgebracht werden und erhalten eine Dicke von 5 bis höchstens 8 cm. Auf jedem von ihnen gekreuzten Riegel werden die Bohlen aufgenagelt und an ihren Enden mit Nägeln oder Holzschrauben befestigt.

Aus der Dicke der Riegel und derjenigen der Bohlen ergibt sich die in allen Teilen gleich anzunehmende Dicke der Umfangshölzer, deren Breite wegen der verschiedenen Zapfen im Verhältnis von 5 : 4 größer als jene angenommen werden muß. Bei der Wendesäule empfiehlt es sich, dies Verhältnis zu $5\frac{1}{2} : 4$ oder 6 : 4 anzunehmen. Die Schlagsäulen müssen nach der Außenseite des Tores hin neben den Berührungsflächen auf $\frac{1}{4}$ der ganzen Dicke abgeschrägt werden.

Die mit den Eisenbeschlägen gegen ein Versacken des Tores wirkenden, des geringern Vortretens wegen aus Flacheisen herzustellenden Zugstangen werden am zweckmäßigsten doppelt und zu beiden Seiten des Torflügels angebracht und sind möglichst hoch mit der Wendesäule zu verbinden. Um sie vor Durchbiegungen, verursacht durch Stöße der Schiffe, zu sichern, werden sie mittels kleiner Krampen auf den Riegeln befestigt (vgl. Abb. 237 u. 239).

Die Beschläge werden meistens so in das Holz eingelassen, daß sie mit dessen Oberfläche bündig liegen, mit Schraubbolzen befestigt und vor der Aufbringung mit heißem Steinkohlenteer angestrichen. Das fertige Holztor dagegen erhält einen zweimaligen Holzteeranstrich. Zwecks Erleichterung des Querverkehrs über die Schleusenhäupter werden die Tore mit einem Laufsteg versehen, der mit doppeltem Geländer einzufassen ist.

β) *Die eisernen Stemmtore.* Während für kleinere eiserne Stemmtore die geradlinige Form als die zweckmäßigste erscheint, bei der — in Anlehnung an die Ausführung hölzerner Stemmtore — ein eisernes Gerippe an der Oberwasserseite mit einer Blechhaut oder auch hölzernen Bohlen bekleidet wird, ist bei größern eisernen Toren eine gekrümmte Form vorteilhaft. Werden die Bekleidungsbleche beiderseits des Rahmens angeordnet, so entsteht ein schwimmendes Stemmtor oder stemmendes Schwimmtor. Bei den geraden eisernen Toren werden unter Benutzung gewalzter I-Träger die Torflügel in ähnlicher Weise wie die der Holztore aus dem Umfangsrahmen und den Riegeln zusammengesetzt und an der obern Seite mit senkrechten Blechen bekleidet.

Gekrümmte eiserne Tore von mittlerer Größe können im wesentlichen aus einer im Grundriß kreisbogenförmig gestalteten Wand bestehen; die Berechnung ihrer Stärke beruht auf derselben Grundlage, wie die Berechnung der Stärke zylindrischer eiserner Wasserbehälter. Zu beiden Seiten der wagerechten Blechstreifen werden T-Eisen angenietet, die riegelartige Rippen bilden und zugleich als Laschen für die Bleche dienen. Außerdem ist die gekrümmte Wand oben und unten, sowie in halber Höhe durch segmentförmige wagerechte Bleche zu versteifen, von denen das obere als Laufbrücke, das untere dagegen zur Anbringung eines Holzfutters für den auf diese Weise geradlinig gewordenen Drempel dient.

Sehr große eiserne Tore, d. h. solche für Schleusen von mehr als 14 m Weite, werden, um nicht zu große Blechdicken zu erhalten, wenigstens in ihren untern Teilen aus zwei Blechwänden hergestellt, so daß der hierdurch gebildete Luftraum die Tore im Wasser schwimmen läßt und deren Beweglichkeit erheblich vergrößert; wird die doppelte Blechbekleidung bis obenhin geführt, so müssen Öffnungen zum Füllen vorgesehen werden, damit bei dem mit Füllen der Kammer zunehmenden Auftrieb der Druck auf den Spurzapfen, der bei niedrigstem Wasserstand einen angemessenen Höchstwert nicht überschreiten darf, noch groß genug bleibt. Die Tore der Panamakanalschleusen haben bei einem Wasserdruck von 8,5 m im wagerechten Querschnitt Trapezform.

Bei eisernen Toren von mäßiger Höhe, aber großer Breite läßt man neuerdings den Stemmdruck nur oben durch einen sehr starken Riegel übertragen und die Aussteifung der Blechwand durch Ständer erfolgen, die oben an dem Riegel und unten am Drempel eine Stütze finden. Derartige Tore können im Gegensatz zu den Riegelstemmtoren Ständer- oder Pfostenstemmtore genannt werden. Die Dichtung am Drempel sowohl, wie auch an den Wende- und den Schlagsäulen erfolgt durch feste Holzleisten, die bei den Schlagsäulen auch den Stemmdruck zu übertragen haben.

Die Stemmtore haben den Nachteil, daß sie schwer einzubringen und zu dichten sind, und daß die Dichtigkeit von Wärmeschwankungen und Bewegungen der Seitenmauern, die die wagerechten Stemmkräfte aufnehmen müssen, beeinflußt werden. Außer-

dem sind die Grundlagen zur Berechnung der Stemmtore unsicherer als bei den nun folgenden zu besprechenden Toren.

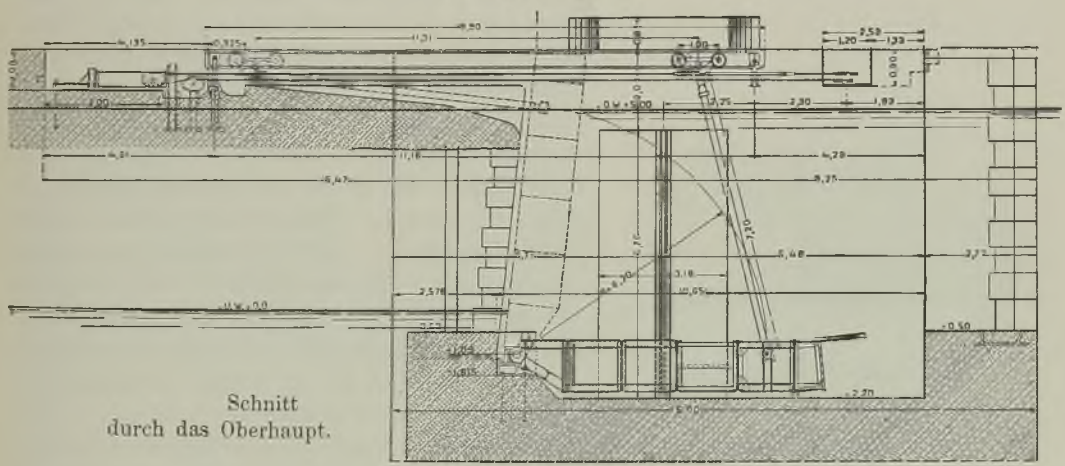
Als Mittel gegen das Rosten dient am besten ein Steinkohlenteeranstrich.

Im übrigen muß bezüglich der »Ausführung der eisernen Stemmtore« auf das Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, 5. Aufl., Teil III, Band VIII, sowie auf »Die eisernen Stemmtore der Schiffsschleusen« von THEODOR LANDSBERG, Fortschritte der Ingenieurwissenschaften, 2. Gruppe, III. Heft, Leipzig 1894, und auf ENGELS. »Handbuch des Wasserbaus« X. Teil, S. 1090 bis 1174 verwiesen werden.

γ) *Die einflügeligen Drehtore.* Das einflügelige, um eine senkrechte Achse drehbare Tor wird bei großer Torhöhe und nicht zu großer Schleusenseite, aber vorwiegend nur zum Verschluß der Oberhäupter angewendet, weil es als Untertor, nach der Schleusenkammer aufschlagend, deren Vergrößerung und damit einen größern Wasserverbrauch bedingt. Besonders eignet sich das einflügelige Drehtor für Doppelschleusen, weil dann die Bedienung beider Schleusen von der Mittelmauer aus erfolgen kann. Es ist leichter einzubringen, zu dichten, zu bewegen und auszubessern als das Stemmtor, überträgt auch keine Stemmkräfte auf die Seitenmauern, braucht aber wegen seiner großern Dicke tiefere Tornischen.

δ) *Die Klapptore* mit wagerechter Drehachse finden in neuerer Zeit mehr Beachtung, da sie dieselben guten Eigenschaften haben, wie einflügelige Drehtore, diesen

Abb. 244. Klapptor.



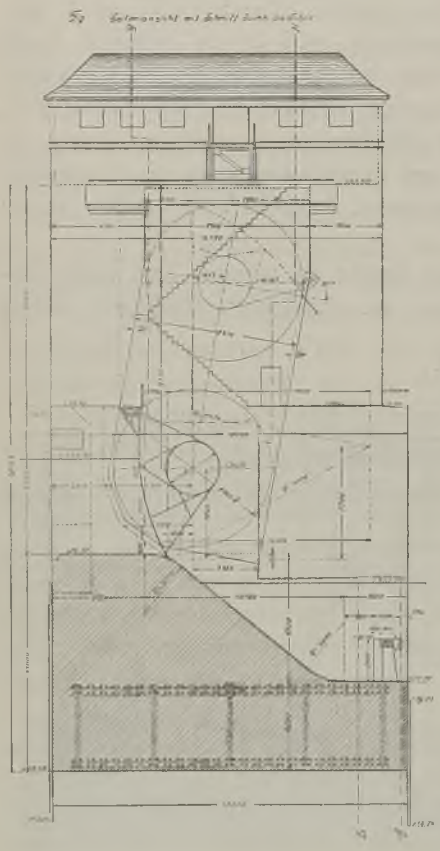
aber bei großer Schleusenbreite überlegen sind; sie eignen sich aus demselben Grunde wie die Drehtore nur für die Oberhäupter der Schleusen und zwar für solche von mäßiger Weite, die nur nach einer Seite kehren und möglichst gleichbleibenden Wasserdruck haben. Die Klapptore liegen in geöffnetem Zustand in einer Vertiefung der Sohle. Klapptore mit hölzerner Bekleidung wurden beim Oder-Spreekanal angewendet, bei den Obertoren des Elbe-Travekanals und Rhein-Hernekanals als eiserne Schwimmkasten; vgl. Abb. 244[1]. Unter Anordnung von Luftkasten zwecks Verminderung der Bewegungskräfte wurden sie beim Hohenzollernkanal ausgeführt und zwar mit einer von MAX BUCHHOLZ ersonnenen nachgiebigen Pendellagerung, die auch beim Oberhaupt der Schachtschleuse in Minden gewählt wurde und für Stemmtore ebenfalls verwendbar zu sein scheint[2].

[1]) Aus ENGELS a. a. O.

[2]) LOEBELL und GERECKE, »Die Bauten des Ems-Weserkanals in der Weserniederung bei Minden i. W.« Zeitschr. f. Bauw. 1921, 238.

ε) *Die Schiebetore*, die nach beiden Seiten kehren können, die Kammerlänge günstig ausnutzen lassen, sowie eine bequeme Verbindung über die Schleuse ermöglichen, sind ebenfalls erst neuerdings, aber häufiger als Klapptore zur Anwendung gekommen und eignen sich für Dockschleusen sowie für Kanalschleusen mit großem Gefälle. Schiebetore sind entweder an Laufrollen an einer über ihnen liegenden Schiene aufgehängt oder laufen auf Rollen, auf einer in der Torkammer liegenden Bahn. Die Ausführungen z. B. an den großen Seeschleusen in Bremerhaven, Emden und am Kaiser-Wilhelm-Kanal und den Unterhäuptern des Rhein-Hernekanals und im Umgehungskanal bei Breslau sind im einzelnen verschieden.

Abb. 245. Walzentor.



ζ) *Die Hubtore* vermindern die Schleusenlänge, die Menge des Schleusungswassers und damit die Schleusungszeit. Sie lassen sich leicht in Stand halten, bedingen aber einen portalartigen Überbau. Sie werden — nach dem Muster der Machnower Schleuse im Teltowkanal — bei den Schachtschleusen in Henrichenburg und Minden angewendet und bei Sicherheitstoren.

η) *Die Segmenttore* eignen sich wegen der schon bei den Segmentwehren erwähnten Eigenschaften, nämlich daß sie ohne Überbau, ohne Höhenbeschränkung gebaut, gegen Wasserdruck geöffnet und trotz Strömung geschlossen werden können, besonders zum Verschluß von Schleusen. Sie haben den besondern Vorteil, daß das Füllen und Leeren der Schleuse durch allmähliches Aufdrehen und Herunterdrehen erfolgt, so daß die Umläufe und Schütze nebst ihren Bewegungs- und Abschlußvorrichtungen erspart werden. Diesen letzten Vorteil haben sie mit den Walzentoren gemein. Segmenttore sind bei der Gröschelschleuse in Breslau angewendet.

ϑ) *Das Walzentor*, dessen Ausführung für die Ruhrschleuse bei Mülheim Abb. 245[1]) zeigt, hat außer den Vorteilen des Segmenttors noch den, daß die Walze drehungsfest ist, von einem Ende angetrieben werden kann, sich statisch klar und einfach berechnen läßt, keine empfindlichen, schwer belasteten Teile hat. Der Kraftbedarf beim Heben ist geringer als beim Hubtor; der Antrieb erfolgt elektrisch, nötigenfalls von Hand.

Abschließend sei über die Wahl der Torart gesagt, daß es weniger auf die Höhe der Neubaukosten als darauf ankommt, durch hohe Lebensdauer uud leichte Ausbesserungsmöglichkeit die Unterbrechungen des Schleusenbetriebs so selten und so kurz wie möglich zu machen. Hölzerne Tore verlieren — namentlich bei größern Schleusen — mehr und mehr ihre Berechtigung; denn eiserne sind in der Planung als Träger gleichen Widerstands leichter herzustellen, leichter zu bewegen, und bei sachgemäßer Pflege gegen Witterungs-, Wasser- und Lufteinflüsse widerstandsfähiger als hölzerne.

---

[1]) Aus Engels a. a. O.

b) Zapfen, Pfannen und Halsbänder hölzerner Tore.

Damit in die Pfanne des untern Zapfens keine feinen Sandkörner gelangen können, ist sie immer an der Wendesäule anzubringen, während der senkrecht stehende untere Zapfen im Boden der Torkammer angebracht wird; die Radien der beiden sich berührenden Kugelflächen sind sehr wenig voneinander verschieden.

Abb. 246 bis 248. Halszapfen und Pfanne. M. 1 : 33⅓.

Abb. 246. Querschnitt.

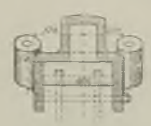
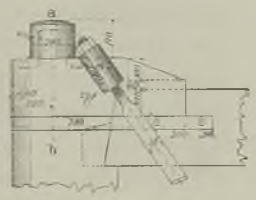


Abb. 247. Ansicht.



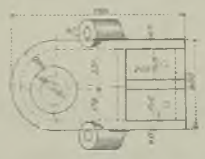
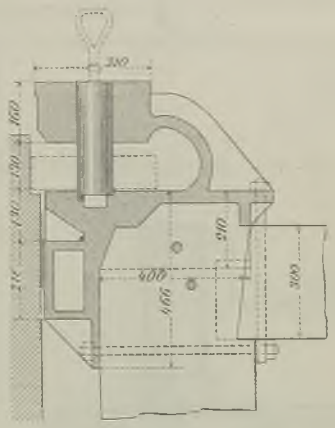


Abb. 248. Grundriß.

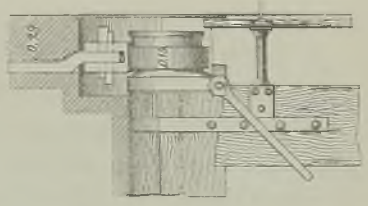
Abb. 249. Herausnehmbarer Zapfen. M. 1 : 200.



Für den obern Zapfen, den Halszapfen, kann man eine den ganzen Kopf der Wendesäule umschließende und den Zapfen tragende Haube aus Gußstahl verwenden, die nach Abb. 246 bis 248 die volle Wendesäule umfaßt, auf das Oberrahmstück übergreift und zu beiden Seiten die Zugstangen trägt. Da aber ein solcher Zapfen nur zugleich mit der Haube erneuert werden kann, so gibt man der letztern einen hakenförmigen Ansatz, der das Ende des aus Stahl hergestellten Zapfens aufnimmt, während dessen unteres Ende in der Haubenplatte ruht. In dem Zwischenraum zwischen dieser und dem Kopfe des Ansatzes befindet sich das mit gestrichelten Linien angedeutete Halslager. Vgl. Abb. 249 des obern Teiles einer Wendesäule von rechteckigem Querschnitt, die statt des abgerundeten Rückens mit einzelnen Stützen versehen ist, deren oberste an die Haube angegossen ist.

Abb. 250 u. 251. Halszapfen mit Halsband. M. 1 : 40.

Abb. 250. Ansicht.



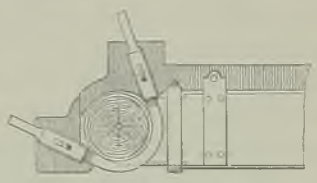


Abb. 251. Querschnitt.

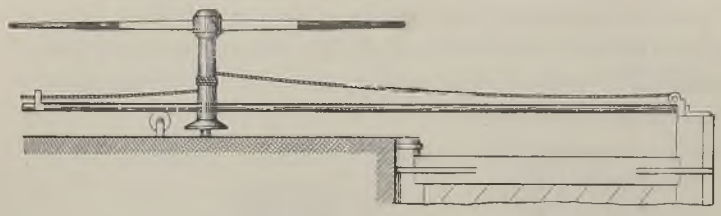
In den Abb. 250 und 251 ist ein den Halszapfen umschließendes Halsband mit der zugehörigen Verankerung dargestellt, die jedoch nicht aus einem einzigen Stück bestehen darf, damit der Torflügel nach Wegnahme des Halsbandes senkrecht in der Tornische aufgewunden und niedergelassen werden kann.

c) Bewegungsvorrichtungen der Tore.

Bei kleinen, nur von einem Wärter bedienten Schleusen bis zu 6 m Weite kann das Öffnen und Schließen der Tore mit Hilfe einer Schiebe- und Zugstange oder eines gewöhnlichen Bootshakens vorgenommen werden, der einen auf dem Kopfe der Schlagsäule befindlichen eisernen, mit einem Knopfe versehenen Bolzen umfaßt.

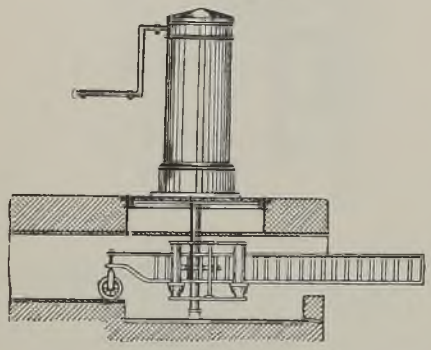
Besitzen die Schleusen eine größere Weite, so muß eine Übersetzung der menschlichen Kraft durch eine Winde eintreten, was am einfachsten dadurch geschieht, daß ein Schiebebaum an seinem einen Ende mit dem Kopfe der Schlagsäule und am andern mit einem Tau oder einer Kette verbunden wird, die um die Trommeln liegender oder stehender (Abb. 252) Winden geschlungen sind.

Abb. 252. Schiebebaum mit Winde.



Für mittlere Schleusenbreiten ist ferner der sog. Sprossenbaum (Abb. 253)[1]) d. h. ein gezahnter, mittels eines durch eine Winde gedrehten Triebrads hin- und herschiebbarer Schiebebaum, anwendbar. Bei größern Schleusen mit lebhaftem Betriebe werden die Tore elektrisch oder durch Druckluft (von HOTOPP zuerst am Elbe-Travekanal und dann am Teltowkanal angewandt), durch Druckwasser, Tauchkolben in einem mit Ober- und Unterwasser verbundenen Brunnen, oder eine Turbine bewegt, wobei das Schleusengefälle selbst die Kraft liefert[2]).

Abb. 253. Sprossenbaum zum Bewegen der Tore.



d) Die Verschlußvorrichtungen für Torschütze und Umläufe.

Diese sind entweder Zugschütze, Drehschütze oder Ventile.

α) *Zugschütze.* Bei den Zugschützen (vgl. Abb. 239, S. 609) wird die unter dem Unter- oder dem Niedrigwasser liegende, zu beiden Seiten von den Schützständern eingefaßte Öffnung durch eine hölzerne oder eiserne Tafel verschlossen, die in senkrechter Richtung bewegt werden kann. Die zwischen zwei Riegeln liegenden Schützständer erhalten die gleiche Dicke wie jene, werden in sie eingezapft und dienen zur Unterstützung der Schütztafel, sowie der abgeschnittenen Bekleidungsbohlen, auf die außen zur Führung des Schützes die aus Holz oder Eisen bestehenden Schützleisten aufgeschraubt werden. Zwischen diesen Ständern liegt unten die Schützschwelle, auf die das Schütz sich aufsetzt.

Sehr erleichtert wird das Aufziehen, wenn sowohl in der Schütztafel als auch in dem festen Rahmen des Schützes eine Anzahl Öffnungen hergestellt werden, die alle die gleiche Breite wie die zwischen ihnen liegenden Streifen besitzen (Abb. 254), so daß, wenn die Schütztafel nur um die Höhe einer Öffnung aufgezogen oder niedergedrückt wird, sofort alle Öffnungen frei werden. Ein derartiges Schütz wird Register- oder Kulissenschütz genannt. Besser als diese Gleitschütze haben sich bei sorgfältiger Ausführung die von TOLKMITT erfundenen Keilschütze bewährt, die aus einer eisernen

---

[1]) Die Abb. 253 u. 255 sind entnommen aus TEUBERT, »Binnenschiffahrt«, II. Band, Leipzig 1918.

[2]) Näheres über die »Vorrichtungen zum Bewegen der Tore« siehe im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1904, III. Teil, Bd. VIII, S. 229 bis 267 und in ENGELS, a. a. O., S. 1151 bis 1172, wo auch die Berechnung der Bewegungswiderstände zu finden ist.

Schütztafel bestehen, die in ihrer Breite von oben nach unten gleichmäßig abnimmt und deren Seitenränder gegen die entsprechend geformten Einfassungen der Durchflußöffnung (Führungsrahmen *a* in Abb. 255) gedrückt werden.

β) *Drehschütze*, auch *Drehklappen* genannt, drehen sich um eine wagerechte (Abb. 256) oder, wie bei den Umläufen, um eine senkrechte Achse, die die ganze Klappe

Abb. 254. Registerschütz. M. 1 : 40.

Abb. 255. Keilschütz.

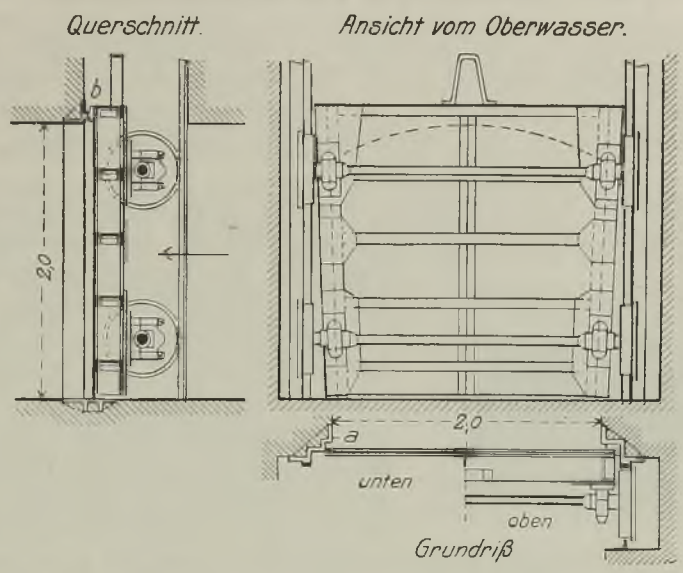
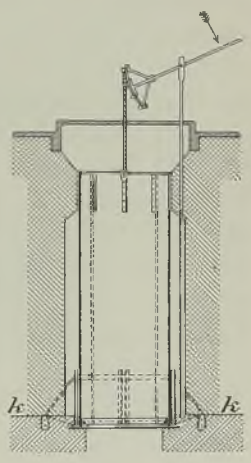


Abb. 256. Drehschütz.

in der Regel in zwei ungleiche Flächen im Verhältnis von 8 : 10 bis 9 : 10 teilt, so daß der Überdruck der größern Fläche den dichten Anschluß der Klappenränder an den festen Rahmen bewirkt.

γ) *Ventile*, *Rohrschütze*. Von den Ventilverschlüssen sind die Zylinderventile (Abb. 257) am zweckmäßigsten, weil sie zu ihrer Bewegung am wenigsten Kraft und Zeit erfordern. Sie bestehen aus einem bis über das Oberwasser reichenden, am Rande der zu verschließenden Öffnung wasserdicht aufstehenden Blechzylinder, der oben an einer Kette befestigt ist und durch das Niederdrücken eines Hebels, besonders bei Anbringung eines Gegengewichts, leicht gehoben werden kann. Die Abb. 257 stellt nur eine schematische Skizze dar. Die Ausführung erfolgte in letzter Zeit in verschiedenen Konstruktionen am Hohenzollern- und Rhein-Hernekanal. Diese Rohrschütze eignen sich besonders auch da, wo das Wasser nach beiden Seiten zu kehren ist.

Abb. 257. Zylinderventil.



δ) *Segmentschütze* erlauben nach den Versuchen von H. Krey in der Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin die Füllung der Schleuse — unter Ersparung aller Schütze und Umläufe — indem das Tor selbst als Segmentschütz ausgebildet wird. Eine das zu schleusende Schiff gefährdende Wasserbewegung trat dabei nicht ein.

e) Ausrüstung der Schleusen.

Zur Trockenlegung der Schleusen zwecks Vornahme von Ausbesserungen werden sie mit Einrichtungen für Dammbalken oder nadelwehrartigen Verschlüssen versehen.

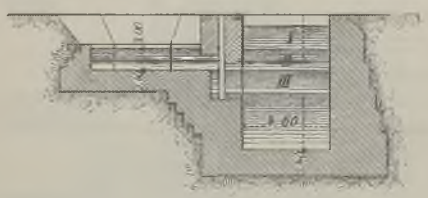
Zum Festmachen der Schiffe dienen Schiffskreuze, die versenkt bündig mit der Schleusenmauer in verschiedenen Höhen eingelassen werden. Zum Verholen der Schiffe benutzt man elektrische Treideleinrichtungen oder Spille, auch Laufkatzen oder Schlepper; letztere besonders zum Herausfahren. Schließlich sind noch Haltepfähle, Poller und Steigeleitern sowie Einrichtungen zur Beleuchtung und zum Geben von Signalen zu erwähnen.

§ 57. Einrichtungen zur Wasserersparnis[1]).

Die zur Ersparung von Schleusungswasser in Kanälen angewandten Mittel bestehen darin, daß eine gewisse möglichst große Wassermenge aus der Kammer in ein oder mehrere Seitenbecken hineingelassen und aus diesem wieder in jene zurückgeführt wird, hauptsächlich aber in der Verwendung von Schiffshebewerken, an Stelle von Schleusen.

Bei den einfachen Seitenbecken (Abb. 258) liegt neben der Kammer ein mit wasserdichten Wänden und ebensolchem Boden versehenes und durch einen absperrbaren Kanal mit der Kammer verbundenes Becken. Wird die oberste Wasserschicht *I* der Kammer in dieses Becken gelassen, so kann nach Entleerung der Kammer jene Wassermenge wieder in eine tiefere Lage, Schicht *III*, in die Kammer zurückgeführt werden. Soll dabei alles in das Seitenbecken gelassene Wasser in die Kammer zurückfließen, so kann die Oberfläche des Beckenwassers höchstens dem tiefsten Stande des aus der Kammer abzulassenden Wassers gleichkommen und das in die Kammer zurückgeführte Wasser höchstens die Bodenhöhe des Seitenbeckens erreichen. Besitzt demnach das Seitenbecken die gleiche Bodenfläche wie die Kammer, so kann annähernd ein Drittel der Kammerfüllung durch das Seitenbecken aufgenommen und später in die Kammer zurückgeführt werden. Wird eine solche Sparschleuse zu beiden Seiten mit je einem Seitenbecken versehen, wobei die Sohlen der Becken selbstverständlich verschiedene Höhenlagen haben müssen, so beträgt die Wasserersparnis theoretisch statt ein Drittel die Hälfte der Kammerfüllung. Tatsächlich ist dieselbe jedoch etwas geringer. Statt dieses einen Seitenbeckens werden meistens mehrere angeordnet; die zweckmäßigste Zahl liegt zwischen 1 und 5 und zwar wählt man gern die Teilung jedes Beckens, so daß z. B. bei Minden 4 und bei Henrichenburg 5 Beckenpaare vorhanden sind. Die Wasserersparnis, die gegenüber der theoretischen Leistung dadurch zurückbleibt, daß man der Zeitersparnis halber die genaue Ausspiegelung der einzelnen Becken nicht abwartet, sondern die Verbindung bei noch vorhandenem Überdruck — durch Rohrschütze — absperrt, liegt praktisch zwischen 50 und 80 v. H. Die Becken werden neuerdings im Zusammenhang mit dem Bau der Schleusenkammer aus Beton hergestellt.

Abb. 258. Einfaches Seitenbecken. M. 1 : 400.



In verkehrsreichen Kanälen legt man oft zwei Schleusen nebeneinander und verbindet sie derart miteinander, daß jede Schleuse als Sparbecken für die andere dient.

§ 58. Überwindung großer Gefälle.

Wenn in einer Kanalstrecke von mäßiger Länge ein großes Gefälle, also etwa über 6 m, zu bewältigen ist, wird man die verschiedenen Anordnungen, die möglich erscheinen, untersuchen und miteinander vergleichen. Als Beispiel wählen wir die Strecke des Dort-

[1]) Näheres siehe im »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 4. Aufl. 1904, III. Teil, VIII. Bd., S. 293 bis 303.

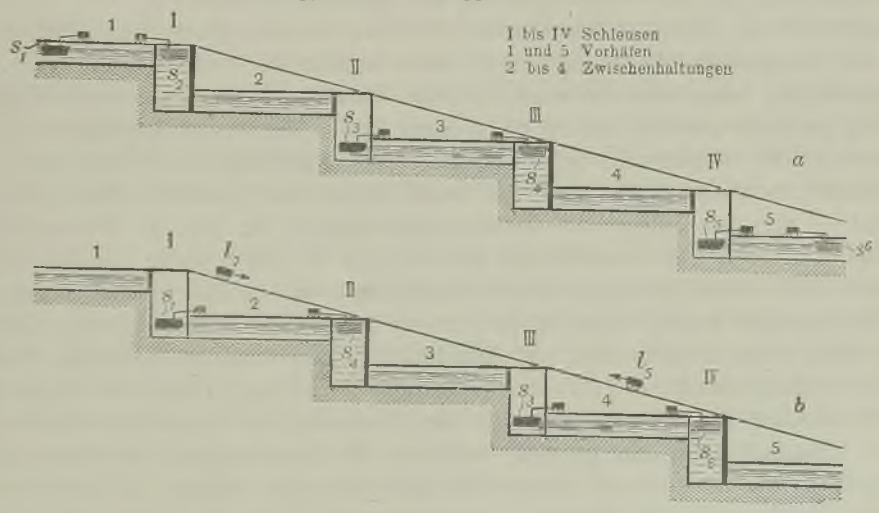
mund-Ems-Kanals in der Gegend von Henrichenburg (vgl. Abb. 111, S. 542) und nehmen ihre Länge zu 2000 m, den Höhenunterschied zwischen den anschließenden Haltungen zu 15 m an. Es bieten sich drei Möglichkeiten: Bei Erbauung von drei Schleusen gewöhnlicher Art mit 5,0 m Gefälle wären zwei Haltungen von ungefähr 900 m nutzbarer Länge einzuschalten; aber auch zwei Sparschleusen mit je 7,5 m Gefälle könnte man erbauen und erhielte zwischen diesen eine Haltung von etwa 1600 m Länge. Der dritte Weg bestände in der Herstellung eines einzigen Bauwerks, das die Schiffe um 15 m hebt bzw. senkt.

Ein Vergleich dieser drei Fälle erfordert ausgedehnte Untersuchungen; er hätte zu behandeln außer den Baukosten und den durchschnittlichen jährlichen Unterhaltungskosten der Strecke auch die größere oder geringere Schwierigkeit etwaiger Ausbesserungen, ferner die Gewinnung des Speisewassers, den Wasserverbrauch u. dgl. mehr. Sodann wäre der Schiffahrtsbetrieb zu untersuchen; dieser wird durch Verringerung der Zahl der Schleusen wesentlich befördert und hierfür erhält man einen Maßstab durch Ermittlung der Zeitverluste, die um so mehr ins Gewicht fallen, je größer der Verkehr eines Kanals ist. Auch die Art der Beförderung der Schiffe, ob durch Treideln oder durch Dampfer, ist zu berücksichtigen. Unter allen Umständen ist aber zu fordern, daß die baulichen Anlagen den Schiffen volle Sicherheit gewähren müssen.

In der Strecke Henrichenburg-Dortmund bewältigt man das Gefälle von 15 m an einer Stelle und zwar durch ein Schiffshebewerk, neben dem eine Schachtschleuse liegt.

Zu diesen beiden Möglichkeiten der Überwindung großer Gefälle tritt noch die Schleusentreppe. Diese wurden bis zu 6 Stufen ausgeführt und zwar entweder durch unmittelbares zusammenkuppeln der Schleusen oder Einschaltung kurzer Zwischenhaltungen. Letztere Anordnung wurde bei Niederfinow im Hohenzollernkanal gewählt,

Abb. 259. Schleusentreppe bei Niederfinow.



die aus Abb. 259 ersichtlich ist. Das obere Bild zeigt den Fall, in dem Schleuse I und III gefüllt sind, in denen je ein Bergschiff liegt, während ein drittes Bergschiff S6 in die Schleuse IV aus dem Unterwasser einfahren will. Der Betrieb erfolgt durch von einer Oberleitung gespeiste elektrische Lokomotiven. Diese Schleusen sind als Sparschleusen mit je 3 Paaren von Sparbecken gebaut. Die Fahrt eines einzelnen Schiffes durch die ganze Schleusentreppe dauert 80 Minuten.

Die Schachtschleuse ist dadurch gekennzeichnet, daß die Kammer am Unterhaupt durch eine bis über das Oberwasser reichende Quermauer abgeschlossen ist,

unter der eine genügend hohe Öffnung das Ein- bzw. Ausfahren ermöglicht. Der Name leitet sich von dem von allen Seiten von Mauern eingeschlossenen »Schacht« her, in dem die Schiffe gehoben bzw. gesenkt werden. Die erste bei Paris ausgeführte Schachtschleuse hatte 10 m, die bei Henrichenburg und Minden etwa 14, die in den masurischen Kanälen haben 15 bis 18 m Gefälle. Bei Schachtschleusen sind Sparbecken besonders zu empfehlen: die Mindener hat 4 Paare von Sparbecken mit einer Wasserersparnis von 75 v. H. Eine Gegenschleusung dauert 35 Minuten.

An dieser Stelle sollen noch die verschiedenen Ausführungen der Schiffshebewerke[1]) kurz besprochen werden, die nach dem heutigen Stand der Erkenntnis für große Gefälle den Vorzug verdienen. Es sei aber bemerkt, daß eine vollbefriedigende Lösung unter dem im einzelnen vorzüglich durchgearbeiteten Konstruktionen wohl noch immer nicht gefunden ist. Es scheint aber, daß dies nur noch eine Frage der Zeit ist. Jedenfalls hat sich die Reichswasserstraßenverwaltung entschlossen, für den zweiten Abstieg des Hohenzollernkanals bei Niederfinow und den Abstieg des Mittellandkanals bei Magdeburg ein Schiffshebewerk zu wählen.

Man kann — abgesehen von der für große Gefälle — bis zu 20 m — bisher meistens verwendeten Schachtschleusen oder Schleusentreppen — das Heben der Schiffe entweder in lotrechter Richtung oder auf einer geneigten Ebene bewerkstelligen.

Die Anwendung geneigter Ebenen erfordert die Erbauung von Schiffseisenbahnen, d. h. die Herstellung von Eisenbahngleisen, auf denen sich zwei große, durch ein langes Drahtseil miteinander in Verbindung stehende Wagengestelle aufwärts bzw. abwärts bewegen.

Bei den 5 geneigten Ebenen des Elbing-Oberländischen Kanals, die Höhenunterschiede von 13 bis 25 m überwinden, werden die meistenteils mit Holz befrachteten Kähne unmittelbar auf die Wagen gestellt, also trocken befördert.

Kanalschiffe der heute üblichen Größe hat man bisher nicht trocken gehoben, doch scheint ein zwingender Hinderungsgrund, etwa hinsichtlich der Festigkeit der Schiffe, nicht vorzuliegen, wenn man bedenkt, daß alle Binnenschiffe auf einzelnen Wagen auf die Helling gezogen werden, daß sie auch beim Prüfen der Wasserdichtigkeit auf Land mit Wasser gefüllt werden und daß die Beanspruchungen durch den Druck der Ladung auf das Schiff — vorausgesetzt daß man beim Heben den ganzen Boden gleichmäßig unterstützt — nur das Spiegelbild der Beanspruchungen ist, die der Wasserdruck auf die Außenhaut des Schiffes ausübt, an den Stellen, wo die Ladung wie bei Stückgut oder in nur halb vollen Räumen, keinen Gegendruck auf die Blechwand erzeugt. Aus diesen Erwägungen heraus verdient der neue, 1924 von AUG. KLÖNNE, Dortmund und der Rheinischen Metallwaren- und Maschinenfabrik Düsseldorf gemachte Vorschlag eines Schiffshebewerks mit trockner Schiffsförderung (Patent Dr. KARNER) besondere Beachtung. Es vermeidet die mit der Förderung im Troge verbundenen Nachteile und Unsicherheiten, die großen Gewichte, die Schwierigkeit der Dichtung und Gründung und scheint auch an Anlage- und Betriebskosten billiger zu sein. Die Aufnahme der Schiffe auf einer Plattform, die durch hydraulisch bewirkte vollständige Anpassung auch an nicht ebene Schiffsböden unvorgesehene Beanspruchungen der Festigkeit ausschließt, dürfte der Förderung im Troge vorzuziehen sein. Die ganze Anlage des Schiffshebewerks Klönne — Rheinmetall ist für die Abstiege bei Niederfinow und

[1]) Vgl. HAGEN, Wasserbaukunst; III. Teil, Bd. III. — Zeitschr. f. Bauw. 1861, S. 149. — Handb. d. Ing.-Wissensch., 4. Aufl. 1904, III. Teil, Bd. VIII, S. 307 bis 357. — MÖLLER, »Grundriß des Wasserbaues«, Bd. II, IV. Abschn. (Zahlreiche Lichtbilder.) — RIEDLER, »Neuere Schiffshebewerke unter Berücksichtigung der Entwürfe für den Donau-Moldau-Elbe-Kanal. Berlin 1897. — ENGELS, »Handbuch des Wasserbaus«. — O. TEUBERT, Binnenschiffahrt, woraus Abb. 259 entnommen ist.

Rothensee-Magdeburg entworfen worden. Ausführliche Beschreibung des ganzen Entwurfs und besonders auch der für die Plattform erdachten Einrichtungen sind in der Zeitschrift »Schiffbau, Kleinschiffbau und Binnenschiffahrt« Berlin C 3 in Heft 9 und 16 des Jahrgangs 1924 von Dr. KARNER veröffentlicht worden.

Will man aber das Schiff nicht aus seinem eigentlichen Element, dem Wasser entfernen, so fährt man es in einen mit Wasser gefüllten Trog, um es mit diesem gemeinsam zu heben. Solche Einrichtung nennt man auch Trogschleusen, wobei die Tröge auf einer Schiffseisenbahn befördert werden können, wenn man die Wagengestelle so baut, daß der Trog trotz der Neigung der Eisenbahn wagerecht liegt.

Von den sieben verschiedenen Ausführungen dieser Art, vier in England, zwei in Nordamerika, eine in Deutschland, dürfte besonders die am Potamac (Nordamerika) beachtenswert sein. Diese im Jahre 1876 erbaute Schiffseisenbahn verbindet den genannten Fluß mit einem Schiffahrtskanal, sie ist mit 1 : 12 geneigt, der Höhenunterschied zwischen Fluß und Kanal ist durchschnittlich 11,6 m; die Kähne haben 110 bis 135 t Tragfähigkeit. Das Aufwärtsfahren wird durch zwei an den Seiten der vielgleisigen Eisenbahn angebrachte, auf Schienen laufende Gegengewichtswagen sehr erleichtert. In Deutschland wurden 1845 bis 1860 im Elbing-Oberländischen Kanal fünf geneigte Ebenen für Gefälle von 13 bis 25 m gebaut. Die Neigung ist 1 : 12, bei der obern und untern Haltung, in denen die Schiffe wagerecht auf die Wagen kommen, 1 : 24. Die Schiffe haben nur 60 t Tragfähigkeit; die Betriebskraft wird aus der Wasserkraft gewonnen.

Kurz erwähnt seien noch einige Entwürfe zu Schiffseisenbahnen, die für den Donau-Moldau-Elbekanal 1895 und für den Donau-Oderkanal 1903 von fünf vereinigten böhmischen Maschinenfabriken und Siemens-Schuckert aufgestellt wurden: ersterer eine Querbahn, letzterer eine Längsbahn mit Neigung 1 : 12 bei 40 m Gefälle vorsehend; ferner ein Entwurf von Haniel und Lueg einer Längsbahn 1 : 8 mit 50 bzw. 100 m Hubhöhe.

Schließlich sei noch auf einen Entwurf der Maschinenfabrik Augsburg, Nürnberg — Siemens-Schuckert — Havestadt und Contag hingewiesen, der im »Handbuch des Wasserbaus« von H. ENGELS ausführlich besprochen ist. Der Trog hängt, in der Querrichtung drehbar, in einem Gerüst, das auf 32 Rädern auf einer Längsbahn fährt. Auch hier ist die Lösung des Anschlusses an die Haltungen nicht einfach. Der Trog mit Inhalt wiegt etwa 5000 t, die erforderliche Motorenleistung beträgt über 8000 PS.

Eine größere Verbreitung als die Schiffseisenbahnen hat das senkrechte Heben der Tröge gefunden. Wenn man zwischen zwei Trögen von verschiedenen Gewichten eine Verbindung herstellt, wird der stärker belastete Trog sinken und den andern heben. Zu diesem Zwecke hat man anfangs die Tröge an einer gemeinsamen, über eine gut unterstützte Scheibe geführten Kette aufgehängt und einen Trog etwas höher mit Wasser gefüllt als den andern. Ein derartiges Hebewerk ist an einem englischen Kanal bereits i. J. 1838 ausgeführt. Es war für kleine Kähne von nur 10 t eingerichtet.

Im Jahre 1875 ist das senkrechte Schiffshebewerk durch Verwendung von Druckwasser für Unterstützung der Tröge vervollkommnet und als Doppelhebewerk mit Preßkolben in England bei Anderton am Weaver ausgeführt; es verbindet diesen Fluß mit einem Schiffahrtskanal.

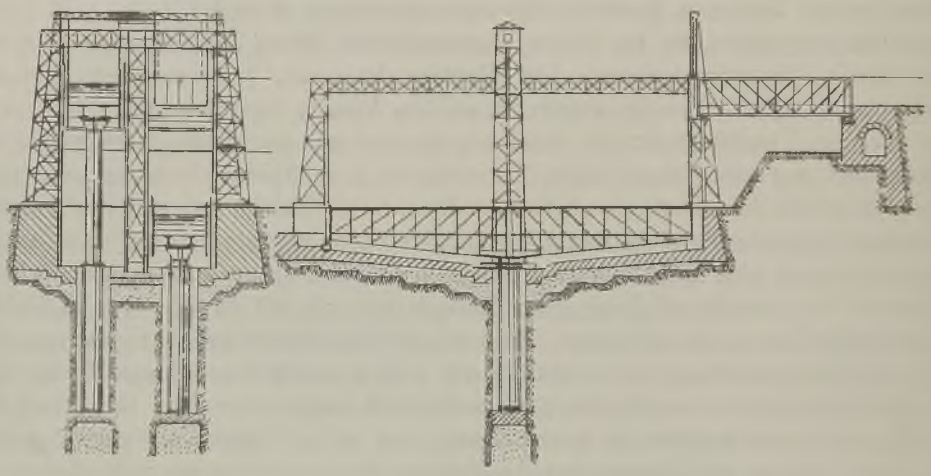
Die Einrichtung dieses Hebewerks ist der Anordnung der hydraulischen Pressen nahe verwandt. Zwei massige Kolben (hier 0,9 m Durchmesser), deren Länge sich nach dem Gefälle der Schleuse richtet, bewegen sich in feststehenden Preßzylindern zwischen Stopfbüchsen auf und ab. Von diesen Kolben werden die beiden Tröge in deren Mitte unterstützt. Eine unter den Stopfbüchsen liegende horizontale, mit Absperrvorrichtung versehene Rohrleitung verbindet die Zylinder miteinander. Neben der Schleuse steht

im Bereich der untern Kanalhaltung eine Druckpumpe, von dieser führt eine Rohrleitung nach jener Verbindungsleitung. Die freien Räume in den Preßzylindern werden mit Druckwasser gefüllt. Ein Trog befindet sich oben, der andere unten, in dem erstern ist die Wasserhöhe etwas größer als in dem zweiten; bei der erwähnten Schleuse um 15 cm.

Setzt man nun die beiden Preßzylinder miteinander in Verbindung, so bewirkt das Übergewicht des ersten Troges daß der zweite in die Höhe steigt, während jener sinkt. Außer der Last des steigenden Troges hat der sinkende auch die Reibung in den Stopfbüchsen und sonstige Widerstände zu bewältigen. Die Regelung der Bewegung erfolgt mittels der erwähnten Absperrvorrichtung. Der Wasserspiegel des vollständig gehobenen zweiten Troges erreicht aber infolge seiner geringern Füllung den normalen Stand erst dann, wenn aus der obern Kanalhaltung die mangelnde ergänzt ist. — Daß man die Gradführung der Tröge durch zuverlässige Anordnungen sichern muß, ist selbstverständlich.

Abb. 260 u. 261. Doppelhebewerk mit Preßkolben.

Abb. 260. Querschnitt. Abb. 261. Längsschnitt.



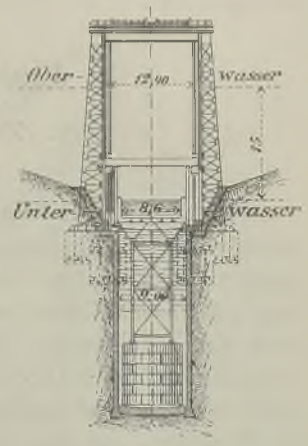
Das Hebewerk bei Anderton ist für Kähne von 100 t Tragfähigkeit eingerichtet. Zwei andere im letzten Viertel des vergangenen Jahrhunderts im nördlichen Frankreich bzw. Belgien errichtete sind für Kähne von 300 bzw. 360 t Tragkraft bemessen (Abb. 260 u. 261).

Zwei weitere Doppelhebewerke mit Preßkolben wurden 1903 bzw. 1907 in Kanada zwischen Ontario- und Huronsee gebaut, das erstere mit 29, das letztere mit 14 m Gefälle. Das Gesamtgewicht eines jeden Troges beträgt 1700 t, der Betriebsdruck 42 at.; die Preßzylinder haben einen innern Durchmesser von 2,35 m, sie sind in 24 m tiefen Fundamentschächten gegründet. Außer den Schwierigkeiten der Dichtung haben diese Hebewerke den Nachteil, daß bei Störung eines Troges der ganze Kanalbetrieb unterbrochen ist, da der andere nicht allein betrieben werden kann.

Man kann nun für die Unterstützung eines Troges auch den Auftrieb des Wassers verwerten, den eingetauchte Hohlkörper oder Schwimmer erfahren; dieser ist bekanntlich gleich dem Gewicht des verdrängten Wassers, also recht ansehnlich. Hierauf fußt die Schwimmerschleuse. Bei Henrichenburg im Dortmund-Emskanal wurde eine solche mit 15 m Gefälle im letzten Jahrzehnt des vergangenen Jahrhunderts ausgeführt, nachdem durch PRÜSMANN ältere Vorschläge weiter ausgebildet waren. Die Schwimmerschleusen haben den Vorteil, daß ein Trog genügt, weil dessen Heben und Senken sich durch Verminderung und Vermehrung der Wasserfüllung bewirken läßt.

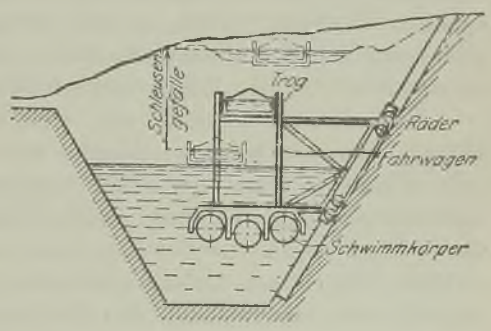
Bei der in Abb. 262 dargestellten Schwimmerschleuse wird die 70 m lange Kammer von fünf zylindrischen Schwimmern getragen, die in runden, mit Wasser gefüllten Behältern (Brunnen) auf- und absteigen und durch Fachwerk mit dem Trog in Verbindung stehen. Die Brunnen haben 9 m Durchmesser und 30 m Tiefe; Mäntel und Böden bestehen aus Eisenblech und sind wasserdicht. Der obere Teil des Bauwerks dient der Führung des Trogs und der Abwehr der Gefahren bei Beschädigung eines Schwimmers. Die Führung wird durch vier riesige, drehbare Schraubenspindeln (Kerndurchmesser 20 cm) bewirkt, ihr Abstand ist der Quere nach 12,4 m, in der Längsrichtung 42 m. Die Spindeln erhalten ihren Halt durch vier Führungstürme, von denen zwei in der Abbildung gezeichnet sind. Die daselbst durch vier kleine Rechtecke angedeuteten Schraubenmuttern sind an einem abgestützten Querbalken befestigt, stehen sonach mit dem Trog in fester Verbindung. Die Spindeln werden mittelbar durch einen kleinen Elektromotor, der sich, gehörig unterstützt, ganz oben über der Mitte des Troges befindet, um ihre senkrechte Achse gleichmäßig gedreht. Nennenswerte Belastungen würden die Muttern erst erhalten, wenn der Trog aus seiner wagerechten Lage käme.

Abb. 262. Schwimmerschleuse. M. 1 : 1000.



Eine weitere Art des einfachen Hebewerks und zwar nicht mit Schwimmern sondern mit Gewichtsausgleich unter Anwendung von Zugorganen ist von der Gute-Hoffnungshütte zusammen mit verschiedenen andern Firmen für den zweiten Abstieg bei Niederfinow entworfen worden. Das Gewicht des gefüllten Troges ist durch Gegengewichte vollständig ausgeglichen und zwar greifen die Gegengewichte, jedes unabhängig vom andern, an zusammen 160 Seilen an. Der Trog wird mittels endloser Gelenkketten durch verzahnte Kettenrollen bewegt, die auf den die beiden Hebegerüstwände überspannenden Trägern ruhen. Bei elektrischem Betrieb, der 100 K.W. erfordert, dauert eine Doppelschleusung etwa 35 Minuten.

Abb. 263. Tauchschleuse von Böhmler.



Die Tauchschleuse von Böhmler, Patent der Grün und Bilfinger A.-G. Mannheim, Abb. 263[1]), ist für eine Gefälle von 24 m für 1200 t Schiffe auf dem Neckar-Donaukanal entworfen worden; sie erfordert eine besonders tiefe Baugrube. Das nähere ist aus der Abbildung ersichtlich.

Ein Hebewerk mit schwingender Hebung ist von Schnapp und Bruno Schulz vorgeschlagen worden, bei dem der Trog durch die vier Doppelhebel von je 30 m Armlänge getragen wird, wobei das dauernde Gleichgewicht durch Gegengewichte oder bei Doppelhebewerken durch den zweiten Trog hergestellt wird. Der Trog beschreibt bei der Bewegung des Hebewerks eine Kreisbahn, in der durch Führungsstäbe seine lotrechte Lage jederzeit gesichert wird.

Schließlich sei noch ein Entwurf der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg erwähnt, der einen schwimmenden Wagebalken vorsieht, dessen eines Ende den Trog,

1) Aus Engels, a. a. O.

das andere das Gegengewicht trägt. Der Trog hat keine Tore, taucht vielmehr ganz unter, so daß er die Schiffe gewissermaßen auffischt. Dies Untertauchen erfordert erheblichen Kraftaufwand, der durch Füllen von Ballastkasten erreicht wird.

Wegen einer gründlichen Vergleichung der verschiedenen Vorrichtungen zur Überwindung großer Gefälle, sei auf das Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften a. a. O. S. 253 und das »Handbuch des Wasserbaus« von H. ENGELS, 3. Aufl. 1923 aufmerksam gemacht.

G. Flußdeiche und Flußdeichschleusen[1]).

§ 59. Zweck und Einteilung der Flußdeiche[2]).

a) Zweck.

Flußdeiche sind Dämme aus Erde, Sand oder Kies, die längs der Flüsse und der Seeküste angelegt werden, um deren Hochwasser zu kehren, d. h. von den niedrig gelegenen Grundstücken abzuhalten. Außerdem bilden sie ein wichtiges Mittel der Regelung schiffbarer Flüsse, weil sie das Hochwasser zusammenhalten, dadurch die Fortführung der abgelagerten Sinkstoffe erleichtern und somit eine Erhöhung der Flußsohle verhindern. Der Hauptzweck der Deiche ist jedoch in den meisten Fällen die landwirtschaftliche Verbesserung der unter dem Hochwasserspiegel gelegenen Niederungen der Flußtäler, die man dann zum Anbau solcher Kulturgewächse, wie namentlich Getreide, benutzen kann, die keine Überschwemmung vertragen und höhere Erträge liefern als Wiesen und Weiden.

b) Einteilung.

Die Flußdeiche zerfallen in Winterdeiche, die auch Hauptdeiche genannt werden und die höchsten, entweder im Frühjahr zur Zeit des Schneeschmelzens oder nach länger andauernden starken Niederschlägen eintretenden Wasserstände kehren sollen, und in Sommerdeiche, die den Grundstücken nur vor dem während der Sommerzeit vorkommenden, nicht so starken Hochwasser Schutz verleihen, von dem höheren Wasser dagegen überflutet werden, so daß sie nicht den Ländereien die fruchtbringende Überschlickung der Hochwasser entziehen. Gewöhnlich werden Sommerdeiche im Anschluß an schon bestehende Winterdeiche hergestellt, um deren Vorländer zu schützen.

Außerdem unterscheidet man geschlossene Deiche, die sich an hochwasserfreie Höhen, Ufer oder Deiche anschließen und dadurch die Niederung von allen Seiten schützen, und offene Deiche, die große Lücken enthalten und demgemäß keinen Schutz vor Überschwemmung gewähren, sondern nur die Strömung mit ihren nachteiligen Sand- und Geröllablagerungen von den Ländereien abhalten und diese vor Bodenbeschädigungen bewahren. Die offenen Deiche werden hauptsächlich an scharfen Krümmungen der Flüsse angelegt, um zu verhindern, daß die Hauptströmung zur Zeit des Hochwassers das Flußbett verläßt und, die Krümmungen abschneidend, die Grundstücke mit großer Heftigkeit überströmt und abspült. Durch Flügeldeiche (Abb. 264)[3]), oberhalb deren gewöhnlich die Nebengewässer einmünden, wird verhindert, daß sich das Hochwasser hinter den Deichen durch die Niederung bewegt.

---

[1]) Die Bearbeitung dieses Abschnitts für die vorliegende 6.—8. Aufl. des »Lehrbuchs des Tiefbaus« stammt von Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. WILHELM TEUBERT, Mannheim.

[2]) Die »Flußdeiche und Flußdeichschleusen« sind in dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 5. Aufl., Bd. VI, Kap. VIII, bearbeitet von Geh. Hofrat Prof. Dr.-Ing. F. Kreuter ausführlich besprochen.

[3]) Die Abb. 264 bis 307 sind dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, 5. Aufl., Leipzig 1921, Bd. VI, Kap. VIII, entnommen.

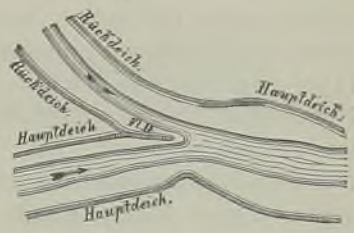
Rückdeiche oder Rückstaudeiche (Abb. 265) werden diejenigen Deiche genannt, die sich längs eines Nebenflusses hinziehen, um das aus dem Hauptflusse zurückstauende Hochwasser von der Niederung abzuhalten; man stellt sie bei geschlossenen Deichanlagen her, wenn die Hochwassermenge des Nebenflusses so groß ist, daß in dem Hauptdeich eine weite, kostspielige Deichschleuse erforderlich wäre. Die Rückstaudeiche schließen sich in der Regel an der Mündung des Nebenflusses dem Hauptdeiche an und erhalten dort dessen Höhe.

Abb. 264. Flügeldeiche.

Binnendeiche schützen die Niederung vor dem Hochwasser der von dem rückwärts liegenden Lande kommenden Gewässer oder zerlegen eingedeichte Flächen der größern Sicherheit oder bessern Entwässerung wegen in einzelne Teile.

Schar- oder Gefahrdeich (vgl. Abb. 264 bei *a*) wird ein Deich genannt, vor dem sich kein breites Vorland befindet, der mithin den Angriffen der Strömung unmittelbar ausgesetzt ist, »schar« liegt und deshalb einer besonders guten Sicherung bedarf. Außerdem muß das schmale Vorland durch Uferdeckwerke oder Buhnen vor weiterm Abbruch geschützt werden.

Abb. 265. Rückstaudeiche.



Die schon oben erwähnten Flügeldeiche sind kurze Deiche, die im Anschluß an den Hauptdeich oder das hochwasserfreie Ufer bei vorspringenden Deichecken bis zum Vorland hinabgeführt und an der Oberwasserseite abgepflastert werden, um den Stoß des Eises aufzunehmen und die Hochwasserströmung in die Richtung des Stromlaufs zu weisen. Ferner werden Flügeldeiche von dem Hauptdeich aus auf einem Teile des Vorlands hergestellt (vgl. Abb. 264), um dessen niedrigere Flächen vor heftiger Durchströmung zu schützen. Auch ordnet man sie oberhalb der Einmündung von Nebenflüssen an (vgl. Abb. 265), um zur Verhütung von Versandungen eine Vereinigung der beiden Flüsse unter einem spitzen Winkel bei Hochwasser herbeizuführen. Endlich finden sich Flügeldeiche als Verbindungsglied zwischen einem Deich und einer hochwasserfreien Höhe (vgl. Abb. 264) und heißen dann Frontdeiche.

Ringdeiche umschließen Ortschaften eines Flußtals, das gar nicht oder nur in unzureichender Weise gegen Hochwasser geschützt ist. Polder nennt man die durch einen geschlossenen Winterdeich geschützte Fläche; die zur Unterhaltung dieses Deiches verpflichtete Genossenschaft Deichverband.

Neue Eindeichungen kommen in Deutschland fast nur an kleinern Flüssen vor; bei Deichbauten an großen Flüssen pflegt es sich um eine Verlegung bestehender Deiche zu handeln.

§ 60. Lage und Querschnitt der Flußdeiche.

a) Lage der Flußdeiche.

Die Anlage von Winterdeichen hat so zu geschehen, daß die Deichweite, d. h. die Entfernung der Deiche voneinander, oder, wenn nur an dem einen Ufer ein Deich errichtet werden soll, dessen Entfernung von dem gegenüberliegenden hochwasserfreien Gelände überall einem genügend großen Hochwasserdurchflußquerschnitt entspricht, da die sonst eintretende Steigerung des Hochwasserstands und der Hochwassergeschwindigkeit

große Gefahren für die Deiche selbst, die Ufer, sowie für die Ortschaften und Brücken herbeiführt. Einen unmittelbaren Anhalt zur Bestimmung der normalen Hochwasserprofilbreite bieten in der Regel vorhandene Flußstrecken, die die gleiche Hochwassermenge, Flußbettbreite und Höhenlage der Vorländer, sowie dasselbe Hochwassergefälle besitzen.

Die Lage des Deiches ist so zu wählen, daß dieser vor Beschädigung möglichst geschützt ist, zu welchem Zweck er tunlichst parallel mit dem Hochwasserstromstrich laufen muß. Doch sind mit Rücksicht auf den Eisgang durch Verschiebung des Deiches nach dem einbuchtenden (konkaven) und durch dessen Zurücksetzen von dem vorspringenden (konvexen) Ufer flache Deichkrümmungen zu erstreben. Auch sollen die Deiche ohne scharfe Ecken angelegt werden, weil diese den Angriffen der Strömung, sowie des Eisgangs und Wellenschlags besonders ausgesetzt sind. Ebenso dürfen keine plötzlichen Verengungen des Durchflußprofils stattfinden, weil diese leicht zu gefährlichen Eisstopfungen Veranlassung geben.

Ferner muß die Vorlandbreite so groß angenommen werden, daß der Deich auch nach geringen spätern Veränderungen des Flusses nicht zu einem Schardeiche wird. Auch ist die Deichlinie über hohen, festen Boden, nicht über Niederungen, Moore und Sümpfe, die Durchquellungen, Rutschungen und Versinkungen veranlassen, zu führen.

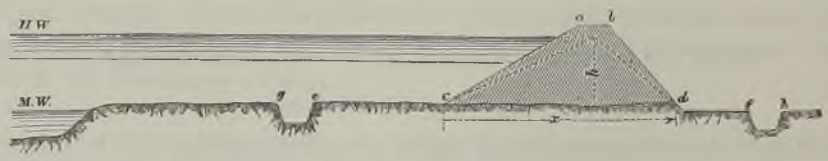
Die vorstehenden Regeln sind auch bei der Anlage von Sommerdeichen zu beachten, deren Deichweite jedoch nicht nach dem höchsten Wasser, sondern nur nach dem zu kehrenden gewöhnlichen Sommerhochwasser zu bemessen ist. Bei der Anlage von Rückstaudeichen wird die Deichweite nach der Hochwassermenge der Nebenflüsse, längs denen jene Deiche sich hinziehen, und dem dazugehörigen Hochwasserstand bestimmt. Zur Vermeidung von Sinkstoffablagerungen ist der Hauptdeich mit dem Rückstaudeich unter sehr spitzem Winkel zusammenzuführen oder es ist deselbst in jener Richtung (vgl. Abb. 265) ein Flügeldeich anzulegen.

Die Breite zwischen den Deichen wird bestimmt, indem man aus den vorliegenden Pegellisten den Höchststand und das Wasserspiegelgefälle des größten bekannten offenen Hochwassers ermittelt und den diesem entsprechenden Abflußquerschnitt aus den Querschnittaufnahmen der einzudeichenden Strecke festlegt[1]). Das Ergebnis der Berechnung ist dann daraufhin zu prüfen, ob das Maß, um das der Wasserspiegel infolge der Eindeichung steigt, mit Rücksicht auf die durch die Vergrößerung der Wassertiefe eintretende Erhöhung der Geschwindigkeit noch zulässig ist.

b) Der Querschnitt der Flußdeiche.

An dem Querschnitt der Flußdeiche (Abb. 266) unterscheidet man die Kappe oder Krone *ab*, die Außenböschung *ac*, die Binnenböschung *bd*, die Außenberme *ce* und die Binnenberme *df*. Die beiden Bermen werden zuweilen durch den Außenbermegraben *eg* und den Binnenbermegraben *fh* von dem Vorland bzw. Binnenland getrennt.

Abb. 266. Querschnitt eines Flußdeichs.



a) Der Querschnitt der Winterdeiche. Bei Winterdeichen wird die Höhe der Deichkappe durch das höchste beobachtete Wasser bestimmt, über das sich die Deiche

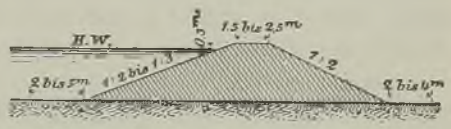
[1]) Genaue Berechnungen siehe ENGELS a. a. O. S. 833.

größerer Flüsse gewöhnlich 0,6 m erheben (Abb. 267). Bei kleinern Deichen, die dem Eisgang und Wellenschlag weniger ausgesetzt sind, braucht die Kappe nur 0,3 m über dem höchsten Wasserstand zu liegen (Abb. 268). Dagegen werden Deichstrecken, deren Durchbruch wegen nahe gelegener Ortschaften besonders gefährlich wäre, 0,9 bis 1,2 m über Hochwasser ausgeführt. Ebenso stellt man auch solche Strecken, vor denen ein heftiger Wellenschlag zu befürchten ist, sowie die in stärkerm Querschnitt und mit kräftiger Außenböschung zu versehenden Schardeiche 0,3 m höher als die übrigen her.

Abb. 267. Winterdeich an Hauptflüssen.

Die Kappenbreite ist bei den Winterdeichen der Hauptflüsse (vgl. Abb. 267) so groß anzunehmen, daß die Dämme während der Deichverteidigung zur Herbeischaffung der hierzu erforderlichen Baustoffe befahren werden können, und beträgt gewöhnlich 2,5 bis 4,5 m je nach der Güte der Deicherde und der Heftigkeit der durch Wellenschlag und Eis zu erwartenden Angriffe. Soll die Kappe auch als gewöhnlicher Verkehrsweg dienen, so muß ihre Breite mindestens gleich 4,5 m sein. Die geringern Angriffen ausgesetzten Deiche an kleinern Flüssen (vgl. Abb. 268) dagegen erhalten eine Kappenbreite von 1,5 bis 2,5 m. Die Kappe wird gewöhnlich des bessern Wasserablaufs wegen flach gewölbt und am besten mit einer Rasendecke, bei ihrer Benutzung als Fahrweg jedoch mit einer Bekiesung versehen.

Abb. 268. Winterdeich an kleinen Flüssen.



Die Außenböschung der Rasendeiche an größern Flüssen wird mit $2\frac{1}{2}$- bis 4facher, bei kleinern mit 2- bis 3facher Anlage, und zwar um so steiler ausgeführt, je geringer die zu erwartenden Angriffe und je besser die Deicherde, sowie der Untergrund sind. Wird jedoch, wie bei Deichen an Gebirgsflüssen, die Außenböschung mit Steinen gesichert, so kann diese eine $1\frac{1}{2}$- bis 2fache Anlage erhalten. Die Binnenböschung wird gewöhnlich mit der zur Erzielung einer kräftigen Rasendecke nötigen 2fachen Anlage hergestellt.

Zu beiden Seiten des Deiches müssen mit einer Rasendecke versehene Schutzstreifen (Außen- und Binnenberme) bleiben, die nur als Wiese oder Weide benutzt werden dürfen. Die Außenberme, auf der kein Fahrweg angelegt werden soll, erhält bei größern

Abb. 269. Deich vor einem Kolk.

Deichen eine Breite von 5 bis 10 m, bei kleinern eine solche von 2 bis 5 m. Die Binnenberme ist 2 bis 6 m, bei Anlage eines öffentlichen Weges jedoch mindestens 4,5 m breit.

Besteht der Deich aus sandiger, der Durchquellung und Durchweichung unterliegender Erde, oder befindet er sich, wie dies häufig bei ältern Deichen der Fall ist, vor tiefen Kolken, so verstärkt man den Deichkörper durch einen breiten, 1 bis 2 m über dem Binnenlande liegenden Fußdeich (Abb. 269). Außerdem empfiehlt es sich, zur

Verminderung des schädlichen, aus den Kolken hervorquellenden Qualmwassers jene Vertiefung mit kleinen Deichen zu umgeben, die Kuverdeiche, Qualm- oder Quelldeiche genannt werden, sich an den Fußdeich anschließen und dieselbe Höhe von 1 bis 2 m wie dieser, eine Kronenbreite von 1 bis 1,5 m und zweifache, mit guter Rasendecke versehene Böschungen erhalten.

Flügeldeiche erhalten eine 2 bis 3 m breite abgerundete Krone, $2\frac{1}{2}$- bis 3fache Böschungen und an den durch Eisgang gefährdeten Stellen eine Abpflasterung.

β) *Der Querschnitt der Sommerdeiche.* Bei dem Querschnitt der Sommerdeiche ist die durch das Überströmen des Frühjahrshochwassers starken Angriffen ausgesetzte Binnenböschung um so flacher anzulegen, je länger der Überlauf dauert und je höher der Deich ist, dessen Krone sich bis zu 0,3 m über den zu kehrenden Sommerwasserstand erhebt. Sommerdeiche (Abb. 270), die kleinere Niederungen umschließen, aus guter Kleierde, d. h. hauptsächlich aus Ton mit Sandbeimengung bestehen und eine gute Rasendecke besitzen, erhalten bei einer Höhe von 1,2 und 3 m eine Kappenbreite von 1, $1\frac{1}{2}$ und 2 m und eine 2-, $2\frac{1}{2}$- bzw. 3fache Außenböschung, während die Anlage der Binnenböschung 2-, 4- und 6fach ist.

Abb. 270. Sommerdeich.

Dauert jedoch wegen der Größe der eingedeichten Flächen der Überlauf längere Zeit, so empfiehlt sich die Anlage besonderer Überlaufstrecken, deren Kappe 0,4 bis 0,5 m niedriger liegt als der übrige dann eine nur 2- bis 3fache Binnenböschung besitzende Sommerdeich. Diese Überlaufstrecken erhalten entweder an der Binnenseite in je 1 m Höhe abgepflasterte Bankette oder eine flachere Binnenböschung, die bei 1, 2 und 3 m Deichhöhe eine 4-, 8- bzw. 12fache Anlage erhält.

Bei der Bemessung der Deichquerschnitte sind der Druck, die Strömung, der Wellenschlag und das Überlaufen des Wassers zu berücksichtigen. Der Druck bewirkt eine Verschiebung und ein Versinken des Deiches, wenn der Untergrund nicht ganz tragfähig ist. Einer Durchquellung des Deiches ist durch Verwendung undurchlässigen Bodens und Einlage eines Tonkerns vorzubeugen. Um die für den Bestand des Deiches schädlichen Gänge der Tiere, Maulwürfe usw. hintanzuhalten, darf Gartenerde nicht verwendet werden; auch das Bepflanzen ist schädlich. Gegen das Überlaufen infolge Eisverstopfung nimmt man eine vorübergehende Aufhöhung (Aufkadung) vor.

§ 61. Deichrampen und Durchfahrten.

a) Deichrampen.

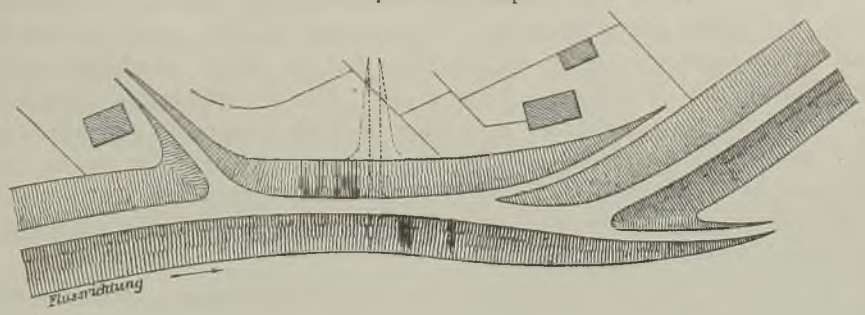
Sowohl bei Winter- als auch bei Sommerdeichen sind Rampen, d. h. An- und Abfahrten (Abb. 271) zur Verbindung des Vorlandes mit der eingedeichten Niederung anzulegen. Die an der Außenböschung erforderlichen Rampen, die den Querschnitt des Deiches nicht schwächen und daher in diesen nicht eingeschnitten sein dürfen, werden vorzugsweise stromabwärts und parallel zur Böschung angelegt. Die Rampen an der Binnenböschung darf man stromaufwärts gerichtet herstellen. Die Breite der Rampen beträgt 2,5 bis 3 m, ihre Steigung 1 : 8 bis 1 : 12, und die Böschungen erhalten dieselbe Neigung wie diejenigen der Deiche. Dienen jedoch die Rampen als öffentlicher Weg einem größern Verkehr, so sind sie breiter und flacher anzulegen. Von der Binnenseite senkrecht zur Deichlinie geführte Anfahrten (vgl. die punktiert gezeichnete Anlage in Abb. 271), die jedoch den Nachteil haben, den Verkehr auf der Binnenberme während

der Deichverteidigung zu unterbrechen, erhalten zweifache Böschungen und eine etwas größere Kronenbreite als die parallelen Anfahrten.

b) Durchfahrten.

Bei größerm über den Deich gehendem Verkehr sind statt der Rampen 3 bis 4 m weite Durchfahrten oder Deichlücken auch Wassertore genannt (Abb. 272 u. 273) mit massiven Einfassungen anzulegen; diese werden zur Zeit des Hochwassers gewöhnlich

Abb. 271. Deichrampen.



durch Dammbalken geschlossen, die in zwei 1 bis 2,5 m voneinander entfernten Dammfalzen liegen. Der Raum zwischen diesen beiden Dammbalkenverschlüssen wird mit Mist oder guter Kleierde ausgestampft. Zur Verhütung eines Durchbruchs in der Sohle der Durchfahrt, die der großern Sicherheit wegen gewöhnlich in halbe Deichhöhe gelegt wird, ist diese durch eine tief hinabreichende Herdmauer zu schützen. Ebenso müssen Pfeiler hinter den Wangenmauern 1 bis 2 m tief in den Deichkörper eingreifen.

Abb. 272 u. 273. Durchfahrt. M. 1 : 125.

Abb. 272. Längenschnitt.

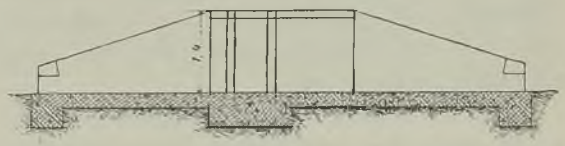
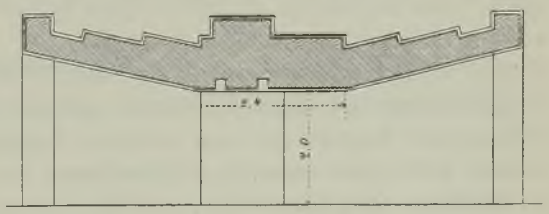


Abb. 273. Halber Grundriß.



§ 62. Deichschleusen.

a) Zweck der Deichschleusen.

Die gewöhnlichen, als Entwässerungsschleusen der eingedeichten Polder dienenden Deichschleusen, auch Siele[1]) genannt, gewähren Wasserläufen und Entwässerungskanälen der bedeichten Gelände freien Abfluß durch den Deichkörper bei niedrigerm Außenwasser, halten dagegen das höhere mittels beweglicher, an dem äußern Ende der Schleusen angebrachter Tore oder Schütze zurück. Um jedoch in trockner Jahreszeit die Entwässerung unterbrechen zu können, werden die Deichschleusen mitunter an ihrer Binnenseite ebenfalls mit Verschlußvorrichtungen versehen. Die Flußdeichschleusen sind während lang andauernder hoher Wasserstände nicht selten monatelang geschlossen, um dann wieder ebensolang während der niedrigen mittlern Wasserstände des Flusses

[1]) »Im Flutgebiet der Nordsee werden die Deichschleusen gewöhnlich Siele genannt, namentlich bezeichnet man die bedeckten Deichschleusen mit diesem Namen. Man gebraucht denselben aber auch für die anderen Deichschleusen.« (Garbe.)

geöffnet zu sein. Die Deichschleusen können auch zur Bewässerung von Acker- und Weideland benutzt werden, wenn durch tiefer liegende Deichschleusen für die Ablassung, also den regelmäßigen Wechsel des Wassers im Polder gesorgt werden kann [1]).

Der Entwässerungskanal wird das Binnentief und seine Verlängerung von dem Siele bis zum Flusse, in den er einmündet, das Außentief genannt.

b) Lage, Weite und Höhenlage.

Die Lage der Siele wird durch Rücksichten auf die Vorflut, auf die Länge des Außensiels, auf Schutz gegen Strömung, Wellenschlag und Eis, sowie auf den Baugrund beeinflußt. Entwässerungssiele in Flußdeichen sind an einem möglichst stromabwärts gelegenen Punkte des Geländes zu erbauen, weil dort die niedrigsten Grundstücke sich befinden. Auch ist der Sielplatz so zu wählen, daß die Länge des Außentiefs möglichst kurz wird, weil dieses bei Hochwasser mitunter versandet. Ferner ist das Siel auf gutem Baugrund und an einer Deichstrecke zu erbauen, die der Strömung, sowie dem Wellenschlag und Eisgang nicht allzusehr ausgesetzt ist. Ein hohes, nicht abbrechendes und nicht zu breites Vorland ist erwünscht.

Die Sielweite, die in erster Linie von der abzuführenden, durch die Größe des Abwässerungsgebiets und des Niederschlags bestimmten Wassermenge abhängig ist, wird bei bedeckten Sielen gewöhnlich nicht über 4 m angenommen. Ist eine größere Weite erforderlich, so stellt man lieber mehrere kleinere, durch Zwischenpfeiler getrennte Öffnungen auf gemeinschaftlichem Fundament mit wagrechtem, durch das ganze Bauwerk sich erstreckendem Boden her, weil dann schmälere, leichter zu bewegende Verschlußteile möglich sind.

Die Höhenlage des Sielbodens ist so anzunehmen, daß die Schwelle 0,5 bis 1,0 m unter dem niedrigsten Außenwasserstand liegt. Die lichte Höhe der Siele wird in der Regel nicht geringer als $\frac{2}{3}$ der Weite angenommen.

c) Die Konstruktion der Siele.

Sie richtet sich nach der Größe und den Zwecken des Bauwerks, sowie nach dem vorhandenen Baustoff und den örtlichen Eigentümlichkeiten. Gewöhnlich kommen bedeckte Siele, bei denen der Deichkörper über die hölzerne Decke oder das Gewölbe der Schleuse fortgeführt wird, und die bis zu Weiten von 1,5 m Pumpsiele genannt werden, zur Anwendung. Offene Deichschleusen dagegen, die in der Anlage und Unterhaltung kostspieliger als bedeckte Siele sind, kommen dann zur Ausführung, wenn der Deichkörper über einem bedeckten Siel zu klein bleiben würde, um den Angriffen des Wellenschlags und Eisgangs Widerstand leisten zu können.

Der mittlere, die Hauptschlußvorrichtung enthaltende Teil des Bauwerks muß mit vollständig wasserdichtem Boden hergestellt werden und heißt das Hauptsiel. An dieses schließen sich das Außenvorsiel, sowie das Binnenvorsiel an, die den Übergang zu den Sieltiefen bilden, sich daher am besten nach den Enden zu erweitern und bei wichtigen Sielen bis in die Bermen reichen. Zur Verhütung von Auswaschungen wird der Boden der Vorsiele bei größern Deichschleusen ebenfalls wasserdicht hergestellt, bei kleinern dagegen nur durch Sturzbetten aus Faschinen mit Steinpackung geschützt.

Der Anschluß der Vorsiele an das Maifeld, d. h. an das wagerechte Gelände, erfolgt durch Flügel, die, rechtwinklig oder besser schräg zur Sielachse gerichtet, in gleicher Weise zu gründen und aus demselben Baustoff auszuführen sind, wie das übrige Bauwerk.

[1]) Über die Verwendung von Flußdeichschleusen bei großen Meliorationen siehe ENGELS a. a. O. VIII. Teil.

In bezug auf die Länge der Siele unterscheidet man die empfehlenswertern langen Siele, bei denen das Hauptsiel unter dem ganzen Deichkörper so weit fortzuführen ist, daß die Decke der Schleuse an beiden Enden noch 0,6 m hoch mit Erde bedeckt ist, wobei nur kurze Vorsiele mit niedrigen Wänden entstehen, und die kurzen Siele, bei denen die Länge des Hauptsiels oft nur gleich der Breite der Deichkappe ist und die Vorsiele größere Längen erhalten.

Bedeckte Siele werden entweder aus Holz oder massiv, die offenen, den Witterungseinflüssen mehr ausgesetzten Deichschleusen dagegen in der Regel massiv hergestellt; hölzerne Siele von größerer Weite kommen jedoch nur noch selten zur Ausführung. Bei Flußdeichen, deren Untergrund für den Grundbau gewöhnlich günstig ist, werden hauptsächlich die dauerhaftern massiven Siele entweder auf Beton oder, bei tiefer liegendem tragfähigem Boden, auf einem Pfahlrost hergestellt.

Bei der Pfahlrostgründung tragen die einige Meter in den tragfähigen Boden reichenden Pfähle auf Grundbalken den gewöhnlich sich wagerecht durch das Bauwerk erstreckenden Bohlenbelag, der bei wichtigen Bauten durch eine Übermauerung gegen den Wasserdruck und die allmähliche Abnutzung durch das strömende Wasser gesichert wird. Damit durch die Strömung hervorgerufene Vertiefungen der Sohle sich nicht bis unter das Bauwerk erstrecken, sind unter den Verschlußvorrichtungen, sowie am Anfang und Ende der Schleuse Spundwände ohne Zwischenpfähle anzuordnen, die bis in den festern Boden hinabreichen.

Die Hinterfüllung des fertigen Sieles muß in einzelnen Lagen aufgebracht und sorgfältig festgestampft werden: außerdem ist bei massiven Sielen durch einzelne Pfeiler, bei hölzernen durch hochreichende, einige Meter tief in den Dammkörper hineingreifende Spundwände einer Entstehung von Wasseradern zwischen dem Bauwerk und dem Deichkörper vorzubeugen.

α) *Verschlußvorrichtungen.* Da die Flußdeichsiele monatelang geöffnet bleiben und nur einigemale im Jahre, wenn das Außenwasser höher als das Binnenwasser steht, geschlossen werden müssen, so sind die Verschlußvorrichtungen der Flußdeichsiele in der Regel nicht selbsttätig eingerichtet und können aus Schützen bestehen, die mittels Ketten nebst Windewellen oder Zahnstangen nebst Getrieben bewegt werden. Ist jedoch das Außenwasser häufigen und unerwartet auftretenden Schwankungen ausgesetzt, so sind Klappen und Tore, die selbsttätig von dem Außenwasser geschlossen, von dem Binnenwasser jedoch bei fallendem Außenwasser wieder geöffnet werden, vorzuziehen.

Abb. 274 bis 276. Hölzernes Schütz. M. 1 : 100.

Abb. 274. Ansicht.

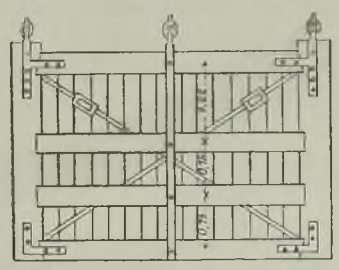


Abb. 276. Vertikalschnitt.

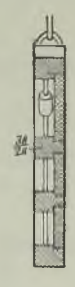


Abb. 275. Horizontalschnitt.

Schütze. Die bei Sielen von mäßiger Weite vorkommenden Schütze werden gewöhnlich aus Bohlen mit Leisten oder, bei geringerer Größe, aus zwei sich kreuzenden Bohlenlagen hergestellt. Bei größerer Sielweite dagegen wird das Schütz aus wagerechten Riegeln und senkrechten Bohlen (Abb. 274 bis 276) oder besser aus Eisen mit Rollen und Gegengewichten hergestellt. Die aus I- oder [-Eisen bestehenden Riegel werden dann an den Seiten und in den Achsen der Zugrichtung durch senkrechte Eisen miteinander verbunden und mit Blech verkleidet.

Tore. Bei kleinern Sielen kommen gewöhnlich Bohlentore, bei größern dagegen hölzerne Riegeltore zur Verwendung. Die Bohlentore (Abb. 277) bestehen aus senkrechten, 36 bis 44 cm breiten und 5 bis 15 cm starken, zur Verhütung von Versackungen unter sich durch Verzahnung verbundenen Bohlen, die durch eingelassene Leisten und eiserne, mit Schraubenbolzen befestigte Bügel miteinander verbunden sind. Die als Wendesäule dienende Bohle wird 3 bis 5 cm dicker als die übrigen gemacht, um den obern und untern Zapfen oder an Stelle des letztern besser eine Pfanne aufnehmen zu können; auch die als Schlagsäule dienende Bohle erhält oft eine größere Dicke. Das obere Halseisen (Abb. 278) ist gewöhnlich nur als einfacher Bügel ausgebildet.

Abb. 277. Bohlentor. M. 1 : 50.

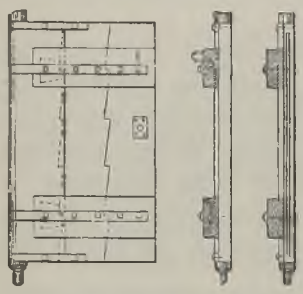


Abb. 278. Halseisen. M. 1 : 20.

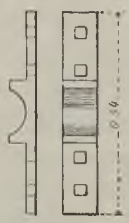
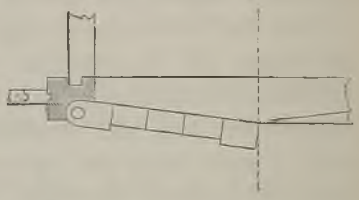


Abb. 279. Drempeldreieck.



Da diese aus Eichenholz herzustellenden Tore bei dem Fehlen wagerechter Riegel den Wasserdruck nur auf die Anlageflächen und nicht durch Stemmung auf die Wendenischen übertragen, so bedürfen sie nicht allein eines untern, sondern auch eines obern Anschlags.

Die beiden Flügel der Bohlentore bilden in geschlossenem Zustand einen stumpfen Winkel derart, daß die Höhe des hierdurch gebildeten sog. Drempeldreiecks (Abb. 279), $\frac{1}{12}$ bis $\frac{1}{20}$ der Sielweite beträgt.

Diese Lage erklärt sich, wenn man bedenkt, daß zwei dicht schließende, in ein und derselben Ebene liegende Torflügel unbeweglich sein würden.

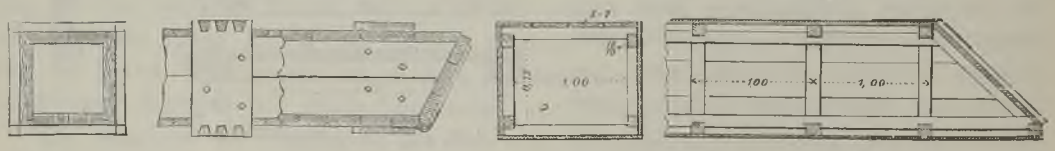
Bei größern Weiten ordnet man Riegeltore an, die ähnlich wie die hölzernen Schleusentore konstruiert werden.

β) *Pumpsiele* finden hauptsächlich bei kleinern Deichen Verwendung und werden bei gutem Baugrund am besten massiv, aus Beton oder, bei geringerer Weite, aus Gußeisen, bei schlechtem Baugrund dagegen aus Holz hergestellt.

Bei diesen Sielen besteht die Verschlußvorrichtung gewöhnlich aus einer um eine obere wagerechte Achse drehbaren Klappe, die aus zwei sich kreuzenden, mit hölzernen

Abb. 280 u. 281. Kleineres hölzernes Pumpsiel. Abb. 282 u. 283. Größeres hölzernes Pumpsiel. M. 1 : 70.

Abb. 280. Längenschnitt. Abb. 281. Querschnitt. Abb. 282. Querschnitt. Abb. 283. Längenschnitt.



Nägeln verbundenen Bretterlagen oder aus Blechplatten hergestellt und entweder vor einer senkrechten oder besser vor einer schrägen, einen Winkel von 10° mit der Senkrechten bildenden Stirnfläche eingehängt wird.

Hölzerne Pumpsiele für geringe Weiten von 0,2 bis 0,6 qm bestehen aus 5 bis 8 cm starken Bohlen, um die einzelne Holzrahmen gelegt sind. Müssen die Seitenwände aus mehreren Bohlen zusammengesetzt werden (Abb. 280 u. 281), so sind diese, damit sie nicht eingedrückt werden, durch Schraubenbolzen an den Rahmen zu befestigen.

Für größere Weiten von 0,5 bis 0,15 qm werden 1 m voneinander entfernte, 10/10 cm starke Rahmen (Abb. 282 u. 283) außen mit 5 dis 7 cm dicken Bohlen verkleidet und außerdem durch obere und untere Langschwellen miteinander verbunden. Hölzerne Pumpsiele sind in kleinen Deichen ohne jeden Grundbau herzustellen, ringsum mit einzustampfendem Ton zu umgeben und an der Außenseite mit einer kleinen Spund- und Flügelwand zu versehen, bei weichem Untergrund und größern Deichen jedoch auf die Holme einiger Grundpfähle zu legen, um die Zerstörung des Sieles durch das ungleichmäßige Setzen des Deiches zu verhüten.

Massive Pumpsiele von 0,2 bis 0,6 m Weite werden entweder aus Sandsteinplatten (Abb. 284 u. 285) oder aus Ton-, Beton- und Zementrohren hergestellt, gewöhnlich ohne Grundbau verlegt, mit Ton rings umstampft und an den äußern Enden mit kleinen Spundwänden und hölzernen oder massiven Häuptern zur Anbringung der Klappen oder Schütze versehen. Bei ungünstigen Verhältnissen ist, wie in Abb. 284 dargestellt, eine Bettung auf einer Betonunterlage empfehlenswert.

Abb. 284 u. 285. Plattensiel. M. 1 : 200.
Abb. 284. Längenschnitt.

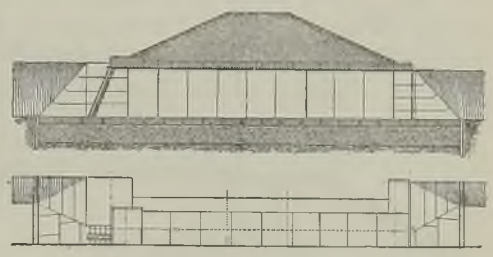
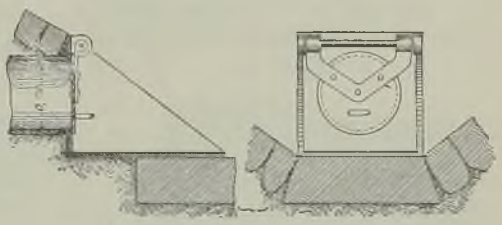


Abb. 285. Halber Grundriß.

Röhrensiele aus gußeisernen Muffenrohren (Abb. 286 u. 287) können bis zu 0,6 m Weite mit gußeisernen Stirnen und Vorböden oder auf einer Unterbettung von Beton mit massiven Häuptern hergestellt werden.

Abb. 286 u. 287. Gußeisernes Röhrensiel. M. 1 : 20.
Abb. 286. Längenschnitt. Abb. 287. Klappe.

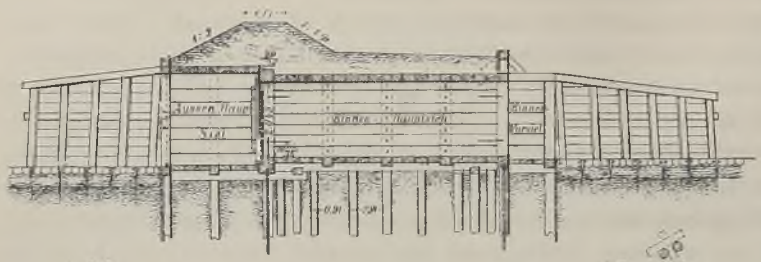


γ) *Hölzerne Siele* werden gewöhnlich auf Pfählen gegründet und unter den beiden Böschungen des Deiches, sowie des Verkehrs wegen noch auf 3 bis 5 m Länge unter der Binnenberme, manchmal auch unter der Außenberme fortgeführt, so daß die den Witterungseinflüssen stark ausgesetzten Stirnwände und Vorsiele nur eine geringe Höhe und Länge erhalten, während das geschützte Hauptsiel sehr lang wird und der Deichkörper möglichst stark bleibt. Man unterscheidet Ständersiele und Balkensiele. Die erstern, aus einzelnen mit Bohlen bekleideten starken Gebinden, sind im allgemeinen nicht empfehlenswert.

Die Balkensiele (Abb. 288 bis 291) werden ohne Bohlen nur aus Balken hergestellt, wobei der auf die Seitenwände ausgeübte Erddruck durch hinter den Wänden aufgestellte, 1,5 bis 2 m voneinander entfernte und mit jedem einzelnen Balken durch Schraubenbolzen verbundene Achterständer auf die Decken- und Bodenbalken übertragen wird. Die den Deichkörper unterstützenden Deckbalken werden 20 bis 36 cm, die Balken der Seitenwände 15 bis 25 cm und die an ihren Enden auf Längsschwellen und Pfählen ruhenden Bodenbalken 17 bis 25 cm stark hergestellt. Die Fugen werden durch Löschpapier oder feines, trockenes Moos, das man zwischen den gestrichenen, frisch geteerten und fest zusammengetriebenen Berührungsflächen der Hölzer anbringt, wasserdicht gemacht.

Abb. 288 bis 291. Balkensiel.

Abb. 288. Längenschnitt. M. 1 : 200.



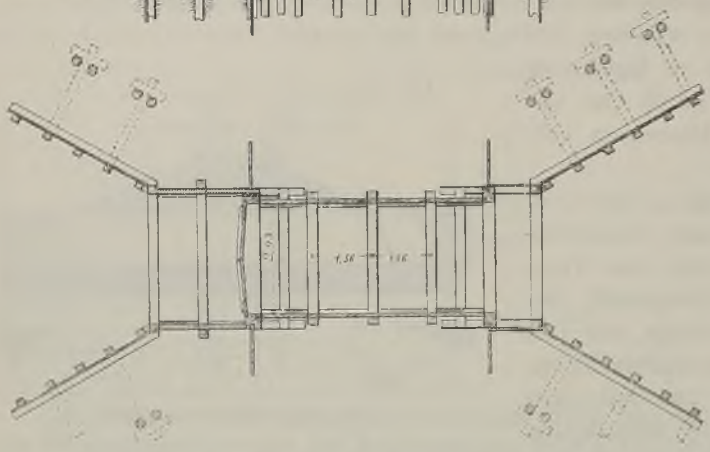
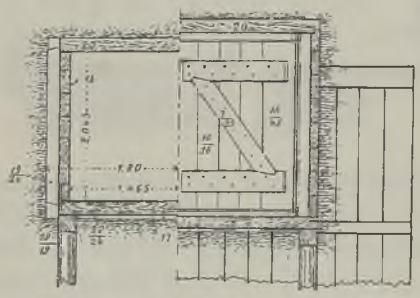


Abb. 289. Grundriß ohne die Bodenbalken. M. 1 : 200.

Abb. 290. Abb. 291.
Schnitt durch das Binnen- u. Außen-Hauptsiel.
M. 1 : 100.



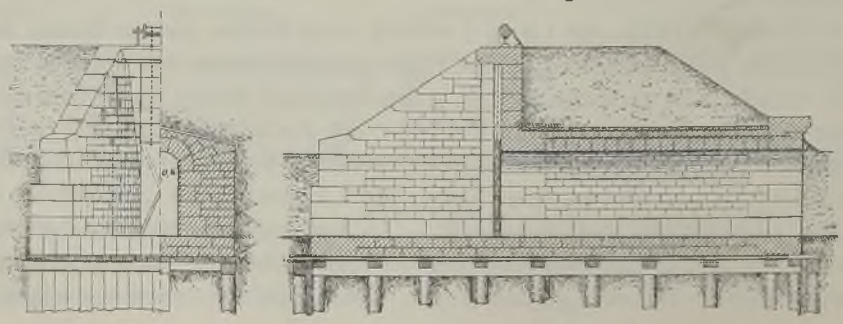
Bei den Balkensielen, die wegen ihrer größern Dauer und ihrer glatten, der Bewegung des Wassers geringern Widerstand bietenden Wände den Ständersielen vorzuziehen sind, muß man unter den Tor- bzw. Schützgebinden, sowie an den Enden des Bauwerks Spundwände anordnen. Die kurzen Vorsiele werden als aufgesetzte Bohlwerke hergestellt, die durch Spreizen oder Erdanker gegen den Erddruck zu sichern sind.

b) *Gemauerte bedeckte Siele* werden wie die hölzernen am besten mit einem möglichst langen, unter den Deichböschungen fortgeführten Hauptsiel ausgeführt, wodurch niedrige Stirnmauern und kurze Vorsiele entstehen. Die Verschlußvorrichtung gegen das Außenwasser, die die ganze Öffnung bedeckt, legt sich in der Regel gegen die äußere Stirnfläche des Hauptsiels. Bei durch Schütze verschlossenen Flußdeichsielen (Abb. 292 bis 294) wird die Stirnmauer, auf der die Winde zum Bewegen des Schützes steht, bis zur Deichkappe hinaufgeführt.

Wegen der leichten Ausführung und günstigen Widerlagsstärke wird das Gewölbe der

Abb. 292 bis 294. Massive Deichschleuse mit Schütz. M. 1 : 150.

Abb. 292. Ansicht. Abb. 293. Querschnitt. Abb. 294. Längenschnitt.



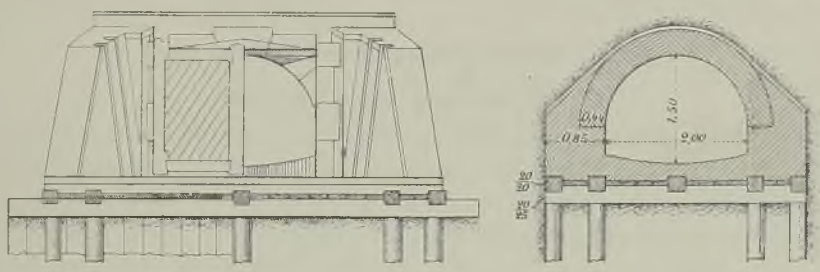
massiven bedeckten Siele fast immer halbkreisförmig ausgeführt (vgl. Abb. 296). Die auf den Gewölben ruhenden, zur Begrenzung des Deichkörpers dienenden Brüstungsmauern (vgl. Abb. 294) sind, weil sie den Einwirkungen der Nässe und des Frostes sehr ausgesetzt sind, kräftig herzustellen. Die Ausführung der Gewölbe, ihrer Abdeckung, sowie der Widerlagsmauern erfolgt wie bei den in Kap. VIII dieses Lehrbuchs besprochenen steinernen Brücken. In Rücksicht auf leicht eintretendes Setzen oder Ausweichen des Mauerwerks wird dieses besser aus wetterbeständigen Backsteinen als ganz aus Quadern hergestellt. Bei Weiten von 3 bis 5 m überträgt ein 1 bis 2 Stein starkes Gowölbe den Druck des Deiches völlig sicher auf die Seitenwände.

Die Wendenischen, der obere und untere Anschlag, die Dammbalkenfalze, die Abdeckungen der Mauern, sowie die am Anfang und Ende des Schleusenbodens sich befindenden Schwellen werden aus hartem Sandstein oder Granit hergestellt.

Der Boden massiver Siele wird bei hochliegendem tragfähigem Untergrund aus einem übermauerten und gewöhnlich ringsum von Spundwänden eingefaßten Betonbett gebildet, dessen Stärke sich nach dem bei der Ausführung, nach Auspumpen der Baugrube, zu erwartenden Wasserdruck richtet und mindestens 0,8 m beträgt. Befindet

Abb. 295 u. 296. Massive Deichschleuse mit Tor. M. 1 : 100.

Abb. 295. Ansicht. Abb. 296. Querschnitt.



sich der tragfähige Untergrund in größerer Tiefe, so wird in der Regel eine Pfahlrostfundierung (vgl. Kap. IV: Grundbau) ausgeführt, bei der die Pfahlreihen 0,8 bis 1,2 m und die Pfähle in diesen unter den Mauern 1 m, unter dem Sielboden dagegen 1,5 m voneinander entfernt stehen. Mit den Pfählen sind durch Zapfen die senkrecht zur Längsächse liegenden, 20/20 bis 28/38 cm starken Grundbalken verbunden, mit denen die darauf ruhenden 15/20 bis 20/25 cm starken Längsschwellen verkämmt werden (vgl. Abb. 295). Zwischen den Langschwellen wird der 6 bis 10 cm starke kieferne Bohlenbelag wasserdicht auf den Grundbalken verlegt und daselbst gut befestigt.

Zur Verstärkung des Bodens gegen den von unten nach oben wirkenden Wasserdruck dienen nötigenfalls mit den Grundbalken durch eiserne Bolzen verbundene Spannbalken, die 25 cm tief in die Seitenmauern reichen, und deren Zwischenräume ausgemauert werden, damit der Bohlenbelag vor der zerstörenden Wirkung des strömenden Wassers geschützt ist. Eine Sicherung des Bodens ohne Verwendung von Spannbalken kann auch durch Übermauerung des Bohlenbelags oder besser durch ein umgekehrtes Sohlengewölbe (vgl. Abb. 296) im Hauptsiel erfolgen.

Am Anfang und Ende des Sieles, sowie unter den Toren sind 3 bis 4 m lange und 7 bis 10 cm dicke, wasserdicht bis in den Bohlenbelag reichende Querspundwände anzubringen, von denen die letztern, damit das Wasser keinen Weg hinter den Seitenmauern findet, als Flügelwände noch einige Meter in den Deichkörper reichen müssen.

ε) *Offene Deichschleusen* (Abb. 297 u. 298) bestehen aus zwei massiven, den Deichkörper begrenzenden Seitenwänden und einem wasserdicht hergestellten, etwas

über der Sohle des Sieltiefs liegenden Boden. Als Verschlußvorrichtung dient in Flußdeichen ein Stemmtor, das bis 0,2 m unter die Deichkappe reicht und sich unten gegen das Drempeldreieck legt. Bei der abgebildeten offenen Deichschleuse von 3 m Lichtweite ist nur der Boden des mittlern, das Stemmtor enthaltenden Teiles durch einen Pfahlrost mit Spannbalken gesichert, während der übrige Boden durch starke Sturzbetten geschützt wird.

Abb. 297 u. 298. Offene Deichschleuse. M. 1 : 150.

Abb. 297. Längenschnitt.

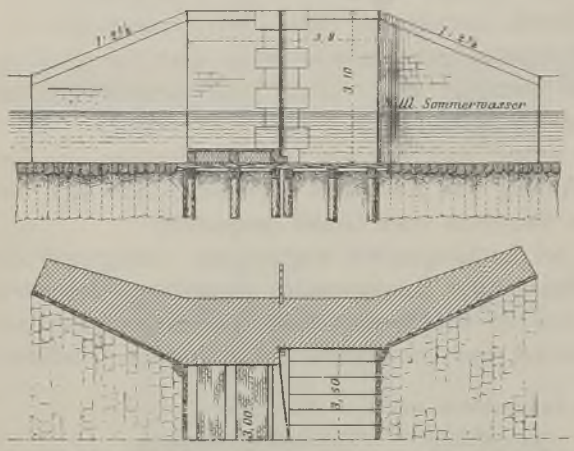


Abb. 298. Halber Grundriß.

Wegen der kleinen Lichtweite kann die in diesem Falle gewählte, geringe Höhe des Drempeldreiecks allenfalls zulässig genannt werden; im allgemeinen erhalten aber die offenen Deichschleusen, weil kein oberer Anschlag für die Tore vorhanden ist, Drempeldreiecke, deren Höhe etwa $\frac{1}{6}$ der Lichtweite beträgt.

§ 63. Herstellung der Flußdeiche.

a) Vorbereitung der Deichbasis.

Die eine innige, gegen Durchquellung sichernde Verbindung des Untergrunds mit dem Deichkörper ermöglichende Vorbereitung der Deichbasis besteht darin, daß man den Rasen abnimmt, alle Wurzeln beseitigt, Gräben und Vertiefungen von Schlamm reinigt und dann der ganzen Grundfläche durch Pflügen eine rauhe Oberfläche gibt.

Abb. 299. Deich mit Tonkern.

Bei weichem Untergrund wird der herzustellende Deich mit flachen Böschungen versehen, die das Gewicht des Deichkörpers auf eine breitere Fläche des Untergrunds übertragen und ein Heben des letztern zu beiden Seiten des Dammes verhindern. Sicherer, aber auch kostspieliger ist es, den Deich bis auf den festen Boden durchzuschütten, indem man in der Mittellinie der künftigen Deichkrone einen Graben möglichst tief aushebt und über diesem die Dammerde viel höher als daneben aufbringt, wodurch diese versinkt und den weichen Boden nach den Seiten drängt.

Zur Verminderung des Durchquellens ist die Einbringung eines 1 bis 2 m starken, möglichst tief hinabreichenden Kernes von tonigem Boden (Abb. 299) bei sandigem Gelände empfehlenswert, jedoch unentbehrlich, wenn die obere Bodenschicht wasserdurchlässig ist und einen tonigen Untergrund besitzt.

b) Die Deicherde.

Sie besteht am besten aus dem schon früher erwähnten, in Norddeutschland Klei genannten Gemisch von Ton- und Sandboden, das jedoch keine fremden, nach dem Verfaulen Höhlungen in dem Deiche bildende Körper, wie Wurzeln, Hölzer u. dgl., enthalten darf. Reiner Ton schwindet bei großer Wärme, sowie bei Frost, wodurch sich Risse bilden, während reiner Sandboden Durchquellungen zuläßt und in durchweichtem Zustande zu Rutschungen neigt. Ein Sandgehalt von 15 bis 18% ist am wünschenswertesten.

Steht jedoch nur Sand zur Herstellung des Deiches zur Verfügung, so wird letzterm am besten durch flachere Böschungen eine größere Stärke gegeben. Die Außenböschung derartiger Sanddeiche erhält eine fünf- bis sechsfache Anlage, während die der aus einem Gemisch von Ton- und Sandboden hergestellten Kleideiche nur vierfach angelegt wird. Auch empfiehlt es sich, die Außenböschung mit einer 0,3 bis 1 m starken Schicht von Ton (Abb. 300) zu bedecken und diesen durch Rasen vor dem Wellenschlag zu schützen.

Abb. 300. Sanddeich mit Tonschlag.

Die zur Herstellung des Deiches erforderliche Erde, die nur in Notfällen aus dem Binnenland und niemals in der Nähe des Dammes entnommen werden darf, wird gewöhnlich aus dem Vorland zwischen der Außenberme und dem Ufer aus einzelnen tiefern Gruben oder durch Abgrabung der höher gelegenen Flächen gewonnen.

c) Die Schüttung der Deicherde.

Sie erfolgt in dünnen Lagen von 20 bis 40 cm Stärke, die entweder nach außen oder von der Mitte nach beiden Seiten abfallen, damit das Regenwasser während der Ausführung des Deiches abfließen kann. Wichtig ist es, die Lagen nur so stark zu machen, daß sie sich durch Stampfen und Abrammen mit zweimännigen Handrammen gut zusammenpressen lassen. Bei zähem Kleiboden mit hohem Tongehalt ist jedoch das »Reiten« der Deiche, also eine Dichtung durch über die Lagen geführte Pferde, vorzuziehen. Für ähnliche Zwecke hat man Scheibenwalzen, das sind eiserne Walzen, die aus großen und kleinern, miteinander abwechselnden Scheiben gebildet werden, mit Erfolg verwendet.

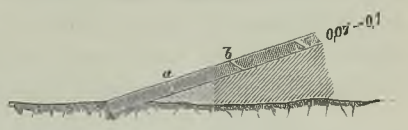
Der Krone des Deiches gibt man in Rücksicht auf dessen künftiges Setzen oder Sacken bei festem Untergrund eine Überhöhung von $\frac{1}{10}$, bei weichem dagegen eine solche von $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{4}$ der Höhe, wie dies in Abb. 267, S. 627 durch punktierte Linien angedeutet ist[1]).

§ 64. Sicherung der Deichfläche und Unterhaltung der Flußdeiche.

a) Die Sicherung der Deichfläche[2])

gegen die Angriffe durch Regen, Wellenschlag, Strömung und Eisgang erfolgt gewöhnlich mittels einer gut zu unterhaltenden Rasendecke, die man bei Winterdeichen auf der Außenböschung durch Deckrasen, auf der Krone und Binnenböschung mittels Besamung, bei den Sommer- und Überlaufdeichen dagegen sofort auf der ganzen Oberfläche durch Deckrasen herstellt. Dabei wird der Rasen in quadratischen Stücken von 25 bis 30 cm Seitenlänge und 7 bis 10 cm Stärke gestochen und auf die vorher abgerammten und geebneten Deichflächen mit dicht schließenden Fugen in Verband aufgebracht.

Abb. 301. Sicherung der Deichfläche durch Deckrasen.



Bei dem Verlegen der Rasen beginnt man an dem Böschungsfuß und läßt daselbst die unterste Lage in einen aus dem Boden gestochenen Keilspitt (Abb. 301) eingreifen. Für die einzelnen Rasenstücke sind rechteckige Kanten (Abb. 301 bei *a*) empfehlenswerter als schräge (Abb. 301 bei *b*). Nachdem die ganze Fläche mit Rasen bedeckt ist, wird dieser mit schweren Rasenschlägern festgeschlagen und mit feiner, etwaige Fugen ausfüllender

[1]) Vgl. auch in Kap. II im I. Bd. dieses Lehrbuchs die »Schüttung der Dämme«, sowie das »Setzen der Dämme« und ENGELS, a. a. O., V. Teil, B.

[2]) Vgl. in Kap. II die »Befestigung der Böschungen«.

Erde überstreut. Die eine Lage fruchtbaren Bodens verlangende Besamung muß so frühzeitig vorgenommen werden, daß die Begründung noch vor dem Winter erfolgt.

Statt des Rasenbelags wird Steinpflaster nur auf der Außenböschung solcher Deichstrecken hergestellt, die, wie die Schardeiche, einer starken Strömung oder, wie die Flügeldeiche, einem heftigen Eisgang ausgesetzt sind oder wegen ungenügenden Vorlands mit steiler Böschung angelegt oder aus Sand ohne genügende Kleidecke an größern Flüssen hergestellt werden müssen. Derartige abgepflasterte Böschungen werden gewöhnlich mit $1\frac{1}{2}$ bis 2facher, zuweilen nur mit $\frac{1}{2}$ bis 1facher Neigung ausgeführt, wobei die zu verwendenden Steine um so stärker sein müssen, je steiler die Böschung zur Ausführung kommt.

Das Pflaster wird aus natürlichen Steinen in einer Stärke von 20 bis 40 cm auf einer 15 bis 30 cm starken Unterbettung von grobem Kies oder Steinschlag hergestellt. Besteht der Deichkörper aus Sand, so ist zur Verhütung von Ausspülungen eine mindestens 0,2 m starke Kleilage unter der Bettung zweckmäßig, wobei letztere grob genug sein muß, um nicht durch die Strömung und den Wellenschlag aus den Fugen des Pflasters herausgespült zu werden. Am besten wird dies dadurch verhütet, daß man die Steine in hydraulischen Mörtel oder in Kiesboden versetzt.

b) Die Unterhaltung der Flußdeiche,

die den zu Deichgenossenschaften oder Deichverbänden zusammentretenden Besitzern der durch die Deiche zu schützenden Grundstücke obliegt, bezweckt hauptsächlich die Erzielung einer widerstandsfähigen Rasendecke, aus der wenigstens zweimal jährlich alles Unkraut zu entfernen ist. Ferner müssen an dem Deiche und in dessen unmittelbarer Nähe stehende Bäume, Hecken und Gesträuche entfernt werden, damit deren Schatten dem Austrocknen und die Wurzeln der Verstopfung entstandener Quellen bei der Deichverteidigung nicht hinderlich sind.

Größere, durch das Schwinden der Deicherde bei Wärme oder Frost entstandene Risse, sowie Maulwurfslöcher müssen aufgegraben und mit trockner Erde sorgfältig ausgestampft werden. Dient die Deichkrone als Fahrweg, so sind die Radspuren öfters auszubessern, sowie in längern Zwischenräumen die niedergetretenen Kanten der Deichkrone zu erhöhen und die Sand- oder Kiesdecke zu ergänzen.

Muß bei ältern Deichen des Schwindens oder gesteigerten Hochwassers wegen eine Deichverstärkung vorgenommen werden, so erfolgt diese gewöhnlich durch Erhöhung und Verbreiterung der Deichkrone, sowie durch flachere Anlage der Außenböschung, während die Binnenböschung beibehalten wird. Dabei ist die erstere abzurasen, umzugraben und dann in dünnen Lagen zu erhöhen und von neuem zu berasen.

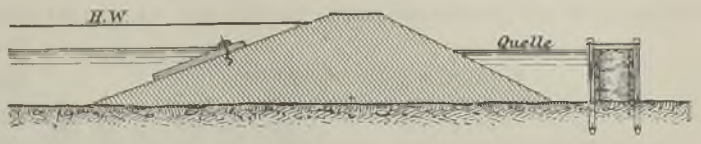
Damit der Strom sich dem Deiche nicht so sehr nähert, daß dieser zum Schardeiche wird, ist darauf zu achten, daß das Vorland stets die genügende Breite behält, was durch Flußregulierungsbauten wie Uferdeckwerke, Buhnen und Parallelwerke (vgl. den Abschnitt E: »Der Flußbau«), am sichersten erreicht wird. Da das Vorland am besten vom Ufer nach dem Deiche zu gleichmäßig ansteigt, so empfiehlt es sich, zu niedrige Teile des Vorlands aufzulanden, die zu hohen dagegen abzugraben.

§ 65. Die Deichverteidigung.

Sobald das Hochwasser bis zur halben Höhe des Deiches angeschwollen und ein weiteres Steigen zu befürchten ist, beginnt die, alle für die Sicherheit des Deiches zu treffenden Maßnahmen und Arbeiten umfassende Deichverteidigung. Die Deichwachen, die den Deich sowohl während des Tages, als auch während der Nacht in regelmäßigen Zwischenräumen zu begehen und die erforderlichen Arbeiten zu verrichten haben, treten in Tätigkeit, und die zur Deichverteidigung notwendigen Baustoffe werden herbeigeschafft.

Bei der Deichverteidigung wird an den vor dem Winde liegenden gefährdeten Deichstrecken die Außenböschung zum Schutze gegen den Wellenschlag mit Faschinen (Abb. 302 links) bedeckt, die wenigstens 0,3 m unter den Wasserspiegel reichen, mit steigenden oder fallendem Wasser höher bzw. tiefer gelegt und durch schräg eingeschlagene Buhnenpfähle mit oder ohne Würste befestigt werden. Statt der Faschinen kann man aus Weidenruten geflochtene, 4 bis 6 m lange und 0,6 bis 1,5 m breite Hürden, 10 cm starke, durch Strohseile oder Würste befestigte Lagen Schüttstroh oder durch Pfähle befestigte Strohdecken verwenden. Vor dem Aufbringen dieser Bedeckungen müssen jedoch etwaige Löcher mit Dünger, Stroh, toniger Erde oder Sandsäcken ausgefüllt werden.

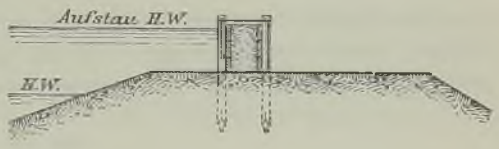
Abb. 302. Böschungsschutz und Quellkade.



Eine größere Beschädigung der Außenböschung wird, wenn möglich, durch eine starke, durch Würste mit Pfählen befestigte Spreutlage von Faschinen, im Notfall durch mit Sandsäcken beschwerte Segel vor weiteren Abbruch gesichert. Auch kann durch Sandsäcke das entstandene Schölloch ausgefüllt werden.

Die Stopfung größerer Quellen, die an der Binnenseite des Deiches hervorbrechen, muß möglichst an der Außenböschung dadurch erfolgen, daß der Anfang der Quelle mit einem Sandsack bedeckt wird. Ist jedoch diese Stelle nicht aufzufinden, so wird derjenige Teil der Außenböschung, von dem die Quelle vermutlich ausgeht, entweder mit Pfählen und Brettern begrenzt und mit Mist oder tonigem Boden bedeckt oder in größerer Ausdehnung mit Sandsäcken belegt. Gelingt auch hierdurch die Stopfung der Quelle nicht, so muß zur Verhütung einer weitern Durchströmung an der Binnenböschung ein provisorischer, Quellkade genannter Fangdamm (vgl. Abb. 302 rechts) errichtet werden, der, aus zwei Holzwänden mit Erdfüllung bestehend, das hervorquellende Wasser aufstaut.

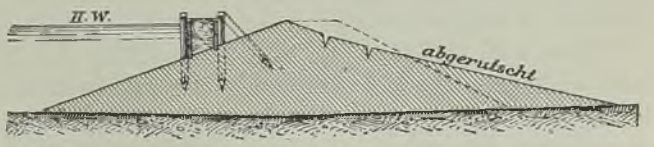
Abb. 303. Aufkadung.



Zur Verhütung des Überlaufs des Wassers bei Eisstopfungen werden auf der Deichkappe, 0,3 m von der Außenkante, Aufkadungen (Abb. 303) von 0,6 bis 1,0 m Höhe errichtet, die am besten aus zwei Reihen 0,6 m voneinander aufgestellter Bretter bestehen, deren Zwischenraum mit Mist oder Erde auszufüllen ist.

Wird der Fuß eines Schardeichs durch heftige Strömung unterwaschen, so daß Absackungen der Außenböschung eintreten, so ist ein neuer, provisorischer Deichfuß durch Einwerfen von Senkfaschinen zu bilden. Besteht der Deichkörper aus sandiger Erde und ist er längere Zeit dem Hochwasser ausgesetzt gewesen, so können Absackungen der Binnenböschung entstehen, die eine Verstärkung des Deiches nötig machen. Diese erfolgt durch einen auf der Außenböschung herzustellenden Fangdamm (Abb. 304), der den geschwächten obern Teil des Deiches entlastet.

Abb. 304. Verstärkung des Deiches durch einen Fangdamm.



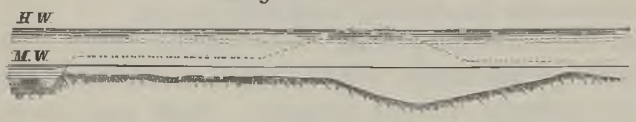
Ist ein Deichbruch erfolgt oder zu erwarten, so sind Alarmzeichen zur Rettung, der Bewohner und zur Herbeirufung weiterer Hilfe zu geben. Um den Bruch auf eine kurze Länge einzuschränken, müssen die Enden des durchbrochenen Deiches durch

Senklagen aus Faschinen, durch Senkfaschinen oder Sandsäcke möglichst rasch befestigt werden. Ein Deichbruch wird Grundbruch (Abb. 305) genannt, wenn, was am häufigsten vorkommt, nur die Deichbasis oder der Untergrund, Strombruch (Abb. 306) dagegen, wenn auch das Vorland zwischen Fluß und Deich durch das Hochwasser weggerissen wurde, so daß das wieder gefallene Wasser des Flusses in das Binnenland strömt. Ist die Deichbasis nicht beschädigt, so spricht man von einem gewöhnlichen Deichbruch. Wird nur die Deichkappe durch Überlauf oder heftigen Wellenschlag fortgeschwemmt, so entsteht eine Kappstürzung, die mittels Faschinen und Sandsäcken auszubessern ist.

Abb. 305 u. 306. Deichbrüche.

Abb. 305. Grundbruch.

Abb. 306. Strombruch.



Die Wiederherstellung des Deiches nach einem erfolgten Deichbruch wird am besten durch die Einlage (Abb. 307), d. h. dadurch hergestellt, daß man den durch die heftige Durchströmung gebildeten tiefen Kolk zur allmählichen Verschlickung außerhalb des neu herzustellenden Deiches liegen läßt. Ist der Kolk so groß, daß man ihn durch die Auslage umgehen will, so muß binnenseits des Kolkes ein Schutzdeich, Kuverdeich, angelegt werden, der sich als Fußdeich an den Hauptdeich anschließt (Abb. 308)[1]. Erstreckt sich jedoch der Kolk sehr weit in das Binnenland hinein oder ist er nicht zu tief, so ist die Durchdeichung, d. h. die Beibehaltung der früheren Lage des Deiches, in Betracht zu ziehen. Bei Ausführung einer Durchdeichung wird der Kolk zuerst mit zwei bis an den Wasserspiegel reichenden Sperrdämmen, mindestens aber mit einem solchen Damm durchquert. Diese

Abb. 307. Die Einlage.

Abb. 308. Kuverdeich.

aus Sinkstücken oder aus Packfaschinen (mitunter aus Steinwürfen) unter den Außenbermen des demnächstigen Deiches erbauten Dämme ermöglichen, den untern Teil des Deiches in ruhigem Wasser zu schütten.

Gewöhnlich beginnt die Wiederherstellung des Deiches erst dann, wenn das Vorland wasserfrei und die Gewinnung der erforderlichen Deicherde wieder zuläßt. Doch kann die Schließung eines Deichbruchs auch schon früher nötig werden, um bei einem Strombruch das weitere Eindringen des Wassers in das Binnenland zu verhindern.

[1]) Aus Engels, a. a. O., S. 840.

XI. Kapitel.

Seebau.

Nach seinem »Handbuch des Wasserbaues«, 3. Auflage, Verlag von Wilhelm Engelmann in Leipzig, 1923, bearbeitet von

Dr. Ing. Dr. **Hubert Engels,**

Geheimer Rat, ehemaliger ord. Professor des Wasserbaues an der Technischen Hochschule Dresden.

(Mit 114 Abbildungen.)

A. Wellenbewegung.

§ 1. Allgemeines.

Eine Welle ist eine fortschreitende Unebenheit der Wasseroberfläche, die entweder als einzelne Welle oder als eine Reihe gleichmäßig wiederkehrender Erhöhungen und Vertiefungen der Wasserfläche in der Form sogenannter Gesellschaftswellen auftritt. Die Einzelwelle entsteht, wenn die ursprünglich ebene und ruhige Wasserfläche durch den Stoß eines bewegten Körpers oder durch plötzliche Vergrößerung der Wassermenge an einer Stelle einen plötzlichen Aufstau erfährt. Die Gesellschaftswellen werden gebildet, wenn die Wasserfläche an vielen Stellen, z. B. durch den Wind, in Bewegung versetzt wird, die allmählich zunimmt, dann eine gewisse Zeit hindurch gleichförmig bleibt und schließlich wieder abnimmt.

Hiernach werden zwei Wellenarten unterschieden: die Übertragungs- oder Wanderwelle und die Schwingungs- oder Rollwelle. Die erstere wird gewöhnlich durch einen wagerechten Stoß erzeugt, wobei die getroffenen Wasserteilchen im wagerechten Sinne eine Ortveränderung erleiden und die ihnen mitgeteilte Bewegung auf die vor ihnen liegenden Teilchen übertragen. Die Schwingungswelle wird durch lotrecht wirkende Kräfte hervorgerufen. Die Wasserteilchen geraten in eine schwingende Bewegung, vermöge welcher sie sich abwechselnd der Gleichgewichtslage nähern und von ihr entfernen und dabei, ohne ihren Ort merklich zu ändern, geschlossene Bahnen durchlaufen. Die Schwingung schreitet dadurch fort, daß die Wasserteilchen nacheinander in Schwingung geraten und in den geschlossenen Bahnen in wiederholter Folge kreisen.

Beispiele von Übertragungswellen sind die Brandungswellen und die Stauwellen, die bei der Fortbewegung von Schiffen entstehen. Zu den Schwingungswellen gehören die Meereswellen, die hohle See und die Ozeandünung.

Nach der Wassertiefe unterscheidet man Tief- und Seichtwasserwellen. Jene können dann zu Sturzseen oder Brechern werden, wenn durch den Wind oder das Übereinanderlaufen mehrerer Wellenzüge die Höhe der Welle sich so vergrößert, daß die

Welle ihre Form nicht behalten kann und überbricht. Aus der gleichen Ursache können bei abnehmender Wassertiefe Seichtwasserwellen zu Brandungswellen oder Grundbrechern werden: alsdann geht die ursprüngliche Schwingungswelle in eine Übertragungswelle über.

§ 2. Übertragungswellen.

In einem strömungslosen Kanal von rechteckigem Querschnitt und der gleichmäßigen Tiefe Hm ergibt sich theoretisch die Fortschreitungsgeschwindigkeit einer hm hohen Übertragungswelle oder Anschwellung

$$V = \sqrt{g\left(H + \frac{3h}{2}\right)}, \tag{1}$$

worin g die Beschleunigung durch die Schwere bezeichnet. Durch Versuche ist gefunden worden

$$V = \sqrt{g(H + h)}. \tag{2}$$

Da im allgemeinen h klein ist gegen H, so führen beide Gleichungen praktisch annähernd zu den gleichen Ergebnissen.

Ist h sehr klein im Vergleich zu H, dann geht die letztere Formel über in die von LAGRANGE gefundene

$$V = \sqrt{gH}. \tag{3}$$

In mit der gleichförmigen Geschwindigkeit U strömendem Wasser kann nach den Versuchen BAZINS gesetzt werden

$$V = \sqrt{gH} - \tfrac{2}{5}U, \tag{4}$$

oder

$$V = \sqrt{gH} + \tfrac{3}{4}U, \tag{5}$$

je nachdem die Welle mit der Strömung oder gegen dieselbe läuft.

§ 3. Schwingungswellen.

a) Wellen bei unendlicher Tiefe.

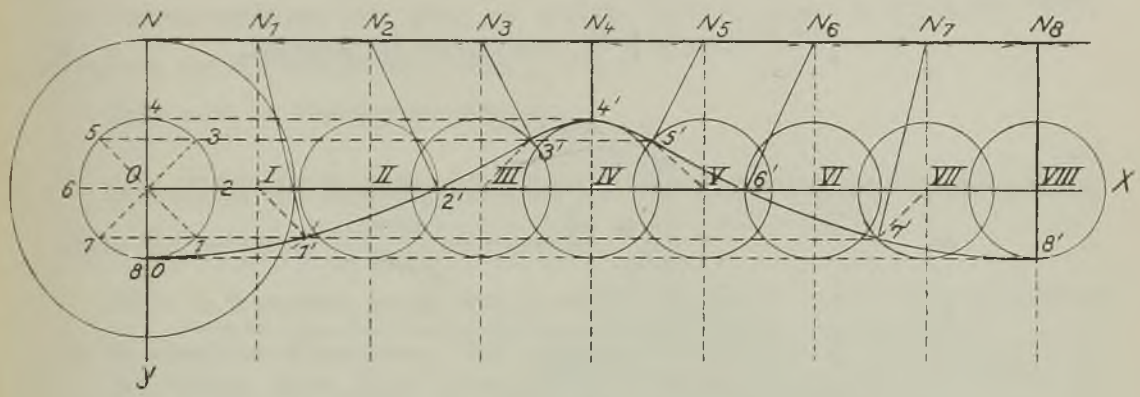
Die Grundform der Schwingungswelle ist die Zykloide. Bei einer nach dieser geformten Welle würde sich jeder Punkt der Wasseroberfläche auf einem Kreise bewegen, dessen Umfang gleich der Wellenlänge, d. h. gleich der Entfernung von Wellenkamm zu Wellenkamm ist. Werden die Kreise der Wasserteilchen noch größer, so brechen die Wellen, weil die Wasseroberfläche alsdann die Form einer verlängerten Zykloide annehmen muß, bei der sich die Wellenlinien unterhalb des Wellenkammes überschneiden, was ohne Zerstörung des Zusammenhanges der Oberfläche nicht möglich ist. Da aber letztere auch nicht, wie es bei der reinen Zykloidenwelle geschehen müßte, eine scharfe Kante an dem Wellenkamm bilden kann, so sind die Schwingungswellen stets nach der verkürzten Zykloide oder Trochoide geformt, bei der die Kreisbewegungen der Wasserteilchen kleiner sind als die Wellenlänge. Somit bildet die Zykloide, welche von einem Kreise beschrieben wird, dessen Umfang gleich der Wellenlänge ist, die äußerste Grenze der Wellenlinien, und der Durchmesser des Kreises ist die größte Höhe, welche eine Welle von jener Länge theoretisch erreichen kann, ohne zu brechen.

Der Kreis ist der Wälzungs- oder Rollkreis für alle Wellen von derselben Länge, und man erhält die Trochoidenform einer Welle von beliebiger Höhe als den geometrischen Ort der Lagen eines Punktes auf dem Umfang des Kreises vom Durchmesser gleich der Wellenhöhe, welcher, mit dem Rollkreis konzentrisch, mit diesem zusammen umläuft (Abb. 1).

Der die Wellenform beschreibende Kreis gibt zugleich die Bahn an, welche ein Teilchen der ursprünglich ebenen Wasseroberfläche während der Wellenbewegung durchläuft. Da nun jedes dieser Wasserteilchen auf einer andern Kreisbahn schwingt und eine andre Lage einnimmt als das benachbarte, so entsteht der Eindruck, als wenn die Wellenform selbst sich fortbewegte.

Die scheinbare Wellengeschwindigkeit ist abhängig von der Dauer des Kreisumlaufes der einzelnen Wasserteilchen und der Wellenlänge, denn während eines einmaligen Umlaufs durchwandert jeder Wellenkamm und jedes Wellental einmal die Wellenlänge. Die hierzu erforderliche Zeit, d. h. die Zeit der periodischen Wiederkehr eines Wellenberges oder -tales an ein und derselben Stelle, ist die Wellenperiode. Geschwindigkeit und Periode der Schwingungswelle sind somit nicht abhängig von der Wellenhöhe, sondern nur von der Wellenlänge. Letztere beeinflußt nur die erreichbare Wellenhöhe.

Abb. 1[1]).



Bezeichnet man die Wellenperiode mit T, den Halbmesser des Rollkreises mit R, den Halbmesser des beschreibenden Kreises mit r (= halbe Wellenhöhe h), die Wellenlänge mit L, so ist die scheinbare Wellengeschwindigkeit

$$V = \frac{L}{T} = \frac{2\pi R}{T}, \tag{6}$$

und die Umlaufgeschwindigkeit der Wasserteilchen an der Oberfläche der Welle

$$u = \frac{2\pi r}{T}, \tag{7}$$

mithin

$$V : u = R : r = \frac{L}{\pi} : h.$$

Aus der Gleichung der Trochoide läßt sich geometrisch nachweisen, daß die Normale in irgend einem Punkt P auf die Wellenlinie durch den jeweiligen Berührungspunkt N des Rollkreises mit der Rollbahn geht, somit Diagonale in dem aus dem Halbmesser des Rollkreises und dem des beschreibenden Kreises gebildeten Parallelogramm ist (Abb. 2). Da nun anderseits die Wellenlinie der geometrische Ort der jeweiligen Gleichgewichtslagen aller schwingenden Wasserteilchen der zuvor ebenen Oberfläche ist und diese letzteren — gleichförmige Bewegung vorausgesetzt — nur unter dem Einfluß der Schwerkraft und der Fliehkraft stehen, so muß die Mittelkraft aus diesen beiden ebenfalls auf der Wellenlinie senkrecht stehen, weil nur dann Gleichgewicht vorhanden sein kann (d'ALEMBERTS Gesetz). Somit geben die Halbmesser des Rollkreises ON

[1]) Abb. 1 u. 2 sind Johows Hilfsbuch für den Schiffbau, 2. Aufl., Berlin, Verlag von Julius Springer 1902, entnommen.

und des beschreibenden Kreises $\overline{OP}$ der Größe und Richtung nach die auf das Teilchen P wirkende Schwerkraft und Fliehkraft an, wenn $\overline{NP}$ die Mittelkraft aus beiden, d. h. die scheinbare Schwerkraft bezeichnet, welche dem jeweiligen scheinbaren Auftrieb gleich und entgegengesetzt gerichtet ist.

Es ist somit

$$\frac{R}{r} = \frac{\text{Schwerkraft}}{\text{Fliehkraft}} = \frac{mg}{m\frac{v^2}{r}} = \frac{gr}{v^2} \quad (m = \text{Masse des Teilchens } P),$$

und, da

$$u = \frac{2\pi r}{T}, \qquad \frac{R}{r} = \frac{gT^2}{4\cdot\pi^2 r}, \qquad R = \frac{gT^2}{4\cdot\pi^2};$$

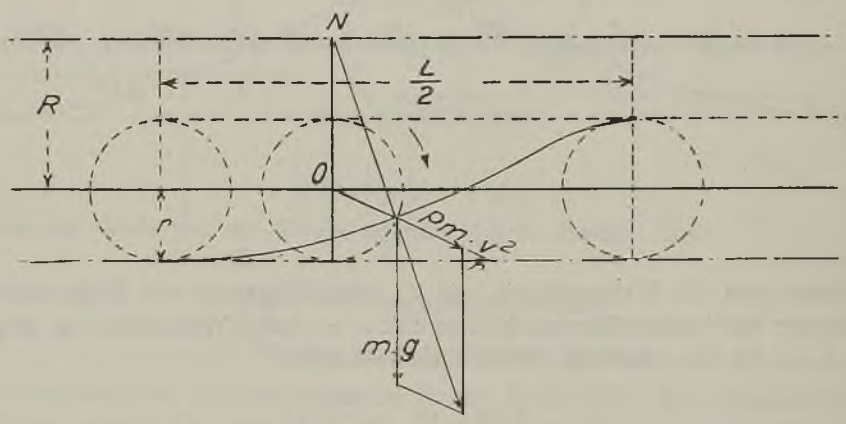
also ist

$$2\pi R = L = \frac{gT^2}{2\pi}, \text{ die Länge der Rollwelle,} \tag{8}$$

ferner

$$T = \sqrt{\frac{2\pi L}{g}} = 2\pi\sqrt{\frac{R}{g}}, \text{ die Periode der Rollwelle,} \tag{9}$$

Abb. 2.



$$V = \frac{L}{T} = \sqrt{\frac{gL}{2\pi}}, \text{ die Geschwindigkeit der Rollwelle,} \tag{10}$$

woraus

$$L = \frac{2\pi}{g} V^2, \tag{11}$$

ferner

$$u = \frac{2\cdot\pi r}{T} = \frac{h}{2}\sqrt{\frac{2\pi g}{L}} \tag{12}$$

und endlich die Winkelgeschwindigkeit der Wasserteilchen an der Oberfläche in Graden

$$\omega = \frac{u}{r} = \frac{2\pi}{T} = \sqrt{\frac{2\pi g}{L}} = \frac{g}{V}. \tag{13}$$

Ebenso wie die Oberfläche des Wassers bilden auch die darunter liegenden, ursprünglich ebenen Wasserschichten wellenförmige Flächen, jedoch mit beständig abnehmender Höhe. Diese Höhenabnahme vollzieht sich nach der Gleichung

$$r = Re^{-\frac{2\pi z}{L}},$$

wenn z die Tiefe der betreffenden Wasserschicht unter der Oberfläche bedeutet. Aus der vorstehenden Beziehung folgt, daß für jede Tiefenzunahme um $\frac{1}{9}$ der Wellenlänge

die Wellenhöhe um die Hälfte kleiner wird als die der vorhergehenden. Endlich ist $\frac{\pi r^2}{L}$ die mittlere Höhe einer Welle über ihrer Ebene der Ruhelage, oder, da

$$L = 2\pi r \quad \text{und} \quad r = \frac{h}{2},$$

so liegt der Wellenkamm um $\frac{3}{4}h$ über und das Wellental um $\frac{1}{4}h$ unter dem Wasserspiegel der Ruhelage.

b) Wellen bei endlicher und gleichförmiger Tiefe.

In flachem Wasser sind die Bahnen der Wasserteilchen elliptisch und die Wellen bei gleicher Winkelgeschwindigkeit der Wasserteilchen und gleicher Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Welle länger als diejenigen mit kreisförmigen Schwingungsbahnen. Solche elliptische Trochoidenwellen sind aber nur möglich, wenn die Wellenlänge im Verhältnis zu der seitlichen Abweichung der Wasserteilchen (d. h., der großen Achse der Schwingungsellipse) sehr groß, mit anderen Worten, wenn die Wassertiefe H im Vergleich zur Wellenlänge klein, etwa $\frac{L}{25}$ ist.

Dann wird die Wellengeschwindigkeit

$$V_1 = \sqrt{gH}. \tag{14}$$

Wir werden von dieser Gleichung bei den Flutwellen Gebrauch machen, da bei diesen die Bedingung $H \leqq \frac{L}{25}$ stets erfüllt ist.

Wird die Wassertiefe gleich der halben Wellenlänge, also $H = \frac{L}{2}$, dann beschreiben die Wasserteilchen Kreisbahnen. Wir nennen solche Wellen daher Tiefwasserwellen.

Bei Wellen, deren halbe Länge größer ist als die Wassertiefe, beschreiben die Wasserteilchen elliptische Bahnen. Wir nennen sie Seichtwasserwellen. Ihre Geschwindigkeit ist

$$V_1 = \sqrt{\frac{gL}{2\pi}\,\frac{b}{a}}, \tag{15}$$

worin b und a die Halbachsen der Ellipse bezeichnen. In Verbindung mit Gl. (10) erhalten wir dann

$$V_1 = V\sqrt{\frac{b}{a}} = k \cdot V = 1{,}25 \cdot k\sqrt{L}. \tag{16}$$

Nun ist $\frac{b}{a} = \mathfrak{Tg}\,\frac{2\pi H}{L}$. Daraus ergibt sich folgende Tafel von Werten $\frac{a}{b}$ und $k = \sqrt{\frac{b}{a}}$ für zugehörige Werte $\frac{H}{L}$.

$\frac{H}{L} =$	0,05	0,10	0,15	0,20	0,30	0,40	0,50
$\frac{b}{a} =$	0,304	0,557	0,737	0,850	0,955	0,987	0,996
$k =$	0,550	0,750	0,860	0,920	0,980	0,993	0,998

Die mittlere Höhe der Welle über ihrer Ruhelage ist $\frac{\pi ab}{L}$ und ihre gesamte Energie

$$E = \frac{\gamma}{g}\,\pi ab\,V_1^2 = \frac{\gamma h^2}{8}\,L. \tag{17}$$

c) Wellen auf ansteigendem Grunde.

Es laufe eine regelmäßige Dünungswelle, von der See kommend, gegen einen aus der Tiefe in gleichmäßiger und flacher Neigung ansteigenden Strand, nnd zwar senkrecht zu der Uferlinie an. Die Tiefwasserwelle besitzt in einem Streifen von 1 m Breite und einer Länge gleich der Wellenlänge L eine lebendige Kraft, die dem Quadrat des Halbmessers der Kreisungsbahn an der Oberfläche proportional ist. Wenn die Tiefe abnimmt, dann findet sich die lebendige Kraft auf eine kleinere flüssige Masse verteilt. Es muß daher die Kreisungsgeschwindigkeit aller Teilchen wachsen. Das Quadrat dieser Geschwindigkeit ist insbesondere für die Teilchen der freien Oberfläche

$$u^2 = 2g\frac{\pi r^2}{L}.$$

Deshalb nimmt die Wellenhöhe $h = 2r$ proportional mit u zu. Die Wellenlänge L nimmt anderseits wegen der durch die Sohle verursachten Verzögerung ab, so daß die Welle mit der Annäherung an das Ufer hohler wird. Sie erreicht bald ihre mögliche Höhe $2R$, bricht, und die vorwärts geworfene Wassermasse hört auf, eine schwingende Bewegung zu haben, um eine wirkliche Übertragungsgeschwindigkeit anzunehmen, die sich, indem die Wassermasse das Ufer hinaufeilt, unter der Gegenwirkung der Schwere und Reibung sehr bald verliert. Alsdann fließt die Wassermasse das Ufer herunter und ruft so einen Gegenstrom hervor, der als Sog die nunmehr anrollenden Wellen beeinflußt und sie zum vorzeitigen Branden bringt. Vor dem Branden behalten aber die Wellen, wie wir annehmen wollen, allenthalben ihre Periode T unverändert bei. Wir setzen also voraus:

$$E = \frac{\gamma}{8} L h^2 = \text{Konst.}$$

Hiernach ändert sich die Wellenhöhe im umgekehrten Verhältnis zur Quadratwurzel aus der Wellenlänge und man erhält somit

$$h_1 = h\sqrt{\frac{L}{L_1}}, \text{ wo } L_1 < L. \tag{18}$$

Die Welle bricht dort, wo die Wassertiefe bei ruhendem Wasser kleiner wird als die ganze Wellenhöhe.

B. Das Meer.

§ 4. Räumliche Verhältnisse.

Die trockne Oberfläche der Erde verhält sich zu der mit Wasser bedeckten wie $1 : 2\frac{1}{2}$; ungefähr zwei Drittel der erstern liegen auf der nördlichen Halbkugel.

a) Flächengrößen und mittlere Tiefen der Meere.

Name des Meeres	Mittlere Tiefe m	Fläche in Millionen km²	Bemerkungen
Großer Ozean	3830	175,44	
Atlantischer Ozean[1]) . .	3160	102,76	[1]) Mit dem nördlichen Eismeer
Indischer Ozean . . .	3590	74,04	
Südliches Eismeer[2]) . .	1500	15,63	[2]) Schätzung
Gesamtes Weltmeer . .	3500	367,87	
Nördliches Eismeer . .	820	12,80	
China-See	1070	3,05	

Name des Meeres	Mittlere Tiefe m	Fläche in Millionen km²	Bemerkungen
Karibisches Meer . . .	2560	2,62	
Golf von Mexiko . . .	1560	1,56	
Beringsmeer	1110	2,26	
Ochotskisches Meer . .	1270	1,51	
Japanisches Meer . . .	1100	1,04	
Hudsons Bay	130	1,22	
Westliches Mittelmeer .	1610	0,84	
Sizilisch-jonisches Meer .	1620	0,77	
Östliches Mittelmeer . .	1450	0,77	
Adriatisches Meer . . .	240	0,13	
Schwarzes Meer . . .	1120	0,45	
Nordsee	90	0,55	
Ostsee	70	0,43	
Rotes Meer	460	0,45	

Die Oberfläche des Meeres ist nicht überall und jederzeit eine sogenannte »Niveaufläche« oder eine Fläche genau gleicher Höhe. Abgesehen von den stetigen Höhenänderungen, wie sie in den offenen Meeren durch die Ebbe- und Flutbewegung hervorgerufen werden, bewirken die jahreszeitlichen Umlagerungen der drückenden Lufthülle, Winde und Meeresströmungen und die dabei auftretenden ablenkenden Wirkungen der Achsendrehung der Erde Unregelmäßigkeiten in der Gestalt der Meeresfläche. Ablandige Winde erniedrigen, auflandige Winde erhöhen den Meeresspiegel. An der deutschen Ostseeküste wehen beispielsweise die westlichen Winde um etwa ein Drittel länger als die östlichen: deshalb steht der Meeresspiegel in Memel höher als an der holsteinischen Küste.

Endlich werden Spiegelstörungen durch die verschiedenen Höhen der atmosphärischen Niederschläge hervorgerufen, in dem Sinne, daß an den Küsten von Landgebieten mit reichlicher Regenhöhe, insbesondere wenn es sich dabei um Küsten von Nebenmeeren handelt, der Meeresspiegel höher steht als auf offener See, wo nur der örtliche Regenfall und kein vom Lande zuströmendes Flußwasser wirksam ist.

b) Höhenlage der Meere.

Sämtliche Höhenangaben sind auf den Normalnullpunkt, *NN.*, der preußischen Landesaufnahme und auf das Mittelwasser von Swinewünde, *M. W.Sw.*, bezogen.

Normal-Null ist nicht gleichbedeutend mit dem Nullpunkt des Amsterdamer Pegels. Wohl hat man bei Schaffung des 37 m über Normal-Null gelegenen Normalhöhenpunktes erstrebt, Normal-Null und Nullpunkt des Amsterdamer Pegels in möglichste Übereinstimmung zu bringen. Das ist aber nur bis auf den Fehler gelungen, der dem in den Jahren 1875 und 1876 ausgeführten Verbindungsnivellement anhaftet.

Meer und Küstenort	M. W. Sw. m	Mittelwasser bezogen auf NN. m	Meer und Küstenort	M. W. Sw. m	Mittelwasser bezogen auf NN. m
Ostsee			Nordsee und Kanal		
Memel	+ 0,319	+ 0,263	Cuxhaven	+ 0,107	+ 0,051
Pillau	— 0,002	— 0,058	Bremerhaven . . .	+ 0,176	+ 0,120
Neufahrwasser . . .	+ 0,087	+ 0,031	Geestemünde . . .	+ 0,162	+ 0,106
Stolpmünde	— 0,023	— 0,079	Wilhelmshaven . . .	— 0,073	— 0,129
Kolbergermünde . . .	— 0,043	— 0,099	Knock am Dollart .	+ 0,105	+ 0,049
Swinemünde	± 0,000	— 0,056	Nesserland bei Emden	+ 0,041	— 0,015

Meer und Küstenort	M. W. Sw. m	Mittelwasser bezogen auf NN. m	Meer und Küstenort	M. W. Sw. m	Mittelwasser bezogen auf NN. m
Ostsee			Nordsee und Kanal		
Wiek	— 0,001	— 0,057	Amsterdam	+ 0,093	+ 0,037
Stralsund	— 0,009	— 0,065	De Helder	— 0,038	— 0,094
Warnemünde	— 0,062	— 0,118	Ostende	+ 0,072	+ 0,016
Wismar	— 0,088	— 0,144	Dünkirchen	+ 0,239	+ 0,183
Travemünde	— 0,127	— 0,183	Calais	+ 0,089	+ 0,033
Kiel	— 0,160	— 0,216	Boulogne	+ 0,179	+ 0,123
Eckernförde	— 0,269	— 0,325	Le Havre	+ 0,290	— 0,234
			Cherbourg	+ 0,244	+ 0,188
Atlantischer Ozean			St. Servan	+ 0,389	+ 0,333
Brest		+ 0,373			
Arcachon		— 0,138	Schwarzes Meer		— 1,050
Mittelländisches Meer			Rotes Meer		+ 0,140
Cette		— 0,487	Stiller Ozean		+ 1,0 bis + 2,9
Marseille		— 0,717			
Nizza		— 0,867			

Die in einigen Staaten gesetzlich bestimmten Festpunkte sind die folgenden:

Staat	Punkt	Höhe über NN. m
Deutschland . . .	NN.	± 0
Niederlande . . .	Nullpunkt des Amsterdamer Pegels	+ 0,057
Belgien . , . .	» » Ostender Pegels	— 0,251
Frankreich . . .	» » Marseiller Pegels	— 0,036
Spanien	» » Pegels in Alicante	+ 0,561
Italien	» » » » Genua	— 0,083
Österreich Ungarn . . .	» » » » Triest	— 0,302
Schweiz	Pierre du Niton in Genf	+ 373,635

§ 5. Die Beschaffenheit des Seewassers.

Der Salzgehalt der offenen Ozeane kann im Mittel gleich 3,5 % angenommen werden. Diese Zahl ändert sich in Nebenmeeren je nach ihrer die Verdunstung bedingenden geographischen Lage und dem Süßwasserzufluß.

Mittlerer Salzgehalt offener und abgeschlossener Meere.

