

HANDBIBLIOTHEK
FÜR BAUINGENIEURE
HERAUSGEGEBEN VON ROBERT OTZEN

17347-1/2

DER GRUNDBAU

VON

O. FRANZIUS

Handbibliothek für Bauingenieure

Ein Hand- und Nachschlagebuch für Studium und Praxis

Herausgegeben von

Robert Otzen

Gehelmer Regierungsrat,
Professor an der Technischen Hochschule zu Hannover

- I. Teil: Hilfswissenschaften 5 Bände
II. Teil: Eisenbahnwesen und Städtebau .. 10 Bände
III. Teil: Wasserbau 8 Bände
IV. Teil: Konstruktiver Ingenieurbau 4 Bände

Inhaltsverzeichnis.

I. Teil: Hilfswissenschaften.

1. Band: Mathematik. Von Prof. Dr. phil. H. E. Timerding, Braunschweig. Mit 192 Textabbildungen. VIII und 242 Seiten. 1922. Gebunden RM 6.40
2. Band: Mechanik. Von Dr.-Ing. Fritz Rabbow, Hannover. Mit 237 Textabbildungen. VIII und 203 Seiten. 1922. Gebunden RM 6.40
3. Band: Maschinenkunde. Von Prof. H. Weihe, Berlin-Lankwitz. Mit 445 Textabbildungen. VIII und 228 Seiten. 1923. Gebunden RM 6.40
4. Band: Vermessungskunde. Von Prof. Dr. Martin Näbauer, Karlsruhe. Mit 344 Textabbildungen. X und 338 Seiten. 1922. Gebunden RM 11.—
5. Band: Betriebswissenschaft. Von Dr.-Ing. Max Mayer, Duisburg. Mit 31 Textabbildungen. IX und 219 Seiten. 1926. Gebunden RM 16.50

II. Teil: Eisenbahnwesen und Städtebau.

1. Band: Städtebau. Von Prof. Dr.-Ing. Otto Blum, Hannover, Prof. G. Schimpff †, Aachen, und Stadtbaupinspektor Dr.-Ing. W. Schmidt, Stettin. Mit 482 Textabbildungen. XII und 478 Seiten. 1921. Gebunden RM 15.—
2. Band: Linienführung. Von Prof. Dr.-Ing. Erich Giese, Charlottenburg, Prof. Dr.-Ing. Otto Blum und Prof. Dr.-Ing. Kurt Risch, Hannover. Mit 184 Textabbildungen. XII und 435 Seiten. 1925. Gebunden RM 21.—
3. Band: Unterbau. Von Prof. W. Hoyer, Hannover. Mit 162 Textabbildungen. VIII und 187 Seiten. 1923. Gebunden RM 8.—
4. Band: Oberbau und Gleisverbindungen. Von Dr.-Ing. Adolf Bloss, Dresden. Mit 245 Textabbildungen. VII und 174 Seiten. 1927. Gebunden RM 13.50
5. Band: Bahnhöfe. Von Prof. Dr.-Ing. Otto Blum, Hannover, Prof. Dr.-Ing. Risch, Hannover, Prof. Dr.-Ing. Ammann, Karlsruhe, und Regierungs- und Baurat a. D. v. Glinski, Chemnitz. Erscheint im Jahre 1927.

6. Band: Eisenbahn-Hochbauten. Von Regierungs- und Baurat C. Cornelius, Berlin. Mit 157 Textabbildungen. VIII und 128 Seiten. 1921. Gebunden RM 6.40
7. Band: Sicherungsanlagen im Eisenbahnbetriebe. Auf Grund gemeinsamer Vorarbeit mit Prof. Dr.-Ing. M. Oder † verfaßt von Geh. Baurat Prof. Dr.-Ing. W. Cauer, Berlin; mit einem Anhang „Fernmeldeanlagen und Schranken“ von Regierungs- baurat Dr.-Ing. Fritz Gerstenberg, Berlin. Mit 484 Abbildungen im Text und auf 4 Tafeln. XVI und 459 Seiten. 1922. Gebunden RM 15.—
8. Band: Verkehr und Betrieb der Eisenbahnen. Von Prof. Dr.-Ing. Otto Blum, Hannover, Oberregierungs-Baurat Dr.-Ing. G. Jacobi, Erfurt, und Prof. Dr.-Ing. Kurt Risch, Hannover. Mit 86 Textabbildungen. XIII und 418 Seiten. 1925. Gebunden RM 21.—
9. Band: Eisenbahnen besonderer Art. Von Prof. Dr.-Ing. Ammann, Karlsruhe, und Regierungsbaumeister H. Nordmann, Steglitz. Erscheint im Jahre 1927.
10. Band: Aufgaben und Technik des neuzeitlichen Straßenbaues. Von Prof. Dr.-Ing. E. Neumann, Stuttgart. Erscheint voraussichtlich Ende 1927.

III. Teil: Wasserbau.

1. Band: Grundbau. Von Prof. O. Franzius, Hannover. Unter Benutzung einer ersten Bearbeitung von Regierungsbaumeister a. D. O. Richter, Frankfurt a M Mit 389 Textabbildungen. XII und 360 Seiten. 1927. Gebunden RM 28.50
2. Band: See- und Seehafenbau. Von Prof. H. Proctel, Aachen. Mit 292 Textab- bildungen. X und 221 Seiten. 1921. Gebunden RM 7.50
3. Band: Flußbau. Von Regierungs-Baurat Dr.-Ing. H. Krey, Charlottenburg.
4. Band: Kanal- und Schleusenbau. Von Regierungs-Baurat Friedrich Engelhard, Oppeln. Mit 303 Textabbildungen und einer farbigen Übersichtskarte. VIII und 261 Seiten. 1921. Gebunden RM 8.50
5. Band: Wasserversorgung der Städte und Siedlungen. Von Prof. O. Geißler, Hannover, und Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. J. Brix, Charlottenburg. Erscheint voraussichtlich im Jahre 1927.
6. Band: Entwässerung der Städte und Siedlungen. Von Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. J. Brix und Prof. O. Geißler, Hannover. Erscheint voraussichtlich Ende 1927.
7. Band: Kulturtechnischer Wasserbau. Von Geh. Reg.-Rat Prof. E. Krüger, Berlin. Mit 197 Textabbildungen. X und 290 Seiten. 1921. Gebunden RM 9.50
8. Band: Wasserkraftanlagen. Von Prof. Dr.-Ing. Adolf Ludin, Berlin. Erscheint im Jahre 1927.

IV. Teil: Konstruktiver Ingenieurbau.

1. Band: Statik. Von Prof. Dr.-Ing. Walther Kaufmann, Hannover. Mit 385 Textab- bildungen. VIII und 352 Seiten. 1923. Gebunden RM 8.40
2. Band: Der Holzbau. Von Dr.-Ing. Th. Gesteschi, Berlin. Mit 533 Textabbildungen. X und 421 Seiten. 1926. Gebunden RM 45.—
3. Band: Der Massivbau. (Stein-, Beton- und Eisenbetonbau.) Von Geh. Reg.-Rat Prof. Robert Otzen, Hannover. Mit 497 Textabbildungen. XII und 492 Seiten. 1926. Gebunden RM 37.50
4. Band: Eisenbau. Von Prof. Martin Grüning, Hannover. Erscheint im Jahre 1928.

Handbibliothek für Bauingenieure

Ein Hand- und Nachschlagebuch
für Studium und Praxis

Herausgegeben

von

Robert Otzen

Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule
zu Hannover

III. Teil. Wasserbau. 1. Band:

Der Grundbau

von

O. Franzius



Berlin

Verlag von Julius Springer

1927

Der Grundbau

Von

O. Franzius

Professor an der Technischen Hochschule
zu Hannover

Unter Benutzung
einer ersten Bearbeitung von

O. Richter

Regierungsbaumeister a. D.
Frankfurt a. M.

Mit 389 Textabbildungen



Berlin

Verlag von Julius Springer

1927



Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung
in fremde Sprachen, vorbehalten.

Copyright 1927 by Julius Springer in Berlin.

136621

Vorwort.

Die Bearbeitung des vorliegenden Werkes lag zuerst in der Hand des Herrn Regierungs-Baumeisters O. Richter. Sie konnte von ihm infolge des Krieges und Arbeitsüberlastung nicht fertiggestellt werden. Der Verlag trat dann an mich mit dem Ersuchen heran, die Bearbeitung zu übernehmen. Ich bin dem Ersuchen aus mehreren Gründen gern gefolgt. Einmal lag von der Feder des erfahrenen Unternehmerfachmannes Richter bereits ein reiches Material vor, dann aber hatte ich mir seit langem selbst eigene Methoden für den fraglichen Stoff erarbeitet und reichhaltiges Material gesammelt. Da die erste Bearbeitung bereits längere Jahre zurücklag, konnte sie von mir nicht unverändert übernommen werden. Das Werk mußte daher in allen Teilen umgearbeitet, erweitert und auf den neuesten Stand der Wissenschaft gebracht werden. Die Erfahrungen eines führenden Oberingenieurs einer unserer größten Bauunternehmungen (Phil. Holzmann A.-G.) sind damit vereint mit den Erfahrungen, die ich als leitender Staatsbaubeamter und als ausführender und entwerfender Ingenieur erworben habe.

Das Buch will vor allem den Bedürfnissen des praktischen Ingenieurs Rechnung tragen, wird aber auch dem Studierenden ein wertvolles Rüstzeug sein. Es sind mir für die Bearbeitung bereitwilligst Zeichnungen und Berichte von vielen Firmen und Ingenieuren überlassen worden, denen ich an dieser Stelle noch einmal für ihre Hilfe danke. Einzelne Bearbeitungen, die Herstellung vieler Zeichnungen, die Aufstellung des Sachregisters ist von meinem Assistenten Herrn Dr. Alfred Streck mit großer Umsicht in dankenswerter Weise durchgeführt worden. Auch hat er meine Arbeiten durch kritische Durchsicht unterstützt. Zum Schlusse spreche ich der Verlagsbuchhandlung Julius Springer meine besondere Anerkennung für die gute Ausstattung des Werkes und die angenehme Art, in der sich das Zusammenarbeiten zwischen Verfasser und Verlagsbuchhandlung abgespielt hat, aus.

Hannover, im Dezember 1926.

O. Franzius.

Inhaltsverzeichnis.

Erster Teil.

Maßgebende Gesichtspunkte für die Ausbildung und Ausführungsweise der Grundwerke.