Meeresgebiet	Mittlerer Salzgehalt in %	Bemerkungen
Nordsee	3,5	
Ostsee	1,3	Großer Belt
	0,9	Sund
	0,7 bis 0,8	Südöstlicher Teil
	0,05	Bottnischer Busen
Mittelmeer	3,8 bis 3,85	Östlicher Teil
	3,5 bis 3,7	Adria, nördlicher Teil
	3,8 und mehr	Adria, südlicher Teil

Meeresgebiet	Mittlerer Salzgehalt in %	Bemerkungen	
Schwarzes Meer	1,2 bis 1,6		
Rotes Meer	bis zu 4,0	Nördlicher Teil	
Kaspisches Meer	1,3	Südliches Becken	Binnen-
Aralsee	1,1		meere
Totes Meer	21,7		ohne
Großer Salzsee von Utah .	18,0		Abfluß

Das Salz des Meerwassers besteht hauptsächlich aus Kochsalz (fast 78 %) und Chlormagnesium (11 %). Das spezifische Gewicht des Seewassers wird durch den Salzgehalt und die Temperatur bedingt. Bezeichnet s den Salzgehalt in Hundertsteln und γ das spezifische Gewicht des Seewassers, dann ist (bei + 15,6 ° C)

$$\gamma = 1 + 0{,}00741 \cdot s.$$

Somit ist das spezifische Gewicht des Ozeanwassers

$$s = 1 + 0{,}00741 \cdot 3{,}5 \cong 1{,}026$$

und das des Ostseewassers im Mittel

$$s = 1 + 0{,}00741 \cdot 1{,}0 \cong 1{,}007.$$

Der weitaus größte Teil der Wassermassen der Meere, der unterhalb 200 bis 400 m Tiefe liegende, hat nahezu das gleiche spezifische Gewicht.

Temperatur des Meeres. Das Meerwasser hat infolge seines Salzgehaltes seine größte Dichte nicht bei + 4 ° C. wie das Süßwasser, sondern erst bei — 4 bis — 5° C, je nach dem kleineren oder größeren Salzgehalt. Der Gefrierpunkt liegt bei mittlerem Salzgehalt auf etwa — 2,2 ° C. Das Ostseewasser gefriert wegen seines geringen Salzgehaltes schon bei — 1 ° C. Die Temperatur nimmt mit der Tiefe ab, zuerst rasch, dann langsamer. Die Mitteltemperatur der Ozeane liegt auf etwa + 4 ° C und in 4000 m Tiefe auf etwa + 1,8 ° C. Die Temperatur der Meeresoberfläche zeigt kaum merkliche Tagesschwankungen und sehr geringe jahreszeitliche. Der Einfluß der Sonnenwärme reicht nur bis zu etwa 100 bis 160 m Tiefe; unter dieser Tiefe werden die Wassertemperaturen durch die Strömungen bedingt.

§ 6. Die Bewegungen des Meeres.

1. Meeresströmungen.

Sie werden, umgekehrt wie bei den Winden, nach der Richtung benannt, nach der sie fließen. Infolge der mit der geographischen Breite abnehmenden Umdrehungsgeschwindigkeit der Erdoberfläche werden sie auf der nördlichen Halbkugel nach rechts, auf der südlichen nach links abgelenkt. Die Meeresströmungen entstehen überwiegend durch den Wind. Unter der Einwirkung eines stetigen Windes bilden sich die sogenannten Triftströmungen. Die Unterschiede in der Erwärmung der äquatorialen und polaren Meeresgebiete können die vorhandenen Strömungen nicht verursachen. Nur ein außerordentlich langsamer und kaum meßbarer Strom fließt in der Tiefe von höheren nach niederen Breiten. Auch das Aufsteigen der Tiefenwasser in den letzteren erfolgt nur außerordentlich langsam. Ein anderer senkrechter Kreislauf wird durch die Unterschiede im Salzgehalt, meist aber nur in den Zugängen zu den abgeschlossenen Nebenmeeren, hervorgerufen. Das nur schwach salzige und daher leichte Wasser der Ostsee fließt z. B. als ausgehender nördlicher Strom durch den Sund und die Belte nach dem

Skagerrak hin, während zum Ersatz der ausströmenden Wassermenge in der Tiefe ein südlicher Strom schweren salzigeren Wassers einfließt.

Ein dritter senkrechter Kreislauf wird in den flachen und abgeschlossenen Nebenmeeren durch den Winddruck hervorgerufen. Der Wind entführt das Wasser von der in seinem Rücken gelegenen Küste und häuft es an der gegenüberliegenden Küste, für die er auflandig ist, an. So entsteht an der ersteren eine aufsteigende, an der letzteren eine tauchende Strömung, an der Oberfläche ein mit dem Winde gleich gerichteter, in der Tiefe ein entgegengesetzter Strom. In flachen Meeren, wie in der Nord- und Ostsee, können bei anhaltendem Sturmwind an der auflandigen Küste durch Sturmfluten außerordentliche Hochwässer hervorgerufen werden, während gleichzeitig an der ablandigen Küste außerordentlich niedrige Wasserstände auftreten. Es entstehen z. B. bei anhaltenden Nordwest-Stürmen an der holsteinischen Westküste außerordentlich hohe Fluten, sogenannte Sturmfluten, und gleichzeitig an der Ostküste Holsteins außergewöhnliche Niedrigwasser, während umgekehrt anhaltende und heftige Nordostwinde für Kiel und die Lübecker Bucht Hochwasser und gleichzeitig für die Westküste Holsteins Niedrigwasser bringen.

2. Die Meereswellen.

Die nach dem Aufhören eines Sturmes verbleibenden langen und regelmäßigen Wellen der Ozeandünung der hohlen See sind reine Schwingungswellen, die der früher erörterten theoretischen Form sehr nahe kommen. Alle Sturmwellen sind jedoch in Wirklichkeit, wie groß auch die Wassertiefe sein möge, bis zu einem gewissen Grad Übertragungswellen. Wellen aller Klassen werden zu Übertragungswellen, sobald sie seichtes Wasser erreichen.

Wenn der Wind längere Zeit hindurch über die glatte See hinstreicht, so wird er nach und nach Wellen hervorrufen, die schließlich bestimmt begrenzte Abmessungen erreichen. Solange der Wind vermöge seiner größeren Geschwindigkeit die Bewegung

Abb. 3.

beschleunigen kann, solange nehmen die scheinbare Wellengeschwindigkeit und mit ihr auch Länge und Höhe der Wellen zu. Schließlich erreichen die Wellen eine solche Geschwindigkeit, daß der Wind keine weitere Beschleunigung bewirken kann. Wir haben dann die voll entwickelten Wellen. Solange der Wind herrscht, nimmt die Welle nach Abb. 3 eine unsymmetrische Form an, indem ihr Abhang auf der dem Winde zugekehrten Seite, der Luvseite, eine flachere Neigung aufweist als auf der dem Winde abgekehrten oder der Leeseite. Erst die nach dem Aufhören des Windes sich allmählich einstellende Dünung oder hohle See kann die theoretische und regelmäßige Form der Trochoide annehmen. Nunmehr verringern sich die Wellenabmessungen, bis die Wellen schließlich ganz verschwinden. So lange der Wind andauert, wird jedes Wasserteilchen vom Winde etwas vorwärts gestoßen, so daß es nicht mehr in geschlossener Bahn kreist, also die frühere Ruhelage nicht mehr erreicht.

Da die Theorie die Mitwirkung des Windes ganz außer acht läßt, so sind wir bis weiteres noch auf Beobachtungen angewiesen, die folgende Ergebnisse geliefert haben.

Die Wellenhöhe wächst ziemlich schnell mit der Windstärke und ist in hohem Grade vom vorhandenen Seeraum abhängig. Nach dem Aufhören des Windes vermindert sie sich schneller als die übrigen Wellenmaße.

Die Wellenlänge ist sehr veränderlich und wechselt zuweilen vom einfachen zum dreifachen bei zwei unmittelbar aufeinanderfolgenden Wellen. Wenn der Wind aufkommt, ist sie gering, alsbald aber wächst sie schneller als die Wellenhöhe.

Die Geschwindigkeit erhält sich neben der Wellenlänge am längsten, wenn nach dem Aufhören des Windes der Seegang sich in Dünung umwandelt. Sobald der Seegang regelmäßig geworden ist, zeigen sich ziemlich übereinstimmende Wellengeschwindigkeiten.

Das Verhältnis Wellenhöhe : Wellenlänge der Ozeanwellen liegt im Mittel etwa zwischen 0,03 und 0,04. Ozeanwellen von mehr als 10 m Höhe kommen nur selten vor. Die Wellengeschwindigkeit der Ozeanwellen liegt gewöhnlich zwischen 11 und 15 m/sek.

Die gewöhnlichen Sturmwellen im offenen Ozean haben 90 bis 100 m Länge und durchschnittlich 7,5 Sek. Periode.

Für die Nebenmeere darf man als größte Wellenhöhen annehmen

im Mittelmeer	5,5 m
in der Nordsee. . . .	5,0 »
in der Ostsee	3,0 »

Das Verhältnis Windgeschwindigkeit : Wellengeschwindigkeit schwankt zwischen 0,5 und 1,2. Auch die empirische Beziehung $V = 6{,}9\sqrt[4]{w}$ (w = Windgeschwindigkeit) hat eine befriedigende Bestätigung durch Beobachtungen gefunden.

Die größere Geschwindigkeit der Welle gegenüber der des Windes erklärt die bekannte Erscheinung, daß die Wellen als »Dünung« vor dem Winde, insbesondere vor dem Sturmwind herlaufend, diesen ankündigen. Da übrigens die ozeanischen Winde selten längere Zeit hindurch in gleicher Stärke und Richtung wehen, vielmehr eine Drehbewegung haben, so wird das Voreilen der Wellen erst recht erklärlich.

a) Einfluß des Seeraums auf die Wellenhöhe.

Da die Windwirkung sich auf dem Wege nach der Luvküste windwärts steigert, so muß eine gewisse Beziehung zwischen der Wellenhöhe und dem vor der Luvküste, auf der Karte abzumessenden, gelegenen Seeraum, der Streichlänge, vorhanden sein. Nach THOMAS STEVENSON gelten folgende Beziehungen:

$$h = c\sqrt{f} \tag{19}$$

Hierin bezeichnen

h die Wellenhöhe in m,
f den Seeraum oder die Streichlänge in Seemeilen (= 1852 m),
c einen Beiwert.

Für starke Winde und solche Wassertiefen, die eine volle Wellenausbildung gestatten, wird $c = 0{,}45$, also

$$h = 0{,}45\sqrt{f} \tag{20}$$

für starke Winde und kurze Streichlängen wird

$$h = 0{,}45\sqrt{f} + (0{,}75 - 0{,}3\sqrt[4]{f}) \tag{21}$$

Die Grenze für f ergibt sich für h_{max}. Da die größte Wellenhöhe zwischen 13 und 14 m angenommen werden kann, so würde sich als größte Streichlänge etwa $f = 900$ Seemeilen ergeben. Es muß übrigens wegen der Drehbewegung der Ozeanstürme

bezweifelt werden, daß heftige Winde in gerader Richtung auf 900 Seemeilen wehen. Für $f = 39$ Seemeilen ergeben die beiden Formeln (19) und (20) übereinstimmende Werte. Für Streichlängen unter 39 Seemeilen gibt Formel (20), für solche über 39 Seemeilen Formel (19) größere Werte. Er empfiehlt sich daher, die Formel (20) für Streichlängen bis zu 39 Seemeilen und die Formel (19) für Streichlängen über 39 Seemeilen anzuwenden. STEVENSON setzt aber bei der Anwendung seiner Formeln voraus, daß die Meerestiefe in der ganzen Strecke luvwärts für eine volle Entfaltung der Wellen genügend und möglichst gleichmäßig ist, und daß die Wellenhöhen nicht unmittelbar am Strande gemessen werden.

Dem offenbaren Mangel der Formeln, daß sie die Abhängigkeit der Wellenhöhe von der Windstärke nicht zum Ausdruck bringen, kann nur durch weitere Beobachtungen unter gleichzeitiger Messung der Windstärke abgeholfen werden. Übrigens können bis auf weiteres die Formeln

$$h = \frac{w}{4} \tag{22}$$

und

$$h = \frac{3}{4}\sqrt[3]{w^2} \tag{23}$$

zur Schätzung des Einflusses des Windes auf die Wellenhöhe im offenen Meer benutzt werden. Für Windgeschwindigkeit von 20 bis 30 m/sek. geben beide Formeln ziemlich übereinstimmende Werte. Für schwächere Winde empfiehlt sich mehr die Beziehung

$$h = \frac{w}{2} \tag{24}$$

b) Sonstige die Wellenhöhe beeinflussende Umstände.

a) Allmähliche Abnahme der Wassertiefe vermehrt die Wellenhöhe. Ihre Wirkung ist mittelbar durch Gleichung (18) gegeben. Bei der Ableitung dieser Gleichung ist bereits auf den dann entstehenden Sog oder Rückstrom sowie darauf hingewiesen worden, daß mit der Zunahme der Wellenhöhe eine Abnahme der Wellenlänge und folglich auch der Wellengeschwindigkeit eintritt. Für die letztere hat GAILLARD aus seinen Beobachtungen die empirische Beziehung abgeleitet:

$$V_1 = 0{,}9\, V \sqrt[4]{\frac{H_1}{H}}, \text{ wo } H > H_1 . \tag{25}$$

Diese Formel ist aber nur anwendbar, wenn H nicht erheblich größer ist als $\frac{L}{3}$, und und wenn die Neigung der Sohle nicht viel größer ist als 1 : 100.

b) Gegenströmung vermehrt die Wellenhöhe. Wenn eine Welle auf eine entgegenlaufende Strömung trifft, dann wird gleichfalls ihre Höhe vermehrt, ihre Länge und folglich auch ihre Geschwindigkeit vermindert. Der Vorderabhang der Welle wird steil und steiler, so daß zuweilen die Welle ihre Stabilität verlieren und brechen kann.

c) Abnahme der Kanalbreite vermehrt die Wellenhöhe. SCOTT RUSSELL fand durch seine Versuche, daß in einem Kanal von gleichförmiger Tiefe, aber allmählich abnehmender Breite die Höhe einer Einzelwelle sich fast umgekehrt mit der Quadratwurzel aus der Kanalbreite änderte.

Für Einzelwellen hat BAZIN experimentell gefunden, daß die Wellenhöhe sich annähernd umgekehrt mit der Quadratwurzel aus der Wassertiefe ändert. Sein Versuchskanal hatte einen rechteckigen Querschnitt und 2 m Breite. Das Sohlengefälle des Kanals betrug 0,0015 und seine mittlere Wassertiefe bewegte sich bei den Versuchen zwischen den Grenzen 0,56 und 0,19 m.

d) Aus a) und c) folgt, daß, wenn eine Wellenschwingung in eine Bucht, Abb. 4, eindringt, deren Breite und Tiefe allmählich abnehmen, ihre Schwingungen kürzer und höher werden. Überdies werden durch die dabei längs der Ufer AB und CB rollenden Brecher sehr gefährliche Wasserbewegungen hervorgerufen.

e) Laufen umgekehrt Wellen in eine Bucht von der Gestalt der Abb. 5, dann vermindert sich die Wellenhöhe, und zwar in einem stärkeren Verhältnis als $AB : CD$.

Th. Stevenson gibt für die Verringerung der Wellenhöhe beim Eintritt in einen geschlossenen Hafen folgende empirische Formel:

$$x = h\left[\sqrt{\frac{b}{B}} - 0{,}027\sqrt{D}\left(1 + \sqrt{\frac{b}{B}}\right)\right] \tag{26}$$

Hierin sind in Meter h die Wellenhöhe an der Hafenmündung, b die Mündungsbreite, B die Hafenbreite am Beobachtungsort, D der Abstand des Beobachtungsorts vom Hafenmund und x die Höhe der verringerten Welle am Beobachtungsort. Die Formel

Abb. 4.

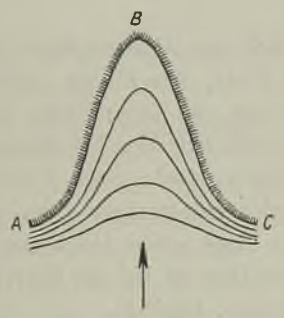
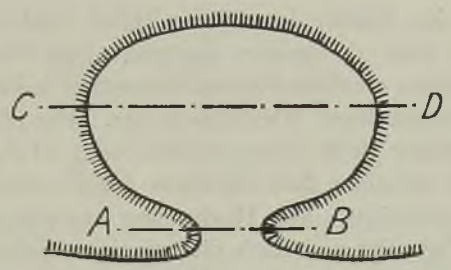


Abb. 5.



ist aber nur unter folgenden Bedingungen gültig: die Tiefe im Hafen muß ziemlich gleichmäßig sein; die Mündung darf nicht zu groß sein; endlich muß D größer sein als 15 m.

f) Erhöhung der Wellen beim Zurückwerfen. Wenn schwingende, ungebrochene Wellen auf eine lotrechte Wand von genügender Höhe über dem Wasserspiegel stoßen, dann werden sie zurückgeworfen. Die mit der Wand in Berührung befindlichen Wasserteilchen bewegen sich auf und nieder um eine Höhe, die das zweifache der freien Wellenhöhe beträgt. Die gleiche Bewegung erleiden jene Teilchen, die um die halbe Wellenlänge von der Wand entfernt sind. Die Teilchen im Abstand eines Viertels der Wellenlänge, von der Wand aus gerechnet, bewegen sich wagerecht vor- und rückwärts. Die zwischenliegenden Teilchen schwingen in Linien, die unter verschiedenen Winkeln gegen den Horizont geneigt sind.

g) Eine der vorigen ähnliche Wirkung entsteht auch dann, wenn eine Welle parallel einer lotrechten oder auch steilböschigen Wand entlang läuft. Wegen der Reibung an der Wand und der meistens geringeren Wassertiefe vor dieser wird die Wellenhöhe unmittelbar an der Wand sehr merklich vergrößert, während sie in kurzem Abstand von der Wand ihre alte Größe beibehält. Man hat diesem Umstande bei dem Entwerfen solcher Hafendämme Rechnung zu tragen.

c) Beziehung zwischen der Höhe der Wellen und der Wassertiefe, in der sie brechen.

Bei veränderlicher Wassertiefe können reine Schwingungswellen nicht bestehen, weil dann die Bedingung des gleichen Drucks oder dynamischen Gleichgewichts nicht erfüllt wird, also auch die Stetigkeit aufhören muß. Das erklärt die Erscheinung, daß hohe Wellen selbst über sehr tief liegenden plötzlichen Bodenerhebungen brechen.

GAILLARD hat aus vielen Beobachtungen gefunden, daß bei einem Sohlengefälle von etwa 0,01 und bei ruhigem Wetter der Brechungsort zwischen $H = 0{,}75 \cdot h$ bis $2 \cdot h$ lag. Aber auch nach ihm darf man dann als Mittelwert $H = h$ annehmen.

Bei starkem auflandigen Winde fand GAILLARD als Brechungsort $H = 1{,}25 \cdot h$, bei entgegengesetzter Windrichtung $H = 0{,}75 \cdot h$.

Bei einem Sohlengefälle von etwa 0,02 fand er $H = 1{,}67 \cdot h$, bei einem solchen von 0,08 $H = 2 \cdot h$.

d) Zurückwerfen der Wellen.

Die Wellen folgen den bekannten Brechungsgesetzen, wenn sie in schwingendem Zustand, also in genügend tiefem Wasser, gegen lotrechte oder geböschte Wände stoßen: sie werden dann zurückgeworfen und behalten ihre schwingende Bewegung bei, ohne in die fortschreitenden überzugehen. Selbst flache Böschungen, bis zu einer Neigung 1 : 2,5, werfen noch schwingende Wellen zurück, falls sie so hoch sind, daß sie nicht überschlagen werden.

3. Ebbe und Flut.

An den Küsten der offenen Meere hebt und senkt sich der Wasserspiegel im Verlauf von etwa 24 Stunden zweimal. Das Steigen heißt Flut, das Fallen Ebbe, der beim Steigen erreichte Höchstwasserstand heißt Hochwasser, der beim Fallen erreichte Niedrigstwasserstand Niedrigwasser. Der Höhenunterschied zwischen Hochwasser und Niedrigwasser heißt Flutwechsel oder Flutgröße. Flutperiode oder Tide ist die Zeit, die zwischen dem Eintreten zweier einander folgender Hochwasser oder Niedrigwasser verstreicht. Das Hochwasser erreicht etwa alle 14 Tage einen Höchststand und etwa 8 Tage vor und nach diesem einen Tiefststand. Jener tritt ein bei der Springflut, dieser bei der tauben oder Nippflut (vom englischen neap, niedrig).

Die Flutperiode entspricht fast genau einem halben Mondtage, oder der Zeit zwischen der oberen und unteren Kulmination des Mondes, während die Zeit zwischen zwei Springfluten gleich der halben Umlaufzeit des Mondes um die Erde ist. Daß die Erscheinung von Flut und Ebbe, oder der Gezeiten, vorwiegend von der Einwirkung des Mondes abhängt, haben schon die Alten gewußt. Aber erst NEWTON war es vorbehalten, die Erscheinung als Gravitationswirkung zu erklären.

Die Masse der Sonne ist 328 500 mal größer als die der Erde, ihre mittlere Entfernung vom Erdmittelpunkt ist gleich 11566 Erdäquatordurchmessern. Die Masse des Mondes ist 0,01235 mal kleiner als die der Erde, die Mittelpunkte sind i. M. 30,132 Erddurchmesser von einander entfernt. Alsdann verhalten sich die Anziehungskräfte von Sonne und Mond in Bezug auf die Erde zu einander wie

$$\frac{328\,500}{11\,656^2} : \frac{0{,}01235}{30{,}132^2} = 177{,}73 : 1,$$

d. h. die Sonne zieht die Erde 177,73 mal stärker an als der Mond. Trotzdem ist aber die fluterzeugende Kraft des Mondes viel stärker als die der Sonne, weil der Unterschied in der Anziehung auf die einzelnen Punkte der Erde beim Mond bedeutender ist als bei der Sonne. Die Anziehungskraft der Sonne auf die ihr nächsten und fernsten Punkte der Erde verhält sich nämlich zur Anziehung auf den Mittelpunkt der Erde wie

$$\frac{1}{(11\,656 \pm \frac{1}{2})^2} : \frac{1}{11\,656^2},$$

also unter Vernachlässigung der verhältnismäßig sehr kleinen Größe $(\pm \frac{1}{2})^2$ ist sie für die äußersten Punkte nur um $\frac{1}{11\,656}$ von der Anziehung auf den Erdmittelpunkt verschieden.

Beim Mond ergibt sich in gleicher Weise der Unterschied in den Anziehungskräften auf die betreffenden Punkte zu $\frac{1}{30,132}$, folglich verhalten sich fluterzeugende Kräfte von Sonne und Mond wie

$$\frac{177,73}{11656} : \frac{1}{30,132} = 1 : 2,177,$$

d. h. die fluterzeugende Kraft des Mondes ist 2,177 mal größer als die der Sonne. Hierbei ist vorausgesetzt, daß der feste Erdkörper ganz mit Wasser bedeckt sei. In Abb. 6 ist ferner angenommen, daß Sonne und Mond im selben Meridian stehen.

Abb. 6.

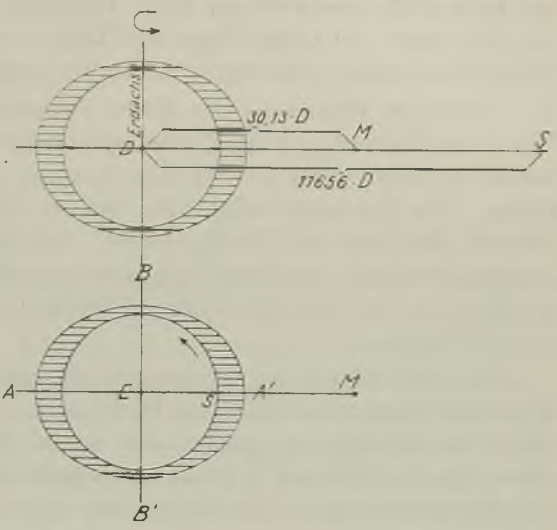
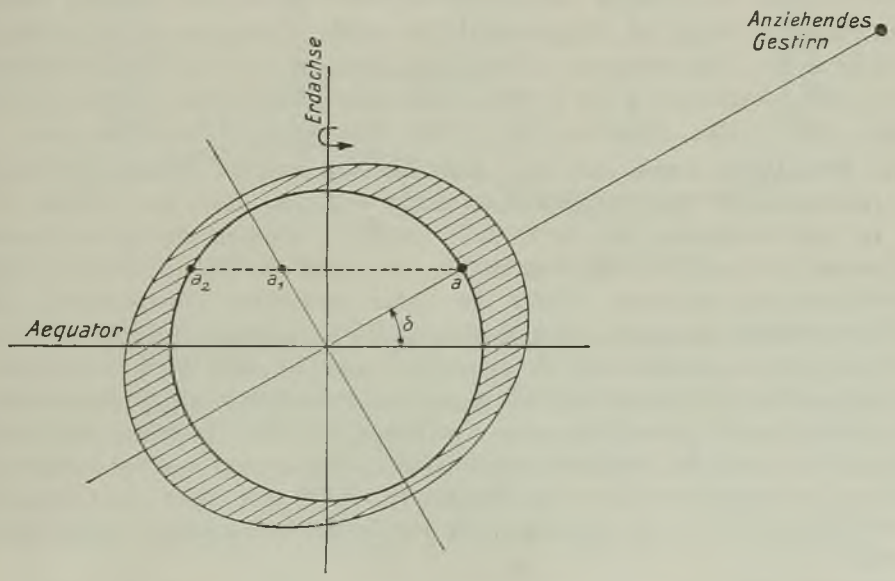


Abb. 7.

Wir betrachten daher zunächst nur den Mond als Fluterzeuger. Abb. 7 stellt einen Horizontalschnitt durch die Äquatorebene dar. AA' muß stets nach dem Monde hin gerichtet bleiben, während der innere Erdkörper bei der Beweglichkeit der Wasserhülle seine tägliche Drehung ungehindert ausführt. Ein Ort s auf dem Äquator wird sich von einer oberen Kulmination des Mondes bis zur andern oder im Laufe eines Mondtages der Reihe nach unter A', B, A und B' der flüssigen Oberfläche vorbeibewegen, d. h. die Gipfel A' und A der beiden Flutwellen werden jeder einmal am Tag, und zwar der eine bei der oberen, der andere bei der unteren Kulmination des

Abb. 8. Vertikalschnitt.



Mondes über den Ort s hinwegziehen. Da ein Mondtag 24 St. 50 Min. dauert, so folgen sich zwei Hochwasser in 12 St. 25 Min., während das Niedrigwasser 6 St. 13 Min. nach dem vorhergegangenen Hochwasser eintritt. Dies gilt für alle Orte der Erde, solange der Mond in der Ebene des Äquators steht.

Hat aber der Mond eine Deklination, z. B. nach Abb. 8 eine nördliche Deklination δ, dann treten zwei Änderungen ein: die Fluthöhe ist bei der oberen Kulmination (für den Punkt a) größer als bei der unteren (für den Punkt a_2); ferner liegt die Zeit des Niedrigwassers nicht mehr in der Mitte zwischen zwei Hochwasserzeiten, da der Bogen aa_1 größer ist als der Bogen a_1a_2. Es finden daher an allen Orten, die nicht auf dem Äquator liegen, an jedem Tage zwei Tiden von ungleicher Höhe und Dauer statt. Diese Erscheinung nennt man tägliche Ungleichheit der Tiden.

Durch die Mitwirkung der Sonne verstärken sich zur Zeit der Syzigien, d. h. bei Voll- und Neumond, wenn Sonne und Mond gleichzeitig kulminieren, die beiden Flutwellen, es treten dann die Springtiden auf, und zur Zeit der Quadraturen die Taubetiden. Die Sonnenflut trägt auch bei zur Beschleunigung oder Verzögerung der Eintrittszeit des Hoch- und Niedrigwassers. Alle diese Unregelmäßigkeiten, welche aus dem Zusammenwirken von Mond und Sonne entstehen, wiederholen sich im großen und ganzen etwa im Lauf eines halben Monats; sie heißen daher halbmonatliche Ungleichheiten.

Die Abweichung der Hochwasserzeit von der Mondkulmination an den Tagen des Voll- und Neumondes heißt die Hafenzeit. Da die Uhrzeit vom Durchgang der Sonne durch den Meridian aus gezählt wird, so ist die Hafenzeit auch die Uhrzeit. Ist also für einen Ort die Hafenzeit 5 Stunden, so heißt das, daß daselbst an den Tagen des Voll- und Neumondes um 5 Uhr Hochwasser sein wird. Da nun das Hochwasser der Mondkulmination immer annähernd nach dem gleichen Zeitraum folgt, so hat man, um für einen beliebigen Tag die Hochwasserzeit zu finden, aus den astronomischen Gestirnskalendern die Mondkulmination zu entnehmen und die Hafenzeit hinzuzufügen. Das nächste Hochwasser folgt dann etwa 12 St. 20 Min. später, es sei denn, daß das Hochwasser auf 12 Uhr oder weniger als 20 Min. vorher oder nachher fällt, weil dann, da das vorangegangene Hochwasser noch in der letzten Stunde des vergangenen Tages stattgefunden hat, das folgende bereits auf die erste Stunde des nächsten Tages fällt.

Die Hafenzeit beträgt für: Helgoland 11 Uhr 58 Min., Cuxhaven 12 Uhr 49 Min., Hamburg 5 Uhr 10 Min., Bremerhaven 1 Uhr 00 Min., Bremen 3 Uhr 59 Min., Wilhelmshaven 12 Uhr 52 Min., Antwerpen 4 Uhr 25 Min., Rotterdam 4 Uhr 00 Min., Havre 9 Uhr 9 Min., Lissabon 2 Uhr 13 Min., London 1 Uhr 53 Min., New York 8 Uhr 16 Min. usw.

Auf diese Weise lassen sich zwar nach der Newtonschen Theorie die hauptsächlichen Erscheinungen des Flutphänomens leicht erklären, aber das Problem der Gezeiten ist kein statisches, wie es NEWTON auffaßte, sondern ein hydrodynamisches, wie es zuerst von LAPLACE aufgefaßt wurde, der zuerst die Fluterscheinung richtig als Wellenbewegung erkannte. Unter der bisher gemachten Voraussetzung, daß die ganze Erdoberfläche von einer zusammenhängenden Wasserhülle bedeckt sei, würde die Flutwelle in etwa 25 Stunden um die ganze Erde von Ost nach West fortschreiten. Sie würde eine außerordentlich flache Welle darstellen, deren Länge gleich dem vierten Teile des Erdumfanges und deren Höhe etwa 1 m betragen würde. In Wirklichkeit wird aber die Wasserhülle durch die Festländer unterbrochen. Hieraus und aus der unregelmäßigen Gestalt und veränderlichen Tiefe der Weltmeere ergibt sich schon die Unmöglichkeit, eine vollständige Theorie der wirklichen, an den Küsten beobachteten Fluterscheinungen zu geben.

a) Fortschreitungsgeschwindigkeit der Flutwelle.

Da bei der Flutwelle stets die Bedingung $H < \frac{L}{25}$ erfüllt wird, so gilt für sie die Gleichung (14) $V = \sqrt{gH}$.

b) Tideströmungen.

Die Ausbreitung der Flutwelle bedingt ein gewisses Fortschieben der Wasserteilchen in wagerechter Richtung, wodurch abwechselnd Flut- und Ebbeströmungen entstehen. Ist U die mittlere Geschwindigkeit dieser Strömung und h die im Verhältnis zur Wassertiefe H als klein vorausgesetzte Wellenhöhe, dann ist, da das Volumen der Wassermasse konstant bleiben muß,

$$HU = \frac{h}{2} V.$$

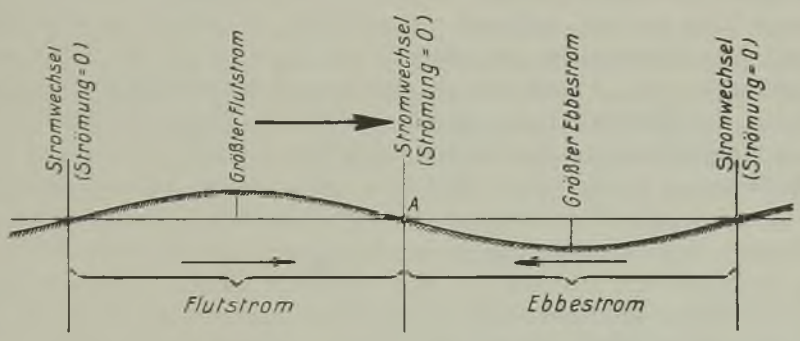
In Verbindung mit Gleichung (14) erhält man

$$U = \frac{h}{2}\sqrt{\frac{g}{H}} = 1{,}565\, h \sqrt{\frac{1}{H}}. \tag{27}$$

Im Ozean, wo die Flutwelle ungehindert fortschreiten kann, ist die Strömungsgeschwindigkeit U für einen und denselben Ort in jedem Augenblicke zwar eine verschieden große, aber zugleich ein und dieselbe auf der ganzen Wassertiefe. Da, wie die Wellentheorie zeigt, die Wasserteilchen im Wellenberg — über dem Mittelwasser — sich mit der Richtung der Welle bewegen, im Wellental — unter dem Mittelwasser — aber der fortschreitenden Welle entgegen, so muß die Strömungsgeschwindigkeit U, durch Null hindurchgehend, ihren Sinn in halber Fluthöhe oder bei Mittelwasser ändern. Die Strömungsgeschwindigkeit erreicht anderseits ihre Größtwerte bei Hochwasser und bei Niedrigwasser.

Die Tideströmung heißt Flutstrom, wenn ihr Bewegungssinn mit dem Sinne des Fortschreitens der Welle übereinstimmt, Ebbestrom, wenn das Gegenteil der Fall ist.

Abb. 9.



Wie die Gleichung (27) lehrt, ist diese Strömung sehr schwach bei großer Meerestiefe, nimmt aber an Stärke zu mit abnehmender Tiefe. In dem Zeitpunkte, wo die Flut- und Ebbeströmungen gleich Null werden, um bald darauf sich in entgegengesetzte Strömungen umzusetzen oder zu kentern, hat man den sog. Stromwechsel. Im offenen Meere treten die Stromwechsel bei halber Fluthöhe oder bei Mittelwasser ein. Abb. 9 stellt die Tideströmungen im offenen Meere dar. Für sie gelten also die Sätze:

Flutstrom läuft etwa 3,1 Stunden vor bis 3,1 Stunden nach Hochwasser,
Ebbestrom » » 3,1 » » 3,1 » » Niedrigwasser.

Während des Fortschreitens der Welle wird ein Wasserteilchen A von dem Zeitpunkt an, in dem es sich in der gezeichneten Lage befindet, bis zu dem Zeitpunkt, in dem es sich wieder in Mittelwasserhöhe befindet, um eine gewisse Strecke l in der

Richtung des Fortschreitens mit der mittleren Geschwindigkeit U des Flutstroms wagerecht verschoben. Somit ist die Zeit zwischen den beiden Zeitpunkten

$$t = \frac{l}{U}.$$

Anderseits hat in der gleichen Zeit die Welle die Strecke $\frac{L}{2} + l$ mit der Geschwindigkeit V zurückgelegt, wenn $\frac{L}{2}$ die halbe Wellenlänge bezeichnet. Daher ist auch

$$t = \frac{\frac{L}{2} + l}{V}$$

und deshalb

$$l = \frac{LU}{2(V-U)}$$

oder, da

$$U = \frac{h}{2}\sqrt{\frac{g}{H}} \quad \text{und} \quad V = \sqrt{gH},$$

$$l = \frac{Lh}{2(2H-h)}. \tag{28}$$

In Wirklichkeit rufen die Einwirkungen der Küsten und des Meeresbodens Störungen hervor, die sich entweder in einer Verspätung oder aber in einer Verfrühung des Stromwechsels zeigen, stets aber an ein und demselben Orte die gleiche Größe haben.

Eine andere Ursache der Störung wird durch die Durchkreuzung der Hauptwelle mit einer anderen Nebenwelle erzeugt, und zwar entweder durch die Zurückwerfung der ersteren vor einer Steilküste oder, was häufiger der Fall ist, durch das Einlaufen der Hauptwelle in einen Raum, der sie zu einer geschlossenen Kreisbewegung veranlaßt.

Auch das Kentern der Strömung erfolgt in Wirklichkeit nicht gleichzeitig in der ganzen Wassertiefe einer Lotrechten, vielmehr haben die Beobachtungen ergeben, daß es stets in dem unteren Teile beginnt, und zwar um so früher, je seichter das Meer und je näher die Küste ist: eine Erscheinung, die offenbar der Reibung an der Sohle und an den Ufern zuzuschreiben ist, so daß hier die Strömungsgeschwindigkeiten rascher zu Null werden als an der Oberfläche und im offenen Meere. Dieses Voreilen des Kenterns hebt also die Gleichförmigkeit der Geschwindigkeiten in einer und derselben Lotrechten auf. Da die Strömung in den untern Schichten früher kentert als in der Nähe der Oberfläche, so treten in jeder Tide während einer gewissen Zeit in der gleichen Lotrechten zwei übereinander liegende Strömungen von entgegengesetzter Richtung auf: das Kentern beginnt an der Sohle und schreitet von hier allmählich bis zur Oberfläche hinauf. Erst dann, wenn die Strömung ihren Größtwert ungefähr erreicht hat, ist sie auf der ganzen Tiefe angenähert die gleiche, also bei Hochwasser und bei Niedrigwasser.

Eine gleichgeartete Erscheinung zeigt sich in wagerechtem Sinn in der Nähe der Küsten. Ebenso wie die Strömung zu verschiedenen Zeiten in der gleichen Lotrechten kentert, kentert sie auch zu verschiedenen Zeiten auf einer gleichen Wagerechten, die senkrecht auf der Richtung des Fortschreitens der Welle steht. Das veranlaßt Gegenströmungen längs der Küsten, die ihrem Wesen nach den auf der Meeressohle sich bildenden entprechen, und die, übrigens durch die Unregelmäßigkeiten der Küstenlinien beeinflußt, die mannigfaltigsten Formen und Geschwindigkeiten annehmen können.

Außerdem wird in der Nähe der Küsten die Fortschreitung der Flutwelle erheblich beeinflußt. In einer sich verengenden Bucht ruft die gleichbleibende Wellenenergie, indem sie stetig abnehmenden Wassermassen mitgeteilt wird, eine stetige Erhöhung der Schwingungen hervor. Die Reibungswiderstände anderseits, die mit den Strömungsgeschwindigkeiten wachsen, verzehren einen außerordentlich rasch zunehmenden Anteil

dieser Energie, so daß aus diesen beiden einander entgegen arbeitenden Ursachen die verschiedenartigsten Wirkungen hervorgehen können.

Man darf nicht erwarten, daß die Ergebnisse von theoretischen Betrachtungen, die nur unter gewissen Voraussetzungen möglich sind, mit den tatsächlichen Erscheinungen der Flutwelle übereinstimmen, um so weniger, als die Beobachtungen nur in der Nähe der Küsten angestellt werden können. Hier verliert die Flutwelle mehr und mehr die Eigenschaften einer periodischen Welle und nimmt mehr und mehr die Eigenart einer Übertragungswelle an.

Während im freien Ozean der Stromwechsel zur Zeit der mittleren Fluthöhe stattfindet, muß vor einer die Welle vollständig zurückwerfenden Küste, da sich dann eine stehende Welle bildet, zu den Zeiten der größten Hebung und Senkung die Horizontalbewegung verschwinden, daher Flutstrom laufen, solange das Wasser steigt, und Ebbestrom, solange das Wasser fällt. Nun findet wegen der Reibung im flachen Wasser keine vollständige Zurückwerfung der Welle statt, es kommt daher auch keine stehende Welle rein zur Erscheinung. Es bildet sich vielmehr stets eine stehende Welle im Zusammenhange mit einer fortschreitenden. Ferner tritt im flachen Wasser eine Welle von vierteltägiger Periode auf, die sich mit der halbtägigen vereinigt und die Strömungen beeinflußt. Diese vierteltägige Welle hat, wenn sie eine im Verhältnis zur halbtägigen Welle große Anschwellung erreicht, einen langen Stillstand des Hochwassers zur Folge, sie wirkt auch ein auf die ungleiche Dauer des Fallens und Steigens des Wassers in den Flußmündungen.

Die Stromwechselzeiten werden ferner beeinflußt von der Gestalt der Küste, von ihrer Lage zum offenen Meer und von den Tiefenverhältnissen vor der Küste. So sind tatsächlich zur Zeit des Hochwassers alle Stromphasen zwischen stärkstem Flutstrom und Stillwasser möglich. Aus der Kenntnis der Hochwasserzeit allein kann daher bezüglich der Stromverhältnisse höchstens gefolgert werden, daß dann noch kein Ebbestrom läuft. Die Gründe für das tatsächliche Verhalten der beobachteten Tideströmungen können nur mit Hilfe eines in jedem Sonderfall anzustellenden eingehenden Studiums des in Frage stehenden Meeres- und Küstengebietes klar erkannt werden. So tritt z. B. bei Cuxhaven der Stromwechsel etwa 1 Stunde 30 Minuten nach Niedrigwasser und 1 Stunde 25 Minuten nach Hochwasser ein, während er bei Westerland auf Sylt und über den Watten der friesischen Küste gerade mit Hoch- und Niedrigwasser zusammenfällt.

c) Flutkurve und Flutwelle.

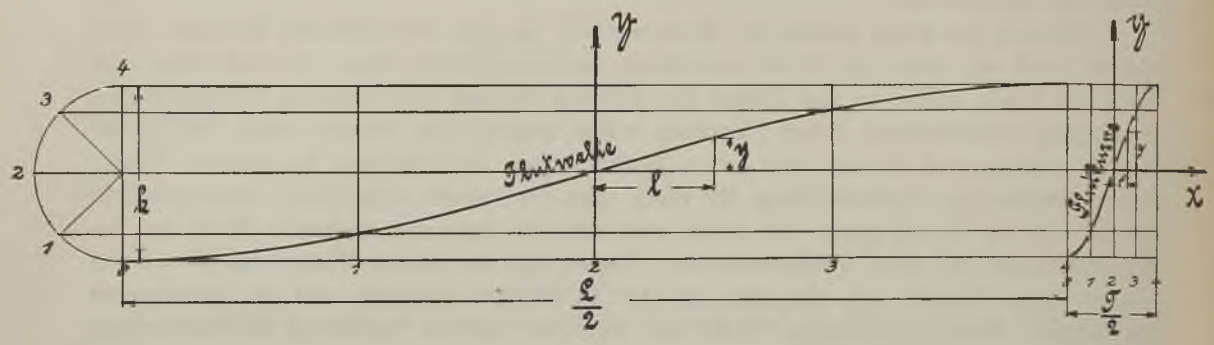
Stellt man für einen bestimmten Ort die Gezeitenbewegungen zeichnerisch dar, indem man die Zeiten t als Abszissen und die zugehörigen Wasserstände y als Ordinaten aufträgt, dann erhält man eine Kurve $y = f(t)$, welche die allgemeine Form einer Sinuslinie hat: das ist die Flutkurve.

Hat man auf diese Weise für viele Orte die der gleichen Tide entsprechenden Flutkurven gefunden, so ergibt sich aus diesen die Flutwelle, wenn man die gleichen Zeiten entsprechenden Wasserstände durch eine stetig gekrümmte Linie miteinander verbindet. Die Flutwelle, die daher ein Augenblicksbild darstellt, hat die Gleichung $y = f(x)$, wenn die gegenseitigen Ortsabstände x als Abszissen aufgetragen werden. Im offenen Meere haben beide Kurven die Gestalt einer regelmäßigen Sinuslinie. Wenn man (Abb. 10) einen Halbkreis vom Durchmesser h gleich der Wellenhöhe oder gleich der Flutgröße in die gleiche Anzahl gleicher Teil teilt wie die halbe Wellenlänge $\frac{L}{2}$ und wie die halbe Flutperiode $\frac{T}{2}$, dann erhält man in ersterem Falle die halbe Flutwelle und in

letzterem die halbe Flutkurve. Im offenen Meere, aber nur dort, stellt also die Flutkurve die Flutwelle dar, wenn man die Endpunkte der ersteren um die Wellenlänge L voneinander entfernt denkt.

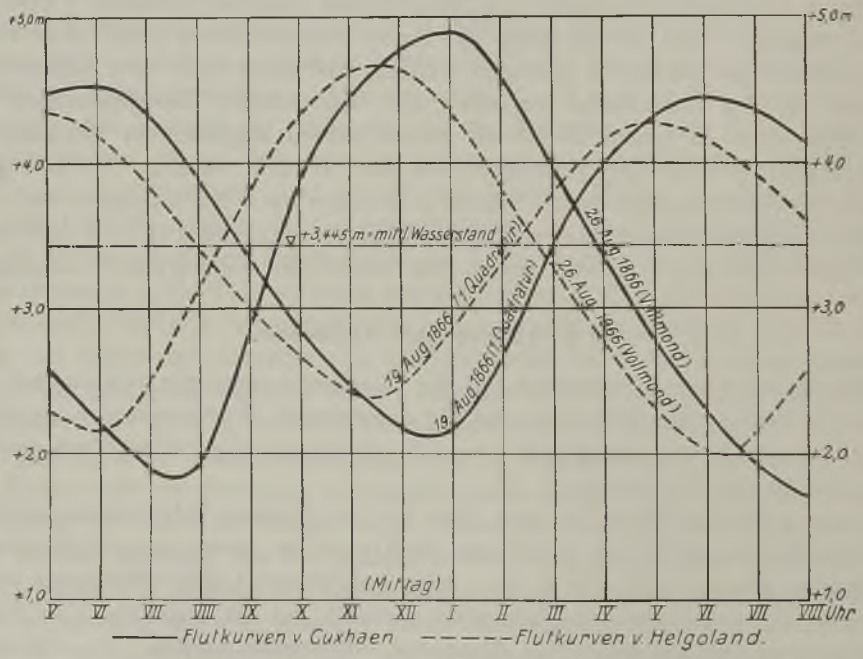
Flutkurve und Flutwelle müssen ihre symmetrische Gestalt verlieren, sobald sich der Fortpflanzung der Welle Hindernisse entgegenstellen, insbesondere dann, wenn die

Abb. 10. Die fehlenden rechten Kurvenzweige sind Spiegelbilder der gezeichneten. Nur für das freie Meer gültig.



Wassertiefe abnimmt, was ja im allgemeinen bei der Annäherung an die Küste stattfindet. Bei abnehmender Wassertiefe macht sich die bremsende Wirkung der Meerestiefe mehr und mehr geltend: der Fußpunkt der Welle bleibt zurück, der Wellenscheitel

Abb. 11.



eilt vor, die Welle wird an ihrem vordern Abhange steiler, auf ihrer hintern Seite flacher. Bei ungeänderter Periode erfolgt daher auch das Steigen des Wassers in kürzerer Zeit, das Fallen in längerer als vorher in der ungestörten Welle; auch die Flutkurve wird mehr und mehr unsymmetrisch, indem ihr steigender Zweig steiler, ihr fallender flacher wird. Sie ändert also gerade in umgekehrter Weise ihre Form wie die Flutwelle.

Gleichzeitig wird die Flutwelle höher und der Stromwechsel erfolgt in immer kürzeren Zeit nach Hoch- und Niedrigwasser, um dort mit diesen Grenzwasserständen zusammenzufallen, wo die Welle auf die Küste trifft.

Die Linien, welche die Orte miteinander verbinden, die von dem Scheitel der Flutwelle gleichzeitig erreicht werden, heißen Flutstundenlinien oder Hochwasserlinien. Die Seekarten enthalten die für die Schiffahrt besonders wichtigen Hochwasserlinien bei Neu- oder Vollmond, welche als solche den Gang der Hafenzeiten veranschaulichen. Abb. 11 zeigt normale Flutkurven. Am 19. August war fast taube Flut, am 26. August fast Springflut. An beiden Tagen herrschte Windstille.

C. Hydrometrische Arbeiten.

§ 7. Messung der Wellen.

Für den Bauingenieur ist die Kenntnis der Wellenhöhe und der Wellenlänge von besonderer Wichtigkeit, da die Gesamtenergie einer Welle durch diese beiden Größen bedingt wird; Höhe und Länge einer Welle geben einen Maßstab ab für ihre zerstörende Kraft.

Die Beobachtungen auf hoher See können naturgemäß nur vom Schiff aus erfolgen.

Die Geschwindigkeit einer Welle wird bestimmt, indem man die Zeit beobachtet, die ein Wellenkamm zum Zurücklegen einer bekannten Strecke gebraucht. Zu diesem Zwecke bringe man an der Bordwand oder an andern zur Beobachtung geeigneten Plätzen zwei Marken an, messe ihren wagerechten Abstand voneinander parallel zur Kiellinie des Schiffs und vermerke nach einer Sekundenuhr die Zeit, zu welcher ein und derselbe Wellenkamm an der ersten und darauf an der zweiten Marke vorbeiläuft. Ist V die Geschwindigkeit der Welle (in m/sek.), l der gemessene Abstand beider Marken (in m), t (in Sek.) der beobachtete Zeitunterschied, so ist:

a) bei stilliegendem Schiffe, vorausgesetzt, daß der Wellenzug in der Längenrichtung des Schiffs erfolgt:

$$V = \frac{l}{t}.$$

b) Ist das Schiff in Bewegung, so ist die Fahrt des Schiffes zu der gefundenen scheinbaren Wellengeschwindigkeit noch hinzuzuzählen oder von ihr abzuziehen, je nachdem Schiff und Wellen den gleichen oder entgegengesetzten Bewegungssinn haben. Es wird dann

$$V = \frac{l}{t} \pm c,$$

wenn c die Geschwindigkeit des Schiffs (in m/sek.) bedeutet.

c) Fällt die Richtung der Wellen nicht mit der Kiellinie des Schiffs zusammen, sondern bildet sie mit ihr den Winkel α, so ist unter der Voraussetzung, daß die Beobachtung senkrecht zur Wellenrichtung, d. h. das Einpeilen der Wellenkämme in die Marken parallel zur Richtung der Wellenkämme erfolgt, der vom Schiff zurückgelegte Weg auf die Bewegungsrichtung der Wellen zu übertragen, und es wird

$$V = \left(\frac{l}{t} \mp c\right) \cos\alpha.$$

2. Der Winkel α zwischen der Kiellinie des Schiffs und der Bewegungsrichtung der Wellen ist durch Peilen mit Peilkompaß oder Peilscheibe zu bestimmen.

3. Die Wellenlänge L wird unter Zugrundelegung der vorher ermittelten Geschwindigkeit bestimmt durch Beobachtung der Zeit, welche verfließt zwischen dem Vor-

beilaufen zweier aufeinander folgenden Wellenkämme an ein und derselben Marke des Schiffes. Wird diese Zeit mit t_1 bezeichnet, so ist die Wellenlänge

a) bei stilliegendem Schiffe

$$L = Vt_1,$$

b) bei einem sich mit der Richtung des Wellenzuges und gegen sie bewegenden Schiffe

$$L = (V \mp c)\, t_1.$$

Bewegt sich das Schiff in dem gleichen Sinne wie die Richtung der Wellen, so hat die Welle in der beobachteten Zeit t_1 außer ihrer eigenen Länge noch den während dieser Zeit vom Schiffe zurückgelegten Weg ct_1 durchlaufen. Von der Länge Vt_1 muß daher zur Ermittlung der richtigen Wellenlänge dieser Weg abgezogen werden.

Das Umgekehrte ist der Fall, wenn das Schiff sich gegen die Wellenrichtung bewegt. In der letzten Formel gilt daher das Minuszeichen, wenn das Schiff mit der See, das Pluszeichen, wenn es gegen die See läuft.

c) Bildet die Richtung der Wellen mit der Kiellinie den Winkel α, so wird

$$L = (V \mp c \cos\alpha)\, t_1.$$

Für die Vorzeichen gilt das gleiche wie unter b).

4. Die Wellenperiode T findet man aus der gemessenen Wellenlänge und Geschwindigkeit in der Größe

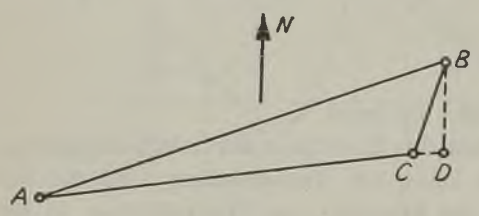
$$T = \frac{L}{V}.$$

5. Die Höhe der Wellen ist durch Schätzung festzustellen. Man beobachte hierzu von einem über die Seitenwand des Schiffs herausragenden Platze die Eintauchungstiefe einer bestimmten Stelle der Bordwand, wenn sie sich im Wellental und wenn sie sich auf dem Wellenberg befindet. Der Unterschied beider ist die Wellenhöhe.

§ 8. Messung der Meeresströmungen.

Auf offener See machen sich die Meeresströmungen durch die Stromversetzung bemerkbar. Jeder Schiffsführer ist verpflichtet, täglich mittags den Ort seines Schiffs nach Breite und Länge in das Tagebuch einzutragen. Der Schiffsort wird bei hellem Wetter durch Beobachtung der Sonne und der Zeit bestimmt. Gleichzeitig läßt sich aus den seit dem letzten Mittag vermerkten Angaben über den gesteuerten Kurs und über die Schiffsgeschwindigkeit der gesteuerte mittlere Kurs und die auf diesem zurückgelegte gerade Strecke seit dem vorigen Mittag finden. Diese aus der Schiffs- oder Loggerechnung sich ergebende zweite Ortslage, das »gegißte Besteck« (von gissen = schätzen), wird sich nun gewöhnlich nicht mit dem »astronomischen Besteck« vollkommen decken. Indem man die Richtung, in der das astronomische Besteck vom gegißten liegt, als »Stromrichtung« und den Abstand zwischen diesen beiden Punkten als »Stromstärke« während des »Etmals« (= Zeit von einem Mittag zum andern) ansieht, erhält man die »Stromversetzung«, die auch in das Schiffstagebuch eingetragen wird. In Abb. 12 bezeichnen AB den gesteuerten Kurs, AC den wirklichen Kurs und BC die Stromversetzung, deren Richtung und Stärke mit Hilfe des rechtwinkligen Dreiecks BCD bestimmt werden.

Abb. 12.



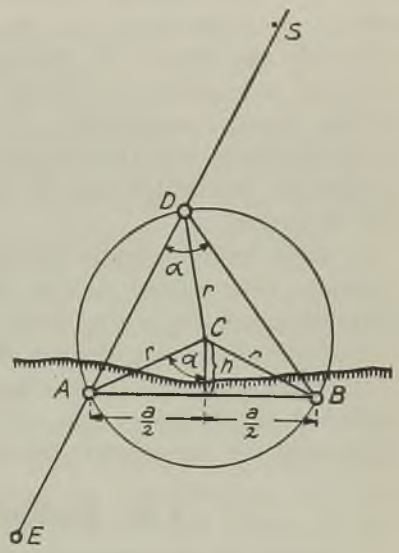
Der Bauingenieur hat es nur mit Küstenströmungen zu tun, die nach Richtung und Stärke mit den an anderer Stelle besprochenen Vorrichtungen zu messen sind, wenn auch hier fast nur der Schwimmer und das Sog verwendet werden.

§ 9. Messung der Wassertiefen an der Seeküste.

Die mit dem Lot vorzunehmende Peilung und die Ortsbestimmung der Peilpunkte erfolgt am besten von einem Motorboot aus. Läßt sich, Abb. 13, an der Seeküste eine brauchbare Standlinie AB ungefähr parallel zum Strand abmessen, dann lassen sich die Tiefenmessungspunkte D wie folgt bestimmen. Von A aus werden nach der See zu Linien AS strahlenförmig gepeilt, deren Lage durch Baken bei A und E bestimmt ist. Nunmehr wird vom Boote aus mit dem Spiegelsextanten der Winkel $ADB = \alpha$ gemessen. Die Messungspunkte D werden in die Karte mit dem gezeichneten Hilfskreis und unter Benutzung der Beziehungen

$$h = \frac{a}{2} \cdot \operatorname{ctg} \alpha \text{ und } r = \frac{h}{\cos \alpha} \text{ aufgetragen.}$$

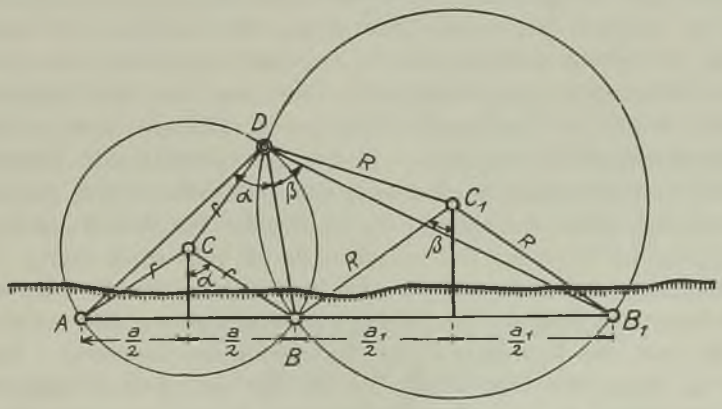
Abb. 13.



Für die Auftragung sind Tafeln zu benutzen, welche die trigonometrischen Funktionen für den Radius $r = 1$ enthalten. Man hat h abzutragen und mit r von C aus den Messungspunkt A auf DS einzuschneiden. Ist $\alpha < 45^\circ$, dann kann man mit r von A aus den Punkt C abschneiden und von C aus den Punkt D finden.

Das in Abb. 14 dargestellte Verfahren dient zur Bestimmung eines Peilungspunktes in See, der nicht in einer bestimmten Fluchtlinie liegt. Mit dem Sextanten werden vom Boot aus die Winkel α und β gegen die Festpunkte A, B und B_1 der Standlinie AB_1

Abb. 14.



gemessen. Der Peilungspunkt D liegt auf dem Schnittpunkte der beiden mit r aus C und mit R aus C_1 zu beschreibenden Kreise. Er wird, falls α und β kleiner als 45° werden, unmittelbar mit den Radien r und R festgelegt.

D. Bildung und Verhalten der Flußmündungen.

§ 10. Allgemeines.

Die an der Mündungsstelle bestehenden gegenseitigen Einwirkungen zwischen Fluß und Meer sind außerordentlich mannigfaltig, da sie sowohl von der Beschaffenheit des Küsten- und Meeresgebiets als auch von den Eigenschaften des Flusses abhängen. So ist es für das Verhalten der Mündung von Bedeutung, ob die Küste an der Mündungsstelle eine Bucht bildet, ob sie geradlinig verläuft oder vorspringt, ob die Meerestiefe allmählich oder plötzlich zunimmt. Ferner kommen in Frage die Ursache, Richtung und Stärke der Küstenströmung, die Richtung und Stärke der vorherrschenden Winde, die Wirkung der Wellen, die Häufigkeit und Größe des Wasserstandwechsels des Meeresspiegels und endlich die Dichte des Seewassers. Anderseits sind die Verhältnisse der Flüsse ebenso mannigfaltig. In dieser Hinsicht sind von Bedeutung die Größe und Schwankungen der Abflußmengen, die Art und Menge der vom Flusse mitgeführten Sinkstoffe, die Größe und die Schwankungen des Spiegelgefälles unmittelbar oberhalb der Mündung.

Trifft die ausgehende Strömung einer Flußmündung mit einer Küstenströmung zusammen, dann werden die von dieser längs des Strandes mitgeführten Sinkstoffe seewärts abgelenkt und wegen der durch den Zusammenprall beider Strömungen hervorgerufenen Geschwindigkeitsverminderung abgelagert. Sie geben dann zur Bildung einer Barre in der Außenmündung Veranlassung. Auf solchen Barren besteht ein fortwährender Kampf zwischen den Wellen, welche die Sinkstoffe uferwärts tragen wollen, und der ausgehenden Strömung, die sie seewärts führen will.

§ 11. Flußmündungen ohne Ebbe und Flut.

Würde der Meeresspiegel in unveränderter Höhenlage verbleiben, dann müßte auch der Mündungsquerschnitt der gleiche bleiben, da er offenbar nicht von der Wasserführung des Flusses, sondern lediglich von der Höhe des Meeresspiegels abhängt. Ein und derselbe Querschnitt müßte daher sowohl die Kleinst- als auch die Größtwassermenge durchlassen. Nimmt aber die Wassermenge zu, dann muß wegen der Unveränderlichkeit des Querschnitts eine entsprechend größere Durchflußgeschwindigkeit erzeugt werden und das ist nur möglich durch eine Verstärkung des Gefälles. Wir haben daher bei Hochwasser auf der letzten Mündungsstrecke eine Senkungskurve, unter deren Einwirkung sich so starke Strömungen und Bettangriffe ausbilden, daß das Flußbett vertieft und verbreitert wird. Würde das Hochwasser lange genug andauern, dann müßte sich schließlich ein Gleichgewichtsgefälle einstellen. Durch die auswaschende Tätigkeit des Hochwassers ist dem Niedrigwasser ein zu großes Bett verschafft worden, das Gefällebedürfnis bei Niedrigwasser ist daher ein kleines: die Gefällelinie des Niedrigwassers ist somit annähernd das Spiegelbild der des Hochwassers, sie ist hohl nach oben.

Für die Bildung der Barren vor der Mündung kommt nur die auswaschende Tätigkeit des Hochwassers in Frage. Bei Niedrigwasser erfolgt nur die vorhin beschriebene Ablagerung der von der Küstenströmung herangeführten Sinkstoffe. Bei Hochwasser gesellen sich zu diesen die vom Flusse in die See getragenen Sinkstoffe. Fällt die Mündung in eine seichte sandige Küste mit geringer Küstenströmung, dann steigert sich die Barrenbildung zu einer Deltabildung, wenn nicht die Sinkstoffe des Flusses, bevor sie die eigentliche Mündung erreichen, in einem Binnensee zur Ablagerung gelangen. Bei steiler felsiger Küste oder bei lebhafter Küstenströmung und kleinen Sinkstoffmengen findet gar keine oder nur eine in kurzem kaum wahrnehmbare Deltabildung statt.

Die Deltabildung ist in erster Linie der Ablagerung der Flußsinkstoffe zuzuschreiben, die wegen mangelnder Räumungskraft seewärts vor der Mündung sich ablagern. Dorthin, wohin der Fluß seine Hauptwassermasse, insbesondere bei Hochwasser, ergießt, wirft er gleichzeitig auch die Hauptmasse seiner Sinkstoffe, er versperrt sich daher in der Richtung seines jeweiligen Hauptabflusses seinen Weg. Das folgende höhere Wasser findet die inzwischen zur festen Ablagerung gelangten Sinkstoffe in dem Hauptarme des vorigen Hochwassers vor: es wird daher aufgestaut bis zu der Höhe, die zur Erzeugung des den vermehrten Abflußhindernissen entsprechenden größeren Gefälles erforderlich ist. Dabei sind zwei Fälle denkbar und möglich. Entweder vollzieht sich unter der Wirkung des anfänglich vermehrten Druckgefälles der Abfluß in der alten Richtung: dann wird in dieser eine abermalige Ablagerung von Sinkstoffen unter abermaliger Verlängerung des Armes entstehen und das nächste Hochwasser wird vielleicht so hoch aufgestaut werden, daß es sich ein neues seitliches Abflußgerinne schafft. Oder das seitliche Ausbrechen stellt sich schon beim zweiten Hochwasser ein. Das geschilderte Spiel wiederholt sich bei jedem Hochwasser, das Delta verbreitert und erhöht sich und schiebt sich so schuttkegelartig allmählich seewärts vor. Die Flußmündung zeigt eine große Zahl von Rinnsalen, von denen keines dauernd den Hauptabflußarm darstellt.

Die vom Flusse mitgeführten Sinkstoffe lagern sich auch dann ab, wenn die Strömung verlangsamt wird durch die Berührung des ausströmenden Flußwassers mit dem dichteren Seewasser, über welches das Flußwasser sich allmählich ausbreitet. Die schwereren Sinkstoffe, die von der Strömung auf der Flußsohle vorwärts bewegt werden, bleiben fest liegen, sobald das leichtere Flußwasser bei der Begegnung mit dem schwereren Seewasser in die Höhe steigt, während die leichteren, in den oberen Wasserschichten schwebenden und schwimmenden Stoffe von dem Flußwasser in das Meer hinausgetragen werden. Es hängt daher die Barrenbildung vor der Mündung und das Vorrücken des Deltas sowohl von der Art und Menge der Sinkstoffe des Flusses ab als auch von dem Dichtenunterschiede zwischen Fluß- und Seewasser.

Mündet der Fluß nicht unmittelbar in das Meer, sondern durchfließt er vor seiner Mündung eine seenartige Erweiterung (Haff, Lagune), dann wirkt diese Erweiterung zunächst wie ein großes Klär- oder Absatzbecken, da die Flußsinkstoffe in ihm wegen mangelnder Geschwindigkeit zur Ablagerung gelangen. Das Vorhandensein eines solchen Beckens wirkt daher in günstigster Weise auf die Tiefhaltung der eigentlichen Mündung ein. Solche Becken erfüllen aber noch eine zweite wichtige Aufgabe. Bei starken auflandigen Winden wird das Seewasser durch die Mündung in das Becken hineingetrieben und dadurch dessen Wasserfüllung erheblich vergrößert. Springt der Wind um, dann fließt das zuvor eingetriebene Wasser durch die Mündung wieder aus, wobei diese um so kräftiger ausgewaschen wird, je größer der anfängliche Höhenunterschied zwischen den Wasserspiegeln des angefüllten Beckens und des Meeres ist. Der auf diese Weise ausgewaschene kurze Verbindungsarm zwischen dem Haff und der See wird an der Ostsee treffend »Tief« genannt.

§ 12. Flußmündungen im Flutgebiete.

a) Die Flutwelle in den Flußmündungen.

Die Veränderungen, welche die ozeanische Flutwelle in der Nähe der Küsten und in seichtem und engem Wasser erleidet, zeigen sich in gleicher Art, aber besonders ausgeprägt in den Flußmündungen. Tritt die Flutwelle in eine Flußmündung, so wird ihre Bewegung im ganzen verzögert, und, da sich ihr Fuß in seichterem Wasser bewegt als ihr Scheitel und deshalb von seiten des Flußbettes stärkere Widerstände erfährt, so wird,

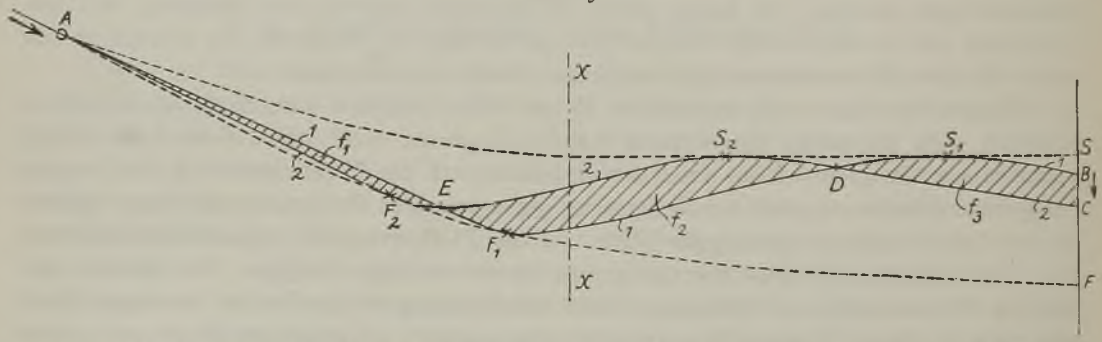
während die Welle stromaufwärts schreitet, ihr Fuß stärker verzögert als ihr Scheitel. Die Dauer der Flut wird daher kürzer, die Dauer der Ebbe länger, je weiter die Welle stromaufwärts kommt. Scheitel- und Fußpunkt nähern sich einander mehr und mehr, bis endlich die Dauer der Flut und daher auch die Flutgröße gleich Null wird. Dieser von der Flutwelle durchlaufene Teil des Flusses heißt das Flutgebiet oder das Ästuarium.

An einem Ort im Flutgebiet ist Hochwasser, Niedrigwasser, Flut oder Ebbe, je nachdem der Scheitel, Fußpunkt, vordere oder hintere Abhang der Flutwelle sich vor dem Ort befinden. Auf beiden Abhängen dieser Welle bilden sich Strömungen aus, die einander entgegen gerichtet sind. Die Strömung auf dem vorderen Abhange, also in der Richtung des Fortschreitens der Flutwelle, heißt Flutstrom, die auf dem hinteren Abhange Ebbestrom. Die Grenze des Flutgebietes ist nicht zu verwechseln mit der Grenze des Flutstromes: letztere liegt stets flußabwärts von der ersteren. Oberhalb der Grenze des Flutstromes herrscht beständig Ebbestrom, dessen Geschwindigkeit jedoch während der Tide fortwährend wechselt.

Während im offenen Meere die Flutwelle aus der Flutkurve erhalten wird, wenn man die Eudpunkte der letzteren um die Wellenlänge voneinander entfernt, ist im Flutgebiete die Form der Flutwelle in jedem Augenblick eine andere und von der der Flutkurve sehr verschiedene. Aber auch hier lassen sich die Flutwellen aus den Flutkurven entwickeln, wenn man aus diesen die gleichzeitig an verschiedenen Orten des Flutgebietes beobachteten Pegelstände in das Längenprofil des Flusses einträgt.

Außer der Geschwindigkeit, mit der Scheitel und Fußpunkt einer Flutwelle fortschreiten, sind die Linien, in denen sie fortschreiten, von besonderer Bedeutung. Sie

Abb. 15.

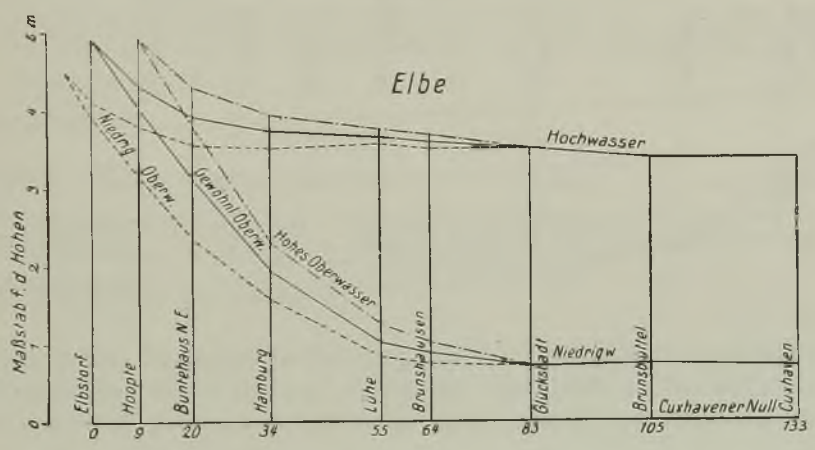


heißen Hoch- und Niedrigwasserlinie. Sie sind also die geometrischen Orte des Scheitels und Fußpunktes der Flutwelle und die Einhüllenden der Flutwellen. Ist, Abb. 15, *A* die Grenze des Flutgebietes für eine bestimmte Tide, die Lotrechte *SF* die Mündung, *SF* die Flutgröße dieser Tide an der Mündung, und bewegen sich Scheitel- und Fußpunkt der Flutwelle in den gestrichelten Linien *SA* und *FA*, dann ist *SA* die Hochwasser- und *FA* die Niedrigwasserlinie. Der Verlauf dieser Linien bildet das hauptsächlichste Kennzeichen der Eigenschaften eines Flutgebietes, von ihm hängt die Flutgröße an den einzelnen Punkten des Flutgebietes ab. Diese kann die Flutgröße an der Mündung übersteigen. Die Linien *SA* und *FA* sind, wie die Fortschreitungsgeschwindigkeit der Flutwelle, von den Hindernissen abhängig, die der Flutentwicklung entgegenstehen, d. h. von der Form und Beschaffenheit des Strombetts, der Ufer und von dem Stromgefälle. Je nach diesen bedingenden Umständen findet bald ein Aufsteigen, eine Senkung oder ein wegerechtes Fortschreiten statt. In großen Strömen mit einheitlichem, breitem und tiefem Bett und daher auch mit schwachem Gefälle weicht die Hochwasser-

linie im allgemeinen nicht sehr von der Wagerechten ab. In Flüssen, die durch Inseln und Sandbänke zerrissen sind, mit scharfen Krümmungen und seichtem Bett, d. h. in verwilderten Flutgebieten, senkt sich gewöhnlich die Hochwasserlinie, so daß die Flutgröße stromaufwärts schnell abnimmt. Dieses Senken der Hochwasserlinie und schnelle Abnehmen der Flutgröße zeigt sich stets in den kleinen Nebenflüssen, die im Flutgebiete in den Hauptstrom einmünden. Steht endlich einer kräftigen Flutwelle ein starkes Stromgefälle bei geringer Wassertiefe entgegen, dann wird die fortschreitende Bewegung des Fußpunktes unter Umständen so sehr verzögert und das nachdrängende Wasser wächst so rasch hinter dem Fußpunkte, daß ein Teil des vorderen Abhanges der Flutwelle lotrecht und sogar überstürzend wird. Das ist die Erscheinung des Bore oder Mascaret.

Die Erscheinungen der Flutwelle ändern sich von Tide zu Tide, weil weder der Oberwasserzufluß — unter diesem ist das vom Fluß gelieferte Wasser zu verstehen — noch die Flutgröße vor der Mündung gleichbleibend sind. Soweit die letztere Flutgröße durch die Richtung und Stärke des Windes beeinflußt wird, ist sie nicht im voraus zu bestimmen. Auflandige Stürme können besonders hohe Fluten, sog. Sturmfluten, hervorrufen, die namentlich bei Springtide ganz außerordentliche Höhen erreichen können.

Abb. 16.



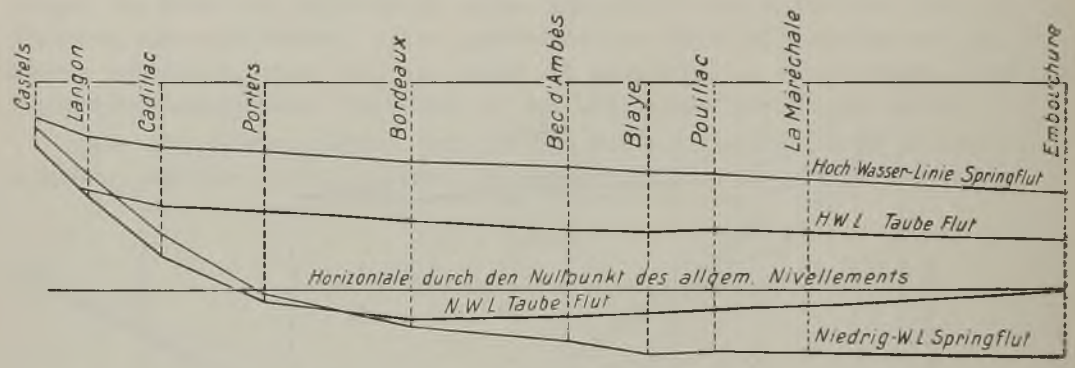
Es sei zunächst die Flutgröße an der Mündung gleichbleibend und nur die Wassermenge des oberen Zuflusses, des sog. Oberwassers, veränderlich. Dann steigt an der bisherigen Grenze des Flutgebietes mit zunehmender Oberwassermenge der Wasserspiegel, während er daselbst bei abnehmender Zuflußmenge fällt. Es müssen sich daher bei steigendem Oberwasser die Grenzen des Flutgebietes und des Flutstromes flußabwärts, bei fallendem Oberwasser flußaufwärts verschieben. Gleichzeitig werden die Niedrigwasser- und Hochwasserlinie bei steigendem Oberwasser gehoben, bei fallendem gesenkt, und zwar in beiden Fällen die Niedrigwasserlinie um einen größeren Betrag als die Hochwasserlinie, so daß die Flutgröße bei steigendem Oberwasser verkleinert, bei fallendem Oberwasser vergrößert wird. Die Einwirkungen des veränderlichen Oberwasserzuflusses verschwinden flußabwärts mehr und mehr und sind in der Nähe der Mündung und bei größeren Flutgebieten schon erheblich oberhalb dieser nicht mehr wahrnehmbar: vgl. Abb. 16. Sind bei gleichbleibendem Oberwasserzufluß die Fluten an der Mündung verschieden groß, dann laufen die höheren Fluten weiter stromauf als die niedrigeren. Auch ist bei höheren Fluten an allen Punkten des Flutgebietes die durchfließende Wassermenge größer als bei kleineren Fluten.

Während im offenen Meere der Scheitel der Welle der Springflut sich um das gleiche Maß über dem der tauben Flut erhebt wie ihr Fußpunkt sich unter den der tauben Flut senkt, verändert sich diese Erscheinung im Flutgebiete. Je weiter flußaufwärts, um so näher rückt der Niedrigwasserstand der tauben Flut dem der Springflut. Dann kommt ein Punkt, wo beide Niedrigwasser in gleicher Höhe sind, und weiter flußaufwärts kehrt sich das Verhältnis um: das Niedrigwasser der tauben Flut sinkt tiefer als das der Springflut. Das Hochwasser der Springflut bleibt aber stets über dem der tauben Flut. Auch sind die Flutgrößen bei Springflut größer als bei der tauben Flut. Abb. 17 gibt ein Beispiel dieser Verhältnisse (Gironde und Garonne).

Ist die Flutgröße an der Mündung nur klein, dann können Richtung und Stärke des Windes die Unterschiede der Spring- und tauben Fluten zuweilen völlig aufheben, wie z. B. an der deutschen und holländischen Nordseeküste. In Wirklichkeit sind nun sowohl der Oberwasserzufluß als auch die Flutgrößen an der Mündung veränderlich, so

Abb. 17. Hoch- und Niedrigwasserlinien, am 19. und 26. September 1876.

Gironde und Garonne.



daß die tatsächlich auftretenden Erscheinungen äußerst verwickelt werden und die Untersuchung der Flutwelle im Flutgebiete der Flüsse nur auf Grund zahlreicher und sorgfältiger Beobachtungen und Messungen an selbstschreibenden Pegeln (Flutmessern) möglich ist.

b) Bestimmung der Wassermenge.

Während eines gewissen Zeitraumes von t Sekunden sei bei fallendem Wasser in der Mündung, Abb. 15, der dortige Wasserspiegel um BC gesunken. Dem Anfange dieses Zeitraumes entspreche die Flutwelle 1, dem Ende die Flutwelle 2. Dann ist während dieser Zeit der Raum DS_2EF_1 mit Wasser gefüllt worden, während die Räume BS_1DC und EAF_2E wasserfrei geworden sind. Sind f_2, f_3 und f_1 die Inhalte dieser Flächen, dann ist in der Zeit t, in der sich der Scheitel der Flutwelle von S_1 nach S_2 und ihr Fußpunkt von F_1 nach F_2 bewegt hat, in SF für einen Meter Strombreite ausgeflossen die Wassermenge

$$Q_m = f_3 - f_2 + f_1 + qt,$$

wenn q den sekundlichen Oberwasserzufluß für einen Meter Strombreite während der Zeit t bezeichnet. An einer andern Profilstelle XX ist während des gleichen Zeitraumes t für einem Meter Strombreite abgeflossen

$$Q_x = -f_l + f_1 + qt,$$

wenn f_l die links (stromauf) des Schnittes XX liegende Teilgröße der Fläche f_2 bezeichnet.

Führt man allgemein die Senkungsflächen f_s mit positiven und die Hebungsflächen f_h mit negativen Vorzeichen ein, dann ist allgemein

$$Q = \Sigma(f_s) - \Sigma(f_h) + qt. \tag{29}$$

In dem Querschnitt herrscht Ebbestrom, kein Strom oder Flutstrom, je nachdem

$$\Sigma(f_s) + qt - \Sigma(f_h) \gtreqless o$$

ist. Wenn man die sämtlichen Hebungen des Wasserspiegels während der Zeit t oberhalb eines Querschnitts bis zur Flutgrenze mit h, die gleichzeitigen Senkungen mit s und die Wasseroberflächen mit o bezeichnet, dann nimmt Gl. (29) die Form an

$$Q = \Sigma(os) - \Sigma(oh) + qt. \tag{30}$$

Bezeichnen b, $b_1 \cdots$ die mittlern Wasserspiegelbreiten einer Anzahl im gegenseitigen Abstande l gelegener Stromquerschnitte, sind ferner die Senkungen und Hebungen des Wasserspiegels während der Zeiteinheit $\pm d$, $\pm d_1 \cdots$, dann ist die Durchflußmenge Q in dieser beliebig zu wählenden Zeiteinheit in irgend einem Querschnitt

$$Q = \Sigma \pm \left(\frac{d + d_1}{2}\right) l \frac{b + b_1}{2} + qb. \tag{31}$$

Es ist zu beachten, daß jede Wassermengenberechnung im Flutgebiet an der in der betreffenden Tide beobachteten Flutgrenze beginnen muß und sich bis zu dem betreffenden Durchflußquerschnitt stromabwärts zu erstrecken hat. In dem vorstehenden Ausdruck bezieht sich also die Summenbildung auf alle oberhalb bis zur Flutgrenze liegenden Stromquerschnitte.

c) Ausbildung des Flußbetts.

Bei großen Bettbreiten hat der Strom das Bestreben, mehrere nebeneinander liegende Stromrinnen auszuwaschen, die aber in fortwährendem Wechsel an der Wasserabführung teilnehmen. Im Anfang der Ebbeströmung, also kurz nach Hochwasser, wird eine andere Rinne den Hauptstromschlauch bilden als kurz vor Niedrigwasser. Während die letztere noch durch die Ebbeströmung ausgewaschen wird, wird vielleicht eine dritte Rinne durch den in sie zuerst einlaufenden Flutstrom wieder verlandet. In jeder Tide werden nacheinander alle Rinnen zum Hauptstromschlauch, aber eine jede Rinne nur auf so kurze Zeit, daß unter Umständen keine das dauernde Übergewicht über die anderen erlangt. Da die Strömungen fortwährend andere Stellen der Flußsohle angreifen, so behält diese im Flutgebiet viel länger ihre Gestaltung bei als im obern Flusse. Nur bei Sturmfluten und auch bei Eisgang können bedeutende Änderungen des Strombetts plötzlich eintreten oder vorbereitet werden.

Je näher der Mündung, um so breiter wird in der Regel der Strom, um so mehr bilden sich Rinnen aus, die durch Sande und bei Niedrigwasser trockenlaufende Bänke voneinander getrennt sind und von denen dann einige vorzugsweise von der Flut, andre von der Ebbe durchströmt werden. Die Überströmung der Bänke erfolgt mehr oder minder stark abweichend von der Hauptströmungsrichtung. Erst weiter oberhalb, dort, wo diese Spaltungen bei geringerer Strombreite aufhören, liegt die Fahrrinne hart an den einbiegenden Ufern an, gegen die sich sowohl die Ebbe- als auch die Flutströmung wirft, und die dadurch eine verhältnismäßig große Länge erhält, daß unter Abbruch des Ufers die Ebbeströmung sie nach unterhalb, die Flutströmung sie nach oberhalb verlängert. Da die nächstfolgende am anderen Ufer liegende Einbiegung sich in gleicher Weise auszudehnen bestrebt ist, so liegen sich schließlich die Enden der Fahrrinnen einander gegenüber, so daß der Übergang zwischen beiden quer zur Hauptstromrichtung liegt.

Je weiter stromaufwärts, um so mehr überwiegt die Einwirkung der durch das Oberwasser verstärkten Ebbeströmung die der Flutströmung, weil die Dauer der Ebbe in dem Maße zunimmt wie die der Flut abnimmt. Die stärkste Flutströmung findet kurz vor Hochwasser, die stärkste Ebbeströmung kurz vor Niedrigwasser statt. Die stärkste Durchströmung, also auch die stärkste Auswaschung des Stromschlauches findet daher bei Ebbe statt.

E. Regelung der Flußmündungen.

§ 13. Mündungen ohne Ebbe und Flut.

Die hier zu lösende Aufgabe läuft in der Hauptsache darauf hinaus, die Ablagerung der Sinkstoffe, rühre sie nun vom Flusse her oder von der Küstenströmung oder von beiden, d. h. die Barrenbildung vor der eigentlichen Mündung zu verhindern oder zu begrenzen.

Bei seichter sandiger Küste wird die vom Hochwasser auf der Barre ausgewaschene Rinne bei Niedrigwasser durch die quer über sie streichende Küstenströmung immer wieder zugeworfen werden. Jedes neue Hochwasser muß die Abflußrinne aufs neue wieder auswaschen, wobei sie sich mit der Barre seewärts verlängert. Um der Schifffahrt auch bei Niedrigwasser im Fluß und bei niedrigem Seewasserstande, der bei lange anhaltenden ablandigen Winden eintreten kann, die nötige Fahrtiefe zu sichern, ist die Auswaschungsrinne beiderseits durch feste künstliche und einander parallele hochwasserfreie Dämme einzufassen, deren Abstand zo zu bemessen ist, daß bei auflandigen Stürmen, also beim höchsten Seewasserstande, das größte Hochwasser des Flusses mit nicht zu großem Rückstau abfließen kann und bei mittlerem Seespiegel noch eine solche Spülkraft besitzt, daß die von ihm mitgeführten Sinkstoffe bis in die See hinausgetragen werden. Die Dämme sind soweit seewärts, d. h. bis in so große Wassertiefe zu führen, daß der Küstenstrom, dessen Mächtigkeit mit der Wassertiefe zunimmt, die durch die neue Mündung austretenden Sinkstoffe entweder gänzlich oder doch in einem solchen Maße fortschwemmt, daß die Ablagerung vor der neuen Mündung nur sehr langsam anwächst, ihre Fortbaggerung daher in verhältnismäßig großen Zwischenräumen erforderlich wird. Da mit zunehmender Länge der Dämme das absolute Gefälle zwischen der alten und neuen Mündung zunimmt, so wird bei der Bemessung ihrer zulässigen Länge zu prüfen sein, welchem Einfluß die Wasserspiegelerhöhung an der alten Mündung auf den Rückstau des Flußwassers, insbesondere des Hochwassers, hat und ein wie großer Rückstau noch erlaubt sein wird.

Bei Flüssen mit einem natürlichen Klär- und Spülbecken oberhalb ihrer eigentlichen Mündung sind zunächst die Ufer des Tiefs so zu befestigen, daß es gegen eine übermäßige Verbreiterung gesichert ist. Bei seichter Küste sind dann in der Verlängerung dieser Ufer einander parallele Dämme soweit seewärts zu führen, wie es die Erhaltung der Wassertiefe an der neuen Mündung erforderlich macht. Außer der Rücksicht auf die unschädliche und zugleich möglichst wirksame geschlossene Abführung des Hochwassers ist noch darauf Bedacht zu nehmen, daß bei auflandigen Winden das Seewasser möglichst ungehindert, mit möglichst kleinem Gefällebedarf durch das Tief in das Spülbecken einfließen kann: je leichter, rascher und vollkommener das letztere mit Seewasser angefüllt wird, um so wirksamer wird die Wirkung des bei umspringendem Wind ausgehenden Spülstromes sein. Die Spülung des Tiefs und der Barre vor der neuen Mündung ist überhaupt in weit höherem Maße von der Wirkung des wieder ausfließenden Seewassers, d. h. von der Wirkung des Beckens als Spülbecken, als von der des ausströmenden Flußhochwassers abhängig.

Auch bei vorliegender Deltabildung wird das ausfließende Wasser zur Erhaltung einer gewissen Tiefe durch Paralleldämme zusammenzuhalten sein. Hierbei ist aber das folgende zu erwägen. Die Barrenbildung vor den einzelnen Mündungsarmen des Deltas ist um so ausgedehnter und nimmt um so rascher seewärts zu, je mächtiger der betreffende Arm, je größer seine Wasser- und folglich auch seine Sinkstoffführung ist. Würde man daher die gesamte Wassermenge des ungeteilten Stromes unter Schließung der übrigen Arme in einem einzigen Arme vereinigen, dann würde man die Barrenbildung in diesem letzteren ganz außerordentlich verstärken und sich der Möglichkeit berauben, sie erfolgreich zu bekämpfen. Daraus ergibt sich als erster Grundsatz, die einzelnen Arme nebeneinander bestehen zu lassen und die baulichen Maßnahmen so zu treffen, daß alle Arme dauernd sich in die Wasserführung nach Maßgabe ihrer Querschnitte und Gefälle teilen. Zweitens ist, wenn möglich, der schwächste der Arme zu dem Schiffahrtswege auszubauen, weil die Barre vor ihm am kleinsten ist und deshalb am leichtesten zu bekämpfen sein wird. Über sie ist das Wasser zwischen Paralleldämmen zu führen, deren Abstand und zulässige Länge sich aus der abzuführenden Größtwassermenge des Armes und der besonders wichtigen Bedingung ergibt, daß der Rückstau des Wassers nicht bis jenseits der nächst oberhalb liegenden Abzweigung eines andern Armes reichen darf, weil sonst das Wasser in größerer Menge als bisher diesem zugeführt werden würde, so daß die Ausbildung des Schiffartsarmes in Frage gestellt werden könnte. Die Bekämpfung der Barre vor der Mündung des letzteren durch allmähliche Verlängerung der Dämme ist somit bei Deltas an besonders enge Grenzen gebunden und nötigenfalls durch Baggerung zu bewirken. Wegen der Führung der Paralleldämme mit Rücksicht auf die Küstenströmung, die herrschenden Winde und Wellen und die Anforderungen der Seeschiffahrt wird auf den Abschnitt M, § 22, 1 verwiesen.

§ 14. Mündungen im Flutgebiete.

Die Regelungen der Flüsse oberhalb ihrer Flutgebiete haben als Endziel die möglichste Ausgleichung der Gefälleunregelmäßigkeiten. Über eine solche Ausgleichung hinaus ist eine weitere Verbesserung des freien Flusses nicht möglich. Die Wassermenge ist hierbei eine gegebene, durch die Flußregelung nicht zu ändernde, nur in Ausnahmefällen bei Niedrigwasser durch Zuschußwasser aus Sammelbecken (Talsperren) zu vermehrende Größe. Im Flutgebiet wird die vom Fluß gelieferte Wassermenge, die Oberwassermenge, durch das einströmende Flutwasser in um so größerem Maße vermehrt, je mehr man sich der Mündung nähert; und diese mit der Flut durch die Mündung in den Strom eintretende und bei Ebbe wieder ausfließende Wassermenge kann dadurch erheblich vergrößert werden, daß man die Hindernisse tunlichst beseitigt, die sich dem Eindringen der Flutwelle entgegenstellen und deren regelmäßige Fortpflanzung verhindern.

Solche Hindernisse sind Unregelmäßigkeiten der Uferlinien und der Sohle, scharfe Krümmungen und Stromspaltungen. Sie verzehren alle einen Teil der lebendigen Kraft der Flutwelle. Wird diese aber an irgendeiner Stelle geschwächt, so kann der damit verbundene Verlust an lebendiger Kraft nicht ersetzt werden, da jede von der See her einlaufende Flutwelle nur einen einmaligen Antrieb erhält und daher unterwegs eintretende Energieverluste unwiderbringlich verloren sind.

Die Gl. (29), (30) und (31) des vorigen Abschnittes lassen erkennen, daß die durchfließende Wassermenge vermehrt werden kann, wenn man die Strombreiten so vergrößert, daß gleichzeitig die Flutwelle in ihrer Entwicklung möglichst gefördert wird. Wenn beispielsweise oberhalb eines bestimmten Querschnitts der Strom sich plötzlich verengt, so läßt sich die durch diesen Querschnitt strömende Wassermenge dadurch erheblich vermehren, daß man die Engstrecke, gegebenenfalls bis zur Grenze des Flut-

gebiets, in nach oben regelmäßig abnehmendem Maße verbreitert und in dem verbreiterten Teile durch Austiefung die Hindernisse beseitigt, die die Entwicklung der Flutwelle stören würden. Durch die vergrößerte Wassermenge werden aber die unterhalb liegenden Querschnitte vergrößert, wodurch die Entwicklung der Flutwelle eine weitere Erleichterung erfährt.

Da aber die Flutgebiete meistens von Natur schon übermäßige Breiten haben, so kommt das Mittel der Verbreiterung in der Regel nur für die oberen, in verhältnismäßiger Nähe der Flutgrenze liegenden engen Strecken in Frage. Für gewöhnlich wird man vielmehr die bestehenden Breiten beibehalten oder sie nur soweit beschränken, wie es zur Erzielung regelmäßiger Uferlinien und stetiger Querschnittübergänge erforderlich ist. Die Strombreiten müssen so bestimmt werden, daß nicht nur in der geregelten Strecke die größtmögliche Tiefe hervorgebracht wird, sondern daß auch der untern Strecke mindestens die Wassermenge erhalten bleibt, die sie vor der Verbesserung besaß, daß ihr aber, wenn möglich, eine größere Wassermenge als früher gesichert wird. Gleichung (30) zeigt, daß die Wassermenge der an die geregelte Strecke sich anschließenden untern Strecke nur dann ihre alte Größe beibehält, wenn der Ausdruck $\Sigma(os) - \Sigma(oh)$ nach der Regelung für jeden Zeitpunkt der Flut und Ebbe unverändert bleibt. Wird nun infolge einer Breitenbeschränkung die Flutgröße nicht um so viel vermehrt, daß jener Ausdruck nach der Regelung mindestens ebenso groß ist, wie er es vor der Regelung war, so wird die Wassermenge in der anschließenden untern Strecke abnehmen, mit ihr aber auch die Querschnittgröße und bei unveränderter Breite auch die Wassertiefe: die an die geregelte Strecke sich unterhalb anschließende Strecke erfährt eine Verschlechterung, während zunächst in der geregelten Strecke bessere Zustände durch gleichzeitige Zunahme der Tiefe und Flutgröße eintreten. Die Verschlechterung der untern Strecke hat aber eine Verkümmerung der in sie eintretenden Flutwelle zur Folge. Die Flutgröße und mit ihr die Wassermenge nimmt daher in der obern geregelten Strecke wieder ab, ihre Durchspülung wird schwächer, ihre Tiefen werden geringer: sie wird schließlich schlechter als sie es vor der Regelung war. Durch die Ausdehnung der übermäßigen Breitenbeschränkung auf die untere Strecke würde das Übel nur vergrößert werden. Die Breiten müssen vielmehr so geregelt werden, daß mit Sicherheit eine Vermehrung der Wassermenge eintritt, denn in dem Maß, in dem die neuen Querschnitte gegen früher vergrößert werden, wobei eine künstliche Austiefung der durch Uferbauten seitlich zu begrenzenden Strecke durch Baggerung nicht zu umgehen sein wird, muß auch die Wassermenge zunehmen, damit zum mindesten die alte mittlere Durchflußgeschwindigkeit erhalten bleibt: nur dann ist Gewißheit dafür vorhanden, daß die geschaffenen neuen und größern Tiefen sich durch die Spülkraft der Strömung selbsttätig erhalten werden. Da auf dem Wege von der Mündung stromaufwärts die Durchflußmengen abnehmen, so wird das Breitenbedürfnis stromaufwärts kleiner, so daß sich als Grundrißform des geregelten Stromlaufes die Trichterform ergibt, wie sie schon von Natur den Ästuarien zu eigen ist.

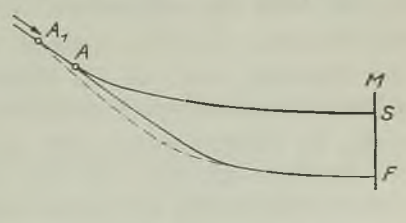
Im Flutgebiet läßt sich eine solche Breitenbeschränkung, daß der Strom zu allen Zeiten der Flut und Ebbe den gleichen Lauf verfolgt, in der Regel nur für die obere Strecke durchführen. Je näher der Mündung, um so breiter und zerrissener wird der Strom, so daß es nicht mehr möglich ist, die verschiedenen nebeneinander liegenden tieferen Rinnen in einer einzigen zu vereinigen. Man wird dann, anstatt den ganzen Strom in seiner Breite zu beschränken, darauf hinarbeiten müssen, die Hauptfahrrinne in einer solchen Richtung festzulegen, daß sie sowohl bei Flut als auch namentlich bei Ebbe möglichst in ihrer Längenrichtung durchströmt wird. Zu dem Ende ist sie durch feste Uferwerke zu begrenzen, deren Abstand so zu bemessen ist, daß insbesondere die

Ebbeströmung eine genügende Spülkraft ausüben kann: durch die Werke wird dann auch eine etwa vorgenommene künstliche Austiefung durch Baggerung sichergestellt werden. Solche Werke dürfen nur bis zur Höhe des Niedrigwassers reichen, weil sie bei größerer Höhe das Einlaufen der Flutwelle hindern würden. Die Regelung der untern Stromstrecke soll aber in erster Linie eine Vermehrung der Flutwassermenge herbeiführen und erst in zweiter Linie diese vermehrte Wassermenge zur Einwirkung auf das Hauptfahrwasser veranlassen. Je weiter aufwärts, um so mehr nehmen die Tiefen ab, um so mehr wird es Aufgabe der Regelung, in erster Linie eine Vertiefung herbeizuführen, die dann ihrerseits das Eindringen der durch die Regelung der untern Strecke vermehrten Flutwassermenge erleichtert. Die Ziele der Regelungsarbeiten sind also in der untern Strecke andere als in der oberen und lassen es begründet erscheinen, daß der Stromlauf in allmählich nach oben abnehmender Breite durch Uferwerke begrenzt wird, deren Höhe von Niedrigwasser an der Mündung bis auf Hochwasser an der Flutgrenze ansteigt. Die Aufgabe, den Strom so auszubauen, daß der unteren Strecke ihre Wassermenge erhalten und gleichzeitig in der geregelten Strecke die größte Austiefung hervorgebracht wird, erfordert, daß die zu regelnde Strecke beiderseits durch Längsdämme eingefaßt wird, die mit ihren obern Enden an das Ufer anschließen. Solange nun die zwischen dem Altufer und dem Damm liegenden Becken nach unten offen bleiben, wirken sie als Spülbecken für die untere Strecke, deren Wassermenge dadurch nicht nur erhalten wird, sondern sogar vermehrt werden kann. Auf die dauernde Mitwirkung solcher Spülbecken ist aber nicht zu rechnen, wenn sie nicht von Zeit zu Zeit ausgebaggert werden, da sie mehr oder minder schnell verlanden.

Man wird die Linienführung des Stromlaufes so zu regeln haben, daß zu scharfe Krümmungen, die sowohl der Schiffahrt als auch der Fortpflanzung der Flutwelle hinderlich sind, abgeflacht und möglichst durch Durchstiche beseitigt werden. Bei dem stets kleinen Gefälle der Flutgebiete sind von Durchstichen, selbst wenn sie erhebliche Laufverkürzungen herbeiführen, nie die Nachteile zu erwarten wie im oberen Laufe der schiffbaren Flüsse. Man hat sie nur so zu führen, daß auch in ihnen dem Talweg eine feste Lage gesichert wird. Flach gekrümmte Durchstiche sind daher geraden um so mehr vorzuziehen, je länger sie sind.

Stromspaltungen wirken stets schädlich ein auf die Entwicklung der Flutwelle. Ihre Beseitigung durch Verbauung des Nebenarmes ist daher stets erwünscht, wenn auch nicht immer wegen der Rücksicht auf örtliche Verhältnisse durchführbar. Muß eine Stromspaltung als solche erhalten bleiben, dann sind die Verhältnisse so zu regeln, daß die Flutwelle zum Durchlaufen der Arme die gleiche Zeit gebraucht. Soll die Spaltung beseitigt werden, dann muß man den Nebenarm an seinem obern Ende verbauen, um ihn möglichst als Spülbecken ausnutzen zu können.

Abb. 18.

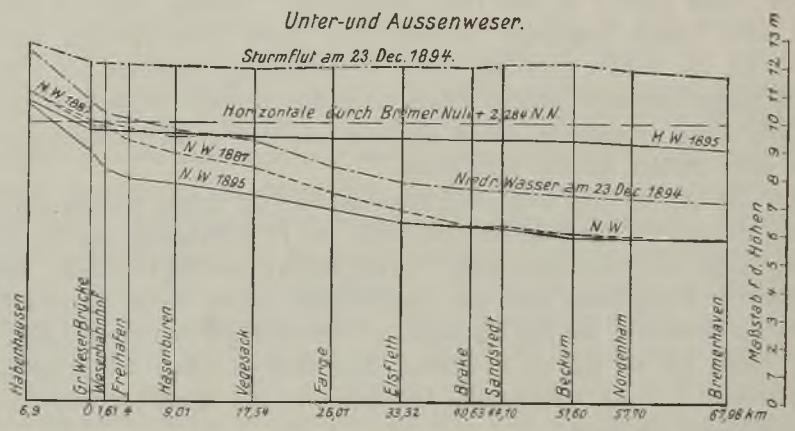


Durch die das erleichterte Eindringen der Flutwelle bezweckende Flußverbesserung wird in der Regel nur die Niedrigwasserlinie FA, Abb. 18, gesenkt und die Flutgrenze A stromaufwärts nach A_1 verschoben, während die Hochwasserlinie SA in der Regel keine Veränderung erleidet. Nur dann, wenn die Hochwasserlinie infolge einer erheblichen Erweiterung der Querschnitte sich nach aufwärts senkt, erfährt sie durch die Verbesserung des Flußlaufes eine Hebung. Abb. 19 zeigt die Änderungen, welche die beiden Linien FA und SA durch die Verbesserung der Unterweser erhalten haben.

Gang der Entwurfsarbeiten.

Zunächst sind die Flutkurven an den einzelnen Pegelorten unter den verschiedensten Umständen (Springflut, taube Flut, Sturmflut, verschiedene Oberwassermengen) mittels selbstzeichnender Pegel — sog. Flutmesser — zu ermitteln. Aus ihnen sind die Flutwellenlinien für die verschiedenen Tiden und zu allen Zeiten der Flut und Ebbe zu entwickeln. Diese Flutwellenlinien führen zur Kenntnis der Wassermenge und der Gefällegrößen an allen Punkten und zu allen Zeiten der Flut und Ebbe. Endlich sind die Stromquerschnitte durch Peilung aufzunehmen. Als Grundlage für die Planung dienen die Anforderungen an die Linienführung und an die Wassertiefe. Nach Feststellung dieser Anforderungen ist zu ermitteln, wie sich die Wasserverhältnisse in dem neuen Laufe gestalten werden und wie groß die ihm zu gebenden Breiten sein müssen, damit die gewünschten Tiefen sich bilden und erhalten. Um diese Fragen zu beantworten, nimmt man den Längenschnitt so an, wie man ihn zu erhalten wünscht, d. h. man nimmt

Abb. 19.



die Hoch- und Niedrigwasserlinien (SA_1 und FA_1 der Abb. 18) so an, wie sie sich voraussichtlich nach der Regelung ergeben werden. Sodann berechnet man mit Hilfe der Gleichung (3) die den angenommenen Flutgrößen und Bettiefen entsprechenden Flutkurven, aus denen die neuen Flutwellen und Wassermengen abzuleiten sind. Alsdann ist zu untersuchen, ob diese neuen Wassermengen den neuen Gefällen und Querschnitten entsprechen und endlich ein Vergleich zwischen den alten und neuen Werten tJ anzustellen, wenn t die mittlere Wassertiefe und J das Gefälle bezeichnen. Man gelangt so mit Hilfe der allgemeinen Geschwindigkeitsformel für die gleichförmige Bewegung des Wassers, $v = c\sqrt{tJ}$ zu einem Vergleich der mittlern Geschwindigkeiten vor und nach der Regelung, und, da die Räumungskraft des fließenden Wassers dem Quadrat der mittlern Geschwindigkeit proportional ist, zu der Feststellung, ob, was gefordert werden muß, die Räumungskraft nach der Regelung mindestens die gleiche sein wird wie sie vor der Regelung war. Da aber die allgemeine Geschwindigkeitsformel den Beharrungszustand voraussetzt, ein solcher aber im Flutgebiet, streng genommen, nie eintritt, so ist sie hier nur für ganz kurze Zeitabschnitte und nur dann anwendbar, wenn sich im ganzen Querschnitt eine einheitliche Strömung ausgebildet hat. Am besten werden die Vorbedingungen der Formel für das Ende der Ebbezeit erfüllt.

F. Seeuferbau.

§ 15. Wirkungen des Meeres auf die Ufer.

1. Wirkung der Wellen.

Um den Wellenangriff auf ein Ufer oder ein Uferschutzwerk einzuschätzen, muß man in Betracht ziehen die Wassertiefe vor demselben nach ihrer Größe und Verteilung, die Streichlänge, die Richtung, Häufigkeit und Gewalt der Stürme, die Wasserstandsschwankungen, die Strömungen, die Form und Lage der den Angriffen ausgesetzten Ufer- oder Bauwerksflächen und den Winkel, unter welchem die Wellen diese treffen. Stößt die Welle gegen eine lotrechte feste Wand unter einem Winkel α, dann ist der winkelrecht auf die Flächeneinheit wirkende Wellenstoß

$$P_1 = P \sin^2 \alpha,$$

wenn mit P der dem Winkel $\alpha = 90^\circ$ entsprechende Wellenstoß bezeichnet wird.

Schwingende Wellen folgen dem bekannten Berechnungsgesetz, wenn sie gegen eine feste Wand anlaufen, und zwar werden sie nicht nur von lotrechten Wänden, sondern auch von Böschungen bis zu einem Böschungswinkel von 23° mit der Wagerechten zurückgeworfen, falls die Böschungen so hoch sind, daß sie nicht überschlagen werden. Übrigens sind solche Wände stets in Wasser mit beschränkter Tiefe, so daß nur kleinere Wellen sie in schwingendem Zustande, größere Wellen sie aber als Brecher erreichen. Die Wirkung der Böschung besteht dann darin, daß sie die Wassermasse veranlaßt, auf ihr hinaufzulaufen und so einen Teil ihrer Energie auf die Hebung dieser Wassermasse zu verwenden, anstatt sie in einer zerstörenden Tätigkeit auf der Böschung selbst zu verzehren.

Die Wellenwirkung wird besonders durch die Wassertiefe vor dem Ufer oder dem Bauwerk beeinflußt. Es kann ja keine Welle bestehen in einer Tiefe, die kleiner ist als ihre Höhe. Sie bricht vielmehr meistens schon dann, wenn sie in eine Wassertiefe gelangt, die erheblich größer als ihre Höhe ist. Ist daher die Wassertiefe von einem Uferbauwerk kleiner als jene, in der Sturmwellen gewöhnlich brechen, dann kann offenbar das Werk nicht von diesen größten Wellen angegriffen werden. Liegt in größerem Abstand seewärts vom Ufer eine Untiefe, eine Bank oder ein Riff, dann brechen bereits dort bei schweren Stürmen die größern Wellen, während die kleineren ungebrochen über die Untiefe hinweglaufen. Das Ufer oder das Bauwerk vor ihm wird dann nur von diesen kleineren Wellen angegriffen. Solche seewärts liegenden Bänke bilden daher einen außerordentlich wichtigen und wirksamen Uferschutz.

Die Seebauten sind ausnahmslos den Wirkungen von Seichtwasserwellen ausgesetzt, die ihren Größtwert erreichen, wenn die Wellen brechen, also Übertragungswellen werden. Nach Gleichung (17) ist, wenn angenommen wird, daß im Augenblick des Brechens $a = b = \frac{h}{2}$ ist:

$$E = \frac{\gamma}{g} \frac{\pi h^2}{4} V_1^2.$$

Stößt nun die brandende Welle auf eine feste hochwasserfreie Wand, dann verliert sie im ungünstigsten Falle während der Periode $\frac{L}{V_1}$ ihre gesamte Energie E. Ist daher p die mittlere Stoßkraft der Welle auf die Längeneinheit der Wand während der Zeit $\frac{L}{V_1}$, dann ist

$$E = p V_1 \frac{L}{V_1}, \text{ woraus } p = \frac{\gamma}{g} \frac{\pi h^2}{4} V_1^2 \cdot \frac{1}{L}.$$

Für $L_{\min} = h\pi$ wird $p_{\max} = \frac{\gamma h}{4 g} V_1^2$.

Da im ersten Augenblick die Stoßkraft gleich Null ist, so ist die größte Stoßkraft

$$P = 2\,p_{max} = \frac{\gamma\, h\, V_1^2}{2\,g}.$$

Vorstehende Gleichung gibt die Stoßkraft auf die Längeneinheit der Wand oder auf h m² Wandfläche. Die mittlere Wellenstoßkraft auf die Flächeneinheit ist somit

$$P_1 = \frac{\gamma\, V_1^2}{2\,g}.$$

Da P_1 von Null bis zu einem Größtwert sich ändert, so wird dieser ausgedrückt durch

$$P_{max} = 2 \cdot P_1 = \frac{\gamma\, V_1^2}{g}.$$

Setzt man für Seewasser $\gamma = 1{,}026$ t/m³, dann wird

$$P_{max} = 0{,}105\; V_1^2 \text{ t/m}^2. \tag{32}$$

Für Süßwasser wird

$$P_{max} = 0{,}102\; V_1^2 \text{ t/m}^2. \tag{33}$$

Diese Formeln sind sowohl unmittelbar durch Messungen der Wellenstoßkraft als auch mittelbar durch die Berechnung der Wellenkraft aus den durch sie verursachten Zerstörungen der Bauwerke bestätigt worden.

Einwirkung der Wellen auf die Küstenbildung.

An einer den Wellenangriffen ausgesetzten Küste arbeiten die Sturzwellen auf die Ausbildung einer gleichmäßig verlaufenden Strandlinie hin. Die Sinkstoffe des Meeresbodens werden durch die Wellen in kleinen Tiefen aufgewühlt. Wenn nunmehr die Wellen die Küste unter einem spitzen Winkel treffen und durch Brechen zu Übertragungswellen werden, dann wird eine Küstenströmung erzeugt, die Schlamm, Sand und Kies die Küste entlang führt. Während vorspringende Ufer dabei in Abbruch geraten, verlanden rückspringende Buchten, in die bei A, Abb. 20, die mit Sinkstoffen beladene Rückströmung einläuft. Auf dem flachen Strande bei B entsteht durch die schief aufbrandenden Brecher eine Zickzackbewegung, bei der die Sinkstoffe in der Richtung 1 auf den Strand geworfen und in der Richtung 2 von diesem wieder seewärts geführt werden. Dort wo dieser Rückstrom oder Sog auf eine entgegenlaufende Welle trifft, werden durch die alsdann erfolgende Geschwindigkeitsverminderung die von beiden mitgeführten Sinkstoffe niedergeschlagen: es bildet sich eine Barre b, Abb. 21.

Abb. 20.

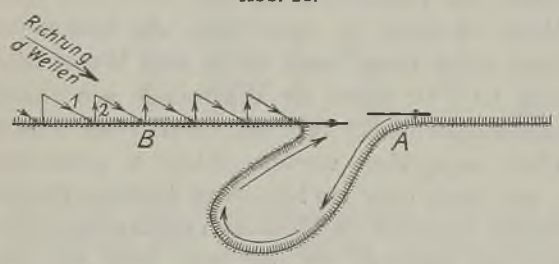
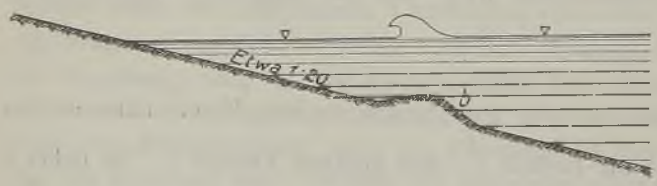


Abb. 21.



Endlich erfahren alle auf ansteigendem Grunde schief auflaufenden Wellen, falls die Linien gleicher Wassertiefe der Küstenlinie parallel sind, eine Richtungsänderung nach Abb. 22, da die Punkte A, A_1, A_2 sich gleichzeitig in seichterem Wasser bewegen als die Punkte B, B_1, B_2. Die Welle erreicht die Küstenpunkte 1, 2, 3 nacheinander. Aus dem gleichen Grunde werden bei Inseln, Abb. 23 und 24, auch die leewärts gelegenen Küsten von auflandigen

Wellen getroffen. Wenn eine Flußmündung oder eine andere ausgehende Strömung angetroffen wird, dann treffen die von den Wellen und von der durch diese erzeugten Küstenströmung längs des Strandes mitgeführten Sinkstoffe jene ausgehende Strömung. Die Sinkstoffe werden dann seewärts abgelenkt und wegen der durch den Zusammenprall beider Strömungen hervorgerufenen Geschwindigkeitsverminderung abgelagert und geben zur Bildung einer Barre in der Außenmündung Veranlassung.

Im übrigen greift der Wellenschlag jedes Ufer an, auch die aus harten Felsen bestehenden, am stärksten aber die tonigen Steilufer. Vor beiden bildet sich der Strand aus, d. h. ein niedriges Vorufer, dessen Bestandteile durch die auf- und rücklaufenden Wellen nach Abb. 25 so gesondert werden, daß die größten und schwersten Sinkstoffe

Abb. 22.

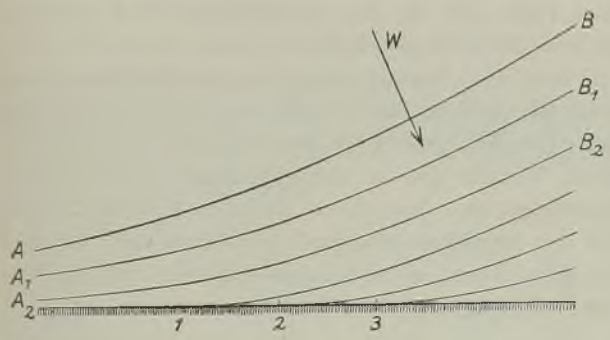


Abb. 23.

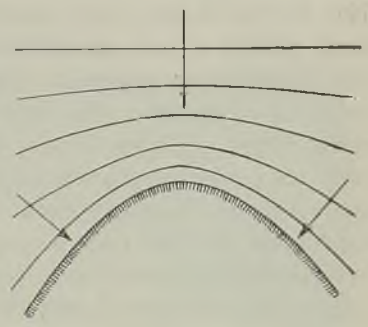


Abb. 24.

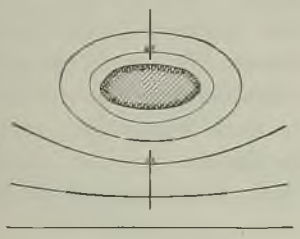
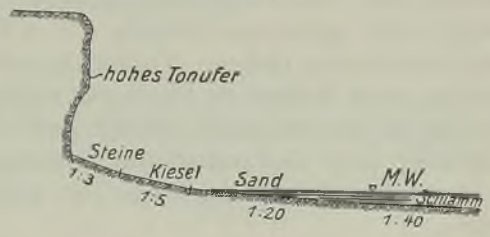


Abb. 25.



stets den höchstgelegenen Strandstreifen bedecken, die feinsten und leichtesten aber am weitesten unten liegen. Das ist darin begründet, daß die auflaufenden Brandungswellen alle Bestandteile der Sohle zugleich aufwühlen und sie zusammen mit großer Heftigkeit bis zu einer gewissen Höhe auf den Strand werfen, auf dem sie sich während der sehr kurzen Zeit niederschlagen, in der das hinaufgeworfene Wasser noch nicht beginnt wieder zurückzuströmen. Aber der Rückstrom reißt die kleinsten und leichtesten Sinkstoffe am weitesten seewärts mit sich fort. Der aufgeworfene Sand wird nach seiner Austrocknung ein Spiel der Winde, die ihn zu Dünen anhäufen.

2. Wirkung der Küstenströmung.

Wenn eine tiefe Strömung sich dem Strande nähert und ihn unmittelbar angreift, findet vor dem Fuß des Strandabhanges ein sogenannter Grundbruch statt: dem Zurückweichen der Strandlinie muß dann durch künstliche Verteidigungswerke begegnet werden, trotzdem alle sonstigen Umstände der Anlandung durch Wellenwirkung und der Dünenbildung durch Windwirkung günstig sein können. Ist der herrschende Wind ablandig, kann sich ein Gleichgewichtszustand zwischen der auf Anreicherung des Strandes

hinarbeitenden Wirkung der Wellen und der entgegengesetzt wirkenden Windwirkung ausbilden. Das letztere tritt auch dann ein, wenn zwischen dem Strand und der eigentlichen Küste ausgedehnte Wattflächen liegen, über welche die Flut sich ausbreitet und von denen das Flutwasser bei Ebbe wieder seewärts abläuft. Die Wattflächen oder Watte bilden sich unter der Einwirkung der Wellen und der Ebbe- und Flutströmung in solchen geschützten Buchten, vor denen seewärts in geringer Wassertiefe große Flächen fruchtbaren Schwemmlandes liegen, die durch das Meer in früheren Zeiten vom Festlande losgerissen sind, oder auch seewärts der Mündungen großer Ströme, die unaufhörlich Schlickmassen in die See werfen, welche sich hier zu zusammenhängenden und verhältnismäßig rasch sich erhöhenden Wattflächen ablagern. Sobald diese weichen Ablagerungen sich bis über Niedrigwasser erhöht haben, beginnt die Wirkung des Pflanzenwuchses, der den weiteren Niederschlag der schwebenden Schlickteilchen fördert. Hat so der Boden eine etwas größere Höhe als die der gewöhnlichen Flut erreicht, dann wächst er nur unmerklich weiter und ist als sogenannter Groden »deichreif«, d. h. zur Eindeichung geeignet. Das Watt wird bei Niedrigwasser (= gewöhnliche Ebbe) vom »Stromufer«, das sich anschließende höhere Land, auch »grünes Land« genannt, vom »grünen Ufer« begrenzt. Das bei jeder Flut unter Wasser tretende Watt liegt also zwischen diesen beiden Ufern. Werden die bis über gewöhnliche Flut herangewachsenen Flächen gegen die Hochfluten der See durch Deiche geschützt, dann heißen sie Polder oder Kooge. Die aus Anschwemmungen der Flüsse und der See entstandenen flachen Niederungen, die Marschen, werden landwärts von hohem, sandigem und steinigem Land, der Geest, begrenzt.

3. Wirkung der Winde.

Dünen sind vom Winde herbeigeführte Sandanhäufungen. Ihre Bildung geht bei Seewinden oder auflandigen Winden vor sich, welche die trocknen Sandkörner des Strandes landeinwärts treiben. Treffen die letzteren bei diesem Flug auf irgendwelche Hindernisse, dann bleiben sie liegen und sammeln sich zu Anhäufungen von oft beträchtlicher Höhe an, die see- oder luvseitig unter 1 : 3 bis 1 : 10 flach abgeböscht und land- oder leeseitig unter dem natürlichen Böschungswinkel des Sandes begrenzt sind. Sie bilden den besten Schutz der Küste und sind daher in ihrer Ausbildung künstlich zu fördern.

§ 16. Schutz der Seeufer.

1. Allgemeines.

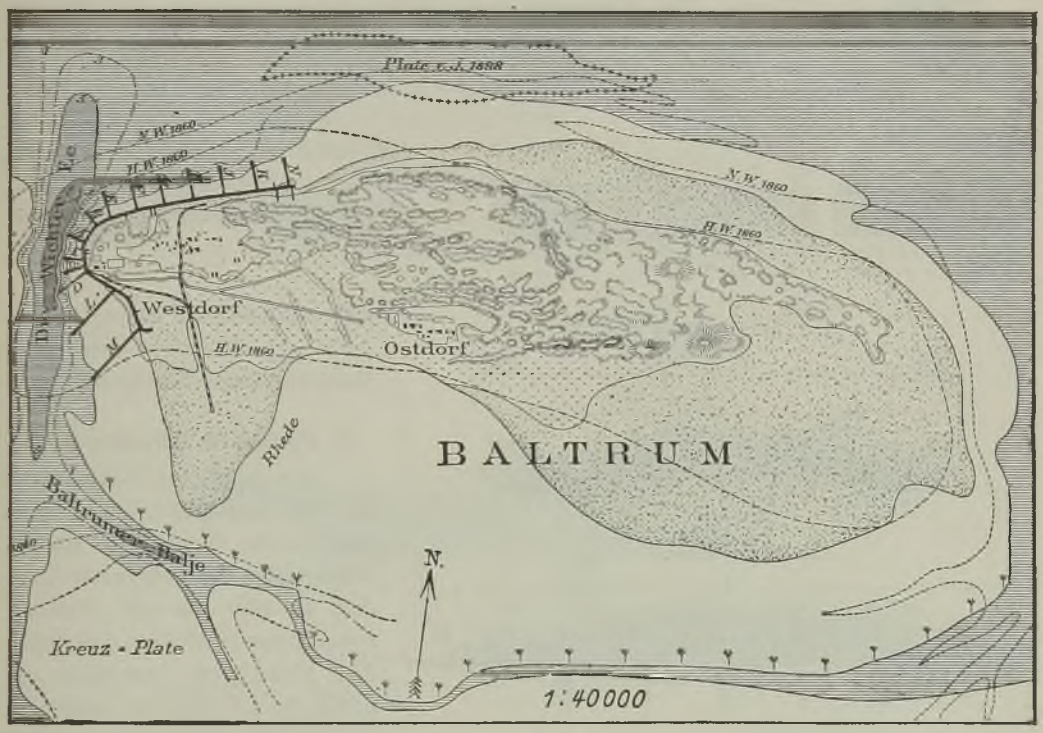
Schutzwerke sind entweder nur dort erforderlich, wo der Wert der unmittelbar zu schützenden Grundstücke oder Anlagen, wie Ortschaften, Badeanstalten, Leuchttürme, Seezeichen usw. die Aufwendung der Neubau- und Unterhaltungskosten wirtschaftlich rechtfertigt, oder wo, wie bei schmalen Landzungen, im Falle des Durchbruchs erhebliche Schädigungen der hinterliegenden Gebiete eintreten würden. Die künstliche Befestigung der Seeküste bildet also nicht die Regel, sondern eine Ausnahme. Der Seeuferbau soll den Abbruch besonders starken Angriffen ausgesetzter Uferstrecken verhindern und an den dafür geeigneten Stellen den Anwuchs neuen Landes, die Verlandung, fördern. Das wird durch Uferschutzwerke, Sicherung und Ausbildung der Dünen sowie durch Förderung der Marschbildung erreicht.

2. Uferschutzwerke.

Es ist zu unterscheiden die Sicherung des Strandes und der Schutz des anschließenden höheren Ufers. Der letztere liegt scheinbar näher als der erstere, da am Hochufer

die zerstörenden Wirkungen des Meeres am auffälligsten in die Erscheinung treten. Aber die Deckung des höheren Ufers kann erst dann mit Aussicht auf dauernden Erfolg vorgenommen werden, nachdem ihr eine unbedingt zuverlässige Unterlage geschaffen worden ist. Diese Unterlage wird durch den Strand geboten. Es muß daher zuvor der Strand durchaus gesichert sein; erst dann kann die Deckung des höheren Ufers bewirkt werden. Während der Strand durch vorspringende Schutzwerke gesichert wird, erfolgt die Deckung des Hochufers durch parallele Werke, bei Dünen Dünenschutzwerke genannt, die, indem sie die landseitigen Enden der vorspringenden Werke miteinander verbinden, zusammen mit den letzteren den Uferschutz darstellen. Der in Abb. 26 dargestellte Schutz der Nordwestküste der ostfriesischen Insel Baltrum zeigt eine solche Vereinigung der vorspringenden Strandschutzwerke mit dem vor dem Hochufer sich hinziehenden Dünenschutzwerk.

Abb. 26. Lageplan der Insel Baltrum.

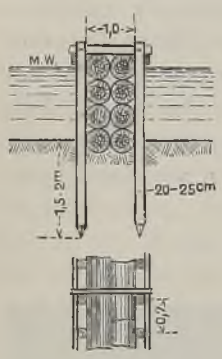


a) Vorspringende Schutzwerke.

Sie heißen See- oder Strandbuhnen und sollen den auf dem Strande durch Strömung und Wellenschlag bewegten Sand auffangen, festhalten und eine Abnahme des Strandes verhindern. Sie müssen deshalb in ihrer ganzen Länge dem Wellenangriff, in ihren Köpfen gegebenenfalls auch einer den Uferrand des Strandes angreifenden Strömung widerstehen können. Sie sind soweit landeinwärts zu führen, daß sie gegen Hinterspülungen durch Hochfluten geschützt sind. Letzteres wird am besten dadurch erreicht, daß ihre Wurzeln in das Paralleldeckwerk des Hochufers einbinden. In ihrer Höhenlage sollen sie sich möglichst dem Strande anpassen und keinesfalls über die erreichbare Höhenlage des letzteren hinaufgeführt werden, da sie günstigstenfalls nur bis zu dieser versanden können und eine größere Höhenlage zu schädlichen Auskolkungen

an den von der Strömung und dem Wellenschlag getroffenen Seiten Veranlassung geben würde. Unter Wasser sind die Buhnen mit geringem Gefälle möglichst tief abwärts zu führen. Im Ebbe- und Flutgebiet sind sie mindestens bis zur Tiefe des gewöhnlichen Niedrigwassers anzulegen. In flutlosen oder nahezu flutlosen Meeren sind sie, soweit sie im Wasser stehen, mit ihrer Krone etwa in Mittelwasserhöhe zu legen und von der Wasserlinie an in Strandhöhe hinaufzuführen. Da das Gefälle der Buhnen sich der Neigung des Strandes anpassen muß, so nimmt es landwärts zu, seewärts ab.

Abb. 27. Buhne bei Warnemünde.



Die Strandbuhnen sind mit geringster Länge, d. h. senkrecht zum Ufer anzulegen. Sie müssen mindestens so lang sein, daß die zur Sicherung des Hochufers erforderliche Strandbreite gewonnen wird. Ist das Strandufer gegen Abbruch durch Strömungen zu sichern, dann sind die Buhnen genügend weit in das tiefere Wasser hinauszuführen. Man mache den Abstand der Buhnen gleich ihrer Länge. Die Streichlinie der Buhnenköpfe ist nach den Meerestiefen, also nicht gleichlaufend mit der Küste zu führen. Abb. 27 gibt ein Beispiel einer Ostsee-, Abb. 28a—d ein solches einer Nordseebuhne (Norderney).

Abb. 28a.

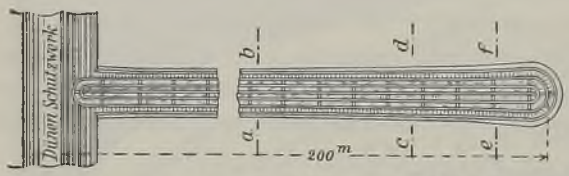


Abb. 28b. Schnitt *a—b*.

Abb. 28c. Schnitt *c—d*.

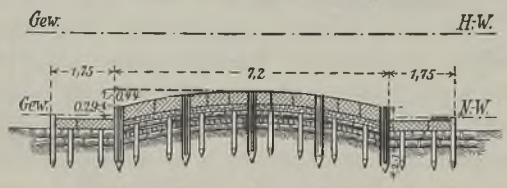
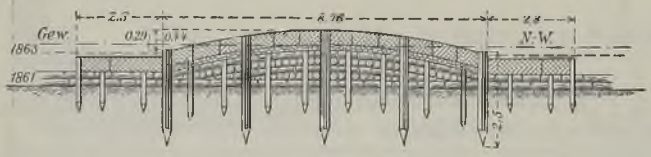


Abb. 28d. Schnitt *e—f*.



b) Parallele Schutzwerke.

Die parallelen Schutzwerke sind nur bei Sturmfluten, dann aber auch besonders starken Wellenangriffen ausgesetzt. Handelt es sich um die Deckung eines hohen Steilufers, dann kann das Schutzwerk entweder unmittelbar an dasselbe angelehnt oder freistehend vor ihm errichtet werden. Im ersteren Falle werden die durch die Tätigkeit der Atmosphärilien losgelösten Bodenmassen der oberen Teile des Steilufers seeseitig vor das Schutzwerk fallen und von der See bei höheren Fluten fortgeführt, im letzten Falle aber hinter dem Schutzwerk sich ablagern und so allmählich eine natürliche Böschung bilden, die sich gegen das Schutzwerk abstützt und durch Bepflanzen gesichert werden kann. Die parallelen Schutzwerke liegen meistens über gewöhnlicher Flut oder, in flutlosen Meeren, über Mittelwasser, also meistens trocken, weshalb alles Holz- und Strauchwerk von kurzer Dauer und nur dann zu empfehlen ist, wenn es sich um vorübergehende Schutzbauten handelt, oder wenn das Strauch- und Holzwerk in tieferer Lage ganz im feuchten Sande eingebettet bleibt. Bei den höher liegenden Schutzbauten kommt daher im allgemeinen die Verwendung von Steinen, Mauerwerk, Beton und auch Eisenbeton in Frage.

Wenn auch die Bauweisen solcher Uferschutzwerke in gewissem Sinne durch die

Art der Baustoffe bedingt werden, so ist für sie noch die Form ihrer äußeren Umgrenzungslinie von großer Bedeutung. Diese Werke werden bei heftigen Stürmen von brandenden Wellen getroffen, bei denen die Wassermasse mit der Wellengeschwindigkeit gegen das Ufer geworfen wird. Auf den Vorgrund vor der lotrechten Wand, Abb. 29, übt die niederfallende Wassermasse einen Stoß aus, der ihn, falls er nicht befestigt ist, auskolkt und dadurch das Bestehen der Wand gefährdet. Es liegt nahe, den Wellenstoß auf die lotrechte Wand und insbesondere die Angriffe des niederfallenden Wassers auf den Strandstreifen vor ihrem Fuße dadurch zu ermäßigen, daß man nach Abb. 30 die Strandfläche durch eine gekrümmte Fläche in die Lotebene allmählich übergehen läßt. Die Umrißlinie des Uferwerks muß dann so geformt werden, daß deren untere Tangente in die Richtung des Strandes fällt und die obere Tangente

Abb. 29.

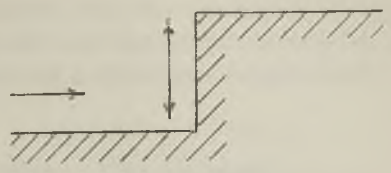


Abb. 30.

Abb. 31.

Abb. 32. Ufermauer vor dem Streckelberg. (Wasserbauinspektion Swinemünde.)

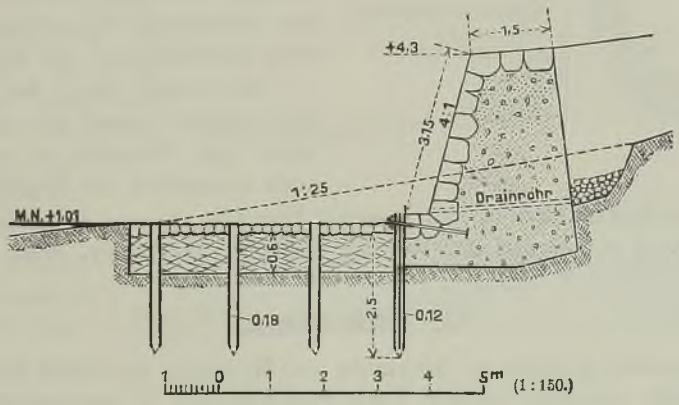
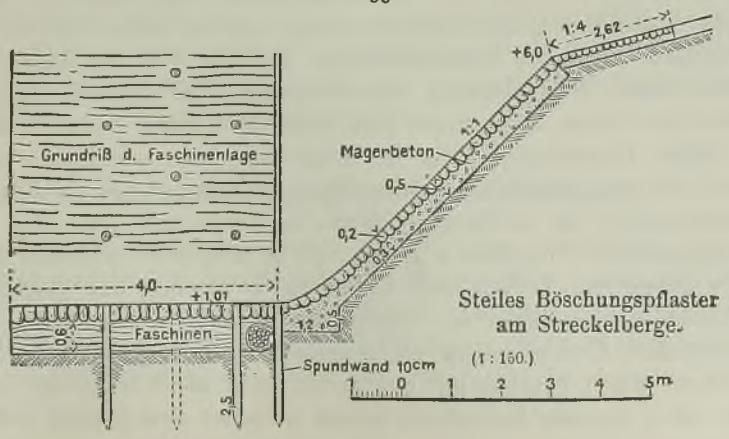


Abb. 33.

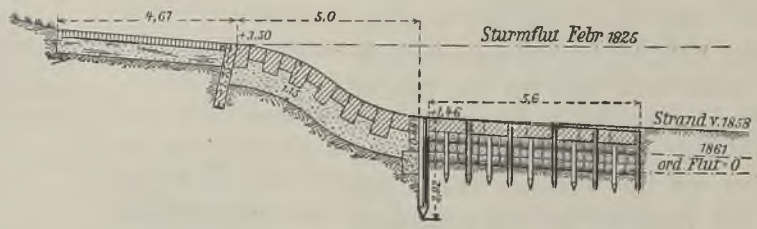


Steiles Böschungspflaster am Streckelberge.

lotrecht ist. Dabei kann die so entstehende nach oben hohle krumme Wandfläche nach einem Kreis- oder auch nach einem Korbbogen geformt werden.

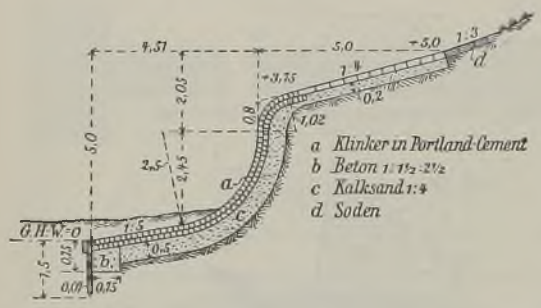
Ist das natürliche sandige Ufer flach geböscht, Abb. 31, dann eilt die Wassermasse auf dieses hinauf und verliert dabei unter der Gegenwirkung der Schwere und Reibung

Abb. 34.



sehr bald ihre Geschwindigkeit. Alsdann fließt die Wassermasse, soweit sie nicht in den durchlässigen Sandboden beim Auflaufen eingedrungen ist, an der Oberfläche des Ufers hinunter und ruft so einen Gegenstrom hervor, der als Sog die neue anrollende Welle beeinflußt und zum vorzeitigen Branden bringt. Das in den Boden eingedrungene Wasser veranlaßt eine sehr feste Ablagerung des Sandes, falls dieser sehr flach geböscht ist. Bei steiler Böschung aber führt das dann aus ihm wieder austretende Sickerwasser eine schädliche Auflockerung des Bodens herbei.

Abb. 35. Schutzmauer von 1878/79.



Es kommt somit bei Seeuferbauten grundsätzlich darauf an, sowohl das Auflaufen des Wassers zu erschweren als auch namentlich die Mächtigkeit und Geschwindigkeit des Rückstroms zu vermindern. Die Abb. 32—35 bringen Beispiele von der Ostsee (Abb. 32 u. 33) und der Nordsee (Abb. 34 Norderney, Abb. 35 Borkum).

G. Dünenbau.

Der fortwährende Wechsel in der Größe und Richtung der einen Strand angreifenden äußeren Kräfte verursacht dessen Unregelmäßigkeiten. Je unregelmäßiger aber ein Strand gestaltet ist, um so mehr wird er bei Sturmfluten ein Raub der Wellen, um so größer wird die Sandführung der Küstenströmung, um so mehr werden die die Fahrstraße zu den Häfen bildenden Flußmündungen, falls sie von der Küstenströmung getroffen werden, durch Barrenbildung verschlechtert. Die Sandführung der Küstenströmung erfährt bei hohen Sturmfluten ganz besonders einen Zuwachs durch das Abschwemmen wilder Dünenstriche. Es ist daher eine der wichtigsten Aufgaben des Küstenschutzes, auf eine möglichst gleichmäßige Ausbildung des Strandes hinzuwirken und das Abschwemmen der natürlichen Dünen zu verhindern. Das wird durch die Bildung einer sogenannten Vordüne erreicht, die in möglichst schlanker Linienführung, in möglichst wagerechtem Verlauf ihrer Krone sowie in einer den Hochfluten tunlichst entzogenen Höhenlage anzulegen ist. Durch die Vordüne werden auch die hinter ihr liegenden natürlichen Dünen gegen die Angriffe der See geschützt. Solange diese natürlichen Dünen durch Bepflanzung und Aufforstung nicht festgelegt sind, bedrohen sie das hinter ihnen liegende Kulturland, indem sie unter dem Einfluß der an der Küste

vorherrschenden Seewinde landeinwärts »wandern«. Es ist Aufgabe der »Dünenkultur«, die natürlichen Dünen festzulegen: eine Aufgabe, die dem Forstmann zufällt. Der Ingenieur aber arbeitet dort dem Forstmann vor, wo nur im Schutz einer von ihm auszubildenden Vordüne die Festlegung der Naturdüne durch Bepflanzen möglich ist.

Die Abb. 36 bis 43 stellen die verschiedenen Zustände beim Bau einer neuen Vordüne dar. Die 0,7 m hohen Fangzäune werden in 2 m Abstand errichtet, Abb. 36. Sie werden im Frühjahr gesetzt, weil dann das Sandwehen am stärksten zu sein pflegt. Sind die Zäune versandet, Abb. 37, dann werden zwei neue Zäune auf der Krone der Versandung errichtet, Abb. 38. Nach der während des Sommers sich bildenden Versandung der zweiten Strauchzaunreihe, Abb. 39, wird im Herbst Sandgras gepflanzt, Abb. 40, das den vom Strande anwehenden Sand festhält und zur Erhöhung der Vordüne beiträgt. Im Frühjahr des folgenden Jahres weist die Vordüne etwa den Querschnitt der Abb. 41 auf. Nunmehr wird, Abb. 42, die Sandgraspflanzung verbreitert. Durch den Sandflug des zweiten Jahres erhält die Vordüne ihre fertige Ausbildung, Abb. 43.

Abb. 36.

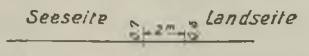


Abb. 37.

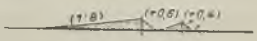


Abb. 38.

Abb. 39.

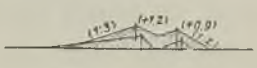


Abb. 40.

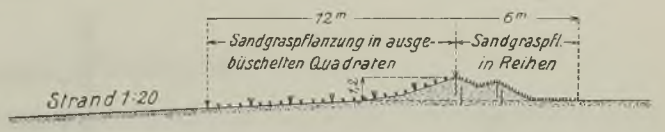


Abb. 41.

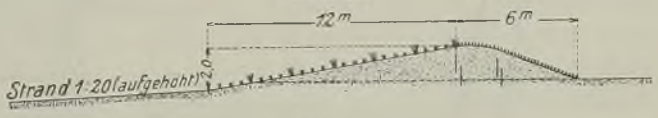


Abb. 42.

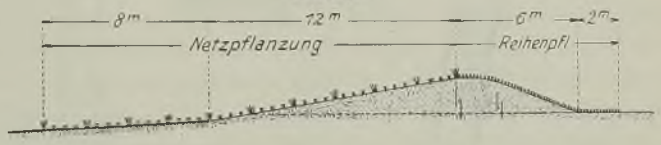
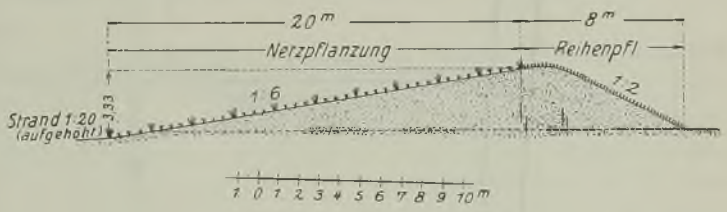


Abb. 43.



Die Vordünen müssen auf das sorgfältigste unterhalten werden. Alle durch Wind und Wasser verursachten Beschädigungen sind unverzüglich zu beseitigen. Der durch die Vordüne gebildete Schutzwall ist zunächst den Angriffen der See ausgesetzt und kann daher auch bei schweren Sturmfluten teilweise weggespült werden.

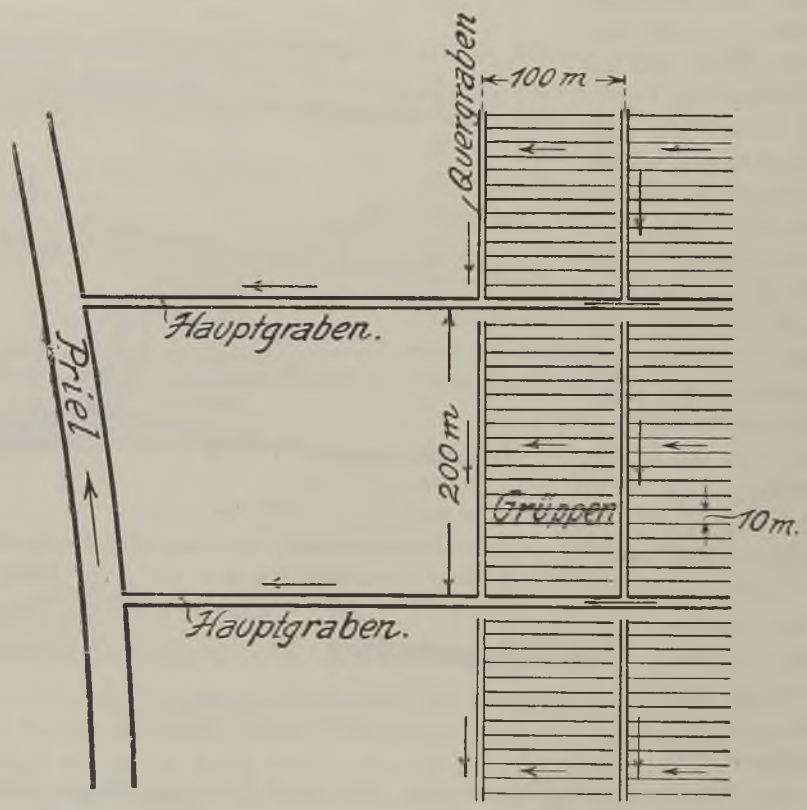
H. Beförderung der Marschbildung.

Auf dem höheren anlandenden Watt werden Gräben ausgehoben und in dessen natürliche Entwässerungsrinnen (Priele) geleitet. Diese Gräben füllen sich bei Flut mit Wasser, das bei Ebbe nur langsam wieder abfließt. Dadurch bildet sich zwischen den Gräben und dem bei Ebbe schon früher zurücktretenden freien Wasser ein starkes Gefälle aus, das zur Offenhaltung der Priele und damit zur Entwässerung des höheren Walls ausreicht.

Hat das Watt eine Höhe von etwa 0,5 m unter gewöhnlicher Flut erreicht, dann bildet sich auf ihm als erste Pflanze der Queller (Salicornia herbacca). Nunmehr werden zur weiteren Förderung der Aufschlickung etwa 2,25 m breite und 0,20 m tiefe Gräben oder Grüppen ausgehoben, die sich an die Entwässerungsgräben anschließen und von Mitte zu Mitte einen Abstand von 10 m erhalten, Abb. 44. Bei diesem Abstand können die Arbeiter beim Ausheben der Grüppen den Boden noch nach der Mitte der Beete werfen, wodurch diese die notwendige gewölbte Oberfläche erhalten.

Die täglich zweimal wiederkehrende Flut läßt die mitgeführten Sinkstoffe in der Hauptsache nur beim Kentern des Hochwassers fallen. Da aber das Wasser der Grüppen durch die kleinen Hauptgräben abziehen muß, hält es sich längere Zeit in den Grüppen

Abb. 44.



auf, die daher bis zu ihrer völligen Entleerung nur sehr schwach durchströmt werden. Dadurch gelangen auch die feineren und besonders fruchtbaren Sinkstoffe zur Ablagerung. Die Länge der Grüppenfelder wird auf etwa 100 m beschränkt, damit sich auch an ihrem unteren Ende keine zu starke Strömung entwickelt und der in ihnen abgelagerte Schlick beim Zurücktreten des Wassers nicht wieder fortgespült wird. Sobald die Grüppen vollgeschlickt sind, werden sie von neuem ausgehoben, wobei der Aushub wieder auf die Mitte der Beete behufs ihrer Aufhöhung geworfen wird.

Das Flutwasser setzt nun nicht nur in den Grüppen, sondern auch auf den erhöhten Beeten Schlick ab, so daß im allgemeinen das Watt nach einem vier- bis sechsmaligen Ausheben der Grüppen die Höhe der gewöhnlichen Flut erreicht. Nunmehr beginnt die Bildung einer immer dichter werdenden Pflanzendecke, so daß schließlich ein eigent-

liches Grasland mit geschlossener Rasendecke entsteht, das als Viehweide und zur Heugewinnung benutzt wird. Aber auch jetzt noch müssen die Grüppen und Gräben, wenn auch in geringeren Abmessungen, zu der unbedingt notwendigen Entwässerung des Bodens offen gehalten werden.

Durch den Schlickansatz bei höheren Fluten und das fernere Aufbringen von Grüppenerde nimmt die Landhöhe noch andauernd zu, zumal jetzt auch durch Pflanzenwuchs die Aufschlickung beschleunigt wird. Hat das Land eine Höhe von etwa 0,3 m über gewöhnlicher Flut erreicht, läßt man jeden zweiten Quergraben, Abb. 44, eingehen, so daß dann quadratische Felder von 200 m Seitenlänge entstehen. Die Grüppen werden nunmehr in 200 m Länge durchgeführt. Den zum Eingehen bestimmten Quergraben läßt man zuschlicken. — Das Endziel der Anlandungsarbeiten ist die Gewinnung deichreifen Landes, das im allgemeinen als deichreif gilt, wenn es eine Höhe von 0,30 m über gewöhnlicher Flut erreicht hat.

J. Seedeiche.

Seedeiche sollen entweder in Meeresgebieten mit Flutwechsel an anlandender Küste die Nutzung des deichreif gewordenen Marschlandes gegen die Spring- und Sturmfluten sicher stellen und werden deshalb auf dem grünen Anwuchs (Groden) möglichst weit seewärts vorgeschoben, oder sie sollen an offener, im Abbruch liegender flacher Küste das Hinterland dort gegen die höheren und höchsten Fluten schützen, wo der natürliche Schutz durch Dünen streckenweise unterbrochen ist, wo sie daher die fehlende oder auch die zu schwache und zu niedrige Dünenkette ersetzen sollen. In letzterem Falle sind sie möglichst weit landeinwärts zu legen, da für Deiche an offener See ein genügend breites und hohes Vorland, auch wohl kurz Außendeich genannt, das wirksamste Schutzmittel abgibt. Nur in dem Ausnahmefall, daß das bei der Rückverlegung des Deiches aufzugebende Land einen besonders hohen Wert besitzt, wird man auf ein Schutzvorland verzichten, dann aber auch mit außerordentlichen Kosten den Deich dadurch sichern müssen, daß man die Annäherung des Stromufers an ihn durch Abdeckung des Ufers verhindert.

Die an den breiten Strommündungen liegenden Deiche werden so weit stromaufwärts zu den Seedeichen gerechnet, bis wohin für die Bestimmung ihrer Lage die Rücksicht auf die Freihaltung eines gewissen Abflußquerschnittes fortfällt. Wenn auch im allgemeinen die Anordnung und Ausführung der Seedeiche mit der der Flußdeiche übereinstimmt, so ist es den Seedeichen eigentümlich, daß die Eindeichungen an der Seeküste und auch in den untersten sehr breiten Strecken der Strommündungen ohne Rücksicht auf die Beschränkung des Abflußquerschnittes vorgeschoben werden können. Neue größere Anlandungen an der Küste können daher ohne weiteres eingedeicht werden.