	Seite
A. Zweck und Ziel der Gründungen	1
B. Der Baugrund	2
a) Die Eigenschaften der verschiedenen Bodenarten	2
1. Allgemeines	2
2. Fels	2
3. Kies	3
4. Sand	4
5. Ton	4
6. Lehmboden	5
7. Mutterboden, Torf usw.	5
8. Gleichzeitiges Anstehen mehrerer Bodenarten	5
b) Untersuchung des Baugrundes	5
1. Allgemeines	5
2. Untersuchung durch Schürfeisen	6
3. Untersuchung durch Schürflöcher	7
4. Untersuchung durch Bohrungen	7
a) Beschreibung der Bohrwerkzeuge und ihre Arbeitsweise	7
β) Lage und Verteilung der Bohrlöcher	10
γ) Feststellung der Wasserverhältnisse	11
δ) Aufbewahrung und Auftragung der Bohrergebnisse	11
c) Die Feststellung der Tragfähigkeit des Baugrundes	12
1. Maßgebende Gesichtspunkte für die Größe der Tragfähigkeit und der zulässigen Belastung	12
a) Allgemeines	12
β) Die Größe der Tragfähigkeit	14
γ) Entlastung des Baugrundes durch Reibungswiderstände an den Seitenwänden des Grundwerkes	18
δ) Die Größe der zulässigen Belastung	19
2. Ermittlung der Tragfähigkeit durch Belastungsproben	21
d) Einfluß des Baugrundes und der Hinterfüllung auf die Standsicherheit der Grundwerke	22
1. Allgemeines	22
2. Gegen die Seitenwände des Grundwerkes wirkende Kräfte	23
a) Erddruck	23
β) Erddruck und Wasserdruck	32
3. Gegen die Grundwerksohle wirkende Kräfte	35
a) Reibungswiderstand an der Grundwerksohle	35
β) Wasserdruck gegen die Grundwerksohle	35
γ) Der Bodengegendruck	39
C. Die Baustoffe	41
a) Allgemeine Gesichtspunkte	41
b) Holz	41
c) Eisen	44
d) Mauerwerk und Beton	46

	Seite
1. Haltbarkeit steinartiger Baustoffe	46
a) Allgemeines	46
β) Die verschiedenen Herstellungsarten des Betons	47
γ) Wasserdichtigkeit des Betons	47
δ) Physikalische Zerstörungseinflüsse	48
ε) Chemische Zerstörungerscheinungen	49
ζ) Organische Einflüsse auf Grundwerke aus Beton	52
e) Eisenbeton	53
f) Anwendungsgebiete der verschiedenen Baustoffe	53
1. Holz, Eisen oder Eisenbeton	53
2. Mauerwerk und Beton	54
3. Beton oder Eisenbeton	54
D. Einfluß der verschiedenen Gesichtspunkte auf die Gründung und Übersicht der Gründungsarten	55
a) Wahl der Gründungsschicht	55
b) Anwendung verschiedener Gründungsarten beim gleichen Bauwerke	56
c) Übersicht über die Gründungsmöglichkeiten bei den verschiedenen Baugrund- und Wasserverhältnissen	56
1. Allgemeines	57
2. Gründung ohne Wasserhaltung	57
3. Herstellen des Grundwerkes mit Wasserhaltung	58
4. Verwendung von Preßluft	59
5. Gemischte Gründungen	59
d) Gesichtspunkte für die Entscheidung zwischen den verschiedenen Möglichkeiten	59

Zweiter Teil.

Einzelheiten der Grundwerke.

A. Allgemeines	60
B. Beschaffenheit, Herstellung und Einbringen von Pfählen und Pfahl- wänden	61
a) Gewöhnliche Rammpfähle	61
1. Holzpfähle	61
α) Das Pfahlmaterial	61
β) Die Pfahlspitze	62
γ) Pfahlschuhe	62
2. Betonpfähle	63
α) Eisenbetonrammpfähle	63
β) Betonstampfpfähle (Ortspfähle)	66
3. Eiserne Pfähle	76
α) Anwendungsgebiet und Einteilung	76
β) Spitzpfähle	76
b) Schraubenpfähle	77
c) Scheibenpfähle	78
d) Pfähle außergewöhnlicher Bauart	78
1. Zusammengesetzte Pfähle	78
2. Hohlpfähle von großer Länge	79
e) Abschlußwände	80
1. Holzwände	80
α) Stül- und Pfahlwände	80
β) Spundwände	81
2. Eisenbetonwände	83
3. Eiserne Wände	86
α) Allgemeines	86
β) Ältere Wandformen	87
γ) Neuere Wandformen	88
Die neue Larssenwand S. 88. — Die Spundwand Rothe Erde S. 90. — Die Lampwand S. 90. — Die Ransomewand S. 91.	
f) Einbringen der Pfähle und Wände (Rammen, Einspülen, Einschrauben usw.)	94
1. Art und Anwendungsgebiet der verschiedenen Einbringungsverfahren und Rammgeräte	94
2. Hölzerne Pfähle und Wände	97