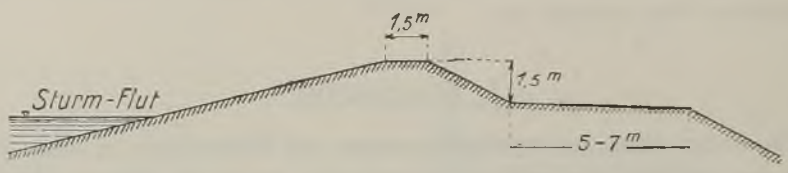
Die Seedeiche sind hauptsächlich den Angriffen des Wellenschlags ausgesetzt. Wenn auch das Überschlagen einiger besonders hoher Wellen die Seedeiche nicht ernstlich gefährdet, so sollte es doch tunlichst verhindert werden, zumal es sich unter außergewöhnlichen Umständen so oft wiederholen kann, daß durch die alsdann erfolgende Auswaschung der Binnenböschung der Bestand des Deiches in Frage gestellt werden kann.

Für die Ausbildung der Seedeiche sind im wesentlichen die für Flußdeiche gültigen Grundsätze maßgebend. Die Deichkrone soll mindestens mit dem Wellenscheitel zur Zeit der größten Sturmfluten in gleicher Höhe liegen. Ist die Benutzung der Deichkrone als Fahrweg bei ihrer den Stürmen und dem Spritzwasser der Wellen ausgesetzten Lage ausgeschlossen, dann genügt eine Kronenbreite von etwa 3 m. Unter dieses Maß

sollte man nicht herabgehen, damit man bei der Deichverteidigung erforderlichenfalls den Boden für etwaige Aufkadungen der Kronenschicht entnehmen kann, ohne den Deichkörper in unzulässiger Weise zu schwächen. Ein auch bei Sturmfluten gesicherter Zufuhrweg läßt sich als hochliegende Berme auf der Binnenböschung ausbilden, der auch als Hauptverkehrsweg dienen kann, wenn er als 5 bis 7 m breite Klinkerstraße hergestellt wird, Abb. 45. Er liegt dann in solcher Höhe, daß er selbst die eigentliche Deichkrone bildet und letztere nur als Schutzwall (= Schutzkade) dient.

Die Böschungen sind entweder in stetiger Neigung oder unten flacher als oben anzulegen. Würde lediglich der beim höchsten Wasserstande sich einstellende stärkste Wellenschlag maßgebend sein, dann müßte die Außenböschung oben flacher als unten

Abb. 45.



geneigt sein. Der Deich soll aber nicht nur gegen einen bestimmten Wellenschlag geschützt werden, sondern auch gegen alle Angriffe der See. Diese erfolgen aber viel häufiger in geringerer Höhe als in der größten Höhe, weshalb der Deichfuß größeren Beschädigungen ausgesetzt ist als der obere Teil des Deichs. Dazu kommt, daß der obere Teil der Außenböschung länger freiliegt als der untere, also leichter als dieser ausgebessert werden kann. Sehr wichtig ist die Forderung, daß die verschiedenen Neigungen mit sanfter Abrundung ineinander übergehen müssen. Für Deiche aus gutem Kleiboden genügt im allgemeinen eine Außenböschung von etwa 1 : 3. Besonderen Angriffen ausgesetzte Außenböschungen sandiger Deiche müssen erheblich flacher, bis herunter zu etwa 1 : 10, angelegt werden. Den Binnenböschungen gebe man eine Neigung von etwa 1 : 2. Die Deiche sind im Grundriß so zu führen, daß mit der kürzesten Linie die größte Fläche geschützt wird. Dabei ist auf einen gehörigen Abstand der Deiche vom Ufer zu achten.

Die Befestigung und Unterhaltung der Deichböschungen unterscheidet sich nur insofern von den entsprechenden Maßnahmen bei den Flußdeichen, als eine Rasendecke nur auf dem über gewöhnlicher Fluthöhe liegenden Teile der Außenböschung gedeiht. Der tiefer liegende Teil ist als Seeufer zu behandeln und nach hierfür dargelegten Grundsätzen zu sichern.

Die Ausführung der Seedeiche gestaltet sich deshalb schwierig, weil sie auf einem Gelände erfolgt, das etwas über der Höhe der gewöhnlichen Flut und unter derjenigen der Springflut liegt. Nun ist es schon fast stets unmöglich, einen Deich in einem Sommer — das ist die verfügbare Bauzeit — zu vollenden, geschweige denn in der kurzen Zwischenzeit von einer Springflut bis zur nächstfolgenden. Man muß daher zunächst die ganze Baustelle mit einem Hilfsdeich, einem Kajedeich, umschließen, dessen Krone etwa 0,5 m über gewöhnlicher Springfluthöhe liegt und der nur während der Sommermonate, in denen Sturmfluten voraussichtlich nicht auftreten, die Bauausführung sichern soll. Kann der neue Deich wegen zu großer Länge nicht in einem Sommer vollendet werden, dann muß die Ausführung in Teilstrecken von solcher Länge erfolgen, daß jeder Teil in einem Sommer fertiggestellt werden kann. Alsdann wird der Kajedeich, der ebenso wie der neue Deich an wasserfreies Land oder an einen weiter zurückliegenden Deich anzuschließen ist, nach Fertigstellung des ersten Teils des

neuen Deichs im Spätherbst so erhöht und verstärkt, daß er auch Schutz gegen die gewöhnlichen Winterstürme bietet. Im folgenden Sommer wird für den zweiten Teil eine zweite Kaje errichtet usw. Ist der ganze Deich fertiggestellt, dann werden die Kajen abgetragen. Die erforderliche Deicherde wird aus dem Vorlande gewonnen.

Die Schließung von Deichbrüchen bei Seedeichen an Küsten mit Flutwechsel ist dann verhältnismäßig leicht zu bewirken, wenn es sich um einen Grundbruch handelt, d. h. wenn beim Durchbruch das Vorland nicht mit fortgerissen wurde. Es wird dann auf dem Vorland vor der Bruchstelle eine Kajedeich errichtet, dessen Krone etwas über gewöhnliche Springfluthöhe gelegt wird, und in dessen Schutz der Deich in seiner alten Linie durchgeschüttet wird.

Schwieriger gestaltet sich die Schließung des Deichbruchs, wenn ein Strombruch eingetreten ist, d. h. wenn auch das Vorland bis zu einer solchen Tiefe fortgerissen ist, daß die Bruchstelle ununterbrochen und abwechselnd von außen nach innen und in umgekehrter Richtung heftig durchströmt wird. Man kann zunächst den Kampf mit dieser Strömung dadurch vermeiden, daß man den Bruch in Form einer Einlage schließt, d. h. den Deich soweit hinter den Bruch zurücklegt, daß an der Baustelle eine nennenswerte Strömung nicht mehr vorhanden ist. Der dann verbleibende Außenkolk wird zwar im Laufe der Zeit aufschlicken, zunächst aber den Wellenschlag verstärken, dem der neue Deich tunlichst nicht ausgesetzt werden sollte. Sodann könnte die Strömung dadurch ermäßigt werden, daß man entweder den Durchflußquerschnitt an der Bruchstelle künstlich vergrößert, oder aber die ein- und ausfließende Wassermenge verkleinert. Die letztere Maßnahme erheischt die allmähliche Verkleinerung der beim Einströmen jedesmal überschwemmten Polderfläche, von deren Größe die Ausströmungsmenge abhängt. Zum Zwecke der allmählichen Verkleinerung der unter Wasser gesetzten Polderfläche werden schwache und nur wenig über gewöhnliche Springfluthöhe reichende Zwischendeiche im Polder gezogen, die aber wegen ihrer großen Länge einen erheblichen Kostenaufwand bedingen. Man wird sich daher nur zu einer der vorstehenden Maßnahmen entschließen, wenn es aussichtslos erscheint, die in den Polder führende Stromrinne an der Stelle des neuen Deichs abzuschließen, für den man möglichst die alte Deichlinie beibehalten sollte. Dann ist die Stromrinne im Zuge der neuen Deichlinie beiderseits mit je einem Strauchwerkdamm zu durchbauen, der bis zur Höhe des gewöhnlichen Niedrigwassers aus Sinkstücken und darüber bis zur Höhe des gewöhnlichen Hochwassers aus Packwerk errichtet wird. Zwischen diese Strauchdämme wird Erde geschüttet. Ihre Oberflächen bilden die Außen- und Binnenberme des fertigen Deichkörpers.

Deichschleusen. Die Bezeichnungen und die Einteilungen sind die gleichen wie bei den Schleusen oder Sielen in Flußdeichen, weshalb auf Kapitel X verwiesen werden kann. Durch die Deichschleusen oder Deichsiele in Seedeichen im Ebbe- und Flutgebiete findet der Abfluß in folgender Weise statt. Während das Siel bei hohem Außenwasser verschlossen ist, sammelt sich hinter ihm das Binnenwasser und staut sich so lange auf, bis sein Stand als Binnenstauspiegel den Stand des inzwischen wieder fallenden Außenwassers überstiegen hat. Die Deichsiele sind mit Toren versehen, die sich durch geringen Überdruck des Binnenwassers öffnen und durch geringen Überdruck des Außenwassers schließen. Haben sich die Tore geöffnet, dann fließt durch die Schleuse das Binnenwasser so lange ab, bis das Außenwasser seinen tiefsten Stand erreicht hat. Das letztere steigt nunmehr rasch wieder an und schließt alsbald durch seinen Überdruck die Schleusentore. Sehr bald nach erfolgter Öffnung der Tore stellt sich das zur Durchströmung der Schleuse erforderliche Druckgefälle h, das meistens zwischen 5 und 15 cm schwankt, ein. Man kann daher annehmen, daß der Schleusenzug erst beginnt, nach-

dem das Außenwasser um das Maß h unter den Binnenstauspiegel gefallen ist, und aufhört, wenn das Außenwasser um das gleiche Maß über seinen tiefsten Stand wieder gestiegen ist. Als »Zugzeit« der Schleuse oder als Zeit des »Sielzuges« ergibt sich daher aus der Flutkurve, Abb. 46, die Größe $z_1 + z_2 = z$.

Ist q die Menge des Binnenzuflusses in sl/ha und nimmt man die Dauer einer Tide mit 12,4 Stunden an, so beträgt die während des Sielzuges durch die Schleuse abzuführende Wassermenge

$$\frac{12{,}4 \cdot q}{z}\ sl/ha,$$

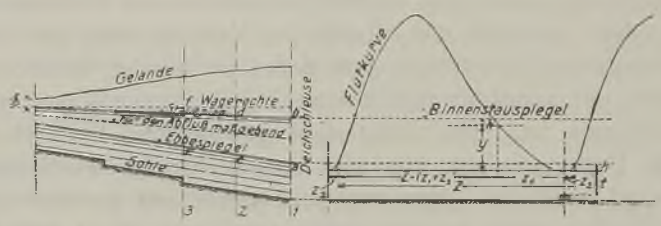
während sich in der Verschlußzeit der Schleuse eine Gesamtmenge von

$$(12{,}4 - z) \cdot 3600 \cdot q\ l/ha$$

binnendeichs ansammeln wird.

Der Binnenstauspiegel ist als Staukurve zu berechnen, wobei außer der Wassermenge seine größte zulässige Höhe δ, Abb. 46, unter dem niedrigsten Gelände gegeben ist, die durch die Kulturart daselbst bedingt wird. Als Binnenebbespiegel ist der um das Druckgefälle h in der Schleuse zu vergrößernde gewöhnliche Niedrigwasserstand des Außenwassers anzunehmen. Für die meisten Aufgaben in der Praxis genügt es, dem während der Zugzeit erfolgenden Abfluß im Hauptbinnengraben einen in halber Höhe zwischen Stau- und Ebbespiegel liegenden Wasserstand, Abb. 46, zugrunde zu legen.

Abb. 46.



Mit dem Gefälle I dieses mittleren Wasserspiegels muß nun zunächst durch Querschnitt 1 dicht vor der Schleuse die Wassermenge $\frac{12{,}4 \cdot q}{z}\ sl/ha$ abgeführt werden. Im Querschnitt 2 vermindert sie sich um die etwaigen Seitenzuflüsse zwischen 1 und 2 und um den durch die Zugzeit z zu dividierenden, einerseits zwischen 1 und 2, anderseits zwischen Stau- und Ebbespiegel liegenden Wasserkörper $abcd$. Für den Querschnitt 3 würde außer den Seitenzuflüssen zwischen 1 und 3 der auf 1 Sekunde zu beziehende Wasserkörper $abfe$ abzuziehen sein, usw. Die während des Schleusenverschlusses zufließende Wassermenge $(12{,}4 - z)\ q \cdot 3600\ l/ha$ muß in dem Raum des Abzugsgrabens zwischen Stau- und Ebbespiegel Platz finden. Da aber ein Teil dieser Wassermenge von den seitlichen Nebengräben aufgenommen wird, so ist eine vollkommene Erfüllung dieser Bedingung nicht erforderlich. Ist jedoch bei sehr niedrigem Gelände der Raum zwischen Stau- und Ebbespiegel erheblich zu klein, so muß der Hauptabzuggraben in der Nähe der Deichschleuse über dem niedrigsten Wasserstand erheblich verbreitert werden. Diese Verbreiterung heißt Staubecken oder Vorbusen. Je weiter die Entwässerungsgräben aufwärts, um so mehr verlängert sich, wenn nicht Stauwerke eingeschaltet sind, die Abflußzeit bei jeder Tide, bis schließlich ein stetiger Abfluß stattfindet. Als sekundliche Abflußmenge q wird meist nur die der gewöhnlichen starken Sommerniederschläge in Rechnung gestellt, wofür etwa 0,25 bis zu 0,90 sl/ha, oder, da eine Tide 44600 Sekunden dauert, 11 bis 40 m^3/ha und Tide, im Mittel etwa 20,0 m^3/ha und Tide angenommen werden können.

Berechnung der Sielabmessungen.

Ist Q der Gesamtzufluß während einer Tide in m^3, Z die Dauer einer Tide = 44600 Sekunden, z die Dauer eines Sielzuges in Sekunden, dann ist der bei geschlossenem Siel in dem Vorbusen aufgespeicherte Wasservorrat

$$\frac{Q}{Z}(Z-z).$$

Ist ferner, Abb. 46, z_1 die Entwässerungszeit vor Eintritt des Niedrigwassers in Sekunden, z_2 die Entwässerungszeit nach Eintritt des Niedrigwassers in Sekunden, t die Sieltiefe bei Niedrigwasser in m, y die Höhe des Binnenwassers über Niedrigwasser beim Beginn der Entwässerung in m, dann sind angenähert die mittleren Tiefen für die beiden Zeitabschnitte z_1 und z_2

$$t_1 = t + \frac{y}{3} \text{ und } t_2 = t + \frac{h}{3}.$$

Sind ferner v_1 und v_2 die mittleren Geschwindigkeiten in den beiden Zeitabschnitten in m/Sek., μ die Ausflußzahl, b die Sielbreite in m, dann ist die ganze Ausflußmenge

$$Q = \mu b \left[\left(t + \frac{y}{3}\right) v_1 z_1 + \left(t + \frac{h}{3}\right) v_2 z_2\right].$$

In dem ersten Zeitabschnitt strömt das Wasser mit zunehmender, im zweiten Zeitabschnitt mit abnehmender Geschwindigkeit aus. Als zulässige mittlere Geschwindigkeit darf ein Maß von 1,5 bis 2,0 m/Sek. angenommen werden. Diese Annahme begründet sich dadurch, daß, je größer die Geschwindigkeit ist, desto größer die zu ihrer Erzeugung erforderliche Druck- oder Stauhöhe wird, die letztere aber mit Rücksicht auf die gute Entwässerung des Polders tunlichst klein zu halten ist. Überdies würde durch eine zu große Geschwindigkeit das Bauwerk selbst gefährdet werden, während anderseits der Kosten wegen die Breite des Siels nicht über das für die Entwässerung notwendige Maß hinaus vergrößert werden darf.

K. Seezeichen.

§ 17. Allgemeines.

Für das Seeschiff ist die Nähe der Küste der eigentliche Gefahrenbereich. Es muß deshalb dem von See kommenden und sich der Küste nähernden Schiff das Ufer auf eine möglichst große Entfernung hin bemerkbar und die Küste durch Schiffahrts- oder Seezeichen leicht und sicher erkennbar gemacht werden. Diese Zeichen sollen entweder als Hauptmarken die Küste im allgemeinen, oder als Nebenmarken einzelne Stellen, wie Untiefen, Klippen oder Strecken, wie Fahrwasser und Flußmündungen bezeichnen. Sie sind entweder sichtbare oder hörbare Zeichen, fest oder schwimmend. Die hörbaren Zeichen — Kanonen, Glocken, Sirenen und Pfeifen — sollen bei unsichtigem Wetter, Nebel, die sichtbaren unterstützen oder ersetzen. Die festen sichtbaren Zeichen heißen Landmarken und sind als Tagesmarken entweder Baken oder Kape, sowie als Nachtmarken Leuchttürme. Die schwimmenden sichtbaren Zeichen sind als Tagesmarken Bojen und Tonnen, als Nachtmarken Leuchtbojen und Feuerschiffe. Alle diese Zeichen sind auf den Seekarten genau angegeben und behufs Erleichterung ihrer Feststellung auch am Rande der Karte bildlich dargestellt. Die Leuchttürme, Leuchtschiffe und Leuchtbojen sind farbig, und zwar durch einen gelb umränderten roten Punkt besonders hervorgehoben, ihre Art kurz gekennzeichnet und ihre Sichtweite in Seemeilen (= 1852 m) vermerkt.

Die deutschen Seekarten enthalten ferner die auf Niedrigwasser bezogenen Tiefen in Metern, wobei die Tiefen von 2, 4, 6 und 10 m durch zusammenhängende Linien gekennzeichnet sind. Bei einzelnen Tiefenzahlen ist die Beschaffenheit des Grundes angegeben. Ferner sind in die Seekarten die Ansegelungslinien der wichtigen Seemarken und die Betonnung des Fahrwassers eingetragen. Endlich ist am Rande der Seekarten der Anblick der Küste von See her mit allen als Seezeichen wichtigen Gegenständen, wie Kirchen, Windmühlen, Bergspitzen usw. dargestellt. Die Seekarten sind stets so gezeichnet, daß der wahre Norden oben, der wahre Süden unten liegt. Die Richtung wird mit Hilfe der eingezeichneten Kompaßrosen mit Grad- oder Stricheinteilung bestimmt. Sie geben entweder die wahre oder die magnetische Richtung an, je nachdem die besonders kenntlich gemachte Nordlinie mit dem rechten oder linken Kartenrande parallel verläuft oder nicht. Die Mißweisung oder der Unterschied beider Richtungen ist noch besonders angegeben. Der Maßstab der Seekarten richtet sich nach ihrem Zweck. Für Übersichtskarten genügt ein solcher von 1:1000000 bis 1:200000, für Sonderkarten vergrößert sich der Maßstab bis auf 1:10000 und mehr.

§ 18. Stellung und Sichtweite der Seezeichen.

Die Hauptmarken müssen eine solche Stellung erhalten, daß sie von der See aus früher als jeder andere Punkt der Küste erkannt werden können, und zwar so frühzeitig, daß das ansegelnde Fahrzeug gegebenenfalls seinen Kurs noch ändern kann, ohne sich in gefährlicher Weise der Küste zu nähern. Damit die Hauptmarken ihren oben angegebenen Zweck erfüllen können, muß ihr gegenseitiger Abstand kleiner sein als die Summe ihrer Sichtweiten. Der Schnittpunkt der beiden Sichtkreise muß dabei in ungefährlichem Abstand von der Küste liegen. Die Nebenmarken müssen genau an den Punkten aufgestellt werden, die sie bezeichnen sollen. Linien, wie Fahrwasser, müssen durch zwei Marken festgelegt werden.

Die Sichtweite eines Leuchtfeuers ergibt sich aus seiner Höhe über dem Meeresspiegel und der Krümmung der Erde, wobei die Brechung der Lichtstrahlen zu berücksichtigen ist. Ist die Höhe des Leuchtfeuers über dem Meerespiegel hm und liegt das Auge des Beobachters auf dem Schiffe $h_0 m$ über dem Meerespiegel, dann ist die Sichtweite

$$L = 3{,}83\left(\sqrt{h} + \sqrt{h_0}\right), \text{ in km.}$$

§ 19. Leuchtfeuer.

Leuchtfeuer werden von Leuchttürmen, Feuerschiffen oder Leuchtbojen gezeigt, die auch bei Tag als Seezeichen dienen. Den Feuern ist eine verschiedenartige Erscheinungsform so zu geben, daß eine Verwechslung der Feuer miteinander verhindert wird. Je nach der Bedeutung und dem Zweck der Feuer gibt man ihnen verschiedene Stärken und bezeichnet sie als Feuer erster, zweiter Ordnung usw. Durch entsprechend ausgebildete und angeordnete Linsen und Spiegel wird fast alles von der Leuchtquelle ausgehende Licht so geleitet, wie es der besondere Zweck erfordert.

Der das Licht tragende Leuchtturm wird am besten aus schwerem und wetterbeständigem Stein hergestellt. Im offenen Wasser empfiehlt sich seine Ausbildung als eiserner und außenbetonierender Körper kreisförmigen Querschnitts, dessen Gründung sich nach den Untergrund- und Wasserverhältnissen richten muß und nach den Regeln des Grundbaues zu bewirken ist. Eiserne Türme auf dem Lande können sowohl in Guß- als auch in Schmiedeeisen hergestellt werden. Gußeiserne Türme sind gegenüber schmiedeeisernen wegen ihres größeren Eigengewichts standsicherer und werden weniger durch den Rost angegriffen als diese. Da sie überdies durch Verschraubung und nicht,

wie schmiedeeiserne Türme, durch Vernietung zusammengebaut werden, so sind sie leichter versetzbar als diese. Auch massive Türme erhalten am besten einen kreisförmigen Querschnitt, da dann der wagerechte Wind- und Wellendruck nur zwei Drittel des auf die Längenschnittebene entfallenden beträgt. Die Standsicherheit wird am zweckmäßigsten auf zeichnerischem Wege untersucht, wobei man die Zugfestigkeit des Mörtels vernachlässigen muß. Die Massen sind so zu verteilen, daß der Schwerpunkt des Turms möglichst tief zu liegen kommt.

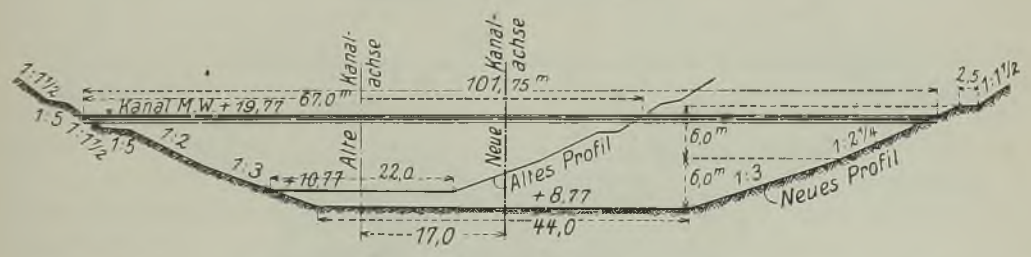
§ 20. Bezeichnung der Fahrwasser und Untiefen in den Küstengewässern.

Sie ist reichsgesetzlich geregelt. Als Steuerbordseite eines Fahrwassers (die von hinten gesehene rechte Bordwand eines Schiffes heißt Steuerbord, die linke Backbord), gilt die Seite, welche den von See aus kommenden Schiffen an Steuerbord liegt. Sind die Eingänge zu Fahrwassern von See aus nicht durch Feuerschiffe, Baken, Molen oder dergleichen kenntlich gemacht, so sind hier Bakentonnen von kennzeichnender Form als Ansegelungstonnen in solcher Entfernung von den nächsten Fahrwassertonnen auszulegen, daß letztere von den Bakentonnen aus gut sichtbar sind. Bei Benutzung schwimmender Seezeichen ist das Fahrwasser auf der Steuerbordseite durch Spierentonnen, auf der Backbordseite durch spitze Tonnen zu bezeichnen. Bei Benutzung fester Seezeichen ist die Steuerbordseite durch Baken mit Spieren, die Backbordseite durch solche ohne Spieren zu bezeichnen. Steuerbordseitig sind die Seezeichen rot, backbordseitig schwarz angestrichen. Die zur Bezeichnung der Untiefen außerhalb des Fahrwassers dienenden Seezeichen erhalten einen weißen Anstrich.

L. Seekanäle.

Die der Seeschiffahrt dienenden Seekanäle unterscheiden sich grundsätzlich nicht von den Binnenkanälen, sobald sie als Seiten- oder als Scheitelkanäle ausgeführt werden. Da sie im letzteren Falle zwei durch einen Landrücken getrennte Meeresgebiete miteinander verbinden, deren mittlerer Höhenunterschied in der Regel nicht bedeutend zu sein pflegt, so können sie als Meeresspiegelkanäle mit und ohne Endschleusen aus-

Abb. 47. Kaiser Wilhelm-Kanal.

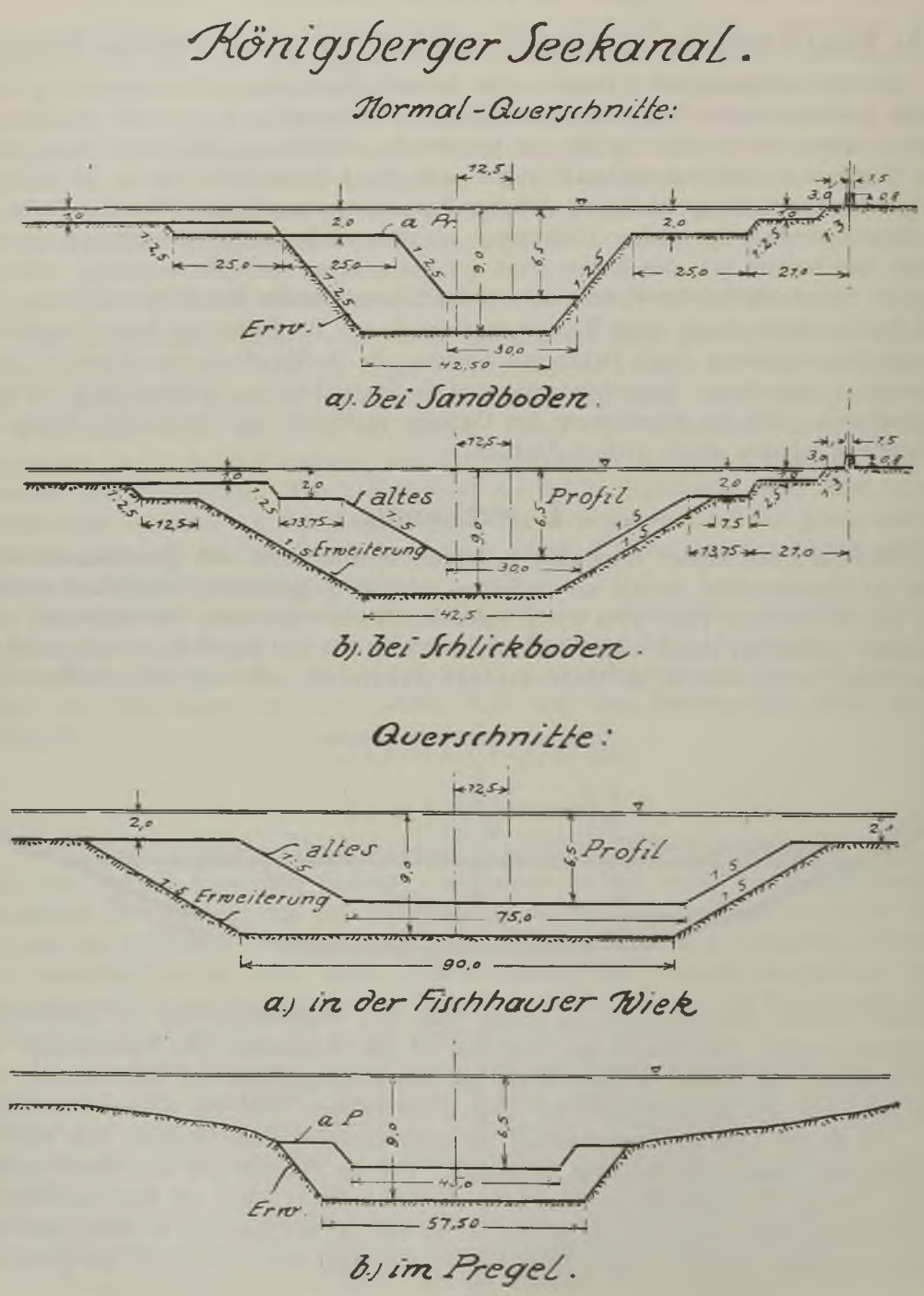


geführt werden. Die Endschleusen sollen dann den Wasserstand und die Strömungen im Kanal regeln. Der Manchester-Seekanal ist ein Seitenkanal, der Panamakanal ein Scheitelkanal, der Kaiser Wilhelm-Kanal ein Meeresspiegelkanal mit Endschleusen und der Suezkanal ein Meeresspiegelkanal ohne Endschleusen, also ein offener Durchstich.

Die für die Querschnittsbemessung leitenden Gesichtspunkte ergeben sich aus der Entwicklung unsrer bedeutendsten Seekanäle. Der die Nordsee mit der Ostsee verbindende Kaiser Wilhelm-Kanal wurde in den Jahren 1887—1895 mit dem aus Abb. 47 ersichtlichen Querschnitt von 413 m² für Schiffe von 135 m Länge, 20 m Breite und 8 m Tiefgang erbaut. Die Admiralität hatte einen Querschnitt von nur 340 m² für genügend

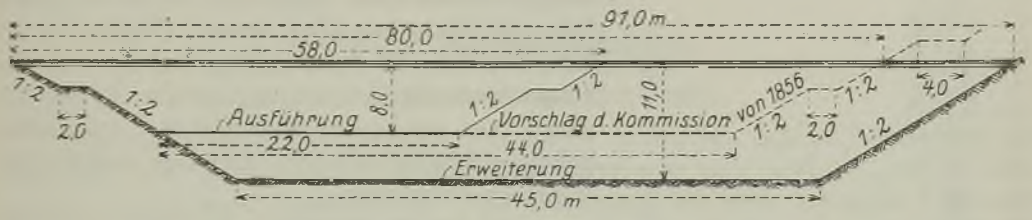
erachtet. Das nach seiner Eröffnung erfolgte unvermutete gewaltige Anwachsen der Schiffsabmessungen hat seine Erweiterung nach dem eingezeichneten Profil erforderlich gemacht. Die Querschnitte des im Jahre 1901 eröffneten Königsberger Seekanals und deren geplante Vergrößerungen zeigen die Abb. 48—51. Für den Querschnitt des Suezkanals, Abb. 52, hatte die internationale Kommission von 1856 bei 8 m Wassertiefe

Abb. 48 bis 51.



eine Sohlenbreite von 44 m in Aussicht genommen, um zwei Schiffen von je 20 m Breite das Aneinandervorbeifahren zu ermöglichen und um bei 80 m Wasserspiegelbreite etwaigen seitwärts festliegenden Schiffen noch einen Spielraum von 20 m zu gewähren. Der von der Kanalgesellschaft einberufene Rat ermäßigte im Jahre 1859, um an Baukosten zu sparen, diese Abmessungen auf 22 m Sohlenbreite und 58 m Spiegelbreite, während die Tiefe von 8 m beibehalten wurde. Bis 7 m über der Sohle war im Normalprofil eine Böschung 1 : 2 angenommen, an die sich eine 2 m breite Berme anschloß. Letztere sollte das Abrutschen des von den Wellen losgeschlagenen Bodens verhindern und zugleich das Anbringen des Uferschutzes erleichtern. In weicheren Bodenarten verflacht sich die Böschung bis auf 1 : 4. Der benetzte Querschnitt betrug im Jahre 1869 zwischen 304 und 420 m². Die erste von der internationalen technischen Kommission im Jahre 1885 empfohlene Verbreiterung der Sohle von 22 auf 37 m wurde Ende 1898 fertiggestellt. Seit dieser Zeit wird an der allgemeinen Verbreiterung der Sohle auf das Mindestmaß von 45 m in 10 m Tiefe und der Vertiefung auf 11 m gearbeitet. Die Spiegelbreite richtet sich nach der Bodenart und ist am kleinsten in den tiefen Einschnitten, so daß der benetzte Kanalquerschnitt jetzt 550 bis 700 m² beträgt. — Der

Abb. 52.



Amsterdam mit der Nordsee verbindende Seekanal hatte anfänglich bei einer Sohlenbreite von 32,2 m, einer Spiegelbreite von 63,0 m und einer Wassertiefe von 7,0 m einen Querschnitt von 366,5 m². Gegenwärtig betragen diese Größen 50 m, 107 m und 769 m². — Der Manchester-Kanal hat auf seinem größten Teil 371,6 m² Querschnitt, entsprechend einer Sohlenbreite von 36,6 m, einer Spiegelbreite von 61,0 m und einer Tiefe von 7,9 m. — Der Brügger Seekanal hat 360,5 m² Querschnitt, eine Sohlenbreite von 22 m, eine Spiegelbreite von 70 m, eine Tiefe von 8 m und in 1,5 m Tiefe beiderseits je ein Bankett von 1,5 m Breite. — Für den Panamakanal hatte im Jahre 1901 die Kommission des Isthmuskanals einen Querschnitt von 45,7 m Sohlenbreite und 10,7 m Wassertiefe vorgeschlagen. Fünf Jahre später schlug die Mehrheit dieser Kommission für den in der Scheitelhaltung liegenden Culebra-Einschnitt 61 m Sohlenbreite und 13,7 m Tiefe vor. Nach endgültiger Bestimmung erhielt der Panamakanal im Culebra-Einschnitt den kleinsten benetzten Querschnitt mit 91,4 m Sohlenbreite, 94,2 m Spiegelbreite und 13,7 m Wassertiefe, also eine Größe von 1273 m².

Mit Ausnahme des Panamakanals ist keiner dieser Kanäle für die jetzigen größeren Dampfer zweischiffig, da nach den am Suezkanal und auch am Amsterdamer Seekanal gemachten Erfahrungen eine Sohlenbreite von mindestens 100 m erforderlich ist, um auch den größeren, nicht aber den größten, jetzt vorhandenen Schiffen die Möglichkeit zu geben, auf freier Strecke aneinander vorbei zu fahren. Deshalb sind in Seekanälen Ausweichestellen erforderlich, die um so näher aneinander liegen müssen, je größer die Schiffsabmessungen sind.

Ob die Seekanäle, welche Meeresspiegelkanäle sind, mit oder ohne Endschleusen auszuführen sind, hängt von mehreren Umständen ab. Beim Kaiser Wilhelm-Kanal war die Anlage von Schleusen notwendig, um den Wasserstand und die Strömungen im Kanal im

Interesse der Schiffahrt sowie des Baues und der Unterhaltung des Kanals und seiner Nebenanlagen zu regeln. Der mittlere Wasserstand im Kieler Hafen liegt um 1,52 m unter dem mittlern Hochwasser und um 1,27 m über dem mittlern Niedrigwasser der Elbe, während das Mittelwasser der Elbe um 0,125 m über dem der Ostsee liegt. Die größten Wasserstandsunterschiede betragen in der Elbe 8,40 m, im Kieler Hafen 5,26 m. Die sehr hohen und sehr niedrigen Wasserstände werden an beiden Mündungen durch stürmische Winde hervorgerufen. Dieselben Stürme aber, die auf der einen Seite Hochwasser bringen, veranlassen auf der anderen Seite Niedrigwasser, so daß die höchsten Wasserstände an der einen Mündung in der Regel mit sehr tiefen Wasserständen an der anderen zeitlich zusammenfallen. Ein offener Durchstich hätte daher mit hohen Deichen eingefaßt werden müssen, und es wären zeitweilig starke Strömungen in dem Kanal aufgetreten, die für die Schiffahrt sehr lästig geworden wären. Überdies ist der Kanal Vorfluter für einen großen Teil der von ihm durchschnittenen Entwässerungsgebiete, die ihre Abwässer teils mit natürlichem Gefälle, teils mittels Schöpfwerken ihm zuführen. Es waren deshalb Endschleusen erforderlich.

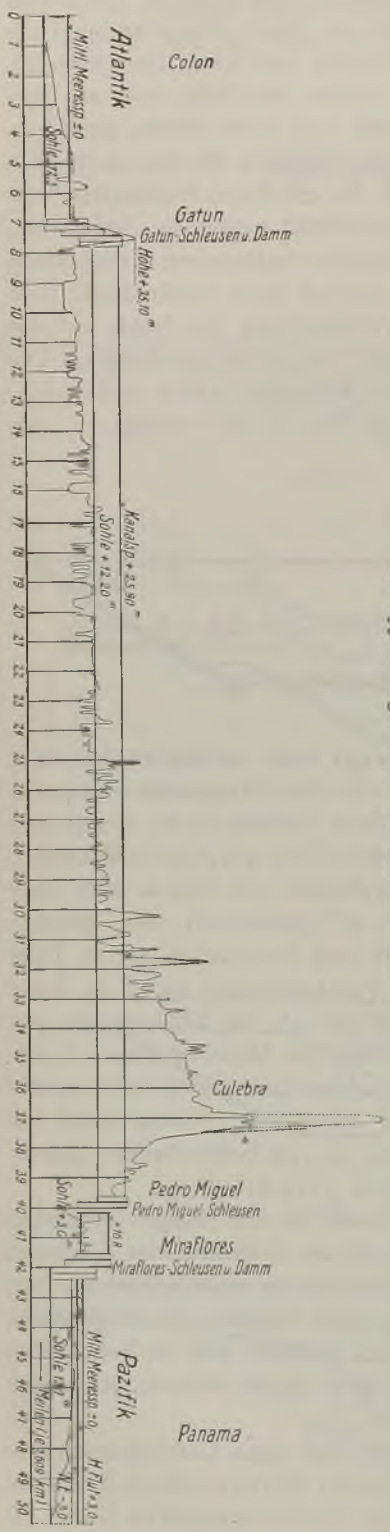


Abb. 53. Längenschnitt des Panamakanals.

Auch bei der Aufstellung des Entwurfs für den Suezkanal wurde die Frage erörtert, ob es nicht notwendig oder zweckmäßig sei, Schleusen anzuordnen. An seiner nördlichen Mündung in das Mittelmeer bei Port Said beträgt die Springflutgröße 0,40 m, dagegen kann daselbst durch die Einwirkung der Winde der mittlere Wasserspiegel um 0,3 bis 0,4 m gehoben oder gesenkt werden. An seiner südlichen Ausmündung bei Suez beträgt die Springflutgröße 2,10 m, während der Mittelwasserspiegel sich um 1,15 m heben und um 1,13 m senken kann. Wären Endschleusen angeordnet worden, dann hätte der Kanalwasserspiegel etwas gehoben und der Erdaushub dementsprechend verringert werden können, auch wäre der Kanal strömungslos geworden. Der Vorteil des verringerten Erdaushubs war jedoch belanglos, und die im offenen Kanal bei Springflut kurz vor bis kurz nach Hoch- und Niedrigwasser auftretenden Strömungen von etwa 1,0 m/Sek. konnten den Bau von Endschleusen nicht rechtfertigen. Die internationale Kommission hatte daher im Jahre 1856 mit Recht empfohlen, von Endschleusen abzusehen und den Kanal als offnen Durchstich zu erbauen.

Der Panamakanal, Abb. 53, ist mit Recht als Schleusenkanal erbaut, trotzdem sich im Jahre

1906 die Mehrheit einer internationalen Kommission mit folgender Begründung für einen Meeresspiegelkanal ausgesprochen hatte. Ein offener Durchstich sei im Kriegsfalle gegen Zerstörungen sicherer und im Frieden leistungsfähiger als ein Schleusenkanal. Der Durchgangsverkehr eines Schleusenkanals werde durch die Leistungsfähigkeit der Schleusen begrenzt, im offenen Durchstich von genügend großen Abmessungen sei er aber unbeschränkt. Bei einem Schleusenkanal würden durch den hohen Wasserspiegel große Gebiete unter Wasser gesetzt und dadurch der landwirtschaftlichen Verwertung entzogen. Auch wegen der Erdbebengefahr sei ein Schleusenkanal mehr gefährdet als ein offener Durchstich. Dazu gesellten sich Bedenken gegen die Haltbarkeit des hohen Staudamms bei Gatun, der den Wasserspiegel der Scheitelhaltung 26 m hoch über dem mittlern Meerespiegel aufstaut. Von den Anhängern des Schleusenkanals wurde geltend gemacht, daß ein solcher in kürzerer Zeit und mit erheblich geringeren Kosten herzustellen sei als ein offener Durchstich, und daß die Schiffahrt auf dem großen Stausee der Scheitelhaltung, der etwa zwei Drittel der ganzen Kanallänge ausmacht, schneller und leichter bewirkt werden könne als in der verhältnismäßigen engen Fahrrinne eines offenen Durchstichs. Man hat sich mit Recht für einen Schleusenkanal entschieden.

M. Seehäfen.

§ 21. Binnen-Seehäfen.

a) Allgemeines und Einteilung.

Unter Binnen-Seehäfen werden solche Häfen verstanden, welche landeinwärts am Unterlaufe eines Stroms von 5 bis 6 m Tiefe liegen, der also noch für größere überseeische Frachtschiffe befahrbar ist. Eine Zuwegung mit einer geringern Tiefe wird demnach nicht mehr als ein Seeweg im engern Sinne und der durch eine solche Zuwegung erreichte Hafen nicht mehr als ein Binnen-Seehafen betrachtet.

Die Binnen-Seehäfen sind entweder als offene Häfen mit dem Außenwasser dauernd verbunden oder als geschlossne Häfen oder Dockhäfen gegen das Außenwasser durch eine Schleuse abgeschlossen. Ein Dockhafen wird nur im Flutgebiet, und auch hier nur unter gewissen Bedingungen erforderlich. Im Flutgebiet heißt ein offener Hafen Tidehafen.

Gestatten die Verhältnisse des Außenfahrwassers den Verkehr zum und vom Dockhafen nur zur Zeit des Hochwassers, dann genügt als Schleuse ein einfaches Schleusenhaupt ohne Kammer, die sogenannte Dockschleuse, mit nur einem Torverschluß, dem Ebbetor. Das Ebbetor wird kurz vor Hochwasser geöffnet und kurz nach Hochwasser wieder geschlossen, so daß im Dockhafen ein Wasserstand von etwa 0,1 m unter gewöhnlichem Hochwasser gehalten wird. Es empfiehlt sich aber, die Dockschleuse auch mit Fluttoren zu versehen, die, für gewöhnlich geöffnet, nur zur Abhaltung besonders hoher Fluten geschlossen werden. Soll der Verkehr nach dem Dockhafen jederzeit stattfinden können, dann ist statt der Dockschleuse eine Kammerschleuse erforderlich.

Außen vor der Schleuse befindet sich ein offnes Becken, der Vorhafen, der den auf die Durchfahrt oder Durchschleusung wartenden Schiffen einen Liegeplatz darbietet.

Bei erheblicher Flutgröße ist es nach englischen Vorbildern zweckmäßig, den offenen Vorhafen durch ein Hafenbecken zu ersetzen, das mit einem Ebbetor während der Zeit gegen das Außenwasser abgeschlossen wird, in der sich dieses unter halber Fluthöhe befindet, und das während der Zeit über halber Fluthöhe geöffnet bleibt. An dieses Becken, Halbtidebecken genannt, schließt dann nach innen mittels einer Dockschleuse der Dockhafen an.

Die offenen Häfen haben vor den Dockhäfen den Vorzug, daß die Schiffe schnell und unbehindert ein- und auslaufen können, und daß die Kosten für die Anlage, Unterhaltung und Bedienung der Schleuse fortfallen. Andererseits sind die Dockhäfen den offenen Häfen darin überlegen, daß der in ihnen gehaltene nahezu gleichbleibende Wasserstand dem Lösch- und Ladegeschäft zugute kommt und die Festmachung der Schiffe im Hafen wesentlich erleichtert. Letzterer Umstand kommt besonders bei stürmischem Wetter zur Geltung, weil dann das Schiff fest vertäut werden muß. Dockhäfen bieten namentlich bei niedriger Geländelage den weitern Vorteil, daß, falls sie hochwasser-, d. h. sturmflutfrei umwallt werden, ihre Kaifläche nur etwas über dem gewöhnlichen Hochwasser zu liegen braucht, wodurch die einmalige Ausgabe für die Uferbauten und die dauernden Kosten für den Güterumschlag wesentlich vermindert werden.

Und doch ist die jederzeit freie Zugänglichkeit eines Hafens, insbesondere dann, wenn der Strom, an dem er liegt, auch bei Niedrigwasser eine genügende Tiefe darbietet, von so großem Wert, daß geschlossene Häfen nur unter dem Zwang äußerer Verhältnisse angelegt werden sollten. Zu solchen zwingenden äußeren Verhältnissen gehört namentlich ein großer Flutwechsel. In früheren Zeiten war auch für die Wahl von geschlossenen Häfen ein starker Schlickgehalt des Außenwassers mitbedingend: ein Umstand, der heutzutage, wo wir über sehr vervollkommnete Hilfsmittel zur Beseitigung des Schlicks aus den Hafenbecken verfügen, zwar seine frühere Bedeutung verloren hat, aber insofern noch gewichtig bleibt, als in geschlossenen Häfen zur Beseitigung des Schlicks nicht unausgesetzt gebaggert zu werden braucht, was die Störung des Schiffsverkehrs vermindert.

b) Anordnung und Ausbildung der Hafenbecken.

Für die Gestaltung der dem Verkehr dienenden Hafenbecken der Seehäfen, die Ausbildung ihrer Ufer, ihre Ausrüstung und ihren Anschluß an Eisenbahn und Straße ist die Forderung leitend, die Liegezeit der Schiffe im Hafen tunlichst abzukürzen und es tunlichst zu vermeiden, die Schiffe selbst als Lagerräume zu benutzen, damit die Schiffe für ihre eigentliche Aufgabe, die Güter zu befördern, tunlichst ausgenutzt werden. Die große Bedeutung dieser Forderung erhellt aus dem Umstande, daß die Ausnutzungsmöglichkeit des Schiffsraums die Höhe der Schiffsfracht wesentlich beeinflußt. Je mehr Fahrten ein Schiff machen kann, um so weniger wird die Fracht belastet durch den Anteil an der Verzinsung und Tilgung des Schiffes und die Löhnung der Schiffsmannschaft. Insbesondere drängt der neuzeitliche Seeschiffsbau dazu, die Wirtschaftlichkeit des schwimmenden Kapitals durch flotte Abwicklung des Umschlaggeschäfts im Hafen zu erhöhen.

Die Leistungsfähigkeit eines Hafens läßt sich allgemein auf zweierlei Weise steigern: durch die Vergrößerung der Uferlänge und durch die Vervollkommnung der Ladevorrichtungen. Es ist ohne weiteres einleuchtend, daß das letztere Mittel das wirtschaftlichere ist, und daß erst dann zur Vergrößerung eines Hafens geschritten werden sollte, wenn der bestehende Hafen mit Hilfe der vollkommensten Ladeeinrichtungen die Grenze seiner Leistungsfähigkeit erlangt hat.

Eine der wichtigsten Bedingungen für das Gedeihen eines Hafens ist sein Eisenbahnanschluß, weshalb die zweckmäßige Gestaltung eines Verkehrshafens nur durch ein enges Zusammenarbeiten des Hafenbauers und Eisenbahners erreicht werden kann.

Mehr noch als ein Binnenhafen bedingt ein Seehafen die zeitweilige Lagerung bedeutender Warenmengen. Der Seedampfer bringt, mit Ausnahme von Massengütern (Kohle, Erz und Getreide), nur ausnahmsweise eine Ladung für einen einzigen Empfänger. Um den Dampfer möglichst schnell für eine weitere Reise verfügbar zu machen, müssen

daher die Waren möglichst schnell ausgeladen und erst nach dem Ausladen für die einzelnen Empfänger geordnet werden. Diesem Zwecke dienen die am tiefen Wasser in etwa 10 bis 12 m vom Uferrande erbauten Schuppen, in die das Schiff vorläufig seine gesamte Ladung rasch absetzen und aus denen es auch ebenso rasch eine neue Ladung wieder einnehmen kann. Die Schuppen müssen so groß sein, daß das Schiff seine ganze Ladung in einen Schuppen löschen kann. Schuppen ohne Stockwerke erfordern daher sehr große und stetig wachsende Abmessungen. Je größer die Dampfer werden, um so mehr zwingt der große Wert des Hafengeländes dazu, den erforderlichen Fassungsraum der Schuppen dadurch zu gewinnen, daß man sie mit einem oder mehreren Stockwerken versieht. Dabei ist jedoch zu beachten, daß es außerordentlich wichtig ist, die Waren ohne Verzug fortnehmen zu können, um den nötigen Raum für das Löschen eines zweiten Schiffes möglichst schnell zur Verfügung zu haben, und daß die Entleerung der Schuppen um so zeitraubender wird, je mehr Stockwerke sie besitzen. Man sollte daher tunlichst nicht über ein Stockwerk hinausgehen. Die Schuppenanlagen sind mit genügendem Straßen- und Gleisanschluß zu versehen, damit die aus den Schiffen entladenen Waren möglichst rasch ihren Bestimmungsort erreichen und damit auch die Waren zur Befrachtung eines Schiffes schnell angefahren werden können. Die Schuppen haben also die Waren nur vorübergehend aufzunehmen und unterscheiden sich dadurch von den Speichern, die zur längeren Aufbewahrung von Gütern dienen und deshalb an dem unmittelbaren Umschlag vom und zum Schiff nur ausnahmsweise beteiligt sind.

Wenn auch der unmittelbare Umschlag zwischen Schiff und Ufer und zwischen Eisenbahn und Ufer an Umfang wächst, so nimmt doch auch gleichzeitig die Menge der auf Lager zu nehmenden Waren zu, weshalb in den meisten Seehäfen das Bedürfnis nach Speichern größer wird. Der Liegeplatz im freien Wasser dient dem Seeschiff zum Umschlag in oder aus andern Wasserfahrzeugen. Er wird insbesondere von den Segelschiffen benutzt, bei denen die Zeit nicht so kostbar ist wie bei den Dampfern, aber auch von solchen Dampfern, die Massengüter oder solche Waren führen, welche auf dem Wasserwege weiterbefördert werden sollen.

In vielen Seehäfen bildet die Wiederausfuhr der von See eingeführten Waren mittels eines andern Seeschiffs einen sehr wichtigen Teil des Hafengeschäfts. Das gilt für solche Waren, die nicht für den Hafenplatz oder dessen Hinterland oder den Landdurchgangshandel bestimmt sind, und die nur in den Hafen gelangen, um von ihm nach andern Seeplätzen wieder verfrachtet zu werden. Dabei werden die Waren entweder in unveränderter Beschaffenheit wieder verladen, oder erst dann, nachdem sie geordnet, umgepackt oder veredelt worden sind. Dort wo die Zollgesetzgebung die ausländischen Waren mit einem Eingangszoll belegt, erheischt dieser Geschäftsverkehr, daß solche Waren innerhalb eines durch eine Zollgrenze abgesperrten Freihafengebiets aufgespeichert und behandelt werden können. Die Freihäfen haben daher sowohl die zollinländischen Interessen zu wahren als auch die für den Welthandel erforderliche größere Bewegungsfreiheit zu schaffen. Ist ein Seehafen zugleich Endhafen für die Binnenschiffahrt, dann muß er den unmittelbaren Umschlag zwischen See- und Flußschiff gestatten. Für die Fahrwege der Binnenschiffahrt sind besondere Einfahrten stets erwünscht, die naturgemäß an dem stromaufwärts gelegenen Ende des Seehafens anzuordnen sind und bei größeren Hafenanlagen zu besonderen Flußschiffhäfen führen, die ihrerseits mit dem Seehafen in Verbindung stehen.

Die Form der Hafenbecken richtet sich zwar nach den örtlichen Verhältnissen, man wird aber bestrebt sein, tunlichst langgestreckte Rechtecke zu erhalten, deren Ufer für Ladezwecke als Kais und Kaizungen ausgebildet werden. Die Abmessungen der Hafenbecken hängen ab von der Örtlichkeit, der Größe und Zahl der verkehrenden Schiffe,

von der Art des Verkehrs und von den Wasserverhältnissen. Die Beckenlänge sucht man tunlichst auf 2000 bis 3000 m zu begrenzen, die Breite der Becken hängt ab von ihrer Länge, von der Schiffsbreite und der Art der Geschäftsabwicklung im Hafen. Werden die Schiffe nur an den Kais abgefertigt, dann muß bei langen Hafenbecken ein solcher Spielraum bleiben, daß zwischen den am Kai liegenden Schiffen zwei andere Schiffe bequem aneinander vorbeifahren können. Man rechne für jedes fahrende Schiff dessen eigene Breite als Spielraum, so daß sich für den in Rede stehenden Fall bei b m breiten Schiffen sich eine Beckenbreite von $6 \cdot b$ ergibt. Wenn auch bei einer solchen Beckenbreite die kürzeren Schiffe zwischen den freien Ufern zur Not wenden können, so ist doch ein besonderer Wendeplatz, wenn nötig durch Verbreiterung des Beckens um zwei Schiffsbreiten, stets zweckmäßig.

Findet in dem Hafenbecken auch ein Umschlag zwischen See- und Flußschiff statt, dann richtet sich die Breite des Hafenbeckens nach den Einzelanordnungen, z. B.:

1. Das Seeschiff liegt hart am Kai und das Flußschiff außen längsseits neben dem Seeschiff.

2. Das Seeschiff wird so weit vom Kai »abgebäumt«, d. h. durch einen Druckbaum in einem gewissen Abstand vom Uferrand erhalten, daß ein zweites Flußschiff längsseits zwischen ihm und dem Kai liegen kann.

3. Der Umschlag zwischen See- und Flußschiff findet nur in der Mittellinie des Hafenbeckens statt, woselbst an Dalben eine einfache Reihe von Seeschiffen vertäut wird, an deren beiden Langseiten die Flußschiffe liegen.

4. Vereinigung von 1. und 3.

5. » » 2. » 3.

6. In der Mittellinie des Beckens liegt eine doppelte Reihe von Seeschiffen, die so weit von den Dalben abgebäumt sind, daß an beiden Längsseiten einer jeden Seeschiffsreihe je ein Flußschiff liegen kann.

7. Vereinigung von 1. und 6. (vgl. Abb. 62).

8. » » 2. » 6.

Ist b die Breite der Seeschiffe und b_1 die Breite der Flußschiffe, dann ergeben sich bei langen rechteckigen Becken folgende Beckenbreiten für $b = 20$ m und $b_1 = 10$ m.

Zu 1. $6b + 2b_1 = 140$ m
» 2. $6b + 4b_1 = 160$ »
» 3. $7b + 2b_1 = 180$ »
» 4. $7b + 7b_1 = 160$ »
» 5. $7b + 6b_1 = 200$ »
» 6. $8b + 4b_1 = 200$ »
» 7. $8b + 6b_1 = 320$ »
» 8. $8b + 8b_1 = 240$ ».

Die Tiefen der Hafenbecken werden durch den größten Tiefgang der Schiffe, den niedrigsten Wasserstand im Becken und die Schwankungen des Wasserspiegels bedingt. In offenen Häfen ist der Spielraum zwischen Schiffsboden und Hafensohle etwa gleich der größten Wellenhöhe im Hafen, mindestens aber gleich 50 cm zu machen. In geschlossenen Häfen genügt zwar zur Not ein Spielraum von 30 cm, ein solcher von 40 bis 50 cm ist aber auch hier vorzuziehen; dabei ist ein Wasserstand von etwa 10 cm unter dem Hochwasser besonders niedriger Fluten zugrunde zu legen. In offenen Häfen müssen die Ufereinfassungen so hoch hinaufgeführt werden, daß die Kaifläche auch bei den höchsten Wellen des höchsten Hochwassers noch wasserfrei bleibt. In geschlossenen Häfen pflegt man die Kaiflächen etwa 2 m über den gewöhnlichen Beckenwasserspiegel zu legen.

c) Ausrüstung, Leistungsfähigkeit und Betrieb.

Jeder Kai muß Straßen- und Gleisanschlüsse besitzen und offene oder überdeckte Räume zur Lagerung der Ware erhalten. Im Gegensatz zu den Kaischuppen liegen die Speicher nicht am Seeschiffskai, ausgenommen die Sonderlagerhäuser für Massengüter, wie Silospeicher für Getreide und Kohlen, Tanks für Petroleum usw. Wo aber Warenspeicher am Kai liegen, müssen sie in ihrem Erdgeschoß als Kaischuppen dienen. Außer Straßen, Gleisen und Schuppen oder Freilagerplätzen sind noch Hebezeuge zur Beförderung der Ware zwischen Kai und Schiff und vorkommendenfalls zwischen See- und Flußschiff vorzusehen, während für sehr große und selten vorkommende Lasten feste Krane anzuordnen sind.

Die Breiten der Kaiflächen können bei einfachen Kais zu etwa 60 bis 80 m, bei Kaizungen zu etwa 110 bis 170 m angenommen werden. Solche Breiten genügen zur Anlage von drei bis sechs Eisenbahngleisen für jedes Kai, zur Anordnung von 15 bis 50 m breiten Kaischuppen oder Lagerplätzen, zur Aufstellung der Krane und zur Herstellung bequemer Kaistraßen.

Die Kaischuppen erhalten meist eine Länge von 80 bis 250 m, entsprechend der Länge von einem bis drei mittelgroßen Seeschiffen. Die am besten elektrisch anzutreibenden fahrbaren Krane, die meistens für Lasten bis zu 3 t, ausnahmsweise für solche bis zu 10 t eingerichtet werden, erhalten entweder einfache Wagenform oder Portalform. Im erstern Falle werden sie zwecks Raumersparnis auf dem Dache der Schuppen aufgestellt. Aus dem gleichen Grunde werden die Portalkrane als Halbportalkrane ausgebildet. Die Hauptabmessungen der Krane richten sich nach der Bordhöhe und Breite der größten zu bedienenden Schiffe.

Die Kaistraßen werden in Breiten von etwa 10 bis 25 m angelegt. Für die etwa in ihnen eingebetteten Gleise werden sog. Pflasterschienen verwendet.

Der Umfang der Kaigleise hängt von den örtlichen Bedingungen ab. An vielen Orten begnügt man sich am Kai mit wenigen Ladegleisen, an andern Orten fügt man diesen besondere Aufstellungsgleise hinzu, die einen gruppenweisen Verschub gestatten. Für einen großen Eisenbahnverkehr am Kai genügen vier hinter den Schuppen liegende Gleise. Auf jeden Fall laufen die Kaigleise nach irgendeinem Punkt zu einem oder mehreren größern Verschubbahnhöfen zusammen, die entweder noch zum Kaibetrieb oder schon zum allgemeinen Eisenbahnbetrieb des Binnenlandes gehören, um sodann von hier aus in die verschiedenen Eisenbahnlinien zu münden. Planlosigkeit im Verschubbetrieb kostet in einem großen Seehafen mehr Zeit und Geld als auf einem Bahnhof allein, da dann nicht nur die Eisenbahnfahrzeuge, sondern auch die großen und kostbaren Seeschiffe mangelhaft ausgenutzt werden und ein unpünktlicher Warenverkehr den Handel außerordentlich benachteiligt.

Neben den Landkranen haben die Schwimmkrane besonders für die Entladung von Massengütern eine zunehmende Bedeutung gewonnen. Für die Beförderung von Schüttgütern der verschiedensten Art, aber auch für Kohle usw. hat die pneumatische Förderung eine große Bedeutung erlangt. Besonders für die Schiffsentladung wird die Absaugung des Schüttgutes (z. B. Getreide) mittels Luftstromes bevorzugt. Der pneumatischen Förderung ist eine hohe Stundenleistung zu eigen, sie erheischt bei gleicher Leistungsfähigkeit wesentlich weniger Arbeitskräfte als die mechanische Förderung. Der Nachteil der pneumatischen Förderanlagen gegenüber mechanischen Fördermitteln ist der wesentlich höhere Kraftverbrauch. Um den letzteren möglichst gering zu halten, ist der Förderweg so kurz und geradlinig wie nur irgend möglich zu gestalten. Deshalb wird man, wenn es sich um die Löschung eines Schiffes und den Transport nach einem Speicher handelt, der etwa 80 m vom Kai entfernt liegt, nur die Entnahme aus dem

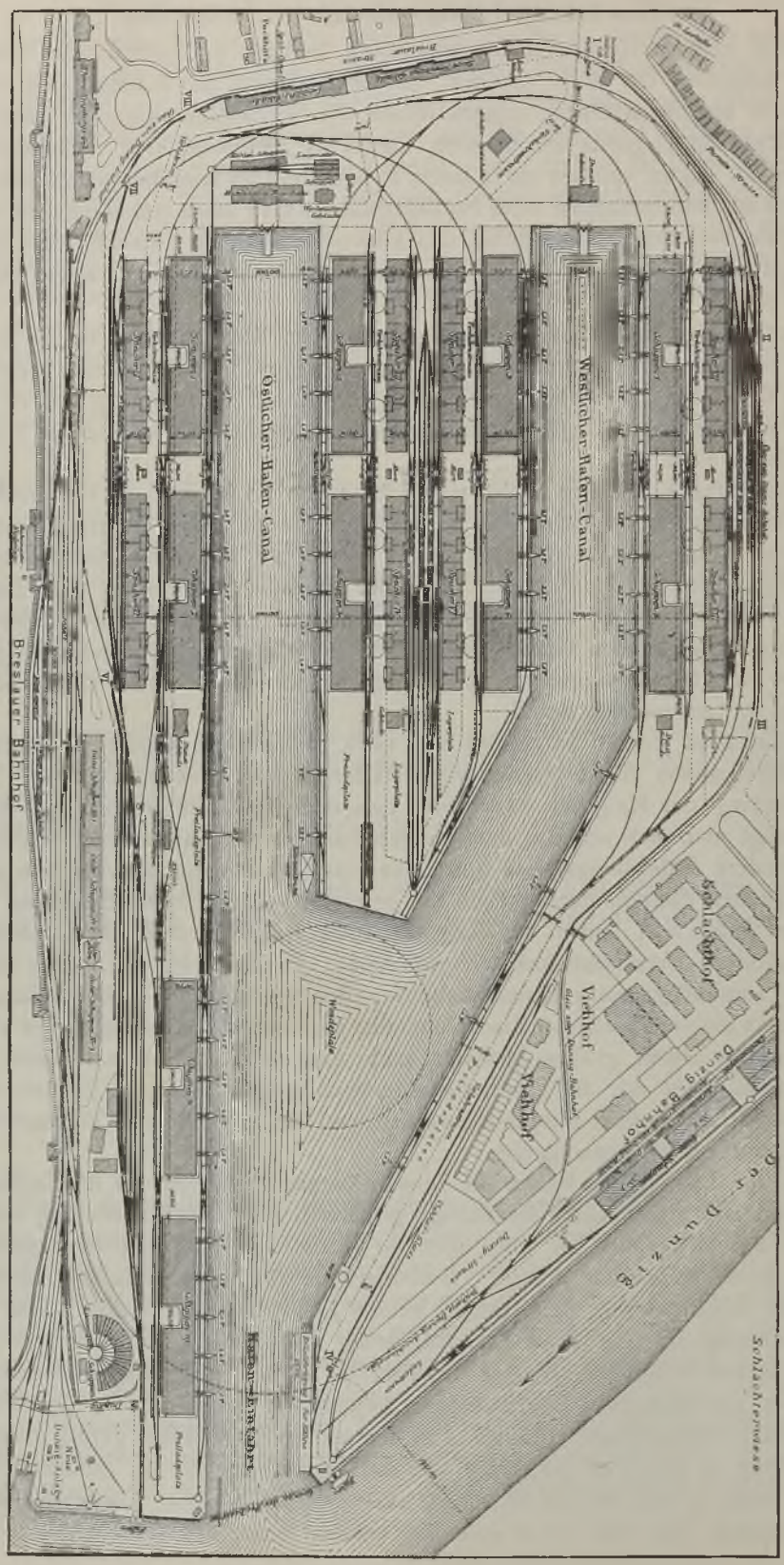


Abb. 54. Neue Hafenanlage in Stettin. (M. 3 : 20000).

Schiff pneumatisch bewirken und die Förderung vom Ufer nach dem Speicher mittels eines Förderbandes vorsehen. Die Möglichkeit der pneumatischen Förderung wird durch die Beschaffenheit und Größe des Fördergutes begrenzt. Bei einer mittleren Anlage darf die Stückgröße nicht mehr als 3 bis 4 cm Kantenlänge betragen. Für den Umschlag von Stückgütern vom Seeschiff in das Flußschiff eignet sich am besten der pneumatische Heber. Dieser unmittelbare Umschlag hat ferner den großen Vorteil, daß er im freien Hafen ohne Benutzung des Kais erfolgt, also eine günstige Ausnutzung des Hafens herbeiführt. Nur wenn das Seeschiff loses Gut als Ballast geladen hat und neben diesem noch Stückgut enthält, muß es am Kai löschen.

d) Offene Häfen.

Die Einfahrtrichtung ist spitzwinklig stromabwärts zu legen. Die stromabwärts gerichtete Lage der Einfahrt ist auch deshalb geboten und natürlich, weil der Seeschiffsverkehr sich nur seewärts, d. h. stromabwärts vom Hafen abspielt.

Die Einfahrtbreite richtet sich nach der Breite der größten Schiffe und den Wasserverhältnissen: im allgemeinen

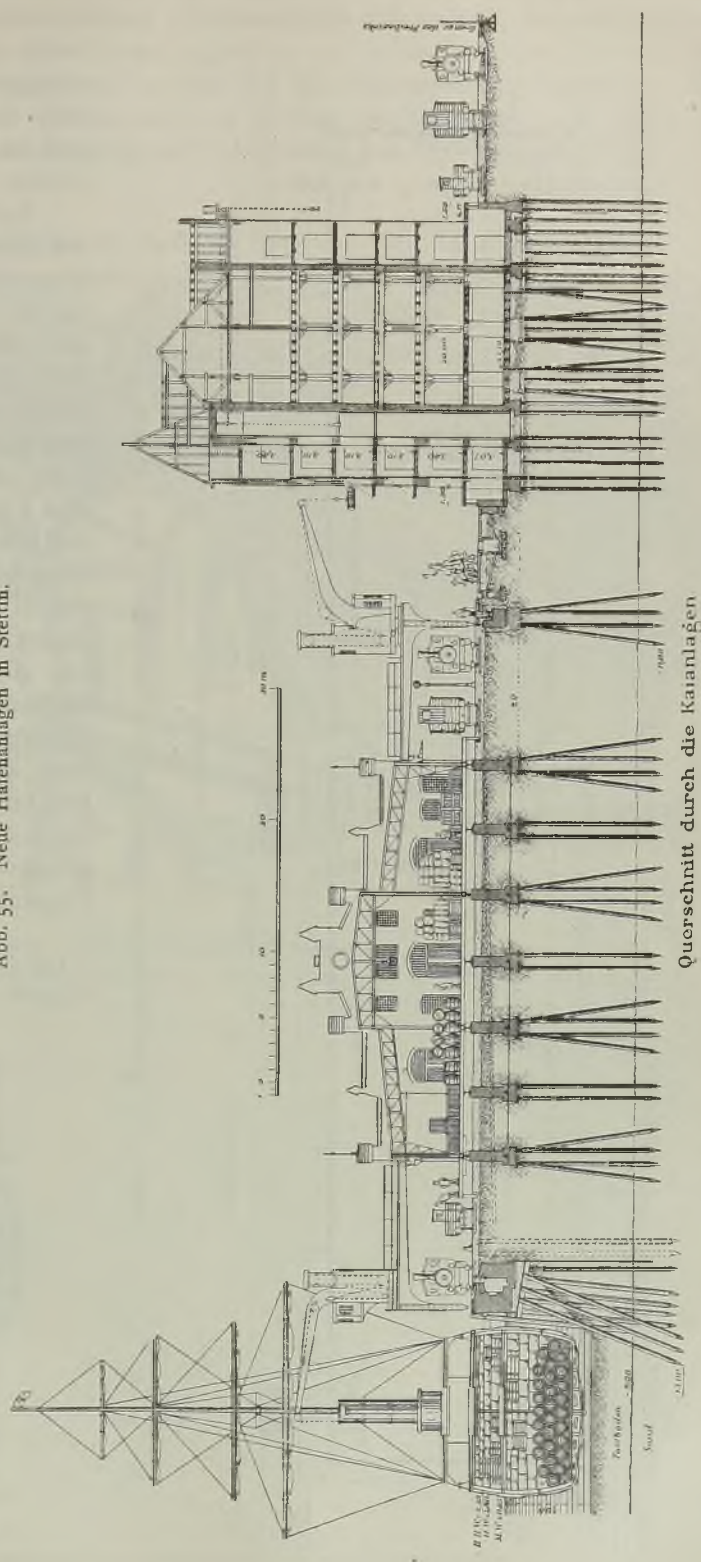


Abb. 55. Neue Hafenanlagen in Stettin.

wird ein Maß von etwa der sechsfachen größten Schiffsbreite angemessen sein, wobei zu beachten ist, daß es sich auch empfiehlt, die Einfahrtbreite kleiner als die Beckenbreite zu machen, damit der Wellenschlag des Außenwassers sich innerhalb des Hafenbeckens vermindert und die Verlandung der Einfahrt ermäßigt wird.

Zur Erläuterung der entwickelten Grundsätze sei kurz der Stettiner Hafen beschrieben, der, Abb. 54 bis 57, als Freihafen errichtet und von dem vorläufig nur das östliche Hafenbecken ausgebaut ist. Hinter den mssiven Kaimauern liegen eingeschossige Schuppen, die wasserseitig eine 3 m breite und landseitig eine 2 m breite Ladebühne besitzen. Auf jeder Schuppenseite sind je zwei Eisenbahngleise angeordnet, von denen das eine als Ladegleis, das andere als Verkehrsgleis benutzt wird. Die nicht mit Schuppen besetzten Kaiflächen dienen der Freiverladung. Hinter den Schuppen sind im Abstand von etwa 21 m zwischen den Frontmauern Speicher angeordnet, die außer einem Keller- und Dachgeschoß noch vier Geschosse zur Lagerung von Waren erhalten haben.

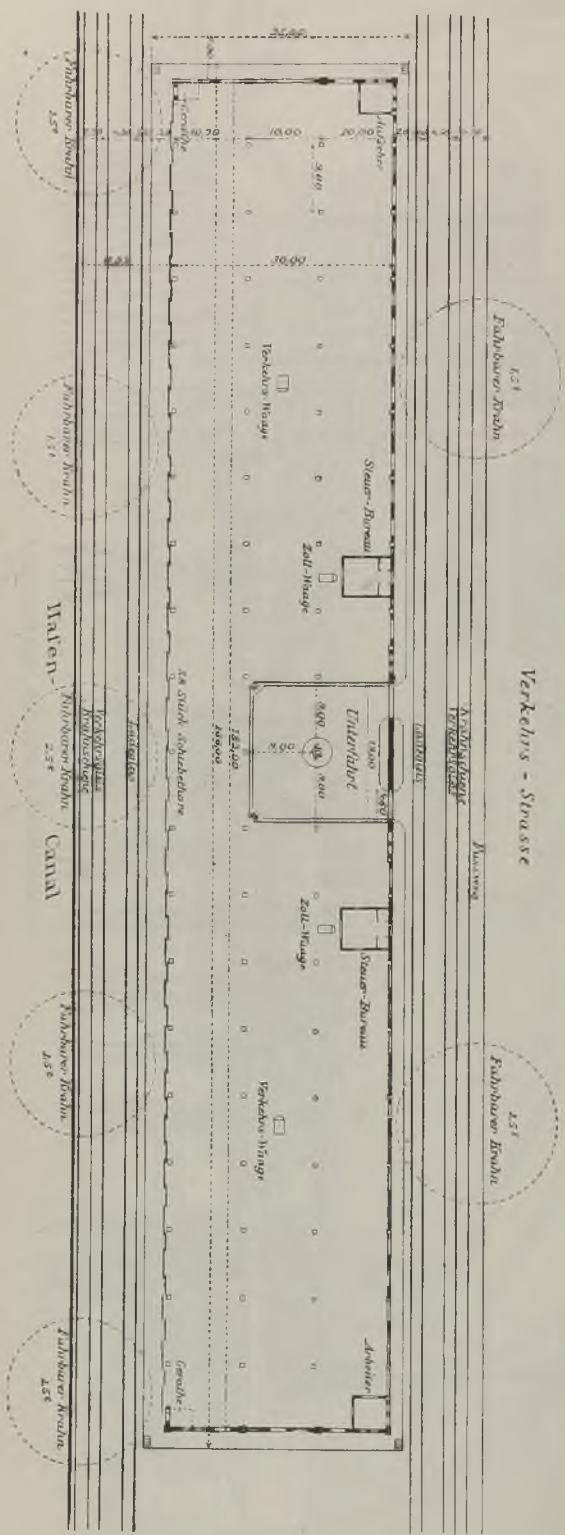
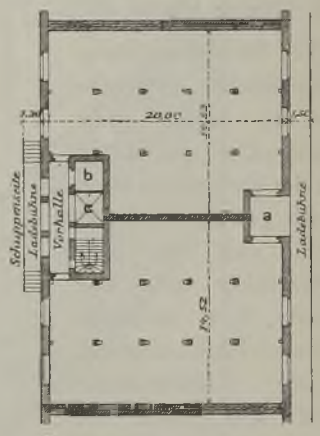


Abb. 56. Neue Hafenanlagen in Stettin. Grundriß des Kaischuppens. M. 1 : 1000.

Abb. 57. Neue Hafenanlagen in Stettin. Grundriß einer Abteilung der Warenspeicher. M. 1 : 600.



In der Längenrichtung ist jeder Speicher in sechs, durch Brandmauern getrennte Unterabteilungen geteilt, von denen jede auf der Vorderseite eine kurze Ladebühne besitzt, die auf beiden Seiten durch eine Treppe zugänglich ist. Zwischen diesen Ladebühnen und den landseitigen Schuppengleisen befindet sich eine Fahrstraße zur Vermittlung des Fuhrwerkverkehrs sowohl zu den Speichern als auch zu den Schuppen. Auf der Rückseite der Speicher sind Eisenbahngleise und Ladebühnen zur Verladung der Waren aus

Abb. 58a. Lageplan der Hamburger Häfen 1913. M. 1 : 40000.

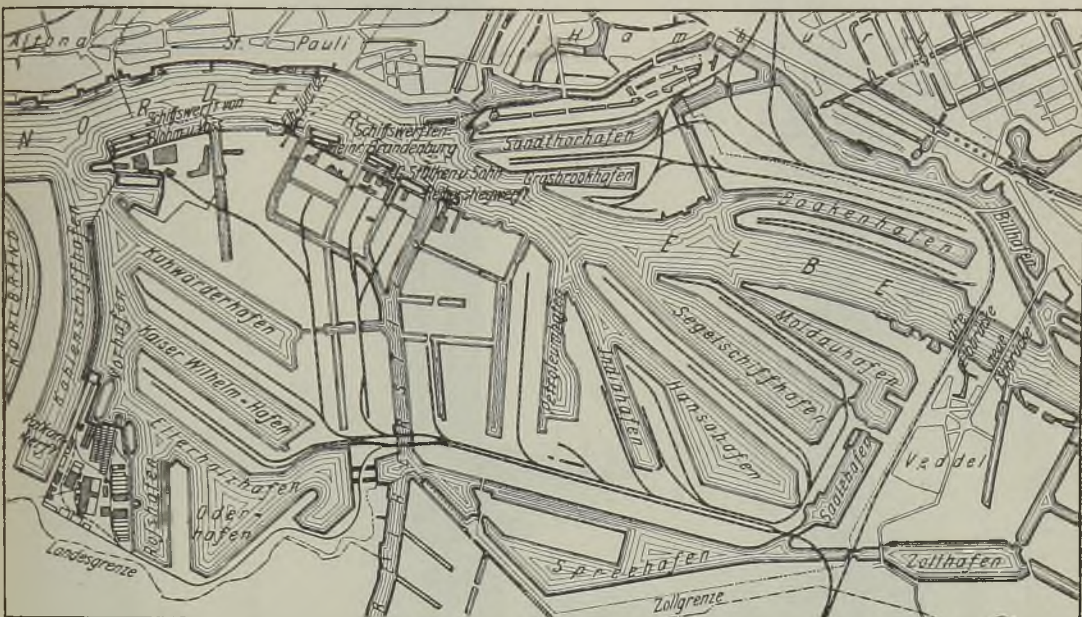
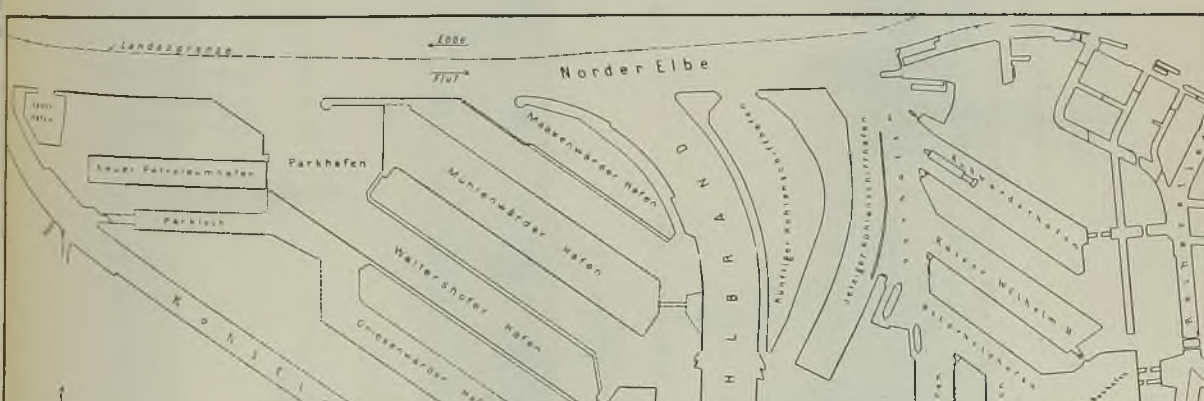
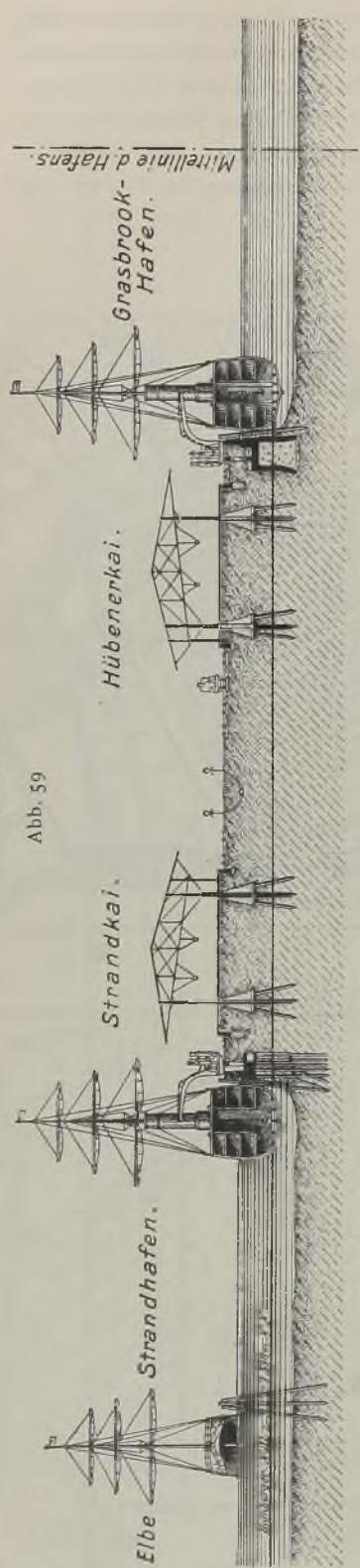


Abb. 58b. Neue Hamburger Hafenanlagen.



Hamburger Häfen.

Abb. 59



zu Abb. 59.

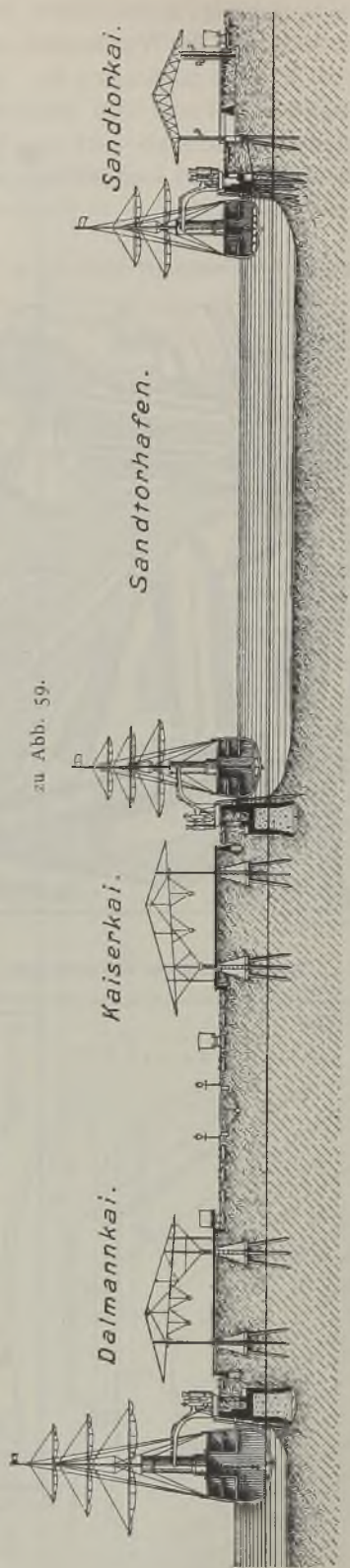
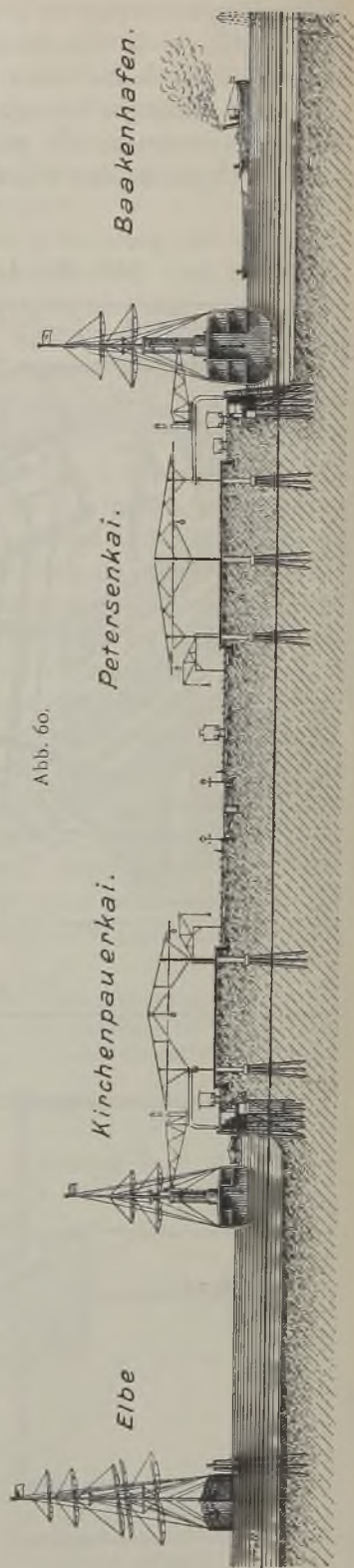
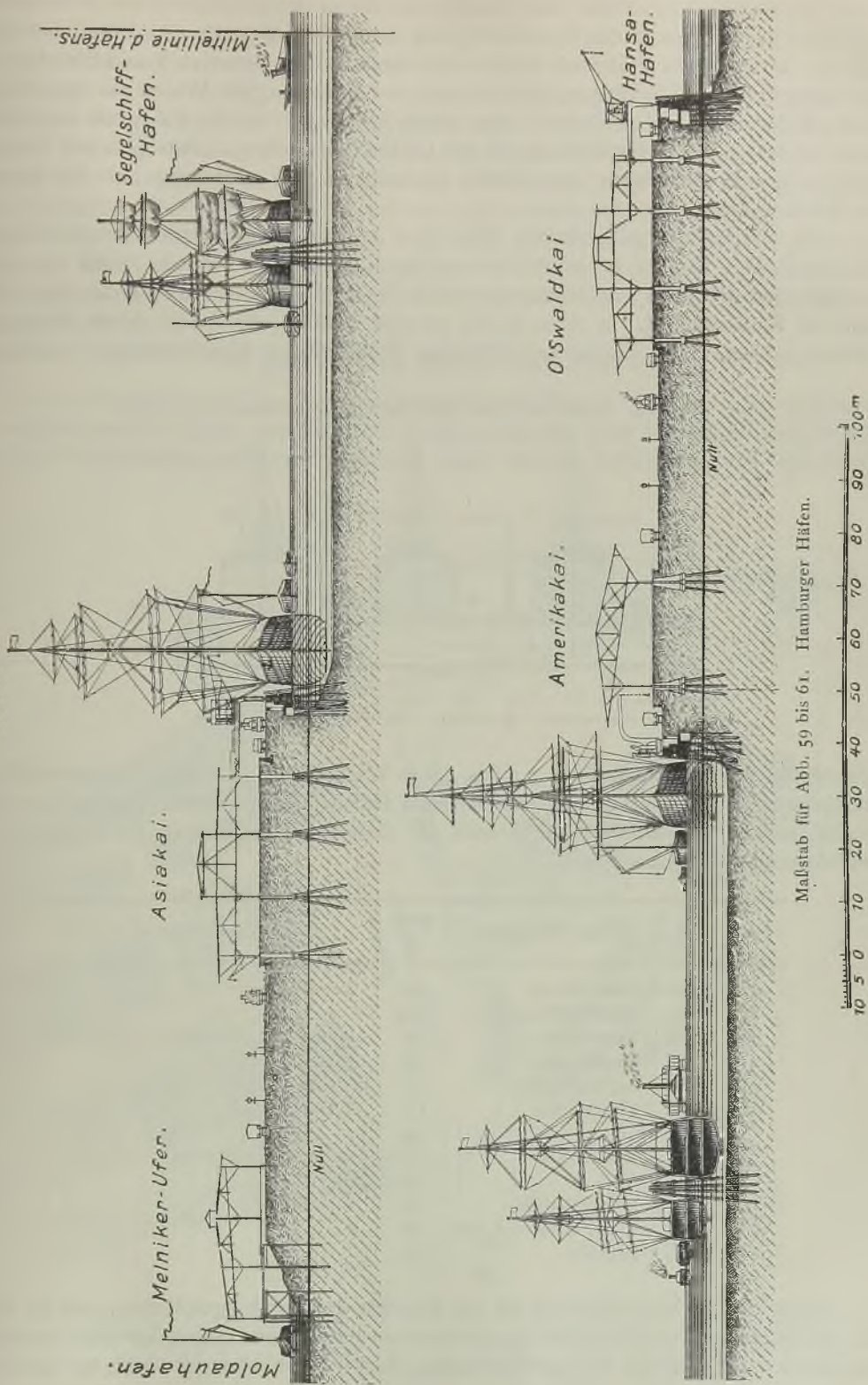


Abb. 60.





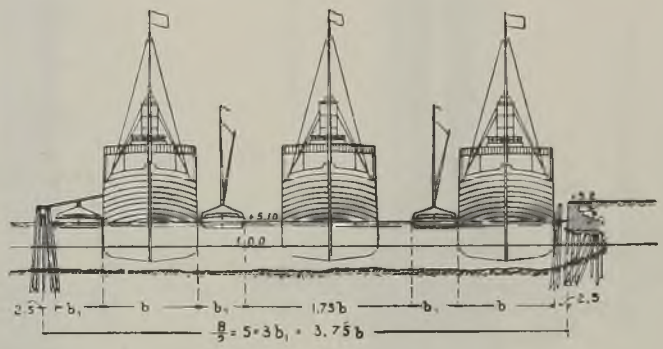
Hamburger Häfen.
Abb. 61.

Maßstab für Abb. 59 bis 61. Hamburger Häfen.

den Speichern angeordnet. Aus Mangel an Raum fehlen hinter zwei Schuppen des östlichen Hafenbeckens die Speicher. Jeder Schuppen ist durch eine Unterfahrt in zwei Hälften zerlegt. Die Wasserseite dient dem Verkehr zwischen Schiff und Eisenbahn und zwischen Schiff und Schuppen, die Landseite der Verladung der Waren aus den Schuppen auf die Eisenbahn, das Fuhrwerk oder in die Speicher. Auf das Fuhrwerk insbesondere wird in der mittleren Einfahrt und an den beiden Giebelseiten verladen, jedoch kann auch infolge der Einpflasterung der beiden landseitigen Schuppengleise auf der Langseite verladen werden.

Als zweites Beispiel bringen Abb. 58a u. 58b den Lageplan des Hamburger Hafens. Der 105 km landeinwärts von der Elbmündung liegende Hafen ist zugleich — und das gibt ihm sein kennzeichnendes Gepräge — Endhafen für die Seeschiffahrt und die Flußschiffahrt. In Abb. 59 bis 62 sind einige Querschnitte durch Hafenbecken wiedergegeben. Die ältesten Seeschiffhäfen (Sandtorhafen, Grasbrookhafen) besitzen bei

Abb. 62. Querschnitt eines Hamburger Hafenbeckens. M. 1 : 1550.



gewöhnlichem Hochwasser nur 7,0 bis 8,0 m Wassertiefe, die jüngern (Segelschiffhafen, Hansahafen) 8,5 bis 9,0 m und die neuesten Häfen (Kaiser-Wilhelm-Hafen, Kuhwärderhafen) 10,0 m Wassertiefe. Die Breiten der einzelnen Hafenbecken für Seeschiffe sind nachfolgend zusammengestellt:

Nr.	Jahr	Name des Hafens	Breite m	Bemerkungen
1	1866	Sandtorhafen	95	Keine Dalben
2	1872	Grasbrookhafen	115	» »
3	1887	Baakenhafen	125	In der hintern Hälfte 1 Dalbenreihe
4	1888	Magdeburger Hafen	85	Keine Dalben
5	1888	Segelschiffhafen	275	2 Dalbenreihen
6	1893	Indiahafen	135	1 Dalbenreihe
7	1893	Hansahafen	125 400 230	Mehrere Dalbenreihen
8	1902	Kuhwärderhafen	225	1 Dalbenreihe
9	1903	Kaiser-Wilhelm-Hafen	225	1 »
10	1908	Roßhafen	215	1 »

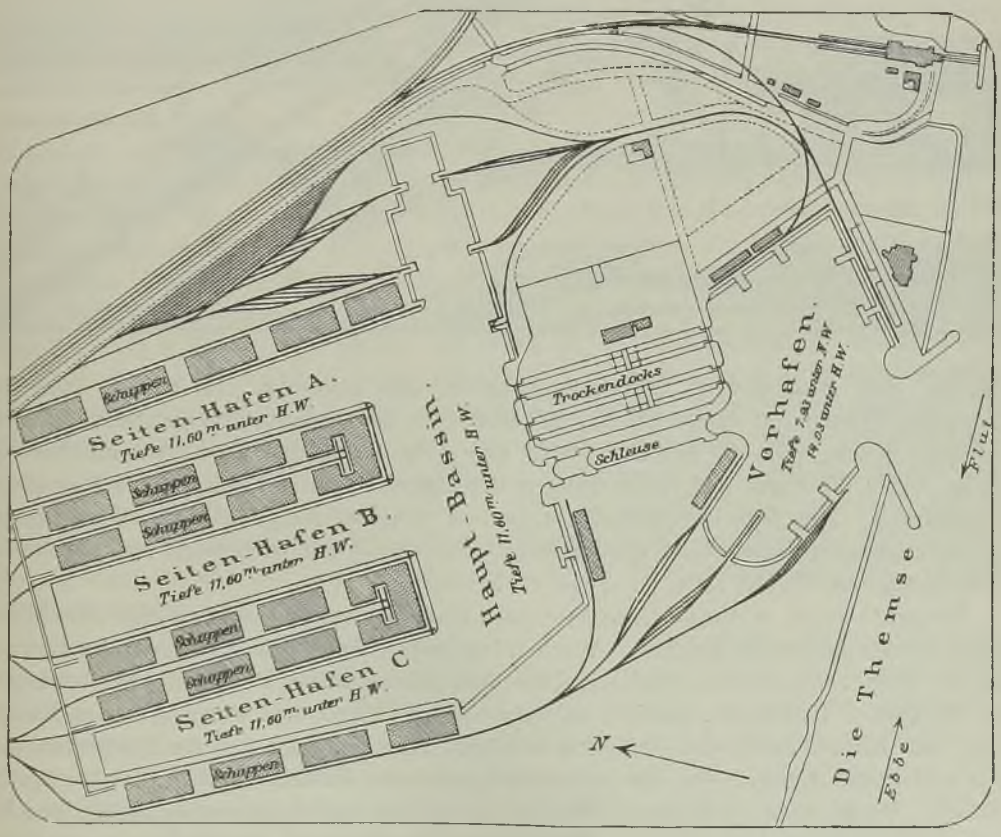
Auch das ist kennzeichnend für die Eigenart des Hamburger Hafens, daß im eigentlichen Hafengebiet nur zwei Speicher vorhanden sind und die übrigen Speicher vorwiegend an Kanälen mit geringer Wassertiefe liegen. Es wird nämlich in Hamburg nur ausnahmsweise unmittelbar zwischen Seeschiff und Lagerspeicher umgeschlagen. In der Regel

gehen die Waren zuerst in die Schuppen, werden hier verteilt und dann mit der Bahn oder dem Flußschiff weiterbefördert oder mit Hülfe von Hafenfahrzeugen, sog. Schuten, nach den Speichern verfahren. Die Kaischuppen sind 15 bis 50 m breit und 110 bis 140 m lang. Ihr Boden liegt rund 1,20 m über Straßenpflaster und Eisenbahngleis. Im Hamburger Hafen überwiegt der Stückgutverkehr, und da dieser hauptsächlich durch Dampfer bewältigt wird, so wird in Hamburg das Segelschiff mehr und mehr durch das Dampfschiff verdrängt. Die Einrichtung der Kaischuppen sowie die Anordnung der Ladestraßen und Eisenbahngleise entspricht im allgemeinen den oben dargelegten Grundsätzen. Über die Hafenausrüstung ist zu bemerken, daß auch in Hamburg der elektrisch betriebene Kran sich endgültig und erfolgreich das Feld erobert hat. Die meisten Kaikräne können Lasten von 1,5 bis 3,0 t heben, die wirkliche Durchschnittslast beträgt aber nur 1,2 t.

e) Geschlossene Häfen (Dockhäfen).

Die die Dockhäfen gegen das Außenwasser abschließende Schleuse muß mindestens so weit landeinwärts hinter dem Stromufer liegen, daß ihre Tore bei stürmischem Wetter vor dem Wellenschlage genügend geschützt sind. Daraus ergibt sich, daß alle Dock-

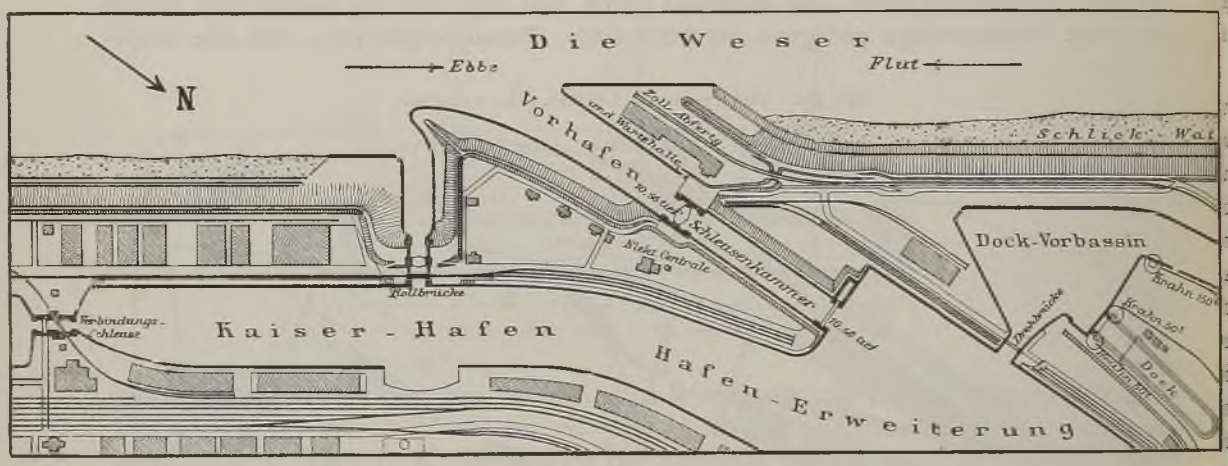
Abb. 63. Tilbury-Docks, London. M. 1 : 10000.



häfen im Gegensatz zu den offenen Häfen — es handelt sich hier nur um Binnenseehäfen — eines Vorhafens bedürfen, der ein offenes Tidebecken oder einen offenen Tidekanal darstellt. Wenn es auch grundsätzlich richtig ist, die Flächengröße des offenen und daher der Verlandung besonders ausgesetzten Vorhafens möglichst klein zu halten,

so muß er beckenartig erweitert werden, wenn beim Fehlen eines Halbtidebeckens mehrere Dockhäfen von ihm ausgehen oder wenn er zugleich dem Umschlagverkehr dienen soll, Abb. 63. Die Einfahrt kann stromabwärts, winkelrecht zum Ufer oder stromaufwärts gerichtet sein. Die Lage stromabwärts ist insofern anzustreben, als sie zugleich diejenige seewärts ist. Bei schwacher Ebbe- und Flutströmung ist die winkelrechte Einfahrtrichtung angezeigt. Liegt das Außenwasser so weit landeinwärts und so geschützt, daß erhebliche Wellen sich nicht bilden können, dann empfiehlt es sich, die Einfahrt nach außen trompetenförmig zu erweitern: sie kann dann gleich gut bei Ebbeströmung, Stauwasser und Flutströmung gewonnen werden, Abb. 63. Die Richtung stromaufwärts kommt in Frage, wenn eine seewärts gerichtete Einfahrt den vorherrschenden Stürmen zu sehr ausgesetzt sein würde. Bei sehr starker Ebbeströmung und einer den Seewinden besonders ausgesetzten Lage kann eine einzige Einfahrt häufig nur bei Stauwasser gewonnen werden: ein wichtiger Verkehrshafen müßte in diesem Falle zwei Einfahrten

Abb. 64. Erweiterung des Kaiserhafens zu Bremerhaven. M. 1 : 10000.



erhalten, eine stromabwärts und eine stromaufwärts gekehrte. Es würde dann bei steigendem Wasser die stromaufwärts, bei fallendem die stromabwärts gerichtete Einfahrt zu benutzen sein, während bei Stauwasser eine jede der beiden Einfahrten nutzbar sein würde. Über die Form und Abmessungen der Hafenbecken selbst ist nichts besonderes zu bemerken. Die dem entwerfenden Ingenieur gestellte Aufgabe läuft darauf hinaus, mit einer kleinsten Hafenfläche eine größte Leistungsfähigkeit zu erzielen und die fernere Entwicklung des Hafens stets im Auge zu behalten.

Bremerhaven ist ein Dockhafen, dessen Hafenbecken verschiedenartige Abschlüsse gegen das Außenwasser aufweist. Während man für die Schleuse des »Neuen Hafens« und die ältere Schleuse des »Kaiserhafens« sich mit einfachen Dockschleusen begnügte, sind die andern Einfahrten, nämlich die zum »Alten Hafen« und die zum neuen Kaiserhafen, mit Kammerschleusen versehen worden. Abb. 64 zeigt nur die Einfahrten zum alten und neuen Kaiserhafen, die andern vorgenannten Einfahrten liegen weiter weseraufwärts. Wenn auch die Hafenbecken für die großen und tiefgehenden Schiffe nur bei Hochwasser zugänglich sind, so ist man doch in Bremerhaven zu der Überzeugung gekommen, daß mit Rücksicht auf den unausgesetzten Verkehr der kleineren und weniger tiefgehenden Schiffe, wie Schlepper, Leichter usw., welche die vom Seeschiff angebrachten Güter weiterbefördern oder den Seeschiffen Ladung zuführen, die Kammerschleuse wegen ihrer stets vorhandenen Nutzbarkeit der Dockschleuse vorzuziehen ist.

§ 22. Küstenhäfen.

1. Ladeanlagen bei offener Reede.

Bei sehr geringem Verkehr, dessen Abgaben größere Kostenaufwendungen für Kunstbauten nicht wirtschaftlich machen würden, muß man sich an der offenen See bisweilen damit begnügen, die großen Seeschiffe in ungefährlichem Abstande von der Küste, d. h. außerhalb des Brandungsbereichs und in tiefem Wasser, auf sogenannter offener Reede vor Anker gehen zu lassen: der Umschlagverkehr erfolgt dann mit Hilfe von kleinen stark gebauten Booten, die durch die Brandung hindurch auf den Strand gerudert werden. Da aber ein solcher Verkehr zwischen dem Land und dem auf der Reede ankernden Schiff nur bei ruhigem Wetter möglich ist, so kommt, wenn die Größe des Verkehrs gewisse Arten von Kunstbauten rechtfertigt, als zweite Möglichkeit die Herstellung eines von der See unabhängigen, also über Wasser liegenden Verkehrsweges zwischen Schiff und Küste in Frage, der entweder als Hänge- oder als Standbahn oder Landungsbrücke ausgebildet werden kann, in beiden Fällen aber so weit seewärts geführt werden muß, daß das Seeschiff außerhalb des Brandungsbereichs an ihm liegen, laden und löschen kann.

Bei flachem sandigen, den Meereswellen frei ausgesetzten Strande kommen, so lange der Verkehr sich in mäßigen Grenzen hält, abgesehen von Hängebahnen, feste Landungsbrücken in Frage, die winkelrecht zur Küste anzulegen sind. Die Durchlaßöffnungen der Brücke müssen möglichst groß und jedenfalls so weit sein, daß die Küstenströmung und die mit dieser gleichgerichtete Sandwanderung längs dem Strande nicht behindert wird. Da die sandige und bewegliche Sohle vor durchbrochenen Baukörpern weniger ausgekolkt wird als vor geschlossenen, so sind Pfahljoche und Fachwerkstützen massiven Brückenpfeilern vorzuziehen, abgesehen davon, daß jene in freier See leichter herzustellen sind als diese. Ganz besonders wichtig ist es, daß die Brückenträger und die Fahrbahndecke so hoch liegen, daß sie auch bei den höchsten Sturmfluten keinen nach oben gerichteten Wellenstoß erfahren. Die Fahrbahn muß so breit sein, daß sie einen zweigleisigen Kleinbahnverkehr gestattet: das bedingt eine Mindestbreite von etwa 5,5 m. Der Kopf ist auf eine Mindestlänge von etwa 50 m behufs Aufnahme von Hebekranen und vier Gleisen auf etwa 11 m zu verbreitern. Je nach den Untergrundverhältnissen, der Beschaffenheit des Seewassers und der Wellenstärke kommt eine Bauart in Eisen, Eisenbeton oder Holz in Frage. Eisen ist dort auszuschließen, wo es erfahrungsgemäß vom Seewasser besonders stark angegriffen wird, Holz darf dort, wo der Bohrwurm (Teredo navalis) im Seewasser vorkommt, nicht verwendet werden, während gegen die Verwendung von Eisenbeton bei sachgemäßer Ausführung, die Gewähr gibt für die Erzielung einer wasserdichten allseitigen Einhüllung des Eisens durch den Beton, Bedenken nicht zu erheben sind.

Die Landungsdämme (Landungsmolen) sollen bei flachem Strande die gleichen Dienste leisten wie die Landungsbrücken, d. h. an ihrem Kopfe das sichere Anlegen, Löschen und Laden von Leichterbooten und wenn möglich auch von größeren Seeschiffen gestatten und einen von der See unabhängigen Verbindungsweg zwischen ihrem Kopfe und dem Lande herstellen. Ihre Länge und Höhe ist daher nach den gleichen Gesichtspunkten wie für Landungsbrücken zu bestimmen. Ihre Richtung zur Küstenlinie und ihre Grundrißform hängt aber von den Wind-, Wasser- und Bodenverhältnissen des Küstengebiets ab. Handelt es sich um einen felsigen, flachen Strand mit einer sinkstofffreien Küstenströmung, dann ist der Damm lediglich unter Berücksichtigung der vorherrschenden Windrichtung so zu legen, daß er bei dieser einen geschützten Anlegeplatz abgibt, Abb. 65.

Hat man es jedoch mit einem flachen sandigen Strande zu tun und ist zugleich die vorherrschende Windrichtung auflandig, ist ferner die Küstenströmung so schwach, daß sie Sand nicht zu führen vermag, dann ist mit einem solchen Damm allein ein dauernd nutzbarer Ladeplatz nicht zu erzielen, indem er den lediglich durch die Brandungswellen

Abb. 65.

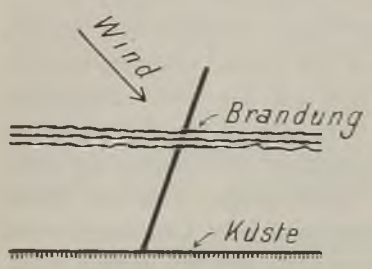


Abb. 66.

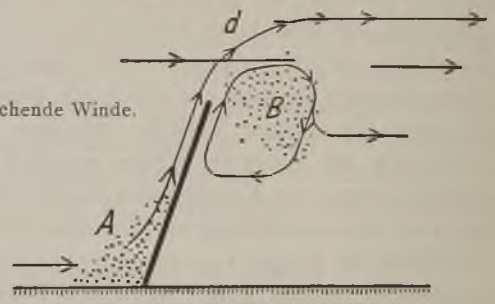


Abb. 67

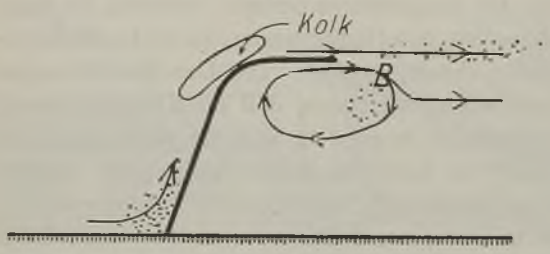


Abb. 68.

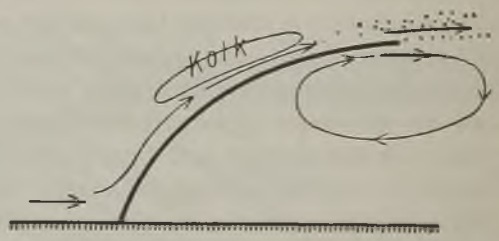


Abb. 69.

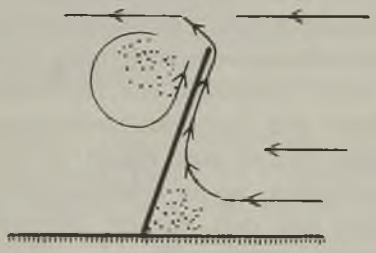
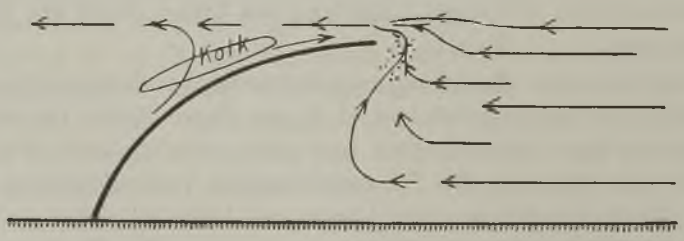


Abb. 70.

Abb. 71.



bewegten Sand zunächst an seiner Luvseite auffängt und hier allmählich von seiner Wurzel ab nach seinem Kopfe zu versandet. Hat aber die Versandung den Kopf erreicht, dann ist schon deshalb ein Anlegen dort nicht mehr möglich, weil zugleich mit der Versandung auch der Brandungsgürtel landeinwärts vorgerückt ist. Dazu kommt, daß nunmehr der vom Kopf her kommende Sand sich auch auf der Leeseite des Dammes ablagert.

Die durch eine Mole unterbrochene Küstenströmung trägt zunächst den Sand in den Winkel, der durch den sandigen Strand und die Mole gebildet wird, und zwar auf der Seite, die von der Strömung getroffen wird. Die Strömung wird durch den Damm, Abb. 66, nicht nur unterbrochen, sondern auch abgelenkt und gezwungen, längs der Außenseite des Dammes seewärts zu laufen. Durch diese Ablenkung werden Wirbel hervorgerufen, die den Sand emporheben und seine Beförderung seewärts erleichtern. Nachdem die abgelenkte Strömung den Damm verlassen hat, trifft sie auf die Küstenströmung, hält sich aber zunächst noch in der Richtung der Verlängerung des Seeendes des Dammes, um bald darauf die Richtung der allgemeinen Küstenströmung anzunehmen. Durch das Zusammentreffen der beiden verschieden gerichteten Strömungen findet am Kopf des Dammendes eine Geschwindigkeitsverminderung statt: der von der ausgehenden Strömung von *A* her angeführte Sand wird deshalb nur zum Teil weiter geführt, während der andere Teil gleich vor dem Kopf in den Bereich einer Rund- oder Nehrungsströmung gelangt und so etwa bei *B* sich ablagert. Da nun diese Ablagerung in um so stärkeren Maß auftritt, je größer der Winkel ist, den beide Strömungen miteinander bilden, so empfiehlt es sich, nach Abb. 67 das äußere Dammende im Grundriß so zu führen, daß das längs des Dammes strömende Wasser den Damm in der Richtung der Küstenströmung verläßt. Wenn auch durch die Form des Dammes bei *C* ein tiefer Kolk entsteht, der die nach dem Kopf hingeführte Sandmenge vermehrt, so wird doch nunmehr der weitaus größte Teil des Sandes weitergeführt, während ein verhältnismäßig nur kleiner Anteil bei *B* liegen bleibt. Diese Erwägungen führen zu der Erkenntnis, daß es am empfehlenswertesten ist, den Damm nach Abb. 68 zu krümmen.

Findet längs der Küste eine durch Ebbe und Flut hervorgerufene hin- und hergehende lebhafte Küstenströmung statt, wobei stets eine der beiden Strömungen die überwiegende sein wird, dann wird zwar das Verlandungsbild grundsätzlich das gleiche bleiben wie wenn die überwiegende Strömung allein herrschen würde, aber von wesentlich geringerem Umfange sein, da die entgegengesetzte Strömung die Verlandung zum Teil wieder aufhebt, wie solches durch die Abb. 69 bis 71 veranschaulicht wird. Als Ergebnis ist festzustellen, daß die Molenform nach Abb. 68 die empfehlenswerteste ist.

2. Hafenanlagen im Schutz einer geschlossenen Reede.

Eine Reede hat die eigentliche Aufgabe, den Schiffen einen sichern Liegeplatz zu gewähren, auf dem sie das Einlaufen in den eigentlichen Hafen abwarten können. Außer der offenen Reede auf hoher See unterscheidet man noch durch Dämme künstlich geschützte und solche Reeden, die durch ihre Lage geschützt aber jederzeit von der See aus zugänglich sind: das sind natürliche Buchten, an deren Binnenufern die eigentlichen Häfen liegen.

Insofern die Reede die vorgenannte Aufgabe hat, bedürfen solche offene Häfen, die jederzeit zugänglich sind, keiner Reede, wohl aber alle geschlossenen Häfen. Das gilt auch für solche Dockhäfen, die durch eine Kammerschleuse auch bei Niedrigwasser erreichbar sind, da bei stürmischem Wetter das sichere Einfahren in die Schleuse unmöglich werden kann, die Schiffe also gezwungen sind, draußen vor dem Hafen, aber in geschützter Lage, besseres Wetter abzuwarten. Während somit bei Verkehrshäfen eine Reede in der Regel nur bei Dockhäfen notwendig ist, bedürfen die Kriegshäfen unter allen Umständen einer Reede von solcher Lage und Größe, daß die ganze Flotte sowohl einen vor Stürmen als auch vor der feindlichen Flotte geschützten Sammelplatz und Stützpunkt finden kann.

Bei geschlossenen Häfen mit einer künstlichen Reede bildet diese den Außenhafen, aus dem man entweder unmittelbar oder durch den Vorhafen in den eigentlichen inneren

Hafen gelangt: die Hafeneinfahrt ist dann zugleich die Einfahrt zum Außenhafen. Bei offenen Häfen ohne natürliche Reede fällt der Außenhafen stets mit dem Vorhafen zusammen, dessen Zweck dann nur der ist, die einlaufenden Schiffe so weit zur Ruhe kommen zu lassen, daß sie sicher ihre Lösch- und Liegeplätze erreichen können. Bei offenen Häfen in von Natur geschützten Buchten fehlen auch die Vorhäfen.

Übrigens hat heute die Reede nicht mehr die Bedeutung wie früher, wo man die billigeren und kleineren Segelschiffe länger auf das Einfahren warten lassen konnte als heute. Das gilt insbesondere für solche Häfen, die überwiegend von Dampfern angelaufen werden.

Sind natürliche und tiefe Buchten durch ihre Lage so gegen die offene See begrenzt, daß sie auch bei Stürmen einen jederzeit sicheren Anker- und Liegeplatz darbieten, dann ergibt sich als einfachste Hafenform ein im Schutze der Reede liegendes, für den Ladeverkehr auszubauendes und auszurüstendes Ufer. Die hinter diesem liegende Kaifläche braucht nur etwa 15 bis 30 m breit zu sein. Bei größerem Verkehr kann die erforderliche größere Uferentwicklung zunächst dadurch erreicht werden, daß winklig zum Ufer landfeste Landungsbühnen, sog. Piers, in der Länge eines an ihnen verkehrenden Schiffes vorgestreckt werden. Die Länge eines Piers schwankt demnach zwischen etwa 40 und 250 m. Die Piers sind in solchen Abständen anzuordnen, daß an jedem von ihnen zwei Seeschiffe, das eine diesseits, das andere jenseits anlegen können. Solche Pierhäfen sind aber nur dort geeignet, wo bei steilem oder beschränktem Ufergelände breites und tiefes Wasser, mit mäßiger Flutgröße und vor dem Winde geschützt, vorhanden ist.

Die Piers werden entweder als freie Kaiflächen angelegt und sind mit Schuppen oder mit Speichern oder endlich mit beiden besetzt. Die Ausrüstung eines Pierhafens ist gegen andere Häfen dadurch gekennzeichnet, daß bei ihm vieles übereinander und auf möglichst kleinem Raum angeordnet ist, was bei diesem sich nebeneinander am Lande vorfindet. Die Krane sind auf den Schuppendächern aufgestellt oder in die Speicher verlegt. Die Breite der Piers wechselt von etwa 10 m bis zu 40 m. Die Wasserfläche zwischen zwei Piers muß so breit sein, daß sie zweien der Pierlänge entsprechenden Seeschiffen einen Liegeplatz gewährt. Daraus ergibt sich für die Breite der Wasserfläche zwischen den Piers ein Maß, das von etwa 25 m bis zu 70 m und mehr wechselt, je nachdem nur ein Seeschiff oder deren zwei sollen anlegen können. Die durchschnittlichen Wasserbreiten betragen etwa 33 m bis 50 m.

Liegt der Hafen am offenen Meer und nicht an einer durch ihre Lage geschützten Bucht, dann muß seine Einfahrt sowohl die ein- und auslaufenden Schiffe gegen Wellen und Strömung sichern als auch die Versandung der Mündung tunlichst verhindern. Hierbei ist die Rücksicht auf die einlaufenden Segelschiffe die überwiegende, da die auslaufenden Segelschiffe nötigenfalls, im sichern Hafen liegend, besseres Wetter abwarten können, während die einlaufenden Segelschiffe, falls sie bei Sturm die Einfahrt nicht gewinnen können, gezwungen sind, auf offener See so lange zu kreuzen, bis günstiges Wetter eingetreten ist. Wenn auch die Segelschiffe mehr und mehr durch die Dampfer verdrängt werden und jeder größere Hafen über Dampfer verfügt, die den einlaufenden Segelschiffen bei widrigem Wetter Schlepperdienste leisten, so ist es doch zu empfehlen, bei der Anordnung der Hafeneinfahrt folgende Regeln zu beachten:

1. Die Mündung soll möglichst seewärts liegen, damit die Schiffe beim Verfehlen der Einfahrt seitlich noch einen solchen Seeraum haben, der ihnen das Wiedergewinnen der offenen See oder das Wenden gestattet, um das Einlaufen nochmals zu versuchen.

2. Bei genügendem Raum des Vorhafens soll die Richtung der Einfahrt mit der Richtung des stärksten Seegangs zusammenfallen, damit die Schiffe von diesem geleitet und nicht gegen die Einfassung der Mündung geworfen werden.

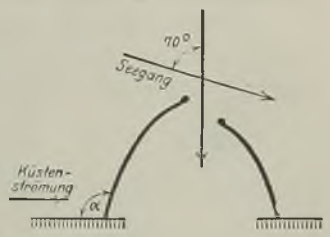
3. Bei ungenügendem Raum des Vorhafens soll die Einfahrt, Abb. 72, einen spitzen Winkel bis zu etwa 70° mit der Richtung des stärksten Seegangs bilden. Dabei kann, aber nur beim Vorhandensein eines genügend großen Seeraums leewärts, der luvwärts liegende Hafendamm so weit verlängert werden, Abb. 73, daß das einfahrende Schiff nach etwaiger Wendung gegen den Seegang mit kleiner Geschwindigkeit, aber in ruhigem Wasser einlaufen kann.

Abb. 72.

4. Die Mündung soll nicht weiter sein, als es das sichere Einlaufen erfordert, damit der Seegang innerhalb möglichst abgeschwächt werde. (Die ausgeführten Einfahrtsweiten schwanken bei Verkehrshäfen zwischen etwa 40 m und 500 m und betragen im Mittel etwa 250 m.)

5. Hinter der Mündung ist eine erhebliche Erweiterung zu empfehlen, eine Verengung durchaus unzulässig.

Abb. 73.



6. Die am weitesten vortretenden Teile der Einfahrt sollen möglichst steil, glatt und eben sein, damit bei einer etwaigen Berührung die Schiffe möglichst wenig Schaden erleiden.

7. Die Mündung soll gegen Versandung durch die Küstenströmung tunlichst geschützt sein.

8. Die Mündung muß in einer solchen Wassertiefe liegen, daß die Sohle den Einwirkungen der Wellen entzogen ist.

Sind die herrschenden und stärksten Winde auflandig und führt die Küstenströmung viel Sand, dann ist der Zugang zum Hafen an einem flachen und langgestreckten Strande nur durch zwei vortretende Dämme zu bilden. Solche Hafendämme sind so anzulegen, daß unter steter Rücksichtnahme auf die Bedingungen der Schiffahrt, d. h. auf das jederzeit und insbesondere bei stürmischem Wetter mögliche Einlaufen der Schiffe, die Barre,

Abb. 74.

die sich vor den Molenköpfen bildet, eine möglichst kleine Ausdehnung annimmt und tunlichst außerhalb des Fahrwassers zu liegen kommt. Als Beispiel diene Abb. 74, der Hafen in Ymuiden.

Man wird bei solchen Anlagen und örtlichen Verhältnissen, wie sie in Ymuiden vorliegen, mit der dauernden Notwendigkeit, die Barrenbildung durch Baggern zu bekämpfen, zu rechnen haben, und wenn auch heute mit den großen, seetüchtigen und unter eigenem Dampf fahrenden Saug- und Pumpenbaggern, die leicht an der Einfahrt den Schiffen aus dem Wege gehen können, diese Notwendigkeit nicht mehr so schwerwiegend ist wie früher, so ist es doch geboten, durch besondere Maßnahmen den Umfang der Baggerarbeit zu vermindern und den Ort des Baggerns an eine den Hafenbetrieb nicht störende Stelle zu verlegen. Diese Maßnahmen bestehen einmal in der

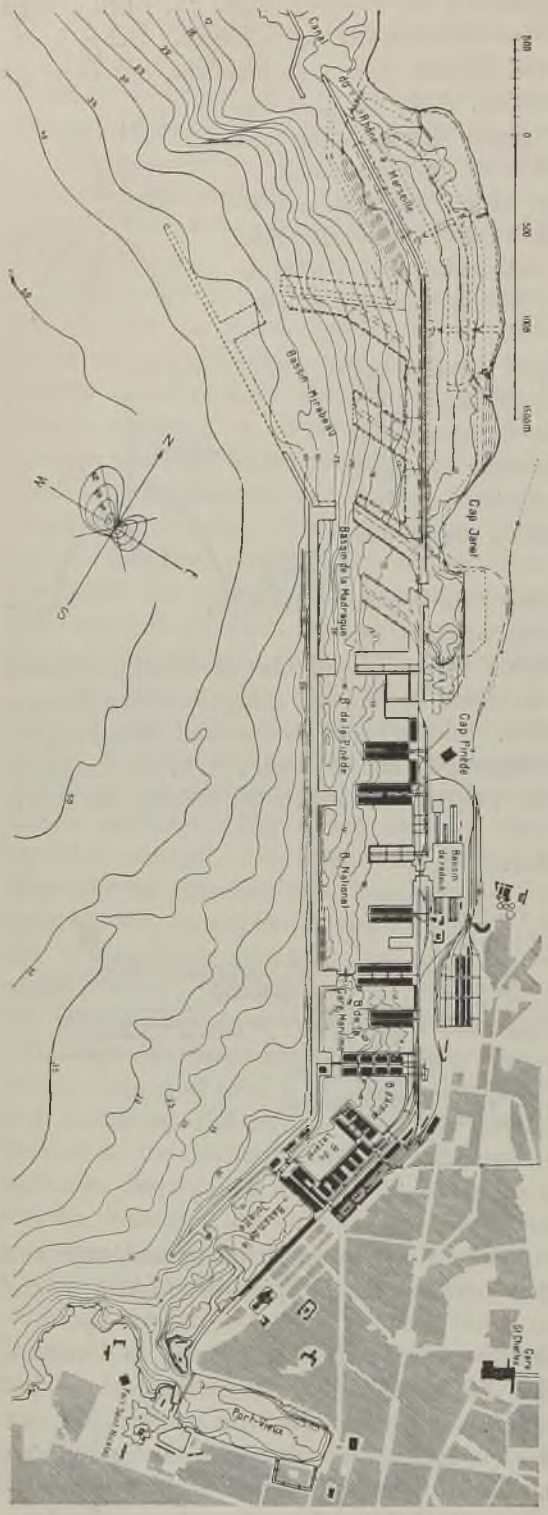


Abb 75. Übersichtsplan der teils in der Ausführung begriffenen, teils erst geplanten Erweiterung des Hafens von Marseille. M. 1 : 40000. In der Windrose ist die Windhäufigkeit im Frühjahr, Sommer, Herbst und Winter angegeben. Maßstab: 1 mm Zentrumsabstand der Kurven = 12 Tage.

Festlegung des Sandes auf dem Strande durch Buhnen und sodann in der Ausbaggerung großer Gruben seitlich der Einfahrt, die den herangeführten Sand auffangen und die von Zeit zu Zeit neu ausgebaggert werden müssen. Als Beispiel eines Pierhafens im Schutz eines zur Küste parallelen Wellenbrechers bringen wir in Abb. 75 den Hafen von Marseille. Die Piers der älteren Hafenbecken sind winkelrecht zum Ufer angeordnet und einzelne Querabschlüsse durch Tore in den Becken vorgesehen, weil der stärkste und vorherrschende nordwestliche Wind in der Längenachse der Hafenbecken weht, und zwar häufig mit einer solchen Heftigkeit, daß auf den luvwärts gelegenen Kaiseiten die Arbeiten unterbrochen werden müssen. Das neueste Bassin de la Madrague hat behufs günstigeren Gleisanschlusses schief gerichtete Hafenzungen erhalten, die auch für die späteren Becken geplant sind.

3. Besondere Häfen.

a) Fischerei- und Nothäfen.

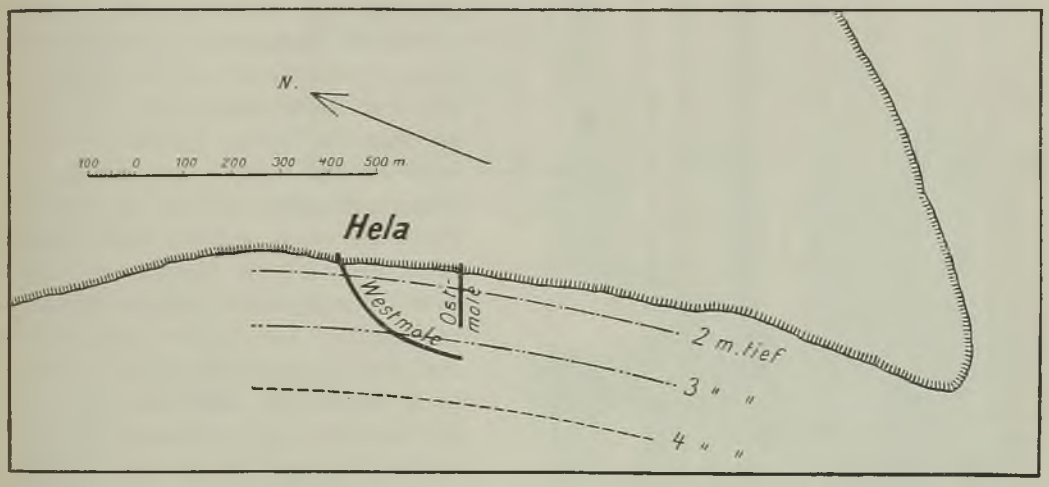
Die Fischerei- und Not- oder Zufluchtshäfen sollen gleichzeitig den Fischereifahrzeugen und den kleinen Küstenfahrern eine sichere Zuflucht bei Stürmen gewähren und den Verkauf gefangener Fische ermöglichen. Handelt es sich um Fischereihäfen von nur örtlicher Bedeutung und sind die Zufluchtshäfen nur für die kleineren Küstenfahrer bestimmt, dann genügen nicht nur sehr einfache Anlagen, sondern es werden diese auch durch wirtschaftliche Rücksichten bedingt. Sollen aber Fischereihäfen die Landungsplätze für die Hochseefischerei bilden, von denen auch das ganze Binnenland mit Fischen versorgt wird, dann bedürfen sie aller Einrichtungen, um die schnellste Löschung

der Fischladungen, den Verkauf an Ort und Stelle, die Verpackung, das Einsalzen und Einpökeln usw. sowie den Eisenbahnversand nach dem Binnenlande zu ermöglichen. Dabei muß, falls auch diese Fischereihäfen als Nothäfen dienen sollen, die geschützte Wasserfläche groß genug sein, um das Ankern der Fahrzeuge zu gestatten, welche in ihnen bei schlechtem Wetter Schutz suchen. Die Zufahrt zu diesen Häfen muß für die Segelschiffe bequem und bei jeglichem Wetter und jederzeit gefahrlos sein. Es müssen also Fischerei- und Nothäfen stets und unter allen Umständen offene Häfen sein, auch dort, wo die Flut- und Schlickverhältnisse Dockhäfen an sich angezeigter erscheinen lassen würden. Für die Anordnung der Hafeneinfahrt und des Hafenschutzes sind die für offene Seehäfen entwickelten Grundsätze maßgebend.

Da selbst die Hochseefischereifahrzeuge nur verhältnismäßig kleine Wassertiefen in den Häfen erfordern, so müssen Nothäfen, die von den großen Segelschiffen angelaufen werden sollen, getrennt von den Fischereihäfen als Sonderhäfen angelegt werden.

Die Fischereihäfen von nur örtlicher Bedeutung bestehen meistens aus einem Hafenbecken, das gegen die Angriffe der See durch Dämme oder durch Wellenbrecher leichter

Abb. 76. Hafen zu Hela.



Bauart geschützt ist, und das bis zu der für die Fischerboote erforderlichen Wassertiefe ausgebaggert wird. Ein Beispiel einer solchen einfachen Anlage bietet der Fischereihafen zu Hela, Abb. 76. Er ist an der Innenseite der Halbinsel Hela an der Danziger Bucht erbaut und besteht aus zwei Molen. Entsprechend den daselbst für Fischerboote gefährlichsten Winden aus dem Quadranten von N.W. bis S.W. hat die zum Hafenschutz bestimmte Hauptmole, die Westmole, eine nordsüdliche Richtung und endigt in einer Wassertiefe von etwa 2,6 m, die für die dortigen Fischerboote und kleinen Dampfer, die die Fische nach Danzig schaffen, genügt. Wenn auch schon durch die Westmole allein eine gegen die gefährlichen Winde gesicherte Liegestelle geschaffen war, so wurde doch, um eine zu starke Dünung hinter der Mole und eine Versandung der Mole zu verhindern, in einer Entfernung von etwa 255 m vom Strand aus in der Richtung nach dem Kopfe der Westmole noch eine zweite schwächere Mole hergestellt.

Cuxhaven besitzt neben dem als Not- und Eishafen und auch als Verkehrshafen dienenden und den größten Seeschiffen zugänglichen offenen »Amerikahafen« einen besonderen Fischereihafen, Abb. 77, für dessen bauliche Gestaltung folgende Erwägungen maßgebend waren. Der größte Tiefgang beladener Fischdampfer beträgt 4,25 m. Um

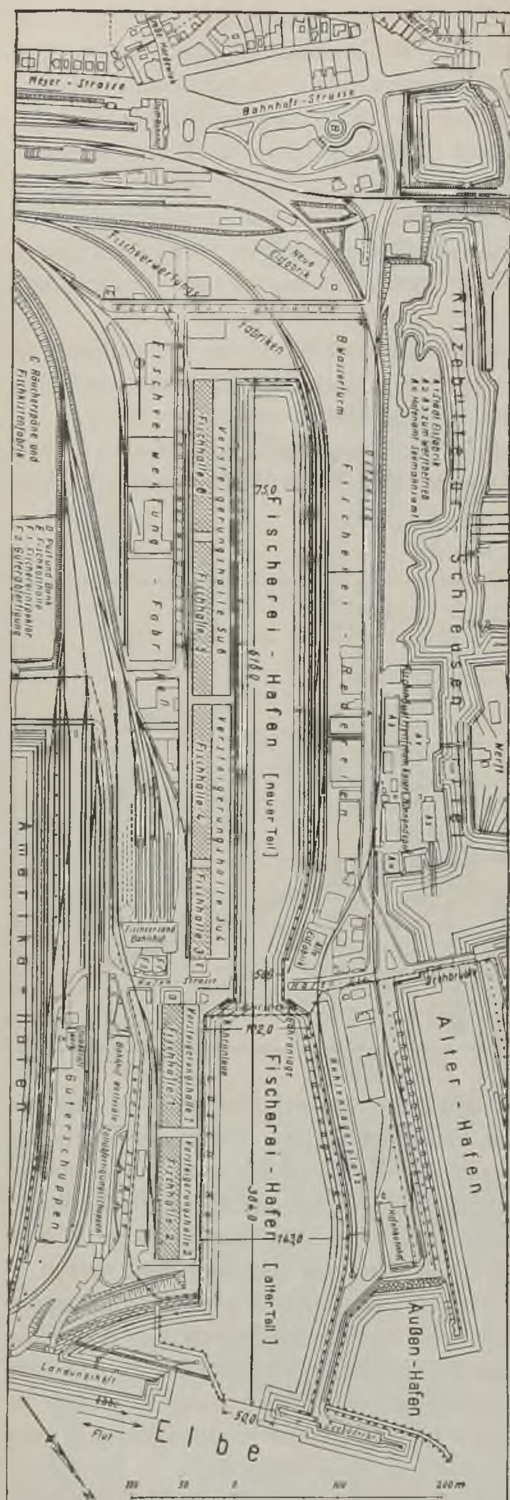


Abb. 77.

jedoch das Hafenbecken später vertiefen zu können, sind die Ufereinfassungen für eine Tiefe von 6,0 m unter M.N.W. ausgeführt. Eine Hochführung der Kais bis zu sturmflutfreier Höhe mußte unterbleiben, weil sonst die Fahrzeuge (Segler) für eine glatte Abwicklung der Löschgeschäfte zu tief liegen würden. Außerdem müssen die hinter der Ufereinfassung liegenden Anlagen (Löschkai, Versteigerungs- und Packhalle) nach der Kaimauer zu ein Quergefälle von etwa 1 : 25 haben, damit sie durch Abspritzen mit Wasser leicht von dem anhaftenden Fischunrat gereinigt werden können. Nach dem Löschen der Ladung wird am Ladekai das Schiff gereinigt und instand gesetzt, etwa beschädigtes Fanggerät zurückgegeben, neues übernommen und das Schiff für die neue Reise ausgerüstet. Der Kai, an dem die Fische gelöscht werden, muß für die weitere Behandlung der Ware verfügbar bleiben, so daß das Schiff an einer anderen Stelle ausgerüstet werden muß. Daraus ergab sich eine Trennung nach Lösch- und Ausrüstungskai. Die Fische gelangen in die Versteigerungshalle, Abb. 78, die so breit sein muß, daß auf der vom Fischereifahrzeug in Anspruch genommenen Kailänge die gesamte Ladung untergebracht werden kann. Die mit der Bahn zu verschickenden Frischfische müssen in nächster Nähe der Versteigerungshalle in Körben zwischen Eis und Papier verpackt werden. Deshalb ist mit dieser Halle die Fischhalle mit Pack- und Eisräumen im Erdgeschoß und Kontor- und Lagerräumen im Obergeschoß unmittelbar verbunden. Die Halle ist in einzelne 10 m lange Abteilungen, Abb. 79, aufgeteilt. An der Landseite der Fischhallen befinden sich eingepflasterte Gleise für den Bahnversand der Fische. — Die auffallende Einschnürung des Hafens im Zuge der Hafenstraße ist durch den starken Verkehr an dieser Stelle, der noch durch eine einfache Fähre vermittelt wird, die später durch eine Schwebefähre ersetzt werden soll, bedingt worden.

b) Kriegshäfen.

Während, wie bereits hervorgehoben, die Reede bei Verkehrshäfen in wachsendem Maß an Bedeutung verliert, ist sie für Kriegshäfen unerläßlich und verleiht diesen ihre Eigenart. Sie muß so groß und tief sein, daß sie jederzeit die ganze Flotte aufnehmen

Abb. 78. Querschnitt durch den Löschkai.

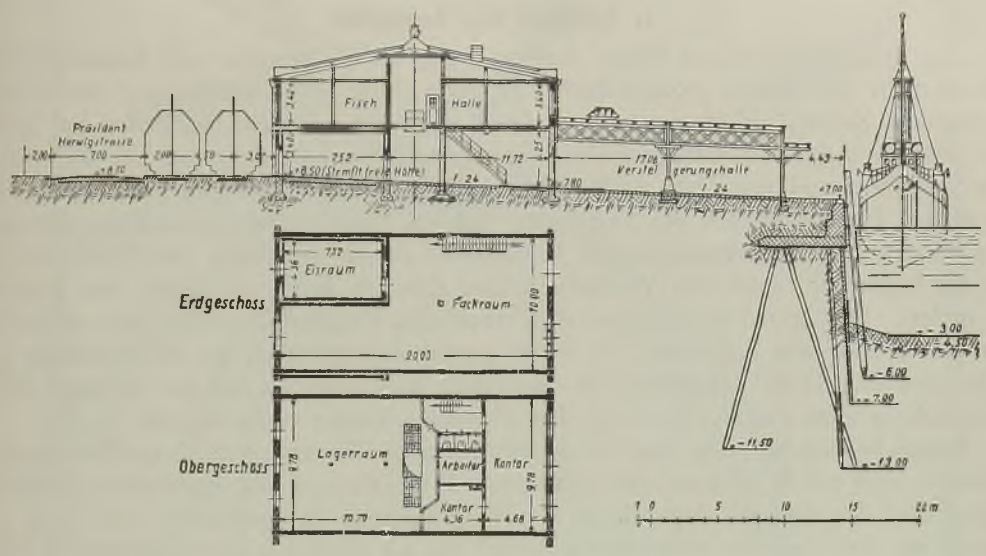
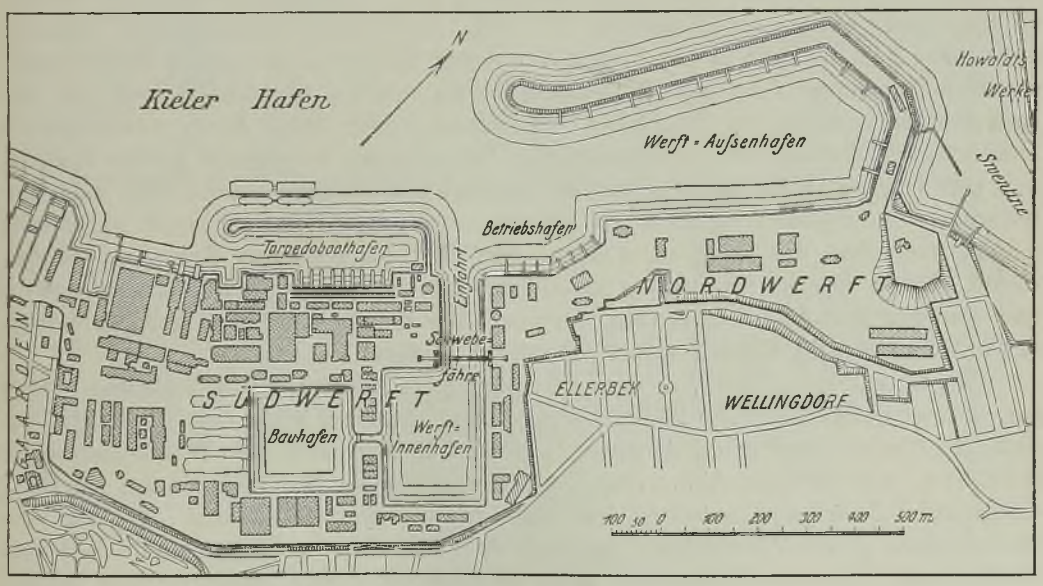


Abb. 79. Grundriß einer Abteilung.

Abb. 80. Lageplan der ehemaligen Reichsmarinewerft in Kiel.



kann. Da die Kriegshäfen jederzeit leicht zugänglich sein müssen, so gewinnt ihre Reede bei geschlossenen Häfen eine besondere Bedeutung. Die geschlossenen Häfen sollen, wenn möglich, aus mehreren, von einander unabhängigen Beckenanlagen bestehen, von denen eine jede ihre besondere Einfahrt nebst Einlaßschleuse, welche hier eine Kammer-

schleuse sein muß, erhalten muß. Die Hafenbecken selbst dienen nur der Aufnahme von Kriegsschiffen, die entweder ausgebessert oder ausgerüstet werden sollen. Endlich sind die Kriegshäfen mit Anlagen für den Neubau von Schiffen zu versehen, vor denen sich Wasserflächen von solcher Größe befinden müssen, daß sie den Stapellauf der neuerbauten Schiffe ermöglichen. Abb. 80 bringt als Beispiel den Lageplan des durch eine natürliche Reede, die Kieler Bucht, geschützten ehemaligen Kriegshafens Kiel.

4. Spülung der Seehäfen.

Die den geschlossenen Häfen vorgelegten offenen Vorhäfen und Hafeneinfahrten sind in mehr oder minder großem Maße der Versandung und Aufschlickung unterworfen. In früheren Zeiten, als man sich noch damit begnügte, daß ein Dockhafen bei halber Flut für Fahrzeuge von mäßigem Tiefgang zugänglich war, und als man nur über wenig leistungsfähige und vor allem auch nicht seetüchtige Bagger verfügte, hat man die Vorhäfen und Hafeneinfahrten der Dockhäfen dadurch tief zu erhalten versucht, daß man möglichst große Wassermengen bei Hochwasser durch Schleusen zurückhielt und sie bei Niedrigwasser durch den Vorhafen wieder ablaufen ließ, um hierbei den letzteren zu spülen. Das erforderte zunächst eine erhebliche Flutgröße, sodann sehr große besondere Becken mit Schleusen, die mehr oder minder plötzlich bei Niedrigwasser geöffnet wurden. Diese unmittelbar an den Hafen angrenzenden Anlagen nehmen daher einen sehr großen Platz ein, der für den Umschlagverkehr verloren geht.

Indem bei Niedrigwasser die Verschlußtore der Spülbecken plötzlich geöffnet werden, strömt in den ersten Minuten eine sehr große Wassermenge mit erheblicher Geschwindigkeit aus, die aber mit dem Sinken des Wasserspiegels im Spülbecken sehr rasch abnimmt, um bald jegliche aufräumende Einwirkung auf die Sohle des zu spülenden Fahrwassers zu verlieren.

Die Spülwirkung ist also anfänglich zu stark und bald darauf zu schwach: unmittelbar hinter der Spülschleuse bilden sich übermäßig tiefe Auskolkungen und weiter draußen im Fahrwasser ebenso unwillkommene und nicht beabsichtigte Auflandungen. Man war eben lange Zeit hindurch in der irrigen Auffassung befangen, daß solche unterbrochene künstliche Spülungen die gleiche Wirkung haben müßten wie die stetigen, nie aussetzenden Strömungen der natürlichen Wasserläufe. Aber selbst dann, wenn etwa die künstlichen Spülbecken von binnenländischen Wasserläufen so gespeist werden könnten, daß eine längere Dauer des austretenden Spülstromes eintreten würde, wäre eine Verbesserung der Spülwirkung nicht zu erhoffen, weil nunmehr Süßwasser ausströmen würde, das, ohne die Sohle anzugreifen, sich über das schwerere Seewasser erheben würde. Heute ist die Anwendung der künstlichen Spülung grundsätzlich aufgegeben und wird nur dort noch beibehalten, wo man über bereits bestehende Anlagen verfügt, die anderweitig nicht nützlich verwendet werden können.

Es gibt nur einen Hafen, in dem die Spülung zu keinen Unzuträglichkeiten geführt hat: das ist der holländische Hafen Nieuwediep, der aber nicht durch künstlich aufgestautes Wasser, sondern durch eine geschickte Führung natürlicher Wassermassen gespült wird. Der Helder, Abb. 81/82, liegt auf der Spitze Nordhollands am Marsdiep, einem tiefen Meeresarm zwischen dem Festland und der Insel Texel. Östlich vom Helder liegen große Wattflächen, die nach dem Marsdiep entwässern und neben dem Helder eine 3,7 m tiefe Wasserrinne, einen sogenannten »Priel«, gebildet hatten. Dieser Priel wurde Ende des 18. Jahrhunderts zu einem Kriegshafen so umgeformt, daß in 140 m Abstand von dem künftigen westlichen Hafenufer ein 1130 m langer Leitdamm auf dem Watt erbaut wurde, an dessen südliches Ende sich der Fangdamm anschloß, der vorläufig eine Länge von 2260 m erhielt. Dieser Fangdamm führte das Wasser,

Abb. 81. Hafen Nieuwediep.

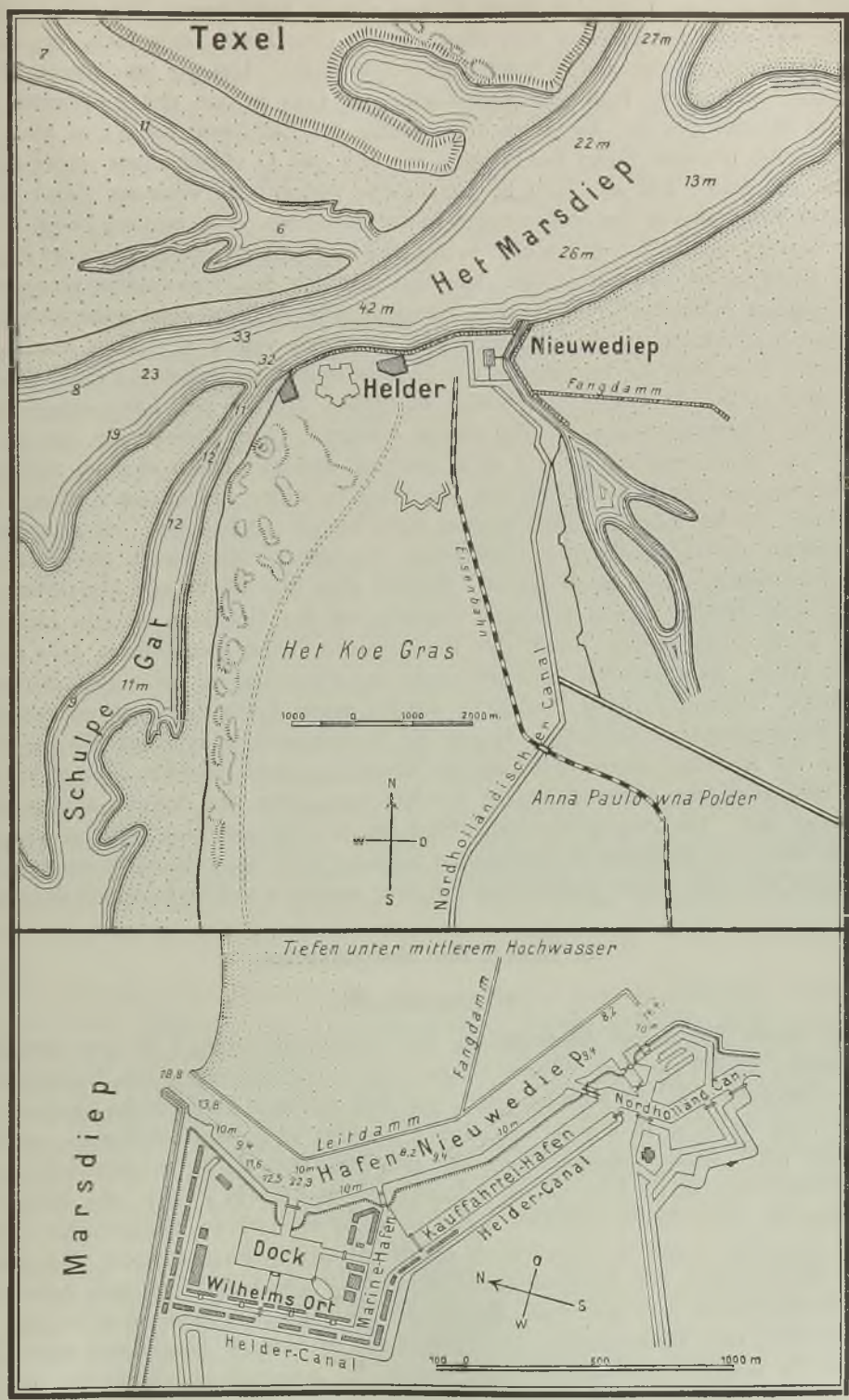


Abb. 82. Hafen Nieuwediep.

das bis dahin auf geradem Wege dem Marsdiep zugeflossen war, dem neuen Hafen zu, wodurch die mittlere Tiefe des neuen Hafens sich in ganz kurzer Zeit um 0,9 m vermehrte, was einer Fortspülung von etwa 150000 cbm Boden entsprach, die man nur wenig durch Baggerung und Kratzen unterstützt hatte. Um die gewonnene Tiefe zu vermehren, verlängerte man den Fangdamm auf 3375 m und den Leitdamm in der Richtung SO um 900 m. Im Jahre 1829 wurde der Leitdamm bis 2,3 m über Hochwasser erhöht, um den Hafen bei Winden aus NO und O vollständiger gegen den Seegang zu schützen. Die aus Abb. 82 ersichtliche vortreffliche Wirkung dieser Anlagen findet ihre Erklärung in den eigenartigen Flutverhältnissen. Die mittlere Flutgröße beim Helder beträgt nur 1,16 m und nimmt in der Richtung vom Marsdiep nach der Zuidersee und in dieser selbst fortwährend ab. Die Eintrittszeiten des Hochwassers verspäten sich an der ganzen holländischen Küste von S nach N, entsprechend einer sekundlichen Fortschreitungsgeschwindigkeit des Scheitels der Flutwelle von 5 m. Vom Marsdiep bis Amsterdam setzt sich die Verspätung der Hochwasserzeit entsprechend einer Geschwindigkeit von 3 m/Sek. fort. Die geringe Flutgröße ließ an sich keine erhebliche Zunahme der Durchflußmenge für den Hafen erwarten, ja es hätte sogar, da das Watt östlich vom Helder nur 0,6 bis 1,3 m Wassertiefe aufwies, durch eine im Schutze des Fangdammes erfolgende Aufschlickung die Wirkung einer vermehrten Spülung wieder aufgehoben werden können. Daß solches nicht eintrat, ist lediglich den verschiedenen Eintrittszeiten des Hochwassers zuzuschreiben, das beim Helder bereits eingetreten war, während es östlich davon noch auflief. Begann aber hier das Wasser abzuebben, dann war es beim Helder bereits gefallen. Deshalb war das Gefälle nach dem Helder hin stärker als an jeder andern Stelle: das Wasser wurde daher gezwungen, teils auf dem geraden Wege, teils auf dem Umwege längs des Fangdammes nach dem Nieuwediep abzufließen. Diese günstigen Umstände werden noch durch die Lage des Hafens zu den Himmelsrichtungen vermehrt. Gegen die herrschenden Winde aus SW bis NW ist er durch die Richtung seiner Mündung am Marsdiep, gegen nördliche Stürme durch die Insel Texel geschützt, während Stürme aus NO sehr selten und deshalb von geringerer Bedeutung sind. Die entgegengesetzte Mündung ist zwar östlichen Stürmen ausgesetzt, da diese aber von niedrigen Wasserständen begleitet sind, so können sie weder auf dem Watt noch im Hafen einen gefährlichen Seegang erzeugen und sind deshalb unschädlich.

5. Bauart der Hafendämme.

a) Allgemeines.

Die Bauart, Form und Abmessungen des Querschnitts hängen ab von dem Zweck der Dämme, ihrer Lage zum offenen Meere, von den Verhältnissen des Meeresgebietes, von der Beschaffenheit des Meeresbodens, von den in Frage kommenden Baustoffen und endlich auch von der Bedeutung des Bauwerks. So wird ein Hafendamm, an dessen Innenseite auch Schiffe anlegen sollen und der dann auch Mole genannt wird, andere Querschnittformen und Abmessungen erhalten müssen als ein solcher, der lediglich als Wellenbrecher eine Reede schützen soll. In Gebieten großen Flutwechsels wird die Bauart wesentlich durch die Möglichkeit erleichtert und bedingt, daß der über Niedrigwasser liegende Teil des Dammes unter Benutzung des täglich zweimal eintretenden Niedrigwasserstandes in sogenannter Tidearbeit zu Tage ausgeführt werden kann. Die Beschaffenheit des Meeresbodens ist weniger von Bedeutung hinsichtlich seiner Tragfähigkeit als seiner Widerstandsfähigkeit gegen die auswaschende Tätigkeit von Strömungen. Bei Hafendämmen wird im allgemeinen darauf verzichtet — nur die Gründung der den stärksten Angriffen ausgesetzten Hafenköpfe, die zudem meistens mit

Seezeichen versehen werden, bildet eine Ausnahme —, eine etwa tiefer liegende Schicht größerer Tragfähigkeit zu erreichen. Man begnügt sich vielmehr in der Regel damit, den Damm unmittelbar auf der höchstens vorher abgeglichenen natürlichen Sohle zu errichten und bei weicherem Untergrund ein etwaiges Setzen des Dammkörpers abzuwarten.

Die Baustoffe werden bedingt durch die Lage ihres Gewinnungs- und Bezugsortes zur Baustelle und durch ihr Verhalten gegenüber den Einwirkungen des Seewassers. So ist Holz überall dort auszuschließen, wo der Bohrwurm auftritt — es sei denn, daß die dem Angriff des letzteren erliegenden Holzarten, wie Kiefernholz, mit Schutzlösungen getränkt oder äußerlich durch Kupferblech, Betonmäntel usw. geschützt werden, oder daß besonders harte, aber auch besonders kostspielige Holzarten wie Greenhartholz und Palmbaumholz verwendet werden —, sonst aber mit Nutzen für die unteren Teile eines Dammes zu verwenden, die so tief liegen, daß sie überhaupt nicht austrocknen. So hat nach den an der Ostsee gemachten Erfahrungen gesundes Kiefernholz, wenn es nur wenig über den mittleren Stand der See hinausreicht, eine sehr lange und fast unbegrenzte Dauer. Eisen unterliegt der Zerstörung durch Rost. Am dauerhaftesten sind Steine, insbesondere Basalt, Gneis, Grünstein, Porphyr und Granit. Über das Verhalten von Zementmörtel in Seewasser besteht zwar immer noch ein lebhafter Meinungsstreit, der aber die zunehmende Verwendung von Zementmörtel und -beton nicht verhindert hat. Jedenfalls sind die physikalischen und mechanischen Einwirkungen bedeutungsvoller als die chemischen. Im Flutgebiet machen sich die ersteren dahin geltend, daß die im Bereich des Flutwechsels liegenden Bauwerkteile in regelmäßigem Wechsel von Luft und Wasser berührt werden, also austrocknen, sich ausdehnen und wieder zusammenziehen. Mechanisch wirken an sandiger Küste der Stoß und die Reibung des sandhaltigen Seewassers, während an Küsten mit Schlickfall nicht nur die Reibungswirkungen gering sind, sondern sogar an der Oberfläche der Mörtel- oder Betonkörper ein schleimiger Überzug sich bilden kann, der schützend wirkt. Jedenfalls wird gutes Verhalten im Seewasser am sichersten durch möglichst dichten Mörtel erreicht. Insofern kann auch ein Zusatz von Traß nur nützlich sein. Auch der zur Mörtelbereitung verwendete Sand muß möglichst dicht sein. Der Beton wird entweder in weichem oder erhärtetem Zustand eingebaut. Weicher Beton bildet nach der Schüttung eine einzige fest zusammenhängende Masse, seine Verwendung gestattet also einen kleineren Querschnitt als ein Damm aus einzelnen, nicht durch Mörtel miteinander verbundenen und nur durch ihr Gewicht gehaltenen Blöcken, erfordert aber festen, unnachgiebigen Baugrund.

Muß schon der reine Zementbeton mit der größten Sorgfalt zubereitet werden, so gilt das in noch höherem Maße vom Eisenbeton. Insbesondere ist auch bei diesem ein größerer Zementzusatz erforderlich als er zur Ausfüllung der Hohlräume des Sandes und Schotters unbedingt nötig ist. Sodann ist der Beton auf das sorgfältigste in die Formen einzubringen und um die Eiseneinlagen herum festzustampfen, sowie peinlichst darauf zu achten, daß die ganze Oberfläche des Baukörpers von einer durchaus wasserdichten, rissefreien und möglichst starken Mörtelschicht überzogen ist, da nur in diesem Falle die Eiseneinlagen von den Angriffen des Seewassers vollkommen und dauernd geschützt sind.

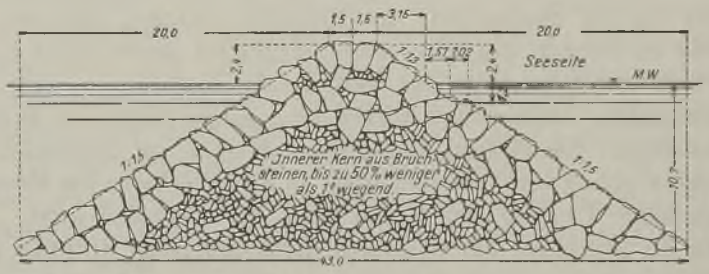
Hinsichtlich der Querschnittform unterscheidet man flache und steile Hafendämme: die ersteren haben mehr oder minder flach geböschte, die letzteren lotrechte oder nahezu lotrechte Seitenwände. Da die Hafendämme sich meist in flachem Wasser befinden, so erreichen sie nur niedrige Wellen in schwingendem Zustande, während bei oder nach heftigen Stürmen die Wellen als Brecher gegen sie anlaufen. Die flachen Böschungen sind gegenüber den steilen Wänden darin im Nachteil, daß bei ihnen die

vom Wellenstoß getroffenen Teile nicht von anderen Bauwerkteilen überdeckt sind, also leichter herausgerissen und fortgeschleudert werden als die in gleicher Höhe liegenden Teile einer lotrechten Wand. Auf der Innenseite einer Mole ist eine flache Böschung nachteilig, weil sie das unmittelbare Anlegen der Schiffe verbietet und es erschwert, ihnen beim Einlaufen von der Mole aus Hilfe zu leisten. Nur bei Wellenbrechern, an denen keine Schiffe anlegen und die lediglich eine Reede zu schützen haben, ist eine innere flache Böschung ohne Nachteil. Während man also die eigentlichen Hafendämme oder Molen an ihrer Innenseite tunlichst steil aufführen soll, muß man zugleich dafür Sorge tragen, daß sie auch bei heftigen Stürmen betreten werden können: das bedingt die Anbringung einer starken und hinreichend hohen Brustmauer an der Seeseite der Mole.

b) Dämme aus Steinschüttungen.

Sie sind zu empfehlen in sehr geschützter Lage, bei mäßiger Wassertiefe, weichem Boden und dann, wenn gute Steine billig zu beschaffen sind. Die Schüttung muß möglichst dicht gelagert sein: das bedingt die gleichzeitige Verwendung von Steinen verschiedener Größe im Kerne des Dammes, woselbst auch kleinste Steinchen, ja Sand

Abb. 83. Wellenbrecher in Buffalo, N. Y. M. 1 : 500.



von großem Vorteile sind. Die Seitenböschungen, namentlich die seeseitige Böschung und die Krone, sind mit den größten und schwersten Steinen abzudecken. Die Dämme sind so hoch hinaufzuführen, daß sie von den Meereswellen nicht überschlagen werden, weil sie sonst nicht ortsbeständig bleiben. Beispiel: Abb. 83, Wellenbrecher in Bufallo, N. Y.

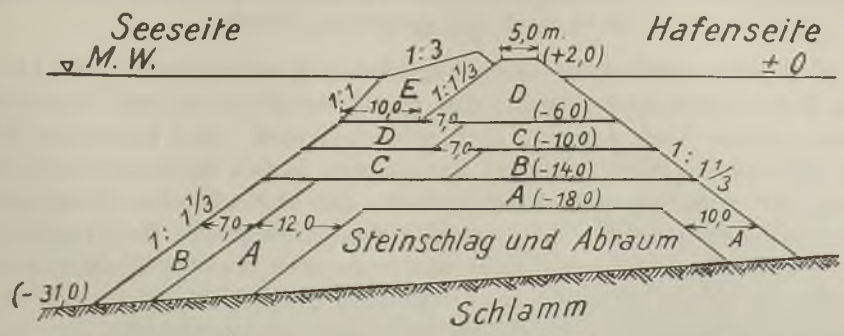
c) Dämme aus Steinschüttung mit Schutzabdeckung durch verstürzte Blöcke.

Zu empfehlen bei weichem Boden, großer Wassertiefe und ausgesetzter Lage. Um das Wandern geschütteter Steindämme, die von den Wellen überschlagen werden, zu verhindern, werden Außenböschung und Krone durch Abdeckung mit so schweren natürlichen oder künstlichen Blöcken gesichert, daß jeder einzelne Block vermöge seines Gewichts und seiner Lage durch den Stoß der sich an ihm brechenden Wellen nicht auf die Innenseite des Dammes geworfen werden kann. Beispiel: Abb. 84, Verlängerung des großen Wellenbrechers von Marseille.

d) Dämme aus Steinschüttung mit Schutzabdeckung durch regelrecht versetzte Blöcke.

Der Schutz eines in ausgesetzter Lage befindlichen Hafendammes, der einer oberen Schutzmauer entbehrt und dessen Kern aus geschütteten Steinen besteht, durch regelrecht geschichtete und treppenförmig zurückspringende künstliche Blöcke ist, wie die Erfahrung gelehrt hat, nur für die Binnen- nicht aber für die seeseitige Böschung zu empfehlen. Beispiel: Abb. 85/86, Wellenbrecher Frangiflutti im Hafen von Livorno.

Abb. 84. Verlängerung des Wellenbrechers Marseille. M. 1 : 1000.



A = Bruchsteine, 3 bis 100 kg. — *B* = Natürliche Blöcke, 100 bis 1300 kg. — *C* = Künstliche Blöcke, 1,3 bis 3,9 t. — *D* = Natürliche Blöcke von mehr als 3,9 t. — *E* = Künstliche Blöcke von 33 t.

Abb. 85. Wellenbrecher Frangiflutti im Hafen von Livorno. M. 1 : 400.

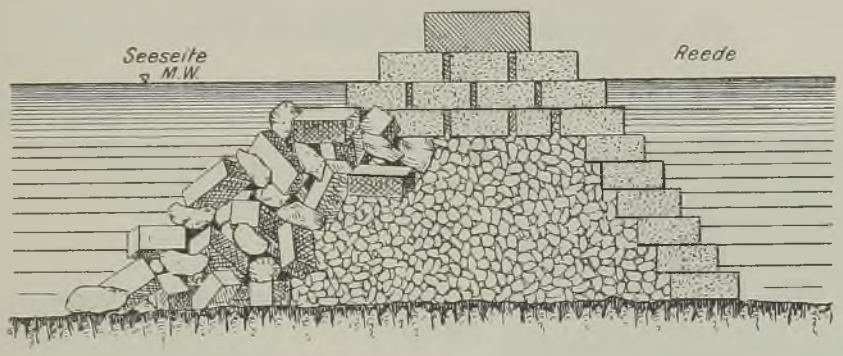
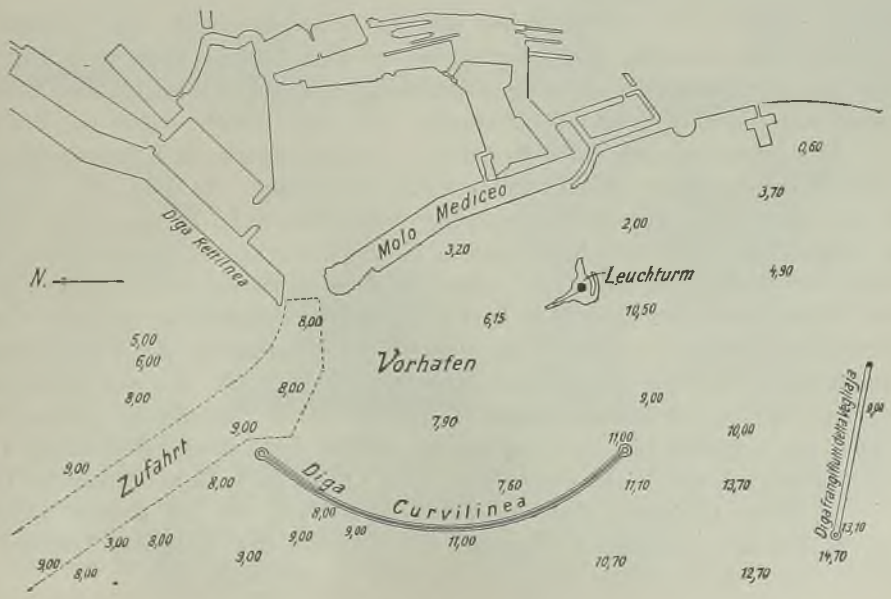


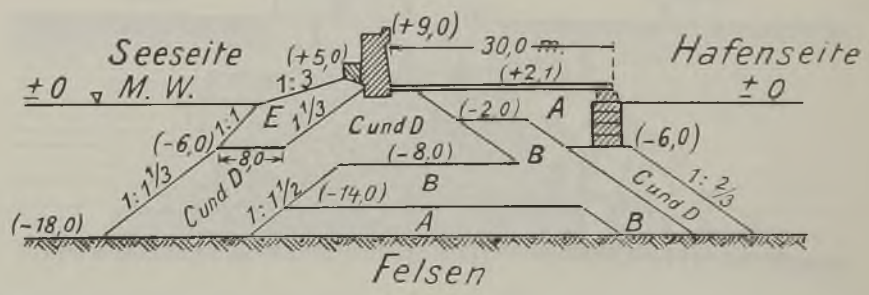
Abb. 86. Hafen von Livorno. M. 1 : 20000.



e) Dämme aus Steinschüttung mit einer Brustmauer und mit einer Schutzabdeckung durch verstürzte Blöcke.

Die in Mittelwasserhöhe liegende Schnittkante der beiden oberen unter 1 : 1 und 1 : 3 geneigten Außenböschungen bewirkt, daß die Welle gerade in dem Augenblicke, wo sie mit der größten Kraft angreift, auch gebrochen wird. Der Teil dieser Welle, der sich über Mittelwasser erhebt, fällt auf der obersten flachen Böschung in sich zusammen und verliert dort seine lebendige Kraft dadurch, daß er die Blöcke, die er fast winkelrecht trifft, nach unten drückt. Die unter Mittelwasser liegenden Blöcke sollen lediglich Brandung hervorrufen, und wenn einer von ihnen etwa von der Welle emporgehoben werden sollte, so würde er, sobald er die Schneide der Bekleidung überschritten haben sollte, stehen bleiben und zurückfallen und dabei eintretendenfalls die Auskolkung der Böschung unter Wasser ausfüllen. Die künstlichen Betonblöcke sind Parallelopipede, die doppelt so lang als breit und so verstürzt sind, daß sie dem Anprall der Wellen ihre kleinere Kopffläche darbieten. Dadurch sind sie trotz fehlender eigentlicher Schichtung standsicher. Zu empfehlen unter den gleichen Bedingungen wie zu c), falls ein

Abb. 87. Wellenbrecher in Marseille. M. 1 : 1000.



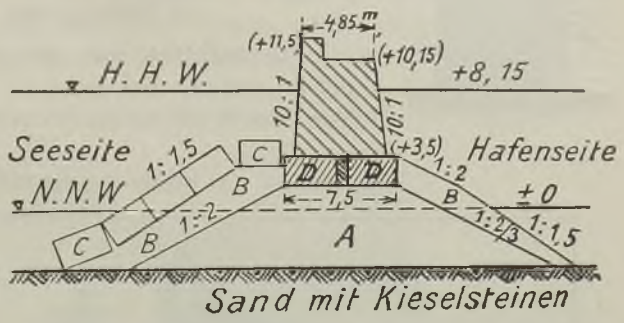
A = Bruchsteine von 3 bis 100 kg. — *B* = Natürliche Blöcke von 100 bis 300 kg. — *C* = Künstliche Blöcke von 1,3 bis 3,9 t. — *D* = Natürliche Blöcke von mehr als 3,9 t. — *E* = Künstliche Blöcke von 33 t.

Hafendamm zugleich als Wellenbrecher und an seiner Innenseite als Ladekai dienen soll: er muß dann seeseitig eine Brustmauer erhalten. Diese kann zwar allein schon das Wandern der Steine der seeseitigen Böschung über die Krone hinüber verhindern, nicht aber das Wandern längs des Dammes, das dann eintritt, wenn die Wellen den Damm schiefwinklig anlaufen. Die Brustmauer macht alsdann die Schutzabdeckung der seeseitigen Böschung einer Steinschüttung nicht überflüssig. Beispiel: Abb. 87, der alte Damm von Marseille (dessen Verlängerung siehe Abb. 84). Er ist an der Innenseite als Kai ausgebildet (vgl. auch den Lageplan Abb. 75, S. 714), zu dessen Schutz seeseitig eine hohe Brustmauer aufgeführt ist. Diese Brustmauer ist vor jedem gefährlichen Angriff der Welle geschützt: die schon durch die in Mittelwasserhöhe liegende Kante der Blockverkleidung einmal zerteilte Welle wird beim Überschreiten der Verkleidung abermals durch einen das Bankett bildenden Mauerwerkklotz geteilt, der den Raum zwischen den Blöcken und der Brustmauer ausfüllt. Infolge dieser Anordnung gehen über die Brustmauer nur ungefährliche Spritzer hinweg, welche die Verkehrsabwicklung auf dem Kai zwar belästigen aber nicht verhindern. Der Querschnitt dieses Marseiller Dammes ist in jeder Weise geeignet, dort verwendet zu werden, wo bei großer Wassertiefe, weichem Boden und geringem Flutwechsel das Bauwerk den heftigsten Stürmen widerstehen muß und wo die Steine billig in der Nähe zu gewinnen sind.

f) Dämme aus einem Unterbau aus Steinschüttung und einem Überbau mit steilen Wänden.

Zu empfehlen bei großem Flutwechsel, geringer oder doch mäßiger Wassertiefe, felsigem oder durch andere Eigenschaften gegen Auswaschungen gesichertem Boden, sowie bei geschützter Lage. Beispiel: Abb. 88, die neuen Molen des Hafens Le Havre. Der über Niedrigwasser liegende Teil wurde in Tidearbeit im trocknen aufgemauert.

Abb. 88. Le Havre. M. 1 : 500.



A = Steinschüttung von 40 bis 1000 kg. — *B* = Natürliche Blöcke von 1 bis 5 t. — *C* = Betonblöcke von 31 t. — *D* = Gemauerte Blöcke von 60 t.

g) Dämme aus einem Unterbau aus Senkkasten und einem Überbau mit steilen Wänden.

Unter den gleichen Verhältnissen wie zu f) zu empfehlen. Beispiel: Abb. 89/90, Mole in Zeebrügge.

Abb. 89. (M. 1 : 400) Zeebrügge. (Vgl. Abb. 90.)

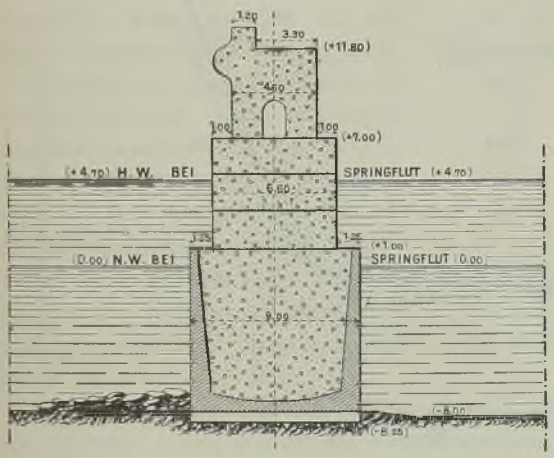
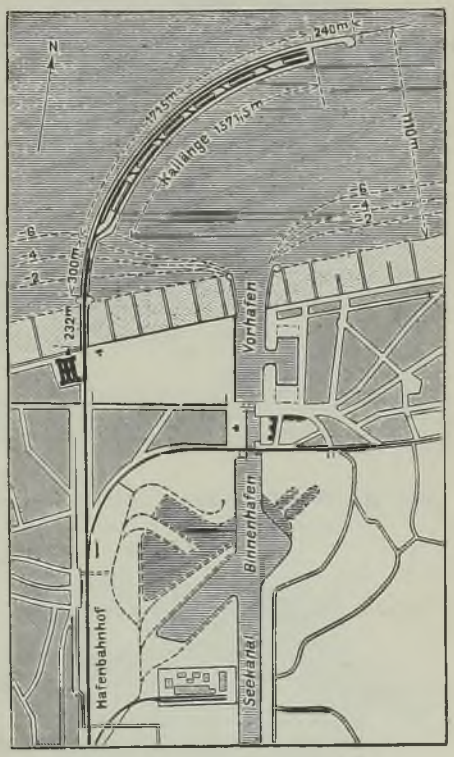
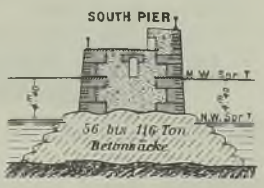


Abb. 90. Hafen Zeebrügge. M. 1 : 40 000.



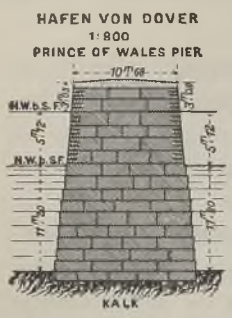
h) Dämme aus einem Unterbau aus Sackblöcken und einem Überbau mit steilen Wänden.

Abb. 91.
Hafen von Sunderland.
M. 1 : 800.



Zu empfehlen bei großem Flutwechsel, festem Boden und starkem Seegange. Die aus Jute hergestellten Säcke werden unmittelbar nach dem Anfüllen mit Beton versenkt. Da dann der Beton noch nicht erhärtet ist, so schmiegen sich die Säcke nicht nur gut den Unebenheiten des Baugrundes an, sondern verbinden sich auch unter sich zu einem einzigen festen Baukörper, während die Sackumhüllung den Beton vor schädlicher Auswaschung beim Versenken schützt. Beispiel: Abb. 91, Mole im Hafen von Sunderland.

Abb. 92.



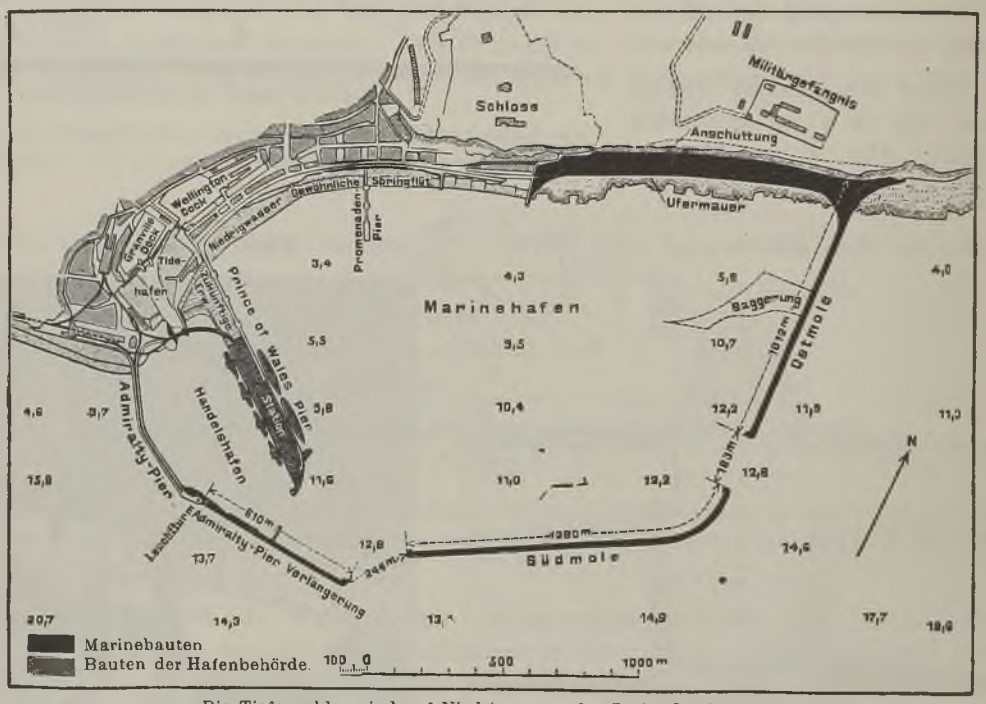
i) Einteilige Dämme mit steilen Wänden, die unmittelbar auf der Meeressohle errichtet werden.

Zu empfehlen bei felsigem Untergrunde, nicht zu großer Wassertiefe, großem Flutwechsel und geschützter Lage. Beispiel: Abb. 92/93, Prince of Wales Pier im Hafen von Dover.

k) Dämme mit Steinkistenunterbau.

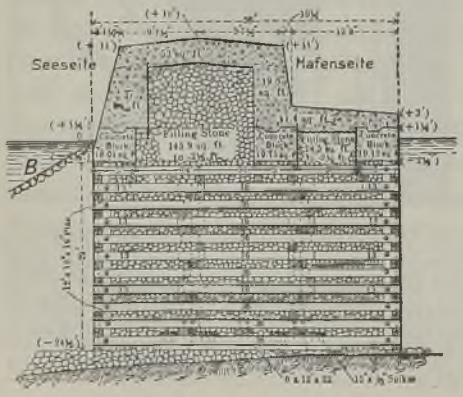
Zu empfehlen dort, wo das Holz billig ist und kein Bohrwurm auftritt und wo bei nicht zu großer Tiefe der Meeresgrund eine feste Oberfläche darbietet, deren etwaige Unregelmäßigkeiten durch

Abb. 93. Die Erweiterung des Hafens von Dover.



Die Tiefenzahlen sind auf Niedrigwasser der Springflut bezogen.

Abb. 94. B = Böschung der nachträglichen Steinschüttung. M. 1 : 300.



niedrige Steinschüttungen leicht auszugleichen sind. Beispiel: Abb. 94, Wellenbrecher in Bufallo am Erisee.

l) Dämme aus Steinschüttungen zwischen eingerammten Pfahlwänden.

Zu empfehlen in flutlosen Meeren bei nicht zu großer Tiefe und einem Untergrunde, der das Einrammen von Pfählen gestattet. Beispiel: Abb. 95, Nordermole des Hafens Pillau.

m) Dämme aus Erdschüttung.

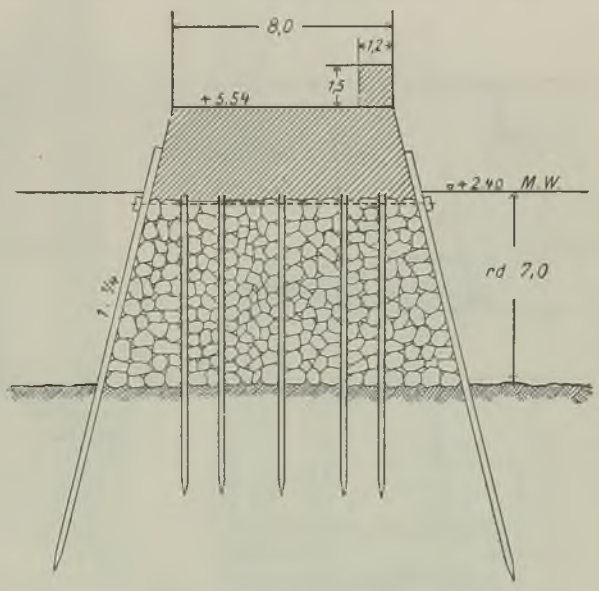
Zu empfehlen in geschützter Lage, wenn entweder die Steine zu teuer sind oder der zur

Herstellung des Dammes erforderliche Boden durch ohnehin notwendige Ausbaggerungen und Ausschachtungen in der Nähe gewonnen wird. Beispiel: Abb. 96, Außendamm des Werft-Außenhafens in der Kieler Bucht.

6. Ausrüstung der Hafenmauern und Landungsanlagen.

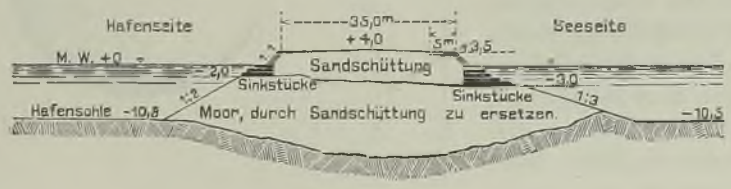
Für das Festmachen der Schiffe an den Hafenufern werden an der Vorderseite der Mauern Schiffskreuze, Haltekasten und Schiffsringe sowie auf und hinter den Mauern Haltepfähle oder Poller angebracht. Dem Personenverkehr zwischen kleineren Booten und der Kaifläche dienen in lotrechten Mauernischen angeordnete eiserne Steigleitern. Von besonderer Bedeutung werden in Seehäfen die Schutzvorrichtungen zwischen Mauer und Schiff, die eine unmittelbare Berührung der Mauer durch die anlegenden Schiffe verhindern sollen. Sie bestehen entweder, wenn von Polstern aus Tauwerk, die an den Mauern befestigt sind und Fender genannt werden, abgesehen wird, aus frei vor der Mauer eingerammten sogenannten Prellpfählen, gegebenenfalls in Verbindung mit davor liegenden schwimmenden Reibhölzern, oder aus lotrechten und wagerechten festen Reibhölzern, die fest an der Vorderfläche der Mauer angebracht sind. Es ist außer Frage, daß die freien Prellpfähle in Verbindung mit schwimmenden Reibhölzern am besten den Stoß der Schiffe von der Mauer abhalten. Dabei sind sie allerdings besonders starken Beschädigungen ausgesetzt und erfordern daher große Unterhaltungskosten.

Abb. 95. Nordermole des Hafens Pillau. M. 1 : 267.



Die Poller und Schiffsringe werden fast stets gleichzeitig angeordnet. Dabei werden die letzteren in nischenartigen Vertiefungen der Maueroberfläche angebracht, während

Abb. 96. Außendamm des Werft-Außenhafens in der Kieler Bucht. M. 1 : 1500. Vgl. Abb. 80.



die Poller sowohl auf als auch hinter der Mauer angeordnet werden. Die Schiffsringe, die auch durch Schiffshaken ersetzt werden können, werden durch Eisenanker gehalten. Je größer die anlegenden Schiffe sind, um so mehr empfiehlt es sich, die Verankerung der Schiffsringe und Schiffshaken und auch die Verankerung der auf der Mauer stehenden Poller bis auf das Fundament der Mauer herabzuführen. Die Benutzung der Schiffsringe zur Befestigung der Schiffe an ihren Liegeplätzen ist für den Verkehr

auf der Kaifläche die bequemere, sie gibt aber den hochbordigen Seeschiffen wegen der steilen Lage der Befestigungstrossen nicht so guten Halt wie es mit den, allerdings den Längsverkehr auf den Kaiflächen störenden Trossen möglich ist, die bis an die hinter der Mauer stehenden Poller geführt sind. Überdies werden die Mauern stärker beansprucht, wenn die Haltevorrichtungen an ihnen selbst angebracht sind. Deshalb machen, namentlich bei Stürmen, die Schiffe fast stets an beiden Befestigungsvorrichtungen fest, wobei aber die freistehenden Poller mehr benutzt werden als die Schiffsringe. Je größer die Schiffe sind, um so weiter hinter der Mauerkante sollten die frei-

Abb. 97a. Poller. M. 1 : 100.

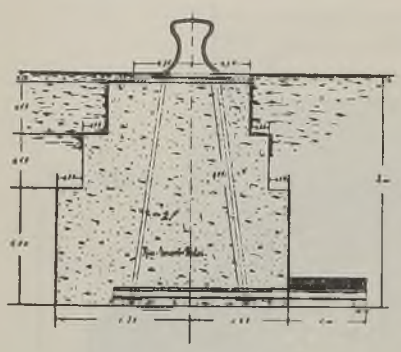


Abb. 97b. Grundriß.

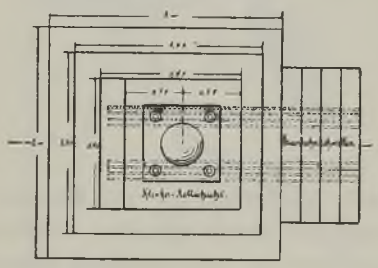


Abb. 98a. Pollerkopf. M. 1 : 15. Schnitt *m—n*.

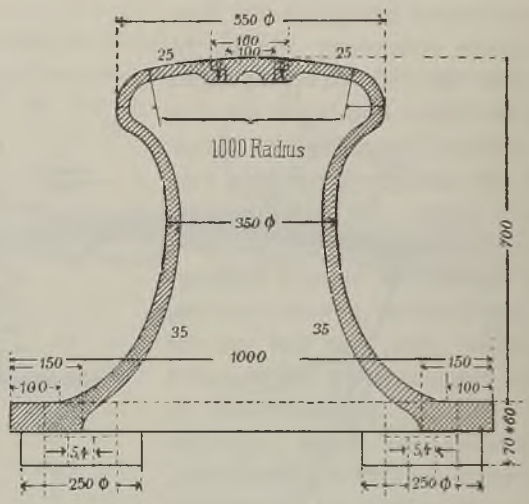
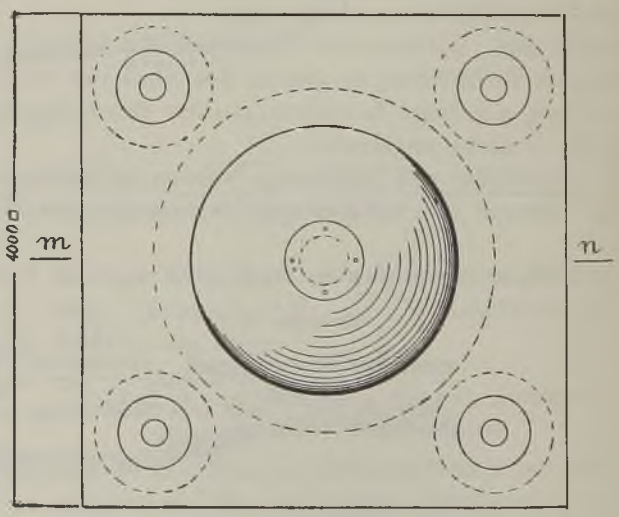


Abb. 98b. Grundriß.

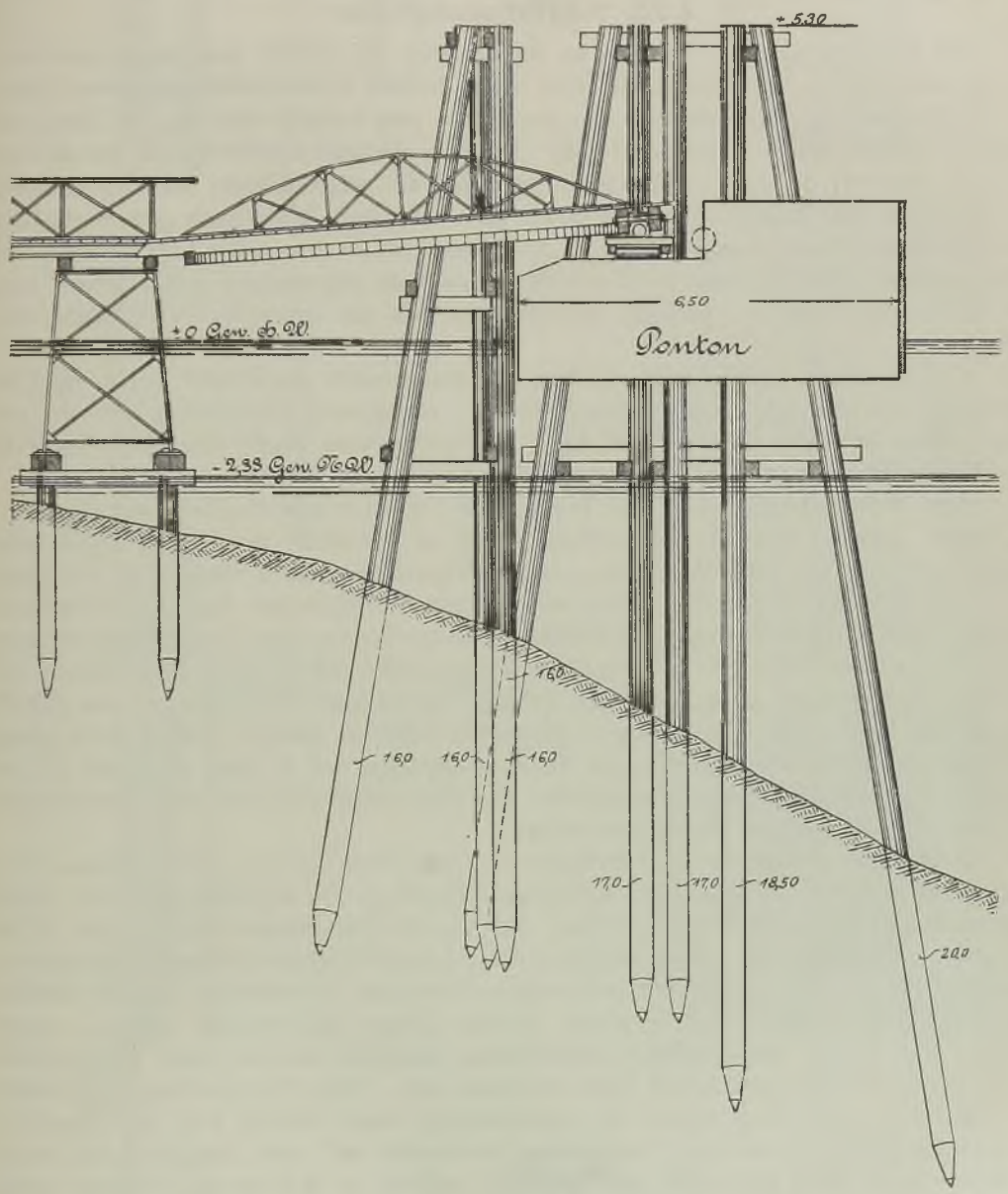


stehenden Poller angebracht werden, damit die Trossen eine größere Recklänge erhalten, also die Gefahr ihres Bruches vermindert wird. Die Poller erhalten ebenso wie die Schiffsringe einen schräg nach oben wirkenden Zug, sind also gegen das Herausziehen zu sichern und so zu formen, daß die Trosse nicht abgleiten kann. In den Abb. 97a, b, und 98a, b ist ein Poller des erweiterten Kaiserhafens in Bremerhaven dargestellt. Die Haube des letzteren Pollers ist auf den Fundamentklotz aufgesetzt und wird durch vier Eisenanker festgehalten.

Die vorerwähnten eisernen Steigeleitern dienen lediglich der Bootsbesatzung. Sollen auch Fahrgäste ein- und ausgebootet werden, dann werden diese Leitern durch Treppen ersetzt, die in den Ufermauern auszusparen sind. Solche Treppen sind schon

an sich wenig bequem und sicher und werden geradezu gefährlich, wenn sie in Tidebecken bei Niedrigwasser benutzt werden sollen, weil dann die noch feuchten und mehr oder minder mit Schlamm bedeckten Stufen sehr schlüpfrig sind. Deshalb werden insbesondere in Häfen mit Flutwechsel für die Vermittlung eines lebhafteren Personenver-

Abb. 99. Pontonanlage nebst Landesfesten für die eiserne Landungsbrücke auf Norderney. M. 1 : 125.



kehrs schwimmende Landebrücken angelegt. Die übliche Anordnung solcher Landebrücken geht aus Abb. 99 hervor: ein großes prahmartiges Fahrzeug, ein sogenanntes Ponton, wird zwischen eingerammten Pfahlbündeln oder Dalben so geführt, daß es dem Steigen und Fallen des Wasserspiegels ungehindert folgen kann. Es dient als

unteres Auflager für eine Brückentafel, deren oberes Ende auf der Ufermauer — in dem Beispiele auf dem Oberrahmen des Endjoches einer festen eisernen Landungsbrücke — kipplagerartig aufruht. Die Länge der beweglichen Rampe richtet sich nach der Größe des Flutwechsels und der zuläßigen Neigung der Fahr- oder Gangbahn.

N. Anlagen zum Bau und zur Ausbesserung der Seeschiffe.

§ 23. Schiffsbauanstalten.

Die Helling oder der Helgen ist der Bauplatz des Schiffes und besteht aus einer nach dem Ufer zu abfallenden und sich unter Wasser fortsetzenden geneigten Ebene, deren Neigung und Abmessungen von der Größe, dem Gewicht und von der Länge der auf ihr zu erbauenden Schiffe abhängen. Die neu erbauten Schiffe werden auf ihr vom Stapel gelassen, die auszubessernden Schiffe auf sie aufgeschleppt, weshalb sie auch Schleppen oder englisch Slips heißen. Die Gründung, Befestigung und Ausbildung der geneigten Ebene hängen ab von der Größe der zu tragenden Last und von der Beschaffenheit des Baugrundes. Ihre Neigung muß im allgemeinen um so größer sein, je kleiner das Schiff ist, weil der Reibungswert sich mit zunehmender Belastung vermindert.

Die Seeschiffe werden beim Neubau fast ausnahmslos winkelrecht gegen das Ufer gerichtet: nur bei sehr beschränkter Breite des verfügbaren Uferstreifens und der vor der Helling liegenden Wasserfläche wird das Schiff schräg gegen das Ufer gelegt. In beiden Fällen läuft es aber in seiner Längenrichtung vom Stapel.

Eine Helling besteht aus zwei Teilen, der eigentlichen Helling und der Vorhelling. Erstere dient zur Bauausführung und zur Aufnahme des Landstapels beim Stapellauf, d. h. der über Wasser liegenden Ablaufbahn, die Vorhelling als Unterlage für den Seestapel, der den letzten unter Wasser befindlichen Teil der Ablaufbahn bildet. Abb. 100a bis d zeigen die Helling zu Kolbergermünde. Längsrinnen nehmen den Ablaufschlitten auf, von dem der fertiggestellte Schiffskörper beim Ablauf getragen wird und der auch unter die behufs Ausbesserung aufzuschleppenden Schiffe geschoben wird. Die in den Rinnen gleitenden Schlitten müssen sich in ihren obern Flächen der Form des Schiffsrumpfes tunlichst anpassen und so lang sein, daß sie das Schiff in genügender Länge unterstützen. Vor dem Ablauf oder vor dem Aufschleppen müssen die Gleitbahnen geschmiert werden.

Anstatt die Helling auf die Uferfläche zu legen, kann man sie auch in einem Ufereinschnitt erbauen, der gegen das Außenwasser durch ein Tor abgeschlossen wird. Diese Anordnung einer versenkten Helling, bei der die Ablaufbahn nicht so weit in das Wasser hinabgeführt zu werden braucht wie bei der gewöhnlichen Helling, bietet namentlich bei hohem Ufergelände und bei geringer Breite der Wasserfläche vor der Helling große Vorteile. Damit der Einschnitt trocken gelegt und trocken erhalten werden kann, muß er von wasserdichten Seitenwänden eingefaßt und mit einer wasserdichten und gegen Auftrieb gesicherten Sohle versehen sein. Nach Fertigstellung des Schiffskörpers oder nach Beendigung der Ausbesserung eines solchen wird der Einschnitt durch Umlaufkanäle mit dem Außenwasser verbunden und nach Ausgleich der beiden Wasserstände innen und außen der Verschluß entfernt, so daß das zum Ablaufen fertige Schiff an seinem untern wasserseitigen Ende bereits vom Wasser getragen wird.

Bei jedem Stapellauf sind drei unmittelbar aufeinander folgende Vorgänge zu unterscheiden:

1. Der Vorlauf oder das Hinabgleiten des Schiffes bis zu dem Augenblick, wo der tiefste Punkt des Schiffes oder Schlittens die Wasserfläche berührt.

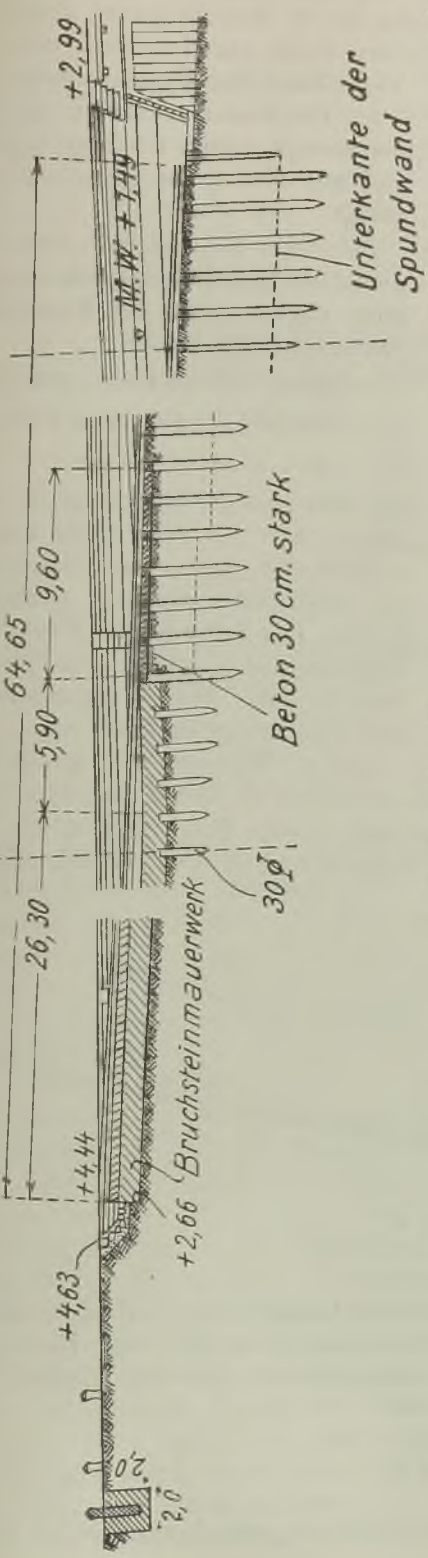


Abb. 100. Helling zu Kolbergermünde. M. 1:300.

Abb. 100a. Längenschnitt. Maßstab der Abb. 100a—d = 1:300.

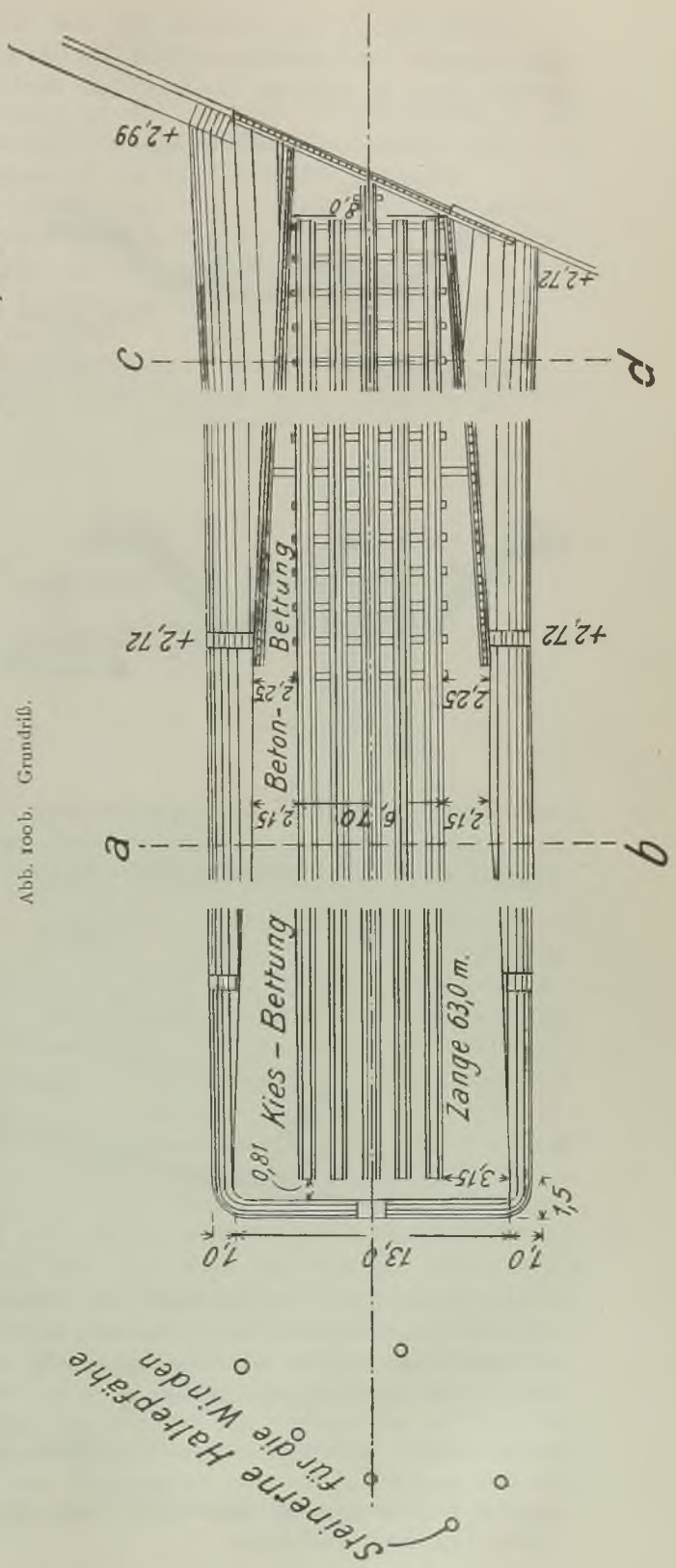


Abb. 100b. Grundriß.

2. Der eigentliche Ablauf, bei dem das abgleitende Schiff in zunehmendem Maß eintaucht und dementsprechend die Gleitbahn bis zu dem Zeitpunkt allmählich entlastet wird, in welchem das Schiff um den tiefsten Punkt des Vorstevens oder die Vorderkante des Schlittens dreht.

Abb. 100c. Querschnitt a—b.

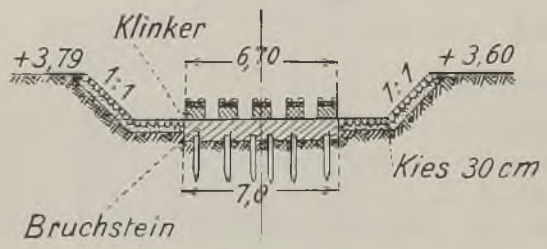
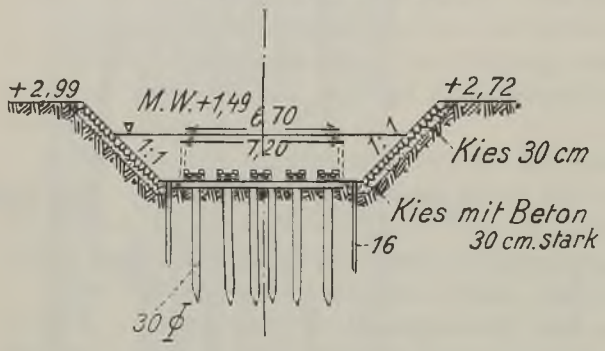


Abb. 100d. Querschnitt c—d.



3. Das Aufschwimmen, das mit der ebengenannten Drehung beginnt und mit dem freien Ausschwimmen endigt.

Zu 1. Der Schiffskörper, Abb. 101, gleitet mit gleichförmiger Beschleunigung abwärts unter der Einwirkung der bewegenden Kraft

$$K = G \sin\alpha - R = G \sin\alpha - \mu G \cos\alpha,$$

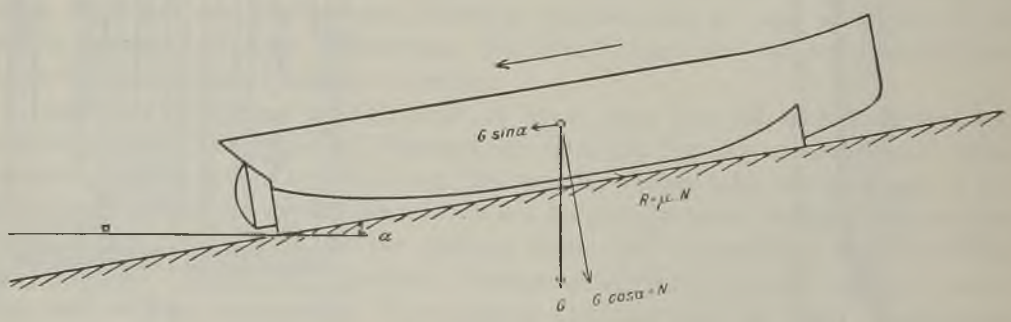
wo μ die Zahl der gleitenden Reibung ist.

$$K = G \cos\alpha \,(\operatorname{tg}\alpha - \mu).$$

Es muß also zur Einleitung der Bewegung $\operatorname{tg}\alpha > \mu$ sein. Damit α nicht zu groß wird, muß μ durch Schmieren der Ablaufbahn tunlichst verringert werden. Der Reibungswert μ zwischen Schlitten und Gleitbahn von Eichenholz bei einer Schmierung mit Seife und Talg beträgt im Mittel etwa 0,04.

Zu 2. Während des eigentlichen Ablaufs berührt das Schiff in der ganzen Länge des Schlittens die Ablaufbahn, Abb. 102, wobei der auf die letztere ausgeübte Druck beständig in dem Maß abnimmt, wie der Auftrieb durch das zunehmende Eintauchen des Schiffes wächst. Der jeweilige Unter-

Abb. 101.



stützungspunkt, der in der Mittelkraft aus Auftrieb und Gewicht liegt, darf nicht außerhalb der Kante der Vorhelling (Unterende der Ablaufbahn) fallen, weil sonst das Schiff um diese Kante kippen und dabei beschädigt werden könnte. Für den Zustand der Abb. 102 ist der wirksame Auftrieb

$$A = \gamma \left(V - \frac{l b t}{2} \right)$$

wenn b die Breite, l die wagerechte Länge des Schlittens unter Wasser und t seine größte Tauchung bezeichnen.

Das Moment des Auftriebs ist somit

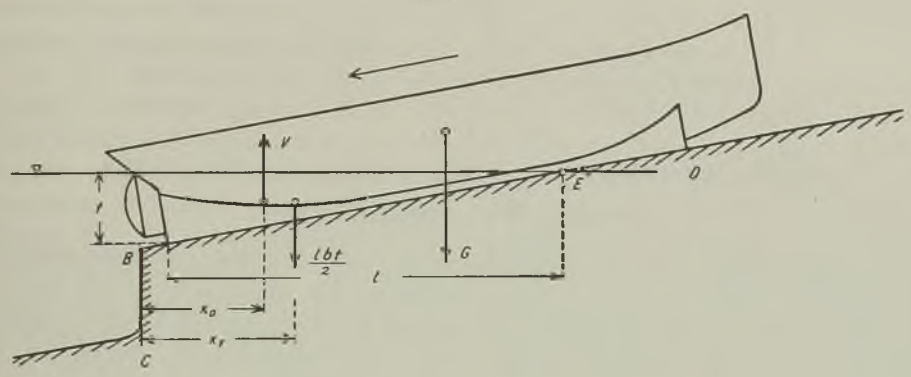
$$M = \gamma \left(V x_0 - \frac{lbt}{2} \cdot x_1 \right).$$

Das Moment des Schiffsgewichts in bezug auf das Unterende der Ablaufbahn ist das Produkt aus dem unveränderlichen Schiffsgewicht einschließlich des Schlittens und dem stetig sich verändernden Schwerpunktsabstand von der Unterkante Vorhelling.

Um ein vorzeitiges Abkippen des Schiffskörpers von der Ablaufbahn zu vermeiden, wobei das Hinterschiff stark einsetzt, das Schiff ins Stampfen gerät und der Bug beim Weiterlauf auf die Vorhelling aufschlagen und beschädigt werden kann, muß das Auftriebsmoment stets größer sein als das Belastungsmoment. Deshalb läßt man die Schiffe mit dem voller gebauten Heck voran zu Wasser.

Zu 3. Sobald das Schiff beginnt aufzuschwimmen, findet eine Drehung um die Vorkante D des Schlittens statt, wobei der Druck daselbst seinen Höchstwert erreicht.

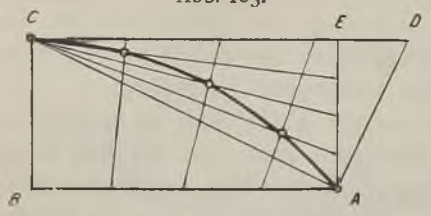
Abb. 102.



Dieser Augenblick tritt ein, sobald das auf den Punkt D bezogene rechtsdrehende Auftriebsmoment dem unveränderlichen Wert des linksdrehenden Moments des Schiffsgewichts gleichkommt. Die bis zum Augenblick des Aufschwimmens durchlaufene Strecke ergibt die Länge der Vorhelling im Wasser. Ist diese Länge nicht zu erreichen, dann wird das Schiff infolge des plötzlichen Wegfallens der vorderen Unterstützung mit seinem Bug stark einsetzen, »Dumpen«, was bei genügender Wassertiefe vor der Helling ungefährlich ist. Die Neigung zum Dumpen wird durch die plötzliche Vergrößerung der Verdrängung bei Abheben von der Ablaufbahn und durch die damit gleichzeitig eintretende Verschiebung des Angriffspunkts des Auftriebs verstärkt. Aus diesen Betrachtungen ergeben sich die folgenden Forderungen. Der Landstapel muß so geneigt sein, daß die Anfangsgeschwindigkeit des Ablaufs möglichst gering wird. Am besten ist es, wenn das Schiff nach Entfernung der letzten Stützen und Lösung der Hemmvorrichtung nicht sofort sich in Bewegung setzt, sondern mittels einer hydraulischen Presse angetrieben werden muß. Gleichzeitig muß aber dann der Seestapel entsprechend stärker geneigt sein, da sonst das Schiff auf dem Stapel stehen bleiben kann, nachdem es bereits zum Teil zu Wasser gekommen ist, was ein schwieriges, kostspieliges und gefährliches Abbringen zur Folge hat. Bei einer zu starken Neigung der Ablaufbahn kann die kinetische Energie des Schiffes so groß werden, daß das Heck unter Wasser kommt. Wird endlich das Heck schon flott, während der vordere Teil noch auf der Ablaufbahn gleitet, dann können die vordern Ablaufstützen übermäßig belastet werden und brechen, so daß das Schiff mit dem Vordersteven sich auf die Hellingsohle aufsetzt und selbst übermäßig beansprucht wird. Land- und Seestapel sind durch eine

Abrundung allmählich ineinander überzuführen, auch kann die geradlinige Bahn durch ein Kreisbogenstück ersetzt werden. Der Kreisbogen wird nach Abb. 103 so abgesetzt: Es sei AB die Grundlinie, BC die Höhe des Kreisstapels. Man errichtet in A auf der Sehne CA die Senkrechte AD und auf der Grundlinie AB die Senkrechte AE bis zu der durch C gelegten Parallelen zu AB. Sodann teilt man AB, CD und AE in eine gleiche Anzahl Teile und zieht nach Abb. 103 die Verbindungslinien. Die Schnittpunkte sind Punkte des gesuchten Kreisbogens.

Abb. 103.



Für die Neigung der Hellinge und der Ablaufbahn können folgende Mittelwerte gelten:

	Neigung der	
	Helling	Ablaufbahn
für kleine Schiffe	1 : 12 bis 1 : 14	1 : 8 bis 1 : 10
» mittelgroße Schiffe	1 : 16 » 1 : 18	1 : 10 » 1 : 12
» große Schiffe	1 : 20 » 1 : 23	1 : 20 » 1 : 16

§ 24. Anstalten zur Ausbesserung der Seeschiffe.

a) Anlagen für kleinere Schiffe.

Die Hellinge eignen sich als Aufschleppen zur Trockenlegung auszubessernder Schiffe nur für kleinere Seeschiffe. Ein anderes Verfahren, den eingetauchten Teil des Schiffes behufs seiner Ausbesserung und Reinigung trocken zu legen, besteht in dem sogenannten »Kielholen«, wobei das Fahrzeug mittels Taljen oder Flaschenzügen, die an den Masten angebracht werden, so weit übergeholt wird, daß der Boden der austauchenden Seite

Abb. 104.

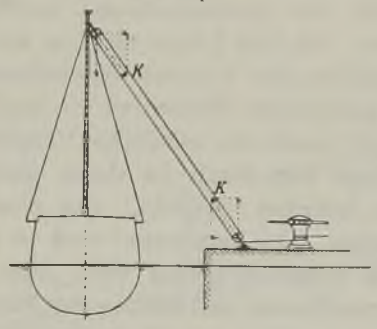
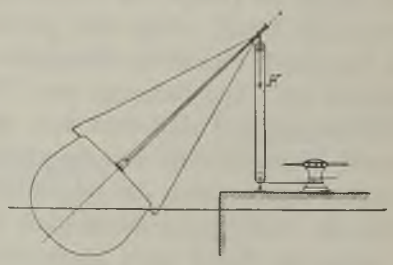


Abb. 105.



zugänglich wird. Hierzu sind, Abb. 104 bis 105, ein oder zwei kräftige Spille am Kai oder auch auf einem Ponton notwendig. Auch muß durch besondere Anordnungen das Kentern des übergeholten Schiffes vermieden werden. Beim Beginn des Zuges, Abb. 104, wird das Schiff an die Kaimauer herangezogen, die deshalb mit Reibhölzern zu versehen ist. Die Pressung zwischen Schiff und Mauer hört auf, sobald die Zugkraft lotrecht wirkt, Abb. 105. Die Ausbesserungen werden von einem schwimmenden Floß aus vorgenommen. Das Kielholen ist noch weniger als das Aufschleppen für größere Schiffe geeignet und macht daher nur in Fischereihäfen und dort, wo kleinere Fahrzeuge verkehren, besondere Einrichtungen erforderlich. Das gleiche gilt von einem dritten Ver-

fahren, bei dem sogenannte »Kielbänke« oder Plattformen verwendet werden, auf die sich das Schiff bei Ebbe aufsetzt und in deren Nähe sich entweder eine Ufermauer oder Dalben befinden, von denen aus das Schiff in seiner aufrechten Lage erhalten werden muß.

Für größere Schiffe kommen zwei andere Vorrichtungen in Frage: das Trockendock und das Schwimmdock.

b) Trockendocks.

Das Trockendock hat in seiner Anordnung und Bauart Ähnlichkeit mit einer Kammerschleuse, unterscheidet sich aber von dieser dadurch, daß sein Binnenhaupt als Dockscheitel durch eine gerade oder bogenförmige Quermauer abgeschlossen ist. Es besitzt somit nur ein Haupt, das Dockhaupt, das die Einfahrt zur dahinter liegenden Dockkammer bildet, die im Dockscheitel ihren Abschluß findet. Das Dockhaupt enthält die Vorrichtung zum Abschluß der Kammer gegen das Außenwasser. Nachdem das auszubessernde Schiff in die Kammer eingefahren ist, wird diese gegen das Außenwasser abgeschlossen und trockengelegt. Nach beendigter Ausbesserung wird durch Umlaufkanäle die Kammer wieder mit Wasser angefüllt, der Verschluß gegen das Außenwasser freigegeben und das wieder schwimmende Schiff herausgekolt.

Vor dem Einbringen ins Dock sind namentlich ältere hölzerne und durch Grundberührung beschädigte eiserne Schiffe zu »fitten«, d. h. es wird mit Hilfe einer großen aus drei Latten gebildeten Leere, die an einer Seite ein offenes Rechteck darstellt, der sogenannte »Fitt«, die Form des Kiels aufgemessen, nach welcher die Kielstapel auf der trocknen Docksohle ausgelegt werden. Die Oberkante dieser Stapelklötze muß so tief liegen, daß die tiefstgehenden Schiffe noch mit einem Spielraum von 0,1 bis 0,2 m über sie hinweg schwimmen. Während des Auspumpens der Kammer muß das Schiff sorgfältig abgestützt werden. Vor dem Eindocken sind ferner nach einem vorhandenen Konstruktionsriß hergerichtete, auf Gleitschlitten ruhende Kimmstapel auf die Docksohle zu verlegen, die von den Seitenmauern aus durch Ketten quer zur Dockachse bewegt und, sobald das Schiff sich auf den Kielstapel aufsetzt, unter den Schiffsrumpf gezogen werden. Die Stapelklötze werden gewöhnlich in 1 m Abstand verlegt.

Sohle und Seitenmauern des Dockkörpers werden nach den gleichen Grundsätzen entworfen und gebaut wie die entsprechenden Teile der Kammerschleusen, so daß in dieser Hinsicht auf Kapitel X verwiesen werden kann, und hier nur die Eigentümlichkeiten hervorgehoben zu werden brauchen, die durch den Zweck der Trockendocks bedingt werden.

Die Trockendocks müssen so liegen, daß die Schiffe leicht und sicher in sie gelangen können, also möglichst in der Nähe der Kais, an denen die Schiffe anlegen und an gut geschützten Stellen. Werden in größern Häfen mehrere Docks erforderlich, dann sind sie aus Sparsamkeitsrücksichten und zur Erleichterung des Betriebs gruppenweise anzuordnen. In den Dockhäfen münden die Trockendocks in diese ein. Nur dort, wo der Vorhafen besonders geschützt liegt, kann es von Vorteil sein, wenigstens ein Trockendock in diesen ausmünden zu lassen, da dann die Möglichkeit geboten wäre, ein beschädigtes Schiff aufzunehmen, ohne daß dieses eine Schleuse durchfahren müßte.

Die Abmessungen der Docks werden natürlich durch die Größe der Schiffe bestimmt, die den Hafen anlaufen. Die Wassertiefe über dem Drempel des Hauptes kann erheblich geringer sein als der Tiefgang beladener Schiffe, da die Schiffe meist nur leer oder doch abgeleichtert ins Dock gehen, damit ihre Wände nicht übermäßig beansprucht werden. Nur in Kriegshäfen müssen auch voll ausgerüstete Schiffe im Dock aufgenommen werden. In Häfen mit mehrern Trockendocks ist es zweckmäßig, die Abmessungen der Docks nach den verschiedenen Schiffsklassen abzustufen. Auch läßt sich die Länge der

leer zu pumpenden Dockkammer durch eine veränderliche Lage des Abschlußkörpers der jeweiligen Schiffslänge in gewissen Stufen anpassen. Die Länge der Dockkammer muß gleich sein der größten Schiffslänge, vermehrt um eine Länge von 15 bis 20 m, die für das Ausziehen der Schraubenwellen erforderlich ist.

Der Dockquerschnitt muß so bemessen werden, daß Luft und Licht reichlich Zutritt zur Sohle haben. Das Schiff muß leicht abgestützt werden können, auch müssen die Arbeiten am Schiffsboden bequem ausführbar sein. Anderseits soll man den Zwischenraum zwischen den Seitenwänden des Schiffs und den Dockwandungen tunlichst einschränken, um die auszuschöpfende Wassermenge zu vermindern und das Absteifen des Schiffes zu erleichtern. Die Seitenmauern werden mit mehreren, in lotrechten Abständen von etwa 2 m übereinander liegenden, etwa 0,5 bis 0,8 m breiten Galerien versehen, von denen aus die Schiffe abgestützt werden können. Solche Galerien sind namentlich dort erforderlich, wo die großen und schweren Kriegsschiffe gedockt werden, während Handelsschiffe schon durch die unter sie gezogenen Kimmschlitten genügend vor dem Umfallen gesichert sind.

Die Sohle erhält ein Längengefälle von etwa 1 : 300 vom Scheitel nach dem Haupt und muß mit beiderseitigem Quergefälle angelegt werden, so daß das Wasser leicht nach den Zulaufkanälen des Pumpwerks fließen kann. Die Verbindung mit der Dockkammer bewirken Treppen, die am besten in Nischen der Seitenmauern angeordnet werden. Die dadurch herbeigeführte Erschwerung des Verkehrs auf den Galerien ist belanglos, da die Galerien kaum benutzt werden.

Die Lage der Docksohle zum Dockdrempel ist durch die Höhe der Kielstapel bedingt, die mindestens etwa 1,0 m betragen muß, damit man noch ohne Schwierigkeiten am Schiffsboden Arbeiten ausführen kann. Der Dockscheitel wird häufig halbkreis- oder spitzbogenförmig ausgebildet. Diese dem spitz zulaufenden Vorderteil des Schiffes entsprechenden Formen erschweren jedoch die später etwa erforderlich werdende Verlängerung des Docks, weshalb ein Abschluß durch eine zur Dockachse senkrecht stehende gerade Querwand vorzuziehen ist, falls überhaupt die örtlichen Verhältnisse eine spätere Verlängerung zulassen.

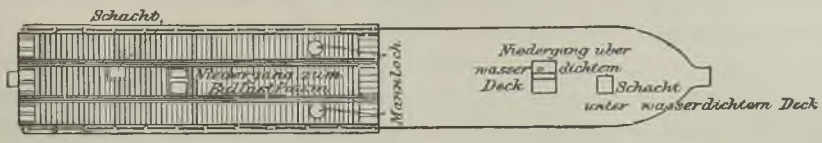
Zuweilen werden die Baustoffe und Bauteile auf besonderen Rutschbahnen befördert, die meist offen im Dockscheitel angeordnet werden und dann gestatten, den Vordersteven der großen Schiffe in sie hineinzuschieben, wodurch etwas an Länge gewonnen wird. In sehr breiten Docks finden sich zuweilen auch noch seitliche Rutschen, die dann aber bedeckt sein müssen, damit sie die Galerien nicht unterbrechen.

Es empfiehlt sich allgemein, Trockendocks durch Schwimmtore zu verschließen. Schiebetore — das sind einflügelige in wagerechter Richtung senkrecht zur Mittelachse bewegliche Tore — machen eine Torkammer erforderlich, die nicht unerhebliche Mehrkosten verursacht. Die etwas längere Zeit, die das Schwimmtor für das Schließen und Öffnen erfordert, ist beim Dockbetrieb belanglos. Das Schwimmtor ist leicht zu unterhalten, da sein symmetrischer Querschnitt es gestattet, jede seiner beiden Außenflächen abwechselnd dem Trockendock zuzuwenden. Auch kann ein Schwimmtor in zwei oder drei verschiedenen Falzen aufgestellt werden, was gestattet, die Länge des Docks nach Bedarf zu ändern. Das Schwimmtor wird am Dockhaupt durch zwei seitliche Falze und einen wagerechten Drempel aufgenommen.

Um über das Binnenhaupt der in der ersten Hälfte der achtziger Jahre in Wilhelmshaven erbauten Kammerschleuse ein Gleis hinwegführen zu können und eine Verkürzung des Binnenhauptes zu erreichen, wurde dieses mit einem Schwimmtorverschluß versehen. Es wurde ein Schwimmtor, Abb. 106a—c, gewählt, weil dieses weder die Herstellung einer seitlichen Torkammer noch maschinelle Bewegungsvorrichtungen erheischte und für

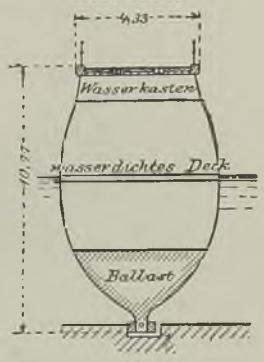
den vorliegenden Bedarf vollkommen genügte. Das Ein- und Ausfahren geschieht in folgender Weise. Der untere Teil des Schwimmkörpers ist durch Beton und Roheisenbarren so belastet, daß es die erforderliche Stabilität bei der Eintauchung bis zur Schwimmlinie besitzt. Der Raum über der Schwimmlinie steht durch Schieber mit dem Außen-

Abb. 106a.



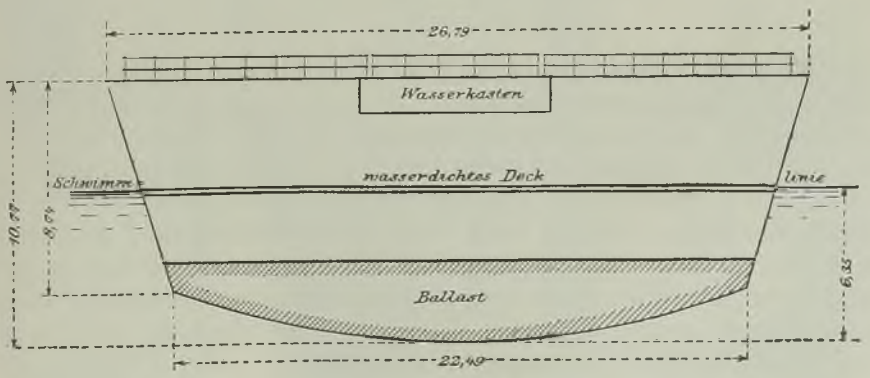
wasser in Verbindung, so daß das Wasser beim Heben und Senken beliebig aus- und einströmen kann. Ist das Schwimmtor über den Falzen im Schleusenhaupt richtig eingestellt, so wird der im obern Teil befindliche Kasten mit Wasser aus der Leitung gefüllt und dadurch das Schwimmtor abgesenkt. Läßt man das Wasser durch ein im Boden befindliches Ventil aus diesem Kasten ablaufen, so hebt sich das Tor, indem das Wasser aus dem Raum über dem wasserdichten Deck durch die Schieber nach außen abfließt.

Abb. 106b.



Abweichend von dieser ältern Art des Schwimmtores mit einer völligen gekrümmten Schiffsform, die in der Ausführung sehr teuer war und wegen ihrer Form keine günstige Materialverteilung zuließ, baut man heute für den Verschluß von Trockendocks und Hellingen gerade glatte Formen mit gleichen Spanten durch das ganze Tor und geraden Platten. Auch das Heben und Senken dieser Schwimmtore ist sehr unwirtschaftlich und teuer und nicht empfehlenswert. In Abb. 107a—c ist ein von den Howaldtswerken in Kiel ausgeführter Verschluß eines Trockendocks dargestellt, bei dem ohne weitere Hilfsmittel der Verschlußkörper gesenkt und gehoben wird. Beim Versenken wird durch Öffnen von Schiebern der Schwimmkasten beflutet, bis das Tor in den Verschlußfalz gesenkt ist. Nach dem Auspumpen der Dockkammer wird ein Teil der im Schwimmkasten be-

Abb. 106c.



findlichen Wassermenge durch den Boden in die Dockkammer abgelassen. Es wird also das Wasser, welches zum Versenken nötig war, in die Dockkammer abgelassen und auch dort gelenzt. Hierauf wird die nach dem Außenwasser zu liegende Wassermenge, die durch ein Längsschott im Schwimmkasten abgetrennt ist, durch Überlaufschieber aus-

geglichen. Wird nun die Dockkammer beflutet, so schwimmt das Tor infolge des auf diese Weise erreichten Auftriebes wieder hoch.

Um im Dock das Ruder aus dem Ruderschacht herausnehmen zu können, muß unterhalb des Kiels eine freie Tiefe von etwa 4 m vorhanden sein, also im Boden eine entsprechende Grube angelegt werden. Sie wird für sich mit einer Handpumpe trockengelegt.

Um schwere Stücke, besonders Schiffsschrauben, aus dem Dock herauszuheben oder in das Dock hinabzulassen, sind Krane am Dock aufzustellen.

Die Docks werden durch Umläufe gefüllt, die nahe an der Sohle austreten und am besten durch Gleitschütze verschlossen werden. Die Rinnen für die Entleerung der Docks führen zu einem Pumpensumpf, aus dem Saugrohre das angesammelte Wasser abführen. Als Pumpen werden Kreiselpumpen verwendet, die, um geringe Saughöhen zu erhalten, in einem tiefen wasserdichten Schacht aufgestellt werden. Die Maschinen

Abb. 107a. Abb. 107b.

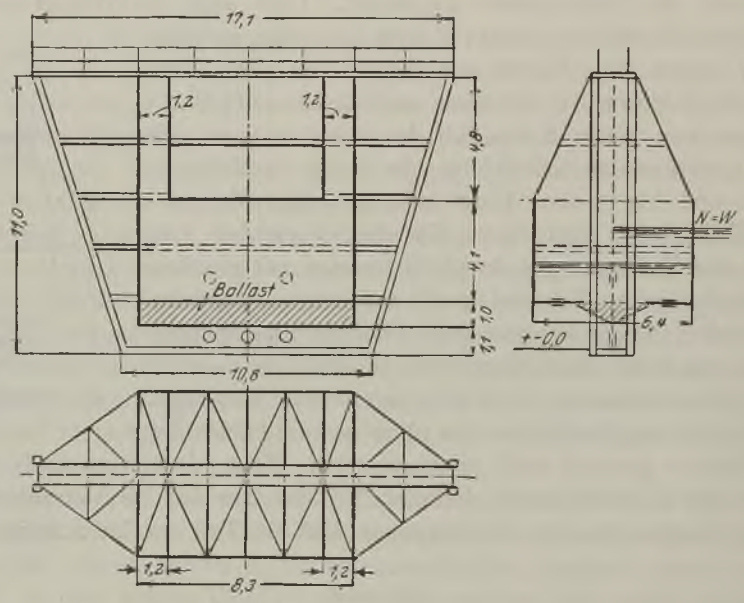


Abb. 107c.

sind so zu bemessen, daß das Dock in 3 bis 4 Stunden entleert werden kann. Eine Abkürzung dieser Entleerungszeit ist unnütz, weil das Festmachen und Festlegen des Schiffes, ebenso wie das Reinigen der Schiffshaut, das von Flößen aus während des Absinkens des Wassers vorgenommen wird, ziemlich viel Zeit erfordert. Nach der Entleerung des Docks muß man die Sickerwässer, das Tagewasser, ferner das zum Reinigen des Schiffskörpers benutzte Wasser sowie das aus den Ballasträumen des Schiffes abgelassene Wasser entfernen. Dazu bedient man sich besonderer Maschinen und Pumpen, sogenannter Lenzpumpen. Zur Ausrüstung gehören endlich noch elektrisch anzutreibende Spille zum Verholen der zu dockenden Schiffe, mit einer Zugkraft von 5 bis 10 t bei 0,10 bis 0,15 m sekundlicher Umfangsgeschwindigkeit.

Als Beispiel eines neuern großen Trockendocks diene das Kaiserdock in Bremerhaven, Abb. 108a—g. Liegt das als Verschlußkörper dienende Schwimmtor in dem äußern, an der Außenfläche des Dockhauptes angebrachten einseitigen Falz, dann beträgt die Nutzlänge des Docks 226 m. Ist das Tor in seiner gewöhnlichen Stellung in den in der Mitte des Dockhauptes liegenden Falz eingesetzt, dann ist die Nutzlänge 222 m,

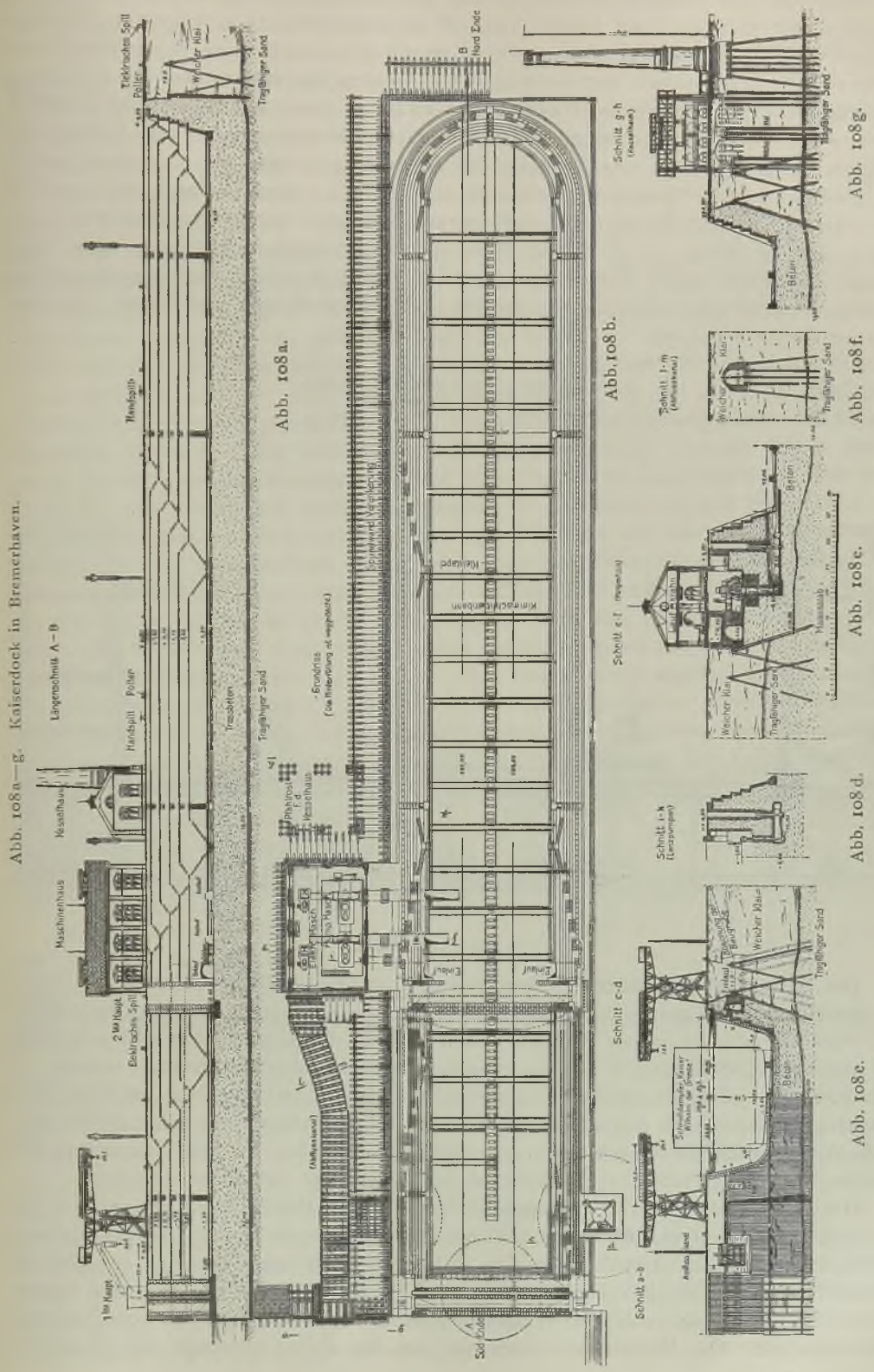
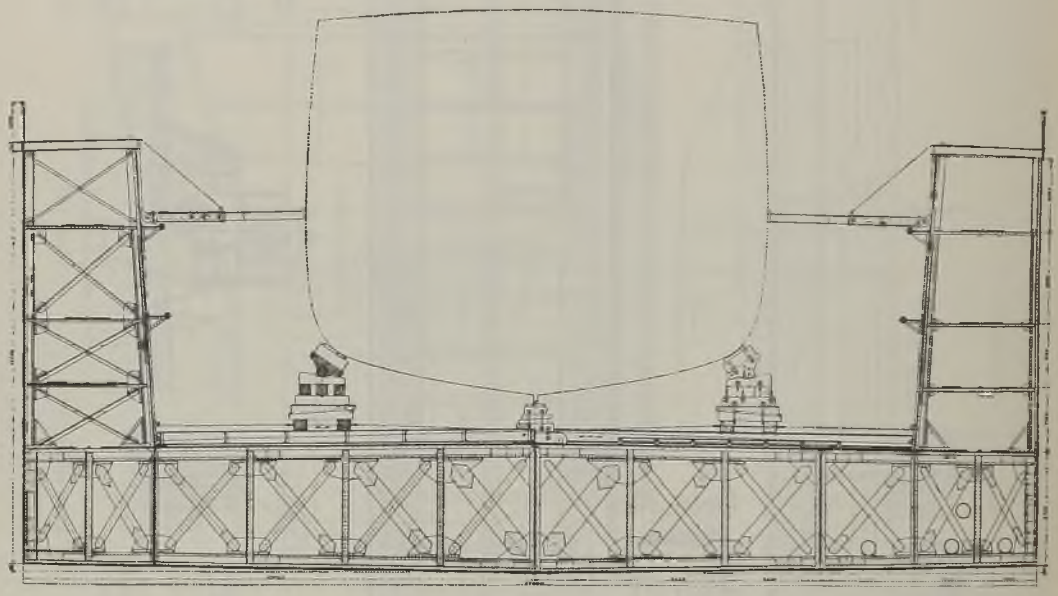


Abb. 108a—g. Kaiserdock in Bremerhaven.
Längenschnitt A—B
Maschinenhaus
Nordhafen
Handspill
Poller
Tragbiniger Sand
Trockenten
Grundriss
Kielklappe
Schnitt c-d
Schnitt e-f
Schnitt g-h
Schnitt i-k
Schnitt l-m
Weicher Klai
Beton
Abb. 108a.
Abb. 108b.
Abb. 108c.
Abb. 108d.
Abb. 108e.
Abb. 108f.
Abb. 108g.

während das Tor in einer dritten Stellung in einem zweiten Drempel innerhalb der Dockkammer eine nutzbare Länge von 166 m abschließt. Die hölzernen Kielstapel liegen beim Dockhaupt in Drempelhöhe und steigen nach dem Dockscheitel unter 1 : 600 an. Nach Aushub der Baugrube mit Trockenbaggern wurden bis 4,5 m unter Gelände die das Dockfundament abschließenden Spundwände geschlagen und verankert. Dann wurde Wasser eingelassen, auf welchem ein Schwimmbagger den Bodenaushub vollends bewirkte, wobei eine Senkung des Wasserspiegels bis auf 4,5 m unter Gelände erforderlich wurde. Nunmehr wurde der aus 1 Kalk, 1 Traß, 1 Sand und 4 großem Weserkies hergestellte Beton mittels Senkkasten abgesenkt. Nach vierteljährlichem Liegen wurde das im Mittel 5,9 m starke Betonfundament trocken gelegt und durch starke eiserne Zugbänder gegen Aufbrechen gesichert. Endlich wurden die Seitenmauern aus Kiesbeton mit Klinkerverblendung aufgeführt. Alle Abdeckungen und Ecken, Falze usw. sind im Granit hergestellt.

Abb. 109. Querschnitt. M. 1 : 200.



c) Schwimmdocks.

Die eisernen Schwimmdocks haben entweder einen ⊔-förmigen Querschnitt, indem sie aus einem Bodenkasten und zwei festen Seitenkasten bestehen, welche die Stabilität des Docks zu sichern haben, oder sie weisen einen L-förmigen Querschnitt auf, indem sie aus einem Bodenkasten mit nur einem festen Seitenkasten gebildet werden. In letzterm Falle muß die Stabilität dadurch gesichert werden, daß das Dock am Ufer durch Lenkstangen oder durch einen an der Seitenwand angebrachten Schwimmer geführt wird. Beide Arten unterscheiden sich also grundsätzlich dadurch, daß man bei erstern eine größere Bewegungsfreiheit in der Auswahl der Liegeplätze hat als bei letztern.

Der Bodenkasten wird durch wasserdichte lotrechte Wände oder Schotten in verschiedene Zellen geteilt, in die das Wasser behufs Absenkens des Docks eingelassen wird. Ist das Dock so tief abgesenkt, daß die Kielstapelung etwa 0,3 m unter den tiefsten Punkt des Kiels des schwimmenden und zu dockenden Schiffs zu liegen kommt, wobei die Seitenwände noch über Wasser bleiben müssen, dann wird das Schiff zwischen diese eingeholt. Das Wasser wird nunmehr aus den Zellen gepumpt und gleichzeitig

das Schiff im Dock mittels Kimmschlitten und Seitenstützen festgemacht. Das Docken ist beendigt, wenn der obere Dockboden freiliegt.

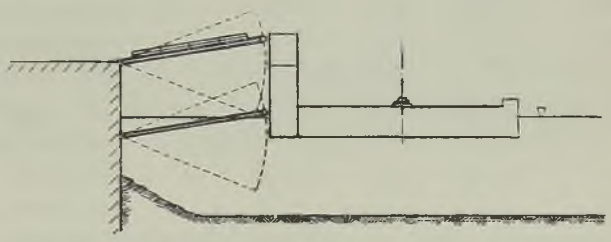
Das Schwimmdock muß solche Abmessungen haben, daß es bei freigelegter Kielstapelung das Schiff sicher tragen kann. Der Bodenkasten des in Abb. 109 im Querschnitt dargestellten Schwimmdocks im Hafen von Rotterdam ist nach Abb. 110 durch ein durchlaufendes Längsschott in der Mitte und durch fünf wasserdichte Querschotten sowie durch noch zwei über die beiden mittlern Zellen sich erstreckende Längsschotten in sechzehn Zellen eingeteilt. An der Binnenseite eines jeden Seitenkastens sind übereinander zwei Stützengänge angebracht. Aus Abb. 109, in der links ein Hauptspant und rechts ein Zwischenspant der Seitenkasten dargestellt ist, geht die Lage der Kielstapel und Kimmschlitten hervor. Die letztern bewegen sich auf besondern Trägern, um zu verhüten, daß der durch das Schiff ausgeübte Druck auf einen dazu nicht geeigneten Punkt des Spants ausgeübt wird. Das Dock ist mit Kreiselpumpen und Dampfmaschinen versehen, deren gemauerte Fundamente auf einem eisernen Boden stehen, der in der Mitte der Seitenkasten etwa 2 m über Dockboden angebracht ist. Das Dock besitzt für jede seitlich von seinem Längsschott in der Mitte liegende Hälfte zwei verschiedene Gruppen von Rohrleitungen: eine zum Einlassen und eine zum Auslassen des Wassers aus den verschiedenen Zellen. Die Hauptsaugrohre können miteinander verbunden werden, wodurch es ermöglicht wird, mit jeder der beiden Maschinen das Wasser aus den beiden Hälften des Docks auszupumpen, wenn eine dieser Maschinen versagen sollte. Das Wasser wird durch einen großen Zuleitungskasten mit Schieber eingelassen, der möglichst niedrig in der Außenfläche jedes Seitenkastens angebracht ist; von hier aus führen besondere Rohre mit Abschlußventilen nach den Zellen. Durch diese Ventile, die in der Maschinenkammer mittels eines Handrads bewegt werden, kann das Ein- und Ausströmen des Wassers geregelt werden. Der Wasserstand in den Zellen wird durch Schwimmer im Aufsichtsraum oben auf dem Laufgang des Seitenkastens angezeigt. Das Dock kann in zwei Stunden leer gepumpt werden. Es ist an Dalben vertaut.

Abb. 110.

1 : 2500

Das Schwimmdock der zweiten, von der englischen Firma Clark & Standfield als »Offshore Dock« erfundenen Bauart ist in Abb. 111 in seinen Hauptlinien dargestellt. Diese einseitigen Docks haben den Vorteil, daß man in ihrer Längsrichtung keinen Platz für das Einholen der Schiffe freizulassen braucht, da diese von der Seite hineingeholt werden können: ein Umstand, der in vielen Häfen die Anordnung eines solchen Docks bedingen wird. Ein weiterer Vorteil ist der, daß man in einem einseitigen Dock ungewöhnlich breite Schiffe und auch andere Docks docken kann. Da die Seitenkasten eines Docks nicht zum Heben beitragen, sondern nur das Eigengewicht und die zu fördernde Wassermenge vergrößern, so wird bei den einseitigen Docks eine Ersparnis an Hebearbeit erreicht. Der Gewichtsersparnis durch das Fehlen des einen Seitenkastens stehen die Kosten für die Landfesten und Lenkerführung gegenüber. Das einseitige Dock hat sich aus einem andern einseitigen Dock, dem sogenannten Absetzdock, das ebenfalls von Clark & Standfield erstmalig erbaut wurde, entwickelt. Das Absetzdock

Abb. 111.



dient nur zum Heben der Schiffe: die Ausbesserungen an letzteren werden auf festen Gerüsten vorgenommen, auf die das aus dem Wasser gehobene Schiff abgesetzt wird. Bei solchen Docks, Abb. 112a—c, muß der eine Seitenkasten fehlen, um das Schiff absetzen zu können. Da das Dock behufs Absetzen des Schiffs verfahren werden muß, so muß seine Stabilität durch Schwimmkasten gewahrt werden, an denen sich die Stützpunkte für die Lenker befinden. Hiernach besteht das Absetzdock aus einer Anzahl von Bodenkasten, die parallel zueinander in bestimmten Abständen rechtwinklig zur Längsachse des Docks liegen und an einer Seite mit einem erheblich höhern Seitenkasten verbunden sind. Den Zwischenräumen zwischen den Querkasten entsprechen einzelne rechtwinklig vom Ufer ausgehende Zungen. Das auszubessernde Schiff wird mittels des schwimmenden Docks aus dem Wasser gehoben und über die Zungen gebracht, wobei die Querkasten in die Lücken zwischen den Zungen hineinfahren. Durch eine geringe Senkung des Schwimmdocks wird dann das Schiff auf die auf den festen Zungen hergerichteten Stapel abgesetzt.

Abb. 112a. Schwimmdock versenkt. M. 1 : 300.

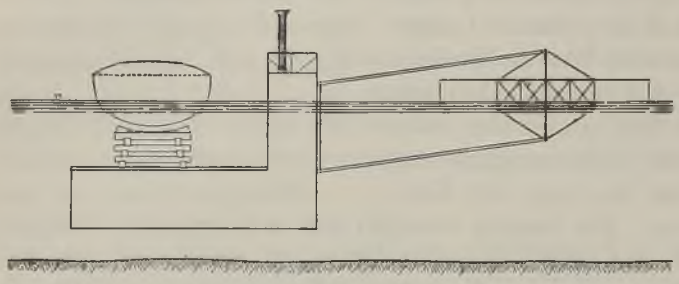


Abb. 112b. Schwimmdock gehoben. M. 1 : 300.

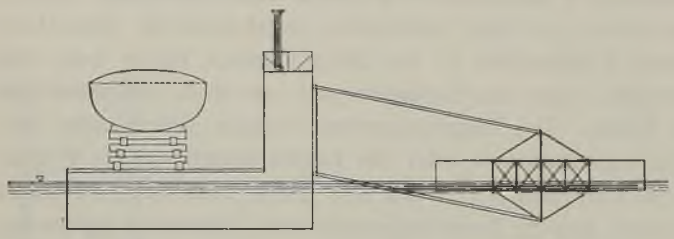
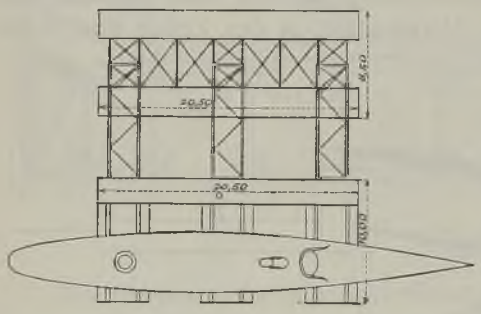


Abb. 112c. Belastetes Dock mit Schwimmer. Grundriß. M. 1 : 600.



Solche Anlagen eignen sich besonders für leichte Fahrzeuge, da es dann genügt, mit verhältnismäßig geringen Kosten die Zungen in Holz herzustellen. Wie aus Abb. 113 ersichtlich, kann das Dock nur soweit in die Lücken zwischen die Zungen hineingefahren werden, als die Länge der Bodenkasten reicht, so daß man nur immer ein Fahrzeug absetzen kann. Diesem kann nach Abb. 114 dadurch abgeholfen werden, daß sich die Lücken zwischen den Bodenkasten auch durch den Seitenkasten hindurch fortsetzen, so daß das Dock beliebig weit zwischen die festen Zungen einfahren kann. — Zu bemerken ist noch, daß der Schwimmer vom Schwimmdock gelöst werden kann, wenn das Dock zwischen die Zungen einfahren soll.

d) Trockendock oder Schwimmdock?

Schwimmdocks arbeiten schneller als Trockendocks, wenn auch nicht ganz so sicher wie diese, da die zu pumpende Wassermenge bei Trockendocks im umgekehrten, bei Schwimmdocks im direkten Verhältnis zur Schiffsgröße steht. Schwimmdocks sind am Platze, wo vorzugsweise leichte Schiffe sehr verschiedener Länge für kurze Zeit zu docken sind, und wenn das Dock möglicherweise auch an anderer Stelle verwendet werden soll.

Trockendocks sind vorzuziehen, wenn es sich um das Docken annähernd gleich großer, schwerer Schiffe, z. B. Kriegsschiffe, handelt, die oft langdauernde Ausbesserungen und Umbauten erfahren, deren gute und schnelle Ausführung eine möglichst geringe Entfernung des Docks von den Werkstätten bedingt.

Muß die schnellste Fertigstellung des Docks den Ausschlag geben, so ist das Schwimmdock zu wählen, weil es etwa dreimal so rasch betriebsfähig hergestellt werden kann wie ein Trockendock.

Entscheidend für die Wahl zwischen Trockendock und Schwimmdock ist endlich die Wirtschaftlichkeit. Sie hängt ab

a) Von den Baukosten. In geschützten Buchten und Becken mit großer, leicht zu erhaltender Wassertiefe werden Schwimmdocks meistens billiger sein als Trockendocks.

Abb. 113.

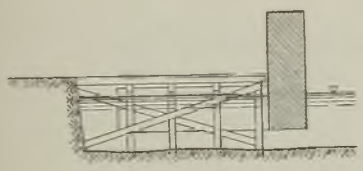
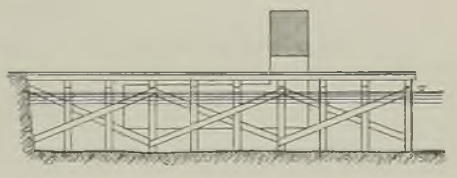


Abb. 114.



Auch ist ein großer Unterschied in den Wasserständen für die Baukosten der Trockendocks nachteilig, besonders wenn man das vollbeladene Schiff auch bei mittlerem Wasserstande docken und danach die Tiefe des Docks bemessen muß.

b) Von den Betriebskosten, d. h. von der Menge des auszupumpenden Wassers, der vorherrschenden Art der Ausbesserungsarbeiten und der Größe der erforderlichen Betriebsmannschaft. Mäßiger Flutwechsel spricht für Trockendocks, große Verschiedenartigkeit der Schiffe für Schwimmdocks, wenn auch letztere meistens größere Ausgaben für Materialtransport und Personal verursachen.

c) Von den Unterhaltungskosten. Sie sind beim Trockendock stets bedeutend geringer als beim Schwimmdock. Da außerdem die Dauer des gut unterhaltenen massiven Trockendocks als eine fast unbegrenzte anzusehen ist, die eines Schwimmdocks jedoch auf nicht viel mehr als 50 Jahre veranschlagt werden kann, so muß außer der Unterhaltung auch die Erneuerung des ganzen Schwimmdocks mit in Berechnung gezogen werden. Bei allen Kostenvergleichen sind die Gesamtanlagekosten in Rechnung zu stellen, also beim Schwimmdock auch die Festlegung des Docks, die Herstellung und Unterhaltung seines Liegeplatzes sowie die zum Transport des Materials dienende Verbindung mit den Werkstätten.

XII. Kapitel.

Landwirtschaftlicher Wasserbau.

Bearbeitet von

Paul Gerhardt,

Wirklicher Geheimer Oberbaurat, Ordentliches Mitglied der Akademie des Bauwesens in Berlin.

(Mit 125 Abbildungen.)

A. Einleitung[1].

§ 1. Die Bedeutung des Wassers für die Landeskultur.

Zum Wachstum des Kulturpflanzen gehören neben den Nährstoffen, die im Boden enthalten sind oder ihm zugeführt werden, Licht, Luft, Wärme und Wasser. Wenn nur eine dieser Lebensbedingungen nicht in dem Maße vorhanden ist, wie sie von der Pflanze gebraucht wird, so leidet das Wachstum; die größtmögliche Ernte ist dann nicht zu erwarten. Es muß daher die Menge des der Pflanze zugeführten Wassers dem Bedürfnis genau entsprechen. Ein Zuviel schadet ebensosehr wie ein Zuwenig. Das Zuviel kann durch Überschwemmungen während des Pflanzenlebens oder durch einen zu hohen Grundwasserstand in der Zeit des Wachstums der Pflanzen entstehen. Ein hoher Grundwasserstand kann auch dann schaden, wenn das Pflanzenleben ruht; dann nämlich, wenn nur diese Zeit zur Verfügung steht, um die für die Oxydation der Pflanzennährstoffe erforderliche Luft in den Boden zu führen. Das Zuwenig beeinträchtigt die Entwicklung der Pflanzen, denn die Nährstoffe des Bodens können nur in wässeriger Form von den Pflanzen aufgenommen werden. Man hat festgestellt, daß die Höhe der Erträge ungefähr der Wassermenge entspricht, die den Pflanzen während des Wachstums zur Verfügung stand. Wollen wir sonach möglichst hohe Erträge unsern Feldern abgewinnen, mehr als sie bisher gebracht haben, so müssen wir ihnen auch mehr Wasser als bisher zuwenden. Aus diesem Grunde hat bei uns das Bedürfnis nach anfeuchtender Bewässerung zugenommen. Wir bewässern jetzt Äcker auch in unserm gemäßigten Klima, während man bislang die Bewässerung von Äckern nur in Ländern mit heißem Klima für nötig hielt.

Andrerseits ist zuzugeben, daß die dem Nährstoffbedürfnis des Bodens angepaßte Verwendung von Kunstdünger zugenommen und dazu geführt hat, daß man der düngenden Bewässerung heute nicht mehr die Bedeutung zuerkennt, die sie früher gehabt hatte. Die richtige Verwendung des Kunstdüngers im Verein mit einer angemessenen Regelung der Bodenfeuchtigkeit führt zu den Höchsterträgen des Bodens und erfordert mitunter

[1]) Der landwirtschaftliche Wasserbau wurde ausführlich besprochen in dem »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, III. Teil, 7. Bd., 5. Aufl., bearbeitet von P. GERHARDT, Leipzig 1924, woraus vieles in diesem Kapitel entnommen wurde.

geringere Ausgaben als die kostspielige Durchführung und Unterhaltung einer düngenden Bewässerung. Damit ist nicht gesagt, daß die düngende Bewässerung in Zukunft bei uns unnötig sei; sie wird nach wie vor überall da angewandt werden, wo die durch sie erzielten Erträge den aufgewendeten Mühen und Kosten entsprechen.

Die Ernährung unseres Volkes hat durch die Kriegszeit und die Nachkriegszeit an Bedeutung gewonnen. Wir müssen jetzt die höchsten Erträge dem Boden abzugewinnen suchen. Da dies nur bei richtiger Zuführung und Abhaltung des Wassers möglich ist, so hat die Beherrschung des Wassers in der gegenwärtigen Zeit eine viel größere Bedeutung als früher. Wir müssen heute jeden verfügbaren Tropfen Wassers in den Dienst der Landwirtschaft stellen.

§ 2. Kreislauf des Wassers, Verdunstung und Versickerung.

Kreislauf des Wassers nennt man das Aufsteigen das Wassers als Dampf von den Oberflächen der Gewässer und aller nassen Gründe in die Luft, die Ausscheidung in Form von Niederschlägen und die Ableitung der gefallenen Wassermengen in Gräben, Bächen, Flüssen und Strömen nach dem Meere. Die Menge der Niederschläge wird durch die Höhe der Wasserschicht bezeichnet, die entstehen würde, wenn die Niederschläge auf wagerechter Bodenfläche fallen und weder durch Abfluß noch durch Versickerung und Verdunstung verringert würden. Diese Höhe nennt man die Regenhöhe.

Das Fallen der Niederschläge unterliegt einem steten Wechsel. Wie die Regenmassen eines Gewitters nie 10 Minuten lang mit derselben Dichtigkeit fallen, so sind die Regenmassen der Tage, der Monate, der Jahre ständigen Schwankungen unterworfen. Die Sommermonate bringen mehr Regen als die Wintermonate; regenreiche Jahre wechseln mit regenarmen. Auf die Regenhöhe eines Ortes ist von wesentlichem Einfluß seine Entfernung vom Meere, seine Höhe über dem Meer und besonders seine Lage zu einem die herrschende Windrichtung kreuzenden Gebirgszug.

Die jährliche Regenhöhe von Deutschland beträgt etwa 660 mm. Hiervon entfallen ungefähr 22 % auf den Frühling, 36 % auf den Sommer, 24 % auf den Herbst, 18 % auf den Winter. Die größten monatlichen Regenhöhen erreichen in Deutschland nicht selten 200 mm, mitunter sogar 300 mm und mehr. Sie fallen hauptsächlich im Juli, weniger häufig im August, noch seltener im Juni. Die größten täglichen Regenmengen zeigen sich gleichfalls im Juli oder im August, seltener im Juni. Ein Tagesmaximum von 100 mm ist im ebenen Norddeutschland überall zu gewärtigen, im gebirgigen Norddeutschland sogar 150 mm. Die größten stündlichen Regenhöhen erreichen bei längerer Dauer oft 100 und 120 mm. Die stärksten Regengüsse, diejenigen, die mindestens 18 mm in der Stunde oder 0,3 mm in der Minute ergeben, pflegt man Sturzregen zu nennen.

Die Verdunstung wirkt zwar dauernd, selbst Schnee verdunstet; sie wirkt aber verschieden, denn sie ist abhängig von der Temperatur, dem Feuchtigkeitsgehalt und der Bewegung der Luft. Neuer Wasserdampf kann sich nur dann entwickeln, wenn die auf der Oberfläche lagernde Luftschicht nicht mehr mit Dampf gesättigt ist. Die Verdunstung wird daher wesentlich bedingt durch eine Luftströmung, die neue, zur weitern Aufnahme von Dampf geeignete Luft herbeiführt.

Die Verdunstung einer freien Wasserfläche kann im Lauf eines Jahres nicht nur die Regenhöhe erreichen, sondern sie sogar überschreiten. Denn die Verdunstung wird dauernd, die Regenhöhe aber nur dann gemessen, wenn wirklich Regen fällt.

Die Verdunstung an der Erdoberfläche ist dann erheblich größer als an der freien Wasserfläche, wenn der Boden mit lebenden Kulturgewächsen (Gras oder Bäumen) bestanden ist; sie ist aber kleiner bei nackter, kahler Erdoberfläche. Eine Austrocknung des

Bodens schon von 2 cm Höhe kann je nach der Bodenart die Verdunstung um $^1/_3$ bis $1\,^2/_3$ ermäßigen. Ähnlich wirkt eine mineralische Decke, z. B. die Sanddecke bei Moorkulturen.

Die Sickerwassermengen sind abhängig von den Niederschlägen, der Bodentiefe, der Bodenart, dem Klima, den Jahreszeiten und vor allem von der Bodenbedeckung. Eine Beimischung von Lehm zu sandigen Bodenarten verursacht eine Verminderung des Sickerwassers; doch haben Lehmzusätze von mehr als 30% auf die Wasserundurchlässigkeit nur noch geringen, über 50% fast gar keinen Einfluß mehr.

Wenn tote Stoffe den Boden bedecken, so wird das Absickern des Wassers in den Untergrund erheblich gefördert. Schon eine Sanddecke von nur 1 cm vermag die unterirdische Wasserabfuhr sehr zu erhöhen. Ebenso wirken leblose Pflanzendecken z. B. Waldstreu, trotzdem sie zu ihrer Durchfeuchtung eine gewisse Wassermenge beanspruchen; denn sie schützen den Boden gegen Temperaturwechsel und Wind. Einen außerordentlich hohen Einfluß übt aber wiederum die Bedeckung mit lebenden Pflanzen aus[1]).

§ 3. Einfluß des Waldes.

Der Wald hat einen viel geringern Einfluß auf das Vorkommen der Niederschläge als die Luftströmungen. Ein gewisser Einfluß muß ihm allerdings zugesprochen werden, denn die bisher angestellten Beobachtungen scheinen zu bestätigen, daß über dem Walde mehr Regen fällt als auf dem benachbarten Freiland. Allerdings ist dies nach neuern Untersuchungen hauptsächlich auf die Wirkung der Nebel zurückzuführen, die sich unter den Kronen der Waldbäume viel häufiger und dichter bilden als im Freien.

Die Verdunstung des Bodens im Wald ist geringer als die Verdunstung von einer gleich großen bebauten Fläche. Die Bäume speichern in ihren Körpern nicht allein viel Wasser auf, sondern sie geben auch an einem Tage zwei- bis viermal mehr Wasser ab, als ihr Gewicht in lufttrocknem Zustand beträgt. Selbst die Blätter der immergrünen Hölzer verdunsten täglich nahezu die Hälfte ihres Gewichts. Auf die hauptsächlich in Betracht kommenden Sommermonate stellten sich folgende Monatsmittel heraus: es verdunsten im Walde durchschnittlich im Juni 35%, im Juli 33%, im August 35% und im September 40% der Verdunstungsmengen des im Wald als Lichtung vorhandenen Freilands.

Die Sickerwassermengen eines mit Wald bestandenen Bodens sind stets gegeringer als die Sickerwassermengen, die der kahle Boden liefert. Ist eine Streudecke im Walde vorhanden, so wird dadurch das Absickern des Wassers noch mehr vermindert

Auf das Grundwasser wirkt der Wald derartig ein, daß er die Menge des Grundwasser vermindert. Er trocknet den Boden aus. Der Grundwasserstand eines Geländes sinkt stets mit der Annäherung an einen Wald. Doch ist dies nur der Fall bei ruhendem Grundwasser. Bei bewegtem Grundwasser kann die Neigung der undurchlässigen Schichten und das Gefälle der Grundwasserbewegung diese Wirkung des Waldes vollständig aufheben. Im allgemeinen ist aber immer anzunehmen, daß der Wald arm ist an Quellen. Ihre Zahl ist hier viel geringer als im Freiland. Es werden Brunnen mit besserm Erfolg im Freiland angelegt als im Walde.

Ihre im allgemeinen günstige Wirkung auf den Wasserhaushalt können die Wälder nur dann ausüben, wenn die Streu- und Moosdecke das Eindringen des Sickerwassers in genügendem Maße gestattet. Die sorgsame Pflege, die die Forstwirtschaft zur Erzielung des wertvollen Baumwuchses dem Walde zuteil werden läßt, dient auch für den wasserwirtschaftlichen Zweck der Bereicherung des unterirdischen Wasservorrats.

---

1) Weitere Ausführungen über Kreislauf des Wassers, Verdunstung und Versickerung finden sich im ersten Bande (Gewässerkunde) des »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, III. Teil, Wasserbau: GERHARDT, Regen, Grundwasser und stehende Gewässer.

B. Natürliche Vorflut.

§ 4. Folgen zu großer Bodennässe.

Die kulturwidrigen Folgen länger andauernder stauender Nässe in den landwirtschaftlich benutzten Ländereien lassen sich in folgenden Sätzen aussprechen:

1. Hindert die stauende Nässe den Zutritt der Luft zum Boden und fördert die Krustenbildung;

2. erhält sie den Boden kühl;

3. hat sie zur Folge, daß die Bestellung der Ackerfelder, namentlich im Frühjahr, erst spät und unter erschwerenden Umständen und daher nur mangelhaft und kostspielig ausgeführt werden kann;

4. entwickeln sich die auf nassen Böden angebauten Kulturpflanzen langsam, wintern leicht aus, leiden unter Spätfrösten, werden von Unkraut mehr belästigt, sind für Krankheiten empfänglicher und werfen geringe Beträge ab;

5. ist der Landwirt infolge dessen auf nassen Grundstücken in der Wahl sowohl der Kulturart (Acker oder Wiese), wie namentlich in der Auswahl der anzubauenden Kulturpflanzen sehr behindert;

6. leidet auf Wiesen und Weiden namentlich der Wert des erzielten Futters sehr unter den Folgen übermäßiger Nässe, so daß es nicht selten zu Erkrankungen der Tiere Veranlassung gibt (Entzündungs- und parasitäre Krankheiten, Egelkrankheit, Rauschbrand, Milzbrand usw.) Wenn auf muldenförmigen Wiesflächen die Versickerung und Verdunstung des Tagwassers sehr langsam vor sich geht, so kann es sogar zum völligen Ausfaulen der Grasnarbe kommen und im Winter werden solche Stellen auch durch das Eis geschädigt;

7. wo nasse Böden aus Mangel an trocknen Böden zum Ackerbau verwendet werden müssen und zur Beschleunigung der Abtrocknung in große und hohe Beete gelegt werden, wird nicht bloß die Bestellung und Aberntung ganz bedeutend erschwert und die Anwendung der Maschinenarbeit fast unmöglich gemacht; sondern es geht in den Beetfurchen auch viel nutzbare Fläche verloren;

8. sind nasse Feldflächen an steilen Hängen mehr zum Abrutschen geneigt, als normal feuchte und endlich

9. können nasse Ländereien oft nur unter Lebensgefahr begangen und befahren werden; in größerer Ausdehnung bilden sie für die Umgebung nicht selten auch in hygienischer Hinsicht eine reichlich fließende Quelle von Unannehmlichkeiten und Gefahren für Gesundheit und Leben (Sumpffieber).

Die Wichtigkeit des ungehinderten Luftzutritts zu den obern Bodenschichten besteht in der Hauptsache darin, daß die Zersetzungsvorgänge im Boden sich nicht rasch genug und in der richtigen Weise vollziehen können. Die im Boden vorhandenen Nährstoffe kommen nicht zur Geltung, weil sie nicht in denjenigen Zustand überführt werden, den ihre Aufnahme als Pflanzennahrung erfordert. Aus demselben Grunde kommt auch in nassen Böden der Stalldünger nicht zur vollen Wirkung; es fehlt die Zersetzung. Endlich bilden sich in schlecht durchlüfteten Böden mitunter pflanzenschädliche Stoffe wie Eisenoxydul, Schwefelwasserstoff u. dgl.

Nasse Böden verdunsten an ihrer Oberfläche auch viel mehr Wasser als normal feuchte und verbrauchen daher entsprechend mehr Wärme. Die Wärmeentziehung, die der Boden durch die Verdunstung und bessere Wärmeleitungsfähigkeit des Wassers erfährt, kann 5 bis 8° C. betragen. Hierzu kommt, das infolge der im nassen Boden sich mangelhaft abspielenden Zersetzung der organischen Stoffe auch diese Wärmequelle nur

spärlich fließt, so daß aus all diesen Gründen nasse Böden sich besonders im Frühjahr viel langsamer erwärmen, als normal feuchte. Für die durch die Tätigkeit gewisser kleinster Lebewesen (Bakterien) im Boden eingeleiteten und unterhaltenen Zersetzungsvorgänge sowohl wie für das Wurzelleben der Kulturpflanzen überhaupt ist aber eine gewisse Wärmemenge im Boden unentbehrlich.

Man überzieht die nassen Böden zur Abtrocknung mit Furchen oder wölbt sie vollständig ab. Auf den schweren Liasböden des fränkischen Jura z. B. trifft man nicht selten meterhohe Beete von 4 bis 6 m Breite, um den Abfluß des Tagwassers tunlichst zu beschleunigen und wenig zur Versickerung gelangen zu lassen. Die Beetfurchen freilich werden dabei so naß, das sich nur Unkraut darin entwickeln kann. Außerdem gestaltet sich die Bestellung und Aberntung derartig stark gewölbter Beetflächen schwierig.

Das Abrutschen der obersten Bodenschichten ist namentlich an steilen Moränehängen in regenreicher Zeit häufig zu beobachten. In dieser Formation wechseln öfters durchlassende mit undurchlassenden Schichten; jene saugen sich voll und rutschen dann infolge ihres dadurch bedeutend vermehrten Gewichts auf den tonreichern Schichten, wo das Wasser gleichsam das Schmiermittel bildet, manchmal in recht großen, sogar mit Wäldern bedeckten Stücken ab. Dadurch werden nicht nur diese Hänge landwirtschaftlich auf lange Zeit hinaus unbenutzbar gemacht, sondern auch die Talgründe, in denen das Rutschmaterial liegen bleibt, werden verwüstet.

Große versumpfte Gebiete sind in der Regel Fieberherde und für Menschen und Tiere gefahrbringend. Im Unstrut-Tal z. B. waren vor der Melioration Fiebererkrankungen sehr häufig und die Sterblichkeit unter den Menschen und Tieren groß.

Die Frostgefahr nimmt nach neuern Untersuchungen mit der Entwässerung nicht zu, wie man vielfach glaubte, sondern im Gegenteil ab. Durch Versuche im Maibuscher Moor, die auf mehr als 10 Jahre ausgedehnt wurden, ist nachgewiesen worden, daß die Frostgefahr um so größer ist, je tiefer die Entwässerung getrieben wurde. Man erklärt dies damit, daß infolge der Entwässerung die obern Bodenschichten sehr viel trockner geworden sind als die untern. Trocknes Moor ist aber ein schlechter Wärmeleiter. Die tiefern Schichten sind sonach wärmer als die obern. Die Bodenwärme kann nach der Entwässerung aus den tiefern Schichten nicht mehr wie früher nach oben steigen. In den obern Schichten stehen aber die Kulturpflanzen: sie sind daher der Frostgefahr um so mehr ausgesetzt, je tiefer die Entwässerung ist.

§ 5. Beschaffung der natürlichen Vorflut.

Unter Vorflut versteht man die Förderung des Wasserabflusses. Man unterscheidet natürliche und künstliche Vorflut. Die natürliche Vorflut ist die Förderung des Wasserabflusses nach dem Gesetz der Schwere durch die Bewegung des Wassers in fließender Welle; die künstliche Vorflut ist die Förderung des Wasserabflusses entgegen dem Gesetz der Schwere durch künstliche Hebung des Wassers über Hindernisse, die den Abfluß hemmen.

Die natürliche Vorflut kann befördert werden:

a) durch Räumung und Krautung der vorhandenen Vorfluter. Hierbei werden die Vorfluter nach Breite uud Tiefe in ihrem Zustand erhalten.

b) durch Regelung der Vorfluter. Die Vorfluter können tiefer und breiter ausgeführt werden, als sie vorher waren. Dabei ist zu sorgen, daß

c) fremdes Wasser, d. i. solches Wasser, das nicht auf das zu entwässernde Gebiet selbst gefallen war, abgehalten werde.

Zur Durchführung der natürlichen wie der künstlichen Vorflut sind zwei Ziele zu verfolgen: Zunächst ist der Grundwasserstand so tief zu senken, daß die Kulturpflanzen

sich in vorteilhaftester Weise entwickeln können. Demnächst ist dafür zu sorgen, daß die schädlichen, im Übermaß auftretenden Wassermengen, die Bäche und Flüsse zum Ausufern bringen, nicht verderblich werden können.

Der gewöhnliche Sommerwasserstand muß in denjenigen Monaten geregelt werden, in denen die Pflanzen wachsen, also gewöhnlich in den Monaten Mai bis Oktober. Der in dieser Zeit eintretende gewöhnliche Wasserstand (d. i. derjenige, der so oft nicht erreicht wie überschritten wird) ist maßgebend für die Entwicklung der Pflanzen. Er ist so tief zu senken, daß bei mittlern Bodenverhältnissen der Grundwasserspiegel sich befindet

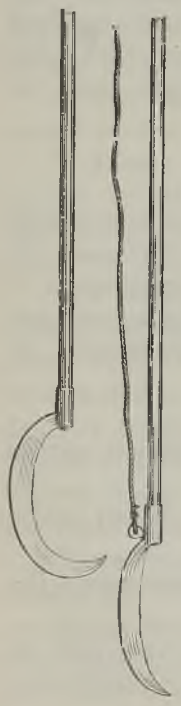
bei Wiesen	0,50	bis	0,75 m,	durchschnittl.	0,63 m	unter	der	Oberfläche,
» Äckern	0,75	»	1,25 »	»	1,00 »	»	»	»
» Gärten	1,00	»	1,30 »	»	1,15 »	»	»	»

Anschwellungen von kurzer Dauer sind unschädlich, wenn sie sich einstellen bei Wiesen bis 0,2 m, bei Äckern bis 0,5 m, bei Gärten bis 0,7 m unter der Oberfläche.

Das Sommerhochwasser ist von allen Kulturfeldern abzuhalten, nicht nur von Äckern und Gärten, sondern auch von Wiesen. Hier wird durch jede Überflutung Schaden zugefügt. War das Gras zur Zeit der Überflutung bereits geschnitten, so wird die Ernte weggetrieben, sie geht verloren oder ergibt nur geringen Wert als Streu. War die Ernte nicht geschnitten, so kommt das Wasser in das hohe Gras, es kann nach dem Fallen nicht zurück, das Gras fault aus und gibt schlechtes Futter. Außerdem entsteht in beiden Fällen ein weiterer Schaden durch das Ausgehen der bessern und das Überhandnehmen der schlechtern Gräser. Diese üble Nachwirkung eines einzigen Hochwassers wird erst durch mehrere trockne Jahre ausgeglichen.

§ 6. Krautung.

Abb. 1. Sensen und Sichel am langen Stiel.



Beim Krauten beschränkt man sich auf die Entfernung der pflanzlichen Gebilde auf der Flußsohle und an den Ufern, während unter einer Flußräumung die Entfernung aller das Flußbett verengenden und den regelmäßigen Wasserabzug hemmenden Schlamm-, Sand- und Kiesmassen einschließlich der Wurzelstöcke der Wasserpflanzen zu verstehen ist. Jeder Grashalm beeinträchtigt die Wasserbewegung. Wenngleich die Wirkung des einzelnen Halmes sehr gering ist, so ist doch die Gesamtwirkung aller Pflanzen der großen Zahl wegen erheblich. Bei scheinbar unbeweglichem Wasser kann ein großes Gefälle in dem Vorflutgraben vorhanden sein.

Die Räumungs- und Krautungsarbeiten haben nur dann guten Erfolg, wenn sie von allen Uferbesitzern eines Vorfluters einheitlich und zu gleicher Zeit ausgeführt werden. Hierzu sind tunlichst die Zeiten niedriger Wasserstände wahrzunehmen, die nach der Grummeternte eintreten. Einmalige Räumung und Krautung zu dieser Zeit im Lauf eines Jahres ist oft genügend; nur dort, wo Sommerhochwasser zu befürchten sind, ist eine zweite Räumung und Krautung im Mai geboten.

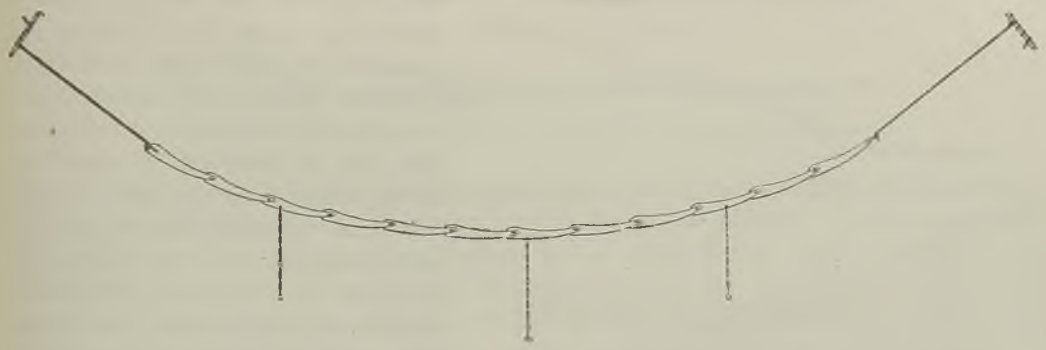
Die Ausführung der Arbeiten geschieht womöglich im trocknen durch zeitweises Abdämmen des Wassers bei kleinern Läufen oder durch seitliche Ableitung in vorhandene Mulden, Altwasser, Entwässerungs-Kanäle u. dgl. durch sog. Abkehrschleusen. In diesen Fällen finden die im gewöhnlichen Landwirtschaftsbetrieb gebräuchlichen Werkzeuge Verwendung.

Nicht selten ist aber eine solche Abdämmung oder Ableitung des Wassers nicht durchführbar. Dann muß im oder unter Wasser gearbeitet werden, wozu man sich mit Vorteil besonderer Geräte bedient:

1. Starke eiserne Rechen mit wenig, aber langen Zinken zum Herausreißen der Wasserpflanzen.

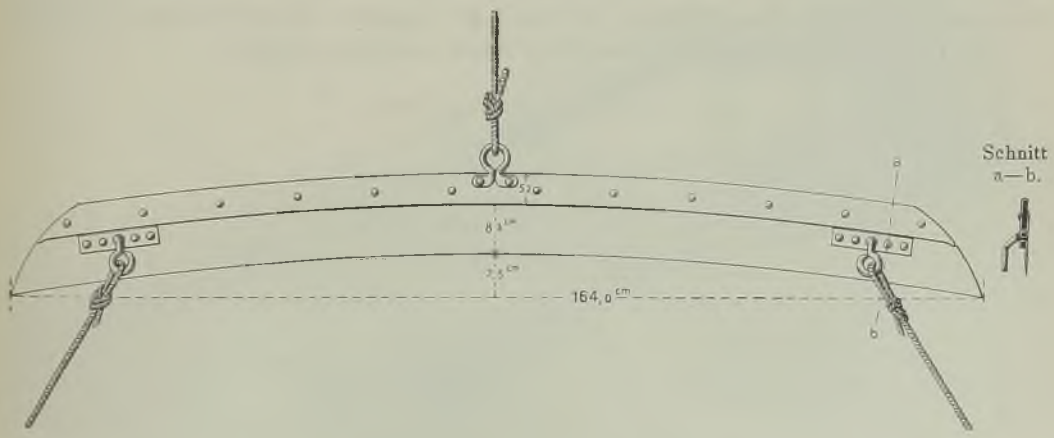
2. Sensen oder Sichel (Abb. 1) am langen Stiel, womit man die Pflanzen so tief wie möglich abzuschneiden sucht; beide Werkzeuge können vom Ufer oder bei breitern Wasserflächen von einem schwimmenden Prahm aus verwendet werden.

Abb. 2. Sensenblätter.



3. Eine Kette aus etwas 4 bis 12 alten Sensenblättern, mittels Schrauben scharnierartig verbunden, an den Endblättern verstärkt und mit Zugleinen versehen (Abb. 2), an denen uferwärts schreitende Arbeiter ruckweise ziehen. Um einen möglichst guten Anschluß der Sensenkette an die Graben- oder Bachsohle zu erzielen, und

Abb. 3. Belows Flußkrautungsmesser.



die Sensenblätter mit ihrer Schneide gegen den Strom zu stellen, werden 2 bis 3 kurzgliedrige Ketten von 1 bis 1,5 m Länge angehängt. Dieses nur in regelmäßigen Wasserläufen und Kanälen anwendbare Werkzeug kann für Sohlenbreiten bis zu etwa 8 m Verwendung finden.

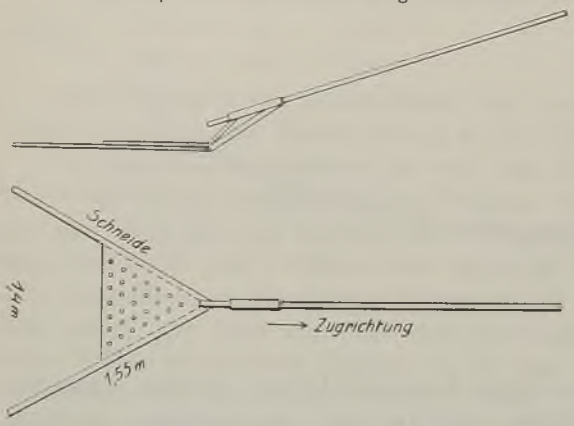
4. Das Belowsche Flußkrautungsmesser, das auch noch junges Gesträuch und Rohr abschneidet und in zwei Längen (1,64 und 2,25 m) hergestellt wird. Das Gerät ist schwach sichelförmig gebogen (Abb. 3), aus Stahl hergestellt und an den Enden mit Zugösen zur Befestigung zweier Seile versehen, an denen zwei Mann von den Ufern

aus abwechselnd und ruckweise flußaufwärts ziehen. An der am Rücken des Messers angebrachten Öse wird ein dünnes Seil zum Ansetzen und Zurückziehen des Messers befestigt.

5. Von noch kräftigerer Wirkung ist die Flußkrautungskette, eine kurzgliederige schwere Kette, die über das Flußbett gelegt und durch zwei langsam gehende kräftige Zugtiere (Ochsen oder Esel) flußaufwärts gezogen wird.

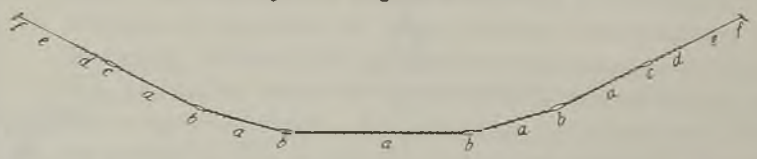
Durch die Kette werden Dorne gesteckt, die verhindern, daß die Kette zu tief in den Schlamm einsinkt und die zugleich die Wasserpflanzen festhalten und herausreißen.

Abb. 4. Freienwalder Krautungsmesser.



6. Das Freienwalder Krautungsmesser von EISENACK besteht nach Abb. 4 aus zwei Messern aus Gußstahl, die mittels eines dreieckigen gelochten Bleches unter einem Winkel von etwa 60° miteinander verbunden sind. An die Blechtafel ist eine Hülse schräg angeschmiedet, und in diese wird eine hölzerne Stange gesteckt, deren Länge je nach der Wassertiefe bis 4 und 5 m beträgt. Die Messer werden vor jeder Krautung wie Sensen gedengelt und während der Arbeit scharf gehalten. Zum Gebrauch sind drei Arbeiter und ein Kahn erforderlich. Zwei Arbeiter bewegen den Kahn mit Stoßrudern, der dritte führt das Messer am hintern Ende des Kahns. Er legt es flach auf die Sohle des Wasserlaufs und zieht es ruckweise während der Bewegung des Kahnes an sich. Dadurch wird das Kraut in einer 1,4 m breiten Furche dicht über dem Boden geschnitten, es schwimmt auf und wird mittels hölzerner Harken mit langen Zähnen auf das Land gezogen. Ist eine Furche geschnitten, so wird eine zweite und dritte in derselben Weise daneben gezogen.

Abb. 5. Krautsäge von ZIEMSEN.



Beschwerungskörper zur Krautsäge.

Verbindung zweier Krautsägen.

7. Die Krautsäge von ZIEMSEN (Abb. 5) besteht aus einem Sägeband, mehreren Beschwerungskörpern und zwei Zugseilen mit Klammern und Handgriffen. Das Sägeband *a* ist ein dünnes Stahlband mit scharfen Zähnen auf beiden Seiten, es wird gerollt befördert. Die Beschwerungskörper *b* sind torpedoartig an beiden Seiten zugespitzt. Sie werden in Abständen von 1 bis 1,5 m auf das Sägeblatt aufgeschraubt, so daß ihre Spitzen genau auf der Mitte des Blattes liegen. Die beiden Zugseile bestehen aus 1 m langen Drahtseilen *d*, die durch Klammern *c* mit der Säge verbunden sind, und Hanfseilen *e* von beliebiger Länge, die an den Enden Handgriffe *f* tragen.

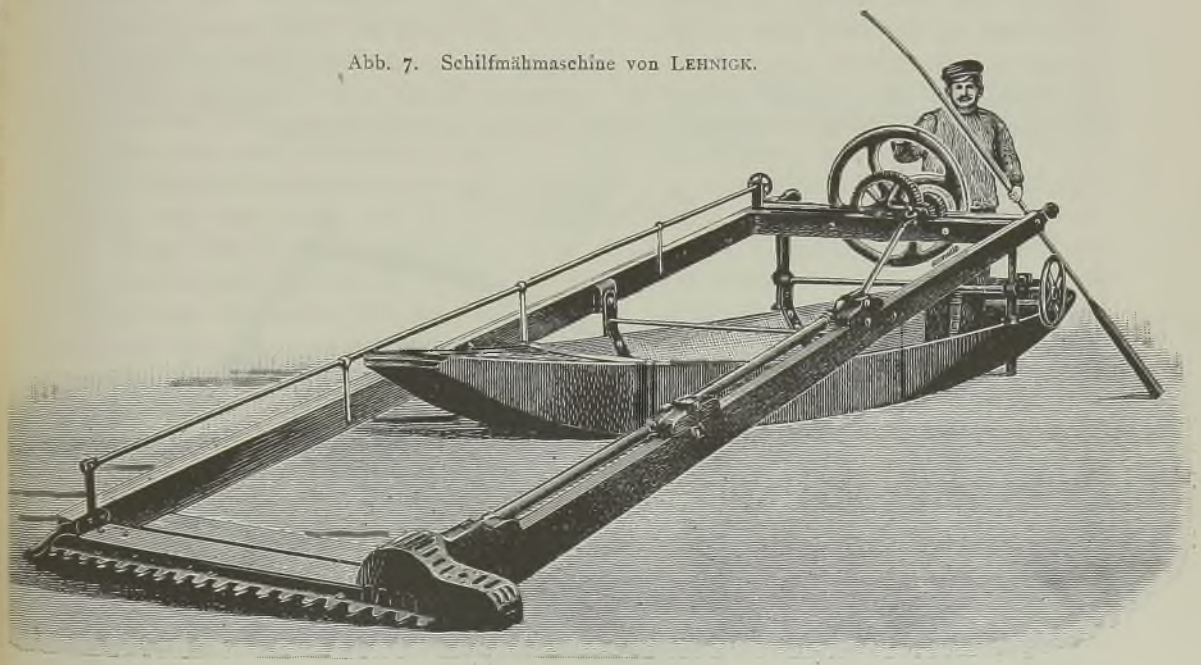
Die Säge legt sich in dem Wasser dank den Beschwerungskörpern flach auf dem Grund auf. Sie wird von den Ufern aus durch zwei Mann in schräger Richtung stromauf ruckweise vorwärts bewegt. Hierbei darf der nicht ziehende Arbeiter die Säge nicht straff halten, weil sie sich sonst zu sehr vom Boden abhebt. Alte Baumstümpfe, Erdhügel und andere Unregelmäßigkeiten auf der Sohle werden von der Säge einfach durchschnitten. Kommt sie aber gegen Steine oder starke Pfähle, so müssen die Arbeiter einige Schritte zurückgehen und die Säge straff ziehen, sie gleitet dann leicht über das Hindernis hinweg. Während der Arbeitspausen und Nächte bleibt die Säge ohne Schaden im Wasser liegen. Erst nach Beendigung der Arbeit wird sie aus dem

Abb. 6. Schleppsäge von ZIEMSEN.

a = Runddraht, 4 m lang. *b* = Kegel. *c* = Klemme. *d* = Schleppsäge, 10 m lang.

Wasser genommen, die Beschwerungskörper werden gelöst, und die Säge wird zusammengerollt. Das Sägeband wird in Längen von 10 bis 30 m geliefert. Zwei kurze Sägen können zu einer längern vereinigt werden, indem beide Enden einige Zentimeter lang übereinandergelegt und mit dünnem Draht umwickelt werden. Die Verbindung ist sicher genug und wasserbeständig. Diese Krautsäge hat sich im allgemeinen gut bewährt; nur bei Rohr und weichen Pflanzen soll sie mitunter versagen, indem sie über das Rohr hinweggleitet und von den weichen Pflanzen umwickelt wird.

Abb. 7. Schilfmähmaschine von LEHNICK.



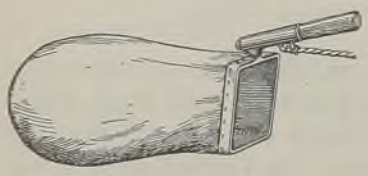
Zum Krauten von Seen und Teichen wird die Schleppsäge nach Abb. 6 empfohlen. Die Zähne sind hier einseitig gespitzt. Eine etwa 10 m lange Säge wird durch Klemmen mit einem 4 m langen Runddraht verbunden und am Boot durch den Teich gezogen. Ein Belastungskegel drückt die Säge auf den Grund. Bei Benutzung von Motor- oder Segelbooten können mehrere derartige Schleppsägen gleichzeitig verwendet werden, je nach der Kraft des Bootes 4 bis 10 Stück.

8. Von den maschinellen Einrichtungen zum Mähen und Herausreißen von Wasserpflanzen hat sich am besten die Schilfmähmaschine von LEHNIGK in Vetschau und Berlin bewährt (Abb. 7). Die Maschine ist auf einen Kahn gebaut, wird durch zwei Mann bedient und hat eine Schnittfläche von 1,45 m Breite bei 2 m Tiefe. Die dreieckig gespitzten Messer schneiden nach Art der Schere und werden durch eine Kurbel und Zahnräder bewegt.

§ 7. Räumung.

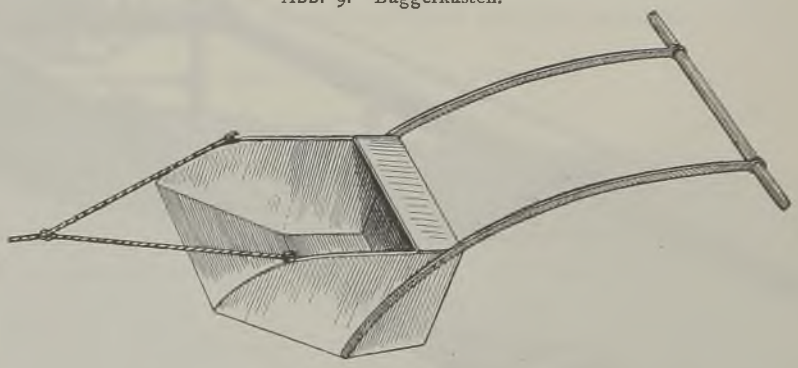
Wenn angängig, führt man die Räumung eines Vorfluters gleichzeitig mit der Krautung im trocknen aus, indem man den Vorfluter streckenweise abdämmt und das Wasser umleitet. Dies macht bei kleinen Vorflutern in heißer Jahreszeit wenig Schwierigkeiten. Wenn aber die Umleitung nicht möglich ist, so muß die Räumung unter Wasser geschehen. Dazu benutzt man verschiedene Geräte:

Abb. 8. Handbagger.



1. Kleine Handbagger nach Abb. 8. Es sind dies eiserne Reifen von runder oder viereckiger Form und ungefähr 25 cm Weite, die an einer Seite geschärft und verstählt, an der andern Seite mit runden Löchern zum Anheften von Säcken versehen sind und an einem langen Stil befestigt werden. Diese Bagger werden gebraucht, indem man die Stange über die Schulter legt und rückwärtsgehend mit den Händen kräftig niederdrückt. Dann füllt sich der dem Arbeiter abgewendete Sack mit dem Baggerboden. Bei schwerem Boden oder großer Tiefe kann ein Seil an dem untern Ende des Stieles befestigt werden. An diesem Seile zieht ein zweiter Arbeiter, während der erste den Baggerstiel niederdrückt. Die Benutzung dieses Geräts erfolgt bei schmalen Gräben durch Längszug am Ufer stromaufwärts, bei breitern Vorflutern durch Querzug auf Laufbrettern.

Abb. 9. Baggerkasten.



2. Der Baggerkasten ist ein nach Abb. 9 aus Holz hergestellter Kasten ohne Vorderwand und Decke, der an der freien Kante des Bodens eine eiserne Schneide, an den Seitenwänden vorn Haken zum Befestigen von Ketten oder Tauen, hinten zwei hochgerichtete gerade oder gebogene Stangen erhält. Mit Hilfe der Stangen wird die Schneide des Baggers scharf in den Boden gedrückt, während gleichzeitig an der Kette oder den Tauen Arbeiter den Bagger vorwärts ziehen. Die Hinterwand muß Löcher erhalten für den Abfluß des Wassers. Die Bewegung geschieht meist quer durch den Bach.

3. Schlammpumpen werden zur Räumung benutzt, wenn die zu beseitigenden Massen breiartig sind. Gewöhnliche Schlammpumpen oder andere Pumpen, die imstande

sind, unreine Massen zu befördern, genügen hierfür. Das Kraut muß vorher entfernt sein. Wenn dann genügend Wasser im Vorfluter vorhanden ist, so wird die Pumpe auf einen Kahn gestellt. Ist das nicht der Fall, so wird sie am Ufer auf Rädern oder einem Schlitten aufgebaut und mit der fortschreitenden Arbeit vorwärts geschoben. Die Pumpe beseitigt aber nur den Schlamm, den festen Grund greift sie nicht an.

4. Eimerbagger mit lotrechter oder schräger Baggerleiter und Handbetrieb werden vorzugsweise bei größern Vorflutern benutzt, wenn genügend tiefes Wasser zum Schwimmen und genügend breites Bett zur Bewegung des Baggers und der zugehörigen Baggernachen vorhanden ist.

§ 8. Regelung der Wasserläufe. Fremdes Wasser, Rand- und Fanggräben.

Wenn die zur Entwässerung sumpfiger Niederungen erforderliche Vorflut durch Räumung und Krautung des Vorfluters nicht gewonnen werden kann, wenn sonach die Maßnahmen zur Erhaltung des im Vorfluter vorhandenen Zustands allein nicht genügen, um die Niederung zu entwässern, so sind weitergehende Arbeiten erforderlich; dann ist eine Regelung des Vorfluters geboten. Zu dem Zwecke müssen vorher die Querschnitte des Vorfluters nach Gefälle und Wasserführung berechnet werden. Hierbei sind dem kulturtechnischen Bedürfnis entsprechend in der Regel zwei Querschnitte zu untersuchen: der Querschnitt für das gewöhnliche Sommerwasser und der für das Sommerhochwasser. Das gewöhnliche Sommerwasser ist maßgebend für das Wachstum der Pflanzen. Es muß so bemessen sein, daß es in einer der Benutzung des Ufers — als Wiese, Acker oder Weide — entsprechenden Tiefe verbleibe. Das Sommerhochwasser darf die Uferborde nicht überschreiten.

Unter fremdem Wasser ist dasjenige Wasser zu verstehen, das auf der zu entwässernden Fläche weder entspringt, noch niederfällt, sondern seitlich von fremden Grundstücken ober- oder unterirdisch zufließt. Durch den Zudrang fremden Wassers können sowohl einzelne Grundstücke, wie ganze Feldlagen und ausgedehnte Niederungen zu leiden haben; und zwar macht sich dieser schädigende Einfluß um so mehr geltend, je steiler die Hänge und Schichten sind, von denen der seitliche Zufluß erfolgt und je geringer das Gefälle jenes Gebiets ist, in das sich die fremden Gewässer ergießen. In besondern Fällen kann der Zufluß fremden Wassers sogar zur Moorbildung führen. In derartigem Gelände hat jede Landeskultur mit der Fernhaltung oder gesonderten Ableitung des fremden Wassers zu beginnen und zwar hat dieses Abfangen, wo immer möglich, schon an den Grenzen des zu entwässernden oder zu schützenden Gebiets zu geschehen.

Die Gräben, die das fremde Wasser abzuführen haben, sind entweder Rand- oder Fanggräben. Die Randgräben führen das zufließende Tagwasser ab, die Fanggräben dienen zur Abführung des Grundwassers. Reichlich mit Tagwasser gespeiste Randgräben sind unter allen Umständen für sich allein der nächsten natürlichen Vorflut zuzuleiten, während nur Grundwasser führende Fanggräben der geringern und gleichmäßigern Wasserführung wegen meist ohne Schaden in das Binnengrabennetz münden können.

Die Lage der Randgräben richtet sich nach der vorhandenen, durch ein Nivellement bestimmten Vorflut; im allgemeinen wird man sie schon mit Rücksicht auf ihren Zweck, dann aber auch wegen einer etwa bestehenden Rückstaugefahr möglichst hoch zu legen suchen. Ist hierdurch einer Überschwemmung nicht ganz zu begegnen, so muß der Randgraben auf die gefährdete Strecke ein- oder beidseitig, wie die örtlichen Verhältnisse es erfordern, eingedämmt werden. Damit die Randgräben ihren Zweck erfüllen, ist es nötig, daß sie genügend Gefälle und genügenden Querschnitt haben. Das Gefälle und der Querschnitt müssen zur Abführung der größten wahrscheinlich auf-

tretenden Wassermengen geeignet sein. Es ist daher nötig, in den Meliorationsentwürfen die Randgräben ebenso zu berechnen wie die Vorflutgräben des Unternehmens selbst.

Die fremden unterirdischen Grundwasserzuflüsse werden unschädlich gemacht durch tiefe Fanggräben, die bis in die wasserführende Schicht reichen. Können sie bei dem langen Lauf um das Gebiet herum nicht genügende Vorflut erhalten, so hilft man sich dadurch, daß man die Fanggräben in mehrere kurze Strecken zerlegt und diese Gräben einzeln unter Benutzung vorhandener oder neu anzulegender Binnengräben mitten durch die Niederung leitet. Derartige Grundwassergräben finden stets genügende Vorflut. Man nennt solche Gräben Kopfgräben. Ihre Einführung in das Binnengrabennetz ist unbedenklich, denn sie führen nur das Grundwasser, nicht auch das Tagwasser des benachbarten Gebiets ab.