	Seite
3. Eisenbetonpfähle und -wände	97
4. Eiserne Wände	98
5. Einschrauben, Schraubenpfähle	99
6. Ortpfähle	100
g) Beseitigung von Pfählen und Wänden	100
1. Arten der Beseitigung	100
2. Ausziehen von Pfählen und Wänden	100
3. Abschneiden von Pfählen und Spundwänden	102
h) Größe der zulässigen Pfahllast	103
1. Druckpfähle	103
2. Zugpfähle	108
i) Berechnung der Spundwände	108
1. Verwendungsarten	108
2. Berechnung von freistehenden Wänden	109
3. Berechnung von mehrfach gestützten Pfahlwänden (Verankerung, Pfahlbock, Pfahlrost)	110
C. Betonierungsarbeiten	116
a) Die Herstellung von Beton	116
1. Allgemeines	116
2. Ergiebigkeit, Dichtigkeit, Mischungsverhältnisse usw.	118
3. Das Mischen des Betons	120
b) Das Einbringen des Betons	125
1. Beton im Trocknen	125
a) Stampfbeton	125
β) Gußbeton	126
γ) Weicher Beton (plastischer Beton)	130
c) Herstellung von Beton unter Wasser	130
1. Allgemeine Grundsätze	130
2. Beton unter Wasser; vereinfachte Herstellung	131
a) Versenken halb abgedundenen Betons ohne Schutzvorrichtungen	131
β) Einfüllen von Zementmilch in Kies oder Schotter unter Wasser	131
γ) Versenken von Betonsäcken	132
3. Herstellung von Triichter-, Kasten- und Sackbeton	133
a) Versenken mit Trichtern	133
β) Versenkung mit Kasten und Säcken	136
4. Einzelheiten	137
a) Dichten in der Betonschüttung auftretender Quellen	137
β) Eiseneinlagen in Schüttbodyen	139
γ) Verblendungen, Torkretierung, Isolierungen	139

Dritter Teil.

Beschreibung der verschiedenen Gründungsarten.

A. Herstellung der Baugrube	140
a) Allgemeines, Form und Abmessungen	140
B. Abschluß und Abdichtung der Baugrube	142
a) Ausbildung der Baugrubenabschlüsse	142
1. Allgemeine Anordnung	142
2. Einfache Umschließungswände aus Holz oder Eisen	142
a) Bohlwände aus Holz	142
β) Spundwände	143
3. Abschlußdämme	144
a) Erddämme	144
β) Kastenfangedämme	145
γ) Fangedämme aus Mauerwerk oder Beton	149
C. Trockenlegung der Baugrube	151
a) Allgemeines	151
b) Unmittelbares Abpumpen	152
1. Anwendungsgebiet	152
2. Allgemeine Anordnung der Pumpenanlage	152
3. Bestimmung der Tourenzahl und der Pumpleistung	153

	Seite
c) Grundwasserabsenkung	155
1. Anwendungsgebiet, Vor- und Nachteile	155
2. Anordnung und Ausbildung der Brunnen	156
a) Brunnenabstand und Brunnenzahl	156
β) Rohrbrunnen	156
3. Anordnung und Ausbildung der Entnahmeanlage	158
4. Beispiele von Grundwasserabsenkungen	162
5. Vorausbestimmung der Pumpenanlage	168
D. Aushub der Baugrube	171
a) Lösen des Bodens	171
1. Beseitigung von Hindernissen	171
2. Tauchervorrichtungen	172
3. Taucherglocke	175
b) Bodenabfuhr und Baustoffzufuhr	175

Vierter Teil.

Unmittelbare Gründungen im Trocknen.

A. Gründung auf gutem Baugrunde	177
a) Anwendungsgebiet und Gründungstiefe	177
b) Richtung und Größe der Grundfläche des Grundwerkes	177
c) Ausführung der Grundwerke	177
B. Gründung auf schlechtem Baugrunde	178
a) Anwendungsgebiet und Einteilung der Gründungen	178
b) Anpassung des Grundwerkes an die schlechte Beschaffenheit des Baugrundes	178
1. Allgemeine Grundsätze für die Ausbildung und Anwendung dieser Grundwerke	178
2. Sohlenverbreiterung durch Absätze im Grundwerke	179
3. Sohlenverbreiterung durch Eisenbetonplatten	180
4. Gründung auf Schwellrost	181
5. Gründung auf Plattenrosten aus Eisenbeton	182
6. Gründung auf umgekehrten Gewölben	182
7. Gründung auf durchgehenden Beton- und Eisenbetonplatten	183
a) Allgemeines	183
β) Eisenbetonplatten	183
8. Gründung auf druckverteilender Sandschüttung	186
c) Verbesserung des Baugrundes vor der Gründung	187
1. Allgemeine Grundsätze	187
2. Verdichtende oder verdrängende Sand- oder Kiesschüttung	187
3. Verdichtung des Baugrundes durch Belastung	188
4. Befestigung der Baugrundoberfläche	188
5. Verdichtung des Baugrundes durch Sand, Steine oder Betonpfähle	188
6. Dauernde Trockenlegung wasserführenden Baugrundes	189
7. Verdichtung des Baugrundes durch Ausfüllen seiner Hohlräume mit Zement	189
d) Gründungen in Bergwerksgebieten	190
1. Allgemeines	190
2. Tiefreichende Pfeiler	190
3. Sicherung durch Stollenausmauerung	190
4. Sicherungsmaßnahmen bei Gründungen an der Geländeoberfläche	191

Fünfter Teil.

Unmittelbare Gründungen unter Wasser.

A. Allgemeines	192
B. Gründungen auf Beton unter Wasser	193
a) Anwendungsgebiet und Einteilung	193
b) Ausführung der Schüttbetongründung	193
c) Berechnung der Schüttungsstärke	194
C. Grundwerke aus Trockenmauerwerk, Steinschüttungen usw.	195
a) Allgemeines, Anordnung und Anwendungsgebiet	195
b) Gründung auf Schüttkörpern aus Steinen, Erde usw.	196
1. Freie Schüttungen	196
2. Schüttungen zwischen Pfahlwänden	196
3. Steinkistenbau	197
c) Blockbau	199

Sechster Teil.

Hohlkörpergründungen.