§ 9. Senkung von Seen.

In manchen Fällen ist die Verbesserung der Vorflut für ein zu entwässerndes Gelände nur dadurch zu gewinnen, daß der Spiegel eines Weihers oder Sees durch Senkung der Ablaufschwelle dauernd tiefer gelegt wird. Der gewöhnliche Wasserstand solcher natürlicher Wasserbecken erhöht sich manchmal durch Aufwachsen des Seegrunds am Auslauf, Verkiesung des Ablaufs durch Wildbäche, infolge mangelhafter Unterhaltung des aus dem See abziehenden Wasserlaufs oder auch infolge vermehrten Zuflusses, der durch Entwaldungen usw. herbeigeführt worden ist, im Laufe der Jahrzehnte so sehr, daß eine Tieferlegung des Wasserspiegels unternommen werden muß.

In einzelnen Fällen kann es sich auch darum handeln, einen Teil des Weiher- oder Seegrundes in landwirtschaftliche Kultur zu nehmen. In dieser Hoffnung hat man sich aber oft bitter getäuscht: der Wert des gewonnenen Bodens stand nicht im Verhältnis zu den aufgewendeten Kosten, die Wasserspiegelsenkung war zu mäßig bemessen worden, oft auch wurden die alten fruchtbaren Seeränder zu trocken gelegt. Hierdurch besonders ist vielfach mehr Schaden veranlaßt worden, als der Gewinn an Boden Nutzen brachte.

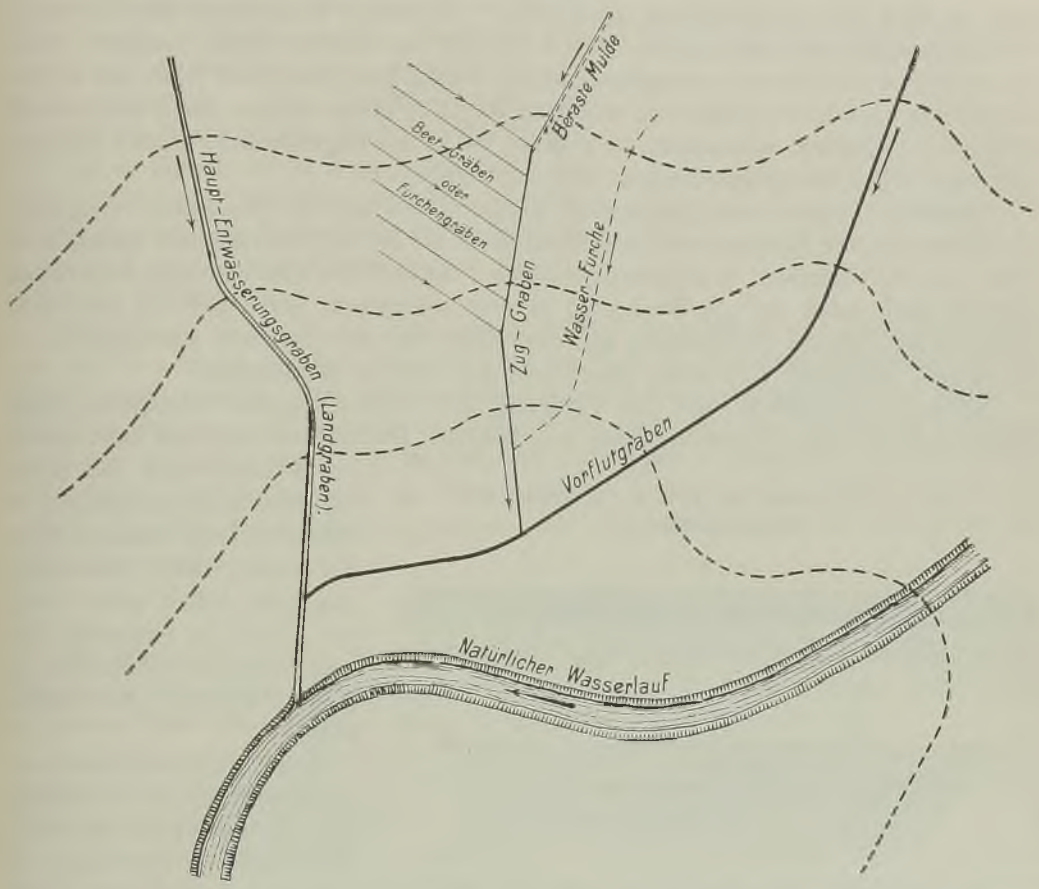
Bevor man zur Ausführung eines Seesenkungsplans schreitet, hat man sich über dessen allseitige Wirkungen wohl zu vergewissern. Steht das unumgänglich nötige Maß der Wasserspiegelsenkung mit Rücksicht auf den angestrebten Kulturzweck fest, so ist der dadurch wasserfrei werdende Seegrund durch Peilung und Bohrung der Ausdehnung und Bodenbeschaffenheit nach zu ermitteln. Insbesondere ist es auch sehr wichtig, dessen physikalische und chemische Beschaffenheit mit Rücksicht auf die Art und Ergiebigkeit der künftigen landwirtschaftlichen Nutzung im voraus genau zu ermitteln. Ist der Seegrund sehr schlammig und nach dem Zurücktreten des Wassers ein bedeutendes Zusammensinken zu erwarten, so ist hierauf bei der Bemessung des Senkungsmaßes insoweit Rücksicht zu nehmen, daß der in Kultur zu nehmende Seegrund auch genügend entwässert und bei höheren Wasserständen vor Überflutung gesichert werden kann.

Nicht außer acht zu lassen ist fernerhin der Einfluß der Wasserspiegelsenkung auf die bisherigen Seeufer hinsichtlich der Art ihrer künftigen landwirtschaftlichen Benutzung und der etwa für sie zu befürchtenden wirtschaftlichen Schädigungen. Um den See sind Randgräben anzulegen, damit das in die Tiefe gelangende Wasser, dessen Beseitigung schwierig ist, auf das kleinste Maß beschränkt werde. Auf dem neugewonnenen Seegrund sind in genügender Zahl Binnengräben erforderlich mit der Entwässerung nach der tiefsten Stelle des Sees, wo der Vorfluter beginnt. Endlich muß ein kleines Seebecken an der tiefsten Stelle zum Ausgleich der Unregelmäßigkeiten in den Zu- und Abflüssen stets erhalten bleiben.

§ 10. Offene Gräben, Beetgräben und Furchen.

Die Wasserfurchen, berasten Mulden, Furchengräben, Entwässerungsrinnen oder Grippen sammeln das überschüssige Oberflächenwasser auf den einzelnen Grundstücken und kleinern Mulden und führen es den meist in den größern Geländemulden angelegten Zuggräben (vgl. Abb. 10) zu, die, wie schon der Name sagt, ein Gefälle besitzen und auch tiefer eingeschnitten sind, als die soeben genannten Rinnengräben, die manchmal auch ganz ohne Gefälle angelegt werden müssen. Die Zuggräben münden in die Vorflutgräben und diese entweder noch in einen Hauptentwässerungsgraben (Landgraben, Kanal) oder in einen natürlichen Wasserlauf.

Abb. 10. Entwässerungsgräben.



Die Zahl der Nebengräben richtet sich in erster Linie nach der Anzahl der auf nivellitischem Wege festgestellten Seitenmulden. Hat man Gelegenheit, nach einem größern Niederschlag oder nach einem Hochwasser eine solche Fläche zu begehen, so trägt eine derartige Besichtigung manchmal viel zur Belehrung bei, da die kleinen Wasserpfützen und nassen Stellen den Verlauf dieser Neben-Mulden oft nur zu deutlich erkennen lassen.

Das zu wählende Böschungsverhältnis der Gräben ist von der mineralogischen Zusammensetzung des Bodens abhängig. Im allgemeinen wählt man:

in reinen Sandböden	1:3		in Tonböden . . .	1:1,25	bis 1:1,5
» bindigen »	1:2	bis 1:2,5	» Niederungsmoor .	1:1	» 1:1,5
» lehmigen Böden	1:1,5	» 1:2	» Hochmoor . . .	1:0	» 1:0,25.

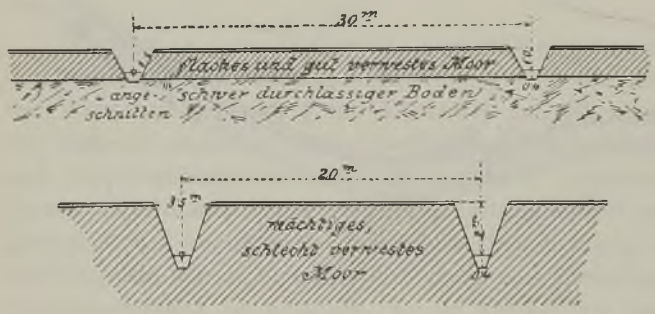
Wenn die Böschung Neigung hat, nachzugeben, so muß sie befestigt werden. Im allgemeinen genügt hierzu eine Fußfaschine. Aus möglichst schlankem nicht zu sperrigem Reisig wird die Faschine 10 bis 30 cm dick gebunden und als fortlaufende Wurst mit Draht umwickelt. Sie wird am Fuße des Grabens mit 5 bis 7 cm starken Pfählen in Entfernungen von 0.5 bis 1 m befestigt. Die Pfähle sind mit Neigungen nach links und rechts abwechselnd durch die Wurst zu schlagen, so daß sie im Querschnitt ein Kreuz bilden und die Faschine nicht abgehoben werden kann. Oberhalb des mittlern Wasserstands kann die Böschung mit Rasen befestigt werden, oder sie ist, nach Behandlung mit Mergel und Kunstdünger, zu besäen. Ohne Düngung ist eine ausreichende Begrünung nicht zu erwarten.

Die Damm- oder Beetgräben liegen meist gleichgerichtet in 20 bis 40 m Entfernung, je nach der Durchlässigkeit des Bodens. Sie werden so angelegt, daß die Dämme leicht zugänglich sind und in den Gräben ein nicht zu starkes Gefälle entsteht. Denn da die Gräben der Grundwasserspiegelsenkung wegen eine bestimmte Tiefe und zu ihrer Ausführung eine Sohlenbreite von mindestens 0,30 m haben müssen, dabei aber ein sehr geringes Zuflußgebiet entwässern, so besitzen sie in der Regel ein sehr großes Fassungsvermögen selbst bei außerordentlich kleinem Gefälle.

Derartige Damm- oder Beetgräben werden meist bei der Moorkultur ausgeführt. Die Tiefe dieser Gräben wird in flachem Moor auf die für Ackerkulturen maßgebende Tiefe von 1 m bemessen; in tiefgründigem Moor, das nach der Entwässerung sich voraussichtlich stark setzt, auf 1,3 bis 1,5 m; in sehr mächtigem Moor auf 2 m und mehr. Denn da die Abgabe des Wassers aus dem Moor nur sehr langsam stattfindet, so ist es nützlich, sie gleich zu Anfang durch größere Tiefe zu begünstigen.

Dabei ist es wichtig, mit der Vertiefung der Gräben langsam vorzugehen, unter Umständen erst eine Vorentwässerung auszuführen. Dadurch vollzieht sich das Ablassen des Wassers und das Setzen des Moores gleichmäßiger, es entstehen keine Risse im Moor, die sonst leicht vorkommen, das Moor behält seine Festigkeit. Erst im folgenden Jahr oder in spätern Jahren darf die volle Vertiefung der Gräben folgen.

Abb. 11. Entfernung und Tiefe der Beetgräben für Moordammkulturen.



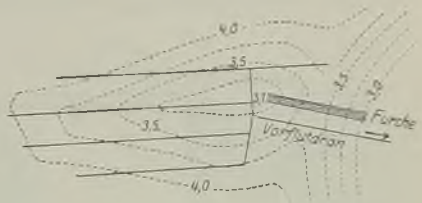
Die Entfernung der Beetgräben im Moor ist abhängig von der Mächtigkeit des Moors, dem Grade der Verwesung und der Beschaffenheit des Untergrunds. In einem gut verwesten Moore, das auf schwer durchlässigem Boden ruht, das aber so flach ist, daß die Gräben das Moor durchdringen, kann die Grabenentfernung auf 30 m bemessen werden (Abb. 11). Ruht ein Moor von gleicher Beschaffenheit auf durchlässigem Sande, so kann die Entfernung 40 m gewählt werden und sogar mehr, wenn der Sand kalkreich ist. Ist das Moor mittelständig, wird der Sand von den Gräben nicht angeschnitten, so vollzieht sich die Entwässerung langsamer; es ist dann trotz größerer Grabentiefe nicht ratsam, die Entfernung der Gräben auf mehr als 25 m festzusetzen. Und ist das Moor sehr mächtig und dazu schlecht verwest, so muß selbst bei 2 m und größerer Grabentiefe die Entfernung auf nur 20 m beschränkt werden (Abb 11).

Furchen sind flache Gräben, die zur Beschleunigung der Trockenlegung auf Äckern

mit schwerem, undurchlässigem Boden gezogen werden, solange der Boden noch nicht dräniert ist. Sie werden in 5 bis 15 m Entfernung, je nach der Steigung des Geländes, durch den Pflug hergestellt, indem derselbe erst nach der einen, dann nach der andern Seite die Schollen aufwirft. Die Furchen vereinigen sich in Sammelfurchen, die in die Zuggräben münden. Bei langer Ausdehnung der Furchen werden nicht allein am Ende, sondern auch in der Mitte Querfurchen als Sammelfurchen angelegt. Muldenartige Einsenkungen sind durch Fangfurchen zu umschließen und demnächst durch besondere kurze Furchen zu entwässern.

Auch auf dränierten Feldern sind derartige Furchen erforderlich, dann nämlich, wenn es sich darum handelt, auf schwerem Boden dem Tagewasser gute Vorflut zu geben. In solchen Fällen sickert das Tagewasser zu langsam in den Boden ein, viel zu langsam für das Erfordernis der Ernte: es muß darum die offene Vorflut begünstigt werden. Besonders notwendig sind die Furchen dann, wenn Mulden im Felde vorkommen. Diese Mulden bringen den Landwirt zur Verzweiflung. Sie halten das Wasser fest, und es dauert viel zu lange, bis es durch den schweren Boden in die Dräns absickert. Solchen Mulden muß man durch eine flache offene Rille, die durchackert werden kann, Vorflut geben. Abb. 12 deutet das Verfahren an.

Abb. 12. Furche zur Entwässerung einer flachen Mulde im dränierten Felde.



Mulden von 10 bis 20 cm Tiefe lassen sich auf diese Weise sehr leicht entwässern, aber auch bei tiefern Mulden von 30 bis 40 cm Tiefe ist das Mittel anwendbar und mit Erfolg benutzt worden. Die Rille durchbricht den Sattel an der schmalsten Stelle, ist daher ziemlich kurz. Sie mündet am untern Ende breit aus, ihre Verbindung mit einem Zuggraben ist nicht nötig. Der Mutterboden ist vorher zu beseitigen und später wieder aufzubringen. Die Anwendung des Pfluges genügt in den meisten Fällen. Es ist nicht zulässig, die Rille durch Dräns zu kreuzen, weil diese Dräns unter der Rille leicht verschlammen würden.

§ 11. Versenkung.

Die Versenkung des Wassers in eine durchlässige Schicht des Untergrunds ist dann ausführbar, wenn diese Schicht eine genügende Mächtigkeit besitzt und in nicht zu großer Tiefe sich befindet. Dabei ist folgendes zu beachten:

1. Es ist zu prüfen, ob die für die Wasserversenkung in Aussicht genommene Stelle nicht etwa unter dem Drucke von Wasser aus höheren Gebieten steht, denn sonst würde statt der Absenkung ein Aufquellen des Wassers erfolgen.

2. Es ist zu untersuchen, ob allezeit Vorflut für die durchlässige Schicht vorhanden ist. Liegt diese z. B. im Rückstau eines Flusses, so würde ein Anschwellen des Wasserstands im Flusse die Wasserabsenkung zeitweise unmöglich machen.

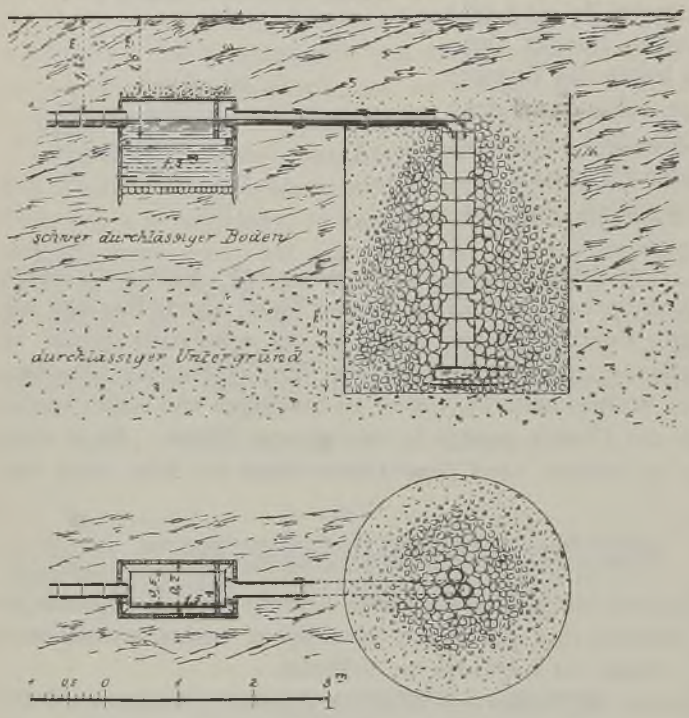
3. Es darf das zu versenkende Wasser keine mechanischen Beimengungen enthalten. Denn die beigemengten Schlickteile würden die Zwischenräume der durchlässigen Schicht in der Nähe des Wasseraustritts bald ausfüllen und damit den Erfolg aufheben. Ist das Wasser nicht schlickfrei, so muß es vor der Versenkung gereinigt werden.

Nach der sog. holländischen Dränung werden zahlreiche Löcher durch die undurchlässige Schicht in den durchlässigen Untergrund gebohrt; diese Löcher werden bis 0,4 m unter Oberfläche mit kleinen Steinen gefüllt, nachdem man vorher eine Stange inmitten des Loches aufgestellt hat. Die Stange wird vor Beendigung der Steinfüllung herausgezogen. Die Zahl derartiger Löcher ist sehr groß, sie beträgt 1000 bis 6000 auf einem Hektar.

Einen größern und zuverlässigern Erfolg hat die Versenkung durch Brunnen. Sie wird mitunter auf dränierten Feldern angewandt, wenn die Vorflutbeschaffung für die Dränausmündungen schwierig ist, aber das Gelände die Möglichkeit bietet, das Wasser in den Untergrund zu versenken. Die großen Wassermengen, die hier zusammenströmen, zwingen dazu, mit besonderer Sorgfalt auf die Reinigung des Wassers von allen Schlickteilen Bedacht zu nehmen. Es muß deshalb vor jedem Senkbrunnen ein Schlammfang angelegt werden, und dieser ist mit einem Wasserverschluß auszustatten, der durch den sich ansammelnden Schlick von selbst gesperrt wird.

Abb. 13 erläutert durch Längenschnitt und Grundriß einen Schlammfang mit Senkbrunnen, die mit einfachen Mitteln herzustellen sind[1]). Der Schlammfang besteht aus Bohlen, die um einen viereckigen, in ungefähr 1,6 m Tiefe versenkten Holzrahmen in den Boden eingetrieben werden. Die Sohle wird mit Steinen abgepflastert. Die Dränung mündet durch ein Loch an der Schmalseite des Kastens. An der entgegengesetzten Seite findet, geschützt durch einen aus Bohlen in einfachster Weise hergestellten Wasserverschluß, die Ableitung nach dem Brunnen durch ein Tonrohr statt. Der Schlammfang selbst wird mit Bohlen lose abgedeckt, mit Erde überschüttet und überackert. Er muß von Zeit zu Zeit geräumt werden.

Abb. 13. Senkbrunnen mit Schlammfang im Längenschnitt und Grundriß.



Zur Anlage des Brunnens wird eine runde Grube bis 1,5 m Tiefe in den durchlässigen Untergrund hinab ausgehoben. Der Boden wird mit Steinen bedeckt. Eine große Steinplatte wird in der Mitte verlegt, und auf dieser werden drei oder mehr Dränrohrstränge lotrecht aufgebaut. Die Dränröhren werden während des Aufbauens mit Steinen umpackt; sie können schadhaft sein, es ist sogar gut, Löcher in sie zu schlagen oder eine Kante zu brechen, damit das Wasser aus ihnen schnell in die Steinumpackung abfließen kann. Um die lotrechte Stellung der Dränröhren zu sichern, werden während der Ausführung Stangen durch sie gesteckt. Die Steinumhüllung ist so anzuordnen, daß die größten Steine in unmittelbarer Nähe der Röhren, in größerer Entfernung aber kleinere Steine und am Umfang des Brunnens nur grober Kies sich befindet. Bei dieser Verpackung wird die schnellste Abgabe des Wassers an den durchlässigen Untergrund erzielt und ein Rückstau in den Schlammfang und die Dränung vermieden. Der Brunnen selbst wird endlich mit gutem Boden bedeckt und wie der Schlammfang überackert.

---

[1]) Siehe GERHARDT, »Kulturtechnik«, 5. Aufl., Berlin 1922, S. 179.

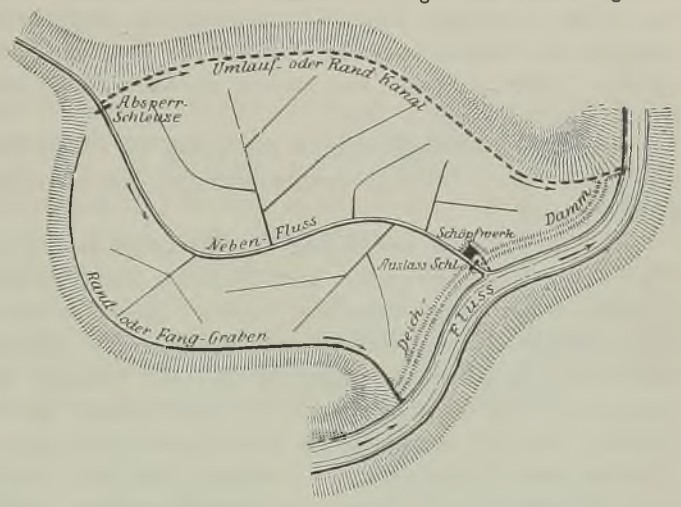
Im allgemeinen ist aber zu bemerken, daß die offene Vorflut, wenn sie überhaupt ausführbar ist, vor der unterirdischen Vorflut durch Absenkung des Wassers stets den Vorzug verdient.

C. Künstliche Vorflut.

§ 12. Erfordernisse der künstlichen Vorflut.

Im Unterlauf der großen Flüsse und Ströme und in der Nähe des Meeres, wo durch lang andauernde Hochwasser und durch die bei ungünstigem Winde stark auflaufenden Meeresfluten oder zurückgehaltenen Ebben die Entwässerung der Niederungen oft auf längere Zeit ganz unmöglich gemacht wird, ist die Vorflut nicht selten auf natürlichem Weg überhaupt nicht zu erreichen. Ja manche Niederungen liegen so tief, z. B. in Holland, daß das Binnenwasser nie ganz zum Abfluß gelangen kann. Andererseits gibt es auch im Binnenland Flußtäler, in denen die natürlichen Vorfluten gerade zu jenen Zeiten sehr hohe Wasserstände führen, wo die angrenzenden niedrig liegenden Talungen vom überflüssigen Wasser frei gehalten werden sollten. Derartig bedrohte Niederungen können nur dann in lohnende landwirtschaftliche Kultur genommen werden, wenn die nötige Vorflut durch mechanische Hebung des Wassers künstlich geschaffen wird.

Abb. 14. Künstliche Vorflut einer eingedeichten Niederung.



Dies setzt voraus, daß das zu entwässernde Gebiet vor allem gegen das Eindringen des Flutwassers durch Eindämmung oder Eindeichung geschützt werde. — Um aber dem Binnenwasser auch dann seinen natürlichen Abzug anweisen zu können, wenn die Wasserstände im Flußlauf tief genug liegen, sind in die Dämme Auslaßschleusen (Siele) einzubauen, durch deren rechtzeitiges Öffnen nicht nur an Pumpkosten gespart, sondern auch eine raschere Entwässerung erzielt wird (s. Abb. 14). Wo tunlich, werden diese Auslaßschleusen selbsttätig wirkend erbaut. Soll das Entwässerungsgebiet (z. B. Wiesengelände) zeitweilig auch überstaut werden, so sind an der Auslaßschleuse auch binnenseitig Verschlußvorrichtungen anzubringen. — Weiterhin ist zur Herabminderung der Pumpkosten darauf zu sehen, daß alles noch auf natürliche Weise abzuleitende Wasser von den tiefen Teilen der Niederung durch Fanggräben oder Randkanäle ferngehalten werde, denn man hat die Trockenlegung des ganzen Gebiets mit Rücksicht auf die zur Verfügung stehende Zeit um so besser in der Gewalt, je geringer die künstlich zu hebende Wassermenge ist.

§ 13. Berechnung der Schöpfwerke.

Beginn und Dauer der Schöpfzeiten sind in erster Linie von den Witterungsverhältnissen des Jahres abhängig, da hierdurch die Menge der im Frühjahr entstehenden Schmelzwasser und die Größe der während des Pflanzenlebens auszuschöpfenden

Sommerniederschläge bedingt sind. Weiterhin ist von Einfluß auf Beginn und Dauer der Schöpfzeit die in dem Entwässerungsgebiet vorherrschende Kulturart. Ist es Ackerland, so muß früher und kräftiger mit dem Schöpfen begonnen werden und der Wasserstand ist dauernd niedriger zu halten als auf Wiesland. Aber auch beim Anbau von Winterfrüchten braucht in milden Wintern nicht immer gepumpt zu werden, da eine zeitweise Überstauung den Winterfrüchten bei kaltem Wetter erfahrungsgemäß nicht immer schadet.

Das mehr oder minder frühe Erwachen des Pflanzenlebens im Frühjahr und die Schnelligkeit, mit der es sich entwickelt, sind endlich gleichfalls von Einfluß auf Beginn und Dauer der Schöpfzeit. Beide Vorgänge verlaufen aber fast alljährlich verschieden, so daß keinem Schöpfwerk von vornherein Beginn und Dauer der Schöpfzeit ein für allemal vorgeschrieben werden können. Im allgemeinen ergibt sich, daß in den westlichen Teilen Deutschlands das Pumpen früher beginnen kann, als in den östlichen, und daß in jenen auch eine längere Dauer für die Pumpzeit zur Verfügung steht. Man hat in den westlichen Teilen Deutschlands im allgemeinen 31 Tage Zeit für das Auspumpen des Frühjahrswassers: nämlich die Zeit von Mitte März bis Mitte April: in den mittlern Teilen 30 Tage: von Anfang bis Ende April; und in den östlichen nur 20 Tage: nämlich vom 1. bis 20. Mai.

Die aus einer eingedeichten Niederung zu hebenden Wassermengen setzen sich zusammen aus: Überschwemmungswasser, Regenwasser, Kuver- und Qualm- oder Drängewasser.

Das im Frühjahr bei Beginn der Schöpfzeit im Entwässerungsgebiet sich sammelnde Überschwemmungswasser kann leicht aus dem Flächennivellement und dem ermittelten höchsten Wasserstand berechnet werden; hierzu kommt das während der Schöpfzeit niederfallende und von einem nahen Regenmesser angegebene Regenwasser. Der so gefundenen Gesamtwassermenge ist noch das während der Schöpfzeit in das Entwässerungsgebiet eindringende Kuver- und Qualmwasser zuzufügen. Kuverwasser ist das Wasser, das bei mangelhaftem Deichboden durch den Deichkörper hindurch dringt, Qualm- oder Drängewasser dasjenige, das bei durchlässigem Untergrund innerhalb einer eingedeichten Niederung zu Hochwasserzeiten auftritt. Für beide ist eine genaue Bestimmung unmöglich; man ist auf Schätzungen angewiesen. Die Menge des Kuverwassers kann noch nach der Beschaffenheit des Deiches einigermaßen beurteilt werden; die Schätzung des Qualm- oder Drängewassers dagegen ist ganz unsicher. Dies Wasser ist abhängig von der Bodenbeschaffenheit, der Länge der begrenzenden Dämme und der Dauer der Überflutung des Vorlands. Verlaufen die Außenwasserstände derart, daß die größte Menge des eindringenden Qualmwassers mit dem höchsten Binnenwasserstand zusammentrifft, so kann dadurch die zu behebende Wassermenge erheblich vergrößert, ja in einzelnen Fällen derart vermehrt werden, daß es mit Pumpen gar nicht mehr bewältigt werden kann und deshalb die Schöpfarbeit bis zum Sinken des Außenwassers auf eine erfahrungsgemäß bestimmte Höhe eingestellt werden muß. In der Regel macht sich aber das Drängewasser erst nach Eintritt des höchsten Binnenwasserstands bemerkbar und dann kommt es bei Berechnung der zu hebenden Wassermenge weniger in Betracht, da es dann nur die Schöpfzeiten verlängert, die zu behebende größte Wassermenge aber nicht wesentlich erhöht, ähnlich wie jenes Druckwasser, das infolge erheblicher Senkung des Binnenwasserspiegels in größerer Menge eintritt.

Ist die in der Sekunde zu hebende Wassermenge (Q) bestimmt, so ist die mittlere Hubhöhe (h) zu ermitteln. Sie ergibt sich aus dem Unterschied zwischen den Außenwasserständen und dem normalen Binnenwasserstand. Die Höhe der Außenwasserstände ergeben die in der Entwässerungszeit vorgekommenen Pegelhöhen. Der nur in seltenen

Fällen überschreitende Normal-Binnenwasserstand bestimmt sich nach den Bodenverhältnissen und der Kulturart (Wiese, Weide oder Ackerland). Bei Wiesland wird der Normalbinnenwasserstand auf 0,5 m unter der Bodenoberfläche, bei Weiden etwa 0,7 m und bei Ackerland etwa 1,0 m angenommen. Dabei ist aber zu berücksichtigen, ob infolge der Entwässerung die Kulturart nicht geändert werden wird; in der Regel steigern sich mit der Zeit die Anforderungen der Grundbesitzer, namentlich wenn nach der Trockenlegung auch eine Senkung des Bodens sich einstellt.

Aus dem Unterschied des so bemessenen, für die Winter- und Sommermonate nicht selten verschieden angenommenen Normalwasserstands und den Außenwasserständen ergibt sich die der Rechnung zugrunde zu legende Hubhöhe (h). Wird diese Zahl mit 100 Q multipliziert, so erhält man die Arbeit der Maschine in Meterkilogrammen. Die Zahl der Pferdestärken (N_u) wird erhalten durch Teilung mit 75; denn 75 mkg in der Sekunde stellen eine Pferdekraft dar. Wir haben sonach für die Stärke des Schöpfwerks die Formel:

$$N_u = \frac{1000\, Q \cdot h}{75}.$$

Diese Pferdekräfte sind sog. »Wasserpferdestärken«, d. h. diejenige Leistung, die in befördertem Wasser wirklich ausgeübt werden muß. Die Kraftmaschine selbst (Dampf, Wind oder dgl.) muß stärker sein; denn sie hat nicht allein das Wasser zu heben, sondern außerdem noch die Reibungswiderstände und Verluste zu überwinden, die bei Benutzung der Wasserhebemaschine entstehen. Diese Reibungswiderstände und Verluste sind bei verschiedenen Wasserhebemaschinen sehr verschieden. Man pflegt den Wirkungsgrad (Nutzeffekt) durch einen Zahlenwert μ zu bezeichnen, der, multipliziert mit der Leistung der Kraftmaschine, die wirkliche Leistung der Wasserhebemaschine angibt. Will man daher die wirklichen, sog. »effektiven Pferderstärken« (N_e) der Kraftmaschine, oder ihre Nutzpferdestärken ermitteln, so muß N_w durch μ dividiert werden:

$$N_e = \frac{N_w}{\mu}.$$

Hierbei ist zu bemerken, daß μ nicht allein für verschiedene Wasserhebemaschinen sehr verschieden ist, sondern auch für dasselbe Werk sehr veränderlich wird, je nach der zu überwindenden Hubhöhe. Gewöhnlich wird für jede Wasserhebemaschine die günstigste Nutzwirkung bei der günstigsten Hubhöhe angegeben. In der ersten Zeit des Auspumpens, wenn die Hubhöhe sehr gering ist, ist die Nutzwirkung ungleich kleiner. Es muß daher bei der Bemessung der effektiven Pferdestärken oder bei Beurteilung einer vorhandenen oder gewählten Maschine hierauf Rücksicht genommen werden.

Die Maschinentechniker pflegen die Stärken der Maschinen nicht nach den Kräften anzugeben, die von den Maschinen als wirkliche Leistung ausgehen, sondern nach denjenigen Kräften, die in den Dampfzylindern der Maschinen entwickelt werden. Die Kräfte nennt man die »indizierten Pferdestärken« (N_i). Ihr Verhältnis zu den von der Maschine ausgehenden effektiven oder Nutzpferdestärken ist abhängig von den Reibungswiderständen in der Kraftmaschine selbst. Werden diese durch den Koeffizienten μ_1 als Nutzwirkung der Maschine ausgedrückt, so ergibt sich die Zahl der indizierten Pferdestärken durch die Formel:

$$N_i = \frac{N_e}{\mu_1} = \frac{N_w}{\mu\,\mu_1}.$$

Der Betrag $\mu\mu_1$ schwankt bei den Wasserwerken für große Niederungen nach ausgeführten Messungen ungefähr zwischen den Grenzen:

0,10	bis	0,34	bei	Hubhöhen	von	0,20	bis	0,50 m,
0,20	»	0,52	»	»	»	0,50	»	1,00 »
0,32	»	0,68	»	»	»	1,00	»	2,00 »
0,42	»	0,70	»	größern Hubhöhen.				

Das Schöpfwerk wird an der tiefsten Stelle der Niederung, wo möglich unmittelbar neben der Auslaßschleuse angeordnet. Je nach der Form der zu entwässernden Fläche, der Tieflage, der einzelnen Teile, nach dem vorhandenen Gefälle, der Möglichkeit der Grabenführung usw. hat man sich zu entscheiden, ob die Anlage eines Schöpfwerks genügt oder ob die bezeichneten Verhältnisse nicht die Herstellung mehrerer Werke zweckmäßig erscheinen lassen. Im letztern Fall ist bei dem Entwerfen insbesondere darauf zu sehen, daß alle Teile der Niederung gleichzeitig trocken gelegt werden können. — Jedes Schöpfwerk besteht aus zwei Hauptteilen: der Wasserhebemaschine und Kraftmaschine.

§ 14. Wasserschnecken und Wasserschrauben.

a) Wasserschnecken.

Unter den Wasserhebemaschinen kommen für Entwässerungszwecke Wasserschnecken und Wasserschrauben, Wurf- und Pumpräder sowie Zentrifugalpumpen und Kreiselpumpen neuerdings auch der Hydropulsor in Betracht[1]).

Die ummantelte Wasserschnecke, Mantelschnecke oder Tonnenmühle, bei der Mantel und Schraube fest verbunden sind (Abb. 15 und 16), wird heute noch zu Entwässerungen angewendet. Sie kann nach dem Stande des Unterwassers verschieden hoch eingestellt werden und ist auch beförderungsfähig. Die Tonnenmühle findet Anwendung bis zu etwa 4,5 m Hubhöhe. Ihre Achse soll nicht stärker als etwa 30 bis 33° gegen den Horizont geneigt sein. Die Wasserschnecken werden bis zu ungefähr 8 m Länge gebaut und erhalten 3 bis 4 Schraubengänge bei 0,2 bis 1,0 m Durchmesser.

Abb. 15. Wasserschnecke (Seitenansicht). M. 1 : 200.

Abb. 16. Wasserschnecke (Querschnitt). M. 1 : 50.

Da bei der Tonnenmühle das ganze Gewicht des Wassers, das sie gerade enthält, auf der Achse ruht, um die sie sich dreht, so ist die Reibung am untern Achsenlager besonders groß. Für dessen gute Schmierung ist also Sorge zu tragen.

b) Wasserschrauben.

Die offene Wasserschraube ist in einem trogartigen Gerinne von halbkreisförmigem Querschnitt so gelagert, daß der Zwischenraum zwischen den Schraubengängen und der Mantelfläche des Gerinnes möglichst gering wird (5 mm) (Abb. 17 bis 19). Die Spindel der Schraube muß so stark sein, daß keine schädliche Durchbiegung eintreten kann, was bei der Wasserschraube leichter eintritt, als bei der Tonnenmühle, deren Steifigkeit durch den Mantel bedeutend vergrößert wird. Da bei der offenen Wasserschraube die Wände des Troges an dem Gewicht des im Aufsteigen befindlichen Wassers mittragen, so kann sie größer gebaut

[1]) Siehe auch »Lehrbuch des Maschinenbaues«, herausgegeben von Esselborn, 2 Bände, Leipzig.

werden, ohne den Spurzapfen allzusehr zu belasten; dagegen ist es zweckmäßig, wegen der an den Trogwandungen stattfindenden Wasserverluste sie verhältnismäßig nicht so lang, wie die Tonnenmühle herzustellen.

Die Wasserschrauben werden daher in der Regel nur für Hubhöhen bis zu 3 m und in Längen bis zu 10 m angewendet. Sie erhalten auch nur 2 bis 3 Schraubengänge, aber bis zu 2 m Durchmesser (Ganghöhe ungefähr gleich dem Schraubendurchmesser). Bei kleinen Wassermengen werden sowohl Schraube wie Trog aus Holz gebaut (Abb. 17); bei größern Wassermengen dagegen und insbesondere bei den feststehenden Anlagen für Ent- und Bewässerungszwecke wird der Trog in Stein und die Schraube in neuerer Zeit aus Eisen hergestellt (Abb. 18 u. 19).

Die Wasserschraube hat den Vorteil, daß sie nicht so leicht in Unordnung gerät, wie die Tonnenmühle; dagegen fehlt ihr deren Beweglichkeit, was bei stark veränderlichen Wasserständen eine bedeutende Kraftverschwendung zur Folge haben kann.

Abb. 17. Wasserschraube im hölzernen Trog.

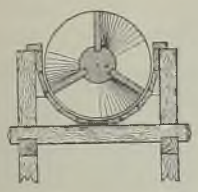
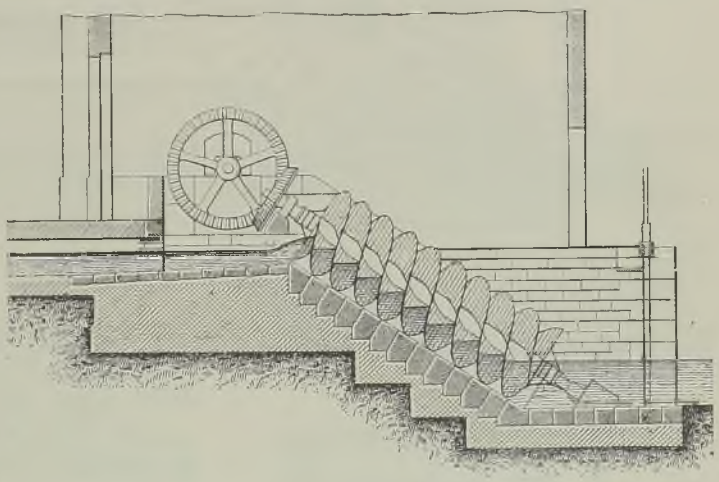


Abb. 18. Wasserschraube in massivem Trog.

Abb. 19. Wasserschraube in massivem Trog (Längenschnitt).



Beide Schneckenarten sind erfahrungsgemäß so aufzustellen, daß ihr unterster Teil nicht ganz in das Unterwasser eintaucht und daß namentlich die Tonnenmühle mit dem Wasser auch immer noch etwas Luft aufnehmen kann. Deshalb wird auch das untere Lager der Tonnenmühle stets beweglich eingerichtet. Die Nutzwirkung der Wasserschnecke wie der Wasserschraube beträgt durchschnittlich $\mu = 0{,}75$.

§ 15. Wurfräder und Pumpräder.

a) Wurfräder.

Die Wurfräder sind den Kropfrädern (mittelschlächtigen Wasserrädern) ähnlich: doch sind ihre Schaufeln nicht radial, sondern exzentrisch angebracht (Abb. 20 u. 21), um beim Eintauchen das Wellental im Unterwasser zu beschränken, das Ablaufen des gehobenen Wassers im Oberwasser zu erleichtern. Die Drehrichtung ist der der Wasserräder entgegengesetzt. Hierbei reißen die Schaufeln das Wasser mit und werfen es in das Oberwasser. Die Räder werden aus Holz in Breiten von 0,45 bis 0,60 m mit 5 bis 6 m Höhe, aus Eisen dagegen bis zu 2,25 m Breite und 8 m Höhe ausgeführt.

Das Wurfrad bewegt sich in einem Gerinne, dem das zu hebende Wasser zugeleitet wird. Um dessen Einlauf zu erleichtern, wird das Gerinne in seinem hintersten Teile

(Hinterfluter) trichterförmig angelegt. An den Hinterfluter, etwa von der Mitte des Rades an, schließt sich der Aufleiter (Kropf) an, d. i. jener Teil des Gerinnes, dem das Rad am dichtesten sich anschließen muß, um Wasserverluste möglichst zu verhüten, und dessen Höhe sich nach der Förderhöhe zu richten hat. Vom Aufleiter gelangt das Wasser in den Vorfluter, der gegen den Aufleiter zu mit der sog. Wachttür verschlossen ist, die selbsttätig wirkt und den Zweck hat, beim Stillstehen des Rades das

Abb. 20. Wurfrad im Memeldelta bei Tramischen (Längenschnitt).

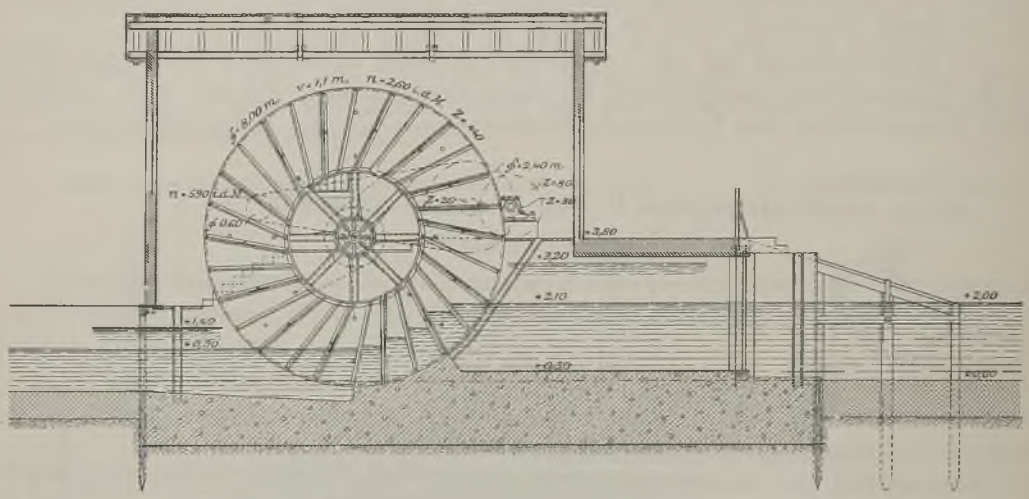
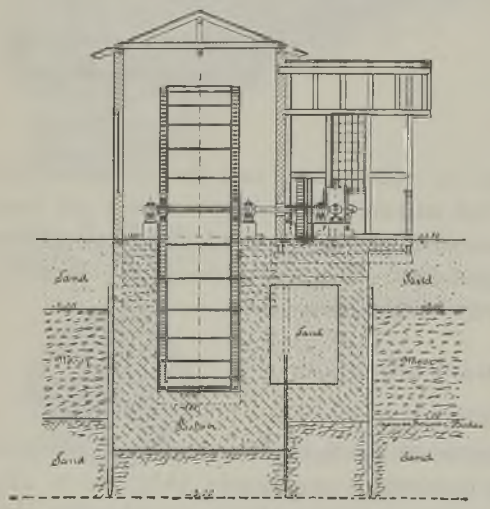


Abb. 21. Wurfrad im Memeldelta bei Tramischen (Querschnitt).



Zurückfließen des gehobenen Wassers zu verhindern. Beim Wiederingangsetzen des Rades öffnet sich die Wachttüre von selbst.

Die Wurfräder werden mit Vorteil nur bei geringen Förderhöhen bis etwa $1\frac{1}{2}$ m, ausnahmsweise 2 m angewendet. Ist die Förderhöhe größer, so stellt man besser mehrere Räder übereinander auf und legt Zwischenbusen an. Die Tauchtiefe beträgt etwa 0,6 bis 0,9 m und die Umfangsgeschwindigkeit soll mindestens 0,65 m betragen, da sonst das Wasser zwischen den Schaufeln und dem Aufleiter wieder zurückläuft. Am meisten leisten die Wurfräder bei einer Geschwindigkeit von 2 bis 2,5 m/Sek. (etwa 4 bis 5 Umdrehungen in der Minute).

Die Vorteile der Wurfräder sind: Einfache Herstellung und billige Unterhaltung, sicherer Gang bei verhältnismäßig geringer Geschwindigkeit, zweckmäßige Leistung, da das Wasser gerade immer nur so hoch gehoben wird, wie der wirkliche Höhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasserspiegel beträgt. Als Nachteile sind die großen Abmessungen der Räder, die Wasserverluste im Kropf und die Notwendigkeit des Vorhandenseins eines nahezu gleich bleibenden Unterwassers zu bezeichnen.

b) Pumpräder.

Da bei den gewöhnlichen Wurfrädern die Schaufeln gegen die Achsen nicht abgeschlossen sind, bei höheren Wasserständen also ein Überfließen der Schaufeln gegen die Achse zu eintreten muß, wodurch nicht nur die Hubhöhe beschränkt, sondern auch der Gang des Rades erschwert wird, so versuchte der holländische Ingenieur OVERMARS ein Wurfrad mit innerer Trommel herzustellen, dessen Schaufelfüllraum und Fördermenge hierdurch vom Unterwasserstand unabhängig gemacht wurden. Damit sollten die Nachteile des gewöhnlichen Wurfrades (geringe Hubhöhe, große Wasserverluste, Zerteilen des Unterwassers, große Umfangsgeschwindigkeit) behoben sein. Der Erfinder nannte sein Rad Pumprad, weil er von ihm auch eine saugende Wirkung erhoffte. Diese hat sich aber nicht eingestellt. Wirkungsgrad ist 54 bis 58 % gegenüber 51 % der gewöhnlichen Wurfräder.

Der Abschluß des Wassers im Vorfluter gegen das Außenwasser wird bei diesem ganz aus Eisen gebauten Rade (Abb. 22) nicht mehr, wie beim gewöhnlichen Wurfrad, allein durch die Radschaufeln, sondern außerdem auch durch den Körper des als hohle Trommel gebauten Rades ausgeübt. Hierdurch wird bei gleichem Durchmesser eine wesentlich größere Hubhöhe (fast bis zur Scheitelhöhe des Rades) als beim gewöhnlichen Wurfrad erzielt, weshalb auch bei gleichen Förderhöhen der Raddurchmesser kleiner gewählt werden kann. Auf der Trommel sind nur gekrümmte Schaufeln befestigt. An Stelle des ansteigenden Aufleiters ist ein genau unter der Radwelle liegendes und aus Mauerwerk hergestelltes Kreisgerinne (Kropf) eingesetzt, dessen Länge etwas größer ist als die Entfernung zweier Schaufelenden.

Abb. 22. OVERMARSsches Pumprad.

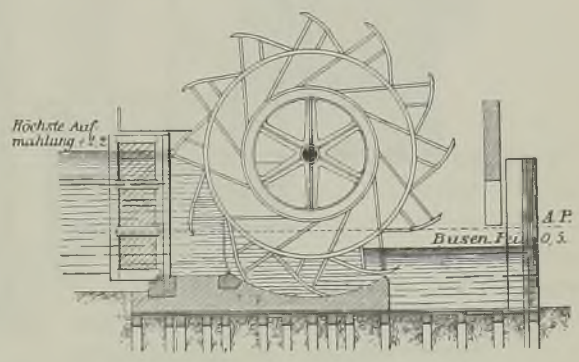
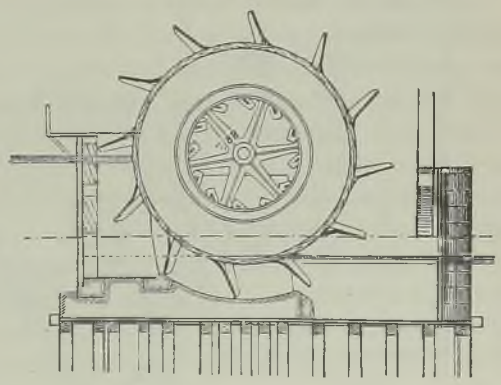


Abb. 23. Pumprad von RIJK.



Infolge des bessern Abschlusses zwischen Ober- und Unterwasser gestatten die Pumpräder bei gleichem Durchmesser größere Hubhöhen (bis zu 6 m) zu überwinden. Dabei soll das Unterwasser wenigstens bis zur Unterkante der Trommel reichen, während das Oberwasser bis fast zur Oberkante der Trommel gehoben werden kann. Um den Einlauf des Wassers in die Schaufel und den Austritt aus diesen zu erleichtern, werden die Gerinne vor und hinter dem Rad erweitert. Die Umfangsgeschwindigkeit der Pumpräder soll nicht größer als 1,0 bis 1,5 m angenommen werden. Bei wachsenden Wasserständen nimmt die Nutzleistung der Pumpräder erfahrungsgemäß rasch ab.

Das Pumprad von RIJK (Abb. 23) unterscheidet sich von dem OVERMARSschen Rad nur durch die Form der Schaufeln. Diese hat aber den Nachteil, daß bei raschem Radgang viel Luft mitgerissen und dadurch die Nutzleistung herabgedrückt wird.

Als Nachteile der Pumpräder sind die hohen Gründungskosten und die große Räderübersetzung bei Dampfbetrieb zwischen Maschine und Radwelle zu bezeichnen;

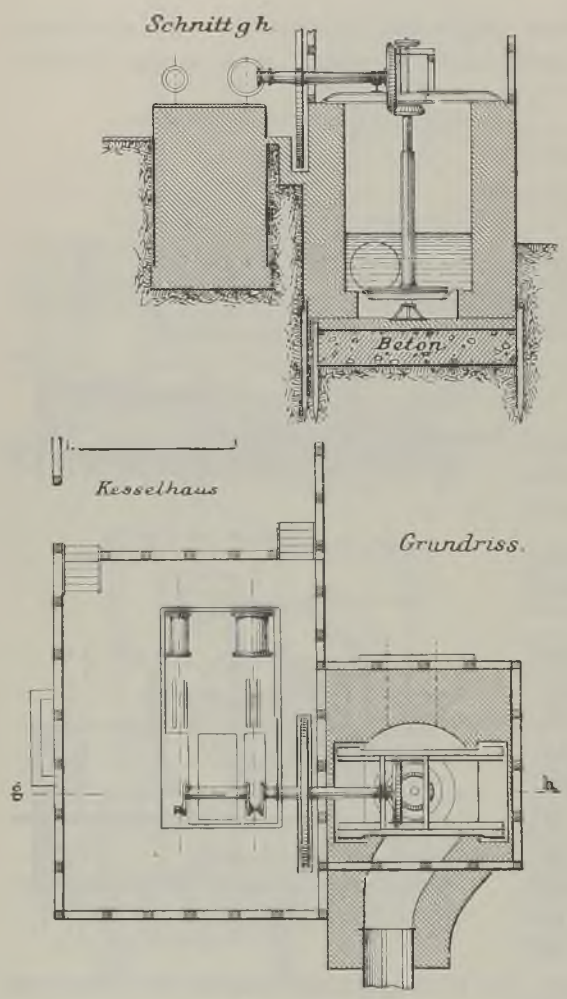
außerdem gestaltet sich der Betrieb bei Frostwetter wegen des Eisansatzes an den Schaufeln schwierig, so daß die Erfolge dieser Räder nicht ganz den Erwartungen entsprochen haben, und in neuerer Zeit Zentrifugalpumpen im allgemeinen vorgezogen werden.

§ 16. Kreisel und Zentrifugalpumpen.

a) Kreisel.

Wenn eine wagerechte Scheibe, die an der Unterseite gekrümmte Rippen hat, durch eine lotrechte Welle schnell nach der ausbuchtenden Richtung der Rippen gedreht wird, so wird das Wasser von den Rippen erfaßt und nach dem Umfang der Scheibe geschleudert. Ist hier eine horizontale Wand mit kreisförmiger Öffnung derart angebracht, daß der Rand der Scheibe oberhalb dieser Wand sich befindet, so wird das Wasser in den Raum oberhalb der Scheibe gedrückt. Dieser Raum steht mit dem Oberwasser, der Raum unter der Scheibe mit dem Unterwasser in Verbindung. Die kreisförmige Öffnung der eisernen Trennungswand muß möglichst genau an den Kreisel anschließen. Die Kreiselwelle lagert unten in einem Spurzapfen. Abb. 24 stellt den Kreisel des Rampitz-Aurither Deichverbands an der Oder in Aufriß und Grundriß dar. Der Wirkungsgrad der Kreisel wechselt zwischen 0,28 und 0,46. Der Kreisel hat den Vorteil, daß er das Wasser nicht höher hebt, als der Unterschied zwischen Ober- und Unterwasser erfordert. Er hat aber den Nachteil, daß er im Unterwasser liegt und daher schwer überwacht werden kann. Wenn durch Kraut oder andere eingeklemmte feste Körper ein Stillstand eintritt, so muß der Kreisel mit einem Zeitaufwand von mehreren Tagen gehoben, gereinigt oder ausgebessert werden.

Abb. 24. Kreisel des Rampitz-Aurither Deichverbands.



Der NEUKIRCHsche Kreisel (Abb. 25 u. 26) unterscheidet sich von den gewöhnlichen Kreiseln dadurch, daß das Kreiselrad einen bis über den höchsten Oberwasserstand reichenden, oben offenen Blechzylinder trägt, der mit jenem wasserdicht verbunden ist und sich mitdreht. Dadurch wird ein bedeutender Auftrieb erzeugt, der den Spurzapfen des Kreisels entlastet und den ganzen Kreisel fast zum Schwimmen bringt. Außerdem bildet der Blechzylinder mit dem Kreiselrad zusammen das Schwungrad der Betriebsdampfmaschine.

Die günstigste Wirkung dieses Kreisels stellt sich bei nicht zu hohen und vor allem bei nicht zu stark wechselnden Wasserständen ein; bei kleinen Wasserständen belastet der

Mantel den Kreisel zu sehr und bei hohen Wasserständen wirkt der zu große Auftrieb störend auf die Lagerung der Welle.

b) Zentrifugalpumpen.

Die seit der ersten Londoner Weltausstellung (1851) bekannten, allseitig in Gehäuse eingeschlossenen Zentrifugalpumpen sind dort am Platz, wo große Förderhöhen zu überwinden sind. Sie erhalten bescheidene Größen, haben keine Ventile und machen vielfach auch keine bedeutendern Gründungen nötig. Sie liefern das Wasser in

Abb. 25. NEUKIRCHscher Kreisel. (Aufriß).

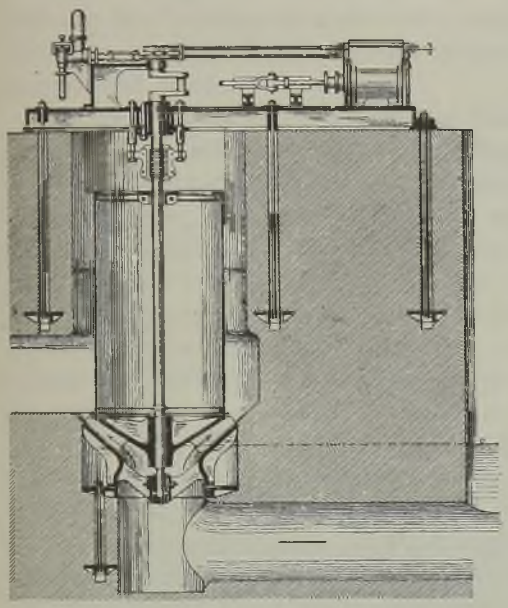
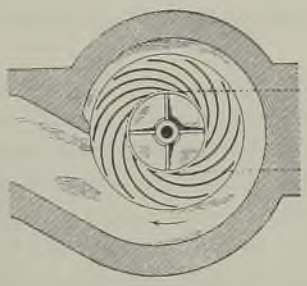


Abb. 26. NEUKIRCHscher Kreisel. (Querschnitt).



einem gleichmäßigen Strome vom Unter- zum Oberwasser, sind in allen Größen verwendbar und erhältlich und bieten auch die größte Sicherheit gegen Betriebsstörungen. Der Eintritt des Wassers in das Gehäuse soll der bessern Druckverteilung wegen tunlichst beiderseitig erfolgen.

Die Welle kann liegend oder stehend angeordnet werden. Eine Zentrifugalpumpe mit stehender Welle hat das Schöpfwerk des Lunow-Stolper Bruches südlich von Schwedt a. d. Oder[1]). Vier Zentrifugalpumpen lagern hier nebeneinander vollständig im Unterwasser und werden durch eine wagerechte Welle mit Kegelrädern angetrieben. Ihre Saugöffnungen entnehmen das Betriebswasser unmittelbar dem Binnenwasser. Das Druckrohr liegt gleichfalls wagerecht fest vermauert in der Abschlußwand des Oberwassers. Besichtigungen solcher Pumpen sind schwer durchzuführen. Sie werden daher kaum noch gebaut.

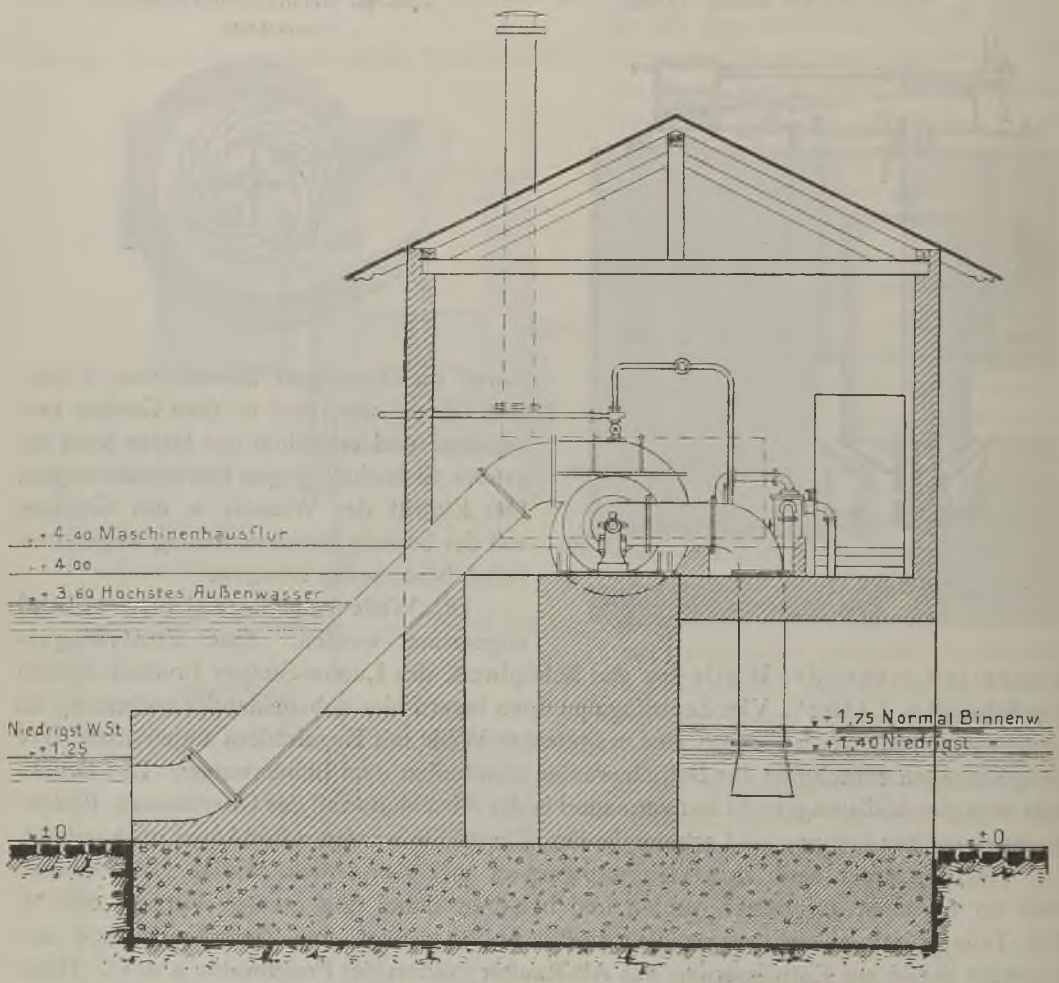
Viel bequemer sind Zentrifugalpumpen mit liegender Welle. Sie können stets im trocknen aufgestellt werden und behalten dabei den großen Vorzug, daß all ihre Teile jederzeit leicht zugänglich sind. Abb. 27 zeigt eine Zentrifugalpumpe mit liegender Welle zur Entwässerung des Alt-Ranfter Polders bei Freienwalde a. d. O. Diese Pumpen wirken in der Regel um so besser, je näher am Unterwasserspiegel sie aufgestellt werden. Bei gut gebauten Pumpen sind aber Saughöhen bis zu 6 m ohne weiteres zulässig.

Wenn eine Zentrifugalpumpe über dem Unterwasserspiegel aufgestellt wird, so ist das Saugrohr mit einem Fußventil zu versehen. Um das Eindringen von Luft vom Ausguß her in das Schaufelrad zu verhüten, ist am Ende des Ausgußrohrs eine Klappe anzubringen. Vor Inbetriebsetzung der Zentrifugalpumpen müssen sie ganz mit Wasser gefüllt werden. Bei Dampfbetrieben erfolgt dieses Aussaugen der Pumpe am zweckmäßigsten mittels einer Dampfstrahlpumpe, wie Abb. 27 zeigt.

[1]) Wochenblatt für Baukunde 1887, S. 483.

Fußventil und Absperrklappe können erspart werden, wenn nicht allein das Saugrohr stets unter Unterwasser reicht, sondern auch das Druckrohr heberartig gekrümmt und bis unter den niedrigsten Oberwasserstand geführt wird. So entsteht eine heberartige Verbindung vom Unter- bis zum Oberwasser und der große Vorteil, daß nur der Unterschied zwischen beiden Wasserspiegeln als Druckhöhe von der Maschine zu überwinden ist. Derartige Anlagen wirken unter allen Umständen vorteilhaft. Man nennt sie Heber-Zentrifugalpumpen. Die Alt-Ranfter Pumpe, Abb. 27, ist eine Heber-

Abb. 27. Zentrifugalpumpe des Alt-Ranfter Polders bei Freienwalde a. d. Oder.



Zentrifugalpumpe. Bei den neuerdings ausgeführten Anlagen dieser Art hat sich ergeben, daß eine schalltrichterartige Erweiterung des Druckrohrs wie des Saugrohrs von vorteilhaftem Einfluß auf die Nutzwirkung der Pumpe ist.

Die Zentrifugalpumpen haben zwar im allgemeinen den Nachteil, daß sie sich durch das Gehäuse dem prüfenden Blick entziehen, aber sie haben den großen Vorzug, eine marktgängige Ware zu sein, die schnell und billig beschafft werden kann. Wegen ihrer raschen Umdrehung eignen sie sich besonders für den Antrieb mit elektrischer Kraft. Sie sind immer betriebssicher, erfordern wenig Instandsetzungsarbeiten, keine kostspieligen Gründungen und wirken selbst bei kleinen Anlagen und stark schwankenden

Hubhöhen vorteilhaft. Eintreibende Gegenstände müssen ferngehalten werden, weil sonst die Leistung sehr schnell herabgeht und die Radneigung des Gehäuses zeitraubend und umständlich ist. Ganz besonders empfiehlt sich die Anwendung der Zentrifugalpumpen bei großen Hubhöhen und ziemlich gleichbleibenden, nur in engen Grenzen schwankenden Außenwasserständen.

§ 17. Kraftmaschinen.

1. Die Göpelwerke und Tretmotoren zum Antrieb langsam gehender Wasserhebemaschinen (Schnecken, Wurfräder und Kolbenpumpen) durch tierische Kräfte können nur dort in Frage kommen, wo geringe Wassermengen zu fördern sind. Die langsame Drehung des Göpelwerks muß durch geeignete Übertragung in die schnellere Drehung der Schnecken oder Wurfräder oder in die auf und niedergehende Bewegung der Pumpen umgewandelt werden.

2. Die Windmühlen waren vor Erfindung der Dampfmaschine die wichtigsten Motoren für künstliche Entwässerungsanlagen. Die zu Anfang des 14. Jahrhunders erfundenen Mühlen (mit vier großen Armen oder Flügeln) wurden zuerst in Holland zur Wasserförderung benutzt. Die Leistung einer solchen Windwassermühle ist auf Grund zahlreicher Versuche zu 54,7 cbm auf 1 m Hubhöhe in der Minute durchschnittlich ermittelt worden bei einer Flügellänge von 22 bis 28 m. Die kleinern Mühlen von 12 bis 20 m Rutenlänge, wie solche in den deutschen Marschgegenden vielfach Verwendung gefunden haben und zum Teil noch finden, entwickeln eine Leistung von etwa sechs Pferdestärken und können je nach der Menge des Qualmwassers 60 bis 200 ha trocken halten. Die sog. Windräder werden wir in § 18 besonders behandeln.

3. Wasser fand als Betriebskraft bei Entwässerungen bisher nur selten Anwendung. Wasserstrahlpumpen mit Hochdruckleitung wurden angewandt zur Entwässerung einzelner überschwemmter Grundstücke, besonders in Städten nach einem ungewöhnlichen Hochwasser. Dies geschah z. B. nach dem großen Hochwasser des Rheines im Jahre 1880 zur Entwässerung zahlreicher mit Wasser gefüllter Keller in Duisburg. Dasselbe geschieht seit vielen Jahren ohne Störung auf einem Gut in Sickelsjö in Schweden [1]).

Neuerdings scheint der Hydropulsor des Regierungs- und Baurats ABRAHAM berufen zu sein, Wasser als Betriebskraft zur Entwässerung von Ländereien in sehr einfacher und vorteilhafter Weise zur Geltung zu bringen. Wir kommen auf diese Erfindung in § 19 zurück.

4. Dampf hat als Betriebskraft den großen Vorteil, daß durch ihn eine beliebig große Zahl von Pferdekräften erzeugt werden kann und diese jederzeit zur Verfügung stehen. Es sind sowohl bewegliche wie feststehende Dampfmaschinen in Gebrauch. Die beweglichen Maschinen dienen hauptsächlich für kleinere oder zeitweise erforderliche Entwässerungsanlagen. Werden Lokomobilen benutzt, so empfiehlt es sich, sie mit ausziehbarem Röhrenkessel und mit im Dampfraum liegendem Zylinder zu erwerben. Bei einer festen Anlage wird, wenn angängig, das Maschinenhaus sowohl von dem Kesselhaus wie von dem Pumpenhaus getrennt.

5. Rohöl- und Spiritusmotoren wurden für Entwässerungsanlagen bisher noch wenig benutzt. Von einzelnen Deichverbänden im Mündungsgebiet der Oder wurden sie wegen ihrer geringen Betriebskosten und leichten Gründung gewählt. Sie hatten einwandfrei und ohne Störung bis zum Weltkriege gearbeitet. Dann aber wurde es schwierig, die Betriebstoffe in genügender Menge zu beschaffen; und die wenigen, die beschafft werden konnten, waren so schlecht, daß die Maschinen wiederholt gereinigt werden

[1]) Näheres siehe »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, III. Teil, 5. Aufl.: »Landwirtsch. Wasserbau« § 25.

mußten. Bei später ausgeführten Entwässerungsanlagen im Gebiet des Oderdeltas wurde deshalb statt des Rohöls Elektrizität als Betriebskraft gewählt.

6. Elektrizität[1]) nimmt als Betriebskraft für Entwässerungsanlagen mehr und mehr zu. Ihre Anwendung ist vorteilhaft besonders für die Entwässerung ausgedehnter Niederungen, bei denen es nicht möglich ist, die Vorflut nach einem einzigen Punkte zu lenken, wo sonach mehrere Vorfluter und mehrere Schöpfwerke an verschiedenen Stellen der Niederung angelegt und auch zu gleicher Zeit in Betrieb gesetzt werden müssen. Wenn dann an einer günstig belegenen Stelle, die durch gute Wasserverbindung leicht und wohlfeil mit Kohlen und andern Betriebsmitteln versorgt werden kann, eine elektrische Zentrale angelegt wird, so kann die Übertragung der erforderlichen Betriebskraft auf elektrischem Wege nach den verschiedenen Schöpfwerken vorteilhafter sein als die Anlage einer größern Zahl von Einzelschöpfwerken mit besondern Kraftanlagen.

§ 18. Windräder[2]).

Die in neuerer Zeit gebauten, auf hohen schmiedeeisernen oder hölzernen Türmen aufgestellten Windräder sind wesentlich leistungsfähiger als die alten Windmühlen. Sie unterscheiden sich von diesen außer durch geringern Durchmesser hauptsächlich durch die Fähigkeit der selbsttätigen Einstellung in die Windrichtung und der selbsttätigen Regelung nach der Windstärke.

Abb. 28. Flügelwindrad.

Die selbsttätige Einstellung in die Windrichtung wird in der Regel durch Anbringen einer genügend großen Windfahne (Abb. 28) bewirkt; nur bei großen Windrädern, etwa von 5 m Durchmesser an, wo die Fahne zu bedeutende Abmessungen annehmen würde, werden an ihrer Stelle eine oder zwei kleine, senkrecht zur Radfläche gestellte Windrosetten angebracht (Abb. 29), die das Flügelrad mittels eines Schneckenradgetriebes jeweils langsam in den Wind einstellen.

Die selbsttätige Regelung nach der Windstärke wird durch Verkleinerung und Vergrößerung der wirksamen Radfläche bei den verschiedenen Radarten auf verschiedene Weise herbeigeführt. Man unterscheidet nach der Art der Regelung: Flügelwindräder, Ringräder und Ausweichräder.

Beim Flügelwindrad (Abb. 28, einer Ausführung der Vereinigten Windturbinenwerke G. m. b. H., früher Carl Reinsch, in Dresden) erfolgt die Regelung dadurch, daß Gewichte, die am Rade befestigt sind und sich mit ihm drehen, bei zunehmender Umdrehungsgeschwindigkeit infolge der Zentrifugalkraft nach außen fliegen und dabei ihre Bewegung durch ein Hebelwerk auf die zu mehreren beweglichen Sektoren zusammen-

[1]) Vgl. »Lehrbuch der Elektrotechnik«, herausgegeben von Esselborn, 2 Bände, Leipzig.

[2]) Vgl. »Lehrbuch des Maschinenbaues«, herausgegeben von Esselborn, 2 Bände, Leipzig.

gefaßten Flügel übertragen. Bei wachsender Windstärke nimmt das Rad durch Drehung der Sektoren die Form einer abgestumpften Pyramide an, deren Spitze dem Winde zugekehrt ist. Beim Nachlassen des Windes gehen die Sektoren durch Hebelgewichte wieder zurück. Nur bei kleinen Rädern können zu diesem Zweck auch Federn Verwendung finden.

Abb. 29. Ringwindrad, ausgerückt.

Bei den Ringrädern (Abb. 29) sind die einzelnen, aus Holz oder Blech hergestellten Flügelschaufeln zwischen zwei Ringen drehbar so gelagert, daß sie bei zunehmender Windgeschwindigkeit mittels eines mit Schwunggewichten versehenen Hebelwerkes mehr und mehr in die Windrichtung gedreht werden. Bei abnehmender Windgeschwindigkeit stellen sich dann die Flügelschaufeln unter der Einwirkung von Gegengewichten von selbst wieder in die normale Lage ein. Durch die festen Ringe haben diese Räder eine

größere Steifigkeit als die Flügelräder und werden daher benutzt, wenn die Räder große Durchmesser bekommen müssen.

Bei einer dritten Art der Windräder, den Ausweichrädern (Abb. 30) wird das feste Rad mit zunehmendem Winde durch eine seitlich angebrachte Fahne je nach der

Abb. 30. Ausweichrad (Stahlwindturbine) mit Wasserschnecke.

Stärke des Windes mehr oder weniger aus dem Winde gedreht. Dadurch wird die Angriffsfläche für den Wind verkleinert. Durch eine Feder oder eine andere Gegenbelastung wird das Rad beim Nachlassen des Windes wieder in die Windrichtung gezogen. Die Flügelschaufeln werden meist aus Stahlblech hergestellt, daher hat man diesen Rädern auch den Namen »Stahlwindturbinen« gegeben.

Abgesehen von der unzulänglichen Wirkung überhaupt, hat diese Regulierungsart noch die großen Nachteile, daß das Rad bei stoßweise auftretendem Wind oft rasch und mit großer Gewalt aus der Windrichtung geworfen wird, was bei manchen Betrieben ungemein störend wirkt; außerdem hat diese Regelung auch eine einseitige Belastung des Gründungsbaues und des Turmes zur Folge. Da diese Nachteile mit der Größe des Windrads unverhältnismäßig wachsen, so werden die Räder mit festen Flügeln zweckmäßig nur etwa bis zu 3,5 m Durchmesser gebaut.

Abb. 31. Kegelwindrad, betriebsbereit.

Eine vierte Art von Windrädern sind die Kegelwindräder oder Sörensenschen Räder (Abb. 31). Hier sind einzelne (meist sechs) geschweifte Flügelarme vorhanden, an denen die Schaufeln beweglich befestigt sind. Das Öffnen der Schaufeln erfolgt durch die Zentrifugalkraft, die sich bei einer gewissen Umdrehungsgeschwindigkeit einstellt, während das Zurückgehen der Schaufeln beim Nachlassen des Windes durch ein Gegengewicht bewirkt wird. Die selbsttätige Einstellung geschieht durch eine Steuerfahne.

Allgemein ist zu bemerken, daß man auch bei Windrädern ohne Wartung nicht auskommt. Schon die sichere Zuführung des Wassers zur Schnecke oder Pumpe verlangt von Zeit zu Zeit eine Aufsicht, um Verstopfungen des Rechens zu beseitigen. Das Schmieren der hochgelegenen Teile des Windwerks und der Räder des Drehwerks verlangt eine ständige und aufmerksame Bedienung. Es ist nicht jedermanns Sache, allwöchentlich die höchsten Spitzen des Turmes zu besteigen, um nachzusehen, ob das wichtige Triebwerk dort oben in guter Ordnung ist. So ist es vorgekommen, daß durch Vernachlässigung dieser Schmierung und durch das mitunter nicht einwandfreie Schmiermaterial während des Weltkrieges Windräder vollkommen unbrauchbar wurden. Kostspielige Erneuerungsarbeiten wurden erforderlich [1]).

§ 19. Der Hydropulsor.

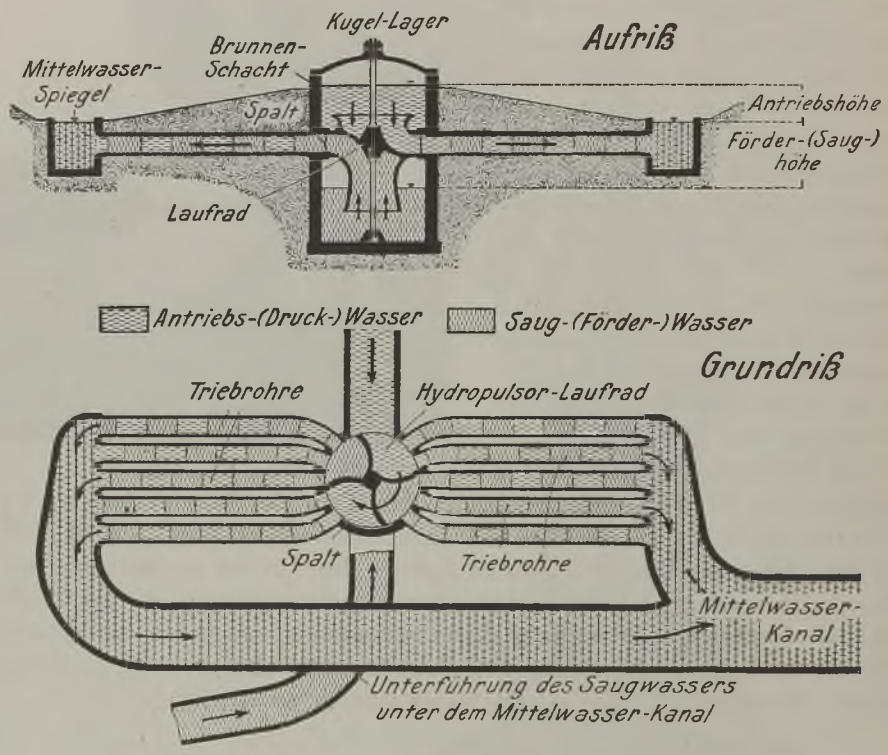
Die Wasserfördermaschine Hydropulsor ist eine Erfindung des Regierungs- und Baurats ABRAHAM in Berlin. Sie wurde zuerst durch die Weltausstellung in Brüssel 1910 bekannt. Die Ausführung der Patente erfolgt durch die Ottensener Eisenwerk A.-G. in Altona-Ottensen. Die Maschine kann als Saughydropulsor zur Entwässerung von Niederungen dienen wie als Druckhydropulsor zum Empordrücken des Wassers auf größere Höhen. Sie ist aus dem hydraulischen Widder hervorgegangen und benutzt die lebendige Kraft eines fließenden plötzlich abgebrochenen Wasserstrahls, um Wasser zu heben oder empor zu drücken.

---

[1]) Über die Berechnung der Windräder verweisen wir auf: GERHARDT, »Zur Berechnung der Windräder« im Zentralbl. d. Bauverw. 1896, S. 221, und des »Handb. d. Ing.-Wissensch.«, III. Teil »Wasserbau«, 7. Bd., 5. Aufl., »Landwirtsch. Wasserbau« § 26.

Abb. 32 erläutert die Wirkung des Saughydropulsors. In einem gemauerten Brunnen dreht sich eine lotrechte Welle mit einem Rad, dem Laufrad der Maschine. Das Rad bewegt sich zwischen einem Oberwasserspiegel und einem Unterwasserspiegel. Das Oberwasser ist das von außen zugeführte Betriebswasser, das Unterwasser ist der Wasserspiegel der zu entwässernden Niederung. Zwischen beiden liegt das Mittelwasser der Maschine. In dies Mittelwasser führen mehrere Triebrohre, die von Öffnungen in der Brunnenwand ausgehen. Sie vereinigen sich sämtlich zu einem Kanal, der in das Unterwasser des gestauten Betriebswassers führt. Das Laufrad ist in eine Anzahl von Kammern (mindestens vier) geteilt. Die Hälfte dieser Kammern ist nach unten, die andere Hälfte nach oben offen; dabei sind die lotrechten Scheidewände zwischen den einzelnen Kammern

Abb. 32. Saughydropulsor im Aufriß und Grundriß.



wie Turbinenschaufeln gekrümmt. Die nach oben offenen Kammern sind Druckkammern, die andern Saugkammern. Das Oberwasser strömt durch die Druckkammern und die zugehörigen Rohre nach dem Mittelkanal. Hierbei setzt das Oberwasser infolge der Krümmung der Scheidewände das Laufrad in Umdrehung. Es wandert mit seinen Öffnungen vor den Öffnungen der Triebrohre vorüber. Dadurch wird das Triebrohr, das oben mit dem Oberwasser verbunden war, gesperrt, sofort aber durch eine Saugkammer mit dem Unterwasser verbunden. Das durch das Triebrohr strömende Wasser saugt zufolge seiner lebendigen Kraft wie beim hydraulischen Widder Wasser aus dem Unterwasser in die Höhe. So werden alle Triebrohre nach und nach bei der Weiterdrehung des Rades bald mit einer Druckkammer bald mit einer Saugkammer verbunden, und in den Triebrohren bewegt sich abwechselnd Druckwasser und Saugwasser vorwärts nach dem Mittelkanal. Die Niederung wird hierdurch entleert. Die Bewegung des Laufrads

erfolgt ruhig, der Abfluß des Wassers in den Mittelkanal vollzieht sich gleichmäßig, heftige Stöße wie beim Widder kommen nicht vor.

Die hier in den Grundzügen erläuterte Anlage wurde zuerst praktisch erprobt zur Entwässerung einer Niederung auf dem Rittergut Dretzel bei Genthin (Abb. 33). Hier

Abb. 33. Hydropulsor-Entwässerungsanlage in Dretzel bei Genthin[1]).

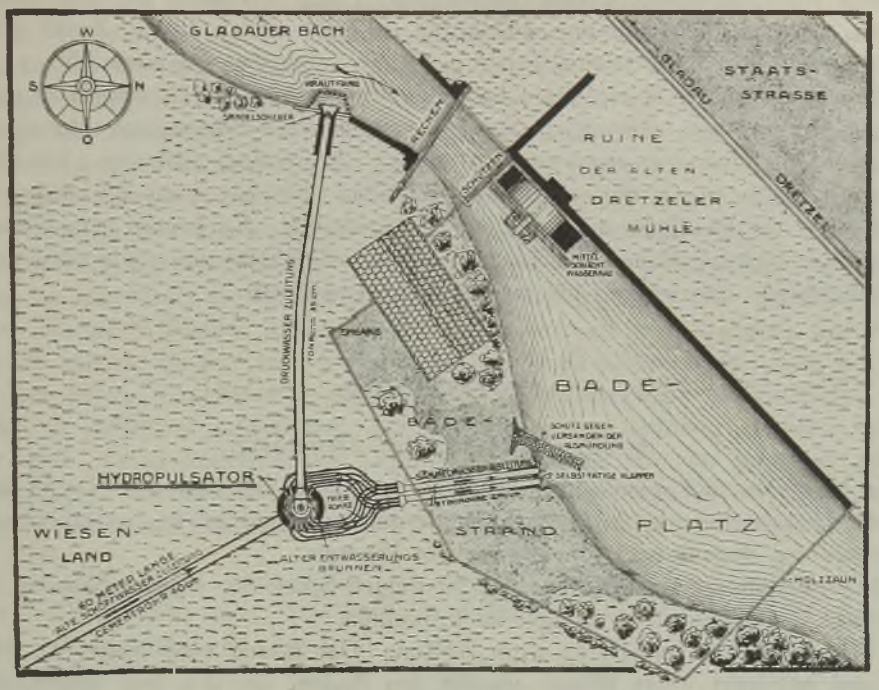
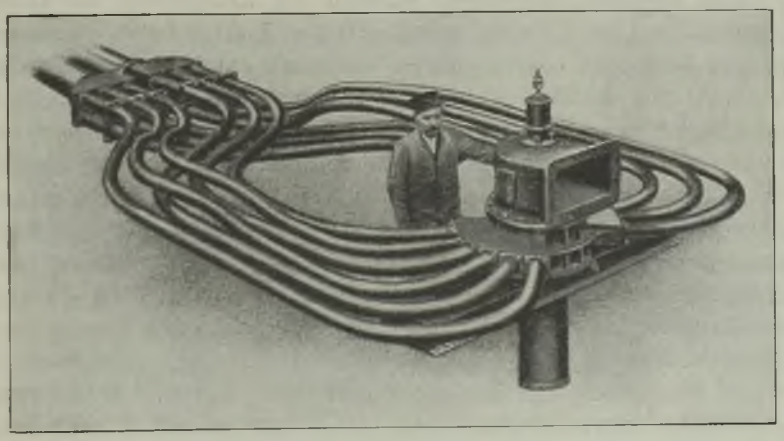


Abb. 34. Saughydropulsor in Dretzel.



war eine Mühle am Glaudauer Bach abgebrannt. Wasserrad, Schützen und Rechen waren erhalten geblieben. Um ein 30 ha großes Moor am rechten Ufer zu entwässern, war

[1]) In Abb. 33 wird die Maschine noch »Hydropulsator« genannt. Diese Bezeichnung wurde 1911 durch das abgekürzte Wort »Hydropulsor« ersetzt. Veranlassung dazu gab der Umstand, daß ein ähnlich klingendes Wort »Pulsator« schon vorher in die Gebrauchsmusterrolle beim Patentamt eingetragen war.

eine Diaphragma-Pumpe aufgestellt worden, die vom Mühlrad betrieben wurde. Das Moor war dräniert, der Vorflutdrän mündete als 60 m lange, 40 cm weite Zementrohrleitung in einen kleinen Brunnen, in dem die Pumpe stand. Die Pumpe arbeitete unregelmäßig, erforderte viel Aufsicht und Nachhilfe; sie wurde daher durch einen Hydropulsor ersetzt. Dieser wurde in dem Brunnenschacht aufgestellt und erhielt sein Druckwasser aus dem Oberwasser des Baches durch eine Tonrohrleitung von 35 cm Weite. Das kurze lotrechte Saugrohr des Hydropulsors taucht bis nahe auf den Grund des Brunnens, so daß die Niederung vollständig entleert werden kann. Zwölf gebogene eiserne Triebrohre von durchschnittlich 6 m Länge vereinigen sich nach Abb. 34 zu zwei Tonrohren von 27,5 cm Weite und führen das Mittelwasser des Hydropulsors unterhalb des Wehrs in den Bach. Sekundlich werden 35 Liter dem Oberwasser entnommen und damit 20 Liter Dränwasser angesaugt, so daß 55 Liter Wasser abfließen. Die Maschine arbeitet mit 0,9 m Druckgefälle und 1 m Saughöhe. Sie hat einen Wirkungsgrad von 0,65. Kosten für die Bedienung sind nicht erforderlich. Es genügt das Öffnen und Schließen des Spindelschiebers am Anfang der Tonrohrleitung, um sie in Gang zu setzen oder abzusperren. Sie arbeitet gleichmäßig Tag und Nacht.

D. Dränung.

§ 20. Vorteile der Dränung.

Die Vorteile sind mannigfach: 1. Der Boden wird wärmer. Da Wasser ein schlechter Wärmeleiter, auch dauernd im Verdunsten begriffen ist, so erhöht sich die Temperatur des Bodens nach Beseitigung des Wassers.

Infolge Erhöhung der Bodentemperatur richten Spätfröste weniger Schaden an, das Auswintern des Getreides ist weniger zu befürchten.

2. Die Luft hat Zutritt zu dem Boden. Der Boden wird durch die Dränung locker und entsäuert. Das Wasser verläßt den Boden, die von ihm eingenommenen Räume füllen sich mit Luft. Spätere Regengüsse sickern in Fäden durch den Boden bis zu den Dräns hindurch und tragen dadurch zur Erweiterung der Hohlräume, zur Lockerung des Bodens bei. Durch den Zutritt der Luft und die Wechselwirkung von Wasser und Luft im Boden werden dessen Nährstoffe oxydiert, somit in einen solchen Zustand überführt, daß sie von den Pflanzen aufgenommen werden können. Auf diesem Umstand vornehmlich beruht die Erhöhung der Erträge, die überall nach der Dränung beobachtet wird, und die mit den Jahren zunimmt, da die Zersetzung des Bodens fortschreitet. Nicht allein reichere Ernten werden erzielt, sondern auch bessere Erträge. Auch der Dünger kommt mehr zur Geltung, da er sich im Boden wirksamer zersetzen kann, während er früher im nassen Boden unzersetzt und ohne Wirkung blieb. Mit der Verwesung wächst gleichzeitig die Zuverlässigkeit der Erträge: die früher auf nassem Boden vorhandene Unsicherheit der Ernte fällt fort.

3. Tiefere Wurzelung. Da die Wurzeln in der Regel nur bis zum Grundwasser reichen, so wird das Gebiet, aus dem die Wurzeln ihre Nahrung entnehmen, durch die Dränung vergrößert. Dieser Umstand trägt zur Steigerung der Erträge bei; außerdem gewinnen die Pflanzen einen festern Stand, die Lagerung des Getreides wird verhütet.

4. Bessere, leichtere und sichere Bestellung. Man kann um 8 bis 14 Tage, mitunter sogar um 4 Wochen früher als vorher mit der Bestellung beginnen und die Ernte um fast die gleiche Dauer verzögern. Die Gräben, die früher in dem schweren Boden nötig waren, fallen zum größten Teile fort. Niederschläge während der Bestellzeit hindern den Fortschritt der landwirtschaftlichen Arbeiten bei weitem nicht mehr so

wie früher. Die Bewirtschaftung des Gutes kann besser ausgebildet und zuverlässiger betrieben werden. Viele Früchte können gezogen werden, an deren Anbau früher nicht zu denken war.

5. Unkräuter und Pflanzenkrankheiten, die vorher auf dem nassen Boden lästig waren, verschwinden zum größten Teile, da mit der Nässe eine wesentliche Ursache zu ihrer Entwicklung beseitigt ist. Der auf nassen Grundstücken oft vorkommende Wurzelbrand einiger Gewächse tritt nach Dränung äußerst selten ein.

6. Die Entwässerung wird im Frühjahr beschleunigt im Gegensatz zu offenen Gräben, die sie verzögern. Nach frostreichen Wintern sind die Gräben in Sohlen und Böschungen tief gefroren. Sie bilden dann Tröge von Eis mit undurchlässigen Wänden, die infolge der Beschattung durch die Böschungen sich noch lange Zeit erhalten, wenn die Oberfläche des Landes längst aufgetaut ist. Der Eispanzer der Grabenböschungen verzögert den Abfluß des Wassers aus dem Binnenland, das Land bleibt naß so lange, bis die Frühjahrssonne den Eispanzer auftaut. Bei der Dränung dagegen bildet der Eispanzer des Vorfluters kein Hindernis für die Entwässerung; wenn nur die Ausmündungen frei sind, so entwässern die frostfrei liegenden Dräns das Land selbst während des ganzen Winters. Dränierte Flächen können darum viel früher mit Dung befahren und beackert werden als andere, die nur auf die Entwässerung durch Gräben angewiesen sind.

7. Aus diesen Vorzügen ergibt sich die Wirtschaftlichkeit der Dränung. Sie ist allerorten so auffallend aufgetreten, daß der Nutzen der Dränung nirgends mehr bezweifelt wird. Ökonomiekommissar DILGNER in Bautzen teilt im Jahrgang 1900 des Kulturingenieurs mit, daß die Erträge des Ritterguts Perschwitz in der Oberlausitz vor und nach Ausführung der Dränung vom Acker d. i. einer Fläche von 55 a 34 qm betragen haben:

	Weizen	Roggen	Gerste	Hafer	Kartoffeln
vor der Dränung 1880—90	12,2 Ztr.	12,6 Ztr.	22,6 Ztr.	20,8 Ztr.	124 Ztr.
nach der Dränung 1894—96	22,9 »	21,9 »	28,7 »	30,0 »	215 »
also Mehrertrag	10,7 »	9,3 »	6,1 »	9,2 »	91 »
oder	88 %	74 %	27 %	44 %	73 %
			im Durchschnitt 61 %		

Hieraus ist ersichtlich, wie verkehrt es ist, bei Dränungs-Genossenschaften mit einer langfristigen Tilgung des Anlagekapitals zu rechnen. Eine Tilgung von 10 bis 15 Jahren muß jede Dränung ertragen können.

§ 21. Klappdräns und Torfdräns.

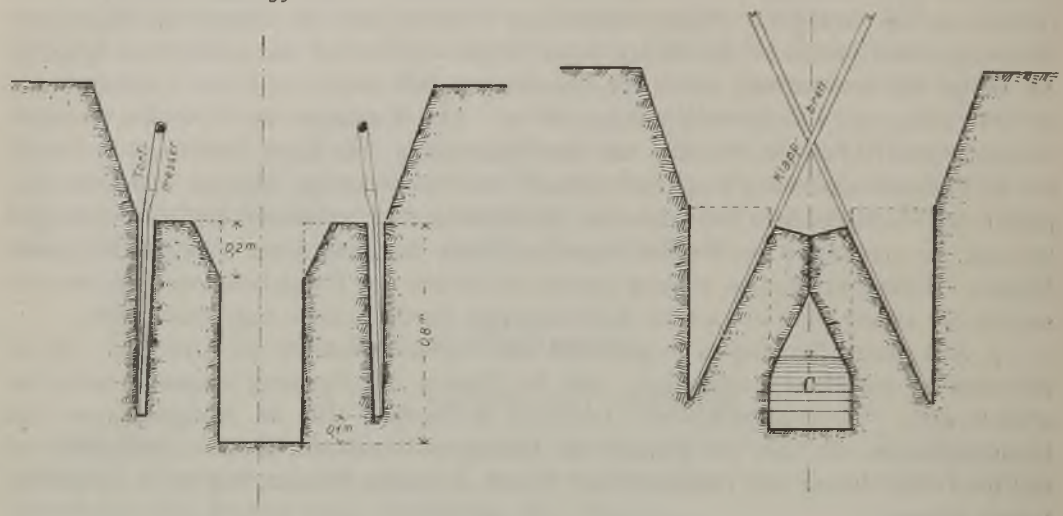
Erddräns, bei denen in schwerem Boden eine hohle Rinne ausgespart wurde, die man dann mit Rasen und Erdboden ausfüllte, haben sich nicht bewährt. Ebensowenig bewährten sich Erddräns, bei denen um ein Formholz der Boden festgestampft wurde; das Formholz wurde dabei nach und nach vorwärts gezogen. Nur die sog. Freistätter Klappdräns haben eine größere Haltbarkeit — doch nur unter gewissen Bedingungen — bewiesen. Sie wurden zuerst auf der Arbeiterkolonie Freistatt bei Varrel in der Provinz Hannover angelegt.

Es wird in dem Hochmoor zuerst ein 1 m breiter Graben etwa 0,3 m tief ausgehoben, dann in diesem ein zweiter schmaler Graben von 0,3 m Breite und 0,8 m Tiefe eingeschnitten, dessen Böschungen, wie Abb. 35 zeigt, auf 0,2 m Höhe gebrochen werden. Mindestens 14 Tage muß der so hergestellte Graben erhalten bleiben, damit der aus den Böschungen dringende Moorschlamm sich ansammeln kann. Dieser wird mit Besen und Schaufel entfernt. Darauf wird der Torfboden hinter den Grabenwänden mit spatenartigen Torfmessern, deren Blätter 70 cm lang und 13 cm breit, in der zugespitzten

Schneide geschärft sind, eingeschnitten. Endlich werden die so abgeschnittenen Torfmassen zusammengeklappt. Dies geschieht durch 1,5 bis 2 m lange und 30 cm breite Klappbretter, die unten zugespitzt sind (Abb. 36). Da die zusammengedrückten Böschungen leicht zurückfedern, geht dicht hinter dem Arbeiter, der das Zusammendrücken ausführt, ein anderer, der in den Spalt sofort einige Torfbrocken wirft. Zum Schluß wird der

Abb. 35 u. 36. Freistätter Klappdräns.

Abb. 35. Abb. 36.



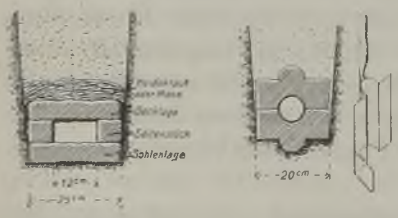
Bodenaushub eingefüllt aber nicht festgetreten, weil sonst die Dränwandungen zu stark gedrückt werden würden.

Die so hergestellten Dräns haben sich dann gut erhalten, wenn das Moor reichlich mit Wurzelfasern durchsetzt und vollkommen verfilzt war. War das Moor dagegen gut zersetzt und erdig, so wurden die Decken der Dräns sehr bald zertrümmert. Außerdem müssen die Dräns stets Wasser führen. Vorübergehend trocken laufende Klappdräns werden in absehbarer Zeit von Ratten und Mäusen zernagt und zerwühlt.

Getrockneter Torf wurde schon um die Mitte des vorigen Jahrhunderts zur Herstellung von Dräns verwendet. Aus einfachen getrockneten Torfziegeln gewöhnlicher Form wurden die Stränge hergestellt, wie Abb. 37 zeigt. Je nach der Festigkeit des Moores wird eine Sohlenlage getrockneter Torfstücke eingebracht oder nicht; die Seitenstücke dienen der Decklage als Stütze. Die regelmäßige Gestalt des Luftraums (etwa $^{10}/_{10}$ oder $^{8}/_{10}$ cm) wird durch eine etwa 1 m lange hölzerne Lehre gesichert, die umpackt und dem Baufortschritte entsprechend vorgezogen wird. Um das Eindringen des Wassers zu erleichtern, das Einschwemmen feiner Teilchen zu erschweren und den Druck der über den Torfziegeln ruhenden Bodenlast besser zu verteilen, wird auf die Decklage eine Schicht Heidekraut oder Moos aufgebracht.

Abb. 37 u. 38. Torfdräns.

Abb. 37. Abb. 38.



In der Provinz Groningen werden bei der Dränung von Torflagern und Marschböden heute noch Torfziegel in der in Abb. 38 gezeichneten Form ziemlich häufig verwendet. Man wählt hierzu möglichst durchlässige Torfsorten aus und erzielt damit in Böden, in denen für Röhren eine hohe Verstopfungsgefahr besteht, gute Ergebnisse.

In Abb. 38 ist auch die Form des Stecheisens dargestellt, mit dem die erwähnten Torfziegel gestochen werden. Dies Stecheisen hat den Vorzug, daß ein Torfstich vollkommen ohne Verluste zum Schneiden der Torfziegel ausgenutzt werden kann; denn die Sohle des Torfstückes entspricht genau der Oberfläche.

All diese Torfdräns haben aber nur dann dauernd Erfolg, wenn sie so tief liegen, daß ihre Mündungen ständig unter Wasser stehen. Laufen die Torfdräns trocken, so dringen wie bei den Klappdräns Ratten, Maulwürfe und Mäuse hinein und zerstören die Wände. Außerdem haben die Formstücke aus Torf den Nachteil, daß sie beim trocknen ungleichmäßig schwinden und leicht zerbröckeln. Sie liefern viel Bruch und Ausschuß.

§ 22. Faschinen- und Stangendräns.

a) Faschinendräns.

Die Faschinendräns oder Strauchdräns haben sich in den letzten Jahren immer mehr eingeführt: nicht für Ackerdränungen, wo sie der Gefahr ausgesetzt sind, bald naß bald trocken zu liegen und daher leicht verderben; wohl aber für Wiesen- und Weidedränungen besonders in moorigen Böden, wo die Möglichkeit besteht, sie ständig unter Wasser zu halten. Wenn Reisig wohlfeil zur Verfügung steht und die Beförderungskosten mäßig sind, so ist die Benutzung dieser Dränungen sehr zu empfehlen.

Der Vorwurf der geringen Haltbarkeit und der geringen Wirkung ist bei vorsichtiger Anlage nicht begründet. Die Haltbarkeit ist dann gewahrt, wenn dafür gesorgt ist, daß das Strauchwerk stets unter Wasser liegt. Wenn dagegen das Holz abwechselnd der Nässe und der Trockenheit ausgesetzt ist, so fault es leicht. Die Wirkung der Dränung leidet unter Wasser nicht, denn es wirken die Dräns nach dem Gesetz der kommunizierenden Röhren. Sind die Faschinen gegen Verschlammungen durch dichte Umhüllung geschützt und außerdem dick genug, um ohne Schaden ein wenig Schlamm aufnehmnn zu können, so bleiben sie Jahrzehnte lang wirksam. Um die Lage im Grundwasser sicher zu stellen, muß empfohlen werden, Faschinendräns stets mit Stauvorrichtungen auszustatten. Solche Stauvorrichtungen haben bei Faschinen doppelten Erfolg: sie geben nicht allein dem Boden die nötige Feuchtigkeit zum Besten des Pflanzenwuchses, sondern sichern auch eine längere Lebensdauer des Holzes.

Früher wurden die Faschinen lose in den Graben gelegt, oder sie wurden zu 4 m langen Würsten zusammengebunden und eine hinter der andern in den Graben geworfen. Beides ist zu tadeln. Bei dem losen Einbringen liegen die Faschinen ungleichmäßig, bald dicht bald locker. Die lockern Stellen verschlammen leicht. Ebenso leicht verschlammen die zu kurzen Würsten gebundenen Faschinen. Hier dringt der Boden von unten und von den Seiten in die Faschine ein und dichtet diese. Ein einziger schlechter Stoß zwischen 2 Würsten, der durch eingedrungenen Boden gedichtet ist, hebt die Wirksamkeit des ganzen Stranges auf. Auch das Verlegen von 2 oder 3 Faschinen gemeinsam in einem Graben wird nicht mehr ausgeübt. Liegt das Bedürfnis zu einer stärkern Wasserführung vor, so wird dem mit größerer Sicherheit nachgekommen, wenn man die Faschinen dicker bindet.

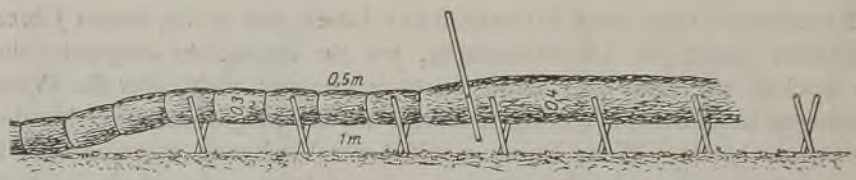
Die Anlage von Sauge- und Sammeldräns wird bei der Faschinendränung jetzt allgemein vermieden. Die Verbindung beider ist zu schwer herzustellen und gibt leicht zu Verstopfungen Anlaß. Man bindet die Faschinen zu einem einzigen langen Strang, der vom Kopf bis zum Vorfluter als sog. Faschinenwurst durchläuft. Nur diese Bauart gibt volle Sicherheit gegen Verschlammungen. Man versenkt die fertige Wurst im ganzen in den Graben, wobei sie am obern Ende bereits verlegt sein kann, während das untere Ende noch gebunden wird. Die Länge dieses Dränzugs wird auf 150 bis

200 m bemessen, und es wird ihm ein Gefälle von 0,1 bis 0,2 % gegeben. Die Entfernung der Dräns beträgt gewöhnlich 16 bis 20 m.

Zu Faschinendräns werden vorzugsweise Eichen, Ellern, Birken oder Haselsträucher verwendet, auch Nadelhölzer werden zur Not genommen. Weidenholz wird des Durchwachsens wegen besser vermieden. Die Stärke des Holzes soll 2 bis 4 höchstens 5 cm betragen. Die Blätter oder Nadeln und feinen Zweige werden vorher abgestreift, weil sonst die Wasserführung beeinträchtigt wird. Aus demselben Grunde, zur Begünstigung der Wasserführung, werden die Stammenden stets nach oben, die Zopfenden der Faschinenreiser nach unten verlegt.

Bei Faschinendränungen hat man meist mit nassem schlammigem Moorboden zu tun. Es empfiehlt sich daher folgendes Verfahren: Nach Aushebung der Drängräben

Abb. 39. Faschinenbank, Ansicht (erheblich gekürzt).



werden die Faschinen längs des Grabenrands gebunden. Dies geschieht am besten mit Hilfe kurzer etwa 1,2 m langer Pfähle, die kreuzweise in 1 m Entfernung in den Boden geschlagen werden. In die so entstandene Faschinenbank (Abb. 39 u. 40) wird erst das feine Strauch eingebracht, demnächst das gröbere und darüber wieder feines Strauch. Dadurch kommen die dicken Faschinen, die die größten Zwischenräume ergeben, in die Mitte und sorgen für einen guten Wasserabzug, und die feinen Sträucher schützen die Mitte vor Verschlammungen. Alle Faschinen müssen gut im Versatz liegen. In Entfernungen von 0,5 m werden sie dann durch Ketten zusammengewürgt und mit geglühtem Draht gebunden. Das Zusammenwürgen geschieht am schnellsten durch eine Würgekette von 1,5 bis 1,8 m Länge mit Ringen an den Enden, durch die Würgeknüppel gesteckt werden (Abb. 41). Zwei Arbeiter bedienen die Würgekette, ein dritter bindet die Faschine. Die Stärke der Faschinen muß gleichmäßig im Drän von oben nach unten zunehmen.

Abb. 40. Faschinenbank, Querschnitt.

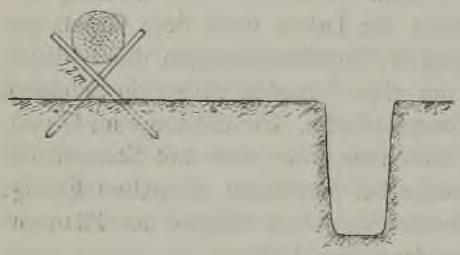


Abb. 41. Würgekette.

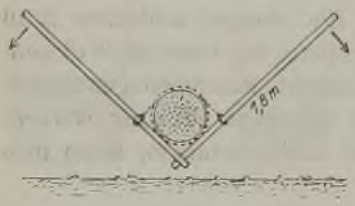
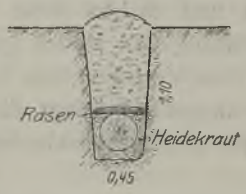


Abb. 42. Faschinendrän.



Kurz vor dem Versenken ist der in der Regel schlammige Graben zu reinigen. Ein Bündel Heidekraut wird dazu an einem langen Draht vom Grabenrand aus vorwärts gezogen und durch eine Heugabel niedergedrückt. Der Schlamm wird an geeigneten Stellen mit einer Schaufel oder einem Handbagger (Abb. 8) ausgeschöpft. Darauf wird zum Schutze gegen das Eindringen von Schlamm in die Faschine eine Lage Heidekraut von etwa 6 cm Dicke in den Graben gebracht und festgestampft. Auch nach Einbringen der Faschine wird diese mit Heidekraut von beiden Seiten umpackt und mit Heidekraut oder Rasenboden überdeckt. Der Dränstrang zeigt

dann nach der Verfüllung den Querschnitt Abb. 42. Steht Heidekraut nicht in genügender Menge zur Verfügung, so kann man Stroh, Segge, Binsen, langes Schnittgras u. dgl. nehmen.

b) Stangendräns.

Die Stangen- oder Knüppeldräns werden aus dünnen Durchforstungsstangen von 5 bis 8 cm Stärke und 4 bis 8 m Länge hergestellt. Früher hatte man in den Drängräben kurze Knüppelhölzer kreuzweise eingelegt und darüber die Stangen gestreckt. Noch heute wird diese Bauweise mitunter angewandt. Man beabsichtigt dabei, zur Begünstigung des Wasserabflusses einen Hohlraum unter den Stangen zu gewinnen. Dieser Zweck wird zwar erreicht, er hat aber einen schlimmen Nachteil im Gefolge: der Hohlraum genügt wochenlang allein für die Abführung der Wassermenge, dann liegen die Stangen darüber trocken. Sonach ist das Holz abwechselnd der Nässe und der Trockenheit ausgesetzt und fault sehr schnell.

Besser legt man ohne Kreuzhölzer 3 bis 7 Stangen in den Graben, nachdem man sie vorher fest mit Draht umwickelt hat, und überdeckt sie mit Stroh oder Rasen. Dadurch entstehen zwischen den Stangen Hohlräume für die Wasserführung. Aber da die Öffnungen zwischen den Stangen sehr weit sind, so kann Schlamm und Erde sehr leicht eindringen und damit die Wirkung der Dräns stören.

Abb. 43. Stangendrän.

Die zuverlässigste Ausführung der Stangendräns ist die, bei der die Wasserführung zwischen den Stangen gewahrt, aber das Eindringen von Schlamm verhütet wird. Dies geschieht, indem man die Stangendräns wie die Faschinendräns auf einer Faschinenbank (Abb. 39 u. 40) baut, die Stangen in der Mitte anordnet, sie durch Faschinen umhüllt, fest umwickelt und zur Umpackung Heidekraut verwendet. Dann liegt der Stangendrän nach Abb. 43 gut geschützt und doch wirksam in dem Boden. Die Stangen sind dabei mit den Stammenden nach oben zu verlegen. Die Ausbildung von Sammlern und Saugern ist zwar möglich, aber nicht zu empfehlen. Die Verbindung beider ist schwer auszuführen, sie verlangt genaue Arbeit und strenge Aufsicht. Man tut daher besser, die Dräns nur als Einzelstränge bis zum Vorfluter zu führen. Ihre Länge ist auf 150 bis höchstens 200 m zu beschränken. Das Gefälle kann 0,1 bis 0,2%, die Strangentfernung 16 bis 20 m betragen.

§ 23. Die Kastendränung nach Butz.

Der Oberbaurat A. Butz in Klagenfurt (Kärnten) fertigt nach einem ihm patentierten Verfahren Dränstränge aus dünnen Brettern an, die kastenartig zusammengenagelt werden. Die Bretter sind nur 12 mm dick, können daher, wenn sie abwechselnd der Nässe und Trockenheit wie bei Felddränungen ausgesetzt sind, keine lange Dauer haben. Sie haben sich aber trotzdem nach den Wahrnehmungen der letzten Jahre unter besondern Verhältnissen bewährt, dann nämlich, wenn es sich um die Entwässerung eines nassen sehr weichen Moores handelt. In solchen Mooren ist bei der starken wasserhaltenden Kraft der Pflanzenreste stets ein solcher Überfluß an Wasser vorhanden, daß die Holzdränung trotz der von ihr ausgeübten Entwässerung immer im Nassen liegt, selbst das Deckbrett der Kästen bleibt dauernd feucht. Dadurch ist die Haltbarkeit der Dränstränge gesichert. Und da nun diese Stränge in ganzer Länge zusammengebaut und in einem Stück versenkt werden, so ist es möglich, sie in weichem fast schwimmenden Moor mit voller Sicherheit zu versenken. Kommt endlich als dritter Umstand hinzu, daß das Holz wohlfeil zu haben ist, so ist gegen die Kastendränung unter diesen Verhältnissen nichts einzuwenden.

BUTZ verwendet Bretter von 4 m Länge und 5, 7, 10, 12 und 15 cm Breite (vgl. Abb. 44). Sie sind alle gleichmäßig 12 mm dick, nur die Bretter von 15 cm Breite haben 15 mm Dicke. Er nennt danach die Kaliber abgerundet 5, 7, 10 und 12 cm. Die Verbindung der Sammler mit den Saugern erfolgt nach Abb. 45. Das Zusammennageln der Kasten geschieht stets so, daß die Sohlen- und Deckbretter durchgehen, die Seitenbretter dazwischen hoch gestellt werden. Die Nagelung erfolgt durch 35 mm lange Drahtstifte in 0,4 m Entfernung. Die Bretter werden stumpf gestoßen, ihre Stöße werden stets versetzt. Zu dem Zwecke werden die ersten vier Bretter jedes Dränstrangs 1, 2, 3 und 4 m lang gewählt. Die übrigen folgen mit 4 m Länge.

Abb. 44. Kastendränung nach BUTZ.

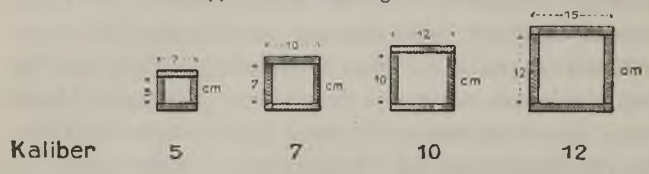


Abb. 45. Verbindung zweier Dräns bei BUTZ.

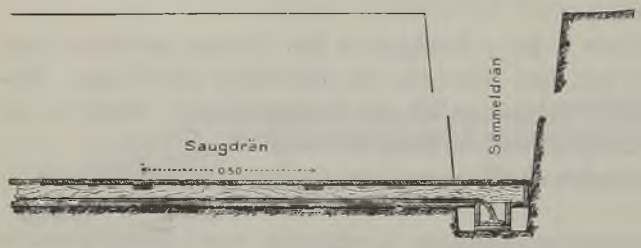
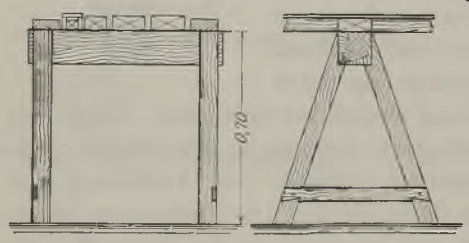


Abb. 46. Bock für die BUTZsche Kastendränung.



Die Nagelung geschieht auf besonders zugerichteten Böcken. Diese Böcke (Abb. 46) tragen auf ihrer Oberkante Holzklötzchen, deren Breite dem lichten Querschnitt der Dräns entsprechen. Die Böcke werden längs des Dränzugs in solcher Zahl aufgestellt, daß etwa 20 m Drän zu gleicher Zeit genagelt werden können. Dazu werden die Seitenbretter lotrecht in die Schlitze gestellt und ein Brett darüber genagelt. Dies Brett ist das Bodenbrett. Sind 20 m in dieser Weise fertig, so werden sie aus der Lehre herausgenommen und umgedreht. Darauf werden in die Oberkanten der Seitenbretter Schlitze zum Eintreten des Wassers in die Dräns geschnitten. Diese Schlitze sind 5 mm tief, 5 bis 10 cm lang und liegen in 0,5 m Entfernung. Dann erst wird das Deckbrett darüber genagelt. Sind auf diese Weise 20 m Dränstrang vollständig fertig, so werden die Böcke weiter gestellt, der Strang wieder umgedreht und es wird mit dem Nageln der Seitenbretter und des Bodenbretts wie vorher fortgefahren und zwar für den Strang in seiner ganzen Ausdehnung. Schließlich werden alle Einschnitte ausgeführt und die Deckbretter genagelt. Darauf wird der Strang in voller Länge in dem Graben versenkt.

Die Länge der Dräns soll 150 m nicht überschreiten. Die Einkerbung der Schlitze in den Seitenbrettern hat dann, wenn das Holz ästig und der Schlitz nicht vorsichtig geführt worden war, zu Einrissen beim Versenken des Stranges Anlaß gegeben. Der Regierungsbaumeister LINSERT hat deshalb die Einkerbungen durch kleine Nägel mit dicken Köpfen von 3 mm Höhe ersetzt, die er in 1 m Entfernung auf den Rand der Seitenbretter befestigen ließ. Das biegsame Deckbrett reicht über diese Nägel fort und läßt zu beiden Seiten Schlitze für das Eintreten des Wassers frei. Zu gleichem Zweck hat man auch kurze Pappstreifen auf die Oberkante der Seitenbretter genagelt. In dieser Ausführung hat die BUTZsche Kastendränung sich bewährt. Wir bemerken aber ausdrücklich, daß wir sie nur in weichem, fast schwimmendem, tiefgründigem Moor für zulässig halten.

§ 24. Dräns aus Steinen, gebranntem Ton und Zement.

a) Dräns aus Steinen.

Die älteste Art des Dränierens bestand in dem Einlegen von Steinen in die ausgehobenen Gräben und nachfolgender Bedeckung mit der ausgehobenen Erde. Die Zwischenräume zwischen den Steinen stellten die Wasserverbindung her. Da, wo Bruchsteine zur Verfügung standen, wurden die Steindräns nach Abb. 47 verlegt. Die Steinlagen wurden vor dem Vorfüllen mit Rasen überdeckt. Diese Art von Dränung wird auch heute noch geübt, wenn Bruchsteine zu haben sind. Stehen nur Lesesteine zur Verfügung, so werden die Steine nach der Größe geschichtet und nach Abb. 48 so in den Graben geworfen, daß der Durchmesser der Steine mit der Höhe der Einschüttung abnimmt. Bei 20 cm breiter Grabensohle muß die Steinschicht 30 bis 40 cm hoch sein. Es ist daher der Bedarf an Steinen ziemlich groß (1 cbm auf 10 m Länge). Dazu kommt, daß die Dräns reichlich Gefälle haben müssen, weil sonst die Gräben leicht verschlammen.

Abb. 47. Steindrän aus Bruchsteinen.

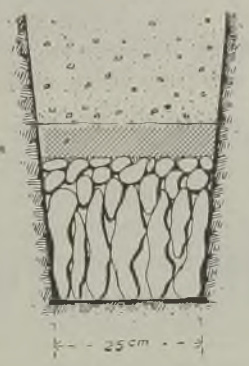


Abb. 48. Steindrän aus Lesesteinen.

b) Dräns aus gebranntem Ton.

Erst mit der Erfindung der Dränröhren aus gebranntem Ton ist die Dränung zu ihrer vollen Entwicklung gekommen. Anfänglich benutzte man dazu Sohlenplatten aus gebranntem Ton mit Hohlziegeln, die übereinandergestülpt wurden. Dann wurde der Ton zu Röhren mit der Hand geformt. Sie hatten quadratischen, rechteckigen, elliptischen und eiförmigen Querschnitt. Die Herstellung war teuer und ergab unregelmäßige Formen. Vorteilhafter erwies sich der einfache kreisrunde Querschnitt. Er läßt sich gleichmäßig herstellen und gut verlegen, weil die Form in jeder Lage guten Anschluß bietet. Bei dieser Form ist man geblieben trotz dem Bemühen Einzelner, immer wieder neue Querschnittsformen einzuführen.

Gute Dränröhren müssen aus gutem Stoff bestehen, gut geformt und gut gebrannt sein. Der Ton darf keine Steine, Mergel oder ähnliche Fremdkörper enthalten. Die Masse muß gut und gleichmäßig durchgearbeitet sein, zerschlagene Röhren müssen in den Bruchflächen eine gleichartige, feste, feinkörnige und doch sehnige Beschaffenheit zeigen. Steine dürfen in diesen Bruchflächen nie vorkommen: sie würden sonst die Dicke des bindenden Materials verringern und dadurch die Haltbarkeit des Rohres beeinträchtigen. Mergelstücke oder Kalkknollen in den Röhren beschränken gleichfalls die Dicke der Tonschicht. Die verbliebene dünne Schicht reißt beim Brennen und läßt die Luft an die Mergelstücke treten; dadurch verwittern diese und das Rohr bricht. Der Ton ist ebenso zu überwintern, zu schlämmen und gut durchzuarbeiten, wie es für gute Ziegelsteine nötig ist.

Die Röhren sollen gut geformt sein, gerade, nicht elliptisch, innen möglichst glatt gerollt, an den Endflächen genau senkrecht abgeschnitten und hier keine in das Innere reichende Erhöhungen (sog. Brahmkanten) zeigen. Die gute Form und glatte innere Fläche ist nötig, um unnötige Reibungsverluste bei der Wasserabführung zu verhüten, auch um dem Absetzen von Sinkstoffen, der Entwicklung von Algen, dem Festhaften eingedrungener Wurzeln möglichst zu begegnen. Ein senkrechter nicht schräger Schnitt der Endflächen ist erforderlich, um möglichst schmale Stöße zu erhalten.

Der knetbare Ton wird in die Dränrohrpresse gebracht und dort geformt. Die Dränrohrpresse besteht in der Hauptsache aus einem eisernen Kasten mit drehbarem Deckel, der mit Ton gefüllt wird. Die Rückwand des Kastens besteht aus einem Stempel, der vorwärts gedrückt wird und den Ton gegen die Vorderwand, das Mundstück, preßt. In dem Mundstück sind kreisförmige Einschnitte für den Durchgang des Tones vorgesehen (vgl. Abb. 49 u. 50). Sie enthalten scheibenförmige Kerne, die durch Bügel gehalten werden, die innerhalb des Kastens liegen. Dadurch tritt an der Außenseite des Mundstücks der Ton als fertige Röhre zutage. Er bewegt sich auf Rollen, und es bedarf nur noch der bei Ziegeln üblichen Abschneidevorrichtung durch festgespannte Drähte zwischen Bügeln, um die Dränröhren in der vorgeschriebenen Länge zu gewinnen.

Abb. 49. Mundstück für 6 Röhren.

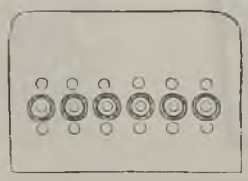
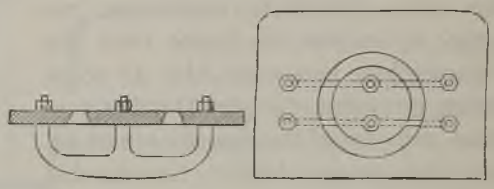


Abb. 50. Mundstück für 1 Rohr.



Das Brennen der Röhren kann in gewöhnlichen Ziegelöfen oder in eigens dazu gebauten Röhrenöfen geschehen. Der Brand muß so scharf sein, daß die Röhren beim Herausnehmen einen hellen Klang geben, der auch nach längerm Liegen im Wasser nicht verloren geht.

Die Rohrlänge beträgt meistens 0,314 m; für das Meter Dränstrang sind einschließlich Bruch bei gutem Material 3,3 Stück, bei weniger gutem Material 3,5 Stück vorzusehen. Wanddicke und Gewicht der Röhren zeigt folgende Übersicht:

Rohrweite im Lichten . .	4	5	6,5	8	10	13	16	cm
Wanddicke	12	13	15	16	18	21	24	mm
Gewicht von 1000 Röhren durchschnittlich . . .	950	1250	1750	2350	3200	4800	7000	kg
Röhrenbedarf ungefähr .	70%	21,5%		6%	2,5%			

Die oben angegebenen Rohrweiten sind die im Handel üblichen. Dränröhren von mehr als 16 cm Weite werden tunlichst vermieden, weil sie zu teuer sind. Durch geschickte Einteilung der Dränsysteme läßt sich dies fast immer erreichen.

c) Dräns aus Zement.

Man bemühte sich früher, Dränröhren aus Zement herzustellen, denen man bei rundem innerm Querschnitt eine äußere wagerechte Lagerfläche gab. Dazu verwendete man eine fette Mischung, meist ein Teil Zement zu drei Teilen Sand. Beide Umstände erschwerten die Einbürgerung der Dränröhren aus Zement. Sie wurden zu schwer und zu teuer. Seitdem man aber die Zement-Dränrohrmaschinen auf die Herstellung völlig runder Formen eingerichtet hat und die Mischung nach dem Verhältnis 1 : 5 oder gar 1 : 8 herstellt, sind die Röhren leichter und wohlfeiler geworden und fangen an, sich mehr und mehr einzubürgern. Steht ein scharfer und reiner Sand an Ort und Stelle zur Verfügung, ist auch das erforderliche Wasser leicht zu beschaffen, so kann die Selbstanfertigung der Dränröhren aus Zement, besonders durch den Fortfall der Beförderungskosten, wohlfeil werden.

Bedingung ist aber neben gutem Material eine innige Mischung des Sandes mit dem Zement. Diese Mischung muß, wie bei allen Zementarbeiten, trocken erfolgen. Erst

nach völlig befriedigender Mischung wird das Wasser bis zu solchem Maße zugesetzt, daß die Masse formbar ist. Darauf werden die Röhren in der Maschine hergestellt und demnächst fünf Wochen lang gelagert, je länger um so besser. Während dieser Zeit müssen sie fleißig mit Wasser besprengt werden. Brauchbare und leicht zu bewegende Dränrohrmaschinen für Zement werden hergestellt von OTTO SCHÜSSLER in Ströbitz bei Kottbus und von PAUL THOMANN in Halle a. S.

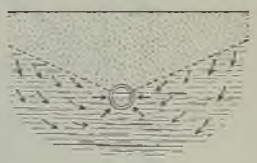
Durchmesser und Länge der Röhren entsprechen gewöhnlich den Abmessungen der Tonröhren. Sie erhalten wie diese tadellose Rundung und gerade glatte Endflächen. Die Längsachse bleibt stets gerade, sie kann sich nicht verziehen. Ein Arbeiter genügt zur Bedienung der Maschine. Er vermag an einem Tag 800 bis 1000 Röhren von 5 cm Weite herzustellen.

Wenn gut hergestellte Zementröhren in einem Boden verlegt werden, der den gewöhnlichen Verhältnissen unserer Äcker entspricht, so halten sie sich sehr gut. Ist aber der Boden stark sauer und besonders reich an Humussäure, so ist die Haltbarkeit der Zementröhren beschränkt. Sie werden dann in solchem Maß angegriffen, daß sie bald breiartig aufweichen und zerfallen. Dies ist nicht weiter auffällig, denn es entspricht einer bei allen Zementbauten und Gründungen mit Beton längst gemachten Erfahrung. Bei Anwesenheit von Humussäure — wie z. B. in Hochmoorböden — dürfen daher Zementdränröhren niemals verwandt werden.

§ 25. Berechnung der Dräns.

Vielumstritten war die Frage, in welcher Weise das Wasser in die Röhren eindringe. Man glaubte, dies geschehe durch die Wandungen und hielt es für nötig, die Dräns porös herzustellen. Das war ein Irrtum. Glasierte Dränröhren wirken ebensogut wie durchlässige. Das Wasser tritt nicht durch die Wandungen, sondern durch die Fugen in die Röhren. Es ist auch nicht nötig, die Fugen besonders weit anzulegen: im Gegenteil, die Fugen zwischen den Dränröhren müssen so eng wie möglich hergestellt werden, damit möglichst wenig Sinkstoffe in die Röhren dringen. Trotz dichter Fugenlage genügen meist nur wenige Meter des Dränstrangs, um einen Durchflußquerschnitt in den Fugen zu erhalten, der so groß ist, wie der Querschnitt der Röhren selbst.

Abb. 51. Eindringen des Wassers in die Dräns.



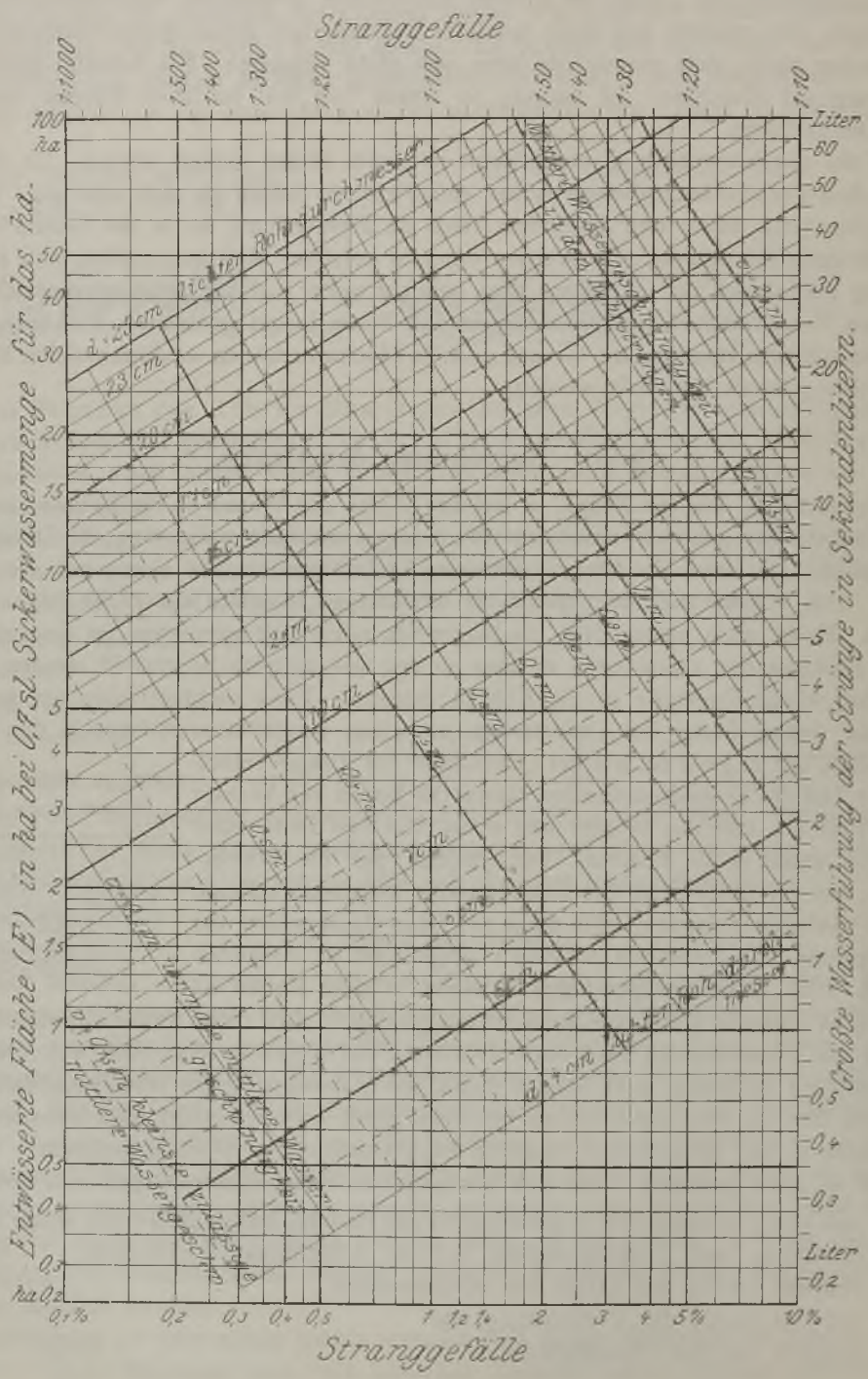
Zur Zeit der Frühjahrsschmelze, wenn der Boden mit Wasser durchtränkt ist, tritt das Wasser von oben, von den Seiten und auch von unten in die Röhren. Die Ansicht, daß die Wassertropfen, auf der Oberfläche des Grundwassers gleichsam rollend, in die Dränfugen gelangen, trifft nicht zu; denn dann müßte die Entwässerung des Dränfelds erheblich lange Zeit in Anspruch nehmen. Die Sickerbewegung des Wassers in dem Boden ist naturgemäß lotrecht von oben nach unten gerichtet; aber diese abwärts gerichtete Bewegung der Wassertropfen wird nach dem Drän hin abgelenkt (vgl. Abb. 51). Denn der Wassertropfen im Boden geht überall dahin, wo er den geringsten Widerstand findet. Ist der Drän leer, so wird ein Tropfen, der dicht unter einer Dränfuge sich befindet, nicht nach unten in das Grundwasser, sondern nach oben in den Drän entweichen.

Die in einer gewissen Tiefe sich einstellenden Sickerwassermengen sind abhängig:

1. von den physikalischen Eigenschaften des Bodens, insbesondere von seiner wasserfassenden Kraft, Durchlässigkeit und den Schichtungsverhältnissen,
2. von der Dichte und Dauer der Niederschläge,
3. von der Größe der Verdunstung und
4. von der Art der Pflanzendecke.

Bei der rechnungsmäßigen Ermittlung der Sickerwassermengen legte man den Berechnungen je nach den örtlichen klimatischen Verhältnissen eine gewisse mittlere tägliche, monatliche oder auch mehrmonatliche Niederschlagsmenge zugrunde, schätzte eine den obwaltenden Bodenverhältnissen ungefähr entsprechende Versickerungswertzahl ab

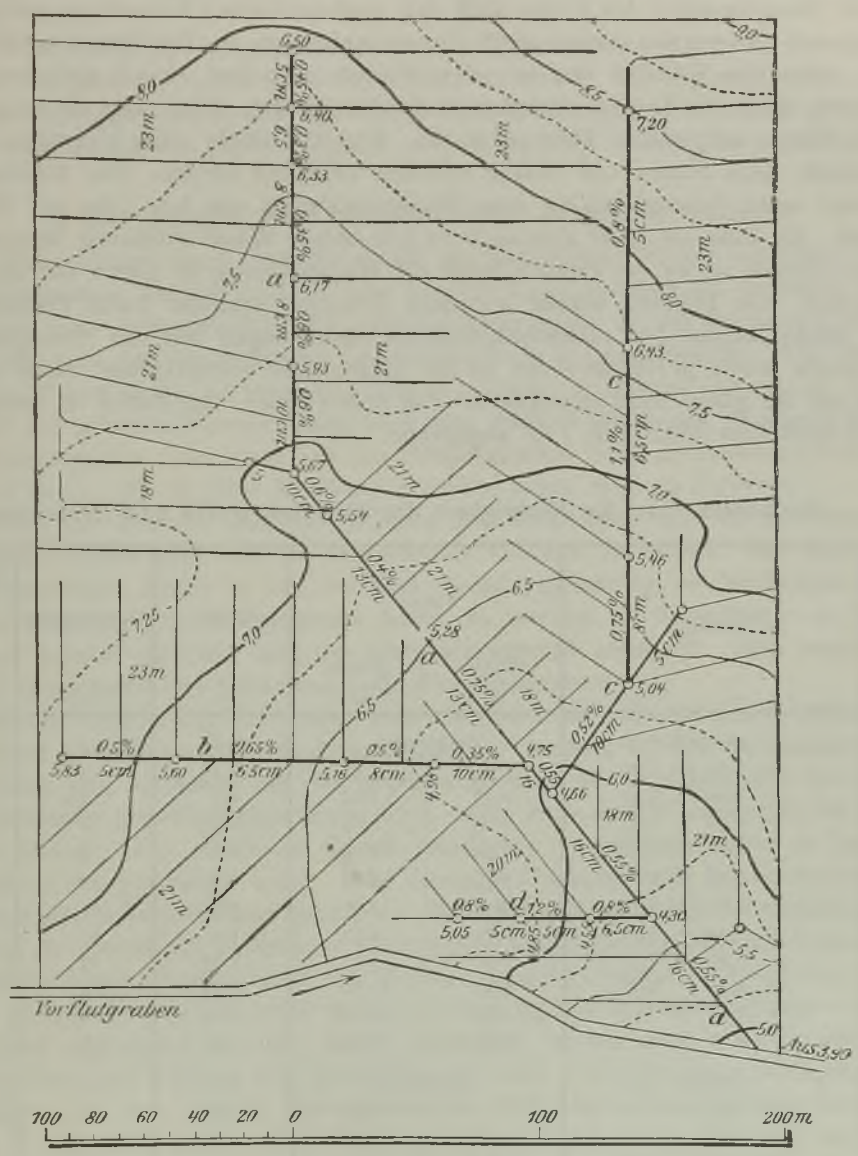
Abb. 52. Tafel zur Bestimmung der Dränrohrweiten für 0,7 sl Sickerwassermenge.



und setzte dann nach Gutdünken die Zeit fest, innerhalb der die angenommene Sickerwassermenge zum Abfluß gelangen sollte.

So ermittelte VINCENT als Erfordernis für die Abführung der Dränzüge 0,756 Liter vom Hektar auf die Sekunde. — FRIEDRICH empfiehlt für sehr schweren Tonboden in regenarmen Gegenden 0,31 bis 0,57 Liter, für schwere und mittlere Böden in flachem

Abb. 53. Dränplan.



Lande 0,65 Liter, für durchlässige Böden und in Gegenden mit stärkern Niederschlägen 0,75 Liter auf Hektar und Sekunde. — LUEDECKE[1]) hält bei gewöhnlichen Verhältnissen 0,40 Liter und bei zu erwartenden stärkern oberirdischen oder unterirdischen Zuflüssen 0,50 Liter auf Hektar und Sekunde für ausreichend. — Andere Kulturingenieure rechnen

[1]) Prof. Dr. LUEDECKE-Breslau im »Kulturtechniker« 1906, S. 125 u. 126.

mit folgenden Zahlen: v. MÖLLENDORF und WÄGE für schweren Boden 0,331, für leichten Boden 0,468 Liter auf Hektar und Sekunde; STEPHENS 1,13 Liter; STOCKEN in Schweidnitz 0,35 Liter; SCHWEDER in Gr.-Lichterfelde für Tonboden 0,60 Liter, für leichte Böden 0,70 Liter, bei sehr vielem Grundwasser bis 1,00 Liter. — Die Schlesische Generalkommission[1]) zog bei ihren Berechnungen nicht allein starke Regengüsse, sondern auch die Schneeschmelze in Betracht und kam auf eine Wasserabführung von 0,65 Liter auf Hektar und Sekunde, eine Zahl die sich im allgemeinen als zweckmäßig bewährt hat.

Die Berechnungen des Dräns nach den mathematischen Formeln ist weitläufig und zeitraubend. Sie werden erspart durch Zusammenstellung der Ergebnisse in tabellarischer Form. Derartige Tabellen sind in vielen Werken enthalten. Noch einfacher wird das Verfahren, wenn die Tabelle zeichnerisch dargestellt wird. Dies zeigt die nach Angaben des Verfassers aufgestellte Tafel (Abb. 52). Für jede Stelle eines Sammlers kann der Querschnitt nach Fläche und Gefälle mühelos bestimmt werden. Die Flächen wurden berechnet unter Zugrundelegung einer Wasserabführung von 0,70 Liter auf Hektar und Sekunde. Es kann die Tafel aber auch für jede andere Wasserabführung benutzt werden. Zu dem Zweck ist an der rechten Seite die Wasserführung in Litern auf die Sekunde angegeben. Die Flächen werden aus dem Dränplan ermittelt durch Planimeter oder durch Multiplikation der zusammengezählten Stranglängen mit der Strangentfernung. Das Gefälle wurde in Hundertteilen an der untern Seite vermerkt und durch senkrechte Linien auf die ganze Tafel übertragen. Am obern Rande des Blattes ist außerdem das Gefälle nach dem Verhältnis $1 : x$ angegeben.

Nachweis über die Richtigkeit der Dränrohrweite zum Dränplan.

Sammler	Strecke	Fläche einzeln ha	Fläche gesamt ha	Gefälle %	Durchmesser cm	Geschwindigkeit des Wassers ungefähr m
a	oberhalb 6,50	Saugedräns		0,65	4	0,20
	von 6,50 bis 6,40	—	0,49	0,45	5	0,21
	» 6,40 » 6,33	0,53	1,02	0,3	6,5	0,22
	» 6,33 » 6,17	1,03	2,05	0,35	8	0,27
	» 6,17 » 5,93	0,74	2,79	0,6	8	0,36
	» 5,93 » 5,67	0,70	3,49	0,6	10	0,43
	» 5,67 » 5,54	0,47	3,96	0,6	10	0,43
	» 5,54 » 5,28	0,81	4,77	0,4	13	0,43
	» 5,28 » 4,75	0,36	5,13	0,75	13	0,58
	» 4,75 » 4,66	5,41	10,54	0,55	16	0,60
	» 4,66 » 4,30	0,59	11,13	0,55	16	0,60
	» 4,30 » Aus	0,82	11,95	0,55	16	0,60
b	oberhalb 5,83	Saugedräns		0,65	4	0,20
	von 5,83 bis 5,60	—	0,48	0,5	5	0,22
	» 5,60 » 5,16	0,97	1,45	0,65	6,5	0,31
	» 5,16 » 4,98	0,60	2,05	0,5	8	0,32
	» 4,98 » 4,85	0,53	2,58	0,35	10	0,32
	unter 4,85 (4,75	Sammler a usw.		0,55	16	0,60

[1]) »Anweisung für die Aufstellung und Ausführung von Drainage-Entwürfen.« Herausgegeben von der Königl. General-Kommission für Schlesien. 1899. Berlin, III. Aufl. (Die Herleitung der Zahl 0,65 findet sich nur in der 1. Aufl. von 1884).

Aus der Tafel lassen sich auch die Geschwindigkeiten des Wassers in den Dräns sofort ablesen. Dies geschieht nicht auf der *ha*-Linie, sondern, weil die Geschwindigkeit abhängig ist vom Gefälle und Durchmesser, an dem Schnittpunkt dieser beiden Linien. Verfasser empfiehlt, bei der Berechnung der Dränrohrweiten die Ermittlung der Geschwindigkeiten nie außer acht zu lassen. Es wird zwar nur die Geschwindigkeit ungefähr ermittelt, soweit sie bei gleichen Füllungsverhältnissen im Dränplan sich wahrscheinlich einstellt. Aber dies genügt, um das Entwerfen von Strecken zu vermeiden, in denen durch zu große Verlangsamung der Geschwindigkeit sonst schädliche Ablagerungen sich einstellen würden.

Der Nachweis für die Richtigkeit der Dränrohrweiten wird für einen bestimmten Dränplan am besten durch eine Tabelle geführt. Ein Muster zu einer solchen Tabelle mit beispielsweiser Ausfüllung wird nebenstehend mitgeteilt. Dasselbe bezieht sich auf den Dränplan Abb. 53 (vgl. GERHARDT, »Kulturtechnick« 5. Aufl., Berlin 1922, S. 117).

§ 26. Längs- und Querdränung, Tiefe der Sauger.

Die Dränstränge, deren Aufgabe es ist, das überflüssige Wasser aus einem Grundstück aufzunehmen, werden Sauger oder Saugstränge genannt, im Gegensatz zu den Sammlern oder Sammelsträngen, deren Hauptaufgabe in der Sammlung und Ableitung des von den Saugsträngen aufgenommenen Wassers besteht. Die Sammler führen das Wasser weiter, sie vereinigen sich zu großern oder Hauptsammlern, erhalten dabei mit der größern Wasserführung auch eine größere Weite und münden schließlich in den Vorflutgraben. Der letzte Teil des Hauptsammlers heißt die Ausmündung. Alle diejenigen Dräns, die zu einer Mündung gehören, nennt man ein System.

Je nach der Ursache und dem Umfang der Bodennässe sind die Dränstränge in verschiedener Weise über das zu entwässernde Gelände zu ziehen. Hat man es mit einem gleichartigen Boden zu tun, der also überall gleichmäßig an den Folgen zu langsamer Versickerung des Bodenwassers leidet, so werden die Saugstränge in Gruppen unter sich parallel geordnet und der Oberflächengestalt angepaßt. Man nennt solche Dränung systematische Dränung oder Paralleldränung.

Liegt die Ursache der Nässe aber ganz oder auch nur teilweise in dem stellenweisen Ausstreichen wasserführender Schichten (Naßgallen, Quellen), so sind die einzelnen Saugstränge ohne jede Rücksicht auf ihre gegenseitige Lage so zu ziehen, daß das Schicht- oder Quellwasser gründlich abgefangen wird, bevor es in das Wurzelgebiet der Kulturpflanzen gelangt. Die zu diesem Zweck angelegten Saugstränge haben in der Regel eine ziemlich unregelmäßige Lage. Eine derartige Dränung heißt Einzeldränung.

Treten solche Schichtwasser gerade am obern Ende (Kopf) eines Grundstücks auf, so nennt man die dort anzulegenden, quer zum größten Oberflächengefälle verlaufenden Saugstränge Kopfdräns. Ihnen kommt eine ähnliche Aufgabe zu wie den Fanggräben (s. § 18).

Die Sauger können entweder nach der Richtung des stärksten Gefälles oder quer gegen diese angeordnet werden. Diese Bauweisen werden nach dem Vorschlag des Verfassers kurz mit Längs- und Querdränage oder Querdränung bezeichnet[1]), Bezeichnungen, die sich jetzt in der technischen Welt allgemein eingeführt haben (vgl. Abb. 54 u. 55). Die entwässernde Dränfuge wirkt stärker in der Richtung des Hanges als in der Wagerechten. Das von einem Strang entwässerte Feld ist daher bei gleichartiger Beschaffenheit des Bodens größer, wenn der Strang nach der Quere als wenn er nach der Längsrichtung liegt. Noch größer ist die Wirkung der Querdränung bei

[1]) GERHARDT, »Umgestaltung der Dränagebauten von Längsdränagen zu Querdränagen.« Berlin 1891, und Zentralbl. d. Bauv. 1891.

ungleichartiger Bodenbeschaffenheit, wenn wasserführende Schichten mit undurchlässigen, festen Bänken wechseln. Es kommt bei Ausführung einer Dränung in solchen Böden darauf an, die wasserdurchlässigen Schichten mit den Dräns zu treffen, sie als natürliche Dränung mitwirken zu lassen zur Förderung der Vorflut, sie gleichsam als Zuführer niederer Ordnung neben den Säugedräns heranzuziehen. Diesen Zweck erreicht man besser durch die Querdränung als durch die Längsdränung. Denn aus der Bildung der Erdrinde ergibt sich, daß die wasserführenden Schichten in der Regel dem Gefälle des Geländes folgen. Noch heute können wir überall beobachten, daß in schwerem Boden die Rillen senkrecht den Berg abwärts ausgewaschen werden. So war es auch früher. In diesen Rillen setzten sich bei spätern Überflutungen zuerst die spezifisch schwersten Bodenteile ab, d. i. Kies und Grand. Darüber lagerte sich erst der gröbere, dann der feinere Sand, und endlich folgten über diesem die im Wasser schwebenden feinen Teile, die die undurchlässigen Bodenarten Lehm und Ton bildeten. So ist ersichtlich, daß die wasserdurchlässigen Schichten sich vornehmlich in der Richtung des stärksten Gefälles ausbilden mußten. Will man diese Schichten durch die Dränzüge treffen, so hat man den Abhang nicht mit Längs-, sondern mit Querdräns zu überziehen.

Abb. 54. Längsdränung.

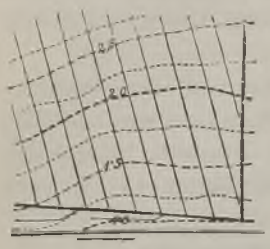
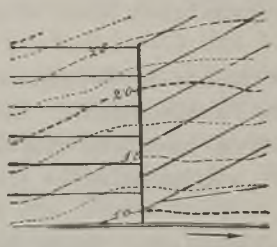
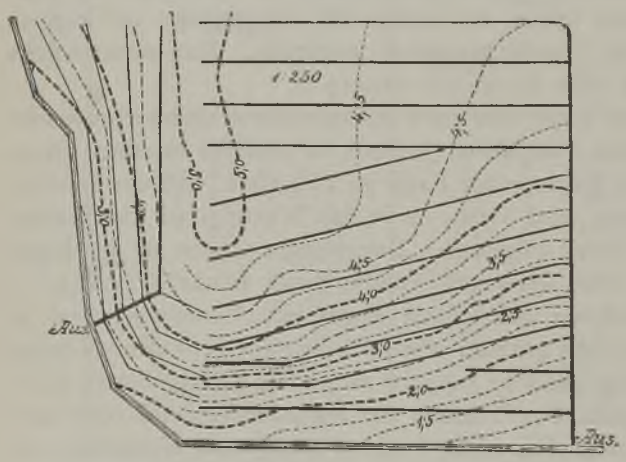


Abb. 55. Querdränung.



Der Grundsatz der Querdränung wird jetzt fast allgemein beachtet. Da den Saugedräns dabei immer das geringste Gefälle, etwa 0,4 % = 1 : 250, gegeben werden muß, so folgt, daß die Dräns stets eine schräge Lage gegen die Wagerechte erhalten. In einem flachen Gelände, wo die Schichtenlinien weit auseinander liegen, kann es vorkommen, daß die Querdränung in eine Längsdränung übergeht. Dies zeigt eine Stelle auf dem Dränplan Abb. 56.

Abb. 56. Querdränung mit Übergang in Längsdränung.



Das Grundwasser stellt sich zwischen zwei Dränsträngen stets gewölbartig ein. Der Scheitel dieses Gewölbes ist maßgebend für den Erfolg der Dränung. Bei gleicher Zeitdauer und gleicher Bodenbeschaffenheit stehen Dräntiefe, Strangentfernung und Absenkung des Grundwassers in einem bestimmten Abhängigkeitsverhältnis zueinander. Bei gleicher Dräntiefe wird mit der Zunahme der Strangentfernung die Entwässerungskurve sich der Oberfläche nähern, also die Senkung des Grundwasserspiegels abnehmen. Wird die Dräntiefe vergrößert, so tritt bei gleicher Strangentfernung eine Absenkung des Grundwasserspiegels ein. Soll in einer bestimmten Zeit inmitten der Dräns die für die Kulturpflanzen erforderliche Grundwasserabsenkung gewonnen werden, so müssen die Dräns bei geringerer Tiefe eine geringere Entfernung haben: es sind also mehr Dräns auf demselben Grundstück erforderlich; die Dränung wird teurer als bei größerer

Dräntiefe. Je größer andererseits die Dräntiefe gewählt wird, um so größer darf die Strangentfernung sein, um so wohlfeiler wird die Dränung.

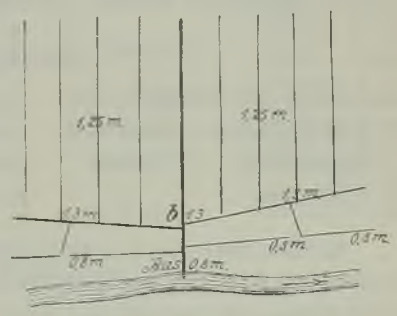
Einer zu großen Vertiefung der Dräns standen jedoch die in sehr ungünstigem Verhältnis zunehmenden Kosten der Grabenherstellung und des Verlegens entgegen. So war die Ermittlung der richtigen Tiefe lange Zeit Gegenstand heftiger Kämpfe gewesen. Gegenwärtig wird als zweckmäßigste Tiefe der Saugedräns allgemein 1,25 m für Äcker und 1 m für Wiesen anerkannt. Bei dieser Tiefenlage stehen unter gewöhnlichen Boden- und Kulturverhältnissen die Kosten des Verlegens der Dräns in gutem Verhältnis zu den Kosten, die die Strangentfernung verursacht.

Von dieser Regel kommen Ausnahmen vor: Beim Klee hat man die Beobachtung gemacht, daß er auf ungedräntem Boden öfters besser gedeiht als auf gedräntem, und die Erklärung darin gefunden, daß die langen Pfahlwurzeln des Klees besonders in dürren Sommern leichter auf undränierten als auf dränierten Böden die feuchten Lagen erreichen können. Man hält daher auf Kleefeldern 1,1 m Dräntiefe bei entsprechend geringerer Strangentfernung für das geeignetste Maß.

Im Gegensatz hierzu wird eine größere Dräntiefe als 1,25 m für erforderlich gehalten da, wo Zuckerrübenkultur, Esparsette-, Luzerne-, Runkeln-, Hopfenbau und Ähnliches getrieben wird. Diese Pflanzen verlangen für ihr Gedeihen ein tiefes Wurzelgebiet. Es ist auch zweckmäßig, die Dränung hier zu vertiefen, weil dadurch dem Verwachsen der Dränstränge besser begegnet wird. Man wählt für Zuckerrüben 1,35 bis 1,50 m Dräntiefe, durchschnittlich 1,40 m. Eine noch tiefere Dränung verlangt die Hopfenkultur, nämlich 1,80 m.

In sehr schwerem undurchlässigem Boden geht die Absickerung des Wassers sehr langsam vonstatten. Hat das Sickerwasser erst den Drän erreicht, so findet es hier gute Vorflut und wird schnell genug abgeführt. Um die Entwässerung zu fördern, kommt es daher darauf an, das Durchsickern im Boden zu beschleunigen. Je tiefer die Dräns liegen, um so länger dauert es, bis das Sickerwasser den Drän und damit die gute Vorflut erreicht. Deshalb werden jetzt schwere bindige Böden, flacher, dafür aber enger dräniert als andere. Andrerseits ist bei tiefgründigen diluvialen Böden, besonders bei kalkreichen dränungsbedürftigen Böden, eine größere Dräntiefe — 1,20 bis 1,50 m — für die Sauger zweckmäßig. Es wird dann eine stärkere Erdschicht den Pflanzenwurzeln zugänglich gemacht, also der Kalkgehalt des Untergrunds besser ausgenutzt.

Abb. 57. Verringerung der Dräntiefe im untern Dränfeld.



Im untern Teil des Dränfelds ist mitunter eine Verringerung der Dräntiefe von großem Vorteil für die Regelung des Vorfluters. Denn da die Ausmündung möglichst hoch über dem Wasserspiegel des Vorfluters liegen muß, so würde bei einer tiefen Lage der Ausmündung auch die Sohle des Vorfluters tief gesenkt werden müssen. Um dies zu vermeiden, empfiehlt es sich, die Höhe der Ausmündung auf 0,8 bis 0,9 m unter Gelände zu beschränken, und die Sammler und Sauger so anzuordnen, daß der letzte Nebensammler 1,3 m tief in den Hauptsammler mündet (vgl. Abb. 57). Das dann zwischen diesem Nebensammler und dem Vorfluter verbleibende Gelände wird durch flache kurze Dräns für sich entwässert. Bei 0,8 m Tiefe der Ausmündung sind Frostschäden im letzten Teile des Hauptsammlers erfahrungsmäßig kaum zu befürchten. Will man sich trotzdem dagegen sichern, so kann dieser Teil des Hauptsammlers durch Aushubboden der Drängräben oder des Vorfluters aufgehöht werden.

§ 27. Durchmesser, Länge und Entfernung der Dräns.

Die jetzt gebräuchlichen innern Durchmesser der Dräns sind 4, 5, 6,5, 8, 10, 13 und 16 cm. Größere Durchmesser als 16 cm werden vermieden, sie sind zu teuer. Kleinere Durchmesser als 4 cm haben sich nicht bewährt. Unter besondern Verhältnissen genügt aber auch 4 cm nicht. So wird für Moordränungen jetzt allgemein 5 cm als kleinster Durchmesser gewählt. Dies hängt mit der unsichern Lage der Dräns in dem weichen Moor zusammen, die niemals so fest sein kann wie auf aufgewachsenem mineralischem Boden.

Ganz besonders ist aber ein größerer Durchmesser als 4 cm da geboten, wo das Einwachsen von Algen zu befürchten ist. Die Algen bilden in dem Dränrohr lange dichte Zöpfe, die bei engem Durchmesser Halt an den Wandungen finden, hier festhaften, Sand und Schlamm aufhalten und zu Verstopfungen führen. In Röhren von weiterm Querschnitt können sie diesen Halt an den Wandungen nicht finden: sie sinken dann als bandartiges Geflecht zu Boden und werden mit dem Dränwasser fortgespült. So ist hier der weite Durchmesser 5 cm der beste Schutz gegen Verstopfungen. Unter besonders schwierigen Verhältnissen, wo Algen im Wasser zu erwarten sind und womöglich Ockerniederschläge die Algen fest verkitten können, ist sogar 6,5 cm Durchmesser geboten.

Auch da, wo besonderer Wasserandrang zu erwarten ist, müssen weitere Röhren gewählt werden. Die Saugedräns zur Erfassung von Quellen, die Kopfdräns zur Aufnahme des fremden Grundwassers müssen 5 cm, unter Umständen sogar 6,5 cm Weite erhalten.

Das kleinste Gefälle, in welchen ein einzelner Rohrstrang ohne Gefährdung des Entwässerungszwecks noch verlegt werden darf, bemißt sich nach der in dem Strang anzustrebenden geringsten Geschwindigkeit, die notwendig ist, um sowohl die während der Ausführung etwa in die Röhren gelangten oder später durch die Stoßfugen einfallenden Schlamm- und Erdteilchen, wie auch die im Dränwasser bei Luftzutritt sich ausscheidenden Eisen- und Kalkverbindungen (Ocker- und Kalkschlamm) mit fortzureißen. Hierzu ist eine Geschwindigkeit von 0,16 m/Sek. erforderlich. Besser ist es, 0,20 m/Sek. zu wählen. Wo Triebsand vorhanden ist, soll eine Geschwindigkeit von mindestens 0,39 m angestrebt werden. Hiernach ergibt sich folgende Tabelle:

Geringste Gefälle der Dräns:

bei einem Durchmesser von		4	5	6,5	8	10	13	16 cm
in gewöhnlichen Bodenarten	mindestens	0,4	0,28	0,18	0,15	0,15	0,15	0,15 %
	besser	0,6	0,45	0,28	0,20	0,15	0,15	0,15 »
in Triebsand		1,4	1,00	0,60	0,45	0,30	0,20	0,15 »

Gefälle unter 0,15 % sind tunlichst grundsätzlich zu vermeiden, weil sie durch gewöhnliche Arbeiter mit gewöhnlichen Dränröhren schwer hergestellt werden können. Noch besser ist es, sich auf 0,2 % als geringstes Gefälle zu beschränken.

Über die zulässige Länge der Sauger ist ein Unterschied zwischen Längs- und Querdränung zu machen. Bei der Längsdränung hat lange vorher, bevor die Querdränung sich Geltung verschaffte, sich durch Erfahrung ergeben, daß bei langen Saugern Querstränge in Form von Sammlern — die somit nach dem Grundsatz der Querdränung verlegt worden waren — die Entwässerung begünstigen. Man vermeidet deshalb bei der Längsdränung Sauger von mehr als 150 m Länge.

Bei der Querdränung dagegen ist dieser Umstand nicht mehr von Einfluß. Hier ist für die Länge der Sauger allein die Größe des entwässerten Feldes maßgebend.

Ein 4 cm weiter Sauger vermag unter sonst üblichen Verhältnissen bei dem geringsten Gefälle von 0,4 % ungefähr 31 a zu entwässern. Es ergeben sich dann bei den folgenden Strangentfernungen die nachbezeichneten größten Längen der Sauger:

Zulässige Länge der Sauger:

bei einer Strangentfernung von:	12 m	14 m	16 m	20 m	22 m	30 m
und einem Gefälle von 0,4 % =	250 »	220 »	190 »	150 »	130 »	100 »

Von der richtigen Entfernung der Saugstränge untereinander hängt die Geschwindigkeit und Gleichförmigkeit der Abtrocknung der Oberfläche ab. Sie geht in der Mitte zwischen zwei Dränsträngen zu langsam vor sich, wenn die Stränge zu weit entfernt liegen, während bei zu enger Lage die Kosten unnütz vermehrt werden.

Für Dränungen im Gelände mit mittlern Niederschlagsmengen ohne besonders auffällige Umstände, die auf die Versickerung oder Verdunstung von Einfluß sind und mit der mittlern Dräntiefe 1,25 m kann man die Strangentfernung, soweit sie beeinflußt wird durch die Neigung, die Durchlässigkeit oder Bindigkeit des Bodens, seine Schichtung unter Einwirkung der natürlichen Dränung, ungefähr nach folgender Übersicht beurteilen. — Hierbei ist die Neigung und die Schichtung des Bodens, sowie seine natürliche Dränung berücksichtigt durch besondere Angaben für Längs- und für Querdränung.

Entfernung der Saugdräns.

Bodenarten	I. In flachen Lagen bis 1 : 250 (Längsdränung)		II. In mittlern und steilen Lagen von mehr als 1 : 250 (Querdränung)	
	von — bis	Bemerkung	bei geringer bis größerer Neigung des Geländes	Bemerkung
In strengem Tonboden oder solchem mit über 75 % abschlämmbaren Teilen	7—10 m	Erweiterung zulässig beim Vorkommen natürlicher Dränung	7—12 m	Strangentfernung zunehmend mit der natürlichen Dränung, außerdem mit der Neigung des Geländes bis zu derjenigen Grenze, bei der die lotrechte Entfernung 0,5 m betragen würde; doch selten weniger als 12 m, nie weniger als 7 m, selbst im steilsten Hang.
In gewöhnlichem Tonboden oder solchem mit 75—50 % abschlämmbaren Teilen . .	10—12 »		10—15 »	
In schwerem Lehmboden oder solchem mit 50—40 % abschlämmbaren Teilen . .	12—14 »		12—18 »	
In gewöhnlichem Lehmboden oder solchem mit 40—30 % abschlämmbaren Teilen . .	14—16 »		14—21 »	
In sandigem Lehmboden oder solchem mit 30—20 % abschlämmbaren Teilen . .	16—20 »		17—25 »	
In lehmigem Sandboden oder solchem mit 20—10 % abschlämmbaren Teilen . .	20—24 »		21—30 »	
In mildem Sandboden oder solchem mit 10—5 % abschlämmbaren Teilen[1])	24—30 »		25—35 »	

§ 28. Ausführung der Dränung.

Der Dränplan wird auf dem Feld abgesteckt. Dabei werden die Dräns durch kleine Pfähle bezeichnet, die die Nummern oder Buchstaben des Planes erhalten. Demnächst werden die Pfähle für die Sammeldräns sämtlich und außerdem die Pfähle derjenigen Sauger nivelliert, die schwaches Gefälle bekommen. Nach dem Ergebnis der Nivellements kann erforderlichenfalls durch Versetzen der Pfähle die Lage der Dränzüge verbessert werden.

[1]) Für Sandböden mit weniger als 5 % abschlämmbaren Teilen kann die systematische Dränung nicht mehr empfohlen werden. Solche Böden sind, wenn sie dräniert werden sollen, je nach dem Bedürfnis mit einzelnen Dränsträngen in weiter Lage zu durchziehen.

Um nun die Drängräben ohne überflüssigen Erdaushub mit möglichst steilen Böschungen und so schmaler Sohle herzustellen, daß nur das Dränrohr darin Platz hat, doch aber gleich beim ersten Aushub eine Sohle zu gewinnen, die der im Dränplan vorgeschriebenen Höhe und dem dort angegebenen Gefälle entspricht, empfiehlt sich folgendes durch die Abb. 58 bis 60 erläutertes Verfahren:

Abb. 58. Nivellieren der Dränzüge.

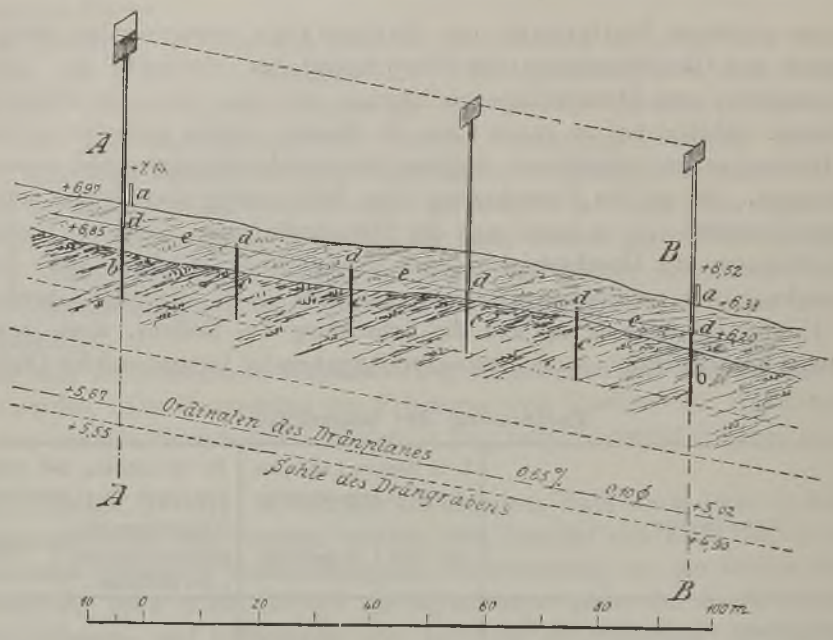


Abb. 59 u. 60. Querschnitte bei *B*.

Abb. 59.

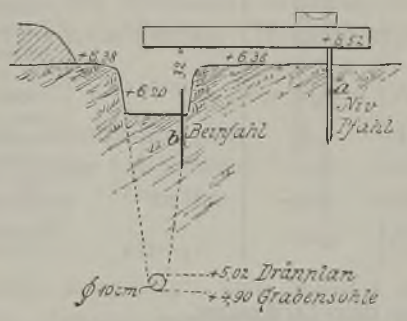
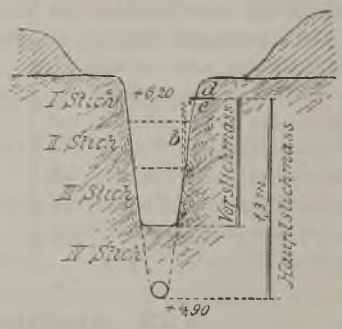


Abb. 60.



Es wird mit dem Breitspaten nach gespannter Schnur neben den Pfählen der erste Spatenstich ausgehoben und in dem so hergestellten niedrigem begehbarem Graben, möglichst nahe neben jedem Nivellementspfahl, ein zweiter Pfahl (Beipfahl) geschlagen (Pfahl *b* in Abb. 59). Diese Pfähle werden im ganzen Dränfeld so tief geschlagen, daß ihre Köpfe ein bestimmtes abgerundetes Maß — Stichmaß — über der künftigen Grabensohle der Dräns liegen. Zu dem Ende wird die Ordinate der Grabensohle an der Stelle jedes Nivellementspfahls aus dem Dränplan ermittelt und von der Ordinate

des nivellierten Pfahlkopfs abgezogen. Das Maß, um das dieser Unterschied das Stichmaß überschreitet, ist maßgebend für die Tiefe der Beipfähle unter dem ersten Pfahlkopf. Nach diesem Maß wird unter Benutzung von Meterstock, Latte und Wasserwage der Beipfahl eingeschlagen (s. Abb. 59).

Nunmehr werden in dem Graben unmittelbar neben dem Rande desselben so viel Zwischenbeipfähle geschlagen, als für die bequeme Ausführung der Drängräben angemessen erscheint (Pfähle *c* in Abb. 58). Dies geschieht von den Beipfählen aus mit Hilfe von Setztafeln. Die Köpfe aller Beipfähle und Zwischenbeipfähle bilden dann eine Linie, die die dem Drän zu gebende Neigung hat, der Dränsohle gleich gerichtet und überall in Stichmaßhöhe von ihr entfernt ist.

Um diese Linie als Richtlinie für die Arbeiter bequem in dem Drängraben festzulegen, werden kurze Holzpflöcke von 12 bis 15 cm Länge genau in Höhe der Beipfahl- und Zwischenpfahl-Köpfe seitwärts in die Grabenwand geschlagen (*d* in Abb. 58 und 60), und die nur um ein geringes Maß hervortretenden Köpfe dieser Pflöcke durch eine Schnur verbunden (*e*). Diese Schnur ist dem Fortsetzen der Erdarbeiten nicht hinderlich.

Das Stichmaß wird den Arbeitern als Stab übergeben; die Beipfähle und Zwischenpfähle werden ausgezogen und der Grabenaushub nach der ausgezogenen Schnur derartig ausgeführt, daß schon der vorletzte Spatenstich der Schnur genau gleichlaufend ist, und zwar in einer Höhe, die der Höhe des letzten Dränspatens entspricht. Um dies zu erleichtern, empfiehlt es sich, den Arbeitern für die Ausführung des vorletzten Spatenstichs ein Vorstichmaß (s. Abb. 60) an die Hand zu geben.

Ist nach diesem Vorstichmaß der Graben überall ausgeführt, so wird von dem Arbeiter der letzte Spatenstich bis zur Fußstütze überall gleichmäßig tief ausgehoben. Dann entspricht die so gewonnene Sohle der vorgeschriebenen Tiefe des Dräns. Der Drängraben selbst wird nicht betreten[1]).

Diese Arbeiten erfolgen am besten im Herbst unmittelbar nach der Ernte. Denn dann stört ihre Ausführung den Landwirt am wenigsten, und der Boden besitzt noch einen geringen Grad von Feuchtigkeit, der die Bearbeitung des schweren dränungsbedürftigen Bodens sehr erleichtert. Im Hochsommer werden Dränungen nur dann ausgeführt, wenn viel Grundwasser und Triebsand zu befürchten ist. Die Breite der Gräben kann um so geringer sein, je bindiger der Boden ist, je flacher die Gräben und je kleiner die Durchmesser sind. Für Saugedräns, die 1,25 m tief verlegt werden sollen, genügt in Tonboden eine obere Grabenweite von 0,3 bis 0,4 m, in lehmigen Boden 0,4 bis 0,5 m und in sandigem Boden 0,5 bis 0,6 m. Sammler erfordern 5 bis 10 cm größere Breite als Sauger. Und dies nicht allein ihres größern Durchmessers und der etwas größern Tiefe wegen, sondern auch um des Umstands willen, daß die Sammelgräben gewöhnlich länger offen bleiben, als die Gräben für die Saugedräns.

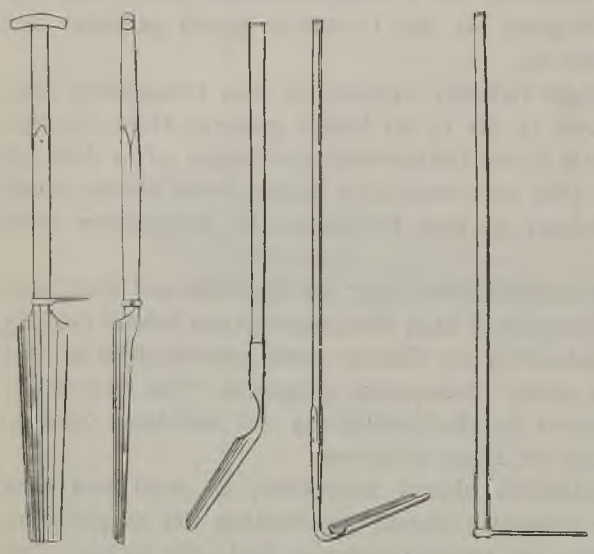
Der Aushub der Drängräben erfolgt — nachdem die Vorflutgräben geregelt worden sind — von unten nach oben, also in jedem System von der Ausmündung an aufwärts. Dann findet das Grundwasser in den Drängräben stets Vorflut. Beim Ausheben wird die Ackerkrume auf die eine, der Untergrund auf die andere Seite des Grabens geworfen. Man benutzt dazu ein Reihe Spaten verschiedener Breite und Höhe, die nacheinander gebraucht werden, je nachdem der oben breit angelegte Graben in der Tiefe schmäler wird. Gewöhnlich sind vier derartige Spaten erforderlich. Sie bilden das Besteck. Abb. 61 zeigt den dritten Spaten. Ist der zu dränierende Boden steinreich, hart

---

[1]) Eine ausführliche Erörterung dieses Verfahrens mit Zahlenbeispielen findet sich in: Gerhardt, »Kulturtechnik«, 5. Aufl., Berlin 1922, S. 125.

und ungleichartig oder reich an Wurzeln, so müssen Hacke, Pickel und Axt zu Hilfe genommen werden. Große Steine dürfen nie unterfahren, sondern nur umgangen werden. Nach Aushub des letzten Stichs muß die Grabensohle im allgemeinen richtig liegen. Nur kleine Nachbesserungen sind erforderlich, die dann vom Grabenbord aus mit der Hohlkelle (Abb. 62), oder dem Schwanenhals (Abb. 63) vorgenommen werden.

Abb. 61. Dränspaten. Abb. 62. Hohlkelle. Abb. 63. Schwanenhals. Abb. 64. Legehaken.



Die schon während der Grabarbeiten längs der Grabenränder verteilten Röhren werden, wo immer tunlich, von oben aus mit dem sog. Legehaken (Abb. 64) verlegt. Dieser besteht aus einem kurzen Rundeisen von 13 bis 15 mm Dicke und ungefähr 26 cm Länge mit rechtwinklig befestigtem langen Stiel. Das Eisen muß kürzer sein, als die aufgesteckte Röhre, weil sonst beim Verlegen das benachbarte, schon fest verlegte Dränrohr losgerüttelt werden würde. Die Benutzung des Legehakens ist dringend anzuraten, denn die Arbeit wird nach einiger Übung schneller, billiger und besser ausgeführt als bei dem Verlegen mit der Hand, auch wird die Grabensohle nicht verletzt. Immer anwendbar ist der Legehaken für Röhren bis 8 cm Weite und Gräben bis 1,3 m Tiefe; geschickte Arbeiter benutzen ihn auch für 16 cm weite Dräns in 2 m Tiefe.

Mit dem Legen der Röhren wird, um Verletzungen oder gar Verstopfungen des Stranges während der Arbeiten hintanzuhalten, am obern Ende eines Stranges begonnen. Dabei wird das eine Ende des obersten Rohres mit einem Stein oder Dachplattenstück (nicht mit Lehm) verschlossen und jedes weitere Rohr einfach an das vorhergehende mit dem Legehaken angedrückt. Die Dränröhren müssen so dicht aneinander gestoßen werden, daß es nicht möglich ist, aus dem verlegten Dränstrang eine einzelne Röhre herauszuheben, ohne die andern mitzunehmen. Die Röhren sind fast immer ein wenig gekrümmt. Sie sind durch Streichen mit dem Legehaken längs des Grabenrands so zu drehen, daß die Krümmung nie oben oder unten, sondern stets an einer Seite sich befindet, und zwar in abwechselnder Folge, bald rechts, bald links. Dann erreicht man einen dichten Schluß der Fugen.

Bei Unterbrechungen der Arbeit müssen überall da, wo Frösche vorkommen, die bereis verlegten Dränröhren vor dem Einkriechen dieser Tiere geschützt werden. Man benutzt zu diesem Zweck Sperrbrettchen oder kleine Bleche, kleine Gitter oder Dachsteinstücke, die man an dem Ende des Dränstranges — nie in die letzte Fuge — in den Boden steckt. Vor dem Einschieben in die letzte Fuge muß gewarnt werden, weil es leicht vorkommt, das dann beim Wiederaufnehmen der Arbeit die Beseitigung des Verschlußstücks von den Arbeitern vergessen wird!

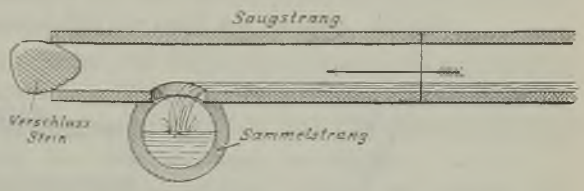
Bei Dränungen auf nassem moorigen Grunde hat sich das Verlegen der Dräns mit langen Legestangen bewährt. Nachdem der Drängraben mit Heidekraut verfüllt und festgestampft ist, werden etwa zehn Dränrohre auf eine hohle Eisenstange (Gasrohr) geschoben und von zwei Arbeitern gleichzeitig versenkt. Das Rohr wird dann an den

beiden Seiten mit Heidekraut fest umpackt und auch mit Heidekraut überdeckt. Erst wenn das Rohr nach dieser Arbeit fest liegt, wird die Eisenstange herausgezogen.

Ein fertig verlegter Strang soll zur Verhütung von Beschädigungen der Röhren möglichst bald zugefüllt oder doch wenigstens so hoch mit Erde bedeckt werden, daß die Röhren geschützt sind (20 bis 30 cm). Das Aufbringen der ersten dünnen Bedeckung nennt man das »Verstechen«. Die Decke wird so vorsichtig wie möglich aufgebracht, um die Lage der Röhren nicht zu ändern. Am besten geschieht es durch leichtes Anstechen der Seitenwände des Drängrabens mit dem Spaten. Das früher übliche Bedecken der Dränröhren mit Stroh oder Rasen ist jetzt nicht gebräuchlich, denn diese Stoffe verwesen im Boden und geben zu Verstopfungen Veranlassung.

Über der ersten vorsichtig aufgebrachten Decke ist der Untergrund in dünnen Schichten zunächst ohne Werfen einzulassen. Er ist im allgemeinen in derselben Schichtenfolge wieder einzufüllen, wie er ausgeworfen wurde. Zuletzt wird die Muttererde aufgebracht und über dem Drängraben abgewölbt, so daß nach dem Setzen des Bodens eine ebene Oberfläche entsteht.

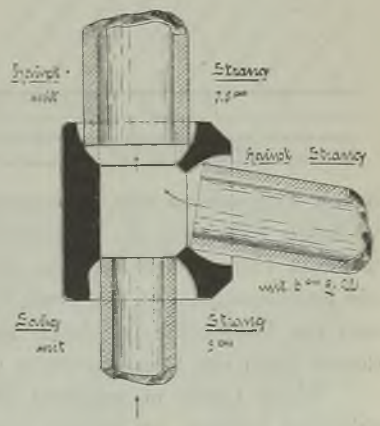
Abb. 65. Verbindung eines Saugers mit dem Sammelstrang.



Die am meisten gebräuchliche Verbindung zweier Dränröhren durch Überdeckung wird in der Abb. 65 dargestellt. Sie hat sich durch langjährige Erfahrung bewährt. Mit einem Spitzhammer werden runde Löcher sowohl in den Sammeldrän wie in den Saugedrän geschlagen. Sie müssen, aufeinandergelegt, gut passen. Die Fuge wird dann mit einem Tonwulst verklebt, und das Ende des Saugedräns durch ein passend bearbeitetes, in Ton gebettetes Dachstein- oder Feldsteinstück geschlossen. Dieser Abschluß ist nötig, um Auswaschungen des Bodens durch den Wasserstoß zu vermeiden.

Besser wird die Verbindung mit Hilfe von Formstücken ausgeführt. Als solche werden jetzt mehrfach Loch- und Hakenröhren verwandt. Sie schließen gut und dicht und haben außerdem noch den großen Vorzug, daß damit die Sauger in beliebigen Winkeln in die Sammler eingeführt werden können.

Abb. 66. Formstück nach WEIGMANN.



Sehr bequem sind die Formstücke aus Beton von WEIGMANN und WODICKA. Sie bestehen aus zwei übereinandergelegten Kunststeinplatten, die unter einem rechten Winkel sich kreuzende röhrenförmige Öffnungen für den Durchfluß des Wassers bilden. Die Einläufe sind beim Modell von WODICKA kegelförmig, beim WEIGMANNschen aber kugelförmig gestaltet (Abb. 66). Diese Bauart dürfte wegen des dichtern Anschlusses der Röhren an die Formstücke den Vorzug verdienen.

Wenn Dräns von tiefen, wasserführenden Gräben der Quere nach durchschnitten werden, so sind sie oberhalb des Grabens durch einen Sammler abzufangen, und dieser Sammler ist demnächst allein durch den Graben zu führen. Es beschränkt sich dann die unbedingt erforderliche Sicherung des Sammeldräns auf einer kurzen Strecke, wo sie mit geringen Mühen und Kosten erfolgen kann. Sie geschieht nach Abb. 67 durch Muffenrohre in Zementdichtung. Solche Muffen sind kurze Dränröhren von 10 bis 15 cm

Länge, deren innerer Durchmesser größer ist, als der äußere Durchmesser der zugehörigen Dränröhren.

Eine ähnliche Vorsicht ist geboten, wenn Feldwege die Dräns kreuzen. Denn jeder Wagen, der die Spur verfolgt, würde die Sauger immer an derselben Stelle treffen. Er verdichtet unter seinen Rädern den zur Verfüllung der Drängräben eingebrachten lockern Boden. Der Druck setzt sich fort bis auf die Röhren und führt sehr leicht zu einer Verschiebung der Stöße in lotrechter Richtung und damit zu einer Verstopfung. Hieraus ergibt sich, daß bei Feldwegen dieselbe Regel wie bei den Gräben anzuwenden ist: die Saugedräns sind oberhalb des Weges durch einen Sammler zu vereinigen, und dieser Sammler ist allein mit Vermuffung unter den Weg zu führen. Bei diesen Muffen kann aber — abweichend von der Behandlung der Gräben — die Zementdichtung des Stoßes unterbleiben. Denn es ist hier ein Einwachsen von Wurzeln nicht zu befürchten, sondern nur dafür zu sorgen, daß die Röhren an ihrem Stoß sich nicht verschieben können (vgl. Abb. 68).

Abb. 67. Kreuzung von Dräns mit Gräben.

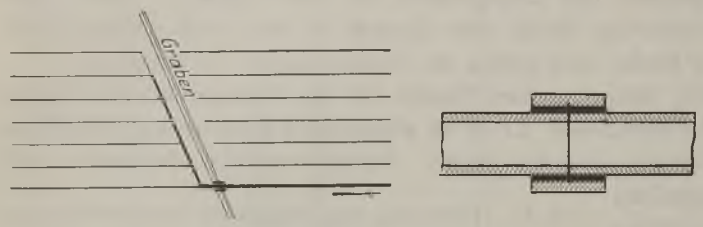
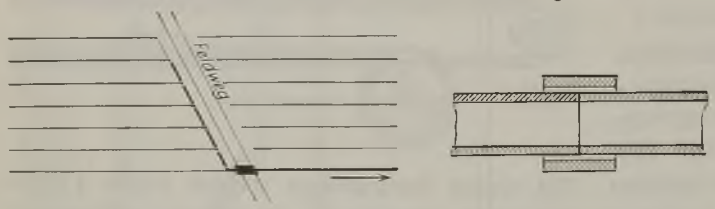
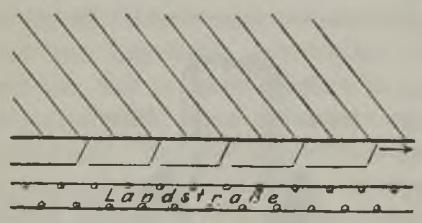


Abb. 68. Kreuzung von Dräns mit Feldwegen.



Durch zementierte Muffen schützt man die Dränfugen auch vor dem Eindringen der Baumwurzeln. Diesen Schutz kann man auch ohne Muffen dadurch ausüben, daß man die Wurzeln bei der Annährung an die Dräns tötet. Dies geschieht durch Bedecken der Dränröhre mit Ätzkalk oder Zinkasche, wirksamer aber dadurch, daß man die Stoßenden der Drähnröhren vor dem Verlegen in Karbolineum taucht. Dies Mittel wird jetzt vorzugsweise angewandt. Man taucht die Dränröhren in eine am Grabenrand aufgestellte und 2 bis 3 cm tief in Karbolineum gefüllte Schale und verlegt sodann die Röhren wie gewöhnlich.

Abb. 69. Sammler in der Nähe von Bäumen.



Eine einfache Sicherung gegen Schädigungen durch Einwachsen von Baumwurzeln kann schon in dem Dränplan erfolgen: man darf wichtige Dräns, z. B. Sammeldräns, nur auf 15 bis 20 m den Bäumen nähern. Die weichen Hölzer, wie Pappeln, Ellern, Birken u. dgl. sind besonders gefährlich, für sie gilt die Entfernung 20 m, für harte Hölzer genügt 15 m. Der Raum zwischen dem Sammler und der Baumreihe ist durch kurze Sauger nach Abb. 69 für sich zu entwässern. Bei diesen kann ein Durchwachsen mit Wurzeln nicht viel Schaden anrichten.

Wenn Dräns in weichem Moor zu verlegen sind, wo die Röhren sich leicht verschieben können, so verlegt man sie auf Latten. Zwei Latten werden durch kurze Querleisten verbunden und tragen die Röhren. Da die Latten fast stets im Nassen liegen, so halten sie sich jahrelang und die Dräns liegen zuverlässig. Man hat auch statt der Latten eine Unterbettung von Sand oder Kies in 10 bis 15 cm Stärke benutzt und darauf die Dräns verlegt. Das Kiesbett bietet ein sicheres Lager für die Röhren. Von

dieser Befestigung ist man jetzt abgekommen, weil Kies und Sand im Moor schwer zu beschaffen sind. Viel leichter ist die Verwendung von Heidekraut, das meist in großen Mengen zur Verfügung steht und sich gut bewährt hat. Mit Heidekraut werden die Dräns an der Sohle, den Seiten und auf der Decke umgeben. Sie werden dann, wie oben angegeben, in größerer Zahl (10 Stück) auf ein Gasrohr geschoben und gemeinschaftlich versenkt.

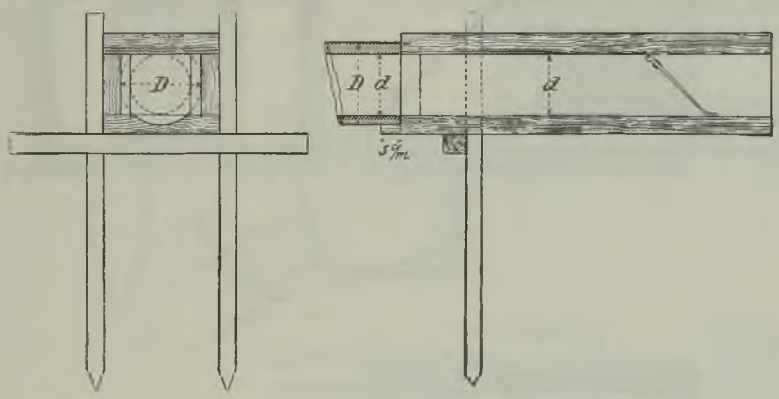
§ 29. Ausmündungen.

An den Mündestellen der Stränge stehen die Dränungen mit der Bodenoberfläche in Verbindung. Von hier aus drohen daher den unterirdischen Entwässerungsanlagen die meisten Gefahren durch äußere Einflüsse verschiedener Art: durch Hochwasser, Frost, Einstürzen der Böschungen des Vorfluters, durch das Eindringen von Tieren (Fröschen, Fischen, Mäusen), durch Verwachsen vom Vorfluter und endlich durch Beschädigung seitens weidender Tiere und durch Menschenhand. Hieraus ergeben sich verschiedene Richtpunkte, die je nach den örtlich obwaltenden Verhältnissen bei der Bauart der Drän-Ausmündungen maßgebend sein müssen.

In erster Linie ist als Grundsatz festzuhalten, die Zahl der Ausmündungsstellen möglichst gering zu bemessen, da in demselben Verhältnis sich die Verstopfungsgefahr vermindert. Weiterhin ist für einen möglichst ungehinderten und gesicherten Ablauf des Dränwassers von der Ausmündung der Sammelstränge zu sorgen.

Gegen äußere Beschädigungen der Ausmündungen schützt am besten eine feste, aber unauffällige Bauweise und eine tunlichst versteckte Lage der Mündestellen,

Abb. 70. Hölzerner Ausmündungskasten mit Gitter.

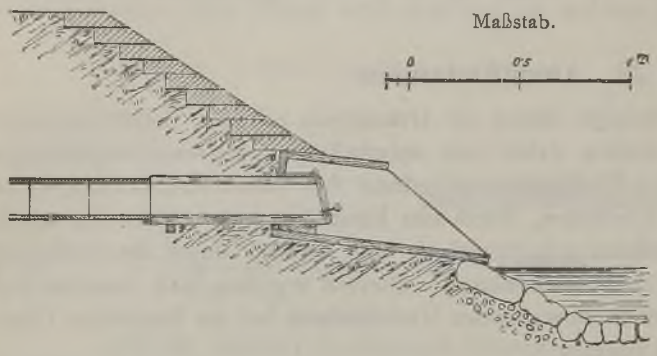


um die Neugierde der Menschen nicht zu erregen und die weidenden Tiere fernzuhalten. Die Bauart dieser Drän-Ausmündungsstücke soll dauerhaft, einfach und schwer zerstörbar sein, sie sollen eine leichte Beförderung gestatten und billig sein.

Werden die Ausmündungen aus Holz hergestellt, so verwendet man dazu Eichen- oder Kiefernholz, und gibt den passend gezimmerten Brettern vor dem Zusammennageln allseitig zweimal einen Anstrich mit heißen Karbolineum. Die Form des Kasten zeigt Abb. 70. Die innere Höhe entspricht stets dem innern Durchmesser (d) der Sammeldräns, die innere Breite dagegen nur dann diesem Durchmesser, wenn die Ausmündung offen oder mit Klappenverschluß nach dem Vorflutgraben mündet. Sie kann sogar in diesem Falle bis auf 0,8 d vermindert werden. Sollen aber Gitter in der Ausmündung angebracht werden, so muß das innere Breitenmaß des Kastens erheblich größer sein; es empfiehlt sich, es gleich dem äußern Durchmesser des Sammeldräns (D) zu wählen.

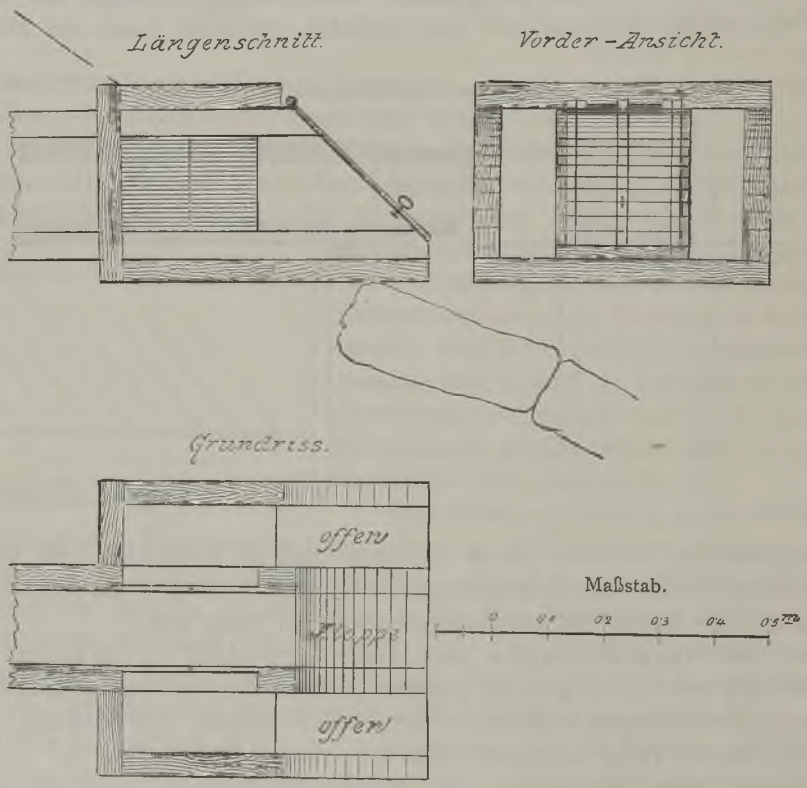
Kleine Leisten an den innern Seitenwänden des Kastens vermitteln den Stoß mit dem Dränrohr. Um das Verlegen des Kastens genau in Höhe der innern Sohle des Dränrohrs sicher zu stellen, ist das Sohlbrett um 5 cm zu verlängern und hier nach der Dicke des Rohrs auszuhöhlen.

Abb. 71. Hölzerne Ausmündung mit Klappe.



Die Länge des Kastens beträgt in der Regel 1 bis 1,5 m, nur bei morastigem oder leicht beweglichem Boden oder an gefährdeten Ufern ist eine größere Länge erforderlich, unter Umständen bis 5 und 6 m. Am hintern Ende wird unter dem Boden des Kastens eine Querleiste genagelt zum Schutz gegen das Herausziehen durch Menschen oder Tiere oder das Abspülen durch Hochwasser. Will man noch größere Sicherheit in dieser Hinsicht erreichen, so schlägt man vor der Querleiste zwei Pfähle ein. Das Gitter darf nur 4 mm weit sein und wird am besten drehbar hergestellt.

Abb. 72. Hölzerne Ausmündung mit Seitengittern (nach GERHARDT).



Klappen vor den Ausmündungen haben den Vorzug, daß sie die Dränungen nach außen ganz verschließen. Sie sind deshalb da angebracht, wo das Hochwasser des Vorfluters nachteilig auf die Dräns wirken könnte. Um manchen andern Übelständen zu begegnen, haben sie aber folgende Bedingungen zu erfüllen (vgl. Abb. 71):

1. Die Klappen dürfen nicht zu schräg hängen, sonst bieten sie dem Austritt des Wassers zu großen Widerstand, sie verursachen einen Druckhöhenverlust. 2. Das Scharnier muß so befestigt sein, daß die Klappe sich abheben kann, ohne zu klemmen. Dazu muß der eine Flügel des Scharniers an der Unterseite der Klappe, der andere an der Oberseite des Kastens sich befinden. 3. Die untere Kante des Ausmündungskastens muß frei vor der Böschung hervortreten, so daß Schlammablagerungen nicht den dichten Schluß beeinträchtigen können. 4. Dem Verziehen des Holzes, aus dem die Klappe besteht, muß durch einen Schutzkasten vorgebeugt werden, der Sonnenstrahlen und Regen von der Klappe fern hält. — Trotz dieser Vorsichtsmaßregeln besteht immer noch der Nachteil, daß die Klappen von Gras überwuchert und von Menschen leicht zerstört werden. Sie sind daher nur da zu empfehlen, wo sie wegen des Schutzes gegen Hochwasser nicht zu entbehren sind.

Abb. 73. Eiserne Ausmündung ohne Gitter.

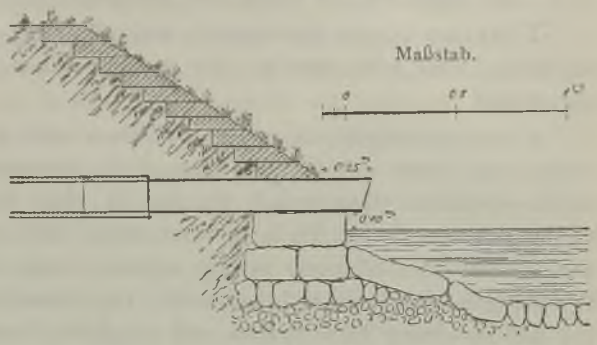
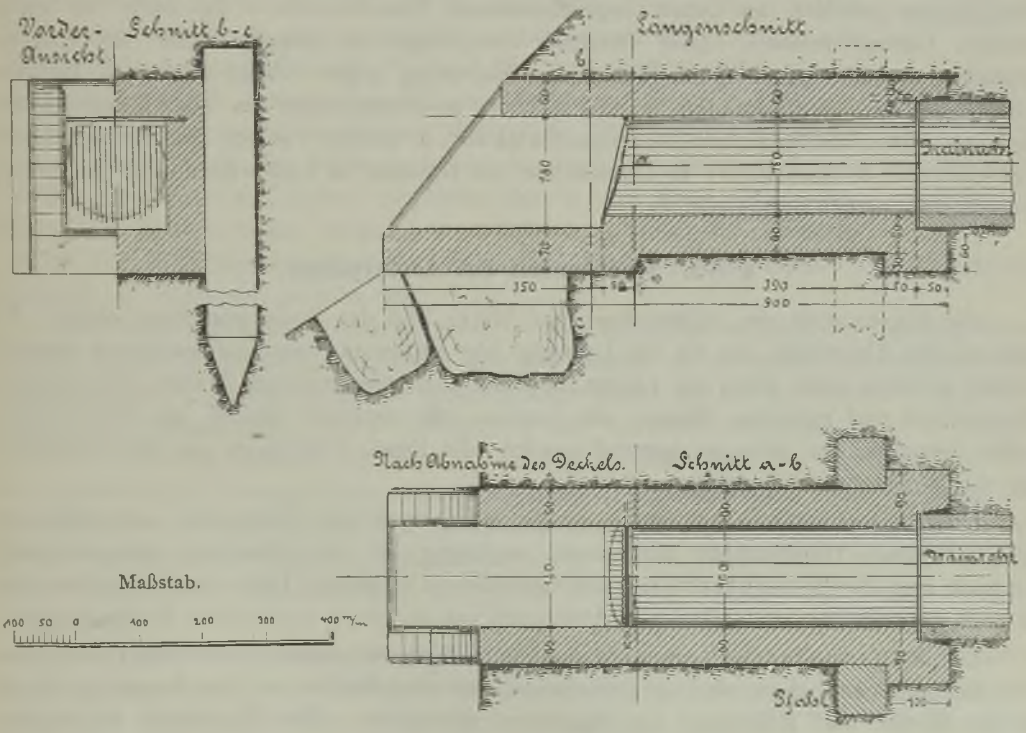


Abb. 74. Beton-Ausmündung von Bender.



Seitengitter mit fest angebrachten, 4 mm weiten, verzinkten Gittern sind vom Verfasser nach Abb. 72 vorgeschlagen worden. Die Gitter können an einer, besser an beiden Seiten sich befinden. Dementsprechend hat die Ausmündung eine oder zwei kurze Seitenkammern. Diese Seitenkammern sind vorn offen, die mittlere Hauptöffnung aber wird durch eine schwere, in obern Scharnieren schräg hängende eiserne Klappe

geschlossen. Das Eindringen von Fröschen ist ausgeschlossen, die Sinkstoffe lagern sich am Ende des Kastens unmittelbar vor der Klappe nieder und können von Zeit zu Zeit leicht entfernt werden. Die Gitter können eine beliebige Ausdehnung erhalten, so daß selbst bei starker Schlammablagerung der Querschnitt der Ausmündung nicht beengt wird; eine Senkung der Sohle des Vorflutgrabens ist nicht nötig.

Tönerne Ausmündungen aus glasierten Muffenröhren sind zwar sehr wetterbeständig, aber sehr spröde. Sie werden daher leicht zerschlagen und darum wenig angewandt.

Ausmündungen aus Eisen haben sich im allgemeinen bewährt. Sie werden 7 bis 8 mm stark mit rundem Querschnitt gegossen und gegen Rost durch einen Anstrich geschützt. Gewöhnlich werden sie ohne Muffen hergestellt; besser ist es, ihnen wenigstens eine halbe Muffe an der untern Seite zu geben. Sie können nach Abb. 73 ohne Gitter oder Klappen verlegt werden, wenn die Vorderkante entgegengesetzt der Böschungsneigung abgeschrägt wird. Der Ausmündungskasten muß mindestens 0,25 m vor der Böschung hervortreten und möglichst hoch über dem Wasserstand liegen. Die Sicherung rechnet damit, daß die Frösche meist vom Wasser aus in die Dräns eindringen. Das Einspringen der Tiere von der Grabenböschung wird durch die dargestellte Art der Abschrägung erschwert.

Am meisten gebräuchlich sind die Ausmündungen aus Beton; Abb. 74 zeigt die Ausmündung von BENDER. Das Gitter ist aus säbelförmigen, starken, verzinnten Blechrippen gebildet, an denen angeschwemmte Faserwurzeln u. dgl. nicht so leicht hängen bleiben können. Zwei seitliche Vorsprünge am hintern Teile des Kastens gestatten durch eingeschlagene Pfähle eine Sicherung gegen Verschieben und Herausrutschen. Der Ausflußkasten ist 0,90 m lang; an diesen stößt das letzte Dränrohr einfach an. Die BENDERschen Dränausflußkasten werden von der Zementwarenfabrik WINDSCHILD & LANGELOTT in Cossebaude bei Dresden in Lichtweiten von 8, 10, 13, 16, 18 und 21 cm hergestellt.

§ 30. Entwerfen der Dränpläne.

Die Karte muß ein vollständiges und klares Bild der Bodengestaltung bieten. Es müssen alle Umstände, die für die Dränung von Bedeutung sind, aufgenommen werden. Dahin gehören nicht allein die nassen, sondern auch die trocknen Gräben, alle Hecken, Baumreihen und einzelnen Bäume, alle Quellen und quelligen Stellen, alle Zufuhrwege, selbst wenn sie nur zeitweise benutzt werden, alle Pegel, Festpunkte und die Bohrlöcher für die Bodenuntersuchungen.

Die Höhenaufnahme ist an möglichst viele sichere Festpunkte anzuschließen. Die erhaltenen Höhenzahlen sind, wenn angängig, in den Dränplan einzuschreiben. Danach sind die Schichtenlinien des Geländes zu ermitteln. Diese Schichtenlinien sind je nach dem Gefälle des Geländes in Abständen von 0,2, 0,25, 0,50 oder 1 m einzutragen[1]).

Die Bodenuntersuchungen[2]) werden bildlich dargestellt. Die Löcher, an denen sie stattgefunden haben, sind zu numerieren, und ihre Stellen in dem Lageplan durch kleine Kreise und Beifügung der Nummern anzudeuten. Die Ergebnisse der Bodenuntersuchungen sind in 1 cm breiten Streifen, nach dem Höhenmaßstab 1 : 20 oder 1 : 25, unter Benutzung geeigneter Zeichen aufzutragen. Mischproben sind grundsätzlich zu verwerfen.

---

[1]) Vergl. Kap. I: »Vermessungskunde« im I. Bande dieses Lehrbuchs.

[2]) Vergl. Kap. IV: »Grundbau« im I. Bande dieses Lehrbuchs.

Die Systeme des Dränplans werden fortlaufend, am höchst belegenen System beginnend, durch arabische Zahlen unterschieden. Die Stellen für die Ausmündungen werden durch das Wort »Aus« mit der Nummer des zugehörigen Systems angegeben.

Die Sammler und Sauger wurden früher und werden auch heute noch mitunter durch punktierte, gestrichelte oder besonders bezeichnete Linien angedeutet, so daß aus der Art der Darstellung der Durchmesser erkannt werden kann. Dies Verfahren erschwert die Zeichnung und bei enger Lage der Dränzüge die Übersicht. Es ist im allgemeinen zu empfehlen, alle Dränzüge mit ausgezogenen blauen oder roten Linien darzustellen, und zwar die Sauger mit feinen, die Sammler mit starkern Linien. In derselben Farbe ist die Rohrweite der Sammler in Zentimetern einzutragen und das Gefälle in Hundertteilen anzugeben. Die Übergangsstellen von einer Rohrweite in die andere werden gewöhnlich durch blaue Kreise oder Kreuze, die Übergangspunkte von einem Gefälle in das andere durch rote Querstriche angedeutet. Die Strangentfernungen werden an geeigneten Stellen in derselben Farbe eingetragen, in der die Sauger gezeichnet sind. Die Sammler pflegt man durch kleine lateinische Buchstaben, die Sauger durch arabische Zahlen zu bezeichnen, wobei in jedem System an der höchsten Stelle mit *a* und 1 begonnen wird.

Die Tiefenlage der Dränzüge hat man lange Zeit durch das Tiefenmaß unter der Geländehöhe angegeben. Diese Bezeichnung ist ungenau. Viel zuverlässiger ist die Bestimmung durch Ordinaten. Im allgemeinen ist eine solche Angabe nur bei Sammlern und sehr flach geneigten Saugern erforderlich. Die Ordinatenzahlen werden an den durch Kreise oder Kreuze bezeichneten Stellen eingetragen. Es ist zu empfehlen, sie nicht, wie oft geschieht, auf die Sohle der Dräns zu beziehen (Punkt *a* Abb. 75), sondern auf die Decke der Dräns (Punkt *b*). Dann entspricht die Ausführung besser der Berechnung. Denn der Gefäll-Berechnung liegt nicht das Gefälle der Sohle, sondern das Gefälle des Wasserspiegels zugrunde (Punkt *c*, Abb. 75). Da die Rohrweite und damit die Höhe der in den Dräns fließenden Wasserschicht nach unten zunimmt, so würde dann, wenn die Ordinaten auf die Sohlen bezogen werden, in Wirklichkeit ein geringeres Gefälle zur Ausführung kommen, als berechnet worden war.

Abb. 75. Dränrohrquerschnitt.

Zum Entwerfen der Dräns werden in dem Lageplan zunächst die Richtungslinien für die Sauger oberflächlich entworfen und der Verlauf der Sammler, insbesondere der Hauptsammler, ungefähr ermittelt. Anschließend hieran werden die Stellen für die Ausmündungen gesucht und in den Höheplänen der Vorfluter übertragen, um zu prüfen, ob die in Aussicht genommenen Stellen den Gefällverhältnissen der Vorfluter und den dort herrschenden Wasserständen entsprechen, oder ob etwa durch eine Regelung der Vorfluter die in den meisten Fällen erforderliche Senkung der Wasserstände herbeigeführt werden kann. Bietet dies Schwierigkeiten, so ist durch eine angemessene Änderung in der Führung der Sammler oder Teilung der Systeme die Lage der Ausmündung zu berichtigen.

Darauf wird für jede Ausmündung die Entwässerung des zugehörigen Systems durch vorläufige Berechnung des wichtigsten in ihm vorhandenen Sammlers oder Sammlerteils untersucht. Dieser Sammler ist gewöhnlich derjenige Lauf, der kurz vor der Ausmündung liegt, wo die Wasserführung sehr groß und das Gefälle sehr gering ist. Hierbei wird sich oft ergeben, daß eine Änderung der Systeme geboten ist. Dies ist besonders dann der Fall, wenn die erste Skizze nach dem richtigen Grundsatz aufgestellt war, möglichst wenig Ausmündungen und darum große Systeme zu bilden. Will man dann der Wohlfeilheit und der Bequemlichkeit bei der Ausführung wegen übergroße

Dränweiten vermeiden, möglichst mit Dränröhren von 16 cm Durchmesser auskommen, so ist das beste Mittel eine Verschiebung oder Änderung der Systeme. Dies ist in dem Zustand, in dem der Entwurf sich derzeitig befindet, leicht und ohne Mühe ausführbar. Einzelne Gebiete des zu großen Systems sind den Nachbarsystemen zuzuweisen, unter Umständen ist das ganze System zu teilen, oder die Sammler und Sauger sind anders zu legen und zu verbinden. Hieraus ist ersichtlich, wie wichtig die vorläufige Berechnung einzelner Sammler ist. Man erhält dadurch Klarheit über die Größe der Systeme, ihre Lage und die Lage der Ausmündungen. Diejenigen Sammlerteile zu finden, für die das Auskommen mit den gangbaren Röhrendurchmessern voraussichtlich zweifelhaft ist, und die deshalb der vorläufigen Berechnung unterworfen werden müssen, bietet einem einigermaßen erfahrenen Kulturingenieur keine Schwierigkeiten.

Sind auf diese Weise die Systeme und die Ausmündungen festgelegt, so folgt die Berechnung der Gefälle und Querschnitte der Vorfluter nach ihrem Niederschlagsgebiet und der Wasserführung. Ist die Regelung der Vorfluter entworfen, so ist damit die Stelle und Höhenlage jeder Ausmündung endgültig festgelegt. Es erübrigt dann, die Systeme im einzelnen zu entwerfen, die Sauger unter Berücksichtigung der aus der Bodenbeschaffenheit und andern Umständen abgeleiteten Strangentfernung zu verzeichnen, auch die Lage der Sammler genauer anzugeben und diese demnächst zu berechnen. Die Berechnung der Sammler wird keine Schwierigkeiten mehr bieten, weil schon vorher ermittelt worden war, daß diejenigen Strecken, die zu Bedenken Anlaß geben könnten, mit den zur Verfügung stehenden Röhren und dem vorhandenen Gefälle verlegt werden können.

Über die Sammler und Sauger ist eine Zusammenstellung in tabellarischer Form nach dem Muster Seite 806 aufzustellen, ebenso über Stückzahl und Gewicht der Röhren eine solche nach Seite 807.

Zusammenstellung der Sammler und Sauger nach Längen und Tiefenlagen.

Nummer des Dränsystems	Buchstabe der Sammler	Nummer der Sauger	Tiefenlage der Dräns ungefähr m	Längen der Dräns im Durchmesser von: 4 cm m	5 cm m	6,5 cm m	8 cm m	10 cm m	13 cm m	16 cm m	Bemerkungen
A. In den einzelnen Systemen.											
1	a		1,3		23	46	104	130	80	71	
		1	1,25	101							
		2	»	101							
		3	»	101							
		4	»	101							
		5	»	55							
		6	»	80							
		7	»	104							
		usw.	»	.							
	b	.	»	.							
	usw.	.	»	.							
		Zusammen System 1		2676	276	85	302	150	80	71	
B. Zusammen in allen Systemen.											
1				2676	276	85	302	150	80	71	
2				usw.	.	.	.	.	.	.	
usw.				.	.	.	.	.	.	.	
			Summa	35276	6182	4217	2967	1012	210	96	

Ermittelung der Stückzahl und des Gewichts der Röhren.

(Rohrlänge 0.314 m.)

Lichtweite der Dräns cm	Länge der Drängräben m	Stückzahl auf 1 m Grabenlänge einschl. Bruch	Stückzahl im ganzen	Stückzahl abgerundet	Gewicht durchschn. für 1000 Stück t	Gewicht im ganzen t	Bemerkungen
4	35 276	3.3	116 411	117 000	0,95	111,15	
5	6 182		20 401	21 000	1,25	26,25	
6,5	4 217		13 917	14 000	1,75	24,50	
8	2 967		9 781	9 800	2,35	23,03	
10	1 012		3 340	3 400	3,2	10.88	
13	210		693	700	4.8	3.36	
16	96		317	320	7.0	2.24	
Sa.	49 960				Sa.	201.41 = rund 202 Tonnen	

E. Stauvorrichtungen in Gräben und Dräns.

§ 31. Stauvorrichtungen in Gräben.

Es bricht sich immer mehr die Erkenntnis Bahn, daß der Landwirt das Grundwasser immer mehr in der Gewalt behalten muß, daß er in der Lage sein muß, nach dem Erfordernis der Kulturpflanzen das Grundwasser abzulassen oder anzustauen. Es müssen darum Stauvorrichtungen in den Entwässerungsanlagen angebracht sein und von ihm nach Belieben bedient werden können. Für die Lage des Staues sind bei gleichartiger Bodenbeschaffenheit die Geländeverhältnisse maßgebend. Gefällbrechpunkte sind vielfach besonders geeignet für Stauanlagen.

Die Staue sind sowohl in mineralischem wie im Moorboden erforderlich. In mineralischem Boden sind sie besonders dann geboten, wenn der Boden durchlässig ist. Gerade in solchen Böden sinkt der Grundwasserstand zuzeiten bedenklich herab; hier können, um Schäden zu verhüten, nur Stauvorrichtungen helfen. Man muß aber für die Staue solche Stellen auswählen, wo der Boden etwas bindig ist. Es würde sonst das Oberwasser zu leicht in das Unterwasser absinken. Moorboden ist schwer durchlässig. Hier sind Stauvorrichtungen deshalb erforderlich, weil das Grundwasser im Moor während des Winters tief gehalten werden muß, um das Moor gut zu durchlüften. Damit aber dann im Sommer die Kulturpflanzen die nötige Feuchtigkeit erhalten, muß durch Einstellen der Staue alles Tagewasser benutzt werden, um den Grundwasserstand wieder zu heben.

Abb. 76. Stechschütze.

Die einfachsten Stauvorrichtungen für Gräben sind die sog. Stechschützen (Abb. 76). Sie werden je nach der Größe des Grabens aus Eisenblech halbkreisförmig geschnitten, am obern Rande mit einem Winkeleisen verstärkt und mit einer oder zwei Handhaben versehen. Sie werden meist für Bewässerungrinnen benutzt und haben den Vorzug, an jeder beliebigen Stelle eingesetzt werden zu können. Sie müssen aber zur Sicherung gegen Unterspülung mit Rasen oder Lehm gedichtet werden. Der Stau, den sie erzeugen können, ist nur wenige Zentimeter hoch. Es müssen daher unter Umständen mehrere Stechschützen in geringen Entfernungen hintereinander eingestellt werden.

Eine einfache Stauvorrichtung für Hochmoore zeigt Abb. 77. Die Wände des Grabens sind der Beschaffenheit des Hochmoors entsprechend steil geböscht. Gegen vier eingerammte Pfähle wird eine Wand von Brettern so genagelt, daß in der Mitte eine Öffnung frei bleibt. Die Sohle dieser Öffnung liegt 1,5 m unter Gelände. Sie wird zur Absenkung des Grundwassers im Winter benutzt. Für den Sommer wird eine Verschlußvorrichtung eingestellt, die aus kurzen mit Leisten benagelten Brettern besteht. Die Oberkante dieser Bretter liegt 0,4 m unter Gelände; dies ist die Höhe des Sommerwasserstands.

Abb. 77. Stau im Hochmoor.

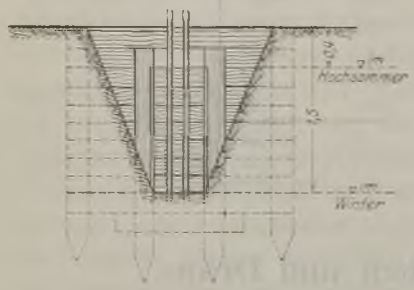


Abb. 78. Stau im Niederungsmoor.

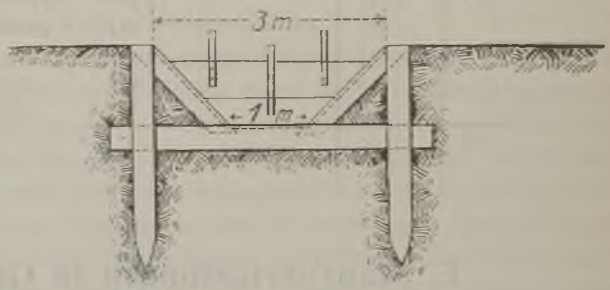
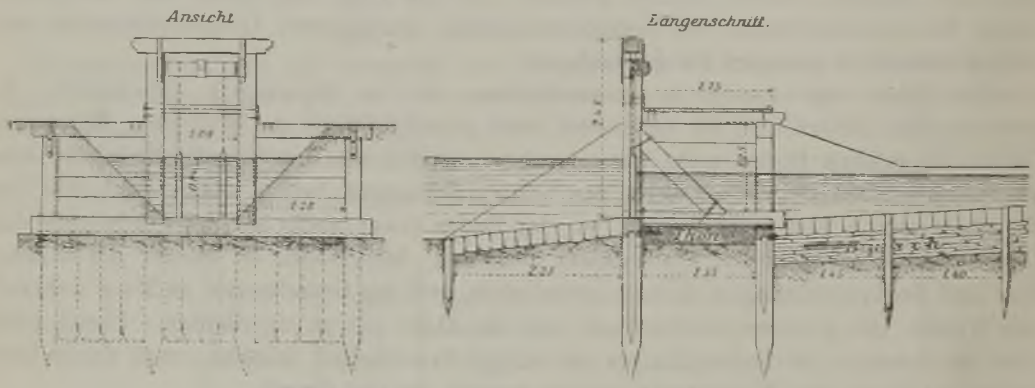
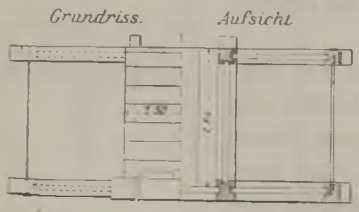


Abb. 78 zeigt eine bewähre Stauvorrichtung für Niederungsmoore. Sie erhält den Querschnitt des Grabens. Als Widerlager wird an jedem Grabenbord ein Rundpfahl eingerammt, so tief, daß er in festem Boden steht. In Höhe der Grabensohle wird gegen diese Pfähle ein Vierkantholz als Fachbaum befestigt. In dieses werden

Abb. 79. Stauschleuse in einem Vorfluter.





andere Vierkanthölzer für die Böschungen eingelassen, die sich gegen die erstgenannten Pfähle lehnen. Der so gewonnene Grabenquerschnitt erhält einen Falz von 5 cm Breite, in den 5 cm starke Bohlen als Staubretter eingestellt werden. Aufgenagelte Brettchen erleichtern die Handhabung dieser Staubretter. Eine auf die beiden Rammpfähle quer über den Graben genagelte Bohle von 8 cm Stärke ermöglicht die Bedienung der Schützen und dient als Steg über den Graben. In gut verwestem Niederungsmoor, wo das Unterläufigwerden des Staues zu befürchten ist, empfiehlt es sich, Stützwände oder kurze Spundbohlen oberhalb des Fachbaums einzurammen.

Größere Stauanlagen werden nach Abb. 79 so gebaut, daß eine feste Spundwand den Graben durchschneidet und auf deren Fachbaum zwei durch eine Strebe gehaltene Ständer mit Holm zur Aufnahme eines beweglichen Schützes angebracht werden. Das Schütz wird an Ketten um eine hölzerne Welle mittels eines eingesteckten Hebels hochgezogen und gesenkt. Die Sohle wird durch Tonschlag gedichtet, der durch eine hintere kurze Spundwand gehalten wird. Pflaster sichert den Vorboden und den Abfallboden. Dieser erhält statt des Pflasters besser eine Steinschüttung auf Busch zwischen Flechtzäunen.

§ 32. Stauvorrichtungen in Dräns.

Nicht nur in Gräben, sondern auch in Dräns ist eine Anstauung des Wassers unter Umständen geboten. Es kann vorkommen, daß, nachdem das Frühjahrswasser durch die Dränung gut beseitigt worden ist, ein ungewöhnlich dürrer Sommer eintritt, in dem die Entwicklung der Pflanzen unter zu großer Trockenheit leidet, einer Trockenheit, die nicht allein durch das Ausbleiben des Regens, sondern auch durch zu große Absenkung des Grundwassers hervorgerufen wird. Solche Zustände waren z. B. im Sommer 1904 eingetreten. Wenngleich zunächst hiervon die Wiesen betroffen werden, so treten auch Nachteile für die Ackerkulturen ein. Der Anbau von Klee und andern Pflanzen, die einen höhern Grundwasserstand nötig haben, leidet. Gegen solche Vorkommnisse tun Stauvorrichtungen gute Dienste.

Man kann die Stauvorrichtungen inmitten der Dräns oder an ihren Ausmündungen anlegen. An den Ausmündungen haben sie den Vorteil, daß man sie leichter anbringen und leichter bedienen kann. Sie haben außerdem größern Erfolg, weil sie das ganze Drängebiet beherrschen, und sie liegen bequem, weil sie die Bewirtschaftung des Landes nicht so stören wie Dränstaue inmitten der Felder.

Abb. 80. Stauschleuse an der Mündung eines Dräns.

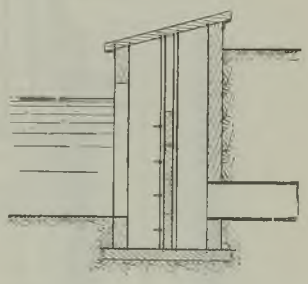


Abb. 80 zeigt eine Stauschleuse an der Ausmündung eines Drängebiets. Es ist ein einfacher Holzkasten, der in ähnlicher Weise zusammengebaut ist, wie der sog. Mönch in der Teichwirtschaft. Kleine Staubretter, die zwischen Falzen eingeschoben werden, halten den Stau in jeder gewünschten Höhe. Zum Schutz gegen unbefugtes Abheben der Brettchen wird der Kasten durch einen verschließbaren Deckel gesichert.

Soll die Stauanlage in dem Dränfeld selbst angelegt werden, so legt man sie in einen Sammler: selten in einen Sauger. Denn in dem Sammler wird ein viel größeres Gebiet beherrscht als in dem Sauger. Man nennt die Vorrichtungen auch Dränventile. Sie bestehen in der Regel aus drei Teilen: dem eigentlichen Staukasten mit dem Schlußsitz, ferner dem Steigerohr und drittens dem Tagerohr. Staukasten und Steigerohr müssen wasserdicht und fest verbunden werden, damit der gehobene Grundwasserstand nicht unbeabsichtigt Vorflut finde. Das Tagerohr ist aber nur lose über das Steigerohr zu schieben, es muß den Bewegungen des Bodens folgen können, die durch die Einwirkung des Frostes hervorgerufen werden, es muß auch den Stößen und Verschiebungen nachgeben können, die bei der Bestellung und Aberntung des Feldes unvermeidlich sind, ohne daß diese auf die festen Teile des Staukastens und die Lage der Dräns übertragen werden können. Eine feste Verbindung des Tagerohrs mit dem Staukasten wäre fehlerhaft. Die Wirkung des Staues muß dadurch sicher gestellt werden, daß eine Umspülung oder Unterspülung durch das angestaute Wasser unter allen Umständen vermieden wird. Da der Dränstrang unterhalb des Staues Vorflut bietet, so ist der Sammeldrän auf 3 bis

5 m Länge oberhalb und auf 2 bis 3 m Länge unterhalb des Staues durch Muffenröhren in Zement zu dichten. An Stelle des Tones hat man bei Herstellung der Ventile für die Ackerdränungen Stampfbeton gewählt.

Abb. 81 zeigt einen von Prof. Dr. LUEDECKE in Breslau entworfenen Dränstau. Der Betonkörper, der den eigentlichen Abschluß bildet, enthält in verschiedener Höhe die runden Einlässe für die Sammeldräns. Zwischen den beiden Einlässen verbleibt eine kurze, lotrechte, trichterförmige Röhre, die den Ventilsitz bildet. Das 20 cm weite Steigerohr ist mit dem untern Staukasten fest verbunden, das Tagerohr wird lose über das Steigerohr geschoben. Innerhalb des Standrohrs befindet sich eine 10 cm weite Röhre aus Zinkblech, die unten zwischen Ansätzen einen Gummiring trägt, oben mit Hilfe von Blechansätzen am Standrohr gestützt wird. Diese Zinkröhre dient als Überlaufröhre. Das über ihren obern Rand fallende Grundwasser kann in den Sammeldrän abfließen. Die Höhe der Zinkröhre gibt sonach die Erhebung des Grundwassers an. Will man die

Abb. 81. Dränstau nach LUEDECKE.

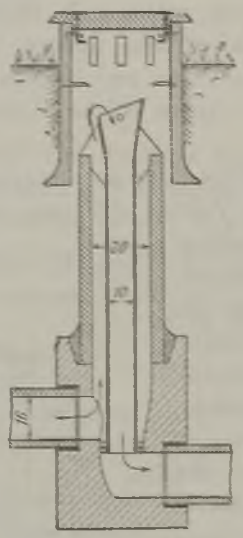
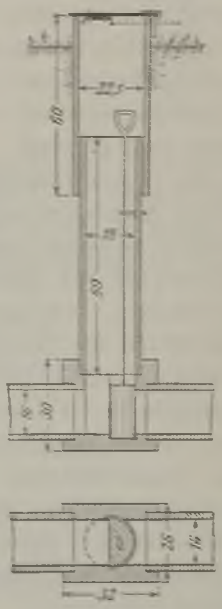


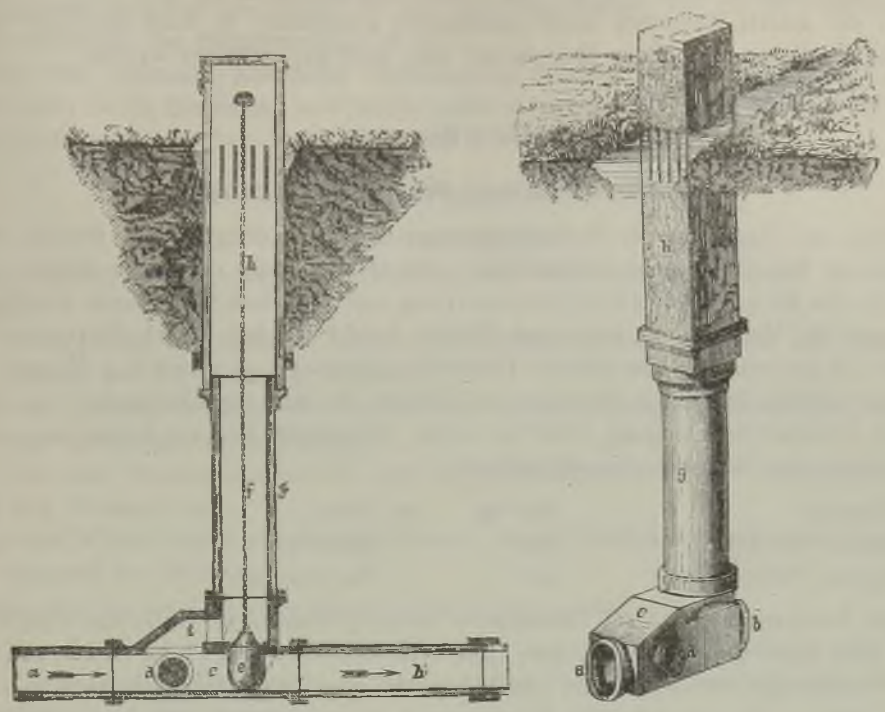
Abb. 82. Dränstau nach KRAUSE.



Wirkung des Staues aufheben, so wird das Zinkrohr an dem eingelöteten Handgriff in die Höhe gezogen und mittels Blechbacken an zwei im Lagerohr angebrachten Haltern aufgehängt. Dann fließt das gestaute Wasser ab.

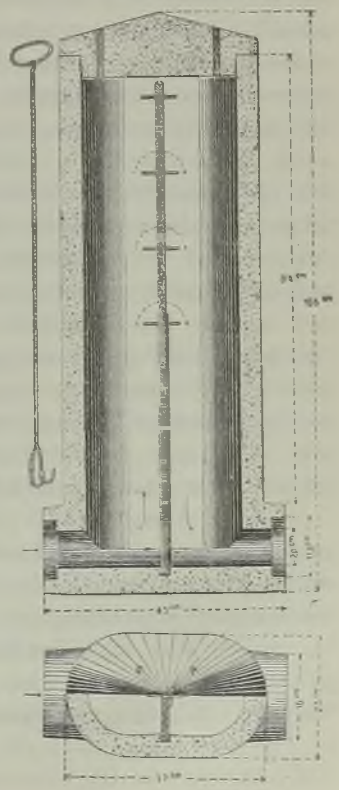
Bei dem LUEDECKEschen Ventil liegt der untere Dränstrang tiefer als der obere, es tritt daher hier ein Gefällverlust ein. Ein anderer, von dem Kultur-Ingenieur KRAUSE in Pleß entworfener Dränstau für Ackerdränungen vermeidet diesen Gefällverlust. Er ist in Abb. 82 dargestellt und wird von LIEBOLD & Co. in Holzminden gefertigt. Der Staukasten ist wiederum ein viereckiger Betonkörper mit gerader unterer Grundfläche. Die Auflager für die benachbarten anschließenden Dränröhren liegen in gleicher Höhe. Den eigentlichen Abschluß bildet ein Halbzylinder aus Beton, in dem eine 40 · 5 mm dicke Stange eingestampft ist, deren Handgriff das Heben und Aufhängen des Ventils ermöglicht. Das Vermeiden des Gefällverlustes ist ein Vorzug dieser Vorrichtung. Ein Nachteil liegt darin, daß das Überlaufrohr fehlt. Um ein solches anzubringen, müßte das Steigerohr in angemessener Höhe einen Stutzen erhalten, von dem aus ein gekrümmtes Rohr nach dem Sammeldrän unterhalb des Staues zu führen wäre.

Abb. 83. PETERSENsches Ventil nach v. RAUMER. Längenschnitt und Ansicht.



Die PETERSENschen Ventile bilden eine besondere Art von Stauvorrichtungen bei Dränungen. Sie dienen für die Entwässerung und Durchlüftung der sog. PETERSENschen Wiese, einer Wiesenanlage, bei der durch abwechselndes Einstellen und Lösen der Stauvorrichtungen der Boden durchfeuchtet und darauf entwässert und durchlüftet wird. Es dringt daher abwechselnd Luft und Wasser in den Boden ein, so daß die Pflanzennährstoffe wirksam oxydiert werden. Abb. 83 zeigt das von v. RAUMER entworfene und von der Flensburger Tonwarenfabrik AUG. NIEMANN hergestellte Ventil. Der Kasten *c* enthält das eigentliche Ventil. Er wird zwischen den Sammlern *a* und *b* eingebaut. Bei *d* mündet ein Saugdrän; *e* ist der eingeschliffene Tonstöpsel, der an der Kette *f* hochgezogen werden kann. *g* ist ein Steigerohr aus Ton, *h* das hölzerne Tagerohr mit Schlitzen zum Übertritt des Wassers in den Bewässerungsgraben. Bei *t* ist eine Verbindung des Oberwassers mit dem Steigerohr hergestellt. Hier tritt bei geschlossenem Ventil das Oberwasser bis in die Rieselrinne empor.

Abb. 84. Schieberventil aus Beton nach STEIN.



Ohne Stöpsel und ohne Klappe ist das Stauventil von STEIN (Abb. 84) eingerichtet. Es wird ähnlich dem Mönch in der Teichwirtschaft der Stau durch eingeschobene Tafeln erzeugt. Das von dem Wiesenbauschuldirektor STEIN in Schleusingen erfundene Ventil wird von LIEBOLD & CO. in Holzminden in Beton hergestellt. An den langen Seiten-

wänden der länglich runden Röhre sind Nuten eingelassen, in die Staubretter eingestellt werden, die mittels Keilnuten dicht aufeinander schließen. Je nach der Zahl der eingeschobenen Bretter kann der Stau höher oder niedriger gehalten werden.

F. Bewässerung.

§ 33. Wirkung der Bewässerung.

Neben der Regelung der Bodentemperatur und der Reinigung des Bodens verfolgt man bei der Bewässerung im wesentlichen anfeuchtende oder düngende Zwecke.

a) Durch die anfeuchtende Bewässerung soll dem Boden das durch den Pflanzenwuchs und die Verdunstung entzogene Wasser ersetzt werden. Nach HELLRIEGEL verbraucht 1 g gewachsene oberirdische Pflanzentrockenmasse 330 bis 615 g Wasser. Prof. E. KRÜGER-Berlin hat durch Versuche auf Böden, die eine zur Erzeugung von Höchsterträgen erforderliche Düngung erhalten hatten, festgestellt, daß zur Erzeugung von 1 kg Trockenernte der Wasserverbrauch beträgt:

bei Wiesenheu	800 kg	bei Hafer	500 kg
» Roggen (April-Juni)	300 »	» Kartoffeln	160 »
» Roggen (Oktober-Juni)	420 »	» Zuckerrüben	80 »

Eine Trockenernte von 160 Zentnern = 8000 kg Wiesenheu würde also eine Wassermenge von 6400 cbm erfordern, eine Ernte von 200 Zentnern Hafer (Korn und Stroh) eine Wassermenge von 5000 cbm; das entspricht einer Niederschlagshöhe von 640 mm bz. 500 mm. — Da die jährliche Regenmenge in Deutschland etwa 600 mm beträgt, scheint dem Wasserbedürfnis von der Natur genügt zu sein. Es ist aber zu bedenken, daß im Winter die Pflanzen kein Wasser verbrauchen und infolgedessen der ganze Wasserbedarf sich auf wenige Sommermonate zusammendrängt, und daß außerdem das Wasserbedürfnis mit fortschreitender Entwicklung der Pflanzen zunimmt. Der Wasserbedarf ist daher von der Wasserzufuhr durch die Niederschläge im allgemeinen nicht gedeckt. Die fehlenden Wassermengen holen sich die Pflanzen entweder aus dem Grundwasser oder, wenn dies infolge der zu tiefen Lage des Grundwassers nicht möglich ist, aus dem von den einzelnen Bodenteilchen festgehaltenen Wasserschatz des Bodens selbst. Je reichlicher z. B. die winterlichen Niederschläge gewesen sind, um so besser überwinden die Pflanzen den Wassermangel im Frühjahr. Nichts ist schädlicher als ein trocknes Frühjahr nach einem wasserarmen Winter. Selbstverständlich reicht die winterliche Feuchtigkeit nur für eine bestimmte Zeit aus und kommt bei Sandböden wegen der großen Durchlässigkeit so gut wie gar nicht in Betracht. Sandböden sind hauptsächlich auf die jeweiligen Niederschläge angewiesen. Sie leiden daher im Sommer am meisten unter vorübergehenden Dürren, während bei bündigen Böden die Wirkung von Regenfällen sich noch lange nachher bemerkbar macht und den Pflanzen über die wasserarme Zeit bis zu einem gewissen Grade hinweg hilft [1]).

b) Die düngende Wirkung des Bewässerungswassers ist nächst der Anfeuchtung am wichtigsten. Zunächst sind es die in den fließenden Gewässern enthaltenen Schwebestoffe, der sog. Schlick, der sich auf den Wiesen niederschlägt und eine nicht zu unterschätzende Vermehrung der Nährstoffe eines Bodens ist.

Außer den schwebenden Stoffen kommen den Pflanzen auch noch die im Wasser gelösten Stoffe zugute, wenn auch, wie Versuche der landwirtschaftlichen Versuchsstation Münster i. W. dargetan haben, weniger auf dem Umweg durch die Bodenvermittlung, als

[1]) THOHOLTE in »Die Wasserwirtschaft Deutschlands und ihre neuen Aufgaben«. Berlin 1921, I, S. 289.

vielmehr durch unmittelbare Aufnahme aus dem Rieselwasser, die um so reichlicher erfolgt, je lebhafter das Pflanzenwachstum ist.

Eine sehr wirksame künstliche Verbesserung des zur Verfügung stehenden Rieselwassers kann durch Einleitung von Jauche oder sonstigen Abgängen aus Stallungen oder durch Einleitung städtischer Abwässer erzielt werden.

§ 34. Wasserbedarf und Wasserverluste.

a) Wasserbedarf.

Die jährlich zur Bewässerung erforderliche Wassermenge ist im wesentlichen abhängig:

1. Vom Klima, insbesondere von der jährlichen Niederschlagshöhe und deren Verteilung auf die einzelnen Monate,
2. von der Beschaffenheit des Bodens und dessen Unterlage, insbesondere auch von den Grundwasserverhältnissen,
3. von dem Bewässerungszweck und der Beschaffenheit des zur Verfügung stehenden Wassers und
4. vom Wasserbedarf der Kulturpflanzen, deren Standdichte und dem Düngungszustand des Bodens.

Weiterhin beeinflussen den Wasserbedarf nicht unerheblich:

5. Das Gefälle, die Größe und die Form des zu bewässernden Gebiets und endlich
6. die Bauart der Bewässerungsanlage, deren Unterhaltungszustand und die Ausübung der Bewässerung.

Als Maßstab für die zur Bewässerung aufzuleitende Wassermenge dient entweder das Maß der Höhe, bis zu der das zugeführte Wasser auf dem eben und wagerecht gedachten Boden sich ansammeln würde, wenn nichts davon oberirdisch abflösse, versickerte oder verdunstete (Rieselhöhe, Gegenstück zur Regenhöhe), oder das Raummaß, also die Anzahl der Kubikmeter, die während des Wachstums der Pflanzen auf die Flächeneinheit (ha) aufgeleitet oder die Anzahl von Litern, die während dieser Zeit auf die Flächeneinheit (ha) in der Sekunde zugeführt wird.

a) Nach den von HEUSCHMID in den Keupertälern südlich von Bamberg auf den dortigen genossenschaftlichen Wiesenbewässerungsanlagen gemachten Beobachtungen ist in trocknen Sommern zur anfeuchtenden Bewässerung notwendig:

1. auf strengem Lehmboden eine zweimalige, nur ganz ausnahmsweise dreimalige Anfeuchtung von je 0,14 m Rieselhöhe,
2. auf mildem Lehmboden eine dreimalige Anfeuchtung von 0,45 bis 0,50 m Gesamtrieselhöhe und
3. auf sandigem Lehm und lehmigem Sand eine 4 bis 5malige Anfeuchtung von zusammen 0,66 bis 0,95 m Rieselhöhe.

Zum guten Anwachsen des Grummets genügt auf mittelschweren Böden eine einmalige Anfeuchtung von 8 bis 10 cm.

Im allgemeinen wird man in Süddeutschland zur Anfeuchtung mit einer jährlichen Gesamtrieselhöhe von etwa 0,60 m auskommen. In Norddeutschland muß man für die Anfeuchtung von Wiesen auf schwerem Boden mit 0,35 l, in sehr trockner Zeit mit 0,5 sl/ha, auf mittlerm Boden mit 0,6 l und auf leichtem Boden mit 0,8 l bis 1 sl/ha als dauerndem Zufluß rechnen.

Für die anfeuchtende Bewässerung von Äckern durch Beregnung sind nach KRÜGER in Deutschland in zehnstündiger Betriebszeit 1 bis 1,5 mm Wasserhöhe ausreichend, so daß ein Hektar täglich 10 bis 15 oder im Falle der Not bei Tag- und Nachtbetrieb

20 bis 30 cbm Wasser erfordert. Dies ergibt 0,28 bis 0,42 sl/ha während der Betriebszeit. Eine Wassermenge von 1000 cbm genügt zur Bewässerung von 1 ha Ackerland in Deutschland.

b) Zur düngenden Bewässerung ist der Wasserbedarf viel größer, dabei aber sehr von der Beschaffenheit des zur Verfügung stehenden Wassers abhängig und im voraus keinesfalls genau bestimmbar, sondern im besondern Fall erst zu erproben.

Für Stauberieselungen berechnet HESS 5 bis 40 sl f. d. ha, je nach der Bewässerungszeit, Hochwasserdauer, wiederholten Benutzung des Wassers usw.

Für Rücken- und Hangbauten verlangt HESS z. B. 30 bis 80 sl f. d. ha der gleichzeitig bewässerten Fläche, bei viermaligem Wechselbetrieb also 7,5 bis 20 sl f. d. ha der Gesamtfläche. Bei dungreicherm Wasser kann die Menge verringert werden; bei der Müden-Nienhöfer Bewässerungsanlage aus dem Ockerfluß z. B. genügten 6,4 sl f. d. ha, bei siebenfachem Wechselbetrieb, also 44,8 sl f. d. ha der gleichzeitig bewässerten Fläche.

DÜNKELBERG verlangt zu einer düngenden Rieselung bei gutem Wasser in Mittel- und Süddeutschland:

42 bis 53 sl	f. d. ha,	wenn	die	Bewässerung		ausgezeichnet wirken soll,
35 sl	» ,	»	»	»		sehr gut wirken soll,
28 sl	» ,	»	»	»		gut wirken soll und
17 sl	» ,	»	»	»		noch genügend sein soll.

Für dränierte Rieselwiesen verlangt PETERSEN 8 bis 15 sl f. d. ha.

b) Wasserverluste.

Bei jeder Bewässerung müssen Wasserverluste entstehen, da ja ein Teil des aufgeleiteten Wassers in die Wurzelschicht des Bodens dringen muß. Daneben entstehen aber auch unbeabsichtigte Wasserverluste durch Verdunstung und Versickerung in größere Tiefen, wo das Wasser keinen Nutzen mehr zu stiften vermag. Diese Verluste beginnen schon im Hauptzuleiter, d. i. auf dem Wege von der Entnahmestelle bis zur Bewässerungsfläche und werden auf dieser selbst dann am größten.

Diese beabsichtigten und unbeabsichtigten Wasserverluste sind je nach den örtlichen Verhältnissen sehr verschieden. Sie sind abhängig von der Beschaffenheit des Ober- und Untergrunds, von dem Grundwasserstand, der Temperatur und dem Feuchtigkeitsgehalt der Luft, von der Windstärke, der Lebhaftigkeit des Pflanzenwachstums und endlich von der aufgeleiteten Wassermenge. Auch die Zahl der etwa vorhandenen Mäuse- und Maulwurflöcher beeinflußt die Verluste nicht unerheblich.

Die Verluste im Hauptzuleiter hängen in erster Linie von dessen Länge und der Bodenbeschaffenheit ab. Nach Baurat HESS beträgt der Wasserverlust hier durchschnittlich 10 bis 17% des ganzen Bedarfs. Seine Messungen ergaben bei der Frühjahrs- und Herbstbewässerung 7 bis 12, bei der Sommerbewässerung 12 bis 22% Verlust. Diese Zahlen dürfen aber nur mit Vorsicht unter besonderer Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse benutzt werden. Bei einem kurzen Zuleiter in schwerem undurchlässigem Boden kann unter Umständen mit gar keinem, bei einem langen Zuleiter in leichtem Boden muß mit einem höheren Verlust gerechnet werden.

Allzugroßen Versickerungsverlusten im Hauptzuleiter kann durch Einschlämmen der Sohle und Seitenwände, besser aber noch durch Ausschlagen mit Ton oder Aufbringen einer dünnen Betonschicht mit Erfolg begegnet werden. Bei guter Dichtung der Wände darf ein Versickerungsverlust von durchschnittlich 5 sl auf 1 km Länge angenommen werden.

Die auf der Bewässerungsfläche selbst entstehenden Wasserverluste sind sehr verschieden. HESS fand durch genaue Messungen auf einem künstlichen Rückenbau auf Sandboden an niederschlags- und nebelfreien Tagen während der Frühjahrs- und Herbstbewässerung bei einem Zufluß von 71 bis 95 sl (= 19,5 bis 39,0 cm Rieselhöhe) Verluste von 9,3 bis 16,7 %; bei der Sommerbewässerung 16,6 bis 31,2 %. Diese Zahlen sind allerdings auf verhältnismäßig kleinen Flächen (0,5 bis 1 ½ ha) gewonnen worden; auf großen Bewässerungsanlagen und bei langer Dauer der Rieselung werden sich die Verluste zweifellos verringern.

Um die Verdunstung bei bewässertem Ackerland möglichst herabzudrücken, empfiehlt es sich, die nach jeder Wässerung sich bildende Kruste durch Eggen überall dort zu zerstören, wo die angebauten Früchte es gestatten. Dadurch werden die Haarröhrchen zerstört, die das Wasser aus den tiefern Schichten in die Höhe leiten.

§ 35. Beschaffung und Hebung des Wassers.

Zur Bewässerung kann Tag- und Grundwasser verwendet werden. Das Tagwasser wird den oberirdischen Wasserläufen entnommen und zwar entweder in freier Ausmündung oder nach Anstauung durch ein festes oder bewegliches Wehr. Das Grundwasser kann aus Quellen, Brunnen oder artesischen Brunnen gewonnen werden. Endlich kann das Bewässerungswasser natürlichen oder künstlichen Becken: Seen, Sammelteichen oder Schiffahrtskanälen entnommen werden.

Ob man sich eines festen oder beweglichen Wehres zu bedienen hat, hängt von den örtlichen Verhältnissen, namentlich von den Stauverhältnissen (Stauhöhe und Stauweite) bei Nieder- und Hochwasser und der Wasserführung während der Bewässerungszeit ab, in größern Flüssen auch von dem Betrieb der Schifferei und Flößerei. Für die Festsetzung der Stauhöhe ist die höchste Stelle des zu bewässernden Geländes unter Hinzurechnung des dem Hauptzuleiter zu gebenden Gefälles in erster Linie maßgebend, wobei aber zu beachten ist, daß durch den dauernd oder auch nur zeitweilig auszuführenden Aufstau keine Versumpfung oder Überschwemmung fremder Grundstücke herbeigeführt werden darf. Alle wassergesetzlichen Bestimmungen des Landes müssen volle Berücksichtigung finden.

Kann das Wasser eines natürlichen Flußlaufs durch Aufstau allein nicht auf die erforderliche Höhe gebracht werden, oder soll das Wasser geschlossenen Behältern (Brunnen, Teichen, Seen) entnommen werden, die nicht hoch genug liegen, um das Wasser ohne weiteres auf die zu bewässernden Flächen aufleiten zu können, so erübrigt nur die mechanische Hebung des Wassers durch Menschen-, Tier-, Wasser-, Wind-, Dampf- oder elektrische Kraft. Der hohen Kosten wegen werden Bewässerungen mit mechanischer Wasserhebung in der Regel nur zur Anfeuchtung verhältnismäßig kleiner Flächen gebaut, da die Beschaffung der für große Flächen oder gar zur düngenden Bewässerung nötigen Wassermengen im Verhältnis zu dem zu erzielenden Nutzen meist zu teuer werden würde. Nur bei sehr nährstoffreichen Abwässern, z. B. aus manchen landwirtschaftlichen Nebengewerben, mag in Ausnahmefällen eine künstliche Hebung sich lohnen. Auch dort, wo beträchtliche Höhen zu überwinden oder lange Druckrohrleitungen zu legen wären, wird die mechanische Wasserhebung zu Bewässerungszwecken in der Regel zu teuer.

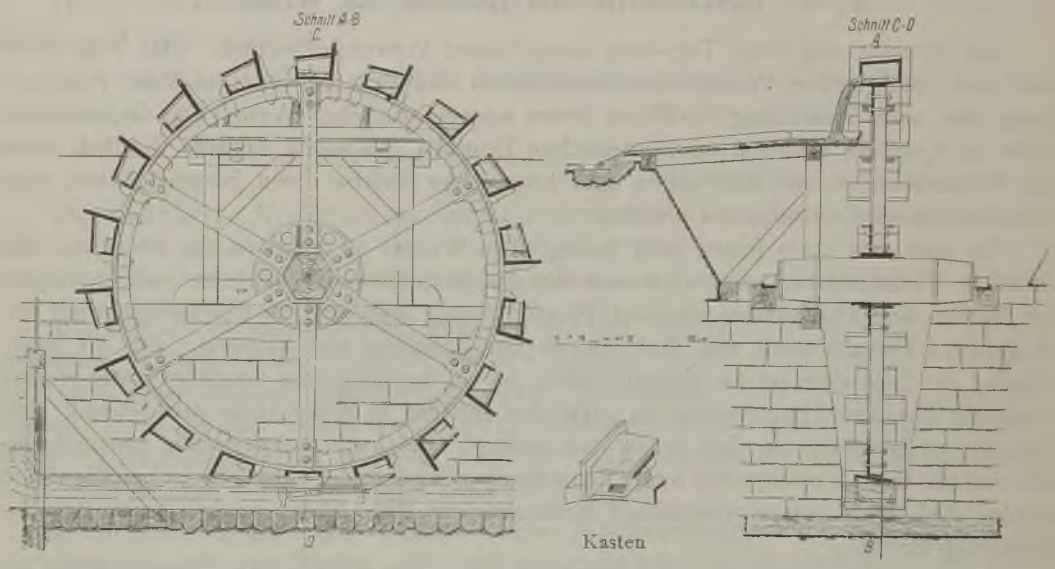
Als Wasserhebemaschinen kommen Schöpfräder, Becherwerke, Pumpen mit Windrädern, Wasserkraftwerke, insbesondere der Druckhydropulsor und Zentrifugalpumpen in Betracht.

1. Unter dem Schöpfrad versteht man im Gegensatz zu dem bei Entwässerungen gebräuchlichen Wurfrad (§ 15) ein solches Rad, das nur kleine Wassermengen befördert

und das meist nicht durch eine äußere Kraftmaschine, sondern durch das fließende Wasser des Baches oder Flusses selbst getrieben wird. Die Schöpfräder tragen an ihrem Umfang einen Kranz von Schöpfgefäßen oder Zellen (Kasten), die sich beim Drehen des Rades von selbst mit Wasser füllen, dieses bis zur gewünschten Höhe heben und dann in seitlich angebrachte Rinnen abfließen lassen. Erfolgt die Wasserentnahme aus fließendem Wasser, so erhalten die Schöpfräder noch Schaufeln, wie ein unterschlächtiges Wasserrad, und werden dann auch vom gestauten oder ungestauten Wasser angetrieben. Beim Schöpfen aus ruhendem Wasser erfolgt der Antrieb in der Regel mittels eines Göpels. Die Schöpfräder sind meist aus Holz gebaut, in neuerer Zeit stellt man sie auch aus Eisen her.

Man hat auch die Schaufelräder mit den Wasserkasten vereinigt, wie Abb. 85 zeigt. Die hinter den Schaufelbrettchen angebrachten Kasten haben zwei Öffnungen: einen

Abb. 85. Schöpfrad hinter gestautem Wasser.



schmalen Schlitz oben fast durch die ganze Länge des Kastens und eine kleine Öffnung unten nur an einer Seite. Beide Öffnungen bleiben immer offen. Das Rad wird durch die Schaufelbretter gedreht. Beim Eintauchen nimmt der Kasten zum Teil durch den kleinen, vorzugsweise aber durch den breiten Schlitz Wasser auf und hält dies bei der Aufwärtsbewegung fest, weil beide Öffnungen aus dem Wasser kommen. Oben angelangt, fließt das Wasser langsam durch den kleinen Schlitz in eine seitwärts angebrachte Rinne. Zu diesem Zweck ist der Kasten auf dem Rade, wie der Querschnitt zeigt, etwas schräg angebracht. Das Rad ist mit gußeisernen Speichen und gußeisernem Kranz um eine hölzerne Nabe gebaut.

2. Göpel-Schöpfwerke werden in Europa meist nur zur Bewässerung von Gemüseländereien, wie z. B. in Bulgarien und Rumänien (wallachische Steppe), verwendet, wo diese Art der Wasserbeschaffung zu Bewässerungszwecken eine große Rolle spielt. Abb. 86 stellt eine Bewässerungsanlage in der Dobrudscha dar. Langsam wird das Wasserrad durch Ochsen mit Hilfe einfacher Übertragungen hölzerner Kammräder gedreht. Dabei schöpfen die auf dem Rad befestigten Eimer das Wasser und werfen es in die Rinne. Die früher nur als Weideland für große Büffel- und Schafherden dienene Steppe trägt nun Gemüse, Gerste, Weizen und Mais.

3. Pumpen, von Windrädern getrieben (s. § 18), sind da verwendbar, wo ein Teich oder Becken zur Aufspeicherung des Wassers in der erforderlichen Höhe angelegt werden kann, so daß die Bewässerung nicht vom Winde abhängig ist und ein genügender Wasservorrat zur Bewässerung auch bei windstillen Zeiten zur Verfügung steht.

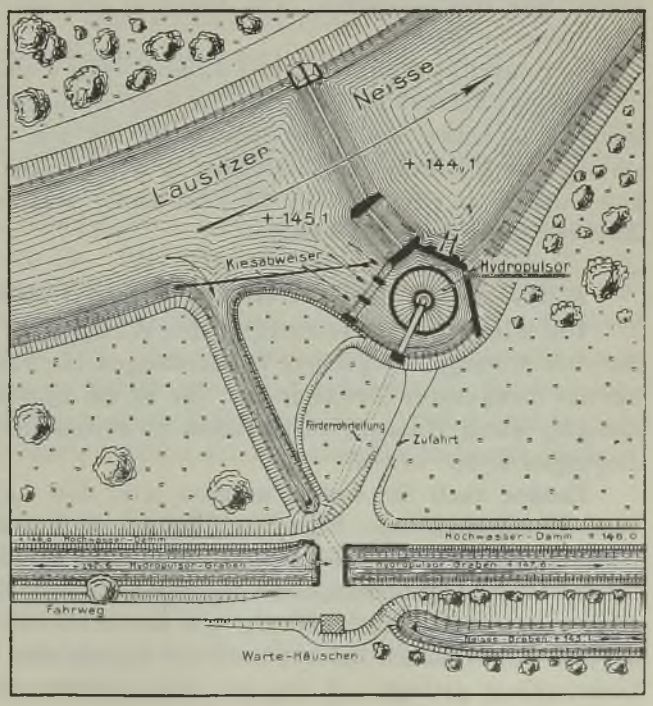
Abb. 86. Bulgarisches Schöpfrad in der Dobrudscha. (Aufn. Alb. Grubauer.)

4. Schöpfwerke, die selbsttätig durch Wasserkraft betrieben werden und für Bewässerungszwecke dienen, sind der hydraulische Widder und der Hydropulsor. Der hydraulische Widder oder Stoßheber ist nur für das Heben sehr geringer Wassermengen auf große Höhen geeignet. Er ist in neuerer Zeit durch den Hydropulsor des Regierungs- und Baurats Abraham überflügelt worden.

5. Der Druckhydropulsor. Wie für die Entwässerung von Niederungen (vgl. § 19) kann der Hydropulsor auch für die Beschaffung von Bewässerungswasser benutzt werden. Dann aber nicht als Saug- sondern als Druckhydropulsor.

Die erste größere Anlage dieser Art wurde für die längs der Lausitzer Neiße belegenen Ländereien des Freiherrn v. Kittlitz zu Zoblitz und Nieder-Tormersdorf in der Oberlausitz ausgeführt. Nach dem Lageplan Abb. 87 erzeugt

Abb. 87. Druckhydropulsor in der Lausitzer Neisse für die Bewässerung von Zoblitz und Nieder-Tormersdorf.



ein niedriges Wehr in der Neiße einen Stau von 1 m Höhe. In einer ringförmigen Abgrabung am rechten Ufer wurde der Hydropulsor aufgestellt. Er bildet hier mit seinen 60 Betontriebrohren, die strahlenförmig in das Laufrad führen, eine kleine Insel von 13 m Durchmesser. Der Fluß führt bei mittlerm Sommerwasser 8,5, bei kleinstem Sommerwasser 5,25 cbm in der Sekunde. Hiervon wird 1 cbm auf das Bewässerungsgebiet befördert, während das von der Maschine verbrauchte Betriebswasser in das Unterwasser des Neißewehres abfließt (vgl. Abb. 88, Schnitt zwischen Ober- und Unterwasser). Das Laufrad macht 25 Umdrehungen in der Minute. Das Druckrohr steigt über dem Laufrad nach Abb. 89 in die Höhe, wird dann als 1 m weites flußeisernes Förderrohr an das Ufer geführt, geht hier unterirdisch weiter und mündet in den Bewässerungskanal auf + 148 m Höhe. Die Förderhöhe beträgt sonach etwa 3 m. Aus dem Bewässerungskanal verteilt sich das Wasser durch zahlreiche Abzweig- und Rieselgräben auf ein Gebiet von 90 ha Größe. Die In- und Außerbetriebsetzung der Anlage geschieht allein durch Aufrichten und Niederlegen des Stauwehrs. Die Maschine verlangt fast keine Bedienung; sie ist Tag und Nacht im Betrieb.

Abb. 88. Druckhydropulsor. Schnitt zwischen Ober- und Unterwasser.

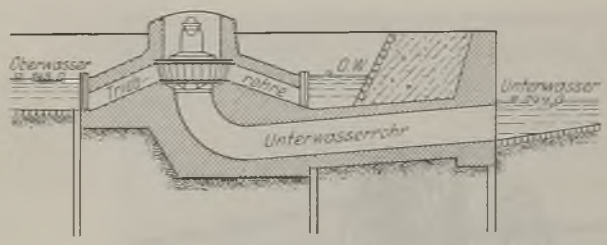
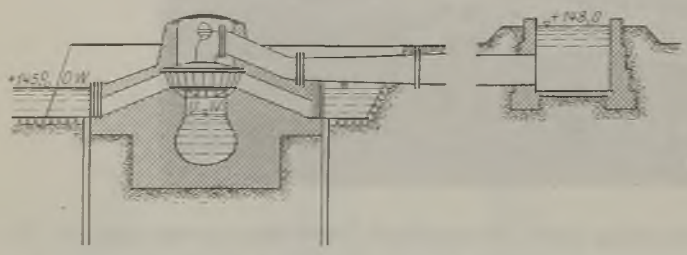


Abb. 89. Druckhydropulsor. Schnitt durch das Druckrohr.



6. Zentrifugalpumpen mit Lokomobilen sind wirkungsvolle und von Zufällen unabhängige Schöpfvorrichtungen. Sie werden überall da gebraucht, wo größere Wassermengen zu heben sind. Die Einrichtung hat den Vorzug, jederzeit zur Verfügung zu stehen, eine Erhöhung der Leistungen in trockner Zeit zu gestatten und die Einträglichkeit dadurch zu erhöhen, daß die Lokomobile auch in bewässerungsloser Zeit zu andern Zwecken benutzt werden kann.

§ 36. Wiederholte Benutzung des Wassers und Wechselbetrieb.

Die wiederholte Benutzung des Wassers zu Bewässerungszwecken kommt nur dort in Frage, wo größere Wassermengen zur Verfügung stehen, also hauptsächlich bei der düngenden Bewässerung. Sie ist ein ausgezeichnetes Mittel, um mit verhältnismäßig wenig Wasser große Flächen zu bewässern. Es müssen aber hierbei drei Bedingungen erfüllt werden:

Erstens muß das Gefälle so groß sein, daß durch die wiederholte Benutzung des Wassers auf einer tiefer liegenden Fläche kein Rückstau auf die oberhalb befindlichen Ländereien ausgeübt wird. Zweitens muß die Möglichkeit gewahrt sein, jeder Fläche frisches Wasser zuzuführen, damit diejenigen Flächen, die gewöhnlich abgerieseltes Wasser erhalten, durch zeitweise Zuleitung von fettem nährstoffreichem Wasser schadlos gehalten werden. Und endlich drittens muß das abgerieselte Wasser, bevor es von neuem zur Überrieselung gelangt, auf längerer Strecke einen offenen Graben durchfließen oder in

einem Becken angestaut werden, oder, wenn genügend Gefälle vorhanden ist, durch einen kleinen Wasserfall fein verteilt werden.

Denn das Wasser wird zufolge der Berieselung ärmer an Sauerstoff und reicher an Kohlensäure und organischen Beimengungen. Es muß durch die Bewegung im Graben oder den Wellenschlag im Becken oder im Wassersturz die überschüssige freie Kohlensäure an die Luft abgeben, sich von neuem mit Sauerstoff sättigen, Eisenverbindungen und Karbonate ausscheiden, sich auch etwas erwärmen.

Unter Bewässerung im Wechselbetrieb versteht man ein Verfahren, bei dem das ganze Gebiet in mehrere, möglichst gleiche Teile zerlegt und jeder einzelne Teil nach und nach mit dem ganzen zur Verfügung stehenden Wasser gespeist wird. Die nicht bewässerten Teile werden inzwischen vollständig trocken gelegt. Der Vorteil dieses Verfahrens liegt darin, daß die Bewässerung wirksamer wird, daß die Verluste durch Verdunstung geringer werden, daß das Wasser sich gleichmäßiger verteilt, daß man demzufolge mit demselben Wasser eine größere Fläche vorteilhaft berieseln kann, ganz besonders aber darin, daß durch den Wechsel von kräftiger Bewässerung und gründlicher Entwässerung Wasser und Luft in regelmäßiger Folge auf den Boden wirken und die Oxydation seiner Pflanzennährstoffe dadurch in vorteilhaftester Weise beschleunigen. Die Erträge bei der Bewässerung mit Wechselbetrieb sind deshalb stets größer, als bei der Bewässerung ohne solchen Betrieb.

Bei der anfeuchtenden Bewässerung ergibt sich diese Maßregel aus technischen Gründen von selbst, weil die geringe zur Verfügung stehende Wassermenge dann um so gleichmäßiger verteilt werden kann. Bei der düngenden Bewässerung, die vornehmlich im Herbst und Frühjahr stattfindet, wirkt der Wechselbetrieb günstig, weil dann die für den Pflanzenwuchs maßgebende obere Bodenschicht in wirkungsvoller Weise wechselweise durchfeuchtet und durchlüftet wird.

Die Zahl der Abteilungen hat sich in erster Linie nach der zur Verfügung stehenden Wassermenge und sodann nach der Bodenbeschaffenheit und Oberflächengestaltung und der damit zusammenhängenden Geschwindigkeit der Überwässerung zu richten. Auf schwerem Boden, dessen Wiederabtrocknung langsamer vor sich geht, ist eine größere Anzahl von Abteilungen am Platz, als auf leichten Böden mit ihrer geringen wasserhaltenden Kraft. Mindestens beträgt die Zahl der Abteilungen 4, für düngende Bewässerung selten mehr als 6, für anfeuchtende Bewässerung dagegen wird das Gebiet in eine größere Zahl von Teilen — bis zu 15 — zerlegt.

Die Ausdehnung der Wässerungszeiten hängt wie die Zahl der Abteilungen von der Beschaffenheit des Wassers ab. Bei schwerem Boden erreicht das Wasser schneller das Ende des Bewässerungsfelds als bei leichtem. Wird demnächst die Zuleitung fortgesetzt, so wird bei anfeuchtender Bewässerung das Wasser über durchtränkte Flächen rieseln und die Abzugsgräben füllen. Es wird dann viel Wasser unbenutzt durch die Ableiter fortgeführt. Der sparsamste Betrieb erfolgt bei anfeuchtender Bewässerung, sobald die Abzugsgräben so wenig wie möglich Wasser erhalten. Daher sind bei anfeuchtender Bewässerung kurze Bewässerungszeiten auf schwerem Boden besser geeignet als lange.

Bei düngender Bewässerung liegen die Verhältnisse anders. Dann ist eine Wasserzuführung von längerer Dauer erforderlich, In der Regel werden bei Beginn der Berieselung längere Umstellungszeiten gewählt, damit die erste Bewässerung so vollständig wie möglich werde. Gegen Ende der Rieselzeit wird die Umstellung beschleunigt, so daß der Umlauf über alle Flächen gleichmäßig beendet werden kann, bevor die Jahreszeit die Einstellung der Berieselung verlangt.

In Italien pflegt man anfeuchtend mit 7fachem Wechselbetrieb bei 1tägiger Dauer, in Südfrankreich mit 6fachem Wechsel und 7tägiger Dauer, in Ägypten mit 3fachem Wechsel bei 6tägiger Dauer zu bewässern. Die anfeuchtende Bewässerung der Konia-Ebene sollte nach dem Entwurf des Verfassers mit 6fachem Wechsel bei 1 bis 3tägiger Dauer erfolgen.

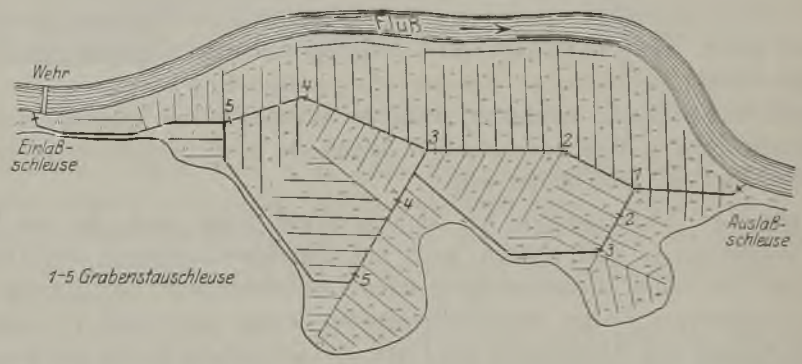
§ 37. Grabenstaubau, Überstauung und Stauberieselung.

a) Grabenstaubau.

Der Grabenstaubau dient zur Erhaltung des Grundwasserstands für die Zeit des Pflanzenwachstums. Er beruht darin, daß wenig geneigte oder fast wagerecht liegende Gräben mit Wasser angefüllt werden, wodurch dieses seitlich in den Boden versickert. Diese Art der Anfeuchtung vollzieht sich je nach der Bodenbeschaffenheit sehr verschieden rasch und verschieden weit. Die Wirkung der Einstaubewässerung ist demnach vorwiegend anfeuchtend und um so durchgreifender, je näher die Gräben beisammen liegen und je länger sie dauert.

Die Niederung wird mit Entwässerungszügen (vgl. Abb. 90), bestehend aus Haupt-, Zug- und Beetgräben, durchzogen. Der Hauptgraben wird zur Bewässerung aufwärts

Abb. 90. Grabenstaubau.



als Zuleiter bis zur Verbindung mit dem das Wasser liefernden Bache verlängert und erhält hier eine Verschlußvorrichtung: die Einlaßschleuse. Ein ähnlicher Abschluß — die Auslaßschleuse — wird an der untern Mündung hergestellt. Statt der Verlängerung des Hauptgrabens kann auch ein besonderer Randgraben als Zubringer angelegt werden, der das Wasser von der Einlaßschleuse in die einzelnen Zuggräben führt.

Zwischen der Einlaß- und der Auslaßschleuse werden einfache Stauschleusen in solcher Zahl in dem Hauptgraben eingebaut, daß ihre Höhenunterschiede nur 20 bis 30 cm betragen. Hierdurch kann das Wasser in treppenförmigen Absätzen so in dem Hauptgraben angestaut werden, daß es oberhalb jeder Staustufe bordvoll, unterhalb der Staustufe nur 20 bis 30 cm unter Wiesenbord sich einstellt.

Den Beetgräben wird möglichst wenig Gefälle gegeben, so daß die in dem Hauptgraben erzeugten Anstauungen sich auf die ganze Länge der zugehörigen Beetgräben ausdehnen, ohne daß diese selbst Stauvorrichtungen erhalten. Die Zuggräben dagegen müssen mit Staueinrichtungen versehen werden. Diese werden am besten in gleicher Höhe mit den Stauanlagen des Hauptgrabens angeordnet. Hierbei ist dafür Sorge zu tragen, daß die obern Teile der Zuggräben frisches Wasser von der Einlaßschleuse aus erhalten können. Dies geschieht am wohlfeilsten bei der Benutzung des Hauptgrabens als Zubringer durch die Verbindung und Ausbildung einzelner Beetgräben als Nebenzubringer.

Zur Ausführung der Grabeneinstauung wird die Auslaßschleuse geschlossen und die Einlaßschleuse geöffnet. Es fließt alsdann das Wasser bis zu dem tiefsten Teil der Niederung und füllt hier die Gräben bordvoll. Ist dies geschehen, so wird die unterste Staustufe 1 geschlossen und nach bordvoller Anfüllung des Grabens an dieser Stelle mit dem Schließen der Stauschleusen 2, 3 usw. fortgefahren. So werden alle Gräben mit frischem Wasser von der Einlaßschleuse her gefüllt. — Soll die Entwässerung wiederhergestellt werden, so wird die Einlaßschleuse geschlossen und die Auslaßschleuse geöffnet; nach und nach werden demnächst auch die Stauschleusen gezogen.

Der Erfolg des Grabenstaubaues hängt von der Durchlässigkeit des Bodens ab. Bei schwer durchlässigem Boden wirkt der Stau kaum auf einige Zentimeter Entfernung vom Graben; nur bei durchlässigem Grund ist ein weiteres Eindringen und damit eine Hebung des Grundwasserstands zu erwarten. Der Erfolg der Grabeneinstauung beruht aber weniger in der Hebung, als vielmehr darin, daß einer Senkung des Grundwasserstands vorgebeugt wird. Die Stauvorrichtungen müssen möglichst zeitig im Frühjahr eingestellt werden, und zwar bereits vor vollendetem Ablauf des Frühjahrshochwassers. Je durchlässiger der Boden ist, um so höher muß gestaut werden. Die rechtzeitige Schließung der Stauvorrichtungen ist ein wirksames Mittel zur Schaffung und Erhaltung eines gewissen Wasserschatzes im Boden. — Bei anhaltender Dürre versagt der Grabenstau. Denn dann ist der Grundwasserstand allmählich so sehr abgefallen, daß auch der Wasserstand im Graben sich nicht halten kann. Dann kann nur durch neu zugeführtes frisches Wasser aus Flüssen, Becken oder Brunnen in die Stauabteilungen der Gräben geholfen werden.

b) Überstauung.

Bei der Überstauung wird die zu bewässernde Fläche zeitweise künstlich ganz unter Wasser gesetzt. Diese Bewässerungsart kommt da mit Vorteil zur Anwendung, wo größere Wassermengen zur Verfügung stehen. Sie setzt einen lockern warmen Boden und eine gründliche Entwässerung voraus. Die mit den nötigen Entwässerungszügen versehene Niederung wird, wie beim Grabenstaubau, durch Verlängerung des Hauptentwässerungsgrabens möglichst weit stromaufwärts mit dem Bach oder Fluß verbunden. Hier wird in dem Fluß, wenn erforderlich, ein Stau angelegt und in dem Hauptentwässerungsgraben, der gleichzeitig Hauptbewässerungsgraben ist, eine Einlaßschleuse, während am entgegengesetzten Ende eine Auslaßschleuse erbaut wird.

Um die Niederung vollständig überfluten, sie in einen See verwandeln zu können. wird die Fläche ringsum durch Dämme umschlossen. Solche Dämme sind nur da entbehrlich, wo hohes Hinterland oder genügend hohe Uferränder vorhanden sind. Die Dämme erhalten bei zwei- bis dreifachen Böschungen eine 1 bis 1,5 m breite und so hohe Krone, daß sie den Stauspiegel des eingelassenen Wassers um 0,3 bis 0,5 m überragen. Die Kronen der Dämme liegen daher wagerecht.

Wenn das Gefälle der Niederung so stark ist, daß die Deiche am untern Ende zu hoch werden würden, so wird das Gebiet durch Zwischendämme in mehrere Abteilungen zerlegt. Dann geschieht die Anstauung absatzweise, und an der Kreuzungsstelle des Zwischendamms mit dem Hauptentwässerungsgraben muß eine Stauschleuse erbaut werden. Der Boden des Zwischendamms wird in der Regel einem längs seiner Oberseite geführten Entwässerungsgraben entnommen. Seine Höhenlage, Stärke und Böschungsneigung entsprechen dem Umwallungsdamm. Die Zahl der Zwischendämme und damit die Zahl der Stauabteilungen richtet sich nach der Höhe des Geländes.

Die Anstauung des Wassers in den einzelnen Abteilungen erfolgt von unten nach oben. Dabei werden nach und nach die Auslaßschleuse und die Stauschleusen geschlossen

und jede Abteilung bis zum vorgeschriebenen Stauspiegel gefüllt. Die Stauwasserschicht muß mindestens 0,3 m Höhe betragen: bei geringerer Tiefe würde die im Winter eintretende Eisbildung die Grasnarbe treffen und sie beschädigen. Die Entleerung erfolgt nach Schluß der Einlaßschleuse nach und nach durch Ziehen der Auslaßschleuse und Stauschleusen.

Das Bewässerungsverfahren ist hauptsächlich geeignet für Wiesen in Flußniederungen, wo es gilt, die schlickreichen Hochwasser des Flusses zu benutzen. Es hat den Vorteil, daß es einfach und billig ist, sowohl in der Anlage wie in der Unterhaltung. Ferner wird der Schlick fast vollständig gewonnen, die Unebenheiten des Landes werden durch die Auflandung nach und nach beseitigt, die Pflanzen erhalten durch die Staudecke Schutz gegen Frost. Der Boden gefriert nicht, er ist vor Wärmeausstrahlung geschützt und zeigt deshalb im Frühjahr zeitigeres Wachstum. Allerdings werden die Gräser durch den Abschluß der Luft und der Temperatur-Einwirkungen ein wenig verweichlicht, sie werden empfindlich gegen Spätfröste; auch ist zu beachten, daß das Verfahren sich hauptsächlich auf durchlässigem weniger auf undurchlässigem und deshalb von Natur kaltem Untergrund empfiehlt. Bei strengen Böden ist große Vorsicht geboten wegen der Gefahr der Versumpfung und der Bildung saurer Gräser. Auch auf moorigen Böden ist das Verfahren nicht zu empfehlen, weil hier die Winterzeit zur Durchlüftung des Moores benutzt werden muß. Aber bei sandigen Böden kann man durch Aufleitung schlick- und dungstoffreichen Wassers in ziemlich kurzer Zeit den Boden verbessern.

Es muß aber hervorgehoben werden, daß, um einen Erfolg der Überstauung zu verbürgen, nicht allein eine gute Entwässerung nötig ist, sondern auch unbedingt Sicherheit dafür vorliegen muß, daß im Frühjahr alles Wasser von den Wiesen rechtzeitig beseitigt wird. Denn wenn die erwärmende Frühjahrssonne noch die Stauwasserdecke treffen sollte, so würden die bessern Gräser leiden, die Erträge nachlassen, die Grasnarbe würde ausfaulen: das Verfahren würde dann mehr Schaden als Nutzen bringen. Ist die Beseitigung der Staudecke nicht durch natürliche Vorflut sicher zu erreichen, so muß die künstliche Vorflut durch ein Schöpfwerk zu Hilfe genommen werden.

c) Stauberieselung.

Von einer Stauberieselung spricht man dann, wenn das Wasser die Haltungen in schwacher Strömung und dünner Schicht durchzieht, was durch entsprechende Regelung des Zu- und Abflusses erreicht wird. Bei dem lebhaften Wasserwechsel wird dem Boden eine größere Menge Dungstoffe und auch mehr Sauerstoff zugeführt, wodurch höhere Erträge bessern Futters gewonnen werden, als bei der gewöhnlichen Überstauung.

Diese Bewässerungsweise wurde vom Baurat Hess in der Provinz Hannover erfunden und ausgebildet. Das Verfahren unterscheidet sich von der gewöhnlichen Überstauung auch dadurch, daß zufolge des fließenden Wassers eine geringere Stautiefe an den höchsten Stellen genügt — sie muß mindestens 0,10 m betragen — und daß ferner in den Trennungsdämmen Überfälle oder Überlaufstellen eingerichtet werden müssen, an denen das Wasser von den höhern Abteilungen in die tiefern abfließen kann.

Die Abteilungen können klein oder groß angelegt werden. Von Hess wurden sie durchschnittlich 90 ha groß angelegt; es empfiehlt sich aber, nicht über 10 bis 20 ha zu gehen. Bei größern Abteilungen sind unter Umständen zur bessern Überführung des fruchtbaren Wassers Leitdämme und Leitmulden erforderlich. Die Überfalldämme werden an der untern Seite mit flachen Böschungen versehen und an die höchsten Stellen des Geländes gelegt, um die Ausnutzung des Wassers zu sichern. Von der größten Bedeutung ist die Beseitigung der Hindernisse, die sich der Fortbewegung des Wassers entgegenstellen, z. B. Grabenwälle, Hecken, höhere Wege usw. Die Erfahrung

zeigt, daß die Erträge der Wiesen oberhalb und unterhalb derartiger Hindernisse erheblich gegen andere Wiesenteile zurückstehen, da dort teils die Entsäuerung des Bodens nicht genügend stattfindet, teils ungenügend Wasser zugeführt wird.

Die Bewässerung geschieht in der Weise, daß die Schleusen und Siele zuerst in den untern Dämmen und den Mitteldämmen geschlossen werden und die Einlaßschleuse geöffnet wird; nach Erreichung des in einer Abteilung vorgeschriebenen Wasserstands werden die Entlastungen im untern Damme so weit geöffnet, daß der Wasserstand erhalten bleibt. Beim Entwerfen der Zuleitungskanäle ist darauf zu sehen, daß die Geschwindigkeit des Wassers nach unten nicht erheblich abnimmt, damit die Schlickteile auch den untern Abteilungen zugeführt werden; andererseits darf die Geschwindigkeit bei höhern Wasserständen 0,8 bis 0,9 m nicht überschreiten, damit die Kanalsohlen und Böschungen nicht angegriffen werden.

§ 38. Hang- und Rückenbau.

a) Hangbau.

Will man die Bewässerung vollkommen ausbilden, die Fläche mit einem dünnen Wasserschleier überziehen, so muß man das Gelände in geringen Abständen mit kleinen Gräben — Rieselrinnen — ausstatten, und in diese das Wasser leiten. Liegen diese Rinnen auf der Höhe eines Rückens, so daß das Wasser nach beiden Seiten überschlagen kann, so nennt man die Anlage einen Rückenbau. Liegen die Rinnen aber in fast wagerechter Linie längs eines Hanges, so daß das Wasser nur an einer Seite der Rinne überschlagen kann, so haben wir den Hangbau. In beiden Fällen kann man durch Umformung des Geländes das Überschlagen verbessern: dann haben wir den Kunstwiesenbau. Dabei werden die Rieselrinnen ziemlich geradlinig und erhalten fast gleiche Entfernungen. Oder man kann die von der Natur gegebene Oberflächengestalt möglichst unverändert beibehalten: dann haben wir den natürlichen Wiesenbau.

Abb. 91 stellt eine Fläche mit natürlichem Hangbau in der Gemarkung Oberdresselndorf dar, die in den Jahren 1895 und 96 ausgeführt wurde[1]). Aus dem angestauten Bach werden Hauptzuleiter nach den höchsten Stellen des Geländes geführt. In Abständen von 30 bis 50 m zweigen sich Verteilgräben ab, die in der Richtung des stärksten Gefälles verlaufen. Und aus diesen erstrecken sich Rieselrinnen fast wagerecht nach beiden Seiten. Bei sehr flacher Lage des Geländes treten leicht Versumpfungen durch die Rieselrinnen ein: dann werden Entwässerungsrinnen oberhalb der Rieselrinnen angelegt, die sich zu Sammelrinnen vereinigen und das abgerieselte Wasser in den Bach zurückleiten. In Abb. 91 sind die Rieselrinnen durch ausgezogene, die Entwässerungsrinnen durch gestrichelte Linien angedeutet.

Bei steiler Lage des Geländes sind Entwässerungsrinnen nicht erforderlich (vgl. Abb. 92), wohl aber bei flacher Lage (vgl. Abb. 93). Das geringste Gefälle für die Anwendung des Hangbaues ist 2%.

Die Rieselrinnen haben 20 bis 25 m Länge und einen Querschnitt, der von 15 cm Tiefe und 15 bis 20 cm Breite abnimmt bis auf 10 cm Tiefe und 10 bis 15 cm Breite. Über den talwärts gelegenen Bord dieser Rinne schlägt das Wasser bei der Berieselung. Diese Kante — die Überschlagkante — muß mit besonderer Sorgfalt hergestellt werden. Die Rieselrinnen liegen mit sehr schwachem Gefälle von 1 : 500 bis fast 1 : ∞ in 5 bis 10 m Entfernung. Die Entfernung hängt ab von der Wassermenge, die für

[1]) Diese Abbildung und einige der folgenden Darstellungen sind nach dem bekannten, von der Wiesenbauschule in Siegen hergestellten lehrreichen Bewässerungsmodellen angefertigt.

die Berieselung zur Verfügung steht, und dem Gefälle der Fläche. Je größer die Wassermenge und je stärker das Gefälle der Fläche ist, um so gleichmäßiger wird sich das

Abb. 91. Natürlicher Hangbau in der Gemarkung Oberdresselndorf.

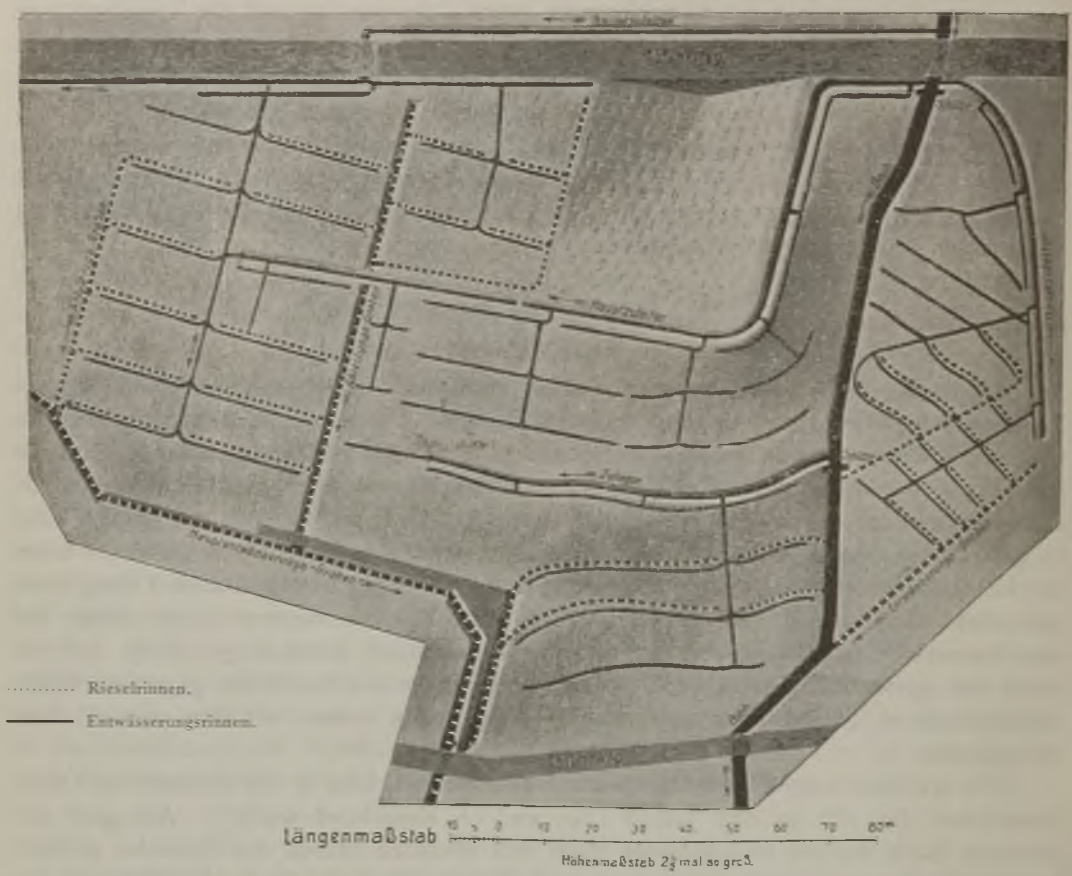
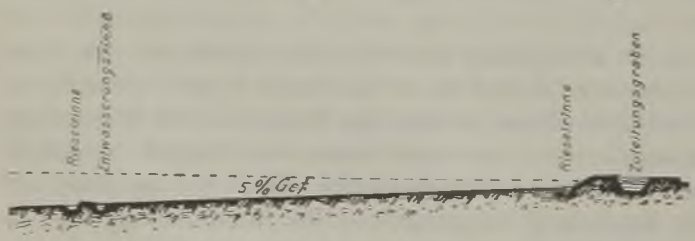


Abb. 92. Querschnitt durch einen Hangbau ohne Entwässerungsrinnen.

Abb. 93. Querschnitt durch einen Hangbau mit Entwässerungsrinnen.



Wasser verteilen, um so besser wird es den Aufenthalt überwinden, den starke Grasbüschel oder Unebenheiten bieten, um so größer darf daher die Entfernung der Rieselrinnen sein. Die erste Rieselrinne muß stets längs des Zuleiters angelegt werden, denn der Zuleiter ist zur Berieselung nicht zu benutzen, weil er nicht zwei Bedingungen, nämlich Wasserführung und Überschlagen, gleichzeitig erfüllen kann.

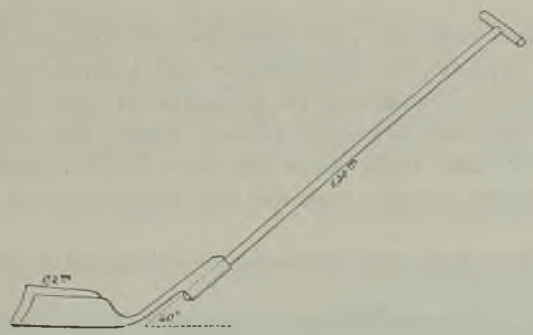
Das Ausheben der Rieselrinnen kann ohne Nivellement durch den ZASTROWschen Rieselrinnenstecher erfolgen. Es ist dies nach Abb. 94 ein gekrümmter Spaten mit scharfer Schneide, der bei der Benutzung vorwärts gedrückt wird. Man folgt hierbei dem Lauf des von der Verteilungsrinne aus eingelassenen Wassers. Fließt es nur langsam in der

ausgestochenen Rinne nach, so muß der Spaten mehr talwärts geführt werden; folgt das Wasser zu schnell, so ist die Richtung bergwärts zu nehmen. So erhalten die Rinnen gekrümmte Richtungen, die sich ziemlich genau den Schichtenlinien des Geländes anschmiegen; man nennt daher die Berieselung im natürlichen Hangbau auch Schlangen-Berieselung.

Genügen die Gefällverhältnisse von Natur nicht[1]), so muß die Fläche nach Abdeckung des Rasens zum künstlichen Hangbau umgeformt werden. Für den Abtrag ist ein Gefälle von 1 : 50 ausreichend, der Auftrag muß aber 1 : 20 bis 1 : 25 erhalten, weil bei schwächerm Gefälle wegen der Lockerheit des Bodens eine zu starke Versickerung des Rieselwassers eintreten würde. Bei dem Abtrag muß stets vermieden werden, nährstoffarmen Boden aufzudecken.

Das erforderliche Gefälle kann gewöhnlich nur dadurch gewonnen werden, daß die Hänge sägeschnittartig einander folgen (Abb. 95). Daraus folgt, daß jeder Hang eine Abzugsrinne erhält, und daß der künstliche Hangbau viel Bewässerungswasser erfordert. Um den Wasserverbrauch

Abb. 94. Rieselrinnenstecher von ZASTROW.



einzuschränken, wird in der Regel das Wasser wiederholt benutzt. Dies geschieht in der Weise, daß das von dem ersten Hang abgerieselte Wasser durch einen Zuleiter von geringem Gefälle an dem zweiten Hang vorbei nach dem dritten geführt wird, wo es von neuem zur Überrieselung kommt. In gleicher Weise wird das Wasser von dem zweiten Hang am dritten vorbei nach dem vierten geleitet usf.

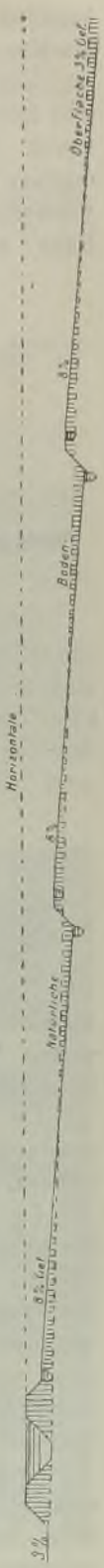


Abb. 95. Querschnitt durch einen künstlichen Hangbau.

b) Rückenbau.

Beim Rückenbau wird die zu bewässernde Fläche in satteldachartige Felder geformt, auf deren Firsten die Rieselrinnen verlaufen (vgl. Abb. 96 u. 97). Diese Bauart findet dort Anwendung, wo entweder die natürliche Bodenform zur Anlage von Naturrücken hinleitet oder wo das Flächengefälle für eine Hangbewässerung zu klein ist und somit die Bodenoberfläche

---

[1]) Mit Rücksicht auf die bei Bewässerungen vorkommenden Gefälleverhältnisse unterscheidet man:

ein sehr kleines	Gefälle,	wenn es unter 1 beträgt,	
» kleines	»	von etwa 1 bis 3%,	
» mittleres	»	» » 4 bis 7%,	
» starkes	»	» » 8 bis 10%.	
» sehr starkes	»	» über 10%.	

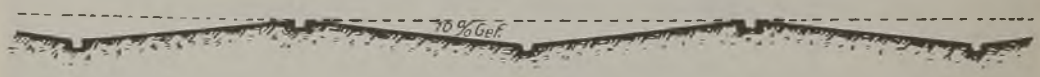
künstlich umgeformt werden muß. Da die natürliche Bodenform für die Anlage von Rücken sehr selten ist, so sind die Rückenbauten fast ausschließlich Kunstbauten.

Die Breite der Rücken wird im wesentlichen bedingt von der Durchlässigkeit des Bodens, dem in Anwendung zu bringenden Seitengefälle und dem Bewässerungszweck. Für die düngende Bewässerung sind die Rücken im allgemeinen schmäler zu machen als für die nur anfeuchtende, um an recht viel Stellen frisches, nährstoffreiches Wasser aufleiten und so ein gleichmäßiges Wachstum herbeiführen zu können: in der Nähe er Bewässerungsgräben ist immer das freudigste Wachstum zu beobachten.

Abb. 96. Längenschnitt durch einen Rückenbau.

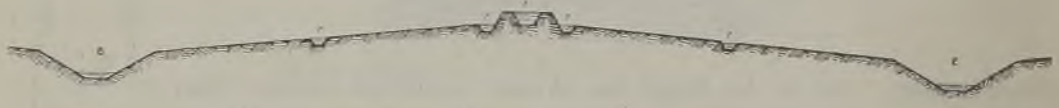
V Verteilgraben, *r* Rieselrinne, *e* Entwässerungsgraben.

Abb. 97. Querschnitt durch einen Rückenbau.



Unter 7 bis 8 m Gesamtrückenbreite (von Entwässerungsrinne zu Entwässerungsrinne) sollte aber schon der bedeutenden Herstellungs- und Unterhaltungskosten, dann aber auch wegen der erschwerten Heuwerbung nie gegangen werden. Bei gutem Wasser kann die Breite bis zu 15 m und mehr gesteigert werden; Breiten über 30 m sind jedoch nicht zu empfehlen, namentlich dann nicht, wenn die ganze Fläche umgearbeitet werden muß. Bei diesen großen Breiten genügt auch die eine Rieselrinne auf dem First des

Abb. 98. Querschnitt durch einen breiten Rücken mit Rieselrinnen auf den Tafeln.



Rückens in der Regel nicht mehr zu einer guten Verteilung des Wassers auf den Rückenseiten: hier ist dann in der Mitte des Rückens eine Verteilrinne gleichlaufend mit der Rieselrinne einzuschneiden (vgl. Abb. 98).

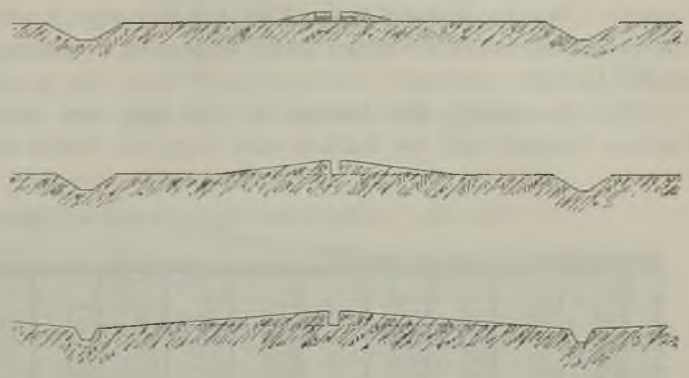
Da die Entwässerungsrinnen (*e* in Abb. 96) ein größeres Gefalle, als die nahezu wagerechten Rieselrinnen (*r*) haben, so müssen die Rückentafeln windschiefe Flächen werden, deren Hauptgefälle durchschnittlich etwa zwischen 4 und 6% wechselt.

Die Länge eines künstlichen, von einer Rinne gespeisten Rückens muß mit dessen Breite im richtigen Verhältnis stehen; sie wechselt zwischen 12 und 25 m. Größere Längen sind im allgemeinen nicht zu empfehlen, da dann kein gleichmäßiges Übertreten des Wassers aus der Rieselrinne zu erzielen ist, Sumpfstellen sich bilden, die Rücken an ihrem untern Ende zu hoch und damit zu kostspielig und auch die Tafelbreiten zu groß werden. Die nahezu wagerecht verlaufenden Rieselrinnen erhalten am Anfang etwa 12 bis 15 cm und am Ende 10 bis 12 cm Breite und ungefähr dieselbe Tiefe, wobei sie etwa 1 sl Wasser fördern.

In der Natur ist die Rückenform selten vorhanden; unter natürlichen Rücken versteht man daher im allgemeinen solche Rückenanlagen, die nicht von vornherein fertig hergestellt werden, sondern die mit der Zeit durch besondere Pflege sich erst ausbilden. Es geschieht dies nach Abb. 99 dadurch, daß an denjenigen Stellen, wo die

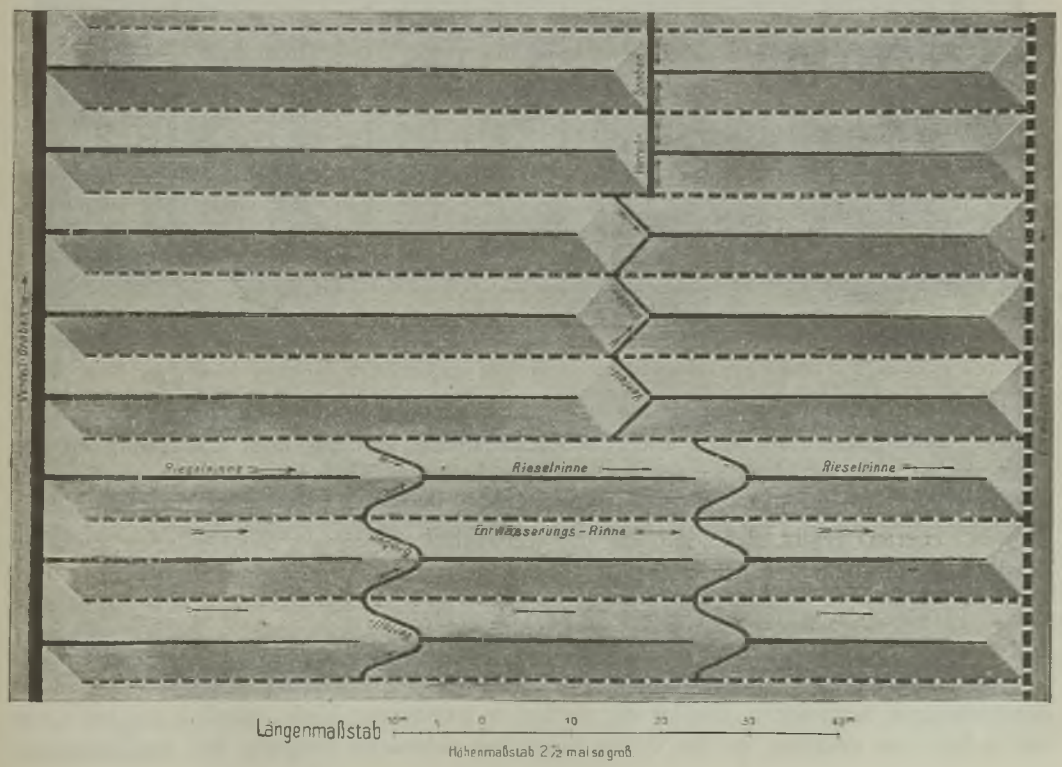
Abzugsrinnen liegen sollen, möglichst viel Boden gewonnen wird. Der Rasen wird hier auf durchschnittlich 1,5 m Breite gestochen, und ein Graben von durchschnittlich 0,3 m Sohlenbreite und 0,3 m Tiefe mit zweifachen Böschungen ausgehoben. Der Rasen wird zum Aufbau der Rieselrinne gebraucht, der Boden daneben zur ersten Anlage der Rückenfläche verwendet. Durch die jährliche Räumung der Rieselrinnen erhält der Rücken mit der Zeit die gewünschte Form.

Abb. 99. Ausbildung der natürlichen Rücken.



Abweichend von den gewöhnlichen Rücken werden die sog. Staffelrücken angelegt. Bei ihnen werden die einzelnen Rücken nicht nach der Breite sondern nach der Längsrichtung in Abteilungen zusammengefaßt. Es werden Rücken angelegt, meist in der vollen zur Verfügung stehenden Ausdehnung des Geländes, oft in Längen von einigen Hundert Metern. Sie bestehen aber nicht aus einem einzigen, sondern aus mehreren Rücken hintereinander mit staffelförmigen Absätzen. Derartige in der Längsrichtung einander folgende lange und breite Rücken erleichtern das Ernten ungemein, weil auf beiden Rückentafeln mit der Mähmaschine, dem Heuwender und Heurechen

Abb. 100. Staffelrücken in den Gemarkungen Buschhütten und Ernsdorf.

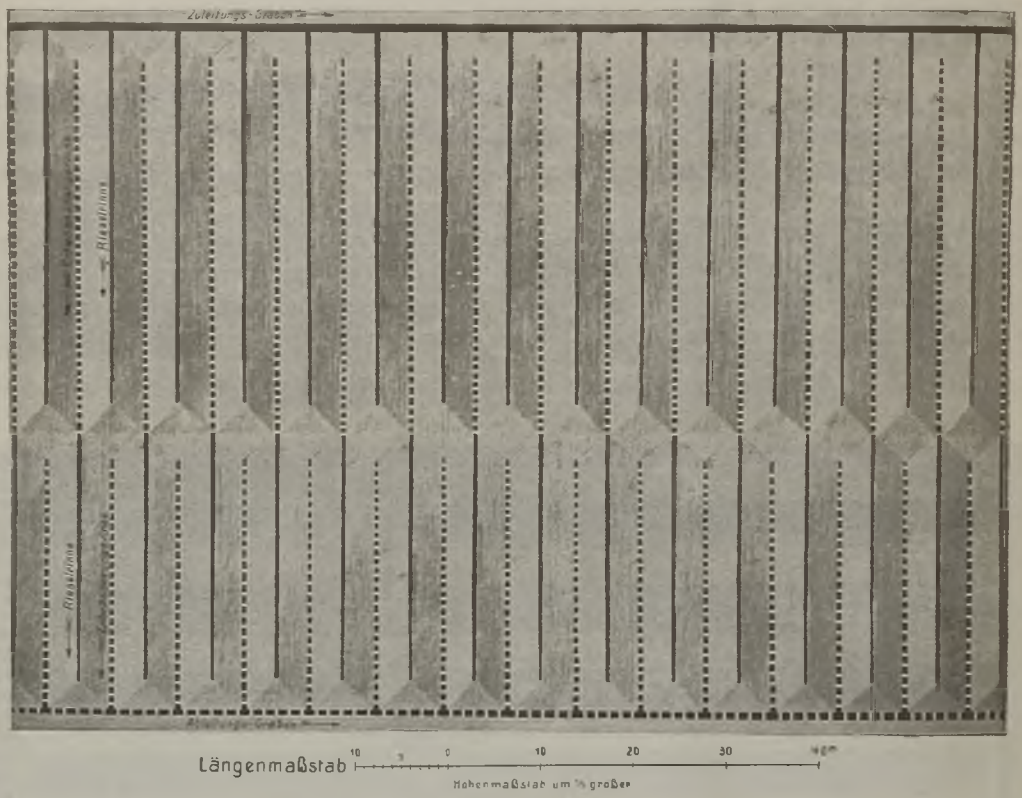


beliebig gearbeitet, auch mit großen Erntewagen gefahren werden kann. Aus diesen Gründen sind die Staffelrücken besonders für große Wirtschaften geeignet.