A. Allgemeines und Einteilung	199
B. Mantelgründungen	199
a) Anwendungsgebiet und Durchbildung der Mäntel	199
b) Ausführung der Mantelgründung	201
1. Bau und Versenken der Mäntel	201
2. Dichten des Mantelfußes, Ausfüllen und Entfernen der Mäntel	202
C. Senkkastengründung	202
a) Allgemeines und Anwendungsgebiet	202
b) Ausbildung der Senkkasten	203
1. Allgemeine Anordnung	203
2. Hölzerne Senkkasten	204
3. Eiserne Senkkasten	204
4. Senkkasten aus Mauerwerk oder Beton	205
5. Senkkasten aus Eisenbeton	206
c) Ausführung der Senkkastengründung	208
1. Vorbereitung der Auflagerfläche für den Kasten	208
2. Zusammenbau der Senkkasten	209
3. Heranbringen und Absenken der Kasten	210
4. Ausführung des Gründungsmauerwerks	210
5. Schließen der Zwischenräume zwischen Einzelkasten	211
6. Berechnung der Senkkasten	211
7. Vergleich der Ausführungsarten	211
D. Brunnen-, Kasten- und Röhrengründungen	212
a) Allgemeines	212
b) Allgemeine Anordnung. Ausbildung der Kasten, Röhren und Brunnen	213
1. Die Kasten	214
2. Die Senkröhren	214
3. Brunnen	215
c) Ausführung der Kasten-, Röhren- und Brunnengründungen	219
1. Allgemeiner Verlauf der Ausführung	219
2. Zusammenbau der Hohlkörper	221
3. Bodenaushub und Absenken	221
4. Ausfüllen der Hohlkörper	224
d) Berechnung der Kasten, Röhren und Brunnen	224
e) Anwendungsgebiet der Brunnen	225

Siebenter Teil.

Pfahlgründungen.

A. Allgemeines	225
B. Durchbildung der Pfahlgründungen	227
a) Allgemeine Anordnung und Einteilung	227
b) Holzpfehlgründungen	229
1. Anwendungsgebiet	229
2. Die Pfähle	229
3. Der Rost	231
4. Ausgeführte Pfehlrostgründungen	233
c) Beton- und Eisenbetonpfehlgründungen	237
1. Vor- und Nachteile	237
2. Der Rost	238
3. Beispiele für Eisenbetonpfehlgründungen	238
C. Ausführung der Pfehlgründungen	240
a) Allgemeines	240
b) Holzpfehlgründungen	240
c) Betonpfehlgründungen	241

D. Berechnung der Pfahlgründungen	242
a) Die wirkenden Kräfte	242
b) Berechnung tiefliegender Roste	242
c) Berechnung hochliegender Roste	243
1. Allgemeines	243
2. Berechnung von Pfahlrostgründungen auf hohem Pfahlrost	244

Achter Teil.

Druckluftgründungen.

A. Allgemeines	250
a) Wirkungsweise und Grenzen	250
b) Anwendungsgebiet	250
c) Einteilung	251
d) Allgemeine Anordnung	251
B. Druckluftsenkkastengründung (Druckkastengründung)	252
a) Geschichtliche Entwicklung	252
b) Ausbildung der Arbeitskammer	252
1. Abmessungen	252
2. Eiserne Druckkasten	253
3. Druckkasten aus Mauerwerk, Beton oder Eisenbeton	256
4. Hölzerne Druckkasten	258
c) Berechnung der Druckkasten	259
1. Hölzerne und eiserne Druckkasten	259
2. Gemauerte, Beton- und Eisenbeton-Druckkasten	261
d) Absenken der Druckkasten	261
1. Absenken vom Lande aus	261
2. Absenken im offenen Wasser	262
α) Die Art der Absenkung	262
β) Absenkung von festen Gerüsten	262
γ) Absenkung von schwimmenden Gerüsten	264
3. Die Aufhängevorrichtungen	264
4. Ausführung der Übermauerung	267
5. Absenken als Schwimmkörper ohne Aufhängung	268
C. Taucherglockengründung	271
a) Anwendungsgebiet und allgemeine Anordnung	271
b) Ausbildung der Taucherglocken	272
1. Arbeitskammer	272
2. Ballastkammer (Schwimmkörper)	273
c) Arbeitsweise der Taucherglocke	274
1. Einteilung	274
2. An festen Gerüsten hängende Taucherglocken	274
3. An Schwimmgerüsten hängende Taucherglocken	274
4. Regelung der Belastung	275
5. Freibewegliche Taucherglocken	277
D. Die Arbeiten unter Druckluft	278
a) Behördliche Vorschrift	278
b) Druckluftversorgung	278
1. Luftbedarf	278
2. Ausbildung der Erzeugungsanlagen für Druckluft	280
3. Druckluftleitung	281
c) Trockenlegung und Trockenhaltung der Druckluft Räume	282
d) Schleusen und Schachtrohre	282
1. Allgemeine Ausbildung und Anordnung	282
2. Durchbildung der Einzelheiten	283
3. Schleusenarten	284
4. Ausbildung der Schachtrohre	286
e) Die Bodenförderung	287
1. Lösen des Bodens	287
2. Zufuhr nach den Förderanlagen	287
3. Förderung des Bodens	287

	Seite
f) Mauerwerksarbeiten	291
1. Ausfüllen der Druckkasten	291
2. Ausfüllen des Mauerwerkes unter einer Taucherglocke	292
3. Zufuhr von Beton und Mauerwerksstoffen	293
4. Verbindung einzelner Druckkasten	295
g) Gefahren und Sicherheitsmaßnahmen	296
1. Gefahren allgemeiner Natur	296
2. Besondere Gefahren des Druckluftaufenthaltes	297
3. Vorbeugende Maßnahmen	297
4. Gegenmaßnahmen	300
5. Schlußbemerkungen zu der Frage der Anwendung von Preßluftarbeiten	300

Neunter Teil.

Gefriergründungen.

a) Anwendungsgebiet	301
b) Ausführungsweise der Gefriergründungen	302

Zehnter Teil.

Baumaschinen.

A. Allgemeines	305
B. Maschinen zur Aufbereitung der Betonzuschlagstoffe	305
a) Steinbrecher	305
b) Walzenmühlen	309
c) Sortiermaschinen	312
d) Waschmaschinen	314
C. Betonmischmaschinen	316
a) Allgemeines	316
b) Die Zwangsmischer	317
1. Rührwerkmaschinen	317
2. Kollergänge	323
c) Freifallmischer (zwangsfreies Mischen)	323
D. Ausgeführte Anlagen zur Betonbereitung und zur Aufbereitung der Zuschlagstoffe	333
Literaturverzeichnis	337
Sachverzeichnis	355

Quellenverzeichnis der Abbildungen.

soweit die Quelle nicht im Text angegeben.

- Abb. 125—126: Firma Fleckenstein, Hooh- und Tiefbau, Aschaffenburg.
 „ 178: Internationale Baumaschinen A.-G., Neustadt a. d. Hardt.
 „ 182: Zeitschrift für Bauwesen 1897 Atlas, Blatt 71.
 „ 186: Nach Zeichnungen der Firma Philipp Holzmann.
 „ 192: Kölle: Z. d. I. 1916, S. 111.
 „ 195: Nach Zeichnungen der Fa. Philipp Holzmann.
 „ 196: „ „ „ „ „ „
 „ 197: „ „ „ „ „ „
 „ 210—211: Bauingenieur 1923, S. 475.
 „ 224a u. b: Nach Zeichnungen der Fa. Philipp Holzmann.
 „ 248: Zeitschrift für Bauwesen 1903, S. 475.
 „ 287: Nach Zeichnung von Herrn Zivilingenieur Meiners in Essen.
 „ 304—308: Brennecke: „Der Grundbau“, 3. Auflage, S. 354, 355, 356, 357.

Berichtigungen.

Seite	Zeile von oben unten	steht falsch	heißt richtig
28 31	Abb. 45 Anm. 1)	ϵ Linie $E w_p^a = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 \frac{\cos^2 \varrho}{[1 - \sin \varrho \cdot \sin(\varrho + \delta)]^2}$	E Linie $E w_p^a = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 \left[1 \pm \frac{ \sin \varrho \cdot \sin(\varrho \pm \delta) }{\cos \delta} \right]^2$ hierbei ist der Winkel δ in die Gleichung mit seinem Vorzeichen einzusetzen
68 78 93	Abb. 75a—75c 7 Zahlentafel d. Spundwände	Konusbetonpfähle Bauart Kern Hallingbauten Larssen Profil Nr. 5 Bohlenbreite 400 mm	Konusbetonpfähle Bauart Stern Hellingbauten Bohlenbreite 420 mm
104	8	$Q \cdot h + \frac{Q \cdot h \cdot q (1 - k^2)}{Q + q} = Q \cdot h \frac{Q + q \cdot k^2}{Q + q}$	$Q \cdot h - \frac{Q \cdot h \cdot q (1 - k^2)}{Q + q}$
136 137 143 158 176 188 189 216	1 11 12 7 18 7 3 Abb. 262	Von 11 m Tiefe liefern ... war nach Trockenlegung (s. Schürflachauszimmerung ... Elmpumpe Eofolg Abb. 234 auf Seite 184 die man stecken käft Abb. 262 Querschnitt eines ... Abb. 264	Von 11 m Tiefe ab liefern ... waren nach Trockenlegung (s. Schürflochhauszimmerung ... Elmpumpe Erfolg Abb. 278 auf Seite 234 die man stecken läßt Abb. 262 Querschnitt eines ... Abb. 265
233 250 293	11 25 8 u. 10	Abb. 273 Höchstdrucke von 3,5 m Abb. 321	Abb. 271 Höchstdrucke von 35 m Abb. 331

Maßgebende Gesichtspunkte für die Ausbildung und Ausführungsweise der Grundwerke.

A. Zweck und Ziel der Gründungen.

Der Grundbau behandelt die Durchbildung und die Ausführung der Bauwerksteile, die das Bauwerk mit dem Baugrund in feste Verbindung bringen. Die Gesamtheit der Bauwerksteile, welche diesem Zwecke dienen, wird das Grundwerk (der Grundbau oder das Fundament) des Bauwerkes genannt, den Herstellungsvorgang des Grundwerkes bezeichnet man als Gründung (Fundierung).