Die Staffelrücken können nach Abb. 100 so geführt werden, daß die Entwässerungsrinnen zu Verteilgräben nach der Quere, im Zickzack oder geschweift zusammengefaßt werden und die Rieselrinnen der folgenden Staffel in der Richtung der ersten liegen. Oder es können nach Abb. 101 als sog. Lombardischer Rückenbau die Entwässerungsrinnen der ersten Staffel in gerader Fortsetzung die Rieselrinnen der zweiten Staffel bilden.

Die Anordnung der Absätze ist abhängig von der Neigung des Geländes. Bei flachem Gelände sind die Rücken sehr lang, die Stufen sehr weit voneinander entfernt.

Abb. 101. Lombardischer Rückenbau aus der Gemarkuug Buschhütten.



Je steiler das Gelände ist, um so kürzer werden die Rücken, um so mehr nähern sich die Stufen. Ihre Entfernung wird allein bestimmt durch Umfang und Kostspieligkeit der Erdarbeiten. Sobald diese zu teuer werden, sobald der Abtrag zu tief, der Auftrag zu hoch werden würde, wird die Länge des Rückens begrenzt und ein neuer Rücken begonnen. Hieraus ergibt sich, daß mit der wechselnden Neigung des Geländes auch die Länge der einzelnen Rücken wechselt.

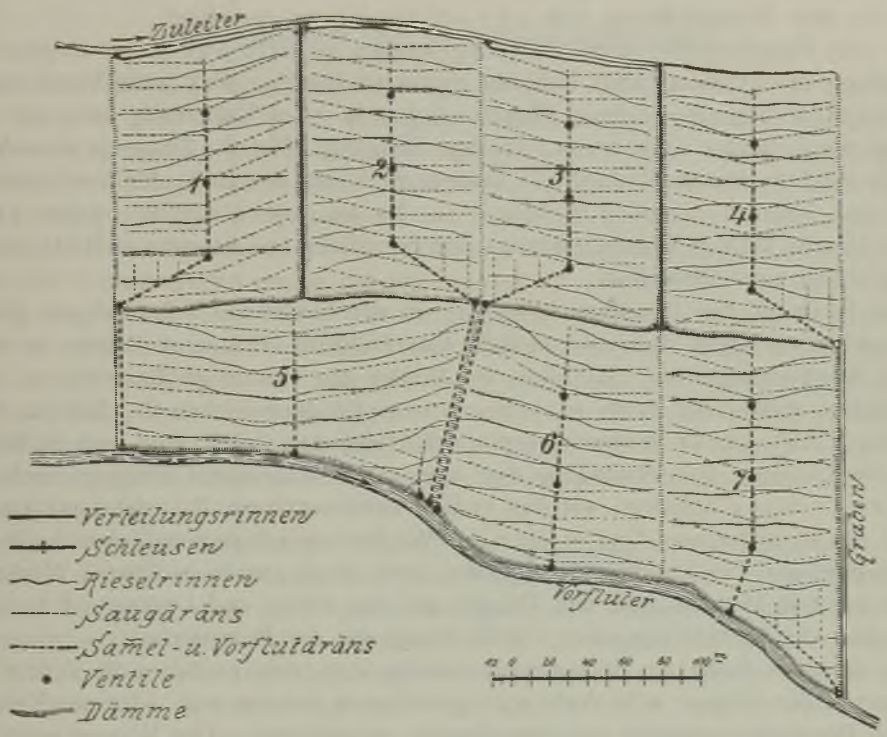
§ 39. Dränierte Wiesen.

Die gewöhnliche Wiesendränung wird wie die Ackerdränung doch mit folgenden Abweichungen ausgeführt: Die Dräns werden in geringerer Tiefe, nämlich 0,9 bis 1,1 m tief verlegt; sie erhalten, da die Wiese meist nur schwache Neigung hat, zur Erzielung

des eigenen Gefälles beschränkte Längenausdehnungen. Ferner werden nur kleine Gebiete gebildet, um das Wasser in kleinen Abteilungen besser bei der Bewässerung und Entwässerung beherrschen zu können. Zu diesem Zwecke wird statt eines Vorflutdräns ein Graben mit Stauwerken angelegt.

Die Abteilungen haben nur beschränkte Ausdehnung, etwa 1 ha Größe. Jede einzelne wird durch eine hochgelegene, vom Zuleiter gespeiste Rinne bewässert und unter den Schutz eines Stauwerks gestellt. Zur guten Verteilung des Wassers werden einige Rieselrinnen ohne Zusammenhang mit einer Verteilungsrinne wagerecht über den Hang gelegt. Sie sammeln das Wasser und lassen es von neuem überschlagen. Das Wasser

Abb. 102. PETERSENsche Wiese.



sickert in den dränierten Boden ein und durchtränkt nach und nach die Tafel in ganzer Ausdehnung. Durch Ziehen der Stauschleuse kann demnächst die Dränung zur Wirkung gebracht und eine gute Durchlüftung des Bodens erreicht werden.

Noch wirkungsvoller ist das vom Asmus Petersen, einem Gutsbesitzer in Wittkiel — Schleswig (1819 bis 1882) erfundene Verfahren. Die nach ihm benannte PETERSENsche Wiese ist eine Wiesendränung bei der die Entwässerung und Durchtränkung des Bodens nach Belieben geregelt und besonders gründlich selbst mit geringen Wassermengen vollzogen werden kann. Die Wiese wird nach Abb. 102[1]) in kleine Abteilungen von 1 bis 4 ha Größe durch 0,10 bis 0,15 m hohe 0,50 m breite Dämme zerlegt. Je nach der Größe der Fläche werden mehrere dieser Abteilungen für die Bewässerung im Wechselbetrieb zu Gruppen von möglichst gleicher Größe zusammengefaßt. Die Anzahl der Gruppen wird am besten auf 6 bis 7 bemessen, so daß das ganze Gebiet in 6 bis

1) Vgl. GERHARDT, »Kulturtechnik«. 5. Aufl., Berlin 1922, S. 283, dem auch die vorliegende Abbildung entnommen ist.

7 Teile zerfällt; jede Gruppe wird einen Tag voll bewässert, demnächst 6 Tage lang entwässert.

Die Bewässerung findet in jeder Abteilung durch eine Rieselrinne längs der höchsten Grenzlinie statt. Dieser Rinne wird das Wasser vom Zuleiter durch Verteilungsrinnen zugeführt. Fangrinnen oder wagerecht angelegte Rieselrinnen, die ohne Verteilungsrinnen in 8 bis 15 m Entfernung bis 1 m an den Damm geführt werden, sorgen für guten Ausgleich des rieselnden Wassers. Die Entwässerung erfolgt durch 0,9 bis 1,2 m tiefe Dräns, die stets nach dem Grundsatze der Querdränung verlegt werden. Die Sauger liegen im Gefälle 1 : 270 und erhalten auf 100 m Länge 4 cm, demnächst 5 cm Durchmesser. Ihre Entfernung beträgt 8 bis 20 m, doch selten mehr als 12 m. Sie nähern sich bis auf 4 m dem Grenzdamm der Abteilung. Die Sammler werden zweckmäßig für eine Wasserführung von 1,5 l auf das Hektar berechnet.

In dem Hauptsammler jeder Abteilung werden Ventile (vgl. § 32) aufgestellt, um die Wirkung der Dränung nach Belieben regeln zu können. Das letzte Ventil steht am Ende der Abteilung, die übrigen folgen aufwärts in 50 m Entfernung oder bei starker Neigung des Geländes nach 0,5 m lotrechter Steigung. Hat die Dränung einen Vorflutdrän, so wird zu dessen Spülung ein besonderes Ventil am Ende des Vorflutdräns angelegt (vgl. Abteil. 1, 2 und 3 in Abb. 102). Es ist nicht nötig, wie früher geschah, daß die Ventile an den Kreuzungsstellen von Sammlern und Saugern sich befinden oder in oder neben einer Rieselrinne.

Der Betrieb der Dränbewässerung erfordert sehr viel selbständiges, einsichtsvolles und vorsichtiges Handeln, weshalb hier Mißgriffe viel näher liegen, als bei den übrigen Bewässerungsarten. Nachdem im Winter die Ventile geöffnet waren, beginnt im Frühjahr, sobald der Frost so weit aus dem Boden gewichen ist, daß das Wasser ein völliges Auftauen zu bewirken vermag, das Schließen der Ventile und die Bewässerung. Die Rieselung oder Anstauung darf aber nicht so anhaltend erfolgen (durchschnittlich etwa 12 bis 24 Stunden), wie bei andern Bewässerungen, da erfahrungsgemäß die Erträge um so höher ausfallen, je öfter der Wechsel zwischen gründlicher Anfeuchtung und vollständiger Trockenlegung ausgeführt wird, denn gerade in diesem Wechsel der Einwirkung von Wasser, Luft und Wärme auf den Ober- und Untergrund beruht der Haupterfolg der Verbindung einer Ventildränung mit der Bewässerung.

Im einzelnen findet die Bewässerung derartig statt, daß, nachdem die Ventile in den Abteilungen der Gruppe 1 (s. Abb. 102) geschlossen worden sind, alles zur Verfügung stehende Bewässerungswasser auf diese Gruppe geleitet wird. Das Wasser ergießt sich von den obern breiten Rieselrinnen über die Flächen. Es fließt teils oberirdisch ab, teils dringt es in den Boden ein. Das oberirdisch abfließende Wasser wird in den ersten Fangrinnen gesammelt und von neuem zum Überschlagen gebracht. Das in den Boden eingedrungene Wasser durchtränkt ihn nach und nach vollständig bis zur Oberfläche. Die Durchtränkung schreitet in den Abteilungen von oben nach unten fort. Je weiter sie fortschreitet, um so erfolgreicher wird das Überschlagen des Wassers bei den folgenden Fangrinnen. Schlägt das Wasser über die letzten Fangrinnen und sammelt es sich oberhalb der untern Dämme, so ist die Durchtränkung des Bodens vollständig erreicht, dann kann das Wasser abgestellt oder zur Bewässerung der Abteilungen der nächstfolgenden Gruppe 2 umgestellt werden.

Hier müssen vorher die Ventile nachgesehen, gereinigt und geschlossen, die Bewässerungsrinnen gesäubert worden sein. Die Bewässerung vollzieht sich genau in der gleichen Weise wie vorher bei den Abteilungen der Gruppe 1.

In der Gruppe 1 werden aber nunmehr die Ventile geöffnet. Dies geschieht nach und nach von unten nach oben. Dadurch werden die Vorflutdräns in sehr wirksamer

Weise gespült. Das Absetzen von Sinkstoffen und damit das Eintreten von Verstopfungen wird verhütet. Der Wasserstand senkt sich, von unten nach oben fortschreitend, langsam felderweise bis auf die Tiefe der Dräns. Feld nennt man die von einem Ventil beherrschte Wiesenfläche. Durch den Schluß der Ventile und die Zementdichtung der Sammler hat man es in der Gewalt, die Felder beliebig lange unter Stau zu halten. Die Entwässerung des Bodens vollzieht sich langsam, viel langsamer als die Bewässerung und Durchtränkung. Es muß daher für die Entwässerung eine viel längere Zeit zur Verfügung stehen als für die Bewässerung. Darum wird die Bewässerung im 6- bis 7fachen Umlauf betrieben. Ist die Bewässerung der letzten Gruppe geschehen, so ist Gruppe 1 so vollkommen durchlüftet, daß die Durchtränkung des Bodens von neuem erfolgen kann.

§ 40. Betrieb der Wiesenbewässerung.

Die Unterhaltung der Bewässerungsanlagen erfordert die größte und unausgesetzte Sorgfalt. Die Kanten der Rieselrinnen müssen genau erhalten werden, damit das Wasser gleichmäßig überschlägt; die Hänge oder Rücken dürfen keine Mulden zeigen, weil das Wasser hier sonst festgehalten wird, und es dann den übrigen Flächen mangelt; undichte Stellen der Dämme müssen instandgesetzt werden. Vor der Rieselung im Herbst sind die sämtlichen Gräben zu räumen und die Dämme nachzusehen.

Bei der Sommerwässerung handelt es sich im wesentlichen nur um eine Anfeuchtung des Bodens. Unmittelbar vor dem Grasschnitt wird noch gern bewässert, um das Mähen zu erleichtern. Nach der Heuernte soll aber den Stoppeln Zeit gelassen werden, zu vernarben, bevor die anfeuchtende Bewässerung zum Grummet wieder aufgenommen wird. An sehr heißen Tagen soll mit kaltem Wasser vor Sonnenuntergang nicht gewässert werden. Da Wässerwiesen mit viel Gräben nicht beweidet werden dürfen, so kann auf solchen Flächen nach dem letzten Schnitt sofort mit der düngenden Herbstwässerung begonnen werden.

Die Herbstwässerung ist am wirksamsten. Zu Anfang ist das Pflanzenleben noch tätig, so daß die Pflanzen von den im Wasser gelösten Stoffen noch etwas aufzunehmen vermögen. Späterhin, wenn das Pflanzenleben ganz ruht, werden in der Hauptsache nur Schwemmstoffe abgelagert und zur Bereitschaft für die kommende Wachstumszeit aufgestapelt. Um diese Jahreszeit pflegt auch das Bach- und Flußwasser infolge der herbstlichen Niederschläge reicher an Schwimm- und Sinkstoffen zu sein, so daß auch aus diesem Grunde sich die ausgedehnteste Herbstwässerung empfiehlt. Eine Schädigung der ruhenden Pflanzenwelt braucht durch die anhaltende Herbstwässerung nicht befürchtet zu werden. Nur wenn starker Frost in Aussicht steht, ist die Wässerung einzustellen und die ganze Rieselfläche trocken zu legen. Wurde man vom Frost überrascht und hat sich bereits Eis gebildet, so muß unter der Eisdecke fortgerieselt werden, bis wieder Tauwetter eintritt, damit die Eisdecke sich nicht auf die Pflanzen lege und sie ersticke. Mit der Herbstwässerung wird eine Düngung und Wasseraufspeicherung im Boden bezweckt und deshalb ist sie grundlegend für den nächstjährigen Ernteertrag.

Von der Winterwässerung kann man in unserm Klima selten Gebrauch machen. In wärmern Gegenden dagegen, wie z. B. in Oberitalien, wird fast den ganzen Winter über bewässert.

Die Frühjahrswässerung ist von weit geringerer Wirkung, als die Herbstwässerung. Solange das Pflanzenleben ruht, können die Pflanzen von den im Wasser gelösten Stoffen überhaupt nichts aufnehmen, und wenn es erwacht, ist zunächst die Erwärmung des Bodens die Hauptsache. Diese wird aber durch eine zu früh ausgeübte Bewässerung in hohem Maße verzögert und damit die Entwicklung der Pflanzen künstlich zurück-

gehalten. Von einer düngenden Bewässerung kann somit im Frühjahr keine Rede sein. Zu dieser Jahreszeit soll nur von der auflösenden und etwa der bodenreinigenden Kraft des Wassers Gebrauch gemacht werden; dabei wird nur ganz kurze Zeit das Wasser aufgeleitet und dann die Fläche längere Zeit wieder trocken gelegt. Um den Pflanzen und dem Boden Wärme und Licht im Frühjahr möglichst ungeschmälert zukommen zu lassen, soll zu dieser Zeit auch nur Nachts bewässert werden und bei Tag nur dann, wenn die Luft kälter als das Wasser ist oder bei warmem Regen. Auch kann im Frühjahr zum Schutze der jungen Triebe vor Spätfrösten noch gerieselt werden. Sobald das Gras aber kräftig sproßt, ist die Frühjahrsbewässerung ganz und solange einzustellen, bis die Witterungsverhältnisse wieder eine Anfeuchtung angezeigt erscheinen lassen.

Als leitende Grundsätze hat man bei jeder Bewässerung festzuhalten, daß nur dann bewässert werden darf, wenn das Wasser wärmer ist als die Luft, und ferner, daß, solange das Pflanzenleben nur im geringsten noch tätig ist, die bewässerten Flächen zeitweise ganz trocken zu legen sind, um den Pflanzen zur Wiederherstellung der bei der Aufnahme der Nährstoffe tätigen Kräfte Zeit zu lassen. Wie lang diese einzuschaltenden Ruhepausen zu bemessen sind, hängt von den obwaltenden Verhältnissen ab und muß in besonderm Fall ausprobiert werden. In jedem Fall ist die Rieselfläche in diesen Ruhepausen so gründlich trocken zu legen, daß die Luft auch genügend tief in den Boden eindringen kann, was insbesondere in eisenreichen Böden von großer Wichtigkeit ist. Im allgemeinen wird man einer etwa 24stündigen Rieselzeit eine 4 bis 8 bis 10tägige Ruhepause folgen lassen müssen.

Besonders hervorzuheben ist noch, daß als unerläßliche Voraussetzung für einen befriedigenden Erfolg einer jeden Bewässerung die Verbesserung der Grasnarbe durch Ansaat edler Wiesenpflanzen geboten ist.

Ob auf Wässerwiesen noch eine Düngung angezeigt ist und mit welchen Stoffen gedüngt werden muß, hängt von der Beschaffenheit des zur Verfügung stehenden Wassers ab. Ist das Wasser nährstoffarm oder der Menge nach unzureichend, so wird sich zweifellos die Zufuhr mehrerer Hauptpflanzennährstoffe lohnen. Bei Rieselwässern, die Ortschaften oder Gehöften entstammen oder die Abgänge aus Brauereien, Schlachthäusern, Stärke- und Zuckerfabriken oder dgl. enthalten, wird die Zufuhr von Stickstoff, Kali und Kalk ganz entbehrlich sein. Phosphorsäure dagegen wird auch in diesen Wässern nicht in genügender Menge vorhanden sein, und Bach- und Flußwasser enthalten hiervon in der Regel nur Spuren, öfters aber auch diese nicht einmal, was bei der schweren Löslichkeit der Bodenphosphate nicht befremden kann. Da aber gerade die Entwicklung der wertvollsten Wiesenpflanzen, der Klee- und Wickenarten von dem Vorhandensein reichlicher Phosphorsäuremengen abhängig ist, so ergibt sich die Notwendigkeit und Wichtigkeit der Phosphorsäuredüngung zur Erzielung von Höchsternten auf fast allen Wässerwiesen von selbst. Aber auch die andern Hauptpflanzennährstoffe sind selten in solchen Mengen und insbesondere nicht in dem Verhältnis im Rieselwasser vorhanden, wie es zur Erzielung von Höchsternten notwendig ist, so daß auch deren Zufuhr in den meisten Fällen geboten ist.

§ 41. Bewässerung von Bäumen.

Die verhältnismäßig größte Menge von Bodenfeuchtigkeit beansprucht nach den Erfahrungen der Forstbeamten die Roterle, demnächst folgen Pappeln und Weiden sowie die Birke (Ruchbirke). Roterle und Birke sind am besten imstande, stauende Nässe zu ertragen, weniger ist dies bei der Kiefer der Fall, und noch weniger bei allen übrigen Waldbäumen. Esche, Ulme, Linde und Eberesche verlangen frischen Boden. Auf trocknen Böden kommen noch fort: die gemeine Kiefer, die Weißbirke, Akazie und die kaspische Weide.

Alle Bäume, die Waldbäume sowohl wie die Alleebäume und Obstbäume, entnehmen ihre Nahrung nicht durch die starken, vom Stamm ausgehenden Hauptwurzeln, sondern durch die feinen Faserwürzelchen, die im weiten Umkreis den Stamm umschließen. Diese liegen 0,3 bis 1 m tief und dehnen sich ungefähr ebenso weit im Boden aus, wie die Krone oberirdisch reicht; denn sie gehen der Feuchtigkeit nach, die von der Grenze des Laubdachs, der Trauflinie des Baumes, zu Boden fällt.

Hieraus ergibt sich, daß für die Bewässerung von Bäumen eine kesselartige Umschließung des Baumstamms nur dann zu empfehlen ist, wenn der Baum jung ist oder erst kurze Zeit vorher gesetzt worden war.

Bei ältern, mehr entwickelten Bäumen ist es richtiger, die Bäume da zu bewässern, wo sie ihre Nahrung entnehmen, das ist in der Nähe der Faserwurzeln, also in der Trauflinie des Laubdachs. Hier ist eine flache, kreisförmige Rinne um den Baum zu ziehen und in diese von den einzelnen Zuleitungsgräben aus durch kleine Nebenzuleiter das Bewässerungswasser einzuführen. Ist solche Rinne wegen gärtnerischer Anlagen, Rasen oder dgl. nicht ausführbar, so muß man sich mit dem Durchstechen von Löchern in der Trauflinie behelfen.

Bei Obstbäumen oder bei Bäumen, die im Wachstum zurückgeblieben sind, ist die Vereinigung der Wässerung mit Düngung erforderlich. Zu solchem flüssigen Dung eignet sich am besten gut gegorene Jauche. Da aber die Jauche vorzugsweise Stickstoff und Kali enthält, Phosphorsäure fast gänzlich fehlt, so ist es ratsam, auf 100 l Jauche etwa 700 g Superphosphat beizugeben. In Ermanglung von Jauche kann man ein gutes Düngewasser für Bäume dadurch gewinnen, daß man auf 100 l Wasser 1,1 kg schwefelsaures Ammoniak, 0,7 kg Superphosphat und 1,1 kg 40prozentiges Kali hinzusetzt und gut mischt. Unter der Kronentraufe werden zwei bis drei Ringfurchen angelegt und diese mehrere Male mit dem flüssigen Dung gefüllt. Befindet sich Rasen unter den Bäumen, der zu schonen ist, so hackt man mit einer großen Picke oder Rodehacke rings um den Baum unter der Traufe drei bis vier Reihen Löcher in 0,5 bis 0,6 m Entfernung durch den Rasen hindurch und hebt dabei die Grasnarbe ein wenig in die Höhe. Auch ein Erdbohrer kann zur Herstellung der Löcher gute Dienste tun. Diese Löcher werden dann 0,6 bis 0,8 m tief. Stehen die Bäume auf abschüssigem Gelände, so sind um die Rillen oder Löcher halbkreisförmige niedrige Dämme anzulegen.

Für Alleebäume an Straßen und Spazierwegen, wo die Anlage offener Rinnen oder Löcher unmöglich ist, empfiehlt sich das nach demselben Grundsatz erdachte und in Abb. 103 dargestellte Verfahren der unterirdischen Baumbewässerung durch Dräns des Stadtgärtners DEGENHARD in Dresden[1]). Gerade bei Alleebäumen in städtischen Straßen ist eine Bewässerung nicht zu entbehren, weil durch die in Städten gewöhnlich vorhandenen Kanäle der Grundwasserstand gesenkt ist. Es werden 5 cm weite Dränröhren von möglichst großer Länge (0,5 m) im Kreis oder Viereck um den Baum verlegt, und zwar 0,25 bis 0,4 m tief möglichst unter der Trauflinie des Laubdachs. Die Stöße der Röhren werden durch weite 10 cm lange Muffenrohre überdeckt, bei Abzweigungen werden T-Stücke, an den Ecken Krümmer eingeschaltet. Die jeden Baum umschließenden Röhren werden unter sich genau wagerecht verlegt; die Neigung, die bei fallendem Gefälle auch der Rohrleitung gegeben werden muß, wird auf die Verbindungsstränge zwischen den Bewässerungsringen der Bäume verteilt.

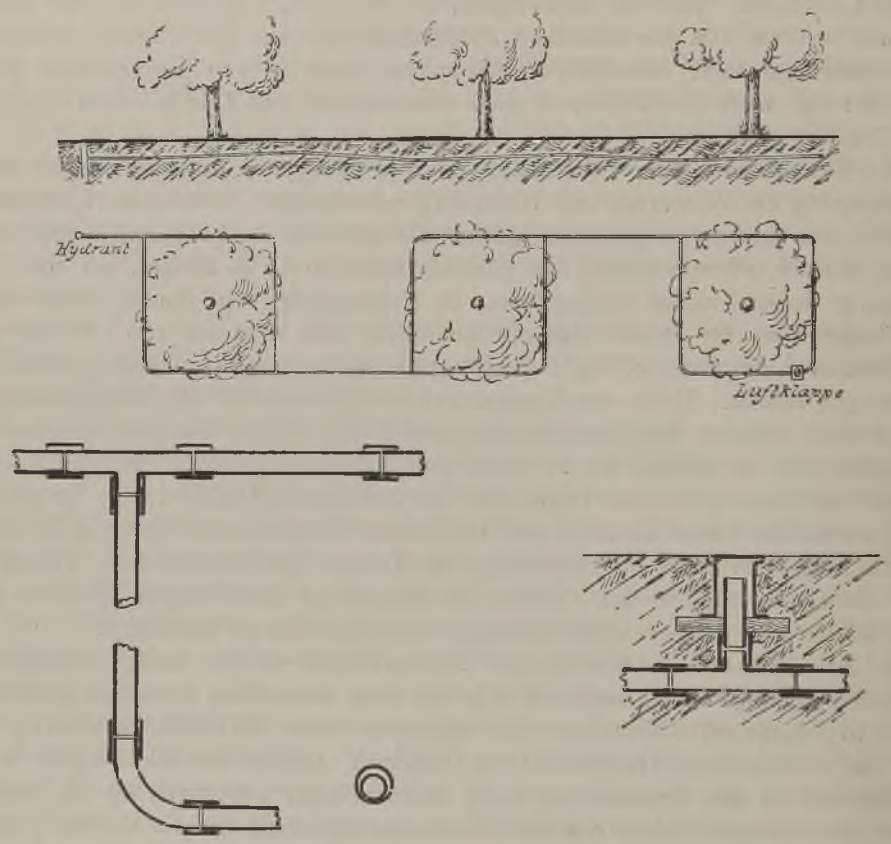
An der höchsten Stelle wird das Wasser von einem Hydranten oder aus einem Brunnen in das Rohrnetz geleitet, an der tiefsten Stelle kann die Luft durch eine Luftklappe entweichen. Diese Luftklappe besteht aus einem in die Rohrleitung eingeschalteten

[1]) Siehe GERHARDT, »Kulturtechnik«, 5. Aufl., Berlin 1922, S. 261.

T-Stück, dessen lotrecht gestellter Stutzen mit Hilfe einer Muffe ein kurzes, lotrechtes, oben offenes Dränrohr trägt. Dies Dränrohr stellt die Verbindung der Rohrleitung mit der Außenluft her. Zu seinem Schutze wird ein gußeiserner Kasten mit drehbarer Klappe auf einem Brettstück in den Boden eingelassen.

Je zehn Bäume können in dieser Weise von einem gemeinsamen Dränstrang bewässert werden. Das Wasser wird eingelassen und der Deckel der Luftklappe geöffnet. Tritt hier aus dem lotrechten Dränrohr Wasser empor, so ist die Leitung vollständig gefüllt, und die weitere Zuführung von Wasser wird abgestellt. Das Wasser dringt durch den Raum zwischen den Muffen und den Röhren in den Boden. Die wagerechte Lage

Abb. 103. Bewässerung von Alleebäumen nach DEGENHARD.



der Röhren um jeden einzelnen Baum sichert die Gleichmäßigkeit der Bewässerung. Das Verwachsen der Dräns und Muffen durch die Baumwurzeln ist nach langjährigen Erfahrungen nicht in besorgniserregender Weise aufgetreten. Bei der geringen Tiefenlage der Dräns kann den hierdurch entstehenden Übelständen leicht begegnet werden.

§ 42. Die Beregnung.

Für die Bewässerung von Ackerländereien haben Versuche, die im Kleinen und im Großen unternommen worden waren, zu der Erkenntnis geführt, daß für deutsche Verhältnisse nur die Verteilung des Wassers in einzelne Tropfen und das Niederfallen dieser Tropfen als künstlicher Regen auf die Oberfläche des Ackers geeignet sind. Nur bei dieser Verteilung wird das Wasser erfolgreich und wirtschaftlich verwendet. Die Ver-

suche wurden durch die Kulturtechnische Abteilung des frühern Kaiser-Wilhelm-Instituts in Bromberg unter Leitung des Geheimen Baurats KRÜGER ausgeführt. Die wissenschaftlichen Untersuchungen wurden durch die deutsche Industrie in erfolgreicher Weise unterstützt. Sie erfand brauchbare Regner, die in öffentlichem Wettbewerb erprobt wurden, und deren Bauart seitdem ständig verbessert wurde.

Die Vorteile der Beregnung sind auffällig. Hier ist keine Umformung des Geländes erforderlich. Ebenes Land kann ebenso gut beregnet werden wie gewelltes Land. Das Wasser wird sparsam verbraucht, es fließt kein Tropfen oberirdisch ab, alles Wasser kommt dem Feld zugute, die Verluste durch Verdunstung und Versickerung sind gering. Man kommt trotz wirksamster Bewässerung mit den geringsten Wassermengen aus. Während in Amerika bei der Ackerbewässerung durch Furchen und Becken 10 bis 25000 cbm Wasser auf 1 ha nötig sind, genügen bei der deutschen mechanischen Beregnung 1000 cbm Wasser f. d. ha. Hiernach ist ersichtlich, welcher Vorteil in der Erfindung und Ausbildung der Beregnung liegt. Dazu kommt ein anderer Vorteil: die Verteilung des Wassers in einzelne Tropfen, die auf längerm Wege durch die Luft fallen, bringt es mit sich, daß die Tropfen viel Sauerstoff aus der Luft aufnehmen. Beruht doch auf diesem Vorgang die Enteisenung und Gesundung des Trinkwassers. Es ist daher unbedenklich, für die Beregnung selbst Wasser aus Brunnen zu entnehmen, es wird durch die Verteilung in Tropfen sauerstoffreich. Trotz des kurzen Zeitraums, der seit Entwicklung der Beregnung in Deutschland verflossen ist, eine Zeit, die zudem durch den Weltkrieg beschwert wurde, sind bis jetzt über 2500 ha Ackerland für die mechanische Beregnung gewonnen worden. Es scheint, daß sie berufen ist, die Erträge des deutschen Bodens in erfreulicher Weise zu heben.

Man hat ermittelt, daß innerhalb gewisser Grenzen unter sonst gleichen Bedingungen die Erntemengen eines Ackerfelds in nahezu gleichem Verhältnis zu den gefallenen Niederschlagsmengen stehen. Die Niederschläge stehen aber in ungünstigem Verhältnis zu dem Wasserbedürfnis der Pflanzen.

Aus Lysimeter-Versuchen KRÜGERs in Bromberg ergab sich, daß in den Monaten des Jahres 1909 Hafer folgende Wasserzufuhren erforderte: im April 168 cbm auf 1 ha, im Mai 726, im Juni 2558, im Juli 1619 zusammen 4571 cbm/ha. Es fielen aber in dieser Zeit nur 1640 cbm Regen. Sonach fehlten zur vollen Entwicklung des Hafers 2931 cbm/ha, die aus dem Grundwasser oder aus den in dem Boden aufgespeicherten Wassermengen hätten genommen werden müssen. Wenn man annimmt, daß die Wasseraufspeicherung im Boden 10 % des Rauminhalts beträgt, so hätte der Boden bis zu einer Tiefe von 3 m alles Wasser hergeben müssen, um den Hafer völlig mit Wasser zu versorgen. Hieraus ist ersichtlich, wie nötig es ist, das fehlende Wasser künstlich zuzuführen.

Bei der Bewässerung der Ackerflächen ist die Beschaffenheit des Bodens, die Neigung des Geländes, die Temperatur des Wassers und der Kulturzustand des Feldes zu beachten. Leichte Böden haben wegen ihrer geringen wasserhaltenden Kraft am meisten unter Dürre zu leiden: sie sind am dankbarsten für die Bewässerung.

Schwere Böden haben eine stärkere wasserhaltende Kraft. Hier ist das Bedürfnis zur Bewässerung nicht so groß wie auf leichten Böden. Auch ist zu befürchten, daß der schwere Boden bei der Bewässerung aufweicht und daß er demnächst bei der Austrocknung verkrustet. Trotzdem hat man auch auf schweren Böden mit der Ackerbewässerung gute Erfolge erzielt. Bei geneigtem Gelände können die feinen Erdteile durch starke Bewässerung abgeschwemmt werden. Die Temperatur des Wassers darf nicht geringer sein als 10° C., weil sonst die Bodentemperatur zu sehr herabgedrückt werden würde[1]).

[1]) So hat z. B. die Bewässerung des Marchfelds in der Nähe von Wien mit zu kaltem Donauwasser die Entwicklung der Pflanzen ungünstig beeinflußt.

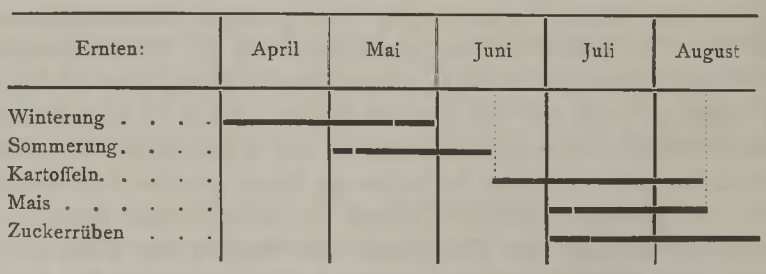
Ein Erfolg der Ackerbewässerung ist nur dann zu erwarten, wenn der Acker sich in guter Kultur befindet, wenn durch richtige Düngung für die Zufuhr der erforderlichen Nährstoffe gesorgt ist. Dann aber wird durch die Bewässerung eine möglichst hohe Ausnutzung des gegebenen Düngers sichergestellt. Die Ausnutzung der Pflanzennährstoffe an Stickstoff, Kali und Phosphorsäure stellt sich auf unbewässerten und bewässerten Flächen wie folgt:

	Stickstoff	Kali	Phosphorsäure
Winterroggen, unbewässert	127	75	50 %
bewässert	153	91	70 %
Hafer, unbewässert	190	100	93 %
bewässert	230	120	110 %
Kartoffeln, unbewässert	29	14	7 %
bewässert	96	48	24 %.

Dieser Ausnutzung der Pflanzennährstoffe sind auch die Erfolge der Ackerbewässerung zu danken. Wir verweisen auf die Ergebnisse der Versuchsfelder in Bromberg nach Geheimem Baurat KRÜGER. Dort wurden in den sieben Jahren von 1908 bis 1914 durchschnittlich folgende Ergebnisse erzielt:

	Ertrag ohne Bewässerung	Ertrag mit Bewässerung	Die Bewässerung brachte mehr	
	dz/ha	dz/ha	dz/ha	%
Winterroggen	17,4	23,8	6,4	37
Hafer	15,6	25,0	9,4	60
Zuckerrüben	268,0	334,0	66,0	25
Kartoffeln	162,0	252,0	90,0	56
Gerste	31,6	52,0	20,4	65

Die Zeit der Ackerbewässerung hängt von dem Zustand der Pflanzen ab. Sie darf während der Blüte und der lebhaften Entwicklung der Ähren nicht stattfinden. Man wässert während des ersten Keimens vor der Aussaat bis zur Entwicklung der Ähren und später nach der Blüte noch einige Male. Es ist nach Prof. Dr. GERLACH[1]) die Bewässerung dann nötig, wenn die Pflanzen sich im üppigsten Wachstum befinden und die größten Wassermengen gebrauchen und verdunsten. Dies fällt in den verschiedenen Teilen des Deutschen Reiches nicht in dieselbe Jahreszeit. Es tritt im Süden und Westen früher ein als im Norden und Osten. Im allgemeinen geschieht das stärkste Wachstum der nachbezeichneten Pflanzen in der folgenden, bildlich zusammengestellten Übersicht. In diesen Zeiten wird in trocknen Gegenden und trocknen Jahren am ehesten das Bedürfnis nach Wasser auftreten und demgemäß eine Bewässerung Aussicht auf Erfolg haben:



[1]) »Welche Ertragssteigerung kann durch Ackerbewässerung in unserm Klima erzielt werden?« Vortrag, gehalten im Ausschuß der Landeskultur-Abteilung der Deutschen Landwirtschafts-Gesellschaft von Prof. Dr. GERLACH in Bromberg (Mitteilung der Deutschen Landwirtschafts-Gesellschaft 21. Jahrg., Stück 40, 1906 und Wasserwirtschaft und Wasserrecht vom 1. November 1906, S. 29).

Diese Verschiedenheiten des Wasserbedürfnisses hat man dazu benutzt, um unter Berücksichtigung des landwirtschaftlichen Betriebs eine Teilung der Schläge in drei Gruppen zum Zwecke der Ackerbewässerung vorzunehmen. Wenn man die Bewässerung so einrichtet, daß

Winterung im Mai,
Sommerung im Juni,
Hackfrüchte vom Juli bis September

bewässert werden, so kann man für die Bewässerung eines Gutes mit dem dritten Teil der Geräte auskommen, oder man kann mit einer Bewässerungsanlage das Dreifache ihrer Leistung erreichen. Wenn dann mit zehnstündiger Betriebszeit während eines Tages gerechnet wird, so würde man in der Lage sein, auch Unregelmäßigkeiten zu begegnen. Man könnte mit Zuhilfenahme der Nacht die Wirkung auf das Doppelte steigern. Der Nachtbetrieb würde vorteilhaft sein: denn die Nächte sind windstiller als die Tage, sie ermöglichen daher eine gleichmäßigere Verteilung des Wassers, auch ist die Verdunstung bei Nacht geringer als bei Tag. Ob am Tage bei bewölktem Himmel oder bei grellem Sonnenschein bewässert wird, ist nach den bisherigen Erfahrungen ziemlich belanglos.

Die Stärke der Beregnung darf die Bodenversickerung nicht übertreffen. Das Wasser würde sonst oberirdisch abfließen oder in Lachen und Senken zusammenlaufen. Die in einer Minute fallende Regenhöhe — die Regendichte — darf auf leichtem Sandboden nicht stärker sein als 1,5 mm, auf bindigem Boden muß sie auf die Hälfte 0,75 mm beschränkt werden. Jede Beregnung muß durch Stellung der Streudüsen so eingerichtet werden, daß nur gerade diejenige Regenmenge fällt, die der Boden aufnehmen kann. Die Dauer eines Regens, die Einzelgabe, wird verschieden bemessen. Auf sandigem und lehmigsandigem Boden soll sie 30 bis 40 mm betragen. Um bei 1,5 mm Regendichte einen Regen 30 mm zu geben, würde man 20 Minuten lang regnen lassen müssen. Man rechnet in einem normal trocknen Jahr als Wasserbedarf für Roggen 40 bis 80 mm Höhe, für Hafer 120, für Hackfrüchte 150 und für Gemüsefelder 200 mm Höhe. Hierbei ist aber das Verlustwasser außer acht gelassen worden, das ist dasjenige Wasser, das an den Pflanzenteilen haften bleibt, das sog. Blattwasser, oder das auf der Bodenoberfläche zwischen den Pflanzen liegen bleibt. Beide Wassermengen fallen der Verdunstung anheim und gehen verloren. Nur der Überschuß, der in die tiefern Schichten bis in den Wurzelbereich der Pflanzen dringt, kommt den Kulturpflanzen zu gut und kann als Nutzwasser angerechnet werden.

§ 43. Beregnungsanlagen.

Bei einer Beregnungsanlage sind zu unterscheiden: Die Kraftmaschine mit der Pumpe, die Standleitung mit der fliegenden Feldleitung, und endlich der Regner mit Wagen und Düsen. Als Entnahmestelle dienen Flüsse und Bäche, Seen oder Brunnen. Ein Bach kann schon dann benutzt werden, wenn er nur 1 l Wasser in der Sekunde für 1 qkm seines Niederschlagsgebiets führt. Brunnen haben den großen Vorzug, daß man sie in der Nähe des Beregnungsfelds anlegen und dadurch an Standleitung sparen kann.

Als Kraftmaschinen werden gewöhnlich diejenigen Kraftquellen benutzt, die dem Landwirt zur Verfügung stehen, also die Gutslokomobile oder die elektrische Zentrale. Die Lokomobile hat zur Zeit der Beregnung gewöhnlich keine andere Arbeit zu verrichten, und auch die Überlandzentrale hat dann im allgemeinen wenig Arbeit besonders während der Nacht. Windmotore eignen sich weniger für Beregnungen. Sie arbeiten nicht stetig und kräftig genug, um das erforderliche Wasser von hohem und gleich-

mäßigem Druck zu liefern. Als Pumpe dient meist eine Zentrifugalpumpe. Sie hat den Vorzug, das Wasser stetig zu liefern und auch unreines Wasser zu befördern.

Die Standleitung dient zur Verbindung der Pumpe mit dem Beregnungsfelde. Sie wird unterirdisch frostfrei verlegt und besteht meist aus gußeisernen Muffenröhren von 150 mm Weite. Man vermeidet eine zu große Länge dieser Leitung der hohen Kosten und der Druckhöhenverluste wegen. 2000 m wird in der Regel nicht überschritten.

Die Feldleitung wird oberirdisch nach dem Bedürfnis der Beregnung verlegt. Sie wird aus gewalzten Flanschenrohren gebildet, die durch eine Schnellkupplung verbunden werden. Absperrschieber in Entfernungen von 100 bis 200 m und Entlastungshähne an den tiefsten Stellen der Leitung sind vorzusehen. Außerdem sind T- oder Kreuzstücke für den Anschluß der Regner einzubauen. Die Feldleitung muß leicht sein, sie erhält daher einen möglichst kleinen Durchmesser, nur darf der Durchmesser nicht so klein werden, daß übergroße Druckhöhenverluste entstehen.

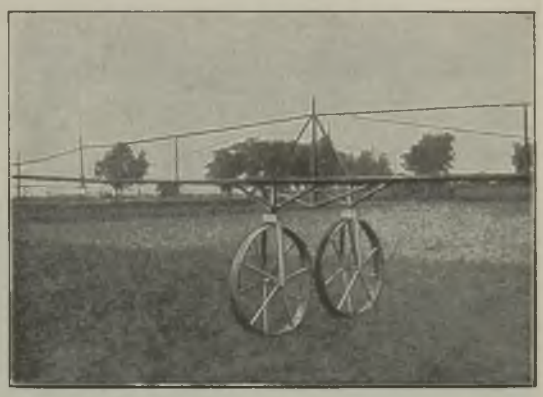
Die Regner bestehen aus einer Rohrleitung mit Wagen und Düsen. Die Rohrleitung ist mit der Feldleitung zu verbinden. Geschieht dies durch einen Schlauch, so muß dieser lang genug sein, um mit dem Regner von der einen Anschlußstelle der Feldleitung bis zur nächsten vorrücken zu können. Dazu ist ein Schlauch von 20 m Länge erforderlich. Neuerdings wird statt des Schlauches eine Schaltleitung vorgezogen. Die Lichtweite des Regners muß vom Anfang nach dem Ende hin abnehmen, so daß die Geschwindigkeit des Wassers überall tunlichst gleich bleibe, nämlich etwa 3 m in der Sekunde. Das Wasser soll durch die Düsen nur so fein wie ein starker Regen verteilt werden. Eine staubförmige Verteilung des Wassers ist nicht vorteilhaft, weil dann schon ein leichter Wind das Wasser weithin trägt und es sehr unter Verdunstung leidet. Um die Erfindung zweckmäßiger Bauweisen für die Regner anzuregen, schrieb die Deutsche Landwirtschafts-Gesellschaft für das Jahr 1914 einen Preis aus. Die Ausschreibung hatte einen guten Erfolg. Vier Entwürfe der verschiedensten Bauarten gingen ein und wurden praktisch erprobt [1]). Es wurden Regner vorgeführt mit vierrädrigen Wagen und zwei Achsen, mit zweirädrigen Wagen und einer Achse und mit einem einzigen Rade; Regner, bei denen durch Längs- und Querrohre eine größere Zahl von Düsen — bis zu 12 Stück — gespeist wurden und andere, bei denen die Zahl der Düsen sich auf zwei beschränkte; Regner, deren Sprengkreise Felder bis zu 24 m Länge und 18 m Breite bestrich und andere, die sich nach Art des Segnerschen Rades im Kreise drehten. Eine besondere Beachtung hatte die Bauart der Düsen gefunden; hier waren sehr beachtenswerte Vorschläge aufgetreten. So zweckmäßig diese Regner auch waren, so brachten die letzten Jahre doch noch weitere vorteilhafte Verbesserungen. Diese Verbesserungen waren besonders auf eine schnelle und geschickte Kuppelung der Feldleitung und auf die Benutzung einer sog. Schaltleitung an Stelle der langen Schlauchleitung gerichtet. Die Schläuche sind bei der großen Länge von 20 m zu teuer in der Anschaffung und kostspielig in der Unterhaltung. Sie sind auch schwer zu handhaben, brechen leicht und beschädigen die Feldfrüchte. Durch die Schaltleitung werden nicht nur diese Nachteile vermieden, sondern es werden auch die Druckhöhenverluste vermindert. Denn die Röhren haben glattere Wandungen und setzen daher weniger Widerstand der Wasserbewegung entgegen als die rauhen Hanfschläuche. Wir schildern nachstehend die neuern Regner von TROMPLER und KRAUSE.

Der Regner von TROMPLER wurde 1919 auf Amalienhof bei Spandau ausgeführt. Der Wagen besteht nach Abb. 104 aus zwei Rädern von 0,8 m Durchmesser, die wie

[1]) Geh. Baurat E. KRÜGER und Prof. Dr. NACHTWEH: »Hauptprüfung von Beregnungsapparaten« 1914. Arbeiten der Deutschen Landwirtschafts-Gesellschaft 1914, Heft 276. Eine kurze Beschreibung mit Abbildungen findet sich im »Handb. d. Ing.-Wissensch.« III. Teil, 7. Bd., Landwirtschaftlicher Wasserbau § 90.

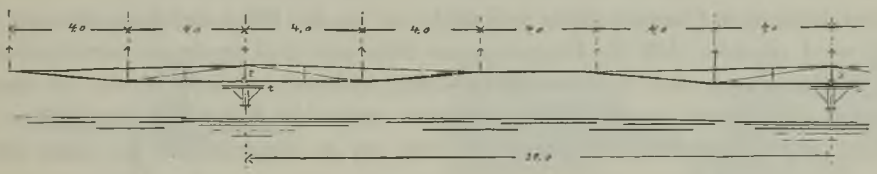
Fahrräder hintereinander stehen. Der Oberteil ist versteift und trägt ein 16 m langes 50 mm weites Regenrohr. Dies Regenrohr ist gegen Durchbiegung verspannt und zwar so, daß es an den beiden Enden höher liegt als in der Mitte. Gewöhnlich wird ein zweiter Wagen mit dem ersten gekuppelt, so daß beide zusammen, wie Abb. 105 zeigt, einen festen Stand haben. Ein 4 m langes Verbindungsstück zwischen den Regenrohren vereinigt die beiden Wagen. Die Entfernung der Streudüsen beträgt sonach 4 m; der Streukreis hat 7 m Durchmesser. — Die Feldleitung hat 850 m Länge und 80 mm Weite. Sie besteht aus 5 m langen geschweißten Muffenröhren, die in Entfernungen von 45 m T- oder Kreuzstücke zur Verbindung mit den Regenrohren erhalten. Zur schnellen Kuppelung der Rohre sind an den muffenfreien Enden Wulste angeschweißt, die je zwei Bolzen mit kurzen drehbaren Hebeln tragen. Diese Hebel werden nach Verbindung der Rohre hinter die Muffen gedrückt und pressen die Rohre fest zusammen. Ein Gummiring in der Muffe sorgt für den wasserdichten Anschluß.

Abb. 104. Regenwagen von TROMPLER.



Zur Verbindung der Feldleitung mit dem Regner ist an Stelle des Schlauches die Schaltleitung getreten. Sie besteht aus vier schmiedeeisernen Röhren von 5 m Länge und 80 mm Weite, ferner aus zwei Bogenstücken und einem Absperrhahn. Die Bogenstücke dienen zur Richtungsänderung am Anfang und Ende der Schaltleitung. Die Rohre reichen bis zur Mitte zwischen zwei Anschlußstutzen der Feldleitung. Da die Regner

Abb. 105. Verbundenes Wagenpaar von TROMPLER.



eine Feldbreite von 5 m beherrschen, so ist nach jeder Beregnung ein Rohr aus der Schaltleitung auszuscheiden. Die hierzu erforderliche Zeit ist dank der Schnellkuppelung sehr gering.

Während des Betriebes werden in der Regel drei gekuppelte Regenwagenpaare benutzt: zwei Wagenpaare sind in Tätigkeit, das dritte wird in eine neue Stellung gebracht. Dieser Wechsel vollzieht sich in zehn Minuten. Zur Bedienung der drei Wagenpaare genügen zwei Arbeiter. In zehn Minuten werden 3,2 cbm Wasser verbraucht; d. s. 5,3 s/l.

Der Regner von KRAUSE verwendet wie der von TROMPLER Schnellkuppelungen und eine Schaltleitung. Er vermeidet aber außerdem noch die Benutzung von Wagen. Abb. 106 zeigt den KRAUSE-Regner in Cossebaude mit der Schaltleitung im Vordergrund. Statt der Wagen legt KRAUSE [1]) die Regenleitung auf Stützen und zwar in 0,85 m Höhe über dem Erdboden. Er läßt die einzelnen Rohre mit der Hand vorwärts tragen, hat aber zu ihrer Verbindung eine außerordentlich einfache Schnellkuppelung erfunden,

[1]) Zivilingenieur WALTER KRAUSE in Berlin-Zehlendorf, Machnower Str. 12.

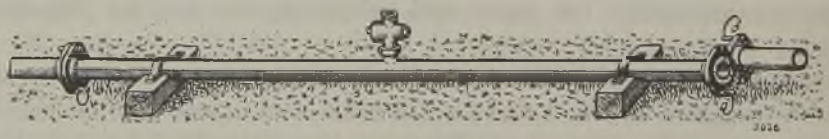
die nur zwei bis drei Sekunden in Anspruch nimmt. Die Neuheiten der Anlage sind durch Patent geschützt. Die erste Anlage geschah 1918. Die Ausführung erfolgt durch die Mannesmannröhren-Werke in Düsseldorf[1]).

Die fliegende Feldleitung besteht aus 6 m langen Mannesmannröhren mit Flanschen. Ihr Durchmesser nimmt von 80 mm auf 51 mm ab. Sie werden nach Abb. 107

Abb. 106. KRAUSE-Regner in den Rosenschulen von V. Teschendorff, Cossebaude bei Dresden.

auf kurzen hölzernen Querschwellen befestigt, die in der Nähe der Kuppelungen liegen. Dadurch wird erreicht, daß die Kuppelungen stets rein und unverschmutzt bleiben. Die Röhren werden durch eine Keilflanschkuppelung verbunden. Jede Muffe hat einen fest eingesetzten Bolzen und einen Schlitz. Bei dem ruhenden Rohr liegt der Bolzen unten, der Schlitz oben, bei dem einzulegenden Rohr ist es umgekehrt. So kann das neue

Abb. 107. Fliegende Feldleitung mit Keilflanschkuppelung nach KRAUSE.



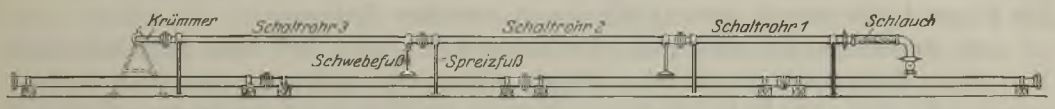
Rohr bequem von oben an das alte angeschlossen werden. Kleine Keile, die an kurzen Ketten hängen, werden in die Bolzen getrieben und stellen den festen Anschluß her. Um die Regenleitung an die Feldleitung anschließen zu können, sind an jedem 7. oder 9. Rohr der Feldleitung Stutzen angebracht. Deren Entfernung beträgt sonach 42 oder 54 m. Jeder Stutzen trägt einen Anschlußhahn.

---

[1]) Mitteil. d. Deutschen Landw.-Ges. Nr. 43 v. 23. Okt. 1920, S. 579. — Der prakt. Ratgeber im Obst- u. Gartenbau Nr. 18 v. 1. Mai 1921, S. 141. — Zeitschr. d. Landwirtschaftskammer f. d. Prov. Schlesien v. 28. Mai 1921, S. 644.

Eine Schaltleitung nach Abb. 108 dient zur Verbindung der Feldleitung mit dem Regenrohr. Sie besteht aus einem Krümmer, der von dem Stutzen in die Wagerechte über der Feldleitung führt, ferner aus einem Schlauch von 0,5 m Länge, einem Mannesmannrohr von 5 m und zwei oder drei Mannesmannrohren von 6 m Länge. Ein Krümmer leitet endlich in die Richtung der Regenrohre. Es entspricht sonach die Länge der Schaltleitung der halben Entfernung zwischen zwei Stutzen der Feldleitung. Die Verbindung der Mannesmannrohre an der Schaltleitung geschieht wie bei der Feldleitung durch Keilflanschkuppelung. Die Schaltleitung ruht auf Böcken über der Feldleitung.

Abb. 108. KRAUSE-Schaltleitung. Unten die Feldleitung mit Keilflanschkuppelung.



Die Regenrohre werden durch einen 0,5 bis 1 m langen Schlauch mit der Schaltleitung verbunden. Dieser kurze Schlauch wird von KRAUSE für ebenso erforderlich gehalten wie der kurze Schlauch an der Schaltleitung, um eine steife Verbindung zu verhüten und um Unebenheiten im Gelände folgen zu können. Da die Schläuche sehr kurz sind und nicht geknickt werden, so verspricht sich KRAUSE von ihnen eine lange Lebensdauer und hält ihre Benutzung für unbedenklich.

Zu den Regenrohren werden Mannesmannrohre von 6 m Länge und abnehmender Weite von 57,5 bis 40 mm, bei langen Leitungen von 70 bis 40 mm verwendet. Jedes Rohr ruht an der einen Seite auf einem zweibeinigen Stützbock von 0,85 m Höhe, an der andern Seite auf einem einzelnen niedrigern sog. Schwebefuß von 0,65 m. Dieser Schwebefuß berührt gewöhnlich die Erde nicht, er hat nur den Zweck, bei dem Auseinandernehmen der Rohrschlüsse das Verschmutzen der Kuppelung zu verhüten.

Diese Kuppelung ist eine Kugelkuppelung. Jedes Rohr hat an der Seite des

Abb. 109. Kugelkuppelung nach KRAUSE.

Abb. 110. Kuppelung der Regenrohre nach KRAUSE.

Schwebefußes eine kugelförmige Endigung, an der andern Seite eine dazu passende Halbkugel (Abb. 109). Über den Rohrenden sind kurze Bügel mit Zähnen und Haken angebracht, die als Drehpunkte für die Verbindung der Rohre dienen. Das Gewicht der Rohrschlüsse preßt die Verbindung fest zusammen. Die Arbeit des

Einbringens wird durch die Elastizität der Mannesmannrohre erleichtert. Der Kugelanschluß kann Unregelmäßigkeiten des Geländes folgen. Die Wasserdichtigkeit wird durch einen Lederring in der Halbkugel unterstützt. Die Rohre sind leicht und können, wie Abb. 110 zeigt, durch Frauen befördert und verbunden werden.

Jedes Regenrohr trägt in der Mitte einen Stutzen mit Regulierventil und einer Düse. Die Düse ist so gebaut, daß sie unter 45° nach oben sprengt mit einem Wirkungskreis von 8,5 m Durchmesser. Bei 6 m Abstand der Düsen überschneiden sich die Kreise mit genügender Sicherheit. Die Länge eines Regners ist auf 30 Rohre oder 180 m ausgedehnt worden, so daß bei jedem Vorrücken um 6 m ein Streifen von 1080 qm beregnet wird. Die Regenhöhe beträgt 0,75 mm in der Minute, die Regengabe 20 mm. Ein Flügel bleibt sonach etwa 27 Minuten in derselben Stellung.

Die Regner werden stets paarweise angeordnet, rechts und links der Feldleitung. Von diesen beiden arbeitet der eine Flügel, während der andere in eine neue Stellung vorgebracht wird. Die Bedienungsmannschaft ist daher stets auf der trocknen Seite und wird vom Regen nicht getroffen. Um einen Flügel von 180 m aufzunehmen und ihn 6 m weit vorzutragen und aufzubauen, haben zwei Arbeiter 16 Minuten nötig; es steht ihnen für Hin- und Rückweg reichlich Zeit zur Verfügung.

Von der Domäne Klingenberg a. N., wo die Beregnung von 20 ha Gemüseland i. J. 1919 eingerichtet wurde, werden die Ernteergebnisse dieses Jahres auf 1 ha berechnet nachstehend angegeben. Dabei wurden in Zeitabschnitten von je elf Tagen dreimal je 20 mm Regen gegeben; nur die Tomaten hatten nur zweimal 20 mm bekommen.

Ernteergebnisse 1919 in Klingenberg	Ohne Beregnung	Mit Beregnung	Mehrertrag	
	Ztr/ha	Ztr/ha	Ztr/ha	%
Frühkohl	410	570	160	39,0
Weißkohl	620	940	320	51,7
Wirsingkohl	440	710	370	61,5
Rotkohl	370	630	260	70,4
Gelbe Rüben	580	740	160	28,0
Erbsen, grün gepflückt	155	230	75	48,3
Frühkartoffeln	170	250	80	47,0
Tomaten	180	215	35	19,5
			im Durchschnitt	45,6

G. Bewässerung mit städtischem Abwasser.

§ 44. Beschaffenheit des Rieselwassers.

Um die Maßnahmen richtig zu beurteilen, die auf den Rieselfeldern zur Verwertung der Spüljauche getroffen werden müssen, ist es nötig, die Eigenschaften der Jauche in landwirtschaftlicher Hinsicht und für den Betrieb auf den Rieselfeldern zu untersuchen. Erst dann, wenn man die Eigenschaften der Spüljauche nach dieser Richtung erkannt hat, ist man imstande, die Arbeiten für den Bau und den Betrieb der Rieselfelder richtig zu verstehen.

Die landwirtschaftliche Verwertung der Spüljauche wird durch folgende Umstände erschwert:

1. Es besteht ein Mißverhältnis zwischen den in der Spüljauche vorhandenen Nährstoffen und dem Nährstoffbedürfnis der Pflanzen.

2. Es sind übergroße Mengen an diesen Stoffen vorhanden gegenüber den verfügbaren Landflächen.

3. Die Spüljauche enthält zu viel Kochsalz.
4. Sie enthält zu viel Wasser.
5. Sie enthält zu viel feste, zur Berieselung ungeeignete Sinkstoffe.
6. Der im Winter gefrorene Boden ist nicht aufnahmefähig für die Jauche.

Zu 1. Die wichtigsten Pflanzennährstoffe: Stickstoff, Phosphorsäure und Kali, sind durchschnittlich derart in der Spüljauche vorhanden, daß auf ein Hektar die Abfallstoffe von 10 Menschen genügen würden, um den zur Erzielung guter Mittelernten erforderlichen Stickstoff, von 20 Menschen, um die hierzu nötige Phosphorsäure und von 50 Menschen, um die nötigen Kalimengen zu liefern. Der naheliegende Vorschlag, dies Mißverhältnis durch Zugaben von Phosphorsäure und Kali auszugleichen, kommt nicht zur Ausführung, weil ohnehin im Verhältnis zu den verfügbaren Flächen übergroße Mengen selbst von Kali vorhanden sind. Es muß daher ein Überschuß an Phosphorsäure und ganz besonders an Stickstoff in Kauf genommen werden, und dies führt zu einer geilen, einseitigen Entwicklung mancher Pflanzen.

Zu 2. Nach obenstehenden Zahlen dürften nicht mehr als die Abfallstoffe von höchstens 50 Menschen auf ein Hektar Rieselfeld gebracht werden. Dies würde bei den hohen Bevölkerungsziffern großer Städte ungewöhnliche Ausdehnungen der Rieselfelder bedingen und die ganze Anlage durch kostspieligen Grunderwerb sehr verteuern. Es kommen daher in Wirklichkeit viel größere Dungmengen auf die Felder. In Berlin rechnet man z. B. 250 Personen auf ein Hektar, in andern Städten noch mehr[1]). Daraus folgt aber, daß die landwirtschaftliche Bestellung in gewöhnlicher Weise auf den Rieselfeldern nicht möglich ist. Der Überschuß an Nährstoffen zwingt vielmehr zu angestrengter Kultur, zur Gewinnung großer Ernten um jeden Preis. Das Gras z. B. wird während eines Sommers fünf, sechs, auch siebenmal geschnitten.

Zu 3. Der große Gehalt an Kochsalz in der Spüljauche verbietet den Bau mancher Kulturpflanzen. Die Kartoffeln z. B. schießen zu sehr ins Kraut, setzen wenig Knollen an.

Zu 4. Die Kanaljauche enthält nach Berliner Verhältnissen ungefähr nur 8 % Abortwasser, 92 % Tag- und Straßenwasser. Sie würde für die Gesamtfläche der Rieselfelder ohne Absickerung und Verdunstung durchschnittlich 1,8 m Höhe jährlich erreichen. Dazu kommt die 0,6 m betragende Regenhöhe der Rieselfelder selbst, so daß insgesamt 2,4 m Wasserschicht jährlich in den Rieselfeldern absickern muß. Hieraus ergibt sich, daß nur durchlässiger Boden für die Anlage von Rieselfeldern sich eignet, und daß es nötig ist, die Durchlässigkeit noch durch Dränung zu erhöhen. Es darf allerdings der Boden nicht allzu durchlässig sein, weil sonst die Bewirtschaftung der Rieselfelder erschwert wird. Es ist vorteilhaft, wenn der Sand noch ein wenig bindigen Boden enthält.

Zu 5. Die großen Mengen von unverwendbaren, festen Sinkstoffen, wie Sand, Kaffeegrund, Papier, Tierleichen u. a., die die städtischen Kanäle abführen, werden nur zum Teil durch die Sandfänge der Pumpanlagen zurückgehalten. Damit sie bei der Berieselung den Boden nicht verfilzen und das Wachstum beeinträchtigen, werden sie in Vorbecken zum Absetzen gebracht. Es sind dies quadratische Becken von 3 bis 5 m Seitenlänge, die in größerer Zahl nebeneinander erbaut werden. Der in ihnen abgelagerte Schlamm wird in gewissen Zeiträumen — drei Wochen — geräumt. Diese Vorsicht ist jedoch nur geboten bei Wiesenbewässerungen. Bei Beetbewässerungen sind die Vorbecken entbehrlich, weil sich hier die Sinkstoffe in den Furchen absetzen.

Zu 6. Im Winter bei gefrorenem Boden ist das Rieselfeld nicht aufnahmefähig für die Kanalwässer. Zu dem Zwecke werden größere Staubecken angelegt, in die zu Frost-

---

[1]) In Berlin sind durch Erwerbungen der letzten Jahrzehnte die Rieselfelder so groß geworden, daß gegenwärtig nur ungefähr 180 Personen auf ein Hektar entfallen.

zeiten das Wasser geleitet und 0,6 bis 1 m hoch gestaut wird. Diese Staubecken müssen mit weiten Röhren bei geringer Strangentfernung gedränt werden, damit sie möglichst schnell das entbehrliche Wasser ableiten und ihr Fassungsvermögen dadurch steigern können. Der abgesetzte Schlamm wird entweder im Frühjahr als Dung verfahren, oder das Becken wird umgepflügt und als Acker bestellt. Neuerdings werden bei Anlage von Rieselfeldern die Staubecken dann fortgelassen, wenn man wagerechte Felder in genügender Größe anlegen und zur Verfügung halten kann. Denn da die Rieseljauche gewöhnlich warm ist, so kann sie verhältnismäßig lange Zeit, auch während des Frostes, auf die Felder geleitet werden. Die Aufleitung auf die Felder ist wirtschaftlicher als die Einleitung in Staubecken und verdient darum den Vorzug.

Auf den Rieselfeldern werden die Wassermassen filtriert und ihre organischen Beimengungen auf biologischem Wege durch die Tätigkeit der Bakterien zerstört. Ein Teil des Wassers versinkt in die Tiefe und vermehrt den dort vorhandenen Grundwasservorrat, ein anderer Teil wird durch die Dränung gesammelt und in offenen Gräben den Wasserläufen zugeführt. Die erste Bedingung für ein gutes Rieselfeld ist daher das Vorhandensein einer hinreichend starken zur Wasseraufnahme fähigen, das Wasser leicht leitenden und gut reinigenden obern Bodenschicht. Ganz ungeeignet sind Böden, die aus fettem undurchlässigem Ton oder Mergel bestehen. Ziemlich geeignet sind sandigtonige Bildungen, gut geeignet sind reine nicht zu feinkörnige Sande. Die zweite Bedingung für ein Rieselfeld ist die, daß das Grundwasser erst in größerer Tiefe unter der Erdoberfläche liegt, daß also über ihm sich eine dicke durchlässige Schicht in einer Mächtigkeit von mehreren Metern befindet. Liegt nun, wie zumeist in den Tälern, das Grundwasser nur flach unter Tage, so kann eine etwa vorhandene günstige Beschaffenheit des Bodens nicht viel nützen, weil der Boden nur eine kleine Menge Wassers aufzunehmen vermag und bald bis zur Oberfläche gefüllt ist. Es werden daher meist für Rieselfelder Hochflächen gewählt, in denen das Grundwasser erst in beträchtlicher Tiefe liegt. So liegen die sämtlichen Rieselfelder Groß-Berlins auf den Hochflächen des Teltow und des Barnim und keines in der Niederung des Berliner Urstromtals.

§ 45. Zurichtung der Rieselfelder.

Das Kanalwasser wird von der Stadt entweder in gewöhnlichen Kanalleitungen mit natürlichem Gefälle dem Rieselgelände zugeleitet (Freiburg i. Br.) oder in gußeisernen Leitungen mittels Pumpwerken hinaufgedrückt (Berlin, Danzig). Die weitere Verteilung der Jauche auf dem Rieselfeld kann gleichfalls entweder in offenen Leitungen oder in unterirdisch verlegten Rohrleitungen erfolgen. An den höchsten Stellen werden Auslaßschieber in die Zweigleitungen eingebaut, von wo die Verteilungsgräben abzweigen, die das Schmutzwasser den einzelnen durchschnittlich etwa 10 bis 20 ha großen Geländeabschnitten zuführen.

Das Druckrohr führt nach der höchsten Stelle des Rieselfelds. Hier wird ein Standrohr aufgestellt (vgl. Abb. 111). Dies Rohr ist oben offen und steht mit dem Druckrohr in Verbindung. Der Wasserspiegel des Rieselwassers im Standrohr zeigt daher die jeweilig vorhandene Druckhöhe an. Es darf eine bestimmte Druckhöhe nicht überschritten werden. Diese Grenze wird durch einen Schwimmer mit Laterne oder Fahne angegeben. Die Laterne dient als Tages- und Nachtzeichen. Sie muß mit einer zweiten, festen Laterne am obern Rande des Standrohrs zu einem Lichte sich vereinigen. Sobald die Grenze überschritten wird — bei Nacht zwei Lichter sich am Standrohr zeigen — muß der Wärter durch Ziehen von Schiebern für Berieselung und Entlastung des Druckrohrs sorgen. Die vom Standrohr abgehenden Zweigrohre haben abnehmenden Durch-

messer von etwa 70 bis 20 cm Weite. Wenn angängig werden statt ihrer auch offene Gräben angelegt.

Bei der Zurichtung (Aptierung) des für die Rieselung bestimmten Geländes ist vor allem für dessen gründliche Entwässerung durch Anlage von Hauptentwässerungsgräben und Dräns zu sorgen. Teils um die Versickerung zu begünstigen, teils um einer Verschlechterung des Grundwassers im weitern Umkreis vorzubeugen, dann aber auch um die Wiederabtrocknung des Bodens nach Einstellung der Bewässerung möglichst zu beschleunigen, müssen alle Rieselfelder dräniert werden. Nur in den seltensten Fällen wird eine einfache Grabenentwässerung genügen. Sogar auf ziemlich durchlässigen Sand- und Schotterböden ist die Dränung zur Erhöhung der Schluckfähigkeit des Bodens noch angezeigt, wie z. B. die Rieselfelder der Städte Breslau, Dortmund und Freiburg i. B. zeigen.

Abb. 111. Standrohr auf dem Berliner Rieselgut Osdorf.

Die Rieselfelddränungen werden im allgemeinen nach denselben Grundsätzen entworfen und ausgeführt, wie sie in den §§ 24—30 entwickelt worden sind. Nur die Tieflage der Stränge wird in der Regel größer bemessen, teils um eine dickere Filterschicht zu erhalten, teils um das Drängefälle zu vermehren (1,5 bis 2,0 bis 4,0 m in Breslau). Auch die Strangentfernung muß kleiner als bei gewöhnlichen Dränungen angenommen werden, um die Schluckfähigkeit des Bodens möglichst groß zu erhalten und seine Durchlüftung zu beschleunigen. Auf Rückenwässerungen wird man mindestens in die Mitte einer jeden Rückentafel einen Saugstrang legen müssen. Die Dräns auf den Feldern und Beeten erhalten 4 bis 5 cm Durchmesser; sie werden in 8 bis 10 m Entfernung gewöhnlich 1,8 m tief verlegt, nur ausnahmsweise bei fehlendem Gefälle im Vorflutgraben in geringerer Tiefe. Die Dräns in den Staubecken erhalten 8 bis 10 cm Weite und 4 bis 5 m Entfernung bei möglichst 2 m Tiefe.

Die am stärksten geneigten Flächen werden in der Regel zu Hang-Rieselwiesen niedergelegt. Es werden die Schläge in Absätzen mit 8% Gefälle umgeformt. Jedes Stück wird weiter in quadratische Teile von 20 bis 30 a zerlegt und von allen Seiten

mit einem kleinen Wall umgeben. Am obern Ende wird durch ein Einlaßschütz die Spüljauche eingeleitet. Sie fließt hier in einen kleinen Graben, der sich längs des obern Walles hinzieht und ergießt sich vom Bord dieses Grabens aus gleichmäßig über das ganze Feld. Am untern Wall nimmt ein anderer Graben das abgerieselte Wasser auf. Ist dieser Graben gefüllt, so ist das Feld genügend berieselt, das Einlaßschütz wird geschlossen und ein anderes geöffnet. Die Gräben müssen öfters geräumt werden.

Wenig geneigte Flächen werden zum Grabenstaubau (Beetsystem) eingerichtet, indem die stufenweise angelegten Abteilungen in Beete von etwa 1 bis 2 m Breite und 20 bis 30 m Länge abgegrenzt werden. Zwischen je zwei solchen Beeten wird eine etwa 30 cm tiefe Furche gezogen, die während des Pflanzenwachstums etwa auf $^2/_3$ der Tiefe aus den Zuleitungsgräben mit Spüljauche angefüllt wird, so daß diese nur seitlich zu den Pflanzenwurzeln gelangen kann (Furchenbewässerung für Hackfrüchte, Getreide und Gemüsekulturen). Außerhalb des Pflanzenwachstums werden diese Beete einfach ganz überstaut.

Von der gewöhnlichen Überstauung wird im allgemeinen möglichst wenig Gebrauch gemacht, da durch sie nicht nur die Luft allzulange vom Boden abgehalten, sondern auch die Tätigkeit der Bodenbakterien unterdrückt wird, was wiederum eine mangelhafte Reinigung der Jauche von den schädlichen gelösten Stoffen und pathogenen Bakterien zur Folge hat. Wo immer möglich, soll gerieselt werden, da die günstige Wirkung der Rieselfelder eben im wesentlichen auf dem ungehinderten Zutritt der Luft zu Boden und Wasser beruht. Diese rieselnde Bewegung der dünnen Wasserschicht wird schon herbeigeführt durch ein Flächengefälle von 5 bis 6%. Wo tunlich, ist auch eine wiederholte Benutzung des Wassers durchzuführen.

Die Bestellung der Äcker geschieht 3 bis 4 Tage nach dem Rieseln. Es wird höchstens 18 cm tief gepflügt und demnächst gewalzt, damit später wieder berieselt werden kann. Das zweite Rieseln beginnt, sobald die Pflanzen so hoch gewachsen sind, daß sie das Rieseln ertragen können. In dieser Weise wird mehrmals, Hafer z. B. dreimal, berieselt. Angebaut wird auf den Rieselfeldern Weizen und Roggen, Gerste und Hafer, Möhren, Kartoffeln, Futter- und Zuckerrüben, Klee und Lupine.

Am besten eignen sich zum Anbau auf Rieselfeldern die Gemüsearten, da sie ein großes Wasser- und Düngebedürfnis haben, Beet-, Kamm- und Hackkultur zulassen und hohe Erträge abwerfen. Sie verlangen aber viel Arbeitskräfte (Unkrautplage) und schnellen Absatz, weil sie ihres hohen Wasser- und Stickstoffgehalts wegen rasch verderben. Im allgemeinen wird es sich empfehlen, für den Gärtnereibetrieb Teile des Rieselfelds an kleinere Unternehmer zu verpachten.

In zweiter Linie ist das Gras als wichtigste Kulturart für Rieselfelder zu bezeichnen, weshalb den Wiesen auf den meisten Rieselgütern große Flächen eingeräumt werden. Auf den Wiesen ist das ganze Jahr hindurch sehr viel Wasser unterzubringen und es genügt daher eine verhältnismäßig kleine Fläche, um große Schmutzwassermengen zu reinigen. Außerdem zählen die Gräser zu jenen Kulturpflanzen, die auf den Rieselgütern die geringste Gefahr im Anbau bedingen, weil es hier vor allem nie an Nährstoffen und Feuchtigkeit mangelt. Dann vermögen auch ungünstige klimatische Einflüsse, tierische und pflanzliche Schädlinge und Unkräuter am wenigsten Schaden anzurichten; etwa eingegangene Grasarten lassen sich durch Nachsaat im Frühjahr leicht wieder ergänzen. Überdies ist der Bedarf an Hand- und Spannkräften beim Grasbau gering, der Ertrag dagegen und die Eigenschaft des geernteten Futters sind hervorragend.

Zur Ansaat der Rieselwiesen eignen sich italienisches Raygras, Thimotegras, Knaulgras, Fioringgras, Wiesenfuchsschwanz und auf etwas feuchten Lagen auch die Havelmilitz, besonders gut gedeiht auf Rieselwiesen auch die Quecke. Klee darf im allge-

meinen den Samenmischungen für Rieselwiesen nicht beigegeben werden, da er die Rieselung nicht erträgt; auf tonreichern Lagern kann etwas Bastardklee beigemischt werden. Das italienische Raygras erträgt die Fäkalbewässerung besonders gut und eignet sich daher wegen seiner kurzen Lebensdauer namentlich auch zum Anbau auf berieseltem Ackerland.

Die Rieselwiesen sind im Frühjahr in der Regel aufzueggen, um einer Verfilzung des Bodens zu begegnen und ein günstiges Keimbeet für die in jedem Frühjahr wegen des Auswinterns vorzunehmende Nachsaat zu gewinnen. Eine anhaltende Winterwässerung ertragen die Wiesen nur bei warmem Kanalwasser und bei verständiger und sorgfältiger Ausübung der Bewässerung (möglichst oftmaliger Umstellung), ohne allzugroßen Schaden zu nehmen; nur eine gewisse Übersättigung des Bodens mit Dungstoffen wird sich einstellen.

Nach dem Gras sind für den Anbau auf Rieselfeldern am wichtigsten die Wurzelgewächse, wie Futterrüben, Möhren, Kartoffeln, auch verschiedene Futterpflanzen, wie Mais, Wickgemenge, Senf.

Die Getreidearten (Winterroggen, Winter- und Sommerweizen, Hafer und Gerste) eignen sich im allgemeinen nicht besonders für den Rieselbetrieb. Zur Unterbringung großer Wassermengen sind sie überhaupt nicht zu gebrauchen. Trotzdem sind die Getreidefelder auf Rieselgütern nicht ganz zu entbehren. Die anzubauenden Halmfrüchte sollen jedoch einen besonders steifen und widerstandsfähigen Halm besitzen, um dem Lagern zu widerstehen. Im übrigen eignet sich unter den Getreidearten wohl der Hafer infolge seines großen Wasserbedürfnisses und auch wegen seiner sonstigen Eigenschaften am besten zum Anbau auf Rieselfeldern.

Auf allen Berliner Rieselfeldern entfielen — soweit sie im Eigenbetrieb bestellt wurden — in den Jahren 1907 bis 1909 28,6 % auf Wiesen, 44,8 % auf Halmfrüchte, 13,8 % auf Futterrüben und Kartoffeln und 1,5 % auf Ölfrüchte. Die einzelnen Fruchtarten verhalten sich gegen die Berieselung sehr verschieden, was bei der Wasserverteilung wohl beachtet werden muß. So erhielt:

1 ha	Wiese	bei 8	maliger	Bewässerung	36 000	cbm	Rieselwasser
1 »	Winterung . .	» 1	»	»	4 500	»	»
1 »	Sommerung . .	» 2	»	»	9 000	»	»
1 »	Kartoffeln . . .	» 1	»	»	4 500	»	»
1 »	Runkeln	» 5	»	»	22 500	»	»

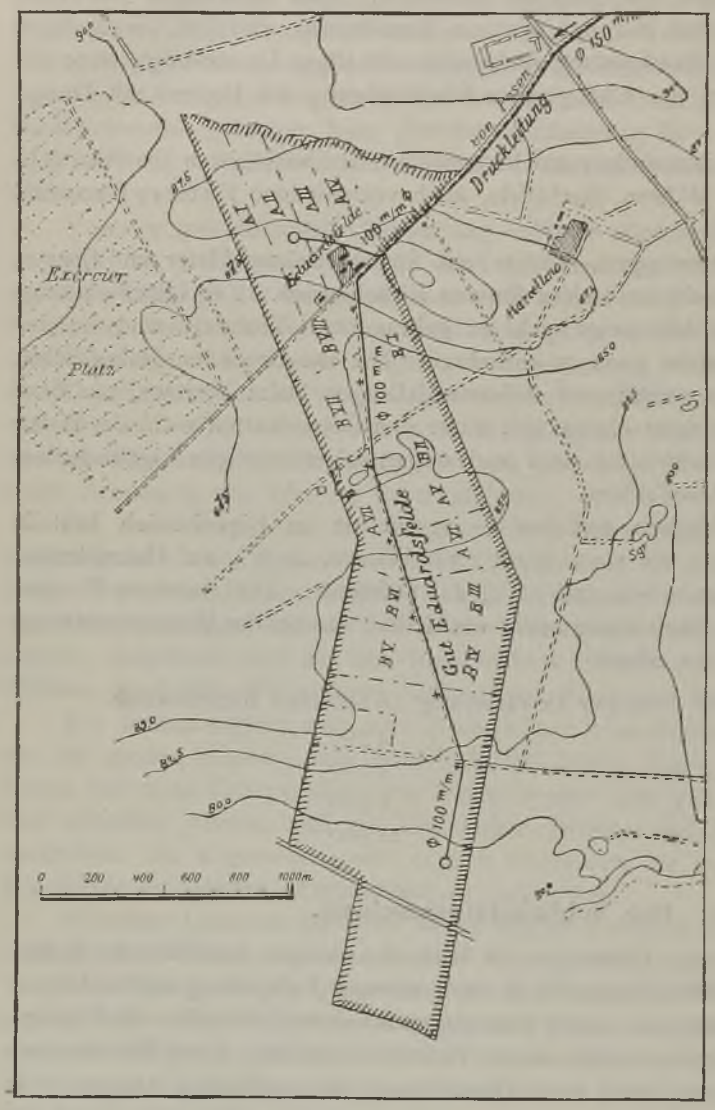
§ 46. Die Schlauchberieselung.

Das Verfahren ist nicht neu. Schon um die Mitte des vorigen Jahrhunderts hatten Mechi und Kennedy in England Viehjauche in einer eisernen Rohrleitung auf die Felder gepumpt, Standröhren eingesetzt und mittels eines angeschraubten Schlauches die Flüssigkeit versprengt. Auch in Bayern wurde dieses Verfahren auf dem Gute Mittelstetten bei Landsberg (Oberbayern) auf Grund einer Besichtigung der englischen Anlagen mit bestem Erfolg und nur mit der Abweichung nachgeahmt, daß der Billigkeit wegen an Stelle der eisernen Röhren dreizöllige Holzdeichel Verwendung fanden.

Zu Ende des vorigen Jahrhunderts wurde dieses Verfahren auf dem etwa 5 km von Posen entfernten Gut Eduardsfelde wieder angewandt, als die Stadt Posen wegen Unterbringung ihrer Wässerfäkalien in Verlegenheit geriet und der Besitzer des genannten Gutes Noebel sich bereit erklärte, die gesamten Auswurfstoffe zu jeder Jahreszeit abzunehmen, wenn sie ihm mittels Eisenröhren und Pumpen auf sein Gut derart befördert würden, daß er sie nur aus einzelnen Standröhren entnehmen und zu verteilen brauche.

NOEBEL hatte es bei diesem Angebot hauptsächlich auf den Stickstoff- und Bakteriengehalt des Abortwassers abgesehen; die übrigen noch fehlenden Hauptpflanzennährstoffe (Phosphorsäure, Kali und Kalk) gedachte er durch künstlichen Dünger zu ersetzen. Der Erfolg gab ihm Recht. NOEBEL und besonders Stadtbaurat WULSCH, der Erbauer der Anlagen, vervollständigten allmählich das Verfahren so, wie es heute besteht und sich bewährt hat. Abb. 112 zeigt die Eduardsfelder Anlage.

Abb. 112. Schlauchberieselung in Eduardsfelde.



Die Abfallstoffe werden samt den Küchenwässern an die Kanalisation angeschlossen und von der Pumpstation durch eine unterirdische Rohrleitung nach dem Felde gedrückt. Hier werden sie durch tragbare eiserne Rohre und Schläuche regenartig versprengt wie Abb. 113 zeigt. Das Land erhält nur so viel Dungwasser, wie zu einer reichlichen Normaldüngung notwendig ist, d. h. jährlich zwei bis vier Besprengungen von 1 bis 2 cm Wasserhöhe. Sie werden nicht nur vor der Saat sondern auch später als Kopfdüngung oder zur Anfeuchtung gegeben.

Auf dem Bewässerungsfeld werden Zweigleitungen unterirdisch an die Hauptleitung angeschlossen. Ihre Entfernung von der Hauptleitung und untereinander ist nach Abb. 114 auf 2 bis 3 km, von der Grenze auf 1 bis 1,5 km zu bemessen. Bei diesen Entfernungen kann das zwischenliegende Land von den Feldleitungen beherrscht werden. Der Durchmesser nimmt entsprechend der Abnahme der Wasserführung auf 125 bis 100 mm ab. In Abständen von 300 bis 400 m werden Anschlußstandröhren mit Schiebern aufgestellt. Die Zweigleitungen werden in gebrochenen Linien so geführt, daß sie selbst oder wenigstens ihre Standröhren neben Straßen oder Feldwegen liegen, weil dadurch die Anfuhr der beweglichen Feldleitungen erleichtert wird.

Die Feldleitungen werden nach Abb. 115 oberirdisch lose verlegt. Sie können eine Länge von 1000 bis 1500 m von den Standröhren erhalten. Um sie leicht bewegen

zu können, wird ihr Durchmesser auf 80 bis 60 mm beschränkt. Sie bestehen aus 5 m langen Flanschenröhren, die mit wenigstens drei Schrauben und einer eingelegten 5 mm starken Gummischeibe dicht schließend verbunden werden. Gewöhnlich werden zwei

Abb. 113. Bewässerung durch Schlauchberieselung.

Röhren dauernd durch Muffenkuppelung vereinigt, so daß 10 m lange Doppelröhren zu verlegen sind. Dadurch wird die Arbeit des Verlegens und der Kuppelung erleichtert und beschleunigt. Das Verlegen findet durch zwei Arbeiter statt und erfolgt senkrecht zur Erdleitung in den Furchen des Feldes, um die Pflanzen zu schonen. Je nach dem Fortgang des Sprengens werden die Feldleitungen nach und nach aufgenommen und in etwa 60 m Entfernung von neuem verlegt.

Abb. 114. Lage der Erdleitungen bei der Schlauchberieselung.

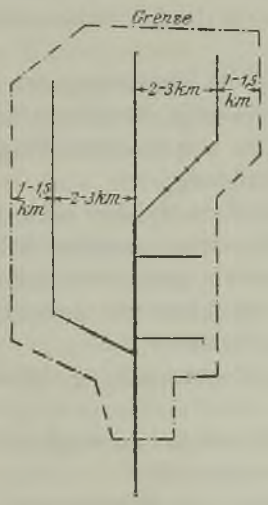
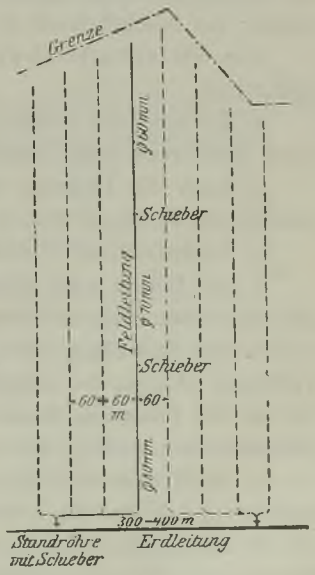


Abb. 115. Lage der Feldleitungen bei der Schlauchberieselung.



An das Ende der Feldleitung wird ein 20 m langer Hanfschlauch von 60 mm Weite befestigt, der in ein Strahlrohr von 30 mm Weite endigt. Mit Hilfe dieses Schlauches wird das Dungwasser regenartig und strichweise über Felder und Wiesen versprengt. Ist die Sprengung, so weit sie bei der jeweiligen Lage der Feldleitung möglich ist, vollendet, so wird der Schieber geschlossen, der Schlauch gelöst und die Feldleitung um

ein angemessenes Maß gekürzt, hier der Schlauch wiederum befestigt und das Sprengen fortgesetzt. Das abgelöste Stück der Feldleitung wird auf 60 m Entfernung in die neue Lage befördert und zur spätern Verwendung niedergelegt. Um der Bedienungsmannschaft die weiten Gänge bis zum Schieber zu ersparen, werden in der Feldleitung an angemessenen Stellen kleine Zwischenschieber eingeschaltet. Bei Beendigung der Arbeit bleiben die Feldleitungen für die Arbeit des folgenden Tages einfach liegen. Sie können später auf besonders eingerichteten leichten Wagen verfahren werden. So wird nach und nach die Feldleitung von den berieselten Flächen entfernt und über die unberieselten Flächen neu gestreckt, und es ist möglich, mit einer einzigen Feldleitung und einem Schlauch weite Flächen zu düngen.

Eine Schwierigkeit entsteht für die Schlauchberieselung dann, wenn sie zur Aufnahme städtischer Abwässer dienen soll, durch die Regelmäßigkeit des Betriebs der Pumpstation. Diese arbeitet auch bei Dunkelheit ohne Unterbrechung weiter, wenn die Leute auf dem Rieselfeld ihre Tätigkeit einstellen wollen; sie arbeitet auch bei Nacht, sowie Sonntags und Feiertags, wenn auf dem Rieselfeld überhaupt nicht gearbeitet wird. Diesem Übelstand begegnet man dadurch, daß man niemals Äcker sondern nur Wiesen für die nächtliche und sonntägliche Berieselung in Aussicht nimmt. Hier läßt man das Wasser von den höchsten Stellen einfach ablaufen. Sehr zweckmäßig ist die Anlage in Osterode. Dort hat WULSCH die Endleitung nach einem 10 m hohen Sandrücken, der am Ende des Gutes Waldau liegt, geführt, und auf demselben ein 4,5 ha großes Rieselfeld für Wiesenkultur angelegt. Die Endleitung endigt mit 25 mm Weite. Sie wird dann benutzt, wenn der Rieselbetrieb mit Schläuchen auf den Äckern eingestellt wird. Es ist aber im allgemeinen zu bemerken, daß der aus dem dauernden Betrieb der Pumpstationen sich ergebende Nachteil nicht überschätzt werden darf. Denn die von den Pumpen gelieferten Wassermengen pflegen in den letzten Tagesstunden abzunehmen und Nachts so gering zu sein, daß sie weit unter dem Tagesdurchschnitt bleiben. An manchen Orten wird sogar während der Nacht überhaupt nicht gepumpt. Jedenfalls macht bei der Schlauchberieselung die Aufnahme des Rieselwassers zu Nachtzeiten keine Schwierigkeiten; ein Nachtbetrieb ist deshalb auf dem Rieselfeld nicht einzurichten.

Die wirtschaftlichen Vorteile der Schlauchberieselung bestehen sonach in folgendem:

1. Es wird der Erwerb und die Einrichtung der meist sehr teuern Rieselflächen erspart und deren nicht selten schwierige Bewirtschaftung umgangen;

2. auch die Dränung der zu bespritzenden Flächen ist, abgesehen von den ohnedies dränbedürftigen Böden überflüssig;

3. Bodenart und Oberflächenform spielen keine Rolle;

4. der Boden wird nicht übersättigt, sondern bleibt dauernd aufnahmefähig und seine physikalischen Eigenschaften werden nicht verschlechtert;

5. die Verteilung der Jauche kann viel zweckmäßiger geschehen, so daß keine wichtigen Dungstoffe vergeudet werden;

6. die Düngung kann als Kopfdüngung gegeben werden, was besonders für die Winterfrüchte wichtig ist;

7. bei Trockenheit kann die nötige Feuchtigkeit in einer der Natur möglichst nahekommenden Weise zugeführt werden;

8. die Jauche kann das ganze Jahr abgenommen werden, da fast immer Brachland, Wiesen oder Weiden hierfür zur Verfügung stehen;

9. werden durch die Verwendung der tragbaren Leitungen die die Bestellung und Aberntung mit Maschinen so sehr hindernden Gräben und Dämme vermieden und dadurch auch die Anbaukosten vermindert;

10. endlich werden die Dungstoffe auf so ausgedehnten Flächen verbreitet, daß deren gesteigerte Ernteerträge zusammengenommen eine reichliche Verzinsung und Tilgung der Anlagekosten ermöglichen.

§ 47. Untergrundbewässerung.

Die Beseitigung der Abwässer von Landhäusern die zwar Wasserleitung besitzen, aber nicht an eine Kanalisation angeschlossen sind, macht im allgemeinen viel Schwierigkeiten. Die Menge der Verbrauchswässer ist zu groß. Ein Verfahren, das die Abwässer ohne Belästigung der Bewohner beseitigt und sie gleichzeitig zur Düngung des Haus-

Abb. 116. Untergrundbewässerung nach FRIEDERSDORFF.

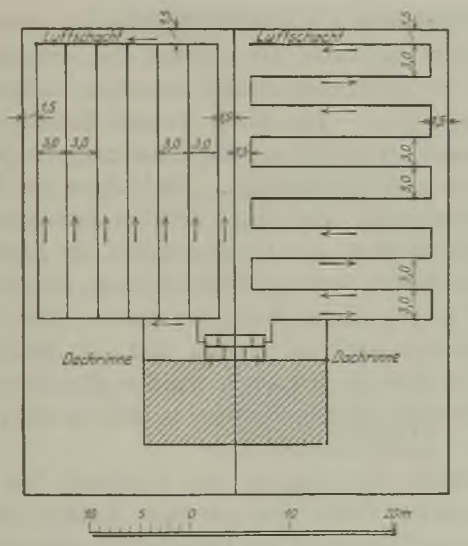
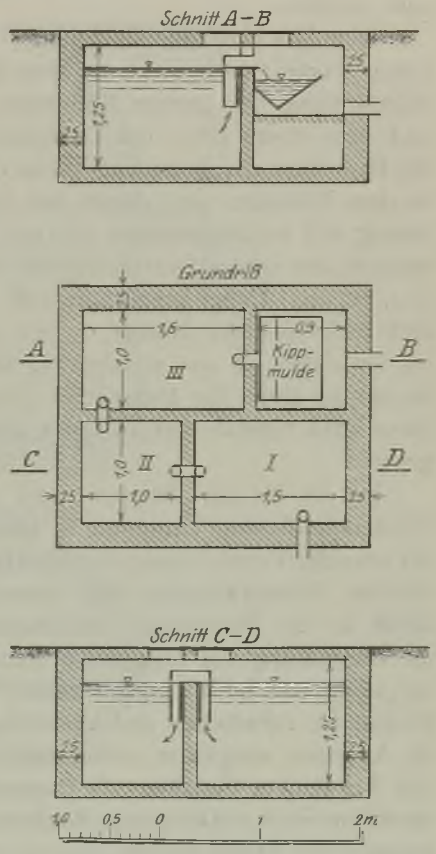


Abb. 117. Faulgrube nach FRIEDERSDORFF.



gartens verwertet, würde sehr willkommen sein. Diese Aufgabe soll durch die sog. Untergrundbewässerung gelöst werden. Am bekanntesten und verbreitetsten ist das Verfahren von M. FRIEDERSDORFF, Gesellschaft für Wasserwirtschaft m. b. H. in Bergisch-Gladbach. Die erste Anlage wurde in der Gartensiedlung Gronauer Wald im Jahre 1911 ausgeführt. Seitdem sind bereits über 500 weitere Anlagen hergestellt. Die Reinigung und Beseitigung der Hauswässer geschieht hierbei durch eine Faulgrube mit anschließender Dränung. Die Abb. 116 und 117 erläutern das Verfahren [1]).

Die Faulgrube besteht aus drei hintereinander liegenden Kammern. Die Größen dieser Kammern sollen in einem bestimmten Verhältnis zueinander stehen. Sie sind nur 1,25 m tief und liegen mit der Oberfläche in Geländehöhe. Jede Kammer steht mit der folgenden durch einen Wasserverschluß in Verbindung. An die dritte Kammer schließt sich eine vierte, die eine Kippmulde enthält. Diese Mulde kippt selbsttätig vorwärts, wenn sie ganz gefüllt ist, und selbsttätig zurück, wenn sie leer ist. Hierdurch wird

[1]) Nach MUTHESIUS, »Kleinhaus und Kleinsiedlung«, S. 179. Vgl. auch Zentralbl. d. Bauverw. 1922, S. 229.

erreicht, daß der Ausfluß der Spüljauche in das anschließende Rohrnetz nur in Zwischenräumen und in größern Mengen erfolgt, ein Umstand, der für die Reinhaltung der Dränung ohne Zweifel günstig ist.

Die Dräns liegen 0,55 bis 0,85 m tief wie üblich mit stumpf aneinander stoßenden Fugen. Durch die Fugen soll die Spüljauche in den Boden versinken. Die Stränge können in mannigfacher Weise geführt werden, wie Abb. 115 an zwei Beispielen zeigt. Die Strangentfernung beträgt im allgemeinen 3 m, neuerdings wird sie auf 1,25 bis 2,2 m beschränkt. Bei der Bestellung des Gartens sind die Beete so anzuordnen, daß die Dräns in den Mitten der Beete liegen. Am Ende der Rohrleitung befindet sich ein Luftschacht. Die Dachrinnen des Hauses werden stets an die Rohrleitung angeschlossen. Dadurch wird alles Regenwasser zur Durchfeuchtung des Gartens benutzt und das Rohrnetz wirksam gespült.

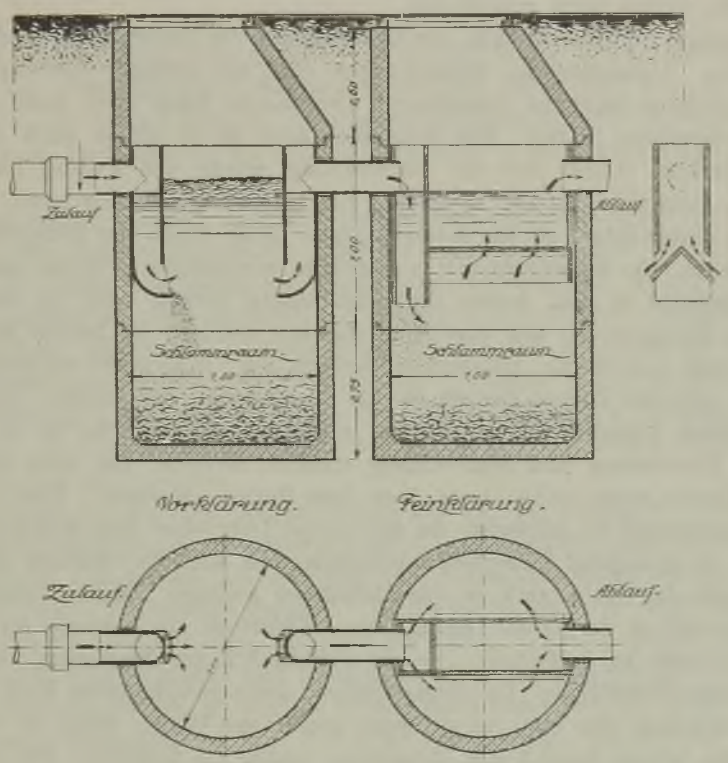
Der Anschluß der Dachrinnen an das Rohrnetz hat einen zweiten nicht unwesentlichen Vorteil: er bewirkt mit dem Luftschacht am Ende der Leitung eine erfolgreiche Durchlüftung des ganzen Rohrnetzes, denn der Höhenunterschied zwischen Luftschacht und dem obern Ende der Dachrinne ist sehr groß. Hierdurch werden Belästigungen der Bewohner durch die Spüljauche vollkommen vermieden und die Zersetzung der Jauche in dem Rohrnetz wird durch den Zutritt der Luft beschleunigt. Die Länge der Dränleitung soll im allgemeinen 1,30 bis 1,80 m betragen. Sie hängt von der Bodenart, besonders von seiner Durchlässigkeit, von dem Gelände, der Beschaffenheit der Abwässer u. a. m. ab. Dabei beschränkt sich FRIEDERSDORFF nicht auf Einzelhäuser, sondern er faßt auch mehrere Häuser — bis zu fünf — zu einem Netz zusammen. Die Netze werden dabei bis 200 m lang. In allen Fällen ist dafür zu sorgen, daß die Spüljauche bis an das Ende des Rohrnetzes gelangt. Um dies zu erreichen, werden alle Abwässer, deren man habhaft werden kann, alle Dachrinnen, alle Spülwässer u. dgl. in die Rohre geleitet.

So ist für die bequeme und unschädliche Beseitigung der Abwässer bei dem Friedersdorffschen Verfahren in anzuerkennender Weise gut gesorgt. Leider können wir über die Verwertung der Spüljauche zur Düngung des Hausgartens nicht ebenso urteilen. FRIEDERSDORFF legt hierauf weniger Wert. Er meint, daß dem Siedler vor allem an der Beseitigung der Abwässer gelegen sei, und daß selbst Berufsgärtner auf die Ausnutzung der Dungstoffe wenig Wert legen, weil diese Stoffe für ihren Betrieb zu gering und bedeutungslos seien. Wir meinen, daß bei den gegenwärtig sehr hohen Preisen für natürlichen und künstlichen Dung alle Siedler und Gärtner gezwungen sind, die Abwässer möglichst vollkommen auszunutzen. Nun ist FRIEDERSDORFF der Meinung, daß bei seinem Verfahren die Dungstoffe gut ausgenutzt werden. Diese Meinung können wir nicht teilen. Die große Entfernung und die tiefe Lage der Dräns stehen dem entgegen. Die Dräns haben 3 m, in seltenen Fällen 1,25 m Entfernung. So große Entfernungen bekommen die Beete bei der Grabeneinstauung nicht. Nach Versuchen von BLANK wirkt eine Furchenbewässerung bei mittlern Bodenverhältnissen nur auf 0,32 m Entfernung. Danach ist von der Untergrundbewässerung ein Erfolg nur dann zu erwarten, wenn die Dräns höchstens 0,64 m untereinander entfernt sind. — Noch bedenklicher ist die große Tiefe der Dräns. Sie werden 0,6 bis 0,85 m tief verlegt, niemals flacher als 0,55 m. Die Kapillarität des Bodens ist nach FRIEDERSDORFF groß genug, um bei der reichlichen Wasserzuführung in die Röhren die Nährstoffe bis zu den Wurzeln der Kulturpflanzen zu leiten. Es ist anzuerkennen, daß die Nährstoffe nur in flüssiger Form dem Boden zugeführt werden: aber jeder Siedler kennt die flache Wurzelung seiner Kulturpflanzen. Nährstoffe in 0,55 m Tiefe können ihm nicht viel nützen. Die Pflanzen brauchen diese Stoffe nicht erst dann, wenn die Wurzeln voll entwickelt sind, sondern viel früher,

zum Anwachsen, zum Treiben der Wurzeln usw. In dieser Hinsicht versagt das Friedersdorffsche Verfahren.

Die Untergrundbewässerung kann, sofern man auf sie Wert legt, mit jedem andern guten Klärverfahren vereinigt werden. Abb. 118 zeigt die KREMER-Klärgrube[1]). Ihre Ausführung ist gesetzlich geschützt. Sie besteht aus zwei Zementgruben mit anschließender Dränung. Die Grube für die Vorklärung dient dazu, die groben Stoffe, die sich teils zu Boden setzen, teils im Wasserspiegel schwimmen, zurückzuhalten. Die Ableitung in die zweite Grube geschieht aus der zwischen den Sinkstoffen und der Schwimmschicht liegenden Zone. Deshalb sind die Rohrenden der Wasserverschlüsse tief geführt. Sie

Abb. 118. KREMER-Klärgrube.



sind außerdem unten gekrümmt und vorgezogen, damit der hochsteigende Gärschlamm nicht in den Wasserverschluß eindringen kann. In der zweiten Grube für Feinklärung werden die Schwimmstoffe durch zwei Tauchwände von der Abflußrinne zurückgehalten. Die untere spitzwinkelige Vereinigung der beiden Tauchwände soll verhindern, daß aufsteigender Gärschlamm in das Abflußrohr gelange. Die Ableitung der gereinigten Spüljauche geschieht entweder durch eine Dränung zur Untergrundberieselung oder durch ein Rohr in einen Vorfluter. So ist auch bei diesem Verfahren für eine gute Reinigung der Abwässer zwar gesorgt, nicht aber für die Ausnutzung der Nährstoffe; es sei denn, daß eine Jauchepumpe in der Klärgrube aufgestellt wird.

So sind alle Reinigungsverfahren dann, wenn das Abwasser zur Düngung des Gartens benutzt werden soll, auf die Anwendung einer Jauchepumpe angewiesen. Hierbei ist das Aufpumpen der Sinkstoffe und der schwimmenden Stoffe nur selten erforderlich. Wie

1) KREMER-KLÄRGESELLSCHAFT m. b. H. in Berlin-Schöneberg, Kaiser-Friedrichstraße 9.

schon SCHWEDER vor mehr als 20 Jahren festgestellt hat, sind die bei dem biologischen Reinigungsverfahren verbleibenden Sink- und Schwimmstoffe sehr gering. 35000 cbm Jauche ergaben nur 3 bis 4 cbm lufttrockne Rückstände. Die Schwimmschicht war in einem Schlammfang SCHWEDERS nach einmonatlichem Betrieb 6 cm stark, nach 16monatlichem Betrieb erst 12 cm. 35000 cbm Jauche ergaben nicht mehr als 0,72 cbm Schwimmstoffe [1]). Die Entleerung der Gruben ist daher erst in Abschnitten von Jahren erforderlich. Die Erklärung hierfür wird darin gefunden, daß die festen und schwimmenden Stoffe mit der Zeit in der Anlage selbst zersetzt werden und ihre Lösungen mit dem geklärten Jauchewasser abfließen. Alle zur Gärung und Fäulnis neigenden organischen Stoffe werden fast vollständig aufgelöst. Von üblem Geruch ist kaum etwas zu spüren: der Ammoniak der Spüljauche ist in Salpetersäure umgesetzt. Der Zusatz besonderer Chemikalien ist hierfür nicht erforderlich.

Die gereinigte Spüljauche kann zur Bewässerung des Gartens sehr wohl unmittelbar benutzt werden. Unangenehme Belästigungen sind bei richtiger Anwendung des biologischen Verfahrens nicht zu befürchten. Die Jauche kann aber auch zur Kompostbereitung Verwendung finden. Ein Komposthaufen ist in jedem auch dem kleinsten Garten erforderlich. Diese Art der Verwendung würde den Vorzug haben, daß sie jederzeit ohne Rücksicht auf die Bestellung des Gartens geschehen kann. Um den Betrieb bequem einzurichten, ist die Kompostgrube dicht neben der Klärgrube anzulegen. Erwünscht ist es, die Kompostgrube wasserdicht herzustellen. Wenn dann die Grube durch Scheidewände in zwei, besser drei Abteilungen zerlegt wird, so kann aus einer Abteilung der Kompost für den Garten entnommen werden, die beiden andern können durch Zuführung von Jauche, Umstechen, Kalken usw. zugerichtet werden. Eine kurze Leitungsrinne von der Pumpe genügt für die Überführung der Jauche. Die Pumpe darf nur in der letzten Kammer für Feinklärung aufgestellt werden. Sie ist ein notwendiger Zubehör der Einrichtung und muß ständig erhalten bleiben. Sie muß so tief reichen, daß sie die Jauche etwa 10 bis 15 cm über dem Boden entnimmt. Das Abflußrohr ist durch eine Tauchwand zu schützen, die bis 30 cm Tiefe über dem Boden der Klärgrube reicht. Dann ist genügend Sicherheit vorhanden, daß auch bei starkem Abpumpen die Schwimmschicht der Grube nicht in das Abflußrohr gelange. Andere künstliche Schutzvorrichtungen sind in der Grube nicht nötig. Dabei ist die Dränung im Anschluß an die Klärgrube nicht zu entbehren. Sie ist erforderlich zur Entlastung der Grube bei etwa eintretender Überfüllung. Es genügt jedoch unter gewöhnlichen Bodenverhältnissen ein kurzer Dränstrang von etwa 10 m Länge und 10 cm Weite; denn bei regelmäßigem Abpumpen der Jauche kommt der Dränstrang kaum zur Geltung. Ein noch kürzerer Strang genügt, sobald man den Drän in eine unterirdische Steinpackung ausmünden lassen kann.

§ 48. Abwässer-Fischteiche.

Die städtischen Abwässer können in Fischteichen nicht allein unschädlich gemacht sondern sogar wirtschaftlich verwertet werden. Dies wurde durch einen Zufall entdeckt. Als in den 80er Jahren die Rieselfelder von Berlin vergrößert wurden, fürchteten die Fischereiberechtigten durch die Einführung der gereinigten Spüljauche in die öffentlichen Gewässer eine Schädigung ihrer Erträge. Sie hatten bereits einen Rechtsanwalt mit der Geltendmachung ihrer Forderungen beauftragt. Es war vorauszusehen, daß dieser Rechtsstreit langwierig und kostspielig werden würde, denn die Meinungen der Sachverständigen gingen weit auseinander, weil noch keine wissenschaftlichen Untersuchungen über die

[1]) V. SCHWEDER, Die Großlichterfelder Versuchsanlage zur Reinigung städtischer Abwässer. In »Gesundheit« vom 15. April 1899, S. 103.

Wirkung gereinigter Abwässer auf die Fische vorlagen. Allgemein bestand die Ansicht, daß eine Schädigung der Fischerei nicht würde bestritten werden können. Da kam der Oberingenieur OESTEN, dem die Oberleitung der Bauten auf den Rieselfeldern oblag, auf den Gedanken, die Wirkung des Rieselwassers auf die Fische unmittelbar zu erproben. Er ließ 1889 auf den Rieselfeldern bei Malchow mehrere kleine Versuchsteiche anlegen. Sie lagen am Ostrande des Malchower Sees so, daß sie wohl nach dem See abgelassen aber nur mit Rieselwasser aus den Dräns gespeist werden konnten. Es waren fünf Teiche von je 20 m Breite und 50 m Länge, die mit Edelfischen, nämlich ein- und zweisömmerigen Bachforellen, Regenbogenforellen, Felchen und Karpfen besetzt wurden. Edelfische wurden gewählt, weil sie empfindlicher gegen das Speisewasser sind als andere Fische und man mit Recht annahm, daß, wenn diese Fische das Dränwasser würden ertragen können, dasselbe auch mit den Flußfischen der Fall sein würde. Der Erfolg war überraschend. Das Wasser hatte den Fischen nicht allein nicht geschadet, sondern ihnen im Gegenteil offenbar sehr wohl getan. Die Fische hatten in unerwarteter Weise zugenommen. Die zweisömmerigen Bachforellen hatten eine Länge von 22 cm erreicht[1]). Dies Ergebnis wurde schnell bekannt, und die Fischereiberechtigten hatten nichts Eiligeres zu tun, als ihren Rechtsanwalt zu beauftragen, sich in der Sache nicht weiter zu bemühen.

Der ausgezeichnete Ertrag der OESTENschen Versuchsteiche führte dazu, daß auch an andern Stellen der Berliner Rieselfelder ähnliche Teiche eingerichtet wurden[2]). Jetzt sind überall, wo es irgend ausführbar ist, Fischteiche im Anschluß an die Dränungen der Rieselfelder eingerichtet. Wir finden sie in Französisch-Buchholz, Falkenberg, Blankenburg, bei Birkholz, Mühlenbeck, Königs-Wusterhausen und an vielen andern Orten.

Diese Erfahrungen haben den verstorbenen Vorsteher der biologischen Versuchsanstalt für Fischerei in München, Professor Dr. BRUNO HOFER, zur Erfindung eines neuen Verfahrens für die Unschädlichmachung und Verwertung städtischer Abwässer geführt: den Abwässer-Fischteichen.

Die Abwässer werden zunächst in flachen Boden oder Klärgruben von den groben mechanischen Beimengungen wie Papierstücken, Küchenabfällen, Sand, Kaffeegrund u. dgl. gereinigt. Darauf werden sie mit der zwei- bis dreifachen Menge reinen Wassers verdünnt und in flache Fischteiche geleitet. Hier werden sie von einer Menge niederer pflanzlicher und tierischer Wesen, wie der Bakterien, Algen, Urtieren, Krustazeen, Insektenlarven usw. aufgenommen und verarbeitet. Da nun diese niedern Lebewesen allen Fischen zur Nahrung dienen, so werden durch ihre Vermittlung die Stoffe der Abwässer in Fischnahrung umgewandelt. Das Verfahren ist dasselbe, das bei der sog. Selbstreinigung der Flüsse eintritt. Auch dort werden die pflanzlichen und tierischen Abfallstoffe, die in die Flüsse gelangen, von den niedern Lebewesen aufgenommen. Diese entwickeln sich dadurch zahlreich und werden demnächst von den Fischen verzehrt. Beide Vorgänge sind in der Hauptsache einander gleich.

Nach den Untersuchungen der biologischen Versuchsanstalt in München können in Abwässerteichen auf 1 ha die Abwässer von 2000 bis 3000 Menschen unschädlich gemacht werden; während auf den Rieselfeldern auf 1 ha nur die Abwässer von höchstens 250 Personen beseitigt werden können. Es muß aber, um einen geordneten Betrieb im Fischteich zu erzielen, dafür gesorgt werden, daß die Abwässer nicht in Fäulnis übergehen, und daß keine faulenden Abwässer in die Fischteiche gelangen.

---

[1]) Vgl. den Bericht des Verfassers, der an dem Abfischen teilgenommen hatte, im Zentralbl. d. Bauverw. 1890, S. 544.

[2]) Siehe Zentralbl. d. Bauverw. 1893, S. 216.

Die Fischteiche werden vor der Beschickung mit reinem Wasser gefüllt. Darauf wird je nach der Art der Abwässer die doppelte oder dreifache Menge reinen Wassers den Abwässern zugefügt und diese Mischung in die Teiche geleitet. Die Teiche selbst müssen sehr flach sein. Ihre Tiefe soll an der Einlaufseite nur 0,3 m, in der Mitte 0,5 m und am Auslauf 1 m betragen. Die Abwässer treten hinter einem Gürtel von Kalmus und Mannagras in die Teiche ein und verteilen sich zwischen zahlreichen Unterwasserpflanzen. Diese Pflanzen haben eine große Bedeutung für die Entwicklung der niedern Lebewesen. Die sog. harte Flora wird dagegen von den Teichen möglichst fern gehalten, ebenso wie alle Schatten bringenden Gegenstände, Bäume, Sträucher usw. Denn auch die Wirkung des Lichtes auf die Teiche spielt eine große Rolle. Deshalb wird Entenflott auf dem Wasser nicht geduldet: es würde den Teichen zu viel Licht und Luft entziehen. Zahlreiche Enten werden zu seiner Vertilgung auf den Fischteichen gehalten. Bei Nacht werden keine Abwässer in die Teiche geleitet, weil in dieser Zeit die Assimilation der Pflanzen ruht.

Die Fischteiche werden gewöhnlich mit Karpfen, Schleien, Hechten, Regenbogenforellen usw. besetzt und wie andere Fischteiche abgefischt. Der Geschmack der Fische ist tadellos. Die Teiche verbreiten keinen üblen Geruch, die Ablagerung von Schlamm tritt nicht ein. Der Boden der Teiche ist stets blank und rein. Ihre Umgebung dient den Bewohnern als Spaziergänge. Der Reinertrag der Fischerei betrug im Frieden 500 Mk. vom ha.

Die erste Anlage dieser Art wurde von HOFER in Straßburg i. E. ausgeführt[1]). Hier wurden vier Teiche von 0,45 bis 0,90 ha zusammen 2,9 ha Größe angelegt und 1910 in Betrieb genommen. Sie arbeiten zur vollen Zufriedenheit. Weitere Anlagen wurden später von Prof. MILLER in Oberstdorf, Staufen, Wernding ausgeführt, in Aachen von V. MONTIGNY, in Unna von MODERSOHN usw. Alle Anlagen befriedigen durchaus und haben sich als gute Mittel zur Verwertung der Abfallstoffe erwiesen[2]).

H. Moorkultur.

§ 49. Eigenschaften der Moorböden.

Moor ist eine Bodenart, die aus Resten abgestorbener Pflanzen besteht. Überall da, wo die Bedingungen für ein üppiges Pflanzenwachstum gegeben sind, wo aber irgendwelche Umstände der schnellen Verwesung der abgestorbenen Pflanzen entgegenstehen, wo z. B. größere Wassermengen den Zutritt des Sauerstoffs der Luft verhindern, sammeln sich die ganz oder teilweise vermoderten Pflanzenreste in so großen Mengen an, daß sie ausschließlich den Boden bilden. Die darunter liegende Bodenart tritt gegen diese Neubildung zurück. Mit den Eigenschaften des die Moorbildung veranlassenden und unterhaltenden Wassers müssen sich auch die Eigentümlichkeiten der Moore, namentlich hinsichtlich ihrer botanischen Zusammensetzung, ändern. Es lassen sich auch mit Rücksicht darauf fast alle Moorbildungen in zwei große Gruppen scheiden: Die eine Gruppe bildete sich auf einem Boden, der entweder selbst Nährstoffe enthielt oder dem von außen fruchtbares Wasser zufloß; die andere entstand unter Verhältnissen, die nur anspruchslosen Pflanzen ein üppiges Wachstum gestattete.

Die Moorbildungen des nährstoffreichern Wassers zeigen eine ebene Oberfläche und heißen Niederungsmoore, Flachmoore oder Wiesenmoore, während die Bildungen

---

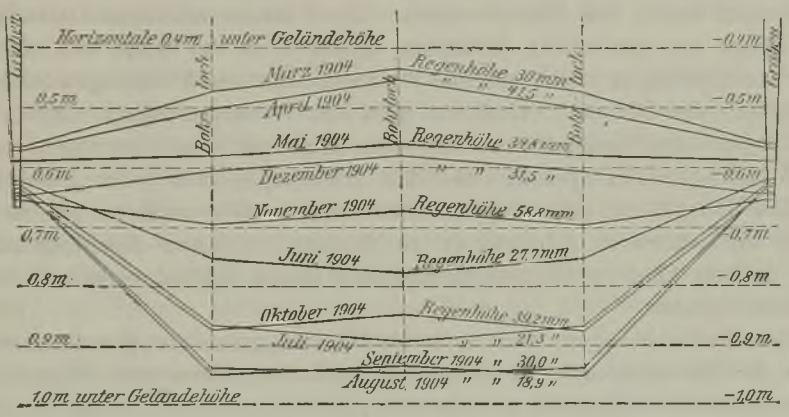
[1]) Siehe Allgem. Fischerei-Zeitung 1913, S. 125 und Mitteilungen d. Fischerei-Ver. f. d. Prov. Brandenburg 1914, S. 110.

[2]) Vgl. »Handb. d. Ing.-Wiss.« III. Teil, 7. Bd., Fischereilicher Wasserbau § 48.

des nährstoffarmen Wassers eine mehr oder weniger uhrglasartig gewölbte Oberfläche besitzen und Hochmoore genannt werden. Moore, die sowohl Niederungsmoorgewächse wie Hochmoorpflanzen besonders Sphagneen und Heide enthalten, pflegt man als Übergangs- oder Zwischenmoore zu bezeichnen. Die Hochmoore werden in Ostpreußen Moosbruch, in andern Gegenden Moose oder Mösse genannt. Die Niederungsmoore bezeichnet man im nördlichen Deutschland auch als Bruch (Bruchmoor) und als Luch. Weniger scharf unterscheidend gebraucht man für die verschiedenen Moore in West- und Süddeutschland die Bezeichnungen Venn, Filz, Ried, Lohden, Wehr u. a. Die Übergangsmoore werden mitunter auch Mittelmoore genannt. Die Bezeichnung Zwischenmoor soll künftig bei der geologischen Landeskartierung verwendet werden.

Das Grundwasser im Moor wechselt, es steigt und fällt; und die Ursachen für das Steigen und Fallen liegen nicht so sehr in der Tätigkeit des Menschen als vielmehr in andern Einwirkungen der Natur, in den Niederschlägen, der Verdunstung und dem Wasserverbrauch der Pflanzen. Diese Verhältnisse sind in sehr anschaulicher Weise

Abb. 119. Grundwasser-Beobachtungen im Hochmoor.



klargestellt worden durch die Grundwasserbeobachtungen, die Prof. Dr. TACKE in einem Hochmoorboden während der Monate März bis Dezember 1904 angestellt hat und die in der Abb. 119 erläutert werden[1]).

Während die Wasserhöhe in den 0,67 m tiefen Entwässerungsgräben ziemlich gleich blieb, nämlich 0,57 bis 0,65 m unter Geländehöhe, wechselte der Grundwasserstand in den etwa 25 m breiten Beeten recht erheblich. Die Abbildung zeigt die mittlern Grundwasserstände der einzelnen Monate innerhalb des Beetes an den Beobachtungsstellen. In den Monaten März und April 1904 hatte der Grundwasserstand eine aufwärts gekrümmte Form. Im Monat Mai war er nahezu wagerecht. Es war sonach der Wasserstand innerhalb des Beetes erheblich stärker gefallen als der Wasserstand in den Gräben. Da die Regenhöhe ziemlich gleich blieb, sogar ein wenig zunahm, von 30 mm im Monat März auf 34,8 mm im Monat Mai, so ist diese Senkung zum Teil auf die Wirkung der Entwässerungsgräben, zum Teil aber und besonders im Monat Mai auf das beginnende Pflanzenleben und die Verdunstung zurückzuführen. In den Monaten Juni, Juli und August 1904 trat eine auffällige Senkung des Grundwasserstands in den Beeten ein, eine Senkung, die so groß war, daß die Grundwasserlinie sich nach unten krümmte. Diese Senkung war eine Folge der Abnahme der Niederschläge, die von 34,8 mm im Mai bis auf 18,9 mm im August zurückgingen, außerdem aber und sehr wahrscheinlich in weit

[1]) Mitteil. d. Moorkultur-Ver. 1906, S. 120 und GERHARDT, »Kulturtechnik«, Berlin 1922, 5. Aufl., S. 194.

höherem Maße die Folge des Wasserverbrauchs durch die Pflanzen und durch Verdunstung. Von einer Wirkung der Gräben für die Entwässerung konnte in diesen Monaten keine Rede sein, denn das Wasser in den Gräben stand höher als das Grundwasser der Beete. Die Gräben hätten sonach nicht als Entwässerungs-, sondern nur als Bewässerungsgräben zur Durchtränkung des Bodens dienen können. Aber diese Wirkung war gering oder vollzog sich so langsam, daß sie nicht imstande war, den Grundwasserstand in den Beeten auf seiner Höhe zu erhalten. Die durchtränkende Wirkung der Gräben erstreckte sich nur auf ihre nächste Umgebung. Sie erreichte die Mitte der Beete nicht. Erst als vom September ab die Regenfälle reichlicher wurden, im November bis auf 58,8 mm stiegen, und gleichzeitig Pflanzenwuchs und Verdunstung nachließen, begann der Grundwasserstand in den Beeten sich zu heben. Dies geschah zuerst inmitten der Beete im September und Oktober, er setzte sich in den folgenden beiden Monaten fort, so daß der Grundwasserstand im Dezember 1904 wieder die aufwärts gekrümmte Linie annahm.

Die in Abb. 119 niedergelegten Beobachtungen zeigen sonach, daß der Grundwasserstand in Moorböden vorzugsweise abhängig ist von Regenhöhe, Verdunstung und dem Wasserverbrauch durch den Pflanzenwuchs. Die Pflanzen entnehmen ständig mit ihren Wurzeln Wasser aus den tiefern Schichten, führen es in die Höhe und verbrauchen es selbst oder verdunsten es. Eine lebende Pflanzendecke erhöht in ungewöhnlichem Maße die Verdunstung des Bodens[1]). Und wie groß der Wasserverbrauch durch die Pflanzen selbst ist, ergibt sich beispielsweise aus dem Umstand, daß eine mittlere Haferernte 200 mm Wasserhöhe beansprucht, und daß erfahrungsgemäß jeder Fichtenbestand in einem nassen Hochmoor eine trockne Oase bildet. Wir erfahren aus den Beobachtungen, daß die Gräben wohl in den ersten Monaten des Jahres das Moor zu entwässern vermögen, daß sie aber in den Sommermonaten keinen Einfluß mehr auf die Entwässerung ausüben können.

Ähnliche Beobachtungen sind auch in Niederungsmooren gemacht worden. Sie zeigen, wie die Entwässerung von Mooren gehandhabt werden muß. Man soll die Moore kräftig entwässern in niederschlagreicher und pflanzenarmer Zeit, wenn die Verdunstung durch Boden und Pflanzen gering ist, also im Winter zu Anfang jeden Jahres. Es ist also nicht gut, die Räumung von Moorgräben und alle andern Arbeiten zur Förderung der Vorflut in den Mooren bis zum Beginn des Pflanzenlebens hinauszuschieben: die Vorflutbeschaffung muß im Gegenteil schon viel früher, schon während der kalten Jahreszeit ansetzen, schon im Winter oder sogar im Herbst. Aber später in den Sommermonaten, spätestens vom Mai ab, muß die Wirkung der Entwässerung durch geeignete Stauanlagen beschränkt werden. Es kommt dann darauf an, den natürlichen auf die Senkung des Grundwasserstands in den Mooren wirkenden Einflüssen nach Möglichkeit zu begegnen. Es kann der Wasserstand in den Moorgräben während des Sommers unbesorgt einen viel höheren Stand annehmen, als sonst in andern Bodenarten zuzulassen wäre.

Jedes Moor setzt sich nach der Entwässerung. Solange die Pflanzenreste, aus denen das Moor in der Hauptsache besteht, unter Wasser liegen, werden sie vom Wasser getragen. Sobald aber durch die Entwässerung der Grundwasserstand sinkt, kommen die vorher schwimmenden Teile des Moores aus dem Wasser heraus. Dann ist das Gleichgewicht gestört. Die aus dem Wasser gehobenen Moormassen einschließlich des in ihnen enthaltenen Wassers drücken auf die noch unter dem Grundwasserspiegel liegen-

---

[1]) Vgl. die Ausführungen d. Verf. im »Handb. d. Ing.-Wissensch.« III. Teil, I. Bd., »Gewässerkunde«. 5. Aufl. 1922.

den Teile des Moores und pressen diese zusammen. Der Druck pflanzt sich unter Umständen bis auf den festen Untergrund fort. Dadurch sinkt die Oberfläche des Moores. Man nennt dies das Setzen oder Sacken des Moores.

Das Zusammenpressen geschieht aber nicht gleichmäßig. Die Festigkeit des Moores ist nur bei sehr schwachem Moorstand in allen Schichten gleich. In einem mächtigen Moor wechselt die Festigkeit mit der Tiefe sehr erheblich. In der Oberfläche kann das Moor ziemlich fest und begehbar sein, mit der Tiefe nimmt die Lockerheit zu, die tiefsten Lagen sind fast schwimmend. Derartige Zustände sind nicht selten, sie bilden sogar fast die Regel. Wird das Moor belastet oder in den obern Lagen entwässert, so verdichten sich diejenigen Lagen im Moor zuerst, die dem Druck am wenigsten Widerstand entgegensetzen, also die schwimmenden oder fast schwimmenden Schichten. Hier kann das Moor ganz erheblich zusammengepreßt werden, während die obern dichten oder ziemlich dichten Schichten sich nicht ändern. Diese Schichten verdichten sich erst dann, wenn sie ebenso locker sind wie die übrigen Massen. Durch das Setzen — gleichgiltig, in welcher Tiefe es geschieht — kommt ein Teil des entwässerten Moores wieder unter Wasser. Dies kann sich bei weichem Moor soweit fortsetzen, bis das ganze Moor wieder im Wasser liegt. Dann hört der Druck des Moores auf, ein weiteres Setzen tritt nicht mehr ein.

Sehr viele Umstände beeinflussen das Setzen des Moores, sowohl Zeit wie Grundwassertiefe, die Beschaffenheit des Moores und seine Mächtigkeit. Auch Nebenumstände kommen in Betracht. Eine Belastung des Moores durch eine Sanddecke befördert die Verdichtung und das Setzen. Ein Gehalt an mineralischen Stoffen, Lehm oder Sand, wie er sich häufig im Niederungsmoor findet, verringert das Setzen. Schlecht verweste, sperrige Pflanzen, wie die Wassermoose der Hochmoore, behalten ihre lockere Beschaffenheit viel länger, als gut verweste Pflanzenreste; sie verzögern das Setzen. So ist denn das Maß des Setzens abhängig von der Tiefe der Entwässerung, der Mächtigkeit und Lockerheit des Moores, von den Pflanzen, dem Grad ihrer Verwesung, der Höhe der Sandschicht, den mineralischen Beimengungen, die das Moor enthält, und endlich von der Zeit. Das Moor setzt sich dauernd nach der ersten Entwässerung, nur nimmt das Maß des jährlichen Setzens stetig ab und verschwindet mit der Zeit bei festem Moore fast gänzlich.

Wird das Moor durch Gräben entwässert, so kann man dem Setzen des Moores durch Räumung, Vertiefung und Verbreiterung der Gräben folgen, vorausgesetzt, daß die Hauptvorflut dies gestattet. Sind aber in den Gräben feste Bauwerke, Brücken, Durchlässe, Schleusen, Wehre u. dgl. vorhanden, die sicher auf gutem Baugrund ruhen, so nehmen diese an dem Setzen nicht teil. Sie bilden dann leicht Hindernisse in den Vorflutern, und es ist dringend zu empfehlen, ihre Schwellen und Fachbäume von vorn herein so tief zu legen, daß sie der Höhenlage des Moores nach dem Setzen genügen. Dadurch vermeidet man Schwierigkeiten bei der spätern Durchführung der Entwässerung und Vorwürfe gegen den ausführenden Ingenieur. Nun ist dem entwerfenden Kulturingenieur mit allgemeinen Bemerkungen über starkes oder schwaches Setzen nicht gedient. Er muß eine bestimmte Tiefe für das Setzen in seinem Entwurf annehmen und danach bauen. Wenn nun — wie in den meisten Fällen — Beobachtungen über das Setzen seines Moores noch nicht gemacht worden sind, so kommt er in Verlegenheit. Für diese Fälle mag die folgende Tafel als Anhalt dienen. Es kann für sie keine Zuverlässigkeit beansprucht werden. Sie soll nur dazu dienen, dem Ingenieur nach der Mächtigkeit und Dichtigkeit des Moores Fingerzeige zu geben.

Das Sacken oder Setzen des Moores kann in Moorkultur-Entwürfen — sofern genauere Ermittlungen nicht vorliegen — wie folgt angenommen werden:

Beschaffenheit des Moores	Bei einer Mächtigkeit von:						
	1 m	2 m	3 m	4 m	5 m	6 m	7 m
	m	m	m	m	m	m	m
dicht	0,15	0,24	—	—	—	—	—
ziemlich dicht	0,20	0,32	0,43	0,55	—	—	—
ziemlich locker . . .	0,28	0,44	0,60	0,77	0,94	1,10	—
locker	0,40	0,63	0,87	1,10	1,33	1,57	1,80
fast schwimmend . .	—	0,90	1,22	1,54	1,86	2,18	2,50

§ 50. Entwässerung der Niederungsmoore.

Die Hauptentwässerungsgräben sind, wie bei jeder andern Entwässerung, in die tiefsten Stellen des Moores zu legen. Sie dürfen in sehr wasserreichen oder gar schwimmenden Mooren wegen der Gefahr des Einrutschens oder Zusammenschwemmens nicht auf einmal zur vollen Tiefe ausgehoben werden: in solchen Fällen sind die Aushubarbeiten auf mehrere Jahre zu verteilen.

Die von den Hauptentwässerungsgräben abzweigenden Neben- oder Seitengräben dienen zur Aufnahme der eigentlichen Entwässerungsgräben, der sog. Beetgräben. Diese werden sämtlich gleich gerichtet und so angeordnet, daß die zwischen ihnen liegenden Moorflächen, die Beete, vom Wirtschaftshof aus ohne Umwege leicht zugänglich sind. Außerdem ist es vorteilhaft, wenn die Beete vom Sandberg aus, der zur Beschüttung des Moores dient, bequem befahren werden können. Abb. 120 erläutert dies an dem Lageplan für eine RIMPAUsche Moordammkultur. Die Beetgräben werden durch kurze Dräns mit den Zuggräben verbunden, damit man bei der Bestellung von einem Beet auf das andere gelangen kann. An der andern Schmalseite jedes Beetes liegt der Weg, der nach dem Gutshof führt.

Für die Tiefe der Gräben ist der künftig beabsichtigte Grundwasserstand maßgebend. Im allgemeinen muß er nach dem Setzen des Moores bei Wiesen etwa 0,5 m, bei Weiden 0,7 bis 0,8 m — bei Sandbedeckungen um weitere 0,2 m —, bei Ackerkulturen 1 m unter der Oberfläche liegen. Der Zersetzungszustand und die Mächtigkeit des Moores, die Beschaffenheit des Untergrunds, das Auftreten von Druck- und Quellwasser sowie die Niederschlagsmengen können in Einzelfällen Abweichungen bedingen. In sehr mächtigem Moor, das sich voraussichtlich stark setzen wird, kann eine Grabentiefe von 2 m erforderlich werden.

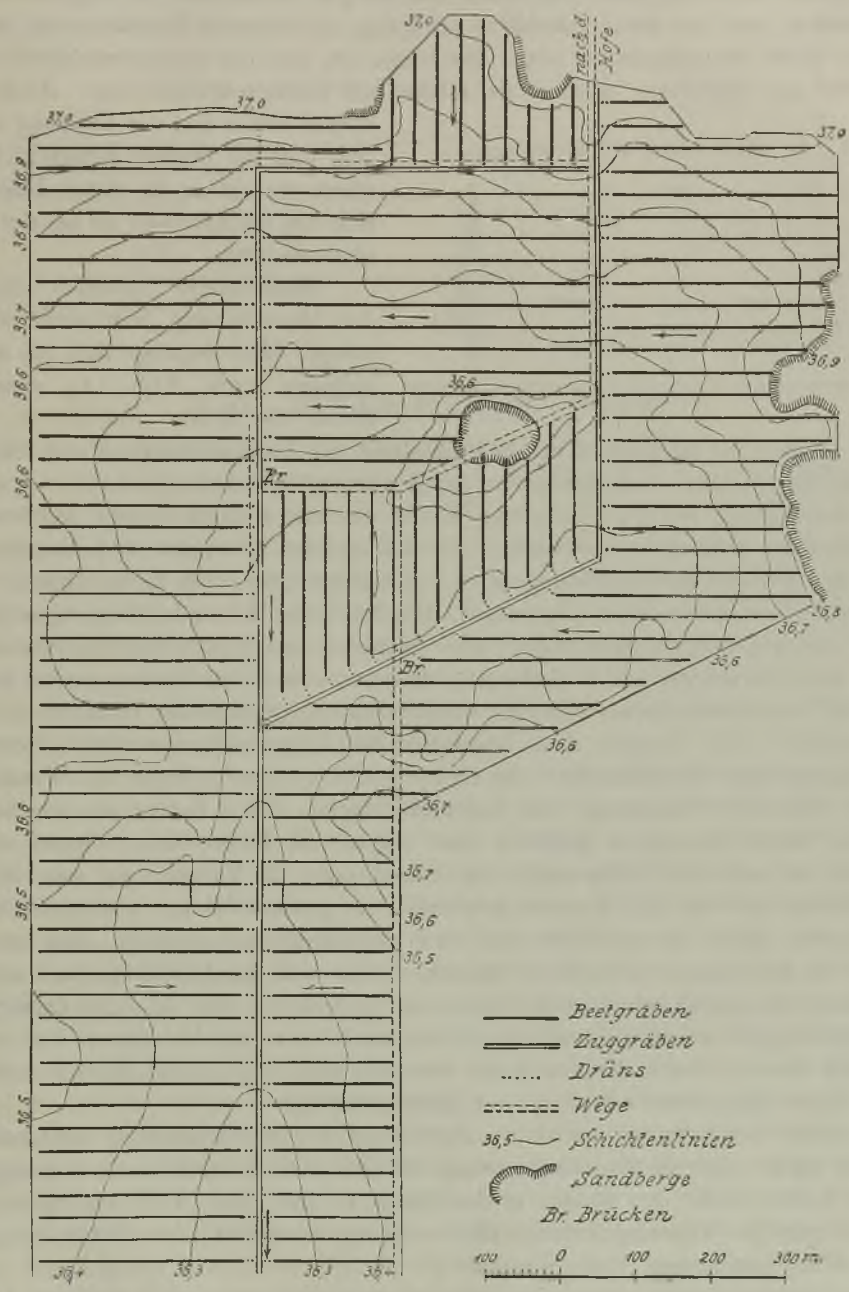
Der Boden zur Bedeckung der Beete wird meist von der Seite entnommen. Es ist daher allein die Entwässerung des Moores und deshalb die Beschaffenheit des Moores und des Untergrunds für die Entfernung der Gräben maßgebend. Demgemäß ist es zulässig, den Gräben in einem sehr flachen, gut verwesten Moor, das auf sehr durchlässigem Sande ruht, eine Entfernung von 30 m zu geben, und noch mehr dann, wenn der Sand kalkreich ist (vgl. § 10, Abb. 11). Ist das Moor sehr mächtig, und dazu schlecht verwest, so muß selbst bei 2 m und größerer Grabentiefe die Entfernung auf nur 20 m beschränkt werden.

Wenn irgend angängig, werden die Moore jetzt nicht durch Gräben sondern durch Dräns entwässert. Die Vorteile sind in die Augen fallend. Sie bestehen darin, daß der Landverlust durch die Gräben erspart, die nutzbare Fläche also vergrößert, der Wert des Gutes erhöht und ferner die Bestellung erleichtert wird, denn die störenden Gräben sind zum Teil ganz fortgefallen, zum Teil sind sie so beschränkt, daß die Felder nicht lang und schmal, sondern breit und für die Bestellung bequem werden. Endlich

wird die Entwicklung des Unkrautwuchses und des Ungeziefers beschränkt, denn die Grabenränder, die dazu vorzugsweise Anlaß gaben, sind größtenteils beseitigt.

Ein wesentlicher Vorteil der Dränung, der erst in dem letzten Jahrzehnt erkannt wurde, beruht darin, daß die Entwässerung durch Dräns im Frühjahr zeitiger und wirk-

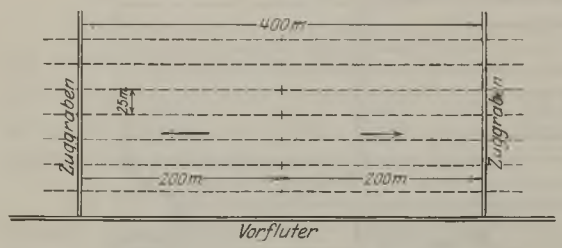
Abb. 120. RIMPAUsche Moordammkultur für einen Teil des Ritterguts Wend.-Wilmersdorf.



samer einsetzt als bei Gräben. Dies ist dadurch begründet, daß die gefrorenen Moorwände der Gräben wasserundurchlässig sind und erst dann zur Wirkung für die Entwässerung des Moores kommen, wenn sie auftauen. Wenn der Frost aus der Moor-

oberfläche bereits verschwunden ist, pflegen die Grabenwände noch fest im Eise zu stehen: die dringend wünschenswerte Entwässerung des Moores kann noch nicht beginnen. Anders bei Dräns. Diese liegen in frostfreier Tiefe. Haben ihre Ausmündungen genügend Vorflut, so sammeln die Dräns das Wasser in der Tiefe des Moores schon zu einer Zeit, in der die Oberfläche noch gefroren ist. Dadurch ist die Entwässerung der Mooroberfläche bei dem Auftauen gut vorbereitet, sie beginnt sofort mit dem Auftauen, und hat einen schnellern Fortgang, als wenn die Entwässerung der tiefern Schichten nicht vorangegangen wäre. Die Folge ist, daß die dränierten Moorböden viel früher reif zur Bestellung werden als solche mit Grabenentwässerung. Auch für die Kultur selbst hat die Dränung den Vorzug, daß die oberste Moorschicht — auf diese kommt es in erster Linie an — sich viel feuchter hält als bei der Grabenentwässerung.

Abb. 121. Moordränung in Einzelsträngen.



Geschlossene Systeme werden bei der Moordränung jetzt nicht mehr angelegt. Man begnügt sich, sie in Einzelsträngen nach Abb. 121 auszuführen. Wenn die Dräns 150 bis 200 m lang sind, so können die Zuggräben für die Aufnahme der Ausmündungen 400 m Entfernung haben, sie liegen daher weit genug für die Benutzung der Ackergeräte.

In den Mooren werden mit gutem Erfolg manche Dränbauweisen angewandt, die auf Ackerböden sich nicht empfehlen. So Lattendräns, Stangen- und Faschinendräns (§ 22), die BUTZsche Kastendränung (§ 23), außerdem aber auch Röhrendräns. Lattendräns werden nur noch selten angewandt. Die BUTZsche Kastendränung eignet sich nur für sehr weiches tiefgründiges Moor; aber Stangen- und Faschinendräns sind sehr gut geeignet für Moorweiden und Moorwiesen und zwar sowohl im Hochmoor wie im Niederungsmoor. Am besten haben sich aber bei Anwendung genügender Vorsicht die Röhrendräns bewährt. Die Vorsicht muß besonders bei tiefgründigem weichem Moor gegen das Versacken und Verschlammen der Dräns geübt werden. Gegen das Versacken ist das beste Mittel die Benutzung von Lattenunterlagen. Zwei Latten werden in kurzen Abständen durch Querlatten gehalten und tragen die Dränröhren. Gegen das Verschlammen ist nach den Erfahrungen der letzten Jahre die Verwendung von Heidekraut zu empfehlen, das auf den Mooren gewöhnlich in reicher Menge vorhanden ist. Die Dräns werden unten, an den Seiten und oben mit Heidekraut umhüllt. Man kann hierbei auch die Benutzung von Latten ersparen, wenn man das Heidekraut auf der Sohle des Grabens feststampft, etwa zehn Röhren auf ein Gasrohr zieht, und gleichzeitig mittels zweier Haltstangen versenkt, darauf die Seiten der Röhren mit Heidekraut fest umpackt, die Röhren ebenso überdeckt und dann erst das Gasrohr aus den Röhren zieht. Die Röhren liegen dann ebenso fest wie auf Lattenunterlage.

Die Gefahr der Verstopfung ist im allgemeinen bei Moordränungen nicht sehr groß. Dies rührt daher, daß die Moorfaser sperrig ist und nicht so leicht in die Fugen gelangt. Kommen wirklich Teile des Moores in die Dräns, so sind diese Teile so leicht, daß sie schon bei geringer Wassergeschwindigkeit ausgespült werden. Die Weite der Saugedräns wird auf mindestens 5 cm bemessen.

Diese geringe Gefahr der Verstopfung ist ein Grund dafür, daß man den Dräns in Mooren unbesorgt geringes Gefälle geben kann, verhältnismäßig schwächeres Gefälle als Dräns unter gleichen Umständen in mineralischen Böden bekommen dürften. Gefälle von 0,15 %, unter Umständen auch 0,1 % sind zulässig. Da die Mooroberflächen nahezu

wagerecht sind, so ist man sehr oft gezwungen, sog. künstliches Gefälle anzuwenden, d. h. die Dräns erhalten eine stärkere Neigung als das Gelände oder verlaufen auch entgegen der Geländeneigung.

Die Strangentfernung wird gewöhnlich auf 24 bis 26 m, ausnahmsweise bis 40 m bemessen. Geheimer Baurat KRÜGER hat für die Entwässerung der Moore nach ihrer Benutzung und dem Grade der Verwesung die folgende Übersicht aufgestellt:

Boden- und Kulturart	Gräben		Dräns	
	Entfernung m	Tiefe m	Entfernung m	Tiefe m
Besandete Ackerdammkulturen	20—25	1,2	20—25	1,2
» Weiden auf mäßig zersetztem Niederungsmoor	30	0,8	30	0,9
» Wiesen » » » »	30	0,7	30	0,9
» » » stark » »	40—50	0,7	40—50	0,9
Unbesandete Wiesen auf schwach bzw. stark zersetztem Niederungsmoor	40—50	0,6	40—50	0,8
Acker auf unzersetztem Hochmoor	15—20	0,6	15—20	1,0
Wiesen » » »	20—30	0,5	20—30	0,7

§ 51. Das Einebnen des Moores.

Selten ist die Oberfläche eines unkultivierten Moores so eben, daß nach der Entwässerung ohne weiteres mit den eigentlichen Bestellungsarbeiten begonnen werden könnte. Meist ist sie mit allerlei kleinen Unebenheiten durchsetzt, die nicht nur die Anwendung von Bestell- und Erntemaschinen sehr erschweren, sondern auch eine gleichmäßige Entwässerung der Mooroberfläche an vielen Stellen kaum zulassen. Diese Unebenheiten sind daher vor Inangriffnahme der eigentlichen Kulturarbeiten zu beseitigen. Dabei handelt es sich aber nicht etwa um die Herstellung genau ebener oder gar wagerechter Flächen, sondern nur um den Abtrag größerer Erhöhungen und Kuppen und um die Auffüllung bedeutender Vertiefungen und Mulden. Zu letztgenanntem Zwecke wird in erster Linie der Grabenaushub verwendet.

Früher wurde empfohlen, bei allen mit Sand zu deckenden Niederungsmooren eine vorhandene Grasnarbe nicht zu zerstören, sie vielmehr als Unterlage für die Sanddecke zu benutzen. Wo eine Grasnarbe nicht vorhanden war, stellte man sie sogar künstlich her. Man meinte, die Sanddecke würde dann gleichmäßiger, das Durchtreten der Pferde sei weniger zu befürchten, der Unkrautwuchs würde geringer. Die Erfahrungen der letzen Jahre haben zum gegenteiligen Verfahren geführt: jetzt bricht man allgemein eine etwa vorhandene Grasnarbe um. Der Erfolg der Moorkultur ist dann größer. Das üppige Wachstum der alten minderwertigen Pflanzen wird durch den Umbruch unterbunden. Die Verunkrautung ist besonders in den ersten Jahren der Bewirtschaftung viel geringer, die Entwicklung der Kulturpflanzen viel günstiger, weil ihnen die Möglichkeit gegeben ist, leichter in das Moor einzudringen als beim Vorhandensein der Grasnarbe.

Besondere Schwierigkeiten machen die in alten Mooren oft vorhandenen Bülten (Kaupen oder Kupsten). Kleine weiche Kupsten können durch mehrmaliges Bearbeiten kreuz und quer mit der sog. Schneideegge, einer Egge mit hohen vorn konvex gestalteten scharfen Messerzinken, bearbeitet werden. Man hat auch die Bülten abgepflügt: Ein alter Schneepflug wurde mit etwa 15 cm breiten verstählten und geschärften Streifen versehen, mit Steinen belastet und gegen die Bülten gefahren. Hohe, aber weiche Kupsten werden mit der Kupstensense abgerissen. Es ist dies eine starke scharfe Sense, die an der einen Seite einen kurzen, einen Meter langen Stiel mit Handgriff, an der andern Seite an einem angeschmiedeten Öhr einen Zugstrick besitzt. Bei der Arbeit wird das

Sensenblatt hinter die Kaupe gelegt, am Handgriff und Zugstiel gehalten und die Kaupe durchgerissen. Die abgeschnittenen Stücke werden bei trocknem Wetter mehrfach gekehrt und dann in Haufen gesammelt und verbrannt oder auf den Komposthaufen abgefahren.

Nächst der Beseitigung der Kaupen ist die zähe Oberfläche des Moors im ganzen für die Kultur vorzubereiten. Dies geschieht je nach der Beschaffenheit des Moors durch Umpflügen oder Schwarzeggen. In beiden Fällen muß das Moor vorher durch flache Entwässerungsgräben in den obern Schichten ausgetrocknet und begehbar gemacht sein.

Zum Eggen der Moore werden jetzt die Scheiben- oder Telleregge und die Sternradegge benutzt. Die Scheiben- oder Telleregge besteht aus zwölf gußstählernen scharfrandigen Tellern oder Scheiben von 41 oder 52 cm Durchmesser; die Sternradegge ist eine Scheibenegge, bei der jede Scheibe sechs tiefe Einschnitte hat, so daß aus der Scheibe

Abb. 122. Landbaumotor Lanz im Betrieb.

ein sechszinkiger Stern geworden ist. Besonders gerühmt wird für umfangreiche Kulturen der Landbaumotor von Heinrich Lanz in Mannheim (Abb. 122). Er arbeitet durch eine in einem festen Rahmen gelagerte sog. Hauenwelle, deren eigenartig geformte schneidende Messer eine kräftige Wirkung ausüben. Der Betrieb erfolgt durch Benzol.

§ 52. Deckschicht und Düngung bei der Rimpauschen Moordammkultur.