Als Bindeglied zwischen Bauwerk und Baugrund muß das Grundwerk die auf das Bauwerk wirkenden Kräfte ohne unzulässige Beanspruchungen aufnehmen und auf den Baugrund übertragen. Bei dieser Kräfteübertragung soll das Grundwerk keine dem Bauwerke nachteilige Bewegungen ausführen. Grundbauten, die keine merkbaren Bewegungen ausführen, kommen nur bei unnachgiebigem, felsigem Untergrund vor; alle Gründungen auf nachgiebigem Boden, wie Sand, Lehm usw., führen während der Belastung durch das Bauwerk und durch die von dem Bauwerk aufzunehmenden Kräfte Bewegungen aus, die nur bei ständig gleichmäßiger Belastung und gleichbleibender Beschaffenheit des Baugrundes ganz aufhören. Bei Bauwerken mit wechselnder Belastung, oft auch schon bei wechselndem Grundwasserstand, treten auch später noch Änderungen der Höhenlage auf. Verlangt wird somit nicht die Vermeidung jeder Bewegung, sondern deren Unschädlichkeit für das Bauwerk. Deshalb ist es z. B. für alle nicht biegungsfesten Bauwerke, wenn sie keine Risse bekommen dürfen, notwendig, daß man dafür Sorge trägt, daß die Bewegungen sämtlicher Bauwerksteile gleich groß sind, oder, falls eine Drehung erfolgt, so abgestuft sind, daß die Gründungsebene auch nach der Drehung noch eine Ebene bleibt. Eine Ufermauer kann z. B. ohne Schaden für ihren Zweck Risse bekommen, ein künstlerischer Hochbau würde durch Risse stark entwertet sein. Wir können in den meisten Fällen ohne Rißbildung bauen, tun es aber aus Rücksicht auf die großen, durch diese Forderung entstehenden Kosten oft nicht.

Die Anforderungen, die zur Erfüllung dieser Bedingungen an das Grundwerk gestellt werden müssen, ergeben sich somit aus der Beschaffenheit des Bauwerkes (Art, Zweck usw.) und den Eigenschaften des Baugrundes. Das Grundwerk muß ferner imstande sein, den zerstörenden Einflüssen der Luft, des Bodens, des im Boden enthaltenen Wassers, sowie im Wasser oder im Boden vorkommenden angreifenden chemischen Stoffen und Lebewesen zu widerstehen und diese Einflüsse von den übrigen Bauwerksteilen fernzuhalten. Diese Bedingung erfordert eine den örtlichen Verhältnissen sorgfältig angepaßte Auswahl der Baustoffe.

Die Grundbauten werden auf dem Lande oder im Wasser bis in den geeigneten Untergrund hinabgeführt. Nicht nur die Gründung aller Bauwerke auf dem Lande,

sondern auch die Gründung in Flüssen (Brückenpfeiler), an oder in der See (Ufermauern, Schleusen, Trockendocks, Molen, Leuchttürme usw.) gehören zum Gebiete des Grundbaues. Man hat dabei Flachgründungen und Tiefgründungen zu unterscheiden, deren Art sich bereits aus dem Namen ergibt. Fast alle Tiefgründungen haben mit Wasserschwierigkeiten zu kämpfen, gleichgültig, ob es stehendes Grundwasser, Fluß- oder Seewasser ist. Die genaue Kenntnis der Einflüsse der verschiedenen Wasserarten auf die Grundbauten ist somit unentbehrlich. Die Vornahme von gewissenhaften Wasseruntersuchungen ist für die Sicherheit der Grundbauten so wichtig, daß sie bereits an dieser Stelle besonders hervor gehoben werden muß. Viele Bauwerke sind daran zugrunde gegangen, daß die ausführenden Ingenieure die Eigenschaften des Wassers, denen die Grundbauten ausgesetzt waren, nicht genügend beachtet haben. Besondere Aufmerksamkeit ist den Wasseruntersuchungen dort zu schenken, wo Salze und Kalilager vorkommen, wo Moore in der Nähe sind, sich artesische Quellen zeigen und dgl. mehr.

Der Zweck des Bauwerkes und die Beschaffenheit des Baugrundes sowie die Anforderungen, die an die Widerstandsfähigkeit der Baustoffe gestellt werden müssen, sind demnach für die Durchbildung des Grundwerkes in rein technischer Beziehung maßgebend. Daneben sind, wie bei jeder Bauausführung, die verfügbaren Hilfsmittel und Arbeitskräfte, die Kosten und die zur Verfügung stehende Ausführungszeit von Einfluß. Die Betrachtung des Einflusses dieser Gesichtspunkte auf die Wahl der Gründungsweise soll die Aufgabe des ersten Abschnittes dieses Bandes sein.

B. Der Baugrund.

a) Die Eigenschaften der verschiedenen Bodenarten.

1. Allgemeines.

Man bezeichnet eine Bodenart als guten Baugrund, wenn sie die unmittelbare Gründung eines Bauwerkes erlaubt. Diese Fähigkeit hängt jedoch nicht nur von den Eigenschaften der Bodenart ab, sondern wird in hohem Grade durch die sonstigen Verhältnisse an der Gründungsstelle beeinflusst, solche sind:

der geologische und mineralogische Aufbau (die Mächtigkeit und die Lagerung der Schichten, die Beschaffenheit der tiefer liegenden Schichten, die Widerstandsfähigkeit der einzelnen Bestandteile des Bodens gegen Verwitterungseinflüsse usw.),

die Wasserverhältnisse, wie Wasserstandsschwankungen, chemische Beimengungen usw.,

das Vorhandensein von Stoffen im Boden, die eine Zerstörung des Grundwerkes herbeiführen können (z. B. natürliche Bodensäuren, chemische Stoffe im natürlichen oder Anschüttungsboden, wie Sulfate usw.).