Die Deckschicht hat den Zweck, das Moor zu dichten, die Temperatureinflüsse zu mildern, die Verdunstung zu verringern, dadurch die Bodenfeuchtigkeit zu erhalten, den Pflanzen einen sichern Standort und ein gutes Keimlager zu geben, den Unkrautwuchs zu unterdrücken, die Bestellung zu erleichtern und das Moor zum Tragen schwerer Lasten geeignet zu machen. Ein heller, von Unkrautkeimen freier, grobkörniger Sand mit Lehm- und reichem Kalkgehalt ist am vorteilhaftesten. Ein reiner grobkörniger Sand, der fast frei ist von feinem Sand und daher nur schwach aufsaugend wirkt, gefährdet ebenso den Pflanzenwuchs, wie ein reiner, sehr feiner, fast staubförmiger Sand. Der anmoorige Sand, der sich häufig unterhalb des Moores findet, ist unverwendbar, weil er zu leicht ist, wie das Moor selbst auffriert, überhaupt zur Bestellung sich nicht eignet, denn er zerfällt trocken in ein staubiges Pulver und bildet im nassen Zustand eine schlammige Masse. Besonders schädlich ist aber ein Gehalt von Schwefelkies. Bisher

hat sich Schwefelkies fast nur in dem Sand aus dem Untergrund, sehr selten in Sandmassen gezeigt, die von der Seite entnommen waren.

Die Sanddecke hat auch Nachteile: sie beschränkt die Durchlüftung des Moores, verzögert daher dessen Zersetzung und befördert die Bildung schädlicher Verbindungen, wie Schwefelwasserstoff u. a. Es ist aus diesem Grunde nicht ratsam, ein schlecht zersetztes Moor sofort im ersten Jahre der Kultur zu bekarren. Ein derartiges Moor ist vielmehr mehrere Jahre lang ohne Sanddecke, doch unter Beachtung der Vorschriften über Entwässerung, Einebnung und künstliche Düngung in Kultur zu nehmen.

Die Stärke der Deckschicht wird für Ackerkulturen meist auf 10 bis 12 cm festes Maß nach dem Setzen bestimmt und hierzu in 12 bis 14 cm Höhe einschließlich Setzmaß ausgeführt, sofern der Boden von der Seite entnommen wird. Dies geschieht jetzt ausschließlich bei Deckkulturen. Entnahmen aus dem Untergrund kommen nicht mehr vor.

Zum Aufbringen des Sandes wird meist eine Feldbahn benutzt. Die auf den Beeten verwendeten Joche haben nur 2 m Länge, auch meist nur zwei Querschwellen, so daß ein Mann sie heben und verlegen kann. Die Spurweite beträgt 0,6 m. Die Verbindung zweier Joche muß von dem Arbeiter schnell und stehend hergestellt werden können und demnächst so beschaffen sein, daß bei genügender Biegsamkeit ein Auslösen weder in lotrechter, noch wagerechter Richtung möglich ist. Hierzu stehen von verschiedenen Fabriken zweckmäßige Verbindungen zur Verfügung. Die Wagen haben $^1/_3$ bis $^1/_2$ cbm Inhalt und müssen zur Sicherung gegen Entgleisen doppelflanschige Räder erhalten. Die richtige Schüttungshöhe wird in der Weise gewahrt, daß man den Rauminhalt an Deckboden einschließlich Setzmaß berechnet, der bei der beabsichtigten Beetbreite auf 10 m Dammlänge entfällt, und nach der Fassung der Wagen die bei dieser Dammlänge nötige Wagenzahl bestimmt.

Die Düngung der Moorkulturen ist im allgemeinen nur mit Kali und Phosphorsäure nötig, denn die übrigen Pflanzennährstoffe, besonders der Stickstoff, sind im Niederungsmoor schon enthalten. Kali wird gewöhnlich in Kainit, Phosphorsäure in Thomasschlacke aufgebracht. Der Bedarf an beiden Dungstoffen ist nach der chemischen Zusammensetzung des Moores zu bestimmen. Die Untersuchung muß in jedem einzelnen Fall ergeben, wie die Düngung zweckmäßig einzurichten ist. In der Regel werden nach bewährter Vorschrift und langjährigen Erfahrungen bei Niederungsmooren von durchschnittlicher Zusammensetzung, die sich nicht durch besondern Gehalt an Kali und Phosphorsäure auszeichnen, verwendet:

im ersten	Jahre	125	bis	100	kg	Kali	und	125	bis 100	kg Phosphorsäure,
» zweiten	»	125	»	100	»	»	»		100	» »
» dritten	»	125	»	100	»	»	»	75	» 50	» »

Die letztere Gabe ist als Ersatzdüngung für den Verbrauch der Ernten anzusehen. Diese Düngung ist auch in den folgenden Jahren zu wiederholen. Nach dem Gehalt der zur Verwendung kommenden Dungmittel an Kali und Phosphorsäure ist die erforderliche Menge künstlichen Dunges zu bestimmen. Es wird sonach über die Ersatzdüngung hinaus nur in den beiden ersten Jahren ein geringes Mehr an Phosphorsäure gegeben, ein Mehr an Kali aber nicht. Kali wird in Form von Kalisalzen, Rohsalzen und konzentrierten Salzen gegeben. Diese Salze sind in Moorböden leicht löslich und bleiben es auch. Sie stehen daher den Kulturpflanzen zur Verfügung und werden von ihnen aufgenommen, so weit sie erforderlich sind. Nicht benutzte Mengen des Kali werden durch das Bodenwasser teilweise fortgeführt und geraten in Verlust. Es ist daher nicht zu empfehlen, Vorratsdungmengen an Kali zu geben.

Phosphorsäure wurde vor dem Krieg in Form von Superphosphat, Thomasmehl und Knochenmehl gegeben. Das Superphosphat wurde im Krieg immer spärlicher, weil nur die im Lande vorhandenen Vorräte an Rohphosphaten aufgearbeitet werden konnten, neue Sendungen nicht mehr zu uns kamen. Man war deshalb im Krieg auf die Verarbeitung geringwertiger belgischer und deutscher Rohphosphate zurückgekommen, die man vorher wegen des geringen Phosphorsäuregehalts aufgegeben hatte. Thomasmehl wurde vor dem Kriege zum größten Teil in Westfalen erzeugt (23%), demnächst in Lothringen (21%), in Luxemburg (15%), dem rechtsrheinischen Rheinlande (15%), dem linksrheinischen (12%), der Rest im Saargebiet, Schlesien usw. Der Friedensvertrag hat die Lieferung beschnitten. Darunter wird die Entwicklung unserer Moorkultur erheblich leiden. Die alten Kulturen werden zwar in den ersten Jahren hiervon noch nicht betroffen, weil sie mit Vorratsdüngung an Phosphorsäure angelegt worden waren: aber die Anlage neuer Kulturen wird durch den Mangel an Phosphorsäure sehr erschwert. Man muß deshalb in Zukunft auf Knochenmehl zurückkommen, und es ist nötig, daß in Deutschland Knochen und alle phosphorsäurehaltigen Gegenstände sorgfältig gesammelt werden. Die Wirksamkeit des Knochenmehls ist nicht so groß wie die des Thomasmehls, aber durchaus befriedigend. Es muß nur gefordert werden, daß es im feinstgemahlenen Zustand, so fein wie möglich, geliefert wird. Außerdem müssen alle natürlichen Phosphorsäure-Verbindungen benutzt werden, die uns zur Verfügung stehen oder in unsern Mooren vorkommen. Besonders willkommen und zum Glück verhältnismäßig häufig ist das Auftreten von Vivianit oder Blauerde, d. i. phosphorsaurem Eisenoxydul in den Mooren. Frisch gegraben sieht der Vivianit weiß wie Mergel aus, aber an der Luft färbt er sich blau. Auch phosphorsaures Eisenoxyd kommt vielfach vor und kann verwendet werden. Diese natürlichen Phosphorsäure-Verbindungen üben auf saure Böden eine ziemlich starke Wirkung aus, auf Sandböden weniger. Auch die Rohphosphate wirken nur auf den von Natur sauern Böden gut. Auf den von Natur nicht sauern Böden, zu denen unsere Niederungsmoore und die meisten Mineralböden gehören, ist ihre Wirkung unbefriedigend.

Der Dünger — Kali sowohl wie Phosphorsäure — ist so früh wie möglich aufzubringen, am besten im Herbst, damit bis zum Frühjahr die schädlichen Chlorverbindungen des Kainits Zeit haben, sich zu lösen, und die Thomasschlacke sich möglichst fein im Boden verteilen kann.

Von einzelnen Kulturtechnikern und Landwirten wird unter gewissen Umständen die Beigabe von Stalldung neben dem künstlichen Dung für erforderlich gehalten. Dies wurde zuerst praktisch erprobt von den um die Förderung der Moorkultur sehr verdienten, verstorbenen Kulturtechniker V. SCHWEDER in Gr.-Lichterfelde bei Berlin. Die Erklärung ist nach Geheimrat FLEISCHER darin zu suchen, daß auf unzersetztem Moor der künstliche Dung wenig, wohl aber der Stalldung wirkt, und daß dies nicht durch den Gehalt an Pflanzennährstoffen geschieht, sondern durch die Tätigkeit der Bakterienflora des Stalldunges.

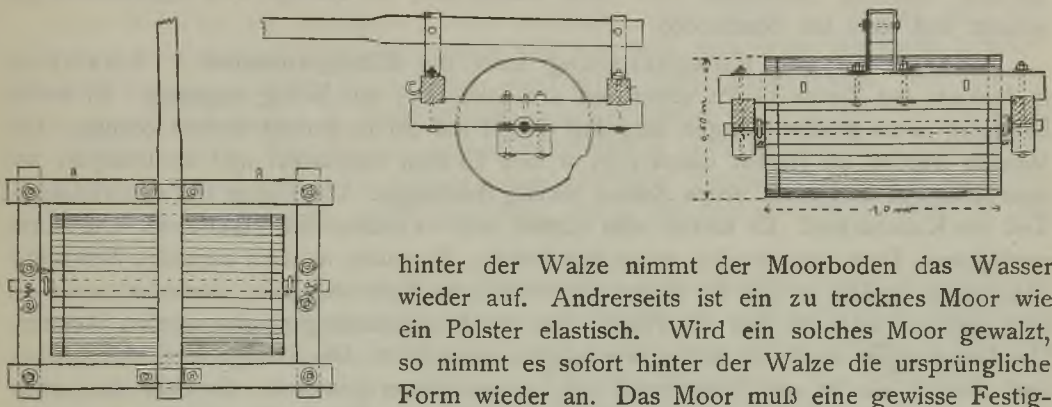
§ 53. Schwarzkultur und Walzen des Moores.

Ackerkulturen auf Niederungsmoor ohne Besandung, sog. Schwarzkulturen, sind in den letzten Jahren in erheblichem Umfang und mit großem Erfolg ausgeführt worden. Die ausgedehnten Kulturen im Havelländischen Luch der Jahre 1908 bis 1917 können hiervon zeugen. Nachdem es gelungen war, Niederungsmoore ohne Besandung in ertragreiche Wiesen umzuwandeln und Hochmoore ohne Besandung zu kultivieren, lag es nahe, in gleicher Weise ausgedehnte Niederungsmoore, deren Besandung zu teuer werden

würde, ohne Sanddecke in Ackerkultur zu nehmen. Der Erfolg gründete sich auf die Benutzung schwerer Walzen. Die Walze übt hier eine ähnliche Wirkung aus wie die Sanddecke. Sie beschränkt die Frostgefahr, verdichtet den Boden, verringert die Verdunstung, erhält dadurch die Bodenfeuchtigkeit, erhöht die wasserhebende Kraft des Moores und damit sein Leitungsvermögen für die Wärme. Wird solcher Boden im Winter kräftig durchlüftet, im Sommer durch Stauanlagen feucht erhalten und richtig gedüngt, so kann er nicht nur als Acker sondern auch für Gemüsebau mit Erfolg benutzt werden.

Die Walze soll mindestens zweimal, besser dreimal im Jahr angewendet werden. Zuerst im Frühjahr etwa in der zweiten Hälfte des April. Das Moor darf dann nicht zu naß und nicht zu trocken sein. Ein stark mit Wasser gesättigtes Moor kann nicht gewalzt werden. Unter dem Druck der Walze wird das Wasser herausgepreßt, aber

Abb. 123. Betonwalze.



hinter der Walze nimmt der Moorboden das Wasser wieder auf. Andrerseits ist ein zu trocknes Moor wie ein Polster elastisch. Wird ein solches Moor gewalzt, so nimmt es sofort hinter der Walze die ursprüngliche Form wieder an. Das Moor muß eine gewisse Festigkeit haben: der praktische Landwirt erkennt dies daran, daß der Absatz seines Stiefels beim Niederdrücken auf das Moor eine Spur hinterläßt Dann ist das Moor am besten für das Walzen geeignet.

Durch die Benutzung der schweren Walzen ist die Anlage von Wiesen und Weiden auf Hoch- und Niederungsmoor erst vollkommen sicher geworden. Ist der Boden für die Aufnahme der Samenmischung durch gründliches Eggen und Pflügen genügend vorbereitet, gelockert und gekrümelt, so werden die ausgestreuten Samen nur gewalzt, nicht geeggt. Nach dem Aufgehen der Pflanzen ist das Walzen zu wiederholen, damit sie sich besser im Boden befestigen, schneller wachsen und kräftiger bestocken, indem die oberste Bodenschicht infolge der gesteigerten kapillaren Bewegung des Wassers feuchter bleibt.

Die im Havelländischen Luch benutzten schweren Walzen haben 6000 kg Gewicht und 2 m Walzenbreite. So schwere Motorwalzen sind teuer und nicht jedem Landwirt zugänglich. Man hat daher eiserne Walzen benutzt, die den Straßenwalzen ähnlich sind und mit Wasser gefüllt werden. Sie haben den Nachteil, nicht ganz zuverlässig zu sein. Das Wasser greift die Eisenteile an, es bleibt bei unzuverlässiger Bedienung in der Walze stehen und verursacht Frostschäden. Man benutzt daher jetzt meist Betonwalzen. Diese haben bei 1,3 m Breite und 0,9 m Durchmesser 1900 bis 2000 kg Gewicht und können von zwei Pferden gezogen werden.

Um den einfachen Moorkolonisten, für den die Benutzung der Walze von größter Wichtigkeit ist, dem aber meist nur ein Pferd zur Verfügung steht, in den Stand zu setzen, sein Moor jederzeit walzen zu können, hat man Walzen aus Beton gebaut, die nur 0,6 m Durchmesser und 1 m Länge haben (s. Abb. 123). Diese Walzen sind nur

600 kg schwer, und der Kolonist kann sie sich selbst anfertigen. Die Walzen werden stehend in einer aus Latten zusammen genagelten Form um eine runde Eisenstange von 5 cm Dicke mit Beton — 1 Zement : 3 bis 4 Teilen Kies — gegossen, mit Zement 1 : 2 verputzt und mit dem Rahmengestell umbaut.

§ 54. Wiesen und Weiden auf Niederungsmoor.

Die wirtschaftlichen Bedürfnisse des Landwirts, namentlich das Bedürfnis nach Viehhaltung und die Schwierigkeit der Arbeiter-Beschaffung, führten dazu, von den eigentlichen Moordammkulturen, den Ackerkulturen, abzugehen, und die Moore zu Viehweiden und Wiesen einzurichten. Diese Arbeiten hatten durchweg überraschenden Erfolg. Der Durchschnittsertrag der Wiesen in Deutschland ist 40 dz/ha; der Durchschnittsertrag richtig angelegter Niederungsmoorwiesen ist dagegen 50 dz/ha. Erträge von 80 bis 100 dz sind nicht selten. Die Anlage von Wiesen auf Niederungsmoor kann mit Kompost geschehen oder mit Sanddecke oder ohne Sanddecke; die Anlage von Moorweiden geschieht jetzt stets mit Sanddecke.

Moorwiesen mit Kompostierung hatte der Rittergutsbesitzer v. Saint-Paul in Jäcknitz bei Zinten O.-Pr. schon um das Jahr 1855 mit Erfolg angelegt. Er stellte Kompost in so großen Mengen her, daß 500 hl auf ein ha verteilt werden konnten. Die Wiesen wurden im Herbst durch 0,75 m tiefe Gräben entwässert und im Frühjahr mit dem Kompost und einer neuen Ansaat tüchtig durcheggt. Das Eggen war der wichtigste Teil der Kulturarbeit. Es mußte sehr schnell und zu rechter Zeit geschehen. Die hierzu verfügbaren Tage und Stunden waren beschränkt. Es mußte nämlich diejenige Zeit wahrgenommen werden, in der der Boden auf 6 bis 8 cm Tiefe aufgetaut, darunter aber noch hart gefroren war, so daß die Pferde von der Frostschicht getragen werden konnten. Das Durcheggen wurde so kräftig wie möglich ausgeführt. Die Erfolge dieses Verfahrens sind überall, wo es zur Anwendung kam, ausgezeichnet gewesen. Es muß aber nach 3 bis 4 Jahren wiederholt werden. Schwierigkeit verursacht die Beschaffung der ungewöhnlich großen Mengen von Kompost.

Die Moorwiesen mit Sanddecken wurden den Rimpauschen Moordammkulturen nachgebildet. Sie unterscheiden sich von diesen dadurch, daß die Entwässerung weniger tief ausgeführt wird. Gräben mit 0,6 bis 0,7 m Wasserspiegeltiefe unter Bord sind im allgemeinen am zweckmäßigsten. Die Entwässerung kann auch auf 0,5 m beschränkt werden, während andererseits eine tiefere Entwässerung selbst bis 1 und 1,2 m wenig schadet. Die Entfernung der Gräben ist etwas geringer zu bemessen als die der Gräben von Ackerkulturen, da bei der geringern Wasserspiegelsenkung die Entwässerung nicht auf die gleiche Breite wirken kann. Vorteilhaft ist es, statt der Gräben Dräns zu verwenden, besonders Faschinendräns, die auf den Wiesen dauernd im Grundwasser liegen können, also sehr haltbar sind. Die Einebnung des Moores muß mit großer Sorgfalt ausgeführt werden. Durch Versuche der Pommerschen Provinzial-Moorkommission wurde ermittelt, daß das Umbrechen durch Pflüge zwar am kostspieligsten ist, aber die besten Erträge liefert. Dies Umbrechen muß im Herbst geschehen, damit die alte Grasnarbe während des Winters gründlich zerstört werde. Die beste Tiefe für den Umbruch durch Pflüge wurde auf 20 cm ermittelt, weniger stellte sich als nicht zweckmäßig heraus. Später ist ein kräftiges Abwalzen geboten.

Die Deckschicht bei Wiesenkulturen ist der Kostenersparnis wegen stets geringer als bei Ackerkulturen. Eine Schicht von 5 bis 6 cm Stärke genügt in der Regel. Die Schicht darf um so geringer sein, je reicher der Lehmgehalt des Sandes ist. An Düngung sind zur Erzielung reicher Ernten auf das Hektar erforderlich: 16 bis 20 Ztr. Kainit in

jedem Jahr, 8 Ztr. Thomasschlacke im ersten und 4 Ztr. in den folgenden Jahren. Eine schwächere Düngung oder ihr Aussetzen ein Jahr um das andere führt zu minderwertigen Erträgen. Demnächst ist eine vollständig neue Ansaat mit guten Dauergräsern geboten[1]).

Moorwiesen ohne Sanddecke sind erheblich wohlfeiler in der Anlage und trotz geringerer Erträge fast ausnahmslos wegen der geringern Anlagekosten wirtschaftlicher als Wiesen mit Sanddecke. Die Entwässerung ist vorsichtig auszuführen, auf 0,5 m zu beschränken. Sie kann durch Gräben, besser durch Dräns, besonders Faschinendräns, erfolgen. Es ist aber von vornherein die Möglichkeit ins Auge zu fassen, das Wasser in den Gräben der Dräns anzustauen: dann hat auch eine tiefere Entwässerung keine Bedenken. Im Winter ist eine möglichst energische Durchlüftung der obern Bodenschicht vorzunehmen. Im Frühjahr, wenn das Wachstum der Pflanzen beginnt, muß für Anstauung gesorgt werden. Diese beginnt gewöhnlich im April, mitunter schon im März. Zur Düngung ist Kainit und Thomasschlacke zu verwenden. Eine ausreichende Aussaat guter Dauergräser ist geboten.

Um Weiden auf moorigem Grund anzulegen, muß dieser durch eine gute Entwässerung unbedingt trockengelegt werden und eine feste und dichte Grasnarbe erhalten. Die Entwässerung ist stets durch Dräns nicht durch Gräben auszuführen. Für Röhrendräns genügt 0,8 bis 0,9 m Tiefe, Faschinendräns können noch flacher, 0,6 bis 0,7 m tief, verlegt werden. Eine tiefere Lage ist zweckmäßig, um im Winter den Grundwasserstand möglichst tief senken zu können: dann sind aber Stauanlagen geboten. Die Anstauung muß mit Vorsicht ausgeübt werden, damit der Boden nicht zu weich für das Weidevieh werde.

Die Bedeckung des Bodens ist für Moorweiden stets geboten, damit die Narbe fest und dicht bleibe. Eine Sandschicht von 5 cm Stärke genügt. Unterbleibt die Bedeckung, so geht die Weide in trockner Zeit leicht stark zurück, und sie hat in feuchter Zeit nicht genügend Widerstandsfähigkeit gegen den Tritt der Weidetiere. Die vom Vieh stark begangenen Stellen wie Triften, Tränkplätze, die Streifen längs der Zäune und dgl. müssen etwas stärker besandet und enger dräniert werden als die übrigen Stellen.

Um die Oberfläche möglichst dicht zu erhalten, ist sie mit einer schweren Walze zu behandeln. Dies ist gerade für Moorweiden von großer Bedeutung. Es wird dadurch die wasserhaltende und namentlich die wasserhebende Kraft der Mooroberfläche auf Kosten der tiefern wassergesättigten Schichten erhöht. Die Düngung mit Kaliphosphat, die auf Mooräckern und Wiesen regelmäßig erfolgen muß, ist auf den Weiden nur ab und zu je nach Bedarf erforderlich. Es genügt im Zeitraum von 3 bis 4 Jahren eine Gabe von 12 bis 16 Ztr. Kainit und entsprechender Menge Thomasschlacke auf das Hektar, denn die tierischen Auswurfstoffe führen große Menge der entzogenen Nährstoffe dem Boden wieder zu.

§ 55. Die Fehnkultur.

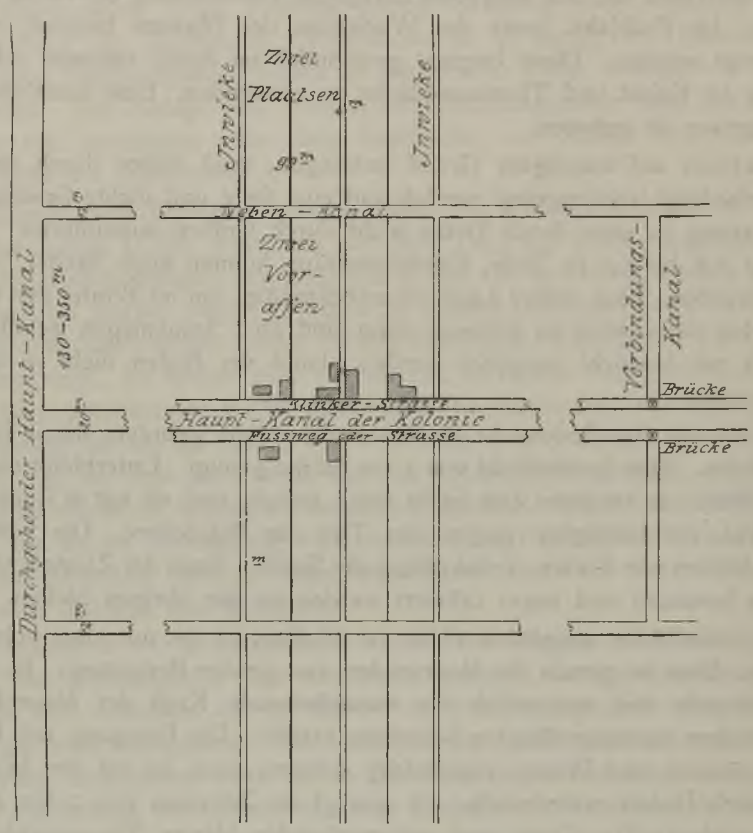
Die Veen- oder Fehnkultur beruht auf der Gewinnung und den Absatz des Torfes. Der zu Brennzwecken geeignete Torf wird bis auf den unorganischen Untergrund ausgestochen und auf den bis in den Untergrund eingeschnittenen Kanälen in die nahen Städte und Marschen verfrachtet, während die abgetorften Flächen in landwirtschaftliche Kultur genommen werden.

---

[1]) Vgl. die Angaben der Moorversuchsstation in Bremen über Saatgemische in den Mitteilungen d. Moorkultur-Ver. 1903, S. 6 und 1914, S. 10.

Bei der Brenntorfgewinnung wird die oberste, zu Brennzwecken untaugliche Moortorfschicht (sog. Bunkerde) oft in einer Mächtigkeit von mehr als 1 m beiseite geräumt, nach dem Abtorfen aber wieder auf die ausgestochenen Flächen hinabgeworfen, verebnet und 6 bis 10 cm hoch mit dem aus den Kanälen gewonnenen Sand überdeckt. Durch mehrmaliges Pflügen wird dieser Sand mit der Bunkerde vermischt und gleichzeitig mit großen Mengen natürlichen Düngers (städtischen Fäkalien, Kompost, Straßenkehricht, Marscherde, Seeschlamm usw.) gedüngt. Diese Dungstoffe werden als Rückfracht aus

Abb. 124. Fehnkolonie.



den Städten, aus den Marschen und von der Küste her mitgebracht und bilden die Grundlage der bei diesem Kulturverfahren erzielten reichen Ernten.

Neben dem jeweiligen Hauptkanal, der den gesamten Verkehr eines Moorgebiets aufzunehmen hat, ist noch ein Netz von gleichfalls schiffbaren Nebenkanälen, in Holland Inwieken genannt, notwendig. Diese Inwieken werden nach Abb. 124 so angelegt, daß zunächst von dem durchgehenden Hauptkanal drei Kanäle abzweigen; ein mittlerer als Hauptkanal der Kolonie und zwei Neben- oder Achterkanäle für die Entwässerung: in diese Nebenkanäle münden die Inwieken. Je zwei Kolonate liegen zwischen zwei Inwieken. Die beiden vordern Teile heißen Vooraffen und nehmen die Gebäude und Gärten auf, die hintern heißen Plaatsen und werden landwirtschaftlich verwertet.

§ 56. Die Brandkultur.

Die eigentliche Heimat des Moorbrennens ist das linke Weserufer. Bis vor wenigen Jahrzehnten noch stand dies Verfahren im ganzen Nordwesten Deutschlands, insbesondere auf den ostfriesischen Hochmooren, in großer Übung. Es wird das Moor durch Zuggräben und sog. Grippen entwässert. Letztere sind 0,6 m breite und 0,6 m tiefe Gräben, die 10 bis 12 m voneinander entfernt sind und in die Zuggräben münden. Dann wird die obere Moorschicht mit der Moorhaue oder dem Spaten in Schollen zerstückelt und diese, wie der Grabenauswurf, zur Überwinterung auf dem Moor verteilt. Im Frühjahr werden die Gräben nachgearbeitet, die Moorschollen zerkleinert und in 0,5 m hohen, 2 m entfernten Haufen aufgeschichtet. Ende Mai oder Anfang Juni wird das Moor angezündet. Das Feuer verbreitet sich von hier aus über die ganze Moorfläche, und es ist nur dafür zu sorgen, daß es nirgends zu tief gehe, sondern die Oberfläche gleichmäßig ergreife und in Asche verwandle. In die noch heiße Asche wird dann Buchweizen gesät, die einzige Frucht, die auf gebrannten Mooren gute Erträge liefert; bei alljährlichem Brennen gedeihen aber auch Roggen, Hafer und Kartoffeln. Nach der Aberntung wird das Moor zum Brennen für das nächste Jahr vorbereitet. So kann die Benutzung des Moores mehrere Jahre lang fortgesetzt werden. Aber von Jahr zu Jahr nimmt der Ertrag ab. Endlich, nach ungefähr sechs Jahren, ist er so gering, daß er kaum die Mühe des Brennens und Säens lohnt. Dann unterbleibt das Brennen, die Fläche muß mindestens 30 Jahre lang brach liegen bleiben, bis der Buchweizenbau von neuem beginnen kann.

Es ergibt sich hieraus als Nachteil der Brennkultur: Auf eine sechsjährige Ernte folgt eine 30jährige Brache, jede Fläche hat unter 36 Jahren nur sechs Erntejahre, oder $^1/_6$ des ganzen Landes bringt nur Erträge, $^5/_6$ liegen brach. Dazu kommt die Unsicherheit des Brennens. Wird dasselbe durch die Ungunst der Witterung unmöglich gemacht, so ist die ärmliche Bevölkerung dem größten Elend ausgesetzt. Weiter ist zu beachten die Unsicherheit der Ernten, da Buchweizen sehr leicht ausfriert, die Belästigung, die weiten Länderstrichen durch den Höhen- oder Moorrauch zugefügt wird, und endlich der Umstand, daß das Feuer leicht zu tief in das Moor eindringt, es zu ertraglosen Müllmooren verbrennt.

Diesem Nachteil hat der Oberförster Brünings in Kuhstädt (Reg.-Bez. Stade) dadurch abgeholfen, daß er das Moor nicht gegen, sondern mit dem Winde brennen ließ. Dies geschah im Augustendorfer Moor in den 60er und 70er Jahren des vorigen Jahrhunderts. Hierbei stehen die Arbeiter vor dem Feuer auf dem brennenden und glimmenden Moor. Sie müssen daher dichte Kleidung, feste Schuhe und Handschuhe tragen. Sie haben aber das Feuer in Aufsicht und können es da töten, wo es zu tief in das Moor einbrennen würde. Müllmoore entstehen bei diesem Verfahren nicht. Aber auch hier bleibt der Übelstand bestehen, daß bei dem Brennen nie gedüngt, nur geerntet, also Raubbau getrieben wird. Dies hat dazu geführt, daß die Brandkultur gegenwärtig gänzlich verworfen und durch polizeiliche Maßnahmen möglichst eingeschränkt wird.

§ 57. Die deutsche Hochmoorkultur.

Die wissenschaftlichen Untersuchungen der Hochmoore haben ergeben, daß die unmittelbare Übertragung des Kulturverfahrens der Niederungsmoore auf Hochmoore nicht möglich ist. Die Bedeckung mit Sand ist unzulässig wegen der meilenweiten Ausdehnung der Hochmoore. Auch die Düngung bietet Schwierigkeiten. Die Hochmoore enthalten weniger Nährstoffe, sie sind ärmer an Kalk als die Niederungsmoore, ihre Pflanzenreste

sind unvollkommener zersetzt und sehr sperrig, so daß ein gleichgroßes kubisches Maß viel weniger feste Stoffe enthält. Die Trockenmasse besitzt durchschnittlich:

Trockenmasse	Stickstoff %	Kali %	Kalk %	Phosphorsäure %
im Niederungsmoor	2,5	0.10	4,00	0,25
im Hochmoor, obere Schicht (Heidehumus) . . .	1,2	0,05	0,35	0,10
im Hochmoor, untere Schicht (Moostorf) . . .	0,8	0,03	0,25	0,04

Da nun 1 cbm frischer Boden des Niederungsmoores durchschnittlich 250 kg, des Heidehumus 120 kg, des Moostorfes 90 kg Trockenmasse enthält, so befinden sich in einer Fläche von 1 ha Größe auf 0,20 m Tiefe folgende Nährstoffmengen durchschnittlich:

Nährstoffmengen von 1 ha bis 0,20 m Tiefe	Stickstoff %	Kali %	Kalk %	Phosphorsäure %
im Niederungsmoor	12 500	500	20 000	1250
im Hochmoor, obere Schicht (Heidehumus) . . .	2 880	100	840	240
im Hochmoor, untere Schicht (Moostorf)	1 450	54	450	72

Diese Zahlen lassen sofort die Überlegenheit des Niederungsmoores gegenüber dem Hochmoor erkennen. Sie zeigen ferner, das der Heidehumus besser ist, als der Moostorf. Es wird daraus für die neue Kultur die Lehre gezogen, das Moor nicht abzutorfen, sondern die oberste Schicht für die Kultur zu benutzen. Weiter ergibt sich, daß Kali und Phosphorsäure in größern Mengen aufzubringen sind, als auf Niederungsmoor. Es ist auch Kalk und sogar Stickstoff erforderlich, ersterer schon deshalb, um die sperrigen Pflanzen des Hochmoors schneller zur Zersetzung zu bringen.

Die Entwässerung geschieht durch Hauptgräben, Zuggräben und Grippen. Den Haupt- und Zuggräben gibt man 0,8 bis 1 m Tiefe, nach Erfordernis auch mehr. Alle Gräben im Hochmoor erhalten steile Böschungen. Die faserige Beschaffenheit des Moores läßt dies zu. Man erreicht dadurch den Vorteil, daß den zerstörenden Einflüssen der Witterung eine geringere Oberfläche geboten wird als bei einer flachen Böschung.

Die Grippen erhalten 0,6 m obere, 0,4 m untere Breite und 0,5 bis 0,6 m Tiefe. Sie werden in 15 bis 20 m Entfernung angelegt je nach dem Zersetzungszustand des Moores. Viel besser ist es, statt der Grippen Dräns anzuwenden und zwar vorzugsweise Faschinendräns oder Stangendräns, in sehr weichem Moor auch die Butzsche Kastendränung. Röhrendräns sind auf Latten zu verlegen und mit Heidekraut zu umpacken. Die Dräns erhalten 15 bis 20 m Entfernung und 1 m Tiefe bei gut gelagertem Moor, 1,2 m in weichem Moor.

Alsdann wird das Moor gekalkt und zwar mit 40 Ztr. gebranntem Kalk oder 80 Ztr. hochprozentigem Kalkmergel auf 1 ha. Der Ätzkalk wird in Haufen geschüttet, mit Moor bedeckt und nach dem Zerfallen, das feuchte Witterung oder Begießen mit der Brause beschleunigt, in Pulverform bei windstillem Wetter über das Moor verteilt.

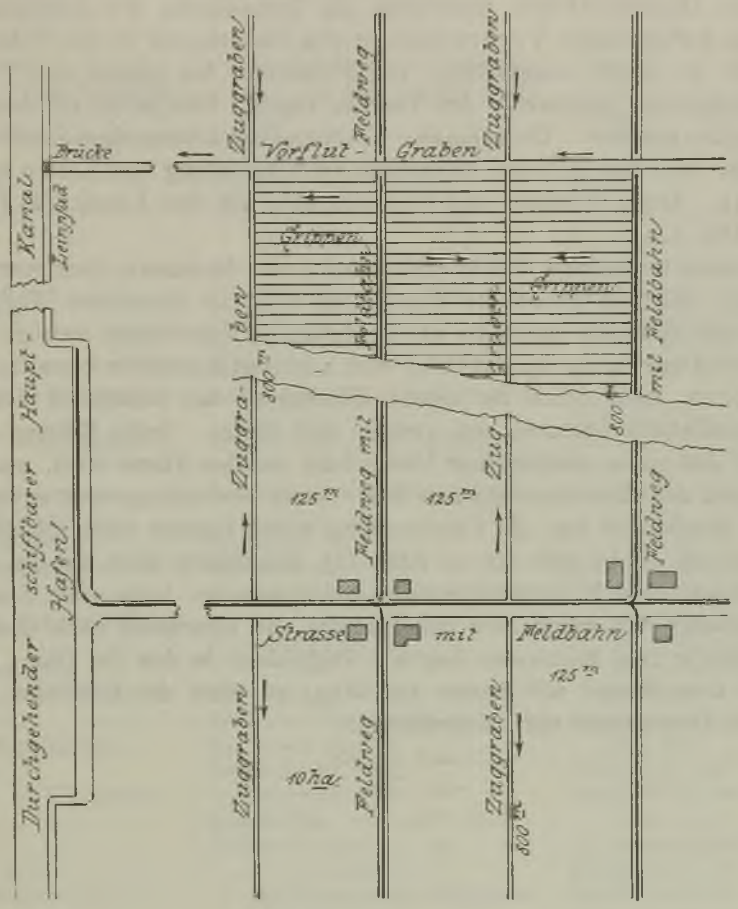
Auf die Kalkung folgt eine Brachbearbeitung. Sie ist mit der Hacke auszuführen, anfänglich auf 10 bis 12 cm, sodann auf 20 bis 25 cm Tiefe. Hierdurch erreicht man sowohl eine gute Verteilung des Kalkes wie eine Durchlüftung des Moores.

Die darauffolgende künstliche Düngung des Hochmoors wird in der Regel ausgeführt auf ein Hektar:

im ersten Jahre 150 kg Kali und 150 kg Phosphorsäure,
im zweiten Jahre mit 125 kg Kali und 125 bis 100 kg Phosphorsäure,
im dritten Jahre mit 125 bis 100 kg Kali und 75 kg Phosphorsäure,
in den folgenden Jahren mit 125 bis 100 kg Kali und 75 bis 50 kg Phosphorsäure,
außerdem werden 60 bis 15 kg Stickstoff gegeben.

An Phosphorsäure (Thomasschlacke) kann bei jungfräulichem Moor mit langem grobstengligen Heidekraut durch vorsichtiges ein-, höchstens zweimaliges Brennen, an Stickstoff (Chilisalpeter) bei Anbau von *Papilionaceen* (Erbsen, Bohnen, Klee u. dgl.) stets

Abb. 125. Deutsche Hochmoorkolonie.



mit gutem Erfolg durch Impferde gespart werden. Als Impferde dient Seeschlick, Marscherde, sowie jeder Boden, auf dem Hülsenfrüchte erfahrungsgemäß gut gedeihen. Sie wird nach der Durchwinterung möglichst feinpulverig in geringer Menge — ungefähr 40 bis 80 Ztr. auf ein Hektar — über das Moor verteilt und trägt demnächst zur Entwicklung des Mikrokokkus »Rhizobium leguminosarum« bei, der nach den HELLRIEGELschen Versuchen in den Wurzelknöllchen der Papilionaceen die Übertragung des Stickstoffs der Luft auf den Boden vermittelt.

Die so vorbereiteten Hochmoore können sowohl als Äcker wie als Wiesen benutzt werden. Unter allen Umständen sind die Moore mit schweren Walzen zu bearbeiten. Es ist bekannt, daß die Kulturen auf Hochmoor viel leichter unter Trockenheit leiden

als gleichartige Kulturen auf einem ebenso stark entwässerten gut zersetzten und durchlüfteten Niederungsmoor. Es muß daher auf Hochmoor durch schwere Walzen dafür gesorgt werden, daß die obern Schichten des Moores gedichtet werden, so daß sie imstande sind, die Feuchtigkeit leichter zurückzuhalten, die durch die Niederschläge dem Moor zugeführt wird, und auch die Fähigkeit des Moores zu vergrößern, aus tiefern feuchten Lagen Wasser aufzunehmen.

Beiden Kulturen — der Fehnkultur und der deutschen Hochmoorkultur — gemeinsam ist die Erschließung des Moores durch einen durchgehenden Schiffahrtskanal, der die Kolonate mit der Außenwelt verbindet. Dieser Schiffahrtskanal hat bei der Fehnkultur weitgehende Verzweigungen in die Kolonie hinein bis zu jedem einzelnen Gehöft: bei der deutschen Hochmoorkultur unterbleibt die Verzweigung der Schiffahrtswege, hier wird nur eine hafenartige Verbreiterung des Hauptkanals in der Nähe der Kolonie als Liegestelle für Schiffe vorgesehen. Die Fehnkultur hat sonach den Vorteil, daß sie mit der Entwässerung gleichzeitig den Verkehr regelt. Dies ist bei der deutschen Hochmoorkultur nicht möglich. Die schmalen Vorflutgräben können dem Schiffsverkehr nicht dienen. Dafür wird das moderne Hilfsmittel zur Beförderung von Lasten herangezogen: die Feldbahn. Diese verbindet den Wirtschaftshof mit dem Lande, das Land mit dem Hafen (vgl. Abb. 125).

Die einzelnen Kolonate wurden früher auf 10 ha bemessen, jetzt werden sie 12 ha groß angelegt. Hiervon werden im allgemeinen 6 ha als dauerndes Weideland ausgeworfen, 3 ha als Mähwiese und 3 ha als Ackerland. Von diesen werden durchschnittlich 1,5 ha mit Roggen, 0,5 ha mit Hafer und 1 ha mit Kartoffeln bestellt. Eine Fläche von dieser Größe kann durch die eigene Arbeitskraft des Kolonisten bestellt werden. Der Wirtschaftsbetrieb gestaltet sich einfach und sicher. Jedes Kolonat muß so beschaffen sein, daß es in unmittelbarer Verbindung mit dem Hause steht, und daß es auch Verbindung mit dem Entwässerungsnetz hat. Diese Verbindung muß so sein, daß jeder Kolonist die Möglichkeit hat, die Entwässerung seines Landes nach seinem Belieben zu regeln. Hiernach ergibt sich der in Abb. 125 dargestellte Plan für die Anlage einer Hochmoorkolonie. Die Kolonistenhäuser liegen beisammen längs einer Straße, der Vorflutgraben befindet sich abseits von den Häusern und entwässert nach dem Schiffahrtskanal; zwischen je zwei Kolonaten liegt ein Zuggraben, in den die Dräns oder Grippen münden und abwechselnd mit diesem ein Weg, auf dem die Feldbahn liegt. Diese führt über die Hauptstraße nach dem Hafen.

Sachregister.

Abbaue 568.
Abessinierbrunnen 305.
Abfallrohr 77.
Abfangkanäle 389.
Ablaßhähne in Rohrleitungen 379.
Ablaßschieber in Rohrleitungen 379.
Ablaßschleusen 550.
Ablaßvorrichtung 90.
Ablauf 732.
Ablaufbahn 730.
Ablaufschlitten 730.
Abrollungen 570.
Absetzdock 741.
Absitzbecken 438.
Absperrschieber in Rohrleitungen 370.
Absperrungen, vollständige 568.
Absteifungsschrauben 405.
Absturzschächte 370, 371.
Absturzstrecken 370.
Abwasser, Desinfektion des, 443.
—, Zuführung und Verteilung des, 446.
—, Hebung des, 427.
—, — —, mittels Druckluft 427.
Abwässer-Fischteiche 854.
Abweiser 564.
Abzugsgräben, Größe offener, 270.
Abzweige 411.
Abzweigrohre 411.
— aus Zementbeton 413.
Al-Zement 18.
Anlaufkurve 387.
Anschlußbau aus Packfaschinen 584.
Anschlußstutzen 411.
Anschlußwerke 567, 584.
Anstrich der eisernen Bauteile vor der Zusammensetzung 151.
Artesische Brunnen 276.
Asphalt für Fahrbahndecke 177.
Asphaltkitt 412.
Ästuarium 666.
Aufkadung 628, 639.
Auflager, festes 202.
Auflagerknotenpunkte 234.
Auflagerplatten, Verbindung der, mit dem Auflagerstein 239.
Aufleiter 766.
Aufstau der Flüsse 551.
Aufsteckladen 511.
Ausfluß des Wassers aus Mündungen 284.
Ausflußmenge, wirkliche 284.
Ausflußzahlen 284, 486, 488,
Ausgleichbecken 444.
Ausgleichbehälter 281, 328.
Auslage 640.
Ausmündungen von Dräns 801, 802, 803.
Ausrüstungsvorrichtung 85, 89, 90.
Aussteifungswinkeleisen 196.
Außendeich 685.
Außentief 630.
Außenvorsiel 630.
Ausweichestellen in Seekanälen 693.
Ausweichräder 774.

Bäche 460.
Bach- u. Wegverlegung 5.
Backbord 691.
Baggerkasten 754.
Baggerungen 595.
Baken 689.
Balkenbrücken 29, 181.
— aus Eisenbeton 43.
—, Berechnung der einfachen hölzernen, 109.
—, einfache hölzerne 107.
— mit Sattelhölzern 109.
— — — und Kopfbändern 110.
— nach System Möller 29.
—, verstärkte 109.
—, vollwandige 201.
Balken-Fachwerksträger 204.
Balkensiele 633, 634.
Balkenträger 106, 180.
—, Anordnung der, 106.
—, Berechnung der, mit Sattelhölzern und Kopfbändern 115, 116.
Balkenträger, Berechnung eiserner, 183.
Balkenträgerbrücken, einfache 100.
—, verstärkte 100.
Balkenverstärkung durch Sattelhölzer 109.
Balkenwände 580.
Bänder 572.
Bandfaschinen 572.
Bandrechen 437.
Barren 588, 664.
Bastardpumpe 325.
Baubestandteile bei der Regelung der Flüsse 593.
Bauhölzer, Normalmaße für, 97.
Baumkantiges Holz 97.
Baumwehren, rauhe 589.
Bausteine für Brücken 16.
Baustoffe der steinernen Brükken 16, 19.
—, Prüfung der, 143.
Bauten, aufliegende 564.
—, durchlässige 564.
—, schwebende 564.
—, vorspringende 564.
Bauwerkseisen, Beschaffenheit der, 148.
Bazinsche Formel 364, 476, 481, 482.
Bearbeiten des Eisens 143.
Bearbeitung der Bauteile aus Eisen 150.
Bearbeitungsproben 148, 149.
Beetgräben 757, 758, 860.
Beetsystem 846.
Beharrungsstand eines Flußlaufs 461, 560.
Belageisen 146.
—, Befestigung der, auf den Trägern 166.
—, parallel der Brückenachse auf Querträgern liegende 173.
—, quer über den Hauptträgern liegende 172.
Belastung durch Menschengedränge 12.
— für kleine Brücken, Quer- und Schwellenträger 10.

Belastungen gewölbter Brükken 43.
Belastungsfläche 45.
Belastungsgleichwert 44.
Belastungslinie 44.
Berauhwehrung 575.
Berechnungsweite eines Balkenträgers 181.
Beregnung 834.
Beregnungsanlagen 837.
Bergfeuchtigkeit 272.
Berggeschwindigkeit d. Schiffe 529.
Berme 545, 566.
Besamung 638.
Beschleunigung der Geschwindigkeit eines Wasserlaufs 464.
Beschotterung der Holzbrükken 102, 103.
Bessemer-Birne 141.
Bessemer-Flußeisen 141.
— -Verfahren 141.
Besteck, astronomisches 662.
—, gegißtes 662.
Beton 17.
Betonbrücke, schiefe 83.
Betoneisenkonstruktionen als Brückentafel 178.
Betongelenke 27.
Betongewölbe 22.
—, Ausführung der, 23.
— mit Eisenanlagen 23.
Beton-Kämpfergelenk 28.
Betonkanal mit Klinkerbekleidung 410.
Betonkanäle, in der Baugrube gestampfte 405.
Beton, plastischer 24.
Beton-Scheitelgelenk 28.
Betonspritzverfahren 17.
Beton, weicher 24.
—, zulässige Spannungen 60.
Betriebsdrucklinie 234.
Bevölkerungszuwachs, Kurve des, 289.
Bewässerung der Kulturländereien 812.
— — —, Wasserbedarf 813.
— mit städtischem Abwasser 842.
— von Bäumen 832.
Bewegung, gleichförmige, des Wassers 355, 356.
—, ungleichförmige, des Wassers 355, 489.
Bezirkskanäle 393.
Biegeproben 148, 149.
Biegungsmomente, größte, durch Verkehrslast 184.
Bindemittel des Mauerwerks 16.
— für Beton 17.
Binder eines Lehrgerüstes 85.
Bingerloch 594.
Binnendeiche 625.
Binnengewässer 458.
Binnenhäfen 516, 531.
—, Tiefe der, 532.
Binnenkanäle 537.
—, die verschiedenen Arten der, 537.
—, Entlastungsanlagen 550.
—, Entnahme des Wassers zur Speisung 548, 549.
—, Hauptabmessungen des Wasserquerschnitts 537.
—, Höhen- u. Gefällverhältnisse 539.
—, Kernform des Wasserquerschnitts 537.
—, Krümmungshalbmesser der, 539.
—, Linienführung 540.
—, —, allgemeine 540.
—, —, ausführliche 540.
—, Mittellinie eines, 539.
—, Sicherheitstore 550, 551.
—, Wassertiefe 539.
—, Wasserverbrauch 547.
—, Wasserverluste 548.
—, — an Schleusen 548.
—, — durch Verdunstung 548.
—, — durch Versickerung 548.
—, zweischiffige 530.
Binnenschiffahrt 516, 519.
Binnenschiffe, Entwerfen und Bau der, 519.
Binnenseen 458.
Binnentief 630.
Binnenvorsiel 630.
Biologische Reinigung des Abwassers 443.
Blattwasser 837.
Blauwärme 143.
Blechbogen 250, 251, 252, 253, 254, 255.
Blechbrücke, Beispiel einer, 192, 201, 202.
—, Berechnung einer, 192.
Bleche 144.
Blechträger 191, 192.
—, Anschluß von, an Blechträger 180.
—, Aussteifung der Blechwand 196.
—, Berechnung der, 192.
— Gurtplatten 192, 194.
—, Gurtungen der, 191.
—, Gurtungswinkeleisen der, 191.
—, Höhe der, 191.
—, Nachteile der größern, 182.
—, Niete zur Verbindung der Gurtwinkel mit der Blechwand und den Deckplatten 196.
Blechträger, Nietteilung 196.
—, Stärke der Blechwand 196.
—, Steg der, 191.
—, Stehblech der, 191.
—, Stoß des Stehblechs 198, 199.
—, Stöße der Blechwand 202, 203.
—, — — Gurtungen 202.
—, Vorzüge der, 181.
—, zulässige Inanspruchnahme der, 193.
Bleiplattengelenke für Brücken 27.
Blendmauern 80.
Böcke der Wehre 498.
Bodenfilter, Größe der, 445.
Bodenfilterung 445.
Bodennässe, Folgen zu großer, 748.
Bodenwasser 271.
Bogenbrücken, eiserne 248.
—, freizuhaltende Durchfahrtsöffnung 249.
—, Hauptträger der, 250.
—, Kämpferweite 249.
—, massive 15.
—, Pfeilverhältnis 249.
Bogen, einwandiger 252, 253.
—, gelenkloser 252.
—, steifer 250.
—, zweiwandiger 253.
Bogenrohre 411.
Bogenschub 249.
Bogensehnenträger 204, 205.
Bogenträger 180.
—, Stützung des, 250.
—, Versteifung des, 250, 256.
Bohlenbelag 102, 174.
Bohlen, Berechnung der, 100, 101.
Bohlenbelag, Befestigung des, auf Belageisen 175.
—, — —, der Straßenbrücken 175.
—, Material des, der Straßenbrücken 174.
Bohlenböden 579.
Bohlenlaschen 109.
Bohlentore für Siele 632.
Bohlenwände 579.
Bohlenwerke 579.
Bohlwerke 567, 579.
Bojen 689.
Bollwerke 579.
Bolzen, eiserne 121.
Bore 667.
Böschungskegel 81.
Böschungsstücke 81, 82.
Brahe-Wehr 506.
Branden 646.
Brandkultur 871.
Brandreserve 337.

Brauchwasserkanäle, Weite der, 430.
Bremskräfte bei Eisenbahnbrücken 14.
Bremsträger 248.
Bremsverband bei Eisenbahnbrücken 140, 248.
Bretter, besäumte 97.
Brownlow-Weed 574.
Brüche 458.
Bruchmoor 857.
Bruchsteingewölbe 21.
Brücke bei Draulitten 26.
Brücken 1.
Brückenachse 2.
—, Lage der, 2.
Brückenaugen 78.
Brücken aus Walzbalken mit Betonkappen 190, 191.
Brückenbahn, Höhe der, 2.
—, Lage der, 2.
Brückenbalken, unbeschlagener 107.
Brückenbau 1.
Brücken, Befestigung der Belageisen auf den Trägern 166.
—, Breite der Fahrbahn 76.
—, die auf die, wirkenden Kräfte 5.
—, die zu den, verwendeten Eisensorten 143.
—, Eigengewicht der, 5.
—, — — Eisenbahn-, 7.
—, — — eisernen, 5, 6, 7.
—, — — Holz-, 9.
—, — — Stein-, 5.
—, Einfluß der Wärmeänderung 14.
—, eiserne 138.
—, Endabschluß bei, 172.
—, — durch Schleppblech 170.
—, Entwässerung eiserner, 170.
—, — massiver, 76, 77.
—, Entwässerungsrohr 78.
—, Fahrbahn massiver, 76.
—, — mit Bettung auf eisernen Eisenbahn-, 157, 158.
—, — ohne Bettung auf eisernen Eisenbahn-, 154, 163.
—, gerade 2, 159.
—, gewölbte 19.
—, —, kleine 35.
—, —, statische Berechnung der, 43, 72.
—, —, Wölblinie der, 35.
—, Grundrißanordnung eiserner, 159.
—, Grundriß- und Höhenlage kleiner, 5.
—, Hauptmaße der, 3.
Brücken, Hauptteile der eisernen, 138.
—, konstruktive Ausbildung der einzelnen Bestandteile massiver, 76.
—, Längsachse der, 2.
—, lichte Höhe über Eisenbahnen 4.
—, — — — Straßen 3.
—, massive 14.
—, offene 139, 216, 219, 246.
—, schiefe 2, 82, 159, 160.
—, Schienen auf eisernen Querschwellen 167.
—, — — Holzquerschwellen 164.
—, Schienenbefestigung direkt auf Querträgern 163.
—, — — auf Längsträgern 164,
— mit Schienen direkt auf den Hauptträgern 156.
—, steinerne 14.
— über Eisenbahnen 3.
— — Straßen 3.
Brückengradiente 154.
Brückentafel aus Betoneisen 177.
Brückenträger, Berechnung eiserner, 182.
—, hölzerne 107.
Brücke über den Elb-Trave-Kanal 206.
— — — Rhein bei Wesel 207.
— — — — bei Roppenheim 206.
— — die Murg 39.
— — — Volme 84.
— — — Werra 205.
— — — Weser 205.
Brügger Seekanal 693.
Brunnen 299.
— -Anlage des Wasserwerks von Gießen 299.
—, artesische 305.
—, Bohren der, 306.
—, eiserne 304.
—, fließende 279.
—, gemauerte 301.
—, gußeiserne 304.
Brunnenkammer 310.
Brunnenkessel 300.
Brunnenkranz aus Eisen 301, 302.
— — Holz mit eiserner Schneide 301.
Brunnenkränze 301, 302.
— mit Bretterschalung 302.
Brunnenschling 302.
Brunnensteine 299.
Brunnenstuben 279, 310, 311.
— im Eybtale 311.
—, kleine 311.
Buckelplatten 146.
Buckelplatten, Vernietung der, 169.
Bug eines Schiffes 520.
Bugwelle 525.
Buhnen 564, 565, 584.
—, durchlässige 567.
—, einander gegenüberliegende 566.
—, Entfernung der, voneinander 566.
—, gleichzeitige Anwendung von. und Parallelwerken 565.
—, hochwasserfreie 566.
—, Kopf der, 564.
—, Krone der, 564.
—, normale 565.
—, senkrechte 565.
—, Streichseite der, 564.
—, stromabwärts gerichtete 565.
—, stromaufwärts gerichtete 565.
—, überflutbare 566.
—, versenkte 564, 566, 584
—, Wurzel der, 564.
—, Wirkung der, 564.
Buhnenfelder 564.
Bünde bei Walzen 242.
Bunkerde 870.

Chausseeüberführung vom Dortmund-Ems-Kanal 176.
Coupillen 240.

Dalben 729.
Dammbalken 497, 504.
—, an Falze greifende 504.
—, hölzerne 504.
—, in Nuten eingreifende 504.
— mit Haken 504.
— — Ringen 504.
Dammbalkenwehre 485, 497, 504.
Dammbrust 329.
Dammfalze 504.
Dammgräben 758.
Damm, von Pressel ausgeführter 581.
Dampfschiffahrt 522.
Dampfstraßenwalze 12.
Darcysche Röhre 477.
Darcys Formel 358.
Deckbretter 107.
— auf Luftklötzen 107.
Deckgewölbe der Straßenkanäle 408.
— — —, Herstellung der, 408.
Decklagen 574.
Deckplatten der Blechträger 192.
— — —, Länge der, 195.

Deckplattenenden, Abstand d. theoretischen, vom Auflager 195.
Deckwerke 564.
Deichbasis, Vorbereitung der, 636.
Deichbrüche 639, 640.
—, gewöhnliche 640.
—, Schließung von, 687.
Deiche 624.
—, Absackungen der Außenböschung 639.
—, Außenberme 627.
—, Außenbermegraben 626.
—, Außenböschung der, 627.
—, Binnenberme 627.
—, Binnenbermegraben 626.
—, Binnenböschung der, 627.
—, Durchfahrten 629.
—, geschlossene 624.
—, Herstellung der, 636.
—, Kappe der, 627.
—, Kappenbreite 627.
—, Lage der, 625.
—, offene 624.
—, Querschnitt der, 626.
—, Stopfung größerer Quellen 639.
—, Verhütung des Überlaufs des Wassers bei Eisstopfungen 639.
—, Wiederherstellung eines, 640.
—, Zweck der, 624.
Deicherde 636.
—, Schüttung der, 637.
Deichfläche, Sicherung der, 637.
—, — —, durch Deckrasen 637.
—, Verlegen der Rasen 637.
Deichgenossenschaften 638.
Deichkappe 626.
Deichlücken 629.
Deich mit Tonkern 636.
Deichrampen 628, 629.
Deichschleusen 629, 687.
—, offene 630, 635, 636.
—, Verschlußvorrichtungen 631.
—, Zweck der, 629.
Deichschleuse, massive 634, 635.
Deichsiele 629.
Deichverbände 625, 638.
Deichverstärkung 638.
Deichverteidigung 638.
Deich vor einem Kolk 627.
Deichwachen 638.
Deichweite 625.
Deltabildung 665.
Dichteisen 412.
Differdinger Profile 145.
Dilatationsfugen 82.
Dockhäfen 695, 707.
Docks 735, 738, 739.
Dockschleuse 597, 695.
Doppeldücker 425, 426.
Doppelfilterung 320.
Doppelhebewerk 621, 622.
Doppelkanal 430, 433.
—, Einsteigschacht für, 430, 433.
Doppelschächte für Brauch- und Regenwasserkanäle 431.
Doppelschleusen 597.
I-Eisen 145.
— —, breitfüßige 145.
I-Träger 189.
— —, breitflanschige 154.
— —, parallelflanschige 145.
Doppelzangen 133, 134.
Dortmund-Ems-Kanal 542.
Dränauslauf 791.
Dränbewässerung 830.
Dränleitungen 309.
Dränspläne 804.
Dränröhren, Herstellung der, 785, 786.
Dränrohrpresse 786, 787.
Dräns 778, 785, 787, 794, 795.
— aus gebranntem Ton 785.
— — Steinen 785.
— — Zement 786.
—, Berechnung der, 787.
Dränspaten 798.
Dränstau 810.
Dränstränge 778, 789.
—, Berechnung der Lichtweiten 788.
—, Lage der, 791.
—, Tieflage der, 791.
Dränsysteme 791.
Dränung 778, 791.
—, holländische 759.
Dränwasser 762.
Drehklappen 617.
Drehschütze 617.
Drehtore, einflügelige 613.
Drehungsspannung, zulässige, des Betons 63.
Dreigelenkbogen 252.
Drempel 596, 605.
Drempelanschlag 603.
Drempeldreieck 608, 632.
Druckfigur 50.
Druckhöhe des Wassers 292.
—, hydraulische 293.
—, hydrostatische 292.
—, nützliche 294.
—, Regelung der, 377.
Druckhöhenverluste 293.
Druckhydropulsor 775, 817, 818.
Druck, hydrostatischer 292.
Druckmesser 293.
Druckrohre 375.
—, Weite der, 376.
Druckrohrleitungen 371.
Druckschläge 20.
Druckstollen 369.
Druckzonen 295.
—, Versorgung verschiedener, 295.
Dübel 113, 117, 118.
—, Berechnung der, 118.
—, Breite der, 119.
—, eiserne 121.
—, Entfernung der, voneinander 118.
—, gerade gestellte 113.
—, schräg gestellte 113.
Dücker 366, 425, 547.
—, Berechnung der, 367.
— Ausführung, neuere 425.
— durch die Mottlau bei Danzig 366.
—, gemauerte 366.
—, Längsschnitt eines, 367.
—, unvollkommene 366.
—, Verlegung eines, 367.
—, vollkommene 366.
Dünen 677, 678.
Dünenbau 682.
Dünenkultur 683.
Dünenschutzwerke 679.
Dünung 650.
Durchbiegung in der Trägermitte 189.
Durchdeichung 640.
Durchflußquerschnitt, halbkreisförmiger 363.
— mit eingeschriebenem Halbkreis 363.
—, rechteckiger 363.
—, trapezförmiger 363.
Durchlässe 30.
—, doppelte 31.
—, gedeckte 30, 31.
—, gewölbte 33.
—, —, Gewölbestärke der, 35.
—, —, ohne Flügelmauern, 34.
—, offene 30.
—, Stärke der Widerlager 35.
—, überwölbte 33.
—, —, Wölblinie der, 33.
—, umwölbte 33.
Durchlaufende Träger 109, 181.
Durchstiche 568, 569, 585.
—, Ausführung der, 585.
—, halber Querschnitt eines, 585, 586.

Ebbe 654.
Ebbestrom 657, 666.
Ebbeströmung 657.
Ebbetor 695.
Eichpfahl 486.

Eiform der Kanalquerschnitte 396, 397.
Eikanäle aus Beton 405.
— — Zementbeton 404.
—, benetzter Umfang der, 397.
—, Hauptvorteil der, 396.
—, mit Betonhinterfüllung 404.
— mit Widerlagern 404.
—, Querschnittsfläche der, 397.
Eimerbagger 755.
Einarbeitungszeit 440.
Einbauten 564, 584.
Einfallschächte 421.
Eingelenkbogen 252.
Einlage 640, 687.
Einlaßbauwerke für Kanäle 550.
Einlaßschleusen 550.
Einlaßstücke 414.
— aus gebranntem Ton 414.
Einlaufschächte 422.
Einlaufstellen für Dachwasser 424.
— für Hofwasser 423.
Einschnürung des ausfließenden Wasserkörpers 284.
Einsteigschächte 415, 418, 433.
—, Abdeckung der, 419.
—, Deckel der, 419, 420, 421.
—, Einsteigöffnung der, 418.
—, gußeis. Schachtdeckel der, 419.
—, Grundrißform der, 418.
—, Hineinsteigen in die, 419.
—, Schachtdeckel mit Holzfüllung 419.
—, — — Lüftungsöffnungen, 421.
Einsteigschacht für größere Kanäle 418.
— — kleinere Kanäle 418.
Einzeldränung 791.
Einzelkarten der Wasserläufe 471.
Eisbrecher 528.
Eisenbahnbrücke aus Eisenbeton, Querschnitt einer, 43.
— bei San Franzisko 38.
Eisenbahnbrücken, Querschnitte der, 154, 155, 156.
Eisenbeton 43, 282.
Eisenbetonbalkenbrücke 16.
Eisenbetonbauweise 23.
Eisenbetonbrücken, Leitsätze für die statische Berechnung der, 55.
—, Rechnungsverfahren mit Beispielen 63.
—, statische Berechnung der, 51.
Eisenbetonbrücke über den Pissafluß 40.
Eisenbetonbrücke über den Salzbachflutgraben 42.
Eisenbetongelenke 28.
Eisenbetongewölbe 24.
Eisenbetonplatten 29.
Eisen, das zu den eisernen Brücken verwendete, 140.
Eisenrohre 413.
Eisgang 469, 470.
Eisstand 469.
Eisstopfung 470.
Eisversetzung 470.
Ejektor 432.
Elastizitätskoeffizient des Holzes 98.
Elektrolyse 273.
Embergerbauweise 25, 27.
Endabschluß bei Balkenbrükken 199.
— durch Schleppblech 170.
Endauflager der Balken 108.
Endpfeiler 1, 79.
—, hölzerne 134, 135.
Endquerträger, schiefe 160.
Endschleppträger 162.
Engmaschige Systeme 207.
Enteisenung durch Regenfall 321.
— — Rieseler 322.
Enteisenungsanlagen, geschlossene 324.
—, offene 321.
Entgleisungsträger 167.
Enthärtung des Wassers 326.
Entlastungskasten 370, 371.
Entmanganung des Wassers 326.
Entsäuerung des Wassers 326.
Entwässerung der Städte (s. auch Straßenkanäle) 263, 381.
— — —, Berechnung der Kanalquerschnitte 384.
— — —, Menge des abzuführenden Brauchwassers 384.
— — —, — — — Regenwassers 385.
— — —, Vorarbeiten 383, 384.
— — —, Voruntersuchungen 383.
— der Stadt Gießen 390.
Entwässerungsanlage, Entwurf der, 383.
Entwässerungsgräben 757.
Entwässerungskanäle, städtische (s. auch Straßenkanäle) 389.
—, —, Absteifung der Baugrube 405, 406.
—, —, Ausführung der, 405, 406.
—, —, aus Beton 409.
Entwässerungskanäle, städtische, aus Eisenbeton 402, 410.
—, —, — Rohren 411.
—, —, — Zementbeton 401.
—, —, — Ziegeln 400.
—, —, Baustoffe 400.
—, —, Berechnung der Abflußmengen 394.
—, —, — — Kanalquerschnitte 397, 398.
—, —, Beseitigung d. Grundwassers 406.
—, —, Entlastungsanlagen 393.
—, —, Gefälle der, 394.
—, —, Größenklassen 397.
—, —, Hinablassen der Rohre 412.
—, —, mit Gangbahn 399.
—, —, Querschnittsformen 399.
—, —, Reinigung der, 393.
—, —, Rinne aus gebranntem Ton 402.
—, —, Scheitelstärke 404.
—, —, Sohlengefälle 394.
—, —, Tiefenlage 394.
—, —, tunnelartige Ausführung 406.
—, —, Wandstärke 404.
—, —, zweckmäßige Abflußquerschnitte 396.
Entwässerung von Berlin 392.
Erddräns 779.
Estrich 34.
Eytelweinsche Geschwindigkeitszahl 361.

Fachwerkbogen 250, 251, 256.
—, Aussteifung der, 492.
—, Gurtstäbe der, 256, 257.
Fachwerksbrücken, hölzerne 100, 122, 123, 127.
—, —, Berechnung der Querschnitte 128.
Fachwerkstäbe, Größe und Form der Querschnitte 214.
—, praktische Rücksichten bei Bildung der Querschnitte der, 215.
—, Querschnitte der Diagonalen 220.
—, — — Gurtungstäbe 216.
—, — — Pfosten 220.
—, — — Wandglieder 220.
—, Querschnittsbildung der, 214.
—, zulässige Inanspruchnahme der, 215.
Fachwerksträger 181, 204.
—, Beanspruchung der Pfosten 209.

Fachwerksträger, Berechnung der Diagonalen und Pfosten 209, 210.
—, engmaschige Systeme 207.
—, Form der Gurtungen 204, 210.
—, mehrteilige Systeme 207.
—, Spannungen in den Diagonalen 212, 213.
—, — — — Gurtstäben 212.
—, — — — Pfosten 213.
Fahrbahnbalken 134.
Fahrbahn bei kleinerer Konstruktionshöhe 174.
Fahrbahndecke 100, 102, 139, 174.
— aus Schotter, Pflaster und Asphalt 176, 177.
Fahrbahn der Eisenbahnbrükken 106, 139, 163.
— der Straßenbrücken 100, 174.
— massiver Brücken 76.
Fahrbahngerippe 139.
Fahrbahntafel 100, 139, 168, 174, 176.
— aus Belageisen 174.
— — Buckelplatten 168.
— — ebenen Blechen 168, 172.
— — Hängeblechen 168.
— — Holzbelag 104.
Fahrbohlen 101.
Fahrrinne 464.
Fahrwasser, Bezeichnung des, 691.
Fahrwasserbreite 592.
Fahrwassertiefe 592, 595.
Fahrzeuge der Binnenschifffahrt 518.
Fällmittel 316.
Fallwasser 484.
Falzmuffen der Rohre 401.
Fangbuhne 568.
Fangdamm 639.
Fangfurchen 759.
Fanggräben 755.
Faschinen 571.
—, Anfertigung der, 572.
Faschinenbank 782.
Faschinendräns 781, 782.
Faschinenkreuze 572.
Faschinenwerke 571.
Faschinenwurst 781.
Faulgräben 382.
Fäulnis, geruchlose 440.
Faulräume 439.
Faulverfahren 439.
Fehnkultur 869.
Feinfilter 320.
Feinrechen 436.
Fender 727.
Fernpegel 473.
Festigkeitszahlen der Holzarten 98.
Feuerschiffe 689.
Feuerteiche 279.
Filter 316, 317, 318, 319, 320.
—, Arbeitsgeschwindigkeit der, 317.
—, besondere 320.
—, bedeckte 317.
— der Altonaer Wasserleitung 317.
— des Stralsunder Wasserwerks 317.
— — Chemnitzer Wasserwerks 318, 319.
—, Ergiebigkeit der, 317.
—, offene 317.
—, Stützschichten der, 317.
Filterbett 316.
Filterbrunnen 306.
Filterhaut 316.
Filterkammer des Chemnitzer Wasserwerks 318.
Filtertücher 320.
Filterung, doppelte 320.
Fischbauchträger 204, 205.
Fischträger 205.
Fischleitern 515.
Fischpässe in Wehren 515.
— nach dem Schwimmsystem 515.
— — — Sprungsystem 515.
—, Sperren der, 515.
—, Zungen der, 515.
Fischteiche als Abwasserreinigungsanlagen 445.
Fischtreppen 515.
Flachbrunnen 299.
Flacheisen 144.
Flächenlager 237, 240.
Flachmoore 856.
Flachwalzen 242.
Flanschen 145.
Flanschverbindungen der Rohre 357.
Flechtwerke 572.
Flechtwerkstränge 575.
Flechtzäune 572.
Flettners Drehtürme 522.
Fliehkraft bei Eisenbahnbrücken 13.
Flitschhölzer 97.
Floßdurchlässe 497, 499, 518.
Flöße, Breite der, 518.
Flößerei 518.
Floßgasse, Talmühle, in der Nagold 499, 500.
Floßhäfen 531.
Floßschleuse 551.
Flügel bei Brücken 80, 81.
Flügeldeiche 624, 625, 628.
Flügelmauern 80.
Flügelrechen 437.
Fluggerüste 580, 581.
Flußbau 457, 558.
—, Aufgaben des, 559.
—, Bauteile 570.
—, Baustoffe 570.
—, doppeltes Profil 561.
—, dreifaches Profil 562.
—, Fugen der Pflasterungen 570, 571.
—, Pflasterungen 570.
—, Platten aus Beton und Eisenbeton 571.
—, Steinwerke 570.
Flußbauten, Ausführung der, 580.
Flußbett, Ausbildung des, 669.
Flußbrücken, gewölbte 36, 39, 41.
Flußdeiche, s. auch Deiche, 624, 627.
—, Einteilung der, 624.
—, Herstellung der, 636.
—, Lage der, 625, 626.
—, Querschnitt der, 626.
—, Unterhaltung der, 638.
—, Zweck der, 624.
Flußdücker 366.
Flüsse 460.
—, nicht schiffbare 460.
—, schiffbare 460.
Flußeisen 140, 141, 142, 143, 148.
—, Bearbeitung des, 143.
Fluß, gezähmter 560.
Flußkrautungskette aus Sensenblättern 751, 752.
Flußkrautungsmesser 751, 752.
Flußkrümmungen 468.
Flußmündungen 664, 665, 670, 671.
Flußpfeiler 1.
Flußräumung 750, 754.
Flußschiffe 518, 520.
—, Bau der, 519.
—, eiserne 520.
—, Geschwindigkeit bei, 529.
Flußschleusen 595.
Flußspaltungen 570.
Flußstahl 142, 148.
Flußstrecken, kanalisierte 517.
—, schiffbare 517.
Fluß, verwilderter 560.
Flußwasserversorgung d. Stadt Paris 312, 313.
Flut 654.
—, taube 654.
Flutgebiet 666.
Flutgröße 654.
Flutkurven 659.
Flutöffnungen 551, 555.
Flutperiode 654.
Flutstrom 657, 666.
Flutstundenlinien 661.

Fluttore 695.
Flutwechsel 654.
Flutwellen 645, 656, 659, 665.
Fördergerüst 582.
Förderhöhe, nützliche 376.
—, wirkliche, der Pumpen 376.
Förderrechen 437.
Frankebecken 442.
Frankebrunnen 442.
Franksche Röhre 477.
Freiarchen 485, 486, 497.
Freihafengebiet 697.
Freischleuse 497.
Freiwasser 497.
Frontdeiche 625.
Frostgefahr 749.
Frühjahrswässerung 831.
Füllkörper 446.
Füllungsstäbe 204.
Furchengräben 757.
Furten 471, 592.
Fußgängerbrücke System Hennebique 29.
Fußwegbohlen, Stärke der, 104,
Fußwegdecke eiserner Brücken 178.
Fußwege der Eisenbahnbrükken 178.
— — Straßenbrücken 100, 178.
— eiserner Brücken 140.
— hölzerner Brücken 103, 104,
Fußweg in Eisenbeton 177.
Fußwegtafel aus Belageisen 178.
— — Betoneisenplatten 178.
— — Bohlenbelag 178.
— — Wellblech 178.
— eiserner Brücken 178.
Fußwegüberführung 25.
—, hölzerne 120, 121.
Futterrohr gebohrter Brunnen 306.

Gabelrohre 411.
—, doppelte 411.
Gangbahnen in Stammkanälen 399.
Ganguillet-Kuttersche Formel 364, 481, 482.
Ganzholz 97.
Gärung, saure 440.
—, stinkende 440.
Gebirgsflüsse 460, 590.
—, Bändigung der, 590.
Gebrauchszahl 360.
Geest 678.
Gefahrdeiche 625.
Gefälle, absolutes 463.
— eines Wasserlaufs 463.
—, relatives 463.
Gefällekurve 463.
Gefällslinie 294.
Gegenbehälter 338.
Gegendiagonalen 210.
Gehänge der Wolfschen Bauten 578.
Gehängestange 579.
Gehängetafeln 578.
Geländer der Brücken 13.
— eiserner Brücken 140.
— hölzerner Brücken 105.
— — —, Maße für, 105.
Gelenke der Brücken 27, 252.
— der Gewölbe 45.
Gelenkklappen von Carro 512.
Gerinne 355.
—, Berechnung der, 364.
—, Querschnitte u. hydraulische Tiefen der, 362.
Gerölle 469.
Gerüste, feste 94.
—, fliegende 94.
Gesamthärte des Wassers 291.
Gesamtlichtweite 2.
Geschiebe 469.
Geschwindigkeit der natürlichen Wasserläufe 464.
Geschwindigkeiten, normale, des Wassers in Rohrleitungen 357.
—, Schichtenplan der, 480.
Geschwindigkeitsformeln 481.
Geschwindigkeitshöhe 284, 288.
Geschwindigkeits-Koeffizient 356.
Geschwindigkeitslinien 284.
Geschwindigkeitsmesser 475.
Geschwindigkeitsmessungen 475.
Geschwindigkeitszahlen 356, 361, 482.
Geschwindigkeitszahlen c für Gerinne, Kanäle, Gräben und eiserne Rohrleitungen 359.
Geschwindigkeitszunahme 464.
Gestöre 518.
Getreideförderung, pneumatische 536.
Gewässer, fließende 457, 459.
—, —, Speisung der, 460.
—, stehende 457.
—, —, verschiedene Arten, 458.
Gewölbe aus Backsteinen 21.
— — gemischtem Mauerwerk 21.
— — Ziegelmauerwerk 21.
— -Expansionsverfahren 91.
—, günstigste Form des, 48.
—, Scheitelsenkung 93.
—, statische Untersuchung der, 44.
Gewölbewiderlager 80.
Gewölbte Brücke, Querschnittsberechnung einer, 72.
Gezeiten 654.
Gitterstäbe 204.
Glattputz 34.
Glattstrich 34.
Gleitlager 237.
Gleitschütze 616.
Gletscherbäche 460.
Glocken-Wasserverschluß 423.
Göpel-Schöpfwerke 816.
Göpelwerke 771.
Gräben 355, 460.
—, Berechnung der, 364.
—, offene 757.
—, Querschnitte u. hydraulische Tiefen der, 362.
—, vorteilhafte Querschnittsformen 365.
Grabenstaubau 820, 846.
Griesholm 498.
Griespfeiler 497.
—, Deckung der Nut in, 498.
Griessäulen 498.
Grieswände 497, 498.
Grippen 684, 757.
Grobfilter 320.
Grobrechen 436.
Großschiffahrtsweg Berlin-Stettin 543.
Grundablässe 485, 486, 488, 497.
Grundbalken bei Kammerschleusen 605.
Grundbau mit Senkfaschinen 573.
Grundbrüche 640, 677, 687.
Grundeis 470.
Grundformel von Dupuit 361.
Grundjoch 135.
Grundläufe 601, 602.
Grundplatte 241, 243.
Grundpreis des Walzeisens 143.
Grundschwellen 564, 566, 584.
Grundstellung des Zuges 186.
Grundwasser 271, 747.
Grundwasseransammlung, Entstehung einer, 271.
Grundwasserbecken 271.
Grundwasser, Beschaffenheit des, 275, 457.
—, Bewegung des, 272.
—, brackiges 270.
—, Enteisenung des, 271, 320.
—, Entstehung und Arten des, 271.
—, Geschwindigkeit der Bewegung 273.
—, Gewinnung des, 296.
—, Höhenplan des, 273.
—, Schichtenplan des, 296, 297.

Grundwasser, Veränderung des Schichtenplan des, 301.
Grundwasserspiegel, Gefälle des, 272.
—, örtliche Senkung des, 274.
Grundwasserstand, Höhe des, 274.
Grundwasserströme 271.
Grundwasserträger 271.
Grundwehre 484, 487, 493.
—, Durchflußmenge bei, 487.
Grundwehr, hölzernes 493.
Grünes Land 678.
— Ufer 678.
Gruppenpfeiler 42, 76.
Gruppenwasserversorgung 281.
— der Rauhen Alp 376.
—, Wassergewinnungsanlage einer, 298.
Gurtplatten der Blechträger 192.
— — —, Länge der, 194.
Gurtstäbe, Stöße der, 223.
Gurtstöße 204, 256.
Gurtungen der Blechträger 191.
— der Fachwerksträger 204.
— — —, einwandige 216.
— — —, zweiwandige 216, 218.
— — —, Zusammenführung beider Gurtungen nahe dem Scheitel 257.
Gurtungsstäbe aus [-Eisen 218.
—, doppelkreuzförmiger Querschnitt der, 219.
—, einwandige 216.
—, H-förmiger Querschnitt der, 217, 218.
—, kreuzförmiger Querschnitt der, 217.
—, Querschnitte der, 216, 217.
—, Querschnitt in Form eines Doppelkreuzes 219.
—, Querschnittsveränderungen der, 219.
—, Stoß eines T-förmigen Querschnitts 224.
—, T-förmiger Querschnitt der, 217.
—, zweifach T-förmiger Querschnitt der, 217, 218.
—, zweiwandige 216, 218.
Gurtungswinkeleisen 191.
Gußeisen 140.
Gußeisenrohre, verstärkte 358.
Gußstahl 142.
Gußstücke 148.
Güterschiffe 523.

Häfen an Flüssen und Kanälen 531.
—, Anladevorrichtungen 536.
Häfen, Ausstattung der, 699.
Hafen an der Brahemündung 532.
Hafenanlagen 711.
Hafenanlage in Stettin 700, 701, 702.
Hafenbecken 534, 696.
—, Längen der, 534.
—, Sohlenbreite der, 534.
Häfen, Befestigung der Ufer 535.
—, besondere 714.
—, Breite der Einfahrten 533.
—, Einfahrt in, 533, 712.
—, Einrichtung der, 535.
—, Einrichtungen für das Laden und Löschen 535.
—, geschlossene 695, 707.
—, Höhenlage der Zungen und Plätze 533.
—, kleinere 531.
—, Lage, Abmessungen und Anordnung der, 531.
—, Lagerplätze der, 535.
—, offene 695, 701.
—, Richtung der Einfahrten 533.
—, Spülung der, 532.
—, Vorrichtungen zum Befestigen der Schiffe 536.
—, Wendeplätze 534.
—, Zunge der 532.
Hafen bei Frankfurt a. M. 534.
— — Walsum 535.
Hafendämme 533, 720, 722, 724, 725, 726.
Hafenmauern 727.
Hafenzeit 656.
Hafen von Dover 726.
— — Hamburg 703, 704, 705, 706.
— — Hela 715.
— — Marseille 714.
— — Nieuwediep 718, 719.
— — Ymuiden 713.
— — Zeebrügge 725.
Haff 665.
Haftspannung, zulässige, des Betons 63.
Hagensche Formel 482.
Halbholz 97.
Halbparabelträger 206.
Halbtidebecken 695.
Halseisen 632.
Haltekasten 727.
Haltepfähle 521, 727.
— mit Streichhölzern 522.
Haltungen 517.
Handbagger 754.
Handelshäfen 531.
—, Einfahrt in, 533.
—, große 532.
Handpfähle 572.
Handzugschieber 434.
Hangbau 823, 824, 825.
Hängesäule aus Holz 123.
— — zwei Hölzern 123.
— mit beiderseitigen Holzlaschen 123.
Hängesäulen 122.
—, Verbindung der einfachen, mit den Streben und dem Balken 123.
Hängesprengwerk 130.
Hängeträger 181.
Hängewerk, Berechnung des einfachen, 124.
—, — — zweifachen, 124.
—, einfaches 123.
—, Stabspannungen eines zweifachen, 125.
—, zweifaches 124.
Hängewerke 122.
— mit Spannriegeln 122.
—, Streben der, 122, 123.
—, Verbindung der einzelnen Teile, 123.
Hängewerksbrücke mit einer Hängesäule 122.
— — zwei Hängesäulen 122.
Hängewerksbrücken, hölzerne, 122.
Harlacherscher Flügel 479.
Härte, bleibende, des Wassers 291.
— des Wassers 291.
Härtegrade 291.
Haubenprofile 409.
Hauptbalken der Hängewerke 122.
Hauptbehälter 338.
— für Minden i. W. 339.
Hauptdeiche 624.
Hauptdiagonale 210.
Hauptflüsse 460.
Haupthochbehälter des Rhein-Selzgebiets 339.
Hauptjoch 135.
Hauptkanal 409.
Hauptpegel 473.
Hauptsammler 393, 399, 791.
Hauptsiel 630.
Hauptspant eines neuern Rheinschiffs 520, 521.
Hauptspeisegräben 549.
—, Querschnitte 549.
Hauptsperre 589.
Hauptträger eiserner Brücken 138, 180.
Haupt-Tragstäbe 29.
Hausbrunnen 299, 300.
Hausentwässerung nach dem Trennverfahren 432, 433.
Hauskanäle 393.
Hausteingewölbe 19.
Heber 3, 368, 425.

Heberleitung für Wasserversorgungsanlagen 368.
Hebewerke 623.
Heck 520.
Helgen 730.
Helling 730, 731.
Helmsches Verfahren 325.
Hennebiquebauweise 25, 27.
Herbstwässerung 831.
Herdmauern 33.
Herzog Georg-Brücke in Meiningen 27.
Hilfspegel 473.
Hinterbau 580.
Hinterböschung 580.
Hinterfluter 766.
Hinterkopf der Strompfeiler 79.
Hinterpfeiler an Schleusen 606.
Hochbehälter (siehe auch Wasserbehälter) 281, 328, 336, 338, 341, 342, 343.
—, Arten u. Ausstattung 338.
— aus Mauerwerk 338.
— — Stampfbeton u. Eisenbeton 339.
—, Berechnung der Blechstärke 346.
—, Brandreserve 337.
— für Bayreuth 344.
— — Bernburg 352, 353.
— — Deuben 345.
— — Pforzheim 344.
— — Szegedin 351.
—, Größe u. Lage 336.
— innerhalb der Stadt 338.
— mit durchhängendem Boden 346, 351.
— — Gegenboden 350, 351.
— — Halbkugelboden 350, 351.
— — Kegelboden 349.
—, runder 345.
—, Wasserdichtheit der, 354.
Hochdruckleitungen 371.
—, Höhenplan einer, 372.
Hochmoore 857.
Hochmoorkolonie 873.
Hochmoorkultur 871.
Hochquellenleitung, Querschnitte der Wiener, 369.
Hochwasser 462.
Hochwasserlinien 661, 666, 668.
Hochwassermenge 462.
Hochwasserwelle, Längenschnitt einer, 466.
Hofsinkkasten 423.
Höhenzonen 390.
Hohle See 650.
Hohlkelle 798.
Hohlwehre 496.
Holm 105.
Holzbrücken 95.
—, Ableitung des Wassers 104.
—, Anwendbarkeit und Dauer 95.
—, Arten 100.
—, Baustoff der, 96.
—, Berechnung der Bohlen 101.
—, Beschotterung der, 103.
—, Bohlenbelag der, 102.
—, Brückenjoch 103.
—, Dauer der, 96.
—, Endauflager der Balken 108.
—, — mit Stirnbohle 108.
—, — mit Stirnmauer 108.
—, Fahrbahndecke der, 100, 102.
—, Fahrbahntafel der, 100.
—, Fußwege bei, 103, 104.
—, Geländeanordnungen 105.
—, Geländer der, 105.
—, — —, Maße, 92.
—, Hauptverwendungsgebiet der, 95.
—, Lagerung der Balkenenden auf Holzjochen 109.
—, — — — — Mittelpfeilern 108, 109.
—, Stärke der Fußwegbohlen 104.
—, Teile der, 100.
—, Überdachung der Balken mit Deck u. Seitenbrettern 107.
—, Verlaschung der Balken 108.
Holz, Festigkeit des, 98.
—, Gewicht des, 97.
Holzjoche, Abmessungen der einzelnen Teile 137.
Holzpflaster auf Brücken 177.
Holzrohre 358.
Holz, Schutz des, gegen Zerstörung 99.
—, Schutz gegen Feuersgefahr 100.
—, Schutzmittel gegen das Faulen 99.
Holzwehre mit Tonfüllung 494.
Holzwerke 579.
Holz, zulässige Inanspruchnahme des, 98, 99.
Horizontalschub 45.
Horizontalverband 139.
Hosenrohre 411.
Hotoppschleuse 599.
Howesche Träger 125, 126.
Hubtor 557, 614.
Hydraulische Tiefe 356.
Hydraulischer Radius 356.
— Zuschlag 282.
Hydrometrische Arbeiten 661.
Hydrometrische Flügel 478.
— Röhren 477.
Hydropulsor 771, 775, 777, 817.
Hydraulisches Rechnen 267.

Industriehäfen 531, 535.

Jowellfilter 319.

Kähne 518.
Kaimauern 535, 567.
—, Höhe der, 535.
Kajedeich 686.
Kaiser-Wilhelm-Kanal 691.
Kalkbarytverfahren 326.
Kalksodaverfahren 326.
Kammerschleuse 517, 551, 596, 604.
—, Abfallboden der, 596.
—, Abfallmauer der, 596, 604.
—, einfache 597.
—, Gefälle der, 539.
—, Häupter der, 596.
—, Kammer der, 596.
Kammerschleusen für Seeschiffhäfen 727.
—, Oberhaupt der, 496.
—, Schwelle der, 596.
—, Unterhaupt der, 496.
—, Verschlußvorrichtungen der, 596.
Kämpferdrücke 45.
Kämpfergelenke 257.
Kanalbau 457.
Kanal, Berlin-Stettiner, 539.
Kanalbett, Dichtung des, 544.
—, — mit Beton 544.
—, — — getrübtem Wasser 544.
—, — — Sand 545.
—, — — Tonschlag 544.
—, Mörtelpflasterung des, 544.
Kanalbrücken 41, 546.
Kanäle (s. auch Binnenkanäle) 355, 460.
—, Arten der, 393.
—, Berechnung der, 364.
—, Fahrgeschwindigkeit der Kähne 545.
— für die Binnenschiffahrt 537.
— in Niederungen 537.
—, Spiegelbreite der, 530.
Kanalhäfen 531.
Kanalisierung der Flüsse 551, 552.
— — —, Zweck der, 551.
— des Mains bei Frankfurt 551.
—, Nachteile der, der Flüsse 552.
—, Vorteile der, der Flüsse 552.

Kanalnetz, das 389.
— der Stadt Breslau 389.
— — — Gießen 391.
Kanalquerschnittsform, günstigste 538.
Kanalschiffe, Geschwindigkeit bei, 529.
Kanalspüler, selbsttätiger 435.
Kanaltunnel 547.
Kanalschleusen 595, 596.
Kanalufer, Befestigung der, 545.
Kanalverbindungen 374.
Kanalwandungen, das Mauern der, 401.
Kantenpressungen im Gewölbe ohne Eiseneinlagen 49.
Kantholz 96, 97.
Kanthölzer, Normalprofile für, 97.
Kape 689.
Kappholz 580.
Kappstürzung 640.
Kastendränung 783, 784.
Katarakte 594.
Kehren des höheren Wassers 597.
Kegelwindräder 775.
Keile als Ausrüstungsvorrichtung 90.
Keilschütze 616.
Keilspitt 637.
Keime, pathogene 292.
Kentern 657.
Kettenrollenzugschieber 434.
Kettenschiffahrt 523.
Kielbänke 735.
Kielholen 734.
Kielstapel 735.
Kies 469.
Kiesbuhnen 584.
Kiessenkfaschinen 574.
Kimmschlitten 736.
Kimmstapel 735.
Kippbolzen 240, 241.
—, Berechnung der, 244.
Kipplager 237. 239.
Kipp-Platte 240, 241.
—, Berechnung der, 244.
Klammern, eiserne 121.
Klappdräns 779, 780.
Klappenwehre 485, 497, 510, 555.
—, durch Wasserdruck zu öffnende 511.
—, durch Wasserdruck zu öffnende und zu schließende 511.
—, selbstwirkende 511.
— von Chanoine 511.
Klapptore 613.
Kläranlage der Stadt Gießen 449, 450, 452, 453.
Kläranlagen, ausgeführte 447, 448.
Kläranlage von Köln 451.
Klärbecken 316, 438, 450.
— der Stadt Gießen 451, 454.
Klärbrunnen 439, 441, 442.
Klärgrube 853.
Klärtürme 439.
Klärverfahren 441, 443.
Klei 636.
Kleierde 628.
Kleinlebewesen 292.
Klemmplatten 164.
Klinker 401.
Kluftwasser 272.
Kluftwasserquelle 272.
Kluftwasserstrom 272.
Knierohre 411.
Knotenbleche 221.
—, Anschluß der Stäbe an die, 221.
—, Anzahl der Anschlußniete 221.
Knotenpunkt, Auflager-, 231, 234, 235, 237.
— bei einwandigen Gurtungen 226.
— — zweiwandigen Gurtungsstäben 229.
Knotenpunkte, Beispiele für die Bildung der, 226 bis 237.
— beim Holzbau 121.
— der Fachwerksträger 204.
—, Herstellung der, 221.
Knotenpunktsbildung 221.
Knüppeldränages 783.
Kochsteine 326.
Koffer zur Aufnahme der Bettung auf eisernen Eisenbahnbrücken 169.
—, Seitenwand des, 173.
Kolke 471.
Königsberger Seekanal 692.
Konstruktion, hohe 154, 158.
— tiefe 154, 158.
Konstruktionselemente 143.
Konstruktionshöhe, verfügbare, d. Eisenbrücken 154.
Konstruktionswasserlinie 520.
Kontaktmaterial 324.
Kontinuierliche Träger 109, 181.
— —, Momente bei voller gleichmäßiger Belastung 110.
Kontraktion des ausfließenden Wasserkörpers 284.
Konverter 141.
Konverterprozeß, basischer 141.
Konzentrieren der Stöße 221.
Kopfbänder 133.
Kopfdräns 791.
Kopfgräben 756.
Kopfloch 381.
Kostenüberschläge für Brükken 260.
Kraftbauweise 17.
Kraft, lebendige, des fließenden Wassers 469.
Kraftmaschinen 372, 771.
Kraftschiffe 520.
Kragsteinbrücken 14, 32.
Krangerüste 94.
Kranz der Lehrgerüste 89.
Kranzhölzer 89.
Kreisel 768, 769.
Krauten, Instrumente zum, unter Wasser 750, 751, 752, 753.
Kreiskanal 395, 396, 397.
— mit Widerlagern 404.
Kreislaufsystem 378.
Kreisrohre aus Zementbeton 404.
Kremerbrunnen 441, 442.
Kreuzholz 97.
Kriegsbrücken 96.
Kriegshäfen 717.
Kugelbehälter 351.
Kuhhörner 20.
Kulissenschutz 616.
Kunstwiesenbau 823.
Kuppelschleusen 597.
Kurkascher Steinzylinderfilter 320.
Kurvenbrücken 2, 162.
—, schiefe 162.
Küstenflüsse 460.
Küstenhäfen 709.
Küstenströmung 677.
Kutter sche Formel 362.
— —, abgekürzte 395.
Kuverdeiche 628, 640.
Kuverwasser 762.

Ladeanlagen bei offener Reede 709.
Lager, Abmessungen der, der Balkenträger 243.
—, bewegliche 237.
— der Balkenträger 237.
—, feste 237.
—, Material der, 238.
—, Zweck u. Arten der, 237.
Lagerstuhl 240, 241.
Lagune 665.
Lamellen 192, 225.
Lampenlöcher 420.
Landmarken 689.
Landpfeiler 1.
Landseen 458.
Landungsanlagen 727, 729.
Landungsdämme 709.
Landungsmolen 709.

Landwirtschaftlicher Wasserbau 745.
Langsamfilter 316.
Längsbauten 564, 566.
Längsdräns 791, 792.
Längsträger höherer Ordnung 139.
—, Verbindung der, II. Ordnung m. d. Querträgern 179.
— zweiter Ordnung 139.
Lastenzug der preußischen Staatseisenbahnen 10, 11.
Lastschiff ohne eigene Triebkraft 520.
Last, ständige 43.
—, zufällige 43.
Lastwagen für Straßen 12.
Laufbrücke der Schützenwehre 497.
Laufgerüste 94.
Leeseite 650.
Legen der Dränröhren 798.
Legehaken 789.
Lehrbogen 85.
—, Entfernung der, voneinander 89.
—, feste 85, 86.
—, freitragende 85.
—, Kranz der, 89.
Lehrgerüst, Auflagerung des, der Rauschenlochbrücke 88.
— der Isarbrücke 91, 92.
— der Rauschenlochbrücke 87, 88.
— einer Wegunterführung 86.
—, graphische Ermittelung des radial auf das, ausgeübten Druckes 93, 94.
— mit Dreieck- und Trapezhängewerken 87.
— — Trapez- und Dreieckhängewerken 87.
— — Spreng- und Hängewerken 86.
— — Sprengwerken 86.
— — Trapez- und Dreiecksprengwerken 86.
Lehrgerüste 85, 88.
—, Abbinden der, 92.
—, Abmessungen der einzelnen Teile 94.
— der Durchlässe 91.
—, freitragende 86.
—, Querverbindungen der, 89.
Lehrgerüstspindeln 90.
Leinpfade 521, 543.
Leitdämme aus einem zusammenhängenden Sinkkörper 583.
Leitlinien 562.
Leitrollen 522.
Leitungen mit natürlichem Gefälle 355, 356.
Leitungen, offene 355, 400.
—, Richtungen der, 378.
—, überdeckte 368, 369.
—, überwölbte 369.
Leitung für die Stadt Nordhausen 371, 372.
Leitungsnetz, Berechnung des, 380.
— der Stadt Salzburg 379.
Leitungsrohr aus Eisenbeton 402.
Leitungswiderstände, besondere 294, 360.
Leitwand bei Schleuseneinfahrten 607, 608.
Leitwerk aus Kiesschüttung mit abgepflastertem Böschungsfuß 582.
Leitwerke 564, 567.
— aus Bruchsteinen 581.
— — Faschinen 580.
— — Packfaschinen 583.
—, Ausführung der, 580.
—, Erleichterung der Verlandung hinter den, 567.
— in gemischter Bauweise 582.
Leuchtbojen 689.
Leuchtfeuer 690.
Leuchttürme 689.
Lichte Weiten und Höhen bei verschiedenen Brücken 4.
Lichtweite einer Brückenöffnung 2, 3.
—, normale 2.
—, schiefe 2.
Lichtweiten der über einen Kanal führenden Straßen- und Eisenbahnbrücken 547.
Linienführung für ein doppeltes bzw. dreifaches Profil 561, 562.
— geregelter Flußstrecken 560.
Linien gleicher Geschwindigkeiten 480.
Linsenträger 205.
Lippebrücke bei Wesel 176.
Lochröhren 799.
Lockfeuer 420.
Log, einfaches 476.
Losständerwehre 497, 503, 504.
Luftklötze 107.
Luftstromgetreideheber 536.
Lüftungsschacht 370.
Lüftungsschlote 420.
Lüftungstürme 420.
Luppe, die 141.
Luvseite 650.

Maifeld 630.
Manchester Seekanal 693.
Mangan 326.
Mantelschnecke 764.
Markpfahl 486.
Marschen 678.
Marschbildung, Beförderung der, 683.
MARTIN-Flußeisen 141, 142.
— Verfahren 141.
— —, basisches 142.
Mascaret 667.
Maschenwerk der Fachwerkträger 204.
—, einfaches 204.
—, mehrfaches 204.
Massivbrücken 1, 15.
Matratzen 577.
Mauerschwelle 108.
Mauerwerk, gemischtes 16.
Maximalstützlinie 45.
Meer, das, 646.
—, Bewegungen des, 649.
Meeresspiegelkanäle 691.
Meeresströmungen 649, 662.
Meerestiefen 646.
Meereswellen 650.
Meerwasser 648.
—, Gehalt an Salz 648.
—, Wärme des, 649.
Mehrteilige Systeme 207.
Melanbauweise 25.
Melanbrücken 25, 26.
—, steife Eiseneinlagen der, 26.
Memelhafen bei Ragnit 533.
Merkpfahl 486.
Messen kleiner Wassermengen 283.
Messung, unmittelbare, der Wassermenge 283.
Methangärung 440.
Minimalstützlinie 45, 49.
Mißweisung 690.
Mittelfelder 469.
Mittelkraftslinie 45.
Mittelpfeiler 1.
—, hölzerne 135.
Mittelwände, bewegliche 505.
Mittelwasser 462.
Mittelwassermenge 462.
Molen 727.
Möllerbauweise 25, 27.
Momente, die durch die Verkehrslast erzeugten ungünstigsten, 184.
— und Querkräfte durch Eigengewicht 182.
— — — — Verkehrsbelastung 182.
— — — für Straßenbrücken 187.
Monierbauweise 25, 26.
Moniereisen 29.
Moniergewölbe, schlaffe Einlagen der, 26.
Moore 458, 856, 859, 863.
Moorkanäle 537.

Moorkultur 856.
Moose 458, 857.
Mörtel 16.
—, hydraulischer 16.
—, wasserdichter 282.
Mörtelbereitung 409.
Muffenrohre 357.
Mulden 759.
Mündungsseen 458.
Muren 587.

Nachtmarken 689.
Nadellehnen 505, 507.
Nadeln 497, 505, 507.
—, Länge der, 507.
Nadelwehr am Firingswasserfall 505.
—, Berechnung der Nadeln eines, 507, 508, 509.
Nadelwehre 485, 497, 505, 506, 555.
— mit beweglichen Querstangen nach KUMMER 506.
— — GUILLEMAINschen Hakennadeln 506.
Naßläufer 285, 286.
Nebenbehälter 338, 354.
Nebenflüsse 460.
Nebenpegel 473.
Nebengräben 757.
Nebenmarken 689.
Neckarbrücke bei Gemmrigheim 41.
Neißebrücke 103.
Netzwerk der Fachwerksträger 204.
Neustädter Doppelbecken 442.
Nickelstahl 143.
Niederschläge, atmosphärische 263, 457.
Niederschlagsgebiete 460.
Niederschlagskarten 267.
Niederungsflüsse 460.
Niederungsmoore 856.
—, Entwässerung der, 860.
Niederwassermenge 462.
Niedrigwasser, mittleres 462.
Niedrigwasserlinie 666, 668.
Nietanordnung bei Blechwandstößen 204.
Niete 147, 222.
—, Abstände der Nietmitten voneinander 223.
Nietkopf, halbversenkter 152.
—, versenkter 152.
—, voller 152.
Nietlöcher, Herstellung der, 151.
Nippfluten 654.
Normalbelastung 49.
Normalbreite eines Wasserstands 560, 561, 592.
Normalgeschwindigkeit 560.
Normalgewichte der Walzeisen 144.
Normallängen der Walzeisen 144.
Normal-Null 472, 647.
Normalprofil einer Flußstrecke 456.
Normalquerschnitte für das Niederwasser 592.
Normalquerschnitt 560.
Notauslaß der Kanalisation Dresden 427.
Notauslaßklappe 429.
Notauslässe 393, 426, 427.
—, Abzweigungen der, 425.
Notauslaß-Einmündung 427.
Nothäfen 714.
Nutzdruck der Leitung 294.
Nutzwasser 292.
Nyholmschleuse 599.

Oberflächengeschwindigkeiten, Kurven der, 480.
Oberflächenschwimmer 476.
Obergerüst 85.
Oberjoch 135.
Obertramen 609.
Oberwasser 484.
Offene Brücken 139, 216, 219, 246.
Oms-Brunnen 442.
Oxydationsverfahren 446.
Ozeandünung der hohlen See 650.
Ozon 325.
Ozonisierungsanlage 325.

Packfaschinen 575.
— mit Drahtschnüren 576.
Packfaschinenbau 575.
Packwerk 575, 576.
Packwerksinklagen 576.
Packwerksinkstücke 576, 577.
Panama-Kanal 693, 694.
Parabelträger 210, 211.
Parallelanlaufkurve 388.
Paralleldräns 791.
Parallelflügel 36, 81.
Parallelträger 204, 205.
Parallelwerke 564, 567.
Pegel 473.
—, einfacher 474.
—, selbstschreibender 288, 475.
—, selbsttätiger, mit Schwimmer 474.
Pegellisten 473.
Pegeluhr 474.
Peilapparate, selbsttätige 473.
Peilleine 472.
Peillot 472, 473.
Peilstange 472, 473.
Permutit 327.
Permutitfilter 327.
Permutitverfahren 326.
Pfahlbürste 79.
Pfahljoche, aufgesetzte 136, 137, 138.
—, durchgehende 135, 136.
Pfeil der Bogenbrücken 249.
Pfeiler der Brücken 1.
— — Holzbrücken 100, 134.
—, hölzerne 134.
— mit einer Pfahlreihe 135.
— mit mehreren Pfahlreihen 137.
—, Stärke der, 79.
Pfeilerverhältnis bei Segmentbogen 39.
Pferdestärken 763.
Pfosten hölzerner Geländer 105.
Pfostenstemmtore 612.
Piers 712.
Piezometer 293.
PITOTsche Röhre 477.
Plattenbalken 32, 64, 177, 178.
Plattenbalkenbrücken 29.
Plattenbrücken 14, 29.
—, Berechnung der, 73.
Plattendurchlässe 31, 32, 73.
— preußischer Bahnen 31.
—, Stärke der Platten 32.
Plattensiel 633.
POIRÉEscher Wehrbock 506.
Polder 625, 678.
Poller 727, 728.
Preisaufschlag bei Walzeisen 203.
Prellpfähle 727.
Profiltabellen 144.
Prügelsperren 589, 590.
—, zweiteilige 589.
Puddeleisen 141.
Puddeln 141.
Pulsnitzbrücke 192.
Pumpbrunnen 300.
Pumpen 300, 373.
Pumpräder 766.
Pumpsiele 630, 632.
—, hölzerne 633.
—, massive 633.
Pumpsiel, größeres hölzernes 632.
—, kleineres hölzernes 632.
Pumpwerk am Flusse mit tiefliegenden Pumpen 374.
Pumpwerke 372, 374.
—, Hauptteile der, 372.
Pumpwerk, Ort für das, 373.

Qualmdeiche 628.
Qualmwasser 628, 762.
Quellbäche 460.
Quelldeiche 628.
Quellen 271, 275.
—, aufsteigende 275.

Quellen, Ergiebigkeitsschwankungen 311.
—, heiße 275.
Quellenseen 458.
Quellfassungen 310, 311.
Quellwasser, Gewinnung des, 296.
Querbänder 567.
Querbauten 564.
—, Ausführung der, 584.
Querdräns 791, 792.
Querfurchen 759.
Querkraft, größte durch die Verkehrslast erzeugte 185.
Querriegel des Windverbands 245.
Querschnitt, gleichwertiger 560.
Querschnittsanordnung der Eisenbrücken 153.
Querschwellen, Berechnung der, 168.
— Einteilung der, 166.
—, Verbindung der hölzernen, mit den Trägern 164.
—, — —, mit den Schwellenträgern 165.
Querträger 138, 156.
—, Anschluß der, an die Hauptträger 231, 236.
— eiserner Brücken 138.
—, gerade 138.
— höherer Ordnung 139.
—, schiefe 138.
—, Verbindung der, mit den Hauptträgern 179.
Querverband 139.
Querversteifung 139 245 246.
— aus Gitterwerk 245.
— aus voller Blechwand 245.
— bei offenen Brücken 246, 247.
— — — —, Berechnung der, 246.
Querzeilen 567.

Raddampfer 522.
Radkasten 521.
Rammbrunnen 305, 306.
Randgräben 755.
Rasenziegel 575.
Rauchbäume 581.
Rauchbaumsperren 589.
Rauhigkeitsgrade 364.
Rauhwehr 575.
Räumungskraft 465.
Rechen zum Abhalten der Schwimmstoffe 436.
Reede 709, 711.
Reform-Straßensinkkasten 423.
Regelung des Mittelwasserbetts 563, 591.
— — Niederwasserbetts 563.
Regelung eines Flusses 563, 591.
Regelungsarten 593.
Regenauslässe 393.
Regenbäche 460.
Regendiagramm 266.
Regendichte 837.
Regenhöhe 263, 746.
Regenhöhen, jährliche 266, 746.
Regenkarten 267.
Regenmengen 266, 385.
—, jährliche 266.
—, monatliche 267.
—, stündliche 268.
—, tägliche 267.
Regenmesser 264.
—, Aufstellung des, 265.
—, selbstzeichnende 265.
Regenrohreinlauf in Dresden 424.
— mit Geruchsverschluß 424.
— von GEIGER 423.
Regenschreiber 265.
Regenwagen 839.
Regenwasser 263.
—, Sammlung des, in Zisternen 270.
Regenwasserbecken 439.
Regenwasserkanäle 433.
Registerschütz 616.
Regner 838, 840.
Reibhölzer 727.
—, feste, an Kaimauern 727.
—, schwimmende 727.
Reibungshöhen 293, 358.
Reibungswiderstand am beweglichen Auflager 238.
Reifungszeit 440.
Reinigung der eisernen Bauteile vor der Zusammensetzung 151.
— des städtischen Kanalwassers 435.
— — — — auf Füll- und Tropfkörpern 445.
— — Wassers durch Ablagerung 316.
— — — durch chemisch-mechanische Klärung 443.
— — — durch Filterung 316.
— — — durch mechanische Klärung 436.
— — — mit aktiviertem Schlamm 447.
— — — mittels Berieselung 444.
Reinigungsarten, die verschiedenen des Wassers 315.
Reinwasserbehälter 319.
Reiten der Deiche 637.
Rheinstrecke bei Lampertheim 468.
Rheinstrecke bei Neuenburg 467.
— — Speier 468.
— unterhalb Bingen 594.
Riegel hölzerner Geländer 105.
Rieseler 322.
Rieselertürme 322, 323.
Rieselung des Wassers 321.
Rieselfelder 444, 454, 844.
—, Anbaupflanzen für die, 444.
—, Landbedarf für die, 444.
Rieselhöhe 813.
Rieselrinnen 823, 824.
Rieselrinnenstecher 824, 825.
Rieselung 814.
Rieselwasser 842.
Ringdeiche 625.
Ringnetz 378.
Ringwindrad 773.
Rinnen 459.
—, künstliche 459.
Rinnsäler 590.
RITTERsches Momentenverfahren 208.
Rohrbrunnen 305, 308.
—, Ergiebigkeit der, 305.
—, gebohrter 306.
—, gekuppelte 307.
—, gußeiserne 307.
— mit Sandfilter 307.
Rohrdücker 366, 420.
Rohre aus Eisenbeton 358, 403.
— — Zementbeton mit Eiseneinlage 413.
—, gußeiserne 280, 357, 403, 405.
—, hölzerne 279.
—, Verbindung durch Falze 413.
— — — Muffen 401, 412.
Röhrenozonisatoren 325.
Röhrensiel, gußeisernes 633.
Rohre, schmiedeeiserne 358.
Rohrfilterbrunnen 308.
Rohrleitungen 355, 357, 370.
—, Arten der, 357.
—, Baustoffe der, 357.
—, Berechnung der, 357.
—, — gebrauchter eiserner, 360.
—, — neuer eiserner, 358.
— mit Andeutung der Druck- und Reibungshöhen 293.
—, Verlegen der, 380, 381.
Rohrnetz 282.
—, Anordnung des, 378.
— der Stadt Salzburg 379.
—, Knotenpunkte eines, 379.
Rohrschütze 617.
Rohrweiten, Berechnung der, 361.
Rolladenwehre 497, 504, 505.
Rollenlager 237, 241.

Rollenwagen 241.
Rollenzapfen 242.
Rolljalousien 504.
Rollkreis 642.
Rollplatte 241.
Rollschützen 499, 501.
Rolltafeln 504.
Rollvorrichtung der Lager 241, 242, 244.
Rollwelle 641.
Rückdeiche 625.
Rückenbau 823, 825, 826, 827, 828.
Rückstau 486, 489.
Rückstaudeiche 625, 626.
Rückströmung 525.
Rückströmungen, Bildung der, 526.
Rüfen 587.
Ruhekammern in Straßenkanälen 397.
Rundholz 96, 97.
Rutenbänder 572.
Rutengänger 297.
Rutschbahnen 736.

Sackschleuse 599.
Salmviadukt der Moselbahn 205.
Salzgehalt der Meere 648, 649.
Sammelbecken 282, 315, 328, 459.
—, Entlastung der, 336.
— für Solingen 333, 334.
—, Größe und Leistung der, 330.
—, Haushaltsplan 332.
— im Tale der Köhlbrandwiese 330, 331.
—, Lage der, 330.
—, Stauhöhe der, 330.
—, Wirtschaftsplan 332.
Sammelbrunnen 298, 305, 375.
Sammelfurchen 759.
Sammelkanäle 299, 309.
Sammelrohre 309, 310.
Sammelrohr, geschlitztes 310.
Sammelschacht 298, 310.
Sammelstollen 310, 312.
Sammelstränge 791.
Sammler 393, 400, 791.
Sand 469.
Sanddeich mit Tonschlag 637.
Sandfänge 427.
Sandtöpfe 90, 436.
Sattelhölzer 109, 110, 133.
—, Berechnung der Balken mit, 114.
— mit Kopfbändern 110, 111.
Saugbrunnen 375.
Sauger 791.
Saugrohr 373.
— in begehbarem Kanal 375.
Saughydropulsor 775, 776, 777.
Saugschächte 310, 375.
Saugstränge 791.
Saumeis 470.
Schachtbrunnen, eiserne 304.
Schachtschleusen 557, 599, 619.
Schalhölzer 89.
Schalung 85, 89.
Schalungen der Balkenbrükken 30.
Schardeiche 625.
Scheibenwalzen 637.
Scheinmauern 36.
Scheitelgelenk der Bogenbrükken 258, 259, 260.
Scheitelkanäle 517, 537.
Scheinmauern 80.
Schenkel der Winkeleisen 144.
Scheuerleisten 530.
Schichtquelle 276.
Schieber zur Abschließung von Kanälen 434.
Schiebetore 614.
Schiefenwinkel 82.
Schichtwasser 272.
Schiffahrt auf Schwellungen 516.
—, intermittierende 516.
Schiffahrtskanäle 517, 595.
Schiffahrtszeichen 689.
Schiffbarkeit, erreichbarer Grad der, 593.
Schiffe, Abmessungen der, 524.
—, Fortbewegung der, 521.
—, senkrechte Hebung der, 622, 623.
—, Treiben der, mit dem Strom 521.
—, Ziehen der, vom Land aus 521.
Schiffsbauanstalten 730, 734.
Schiffsbaustahl 519.
Schiffsdurchlässe 497, 499, 551, 555.
Schiffseisenbahnen 620, 621.
Schiffshaken 727.
Schiffshebewerke 557, 599, 620.
Schiffsschleusen 595.
—, Abmessung der, 600.
—, die verschiedenen Arten von, 597.
Schiffswiderstand 524, 525, 527, 530.
Schlamm, aktivierter 447.
—, Beseitigung des, 447.
Schlammfaulraum 442.
Schlammkasten 370.
Schlammzylinder 441.
Schlauchberieselung 847, 848, 849, 850.
Schlepper 523.
Schleppkraft 464, 465.
Schlepplog, elektrisches 481.
Schleppzüge, Geschwindigkeit der, 529.
Schleppzugschleusen 556.
Schleuse, die verschiedenen Teile einer, 596.
Schleusen 484, 598.
—, Anlage der, 556.
—, Ausrüstung der, 617.
—, Betrieb der, 557.
—, Einrichtungen zur Wassersparnis 618.
— Sparbecken 557.
Schleusenböden 602.
— aus Beton mit Eiseneinlagen 602.
—, hölzerne 604.
—, Spülvorrichtungen zur Reinhaltung der, 602.
—, steinerne 602.
Schleusen, Dammfalze in den, 608.
— der Schiffe 596.
—, Einfahrten der, 607.
—, Flügel der, 607.
—, hölzerne 606.
—, Lage der, 540.
—, Treppen bei, 608.
—, veraltete 599.
—, verschiedene Ausführungen 607.
Schleusenfüllung 548.
Schleusengefälle 539.
—, massive 607.
—, Überwindung großer, 596, 599.
Schleusenhaupt mit zwei Toren 598.
Schleusenkammer, Füllen und Leeren der, 601.
—, Schnitt durch eine, 603.
Schleusenkörper 600.
—, Baustoffe des, 600.
Schleusenmeister, Gebäude für den, 557.
Schleusentore 596, 608.
—, Größe der Schützöffnungen in den, 601.
—, Schützöffnungen in den, 601.
Schleusentreppen 557, 599, 619.
Schleusenwände 605.
—, hölzerne 606.
—, steinerne 605.
Schleusenwehre 485.
Schlick 469.
Schlickfänger 564, 566, 585.
Schlickzäune 585.
Schließkopf 147.
Schmelzzement 18.
Schmiedeeisen 140.
Schneebrücken 426.
Schneeschacht der Kanalisation Gießen 428.

Schneeschächte 426.
Schneetiefe, spezifische 264.
Schnellfilter 319.
Schmetterlingsklappen 511.
Schnittholz 96, 97.
Schöpfräder 815, 816, 817.
Schöpfwerke 761, 764, 817.
Schöpfzeiten 761.
Schräge einer Brücke 82.
Schraubenanker, eiserne 576.
Schraubendampfer 522.
Schraubenlöcher, Herstellung der, 151.
Schubspannung des Betons 63.
Schuhplatte 239.
Schuppen an Häfen 575, 697.
Schußwehre 491, 493, 494.
Schüttbeton 17.
Schuttkegel eines Wildbachs 587.
Schütze 497, 631.
—, Aufziehvorrichtungen für, 502.
— aus Walzeisen 501.
—, doppelte 501.
—, einfache 501.
—, geteilte 499.
—, gußeiserne 501.
—, hölzerne 500, 631.
—, Konstruktion der, 500.
— mit Aufzugketten 503.
— — Holzlatten als Aufziehvorrichtung 502.
— — Schraubenspindeln als Aufziehvorrichtung 503.
— — Zahnstangen als Aufziehvorrichtung 503.
— — Zugstangen als Aufziehvorrichtung 503.
—, Stärke der, 502.
Schützenwehr, Beanspruchung des Ständers eines, 499.
Schützenwehre 485, 488, 497, 503, 555.
—, Berechnung der, 499.
—, — des Ständers eines, 499.
—, doppelte 501.
— in fester Brücke 500.
— mit Grieswand 498.
Schütze, übereinanderstehende 500.
Schutzhäfen 531.
Schutzmauer 682.
Schutzschleuse 597, 598, 603.
Schützständer 616.
Schütztafeln, eiserne 501.
Schutzwerke, parallele 680.
—, vorspringende 679.
Schwanenhals 798.
Schwarzkulturen 866.
Schwebende Bauten 578.
— —, einfachste Form der, 578.
Schwebekörper 578.
Schwebender Stoß 166.
Schwedler-Träger 211.
Schweißeisen 140, 141.
—, zulässige Beanspruchung des, 141.
Schweißgräben 544.
Schweißstahl 142.
Schwellen eines Flusses 471.
Schwellenträger 139.
Schwemmkanalisation 383.
Schwemmverfahren 383, 430.
Schwerter der Pfahljoche 136.
Schwimmdocks 740, 742.
Schwimmer 476.
Schwimmerschleuse 622, 623.
Schwimmflügel von Ott-Kempten 480.
Schwimmkugeln 476.
Schwimmtor 612, 736.
Schwimmtrog 557.
Schwingkipper 535.
Schwingungswelle 641.
Sektorwehre 485, 555.
Seebau 641.
Seebuhnen 679.
Seedeiche 685, 686.
Seehäfen 695.
—, Spülung von, 718.
Seekanäle 691.
Seeuferbau 675, 678.
Seewasser, Beschaffenheit des, 648.
Seewasserentnahme für die Stadt Konstanz 314.
— — — — Stuttgart 314, 315.
Seezeichen 689, 690.
Segeln 522.
Segmentschütze 617.
Segmentschützenwehr 476.
Segmenttore 614.
Segmentwehre 485, 497, 514.
Seichtwasserwellen 641, 645.
Seilschiffahrt 523.
Seitenbecken 618.
Seitenbretter 107.
Seitenkanäle 517, 537, 558.
—, Anordnung der, 558.
—, Lage der, 558.
—, Länge der, 558.
— zu Häfen erweitert 531.
Sektorwehre 497, 514.
Sekundenliter 268, 283.
Selbstspüler 434.
Senkfaschinen 573.
—, Böcke zur Herstellung der, 573.
—, endlose 573.
—, Herstellung der, 573, 574.
Senkstücknägel 573.
Senkungskurven 489.
Senkwürste 573.
Setzkopf 147.
Setzpfosten 498, 499.
Setzschrauben 90.
Sicherheitskoeffizient 247.
Sickergallerien 299.
Sickergräben 355.
Sickerkanäle 309.
Sickerleitungen unter Straßenkanälen 406.
Sickerrohre 299.
Sickerwasser 272, 747.
Siebanlagen 437.
Siebbandrechen 436.
Siebe 437.
Siebschaufelrad 437.
Siebscheibe 437, 438.
Siebtrommel 437.
Sielabmessungen 689.
Sielboden, Höhenlage des, 630.
Siele 629.
—, bedeckte 630, 631.
—, gemauerte bedeckte 634.
—, hölzerne 633.
—, Konstruktion der, 630.
—, kurze 631.
—, Lage der, 631.
—, lichte Höhe der, 630.
—, lange 631.
—, massive 635.
—, offene 630.
Sielweite 630.
Sielzug 688.
Sinkbäume 574.
Sinkkasten 393, 422.
Sinkkörper 573.
Sinklagen 576.
—, gewöhnliche 576.
Sinkstoffe 469.
—, Ablagerungsstätten der 561.
—, Raststätten der, 561.
Sinkstücke 577.
—, Herstellung der, 577.
Sinkuferbau 573.
Sinkwalzen 573.
—, Abwälzen der endlosen, 573.
—, Herstellung der, 573.
Sog 646.
Sohle 459.
Sohlstück aus Beton mit Abflußrinne 406.
Sohlstücke 402, 406.
—, hohle 406.
Sohlstück mit eingelegter Tonschale 402.
Sommerdeiche 624, 626.
—, Querschnitt der, 628.
Sommerwasserstand, gewöhnlicher 461.
Sonntagswässerung 831.
Spaltdämme 608.
Spaltenwasser 272.
Spaltquelle 276.
Spandrillen 78.

Spandrillgewölbe 78.
Spannbalken bei Kammerschleusen 604, 605.
Sparbecken 541.
Sparschleusen 557, 599, 618.
Speicher an Häfen 697.
Speisebehälter 328.
Speisegräben 355, 549.
Sperrdamm, aus zwei Teilen bestehender 568.
—, vollständiger 568.
Sperrdämme 564, 568.
— aus Bruchsteinen 586.
—, Ausführung der, 586.
Sperren 587.
—, hölzerne 589.
— in gemischter Bauweise 590.
—, lebende 590.
—, steinerne 588.
Sperrtore 551.
Spickpfähle 572.
Spindelzugschieber 434.
Sporen 559.
Spreitlagen 575.
Sprengwerk, bei einem doppeltem, auftretende Kräfte u. Momente, 132.
—, Berechnung des doppelten, 130, 131.
—, — — einfachen, 130, 131.
—, doppelte 129, 130.
—, einfache 129.
—, Konstruktion der, 132.
—, mehrfache 134.
—, Verbindung der Streben mit dem Spannriegel 132.
—, — — — mit dem Pfosten 132.
Sprengwerksbrücke, Beispiel einer, 133.
Sprengwerksbrücken 100, 129, 131.
Sprengwerkskonstruktion von Heinzerling 134.
Springflut 654.
Springtide 656.
Spritzverfahren 445.
Spülbezirke 393, 433.
Spülklappe 434.
Spülleitungen 393.
Spülschächte 433, 434.
Spülschiff 435.
Spülschilde 435.
Spültüren 434, 435.
Spülung der Kanäle 433.
Spülvorrichtungen, selbsttätige 434.
Spülwagen 435.
Spülwasser 433.
Spurpfanne 609.
Stabkräfte der Fachwerksträger 207, 208.
Stabschwimmer 476, 477.
Stadtbäche 400.
—, Überwölbung der, 409, 410.
Staffelrücken 827, 828.
Stahl 142.
Stahlformguß 142.
Stahlwindturbinen 774.
Stammkanäle 393, 399.
Stampfbeton 401, 495.
Ständerfachwerk 204.
—, einfaches 204.
—, mehrfaches 204.
Ständersiele 633.
Ständerstemmtore 612.
Standpfeiler 76.
Standrohre 377.
— mit Wassermesserkopf 287.
Stangendräns 783.
Stau 488.
Stauanlagen 553, 554.
—, selbsttätige 512.
Stauberieselung 814, 822.
Staudämme 282, 328, 329, 484.
Stau, hydraulischer 553.
—, hydrostatischer 488, 553.
Stauhöhe 485, 486.
Staukurven 488, 490.
Staumauern 328.
Stauschleusen 499, 808.
Stauspiegel 488, 489, 553.
Staustufen 551, 552, 553, 554.
—, Lage der, 554.
—, Lageplan einer, der Oder 556.
Stauventil 811.
Stauvorrichtungen 807, 808, 809.
Stauwehr über die Moldau 503.
Stauweite 485, 488, 489.
Stauwellen 641.
Stauwerke 484.
Stauwirkung 553.
Stechschützen 807.
Steg der Blechträger 191.
— — I-Eisen 145.
Stehblech der Blechträger 191.
Stehbleche der Gurtstäbe, Stoß der, 224.
Steigeisen 418, 419.
Steigleitern 727.
Steinbrücken 14.
—, Herstellung der, 19.
Steinbuhnen, Herstellung von, 584.
Steingelenke der Brücken 27.
Steinkastenbauten 590.
Steinkistenwehre 494.
Steinschlauen 571.
Steinschüttungen 571.
Steinsenkfaschinen 574.
Steinwürfe 571.
—, bewegliche 571.
—, feste 571.
Steinzeugrohrkanäle 403.
Stemmdruck 611.
Stemmklötze 127.
Stemmtore 608.
—, Berechnung der Riegel 610.
—, Beschläge der, 612.
—, Bewegungsvorrichtungen der, 615.
—, Bohlen der, 611.
—, eiserne 612.
—, —, gekrümmte 612.
—, —, gerade 612.
—, Exzentrizität der Drehachse 610.
—, Halsbänder eiserner, 615.
—, Halszapfen hölzerner 609, 615.
—, Höhe der, 610.
—, hölzerne 609.
—, Schiebebaum hölzerner, 616.
—, Schiebestangen hölzerner, 615.
—, Sprossenbaum, hölzerner, 616.
—, Spurpfannen hölzerner, 609, 615.
—, Zapfen hölzerner, 615.
—, Zugstangen der, 612, 615.
Stemmtor, hölzernes 609.
— mit Laufbrücke 609.
—, Riegel eines hölzernen, 609.
—, Schlagsäulen des, 609.
—, Schützöffnungen im, 609.
—, Streben eines hölzernen, 609, 611.
—, Wendesäule des Torflügels 609.
—, Zugbänder eines hölzernen, 609.
Stemmwinkel 608.
Steppenseen 458.
Steuerbord 691.
Stichkanäle 540, 602.
Stirnbohle 108.
Stirnen schiefer Brücken, Herstellung der, 83.
Stirnflügel 81.
Stirnmauern 76.
—, Abdeckung der, 76.
Stirnschalung 89.
Stirnstücke, Ausführung der, als schiefe Gewölbe 84.
Stockwinden 90.
Stollen 299, 369.
Störensensche Räder 775.
Stoß, direkter 225.
—, indirekter 225, 226.
—, schwebender 166.
Stoßheber 817.
Stoßplatten der Blechträger 203.

Strand 677.
Strandbuhnen 679.
Straßenbalken 134.
Straßenbrücke in Ingolstadt 19.
— über das Pétrusse-Tal 14.
Straßenbrücken, eiserne, mit hoher Konstruktion 158.
—, — — mittelhoher Konstruktion 158, 159.
—, —, — tiefer Konstruktion 158, 159.
—, Querschnitte eiserner, 158.
Straßeneinläufe 421, 422.
—, Abstand der, voneinander 421.
—, Einlauföffnung der, 422.
—, Einlaufschächte der, 422.
Straßeneinlauf in tief gelegenen Höfen 423.
— von Geiger 423.
Straßenkanäle (s. auch Entwässerung der Städte) 393.
—, Absteifung der Baugrube 405.
—, — — — bei Grundwasser 406.
—, Ausführung der, 405.
— aus Mauerwerk in festem Boden 407.
—, Beseitigung des Grundwassers 406.
—, Betonschüttung bei starkem Grundwasserandrang 406.
—, eigenartige Stellen der Kanalnetze 424.
—, Einfallschächte der, 421.
—, Einlauföffnung der, 422.
—, Einlaufschächte der, 422.
—, Festlegung und Prüfung der Höhenlage der Sohle von, 413. 414.
—, Größenklassen der, 397.
—, Herstellung der Wandungen in der Baugrube 407.
—, Höhenplan der, 415, 418.
—, Kanalverbindungen 415.
—, Kanalwandungen aus Beton 409.
—, — — Eisenbeton 410.
—, — — Mauerwerk 407.
—, — mit einzelnen Pfeilern als Widerlager 407.
—, Kreuzung mit Eisenbahnen, Gewässern, sowie mit Gas- und Wasserleitungen 424, 425.
—, Lüftung der, 420, 421.
— mit Hintermauerung 407.
—, — Sandhinterfüllung 408.
— — Seiteneingang 419.
—, Mündungen der, 427, 429.
—, — —, Absenkung des Ausmündungsrohrs 429.
Straßenkanäle, Reinigung der, 433.
—, — des Kanalwassers, 435.
—, Reinigungsschächte 415.
—, Untersuchungsschächte 415.
—, Verbindung der Anschlußleitungen mit den, 414.
—, — — Mauerkanäle 416, 417.
—, — — Rohrkanäle miteinander 415.
—, Vereinigung begehbarer Kanäle 415.
—, Zusammenführung begehbarer Kanäle 415.
Straßensinkkasten 421.
Straßenunterführung 35, 37.
Streben hölzerner Geländer 105.
Streckenkarten 470.
Streckgurt 253, 254.
Streichhölzer 522.
Streichlinien 562.
Streichwehr 484.
Strombruch 640, 687.
Strombrücken, gewölbte 36, 39.
Ströme 460.
Stromhäfen 531.
Stromkraft 465, 560.
Strompfeiler 1. 79.
Stromrinne 464, 563.
Stromschleusen 596.
Stromschnellen 594.
—, Verbesserung der, 594.
Stromschwellen 593.
Stromstrich 464.
Stromversetzung 662.
Stromwechsel 657.
Stufenwehre 491.
—, halbmassive 494.
—, hölzerne 493.
—, steinerne 494.
Sturmfluten 650, 667.
Sturzbett 492.
Sturzregen 268.
Sturzwehre 491.
—, steinerne, 494, 495.
Stützlinie 45.
— für symmetrisches u. symmetrisch belastetes Gewölbe 46, 47.
— — unsymmetrisch belastetes Gewölbe 48.
— für unsymmetrisches und unsymmetrisch belastetes Gewölbe 47.
—, Verzeichnen der, 45.
Stutzrohre 411.
—, doppelte 411.
Stützweite eines Balkenträgers 181.
Suezkanal 694.
Sümpfe 458.
Sürther Verfahren 326.
Syratal-Straßenbrücke 15.
System Battige & Schöneich 325.

Talboden 460.
Talbrücken, gewölbte 36, 38.
—, —, vorteilhafteste Weite der Öffnungen 38.
Talsohlen 467.
Talsperren 282, 330, 334, 484, 589.
—, Entnahme des Wassers 336.
— für Solingen 335.
—, Kernform der, 334.
—, Lage der, 330.
Talweg 464, 471, 563.
Tangentialkipplager 237, 239, 240.
—, Berechnung der, 244.
— für größere Brücken 240.
Tauchbuhnen 564, 584.
Tauchschleuse 623.
Tauchtiefe eines Schiffes 520.
Tauerei 523.
T-Eisen 144.
— —, breitfüßige 144.
— —, hochstegige 144.
Teiche 282, 328, 459.
Teilkasten in Rohrleitungen 380.
Tektor 17.
Teltow-Kanal 541, 558.
— —, Lageplan des, 541.
— —, Querschnitt des, 542.
Thiemsche Rohrbrunnen 307, 308.
Thomas-Flußeisen 141.
— Verfahren 141.
Tide 654, 656.
—, taube 656.
Tidearbeit 720.
Tideströmungen 657.
Tief 665.
Tiefbrunnen 299.
Tiefengrundwasser 273.
Tiefenschwimmer 477.
Tiefgang eines Schiffes 520.
Tiefkais 533.
Tiefwasserwellen 641, 645.
Tiegelflußstahl 142.
Tonnenbleche 147.
Tonnenmühle 774.
Tonrohre, Hinablassen der, 411.
—, Verbindung der, 411.
—, Wandstärke der, 404.
Tonrohrkanäle 403, 411.
Tonschlag 329.
Torfdräns 779, 780.
Torkammer 596.
Torkammerboden 596.
Torkammernischen 596.

Torkretverfahren 17.
Tornischen 610.
Tragbohlen 101.
Träger mit einteiligem Maschenwerk 206.
— — — Ständerfachwerk 206.
—, vollwandige, zulässige Inanspruchnahme der, 188.
Trägerwellblech 147.
—, Baubreite des, 147.
Transportgerüste 94.
—, feste 94.
—, fliegende 94.
Trapezträger 204, 230.
Traß 282.
Treibbuhne 568.
Treibeis 470.
Treideln 521.
—, elektrisches 524.
—, mechanisches 524.
Trennkanalisation 383.
Trennungsfugen 82.
Trennungswerke 593.
Trennverfahren bei der Entwässerung der Städte 383, 430.
Tretmotoren 771.
Triebstockverzahnung 503.
Triftströmungen 649.
Trinkwasser 291.
Trockendocks 735, 742.
Trockenläufer 285, 286.
Trogschleusen 621.
Trommelfilter 320.
Trommelwehre 485, 497, 512, 555.
—, Trommel der, 513.
Trommelwehr von Mohr 513.
— — Desfontaines 512, 513, 602.
Tropfkörper 446.

Überbauten der Brücken 1.
Überdeckung der Pleiße in Leipzig 30.
Überfälle 287.
—, vollkommene 287.
Überfallquelle 276.
Überfallschwelle 393.
Überfallwehre 484, 486, 487.
Überfallwehr, hölzernes 493.
Überführung des Dortmund-Ems-Kanals über eine Straße 35, 38.
Übergänge bei einem Fluß 471, 561, 583.
Übergangsmoore 857.
Überlaufstrecken bei Deichen 628.
Übermauerung der Brückengewölbe 78.
— — —, Hohlräume in der, 78.
Überpreise der Walzeisen 144.
Überschlagskante 823.
Überschüttung der Brückengewölbe 76.
Übersichtskarten 470.
Überstauung 821.
Übertragungswellen 641, 642, 650.
[-Eisen 145, 146.
Ufer 459.
Uferarchen 580.
Uferbänke 469.
Uferbefestigungen aus Pfahl- und Bohlwänden 546.
Uferbefestigung durch Eisenbetonbauwerke 546.
—, französische 546.
— mit Zementplatten 546.
Uferbruch 566.
Uferdeckwerke 566.
—, Ausführung der, 580.
Ufermauern 567, 681.
Uferschälungen 566.
Uferschutz, mißlungener 559.
Uferschutzwerke 678, 679.
Uferwand mit verstärkten Böschungen 546.
Umfang, benetzter 459.
Umgehungskanäle 517.
Umlaufkanäle 601, 609.
Universaleisen 144.
Unterführung der Gaßstraße in Münster 37.
— des Klettenbergwegs in Köln 22.
— der Goethestraße 171.
— eines Baches und Weges unter einer Eisenbahn 35, 36.
Unterführungen 771, 772, 843.
— von Wegen 35.
Untergrundbewässerung 851.
Untergerüst 85.
Unterlagsplatten 163.
Unterleitung 366.
Unterstützungswerke 564, 585.
Untertramen 609.
Unterwasser 484.
Untiefen, Bezeichnung der, 691.

Vakuumrieselung 326.
Veenkultur 869.
Ventile 617, 809, 811.
Verästelungsnetz 378.
—, strahlenförmiges 378.
Verbinden der eisernen Bauteile 152.
Verbindungskanäle 537.
Verbindungsmittel der Hölzer in Tragwerken 121.
Verdübelte Balken, Berechnung der, 116, 117, 118.
— Träger 112.
Verdübelte Träger, Schraubenbolzen der, 113.
— —, Stoß der Balken 113.
— —, Vergleich mit den verzahnten 114.
Verdübelung 112.
Verdunstung 268, 746, 747.
Verdunstungshöhen 269.
Verdunstungsmesser 269.
Verkehrsband 13.
Verkehrslasten der Eisenbahnbrücken 10.
— — Straßenbrücken 12.
Verkehrslast, Umrechnung der, in Wölbmaterial 46.
Vernieten der Bauteile 152.
Verschiebung des Trägerendes der Balkenbrücken 238.
Verschlußteller 413.
Versenkung der Niete 147.
Versetzgerüste 94.
Versickerung 269.
Versickerungsmesser 269.
Versickerungszahl 385.
Verstechen 799.
Versuchsbrunnen 296.
Verteilungsstäbe 29.
Verwerfungsquelle 276.
Verzahnte Balken 112.
— —, Beanspruchung der Faserschichten 112.
— —, Berechnung der, 114, 116, 119.
— —, — — Zähne 119.
— Träger 112.
— —, Sprengen der, 112.
— —, Stoß der Balken, 113.
— —, Vergleich mit den verdübelten 114.
Verzahnung 112, 119.
Verzögerungsformeln 386.
Verzögerungsplan 388.
Verzögerungszahl 386.
—, Weyrauchsches Verfahren 387.
Vieleckträger 204.
Viergelenkbogen 252.
Visintini-System 30.
Vorbau 580.
Vorböschung 580.
Vorbusen 688.
Vordünen 682.
Vorflut 749.
—, künstliche 749, 761.
Vorfluter 749, 755, 766.
Vorflutkanal 393.
Vorflut, natürliche 748, 749.
Vorhäfen 531, 695.
Vorkaliber 224.
Vorkopf der Strompfeiler 79.
Vorlauf 730.
Vorprofile 144, 224.
Vorschleusen 596.

Vorschriften, neue, für die Herstellung von Eisenbauwerken 148.
Vorsatzbeton 22.
Vorsperre 589.
Vorwürfe 571.

Wachtür 766.
Wahnkantiges Holz 97.
Wald, Einfluß des, auf die Wasserverhältnisse 747.
Waldkantiges Holz 97.
Walzbalken 188.
—, Befestigung von, an Blechträger 180.
—, — —, an Walzbalken 179, 180.
Walzbalkenbrücke, Beispiel einer 189, 200, 201.
Walzen der Lager 242.
Walzenlager 237, 239, 241.
Walzentore 614.
Walzenwagen 241, 242.
Walzenwehre 485, 497, 509, 510, 555.
Wälzgelenke 257.
Wälzungskreis 642.
Wälzlager, zylindrisches 257.
Wandern der Dünen 683.
Wanderwelle 641.
Wandglieder der Fachwerkträger 204.
—, Druckstäbe der, 220.
—, I-förmiger Querschnitt der, 220.
—, kastenförmiger Querschnitt der, 220, 221.
—, kreuzförmiger Querschnitt der, 220.
—, Querschnitt aus [-Eisen 220.
—, Querschnitte der, 220.
Wangen der Durchlässe 30.
Wangenstärke 31.
Wasser, als Genußmittel dienendes, 291.
—, Aufleitung des, 317.
—, Aufspeicherung des, 282, 315.
—, Belüftung des, 321.
Wasserbehälter (s. auch Hochbehälter) 340, 344, 345, 351, 352.
— aus Mauerwerk 338.
— — Schmiedeeisen 344.
— — Stampfbeton u. Eisenbeton 282.
—, Berechnung der Blechstärke eiserner, 346.
—, die Ausstattung der, 352.
—, Hauptarten der, 327.
— in Kugelform 351, 353.
Wasserbehälter mit durchhängendem Boden 346, 351.
— — Gegenboden 350, 351.
— — Halbkugelboden 351.
— — Kegelboden 349.
— nach Barkhausen 350.
—, Zweck der, 327.
Wasser, Bewegung des, in Wasserleitungen 355.
—, — —, Grundformeln 355.
—, eisenhaltiges 292.
—, fremdes 755.
—, Hebung des, 815.
—, Versenkung des, 759.
Wassereisenbahn 524.
Wasserentnahme aus fließenden Gewässern 312.
— — stehenden Gewässern 312.
— — Seen 313.
Wasserfassungsvermögen des Bodens 271.
Wasserfurchen 757.
Wassergewinnungsanlage 373.
Wasser, Gewinnung und Entnahme des, 281, 296.
Wassergewinnung, Vorarbeiten für die, 296.
Wasser, hartes 291.
Wasserkastelle 279.
Wasser, Kreislauf des, 746.
Wasserlaufbetten, Bildung u. Umgestaltung der, 466.
Wasserläufe 459.
Wasserlauf, Höhenplan eines, 471, 472.
—, Lageplan eines, 470.
—, Querschnitt eines, 472.
—, Sohle eines, 459.
—, Ufer eines, 459.
Wasserleitungen 282, 355, 369.
— aus Eisenbeton 369.
—, Hauptarten u. deren Verwendung 355.
Wassermengen, Messung der, 483.
Wassermenge, Wechsel der, eines Flusses 462.
Wassermesser 285.
—, bewegte 285.
—, Flügelrad-, 285.
—, Naßläufer 285, 286.
—, Trockenläufer 285, 286.
—, unbewegte 285.
— von Woltmann 286, 287.
Wassermesserprüfstation 287.
Wasserpferdestärken 763.
Wasser, Reinigung des, 282, 315, 327.
—, — —, durch Ozon 325.
Wassersäcke 215.
Wasserschnecken 764.
Wasserschrauben 764, 765.
Wasserschraupen, offene 764.
Wasserspiegel 475.
— -Gefälle 475.
Wasserspiegellinie 459.
Wasserstand eines Flusses 461.
—, gewöhnlicher 461.
—, höchster 462.
—, Messung des, 473.
—, mittlerer 462.
—, niedrigster 462.
Wasserstandsfernmelder 354.
Wasserstandskurven 462.
Wasserstandsmesser 475.
Wasserstand, Wechsel des, 461.
Wasserstraßen 516.
—, Abmessungen der künstlichen, und ihrer Bauwerke 529.
—, Anforderungen des Verkehrs an, und Schiffahrt 527.
—, künstliche 517.
—, natürliche 516.
Wassertore 629.
Wassertürme 342, 344, 347, 348, 349, 350.
Wasserverbrauch einer Stadt 288.
— — —, größter Tagesverbrauch 290.
—, stündlicher 290.
—, täglicher 289.
—, —, für gewerbliche Zwecke 289.
—, —, — häusliche Zwecke 289.
—, —, — öffentliche Zwecke 289.
Wasser, Verteilung des, 282.
—, Vorbehandlung des, durch Zusatzmittel 321.
Wasserversorgung der Städte 263, 312.
— — —, Anforderungen an die Beschaffenheit des Wassers 291.
Wasser, Verteilung des, 368, 378.
—, weiches 291.
Wasserwerke 277.
—, Anordnung der, im allgemeinen 281.
—, Bohrversuche 276, 277.
— der neuern Zeit 280.
—, geschichtliche Entwicklung der, 277.
Wasserwerksbrunnen 299, 301.
—, gemauerter 303.
Wasserzolle 285.
Wasser, Zuleitung des, 282, 368, 372.
Watte 678.
Wechselbetrieb 818, 819.
Wedellagen 575.

Weeden 572.
Wegüberführung, hölzerne, über eine Eisenbahn 111.
— über eine eingleisige Bahn 35, 37.
Wehranlage 554.
Wehrböcke 505.
—, Berechnung der, 509.
—, Entfernung der, 505.
Wehrbock mit eiserner Brükkentafel 507.
Wehre 484.
—, Abfallboden der, 491.
—, Abschußboden der, 492.
— aus Buschwerk 494.
— — Eisenbeton 496.
— — Rundholz mit Steinfüllung 494.
— — Stampfbeton 495.
— — Steinpackung 494, 495.
—, bewegliche 485, 496.
—, feste 485, 486, 491.
—, Gefälle der, 553.
—, Grundrisse der, 485.
—, gebrochene 485.
—, gerade 485.
—, gekrümmte 485.
—, halbmassive 485, 494.
—, hölzerne 485, 493.
—, Krone der, 484.
—, massive 485, 494.
— mit Doppelklappen 512.
— — Schütztafeln vor Nadelwehrböcken 509.
—, schräge 485.
—, selbstwirkende 485.
—, Staukörper der, 491.
—, Sturzboden der, 492.
—, Unterbau der, 491.
—, Vorboden der, 492.
—, Wangen der, 492.
—, wasserdichte 491.
—, wasserdurchlässige 491.
—, Widerlager der, 492.
—, Wirkung der, 485.
—, Zweck der, 485.
Wehrkörper 484, 491, 492.
Wehrkrone 484, 492.
Wehrrücken 492.
Weichenschleuse 599.
Weidenstecklinge 574.
Weiher 328.
Weisbach-Langsche Formel 360.
Wellblech 147.
—, flaches 147.
Welle 641.
Wellen auf ansteigendem Grunde 646.
— bei endlicher und gleichförmiger Tiefe 645.
Wellen bei unendlicher Tiefe 642.
Wellenbewegung 641.
Wellenbrecher 722, 723, 724.
Wellenhöhe 651, 652, 653.
Wellenlänge 651, 661.
Wellengeschwindigkeit 651, 661.
Wellen, Messung der, 661.
Wellenperiode 643, 662.
Wellen, Wirkung der, 675,
—, Zurückwerfen der, 654.
Wendenischen 596, 606, 609.
Wendeplatz 698.
Wendesäule 609.
Wendeschleuse 599, 609.
Werkkanäle 355.
Weserbrücke bei Groß-Hutbergen 103, 104.
Widder, hydraulischer 817.
Widerlager 79, 80.
—, Stabilität der, 73.
—, Stärke des, 80.
—, statische Untersuchung eines, 74, 75.
—, verlorene 36, 74, 75, 79.
Widerlagspfeiler 1.
Widerstandszahl für das in Rohrleitungen fließende Wasser 357.
Wieden 572.
Wiesenbau 823.
Wiesenbewässerung 831.
Wiesen, dränierte 828, 829.
Wiesenmoore 856.
Wildbach, Ausbruch eines, 587.
—, Höhenplan eines mit Sperren verbauten, 587, 588.
Wildbäche 460, 466, 587.
—, Verbauung der, 587, 588.
Wildbachrinnsal 590.
Winddruck bei Brücken 13.
Windknotenblech 236.
Windmühlen 771.
Windräder 771, 772.
Windstärke 652.
Windverband 245, 246.
— bei offenen Brücken 247.
— mit Böcken 245.
— — einfachen Diagonalen 245.
Windverstrebung 139, 245.
Winkeleisen 144.
—, gleichschenklige 144.
—, Stoß eines, 223, 224.
—, ungleichschenklige 144.
Winkelflügel 36, 81.
Winkelschütze 514.
Winterdeiche 625.
— an Hauptflüssen 627.
Winterdeiche an kleinen Flüssen 627.
—, Querschnitt der, 626.
Winterhäfen 531.
—, Einfahrt in, 533.
—, Größe der, 531.
Wippen 572.
Wippenstränge 575.
Wohndichtigkeit 384.
Wolfsche Bauten 578.
— Bauweise 581.
— —, Anwendung der, 581.
— —, Aufhängepfähle der, 581.
— —, Gerüstpfähle der, 581.
— Gehänge 578.
Woltmannscher Flügel 478.
Wormser Sandplattenfilter 320.
— Straßenbrücke 176.
Wünschelrute 297.
Wurfräder 765, 766.
Würgekette 572, 782.
Würste 572.
—, Herstellung der, 572.

Zähne, Berechnung der, verzahnter Balken 119.
Zahnstangenzugschieber 434.
Zapfenkipplager 237, 240, 241.
Zement-Bruchsteinbrücken 21.
Zementrohre, Herstellung der, 401, 411.
—, Verlegen eiförmiger, 413.
—, — kreisförmiger, 412.
Zementrohrkanäle 412.
Zentrifugalpumpen 769, 770.
Zeolithe 326.
Zerreißproben 148, 149.
Z-Eisen 146.
Ziehbrunnen 280.
Zuggräben 757.
Zugschleusen 556, 598.
—, Abmessungen der neuen, 530.
Zugschütze in Schleusentoren 616.
Zugzeit der Schleuse 688.
Zungenmauern 31.
Zurichten der Eiseneinlagen 30.
Zuschlußbauten 568. 586.
Zuschlüsse 564.
Zuschußwasser 595, 598.
Zweigelenkbogen 252.
Zwillingsschleusen 597.
Zwillingsträger 156, 157.
Zwischenmauern 31.
Zwischenmoore 857.
Zwischenpfeiler 79.
—, Stabilität der, 75.
—, Stärke der, 36.
Zylinderventile 617.

Druck von Breitkopf & Härtel, Leipzig.

POLITECHNIKA ŚLĄSKA BIBLIOTEKA GŁÓWNA Gliwice
BIBLIOTEKA POLITECHNIKI

BG Politechniki Śląskiej
nr inw.: 102 - 136613
Dyr.1 136613