Eine allgemein gültige Einteilung von Bodenarten in guten und schlechten Baugrund kann deshalb nicht gegeben werden. Durch die Betrachtung der Eigenschaften der verschiedenen Bodenarten läßt sich vielmehr nur feststellen, unter welchen Bedingungen sie als guter Baugrund anzusehen sind, und welche Einflüsse geeignet sind, ihnen diese Eigenschaften zu nehmen.

2. Fels.

Gesunder, unverwitterter Fels in geschlossenen, nahezu waagrecht gelagerten Schichten von 3 bis 4 m Mächtigkeit ist ein guter Baugrund.

Dagegen sind zur unmittelbaren Aufnahme eines Bauwerkes nicht ohne weiteres geeignet:

Verwitterter oder infolge der Zusammensetzung seines Gesteines stark der Verwitterung ausgesetzter Felsboden. Bei solchem Baugrunde müssen die verwitterten Schichten vor der Ausführung des Grundwerkes entfernt und der Felsboden an der Gründungsstelle vor weiterem Verwittern bewahrt werden.

Nicht geschlossene, stark zerklüftete Gesteinsmassen oder solcher Felsboden, der nicht einer geschlossenen Gesteinsmasse angehört. In zerklüftetem Gestein sind vor der Gründung die Hohlräume sorgfältig aufzusuchen und auszufüllen. Ist das nicht durchführbar, so muß das Grundwerk durch die zerklüfteten Schichten hindurch auf den geschlossenen Felsen hinuntergeführt werden.

Felsboden mit schräger Schichtung. Hier bedarf es einer sorgfältigen Untersuchung der Bodenschichten, die unter dem Felsen oder zwischen den einzelnen Felsschichten liegen. Kann Tagewasser zwischen die Schichten dringen, sind sie selbst aber wasserundurchlässig, so besteht die Gefahr, daß sie an der Oberfläche schlüpfrig werden und Rutschungen der darüberliegenden Felsschichten ermöglichen. Diese Gefahr wird besonders leicht eintreten, wenn die schräg abfallenden Felsschichten nicht durch eine natürliche Abstützung ihres Fußes an solchen Bewegungen gehindert werden, oder wenn ihr Zusammenhang durch natürliche oder künstliche Unterbrechungen (Talbildungen, Einschnitte für Verkehrswege usw.) gestört ist.

Schwächere Felsbänke, unter denen weichere Schichten liegen. Hier muß die Gründung durch den Felsen hindurch getrieben werden.

Felsschichten, unter denen sich durch unterirdische Wasserläufe oder bergmännischen Abbau Hohlräume gebildet haben. Können diese Hohlräume nicht sicher ausgefüllt oder überwölbt werden, so muß man das Grundwerk entweder auf die Sohle der Hohlräume hinabführen oder so ausbilden, daß es den unvermeidlichen Senkungen widerstehen kann. Letztere Maßnahme ist z. B. für die Schleusen des Rhein-Herne-Kanales, für Brückenbauten usw. im Ruhrgebiet notwendig geworden, da hier große Erdsenkungen bis zu mehreren Metern Tiefe infolge des Bergbaues an der Tagesordnung sind.

Wichtig ist unter Umständen auch das Streichen der Schichten¹⁾. Für eine Talsperre ist es z. B. sehr nachteilig, wenn die Felsschichten an der Baustelle in oder nahezu in der Richtung des Talweges streichen, weil dann die Gefahr besteht, daß sich das Wasser des Staubeckens längs der Schichtenfugen einen Weg nach der Talseite der Mauer sucht.

3. Kies.

Reiner Kies ohne Beimengungen leicht löslicher Bestandteile in geschlossener, fester Lagerung von 3 bis 4 m Mächtigkeit gilt als guter Baugrund. Diese Bedingungen werden meist erfüllt sein, wenn der Kies aus stark fließendem Wasser abgelagert wurde. Bei Gründungen auf dieser Bodenart muß aber während und nach der Ausführung des Grundwerkes jede Lockerung der natürlichen festen Lagerung des Baugrundes sorgfältig verhütet werden. Besonders gefährlich sind in dieser Hinsicht Wasserbewegungen infolge starken Pumpens und der Angriff strömenden Wassers, weil die untereinander nicht zusammenhängenden Teilchen des Kiesbodens ihnen wegen ihres geringen Gewichtes nur einen schwachen Widerstand entgegensetzen können. Eine Auflockerung durch Frostwirkung ist durch Hinabführen des Grundwerkes unter die Frostgrenze (vgl. S. 177) zu verhindern.

¹⁾ Als Streichen der Schichten wird die Richtung der Schnittfuge der Schicht mit der Wagerechten in bezug auf die Himmelsrichtung bezeichnet.

4. Sand.

Reiner Sand ist unter den beim Kies gemachten Voraussetzungen ebenfalls guter Baugrund. Doch ist die Beachtung der für jene Bodenart angeordneten Vorsichtsmaßregeln beim Sande in erhöhtem Maße notwendig, und zwar um so mehr, je feinkörniger er ist, da die kleinen Sandkörnchen infolge ihres geringeren Gewichtes dem fließenden Wasser einen noch schwächeren Widerstand entgegensetzen als die größeren Einzelteile des Kiesbodens. Feiner festgelagerter und gegen Ausspülungen gesicherter Sand ist beispielsweise guter Baugrund, wenn seine innige natürliche Lagerung durch die Gründungsarbeiten in keiner Weise gestört wird (wie z. B. bei der Grundwasserabsenkung, vgl. S. 155 u. f.). Er wird dagegen zu einem gefährlichen Baugrund, wenn er z. B. infolge unmittelbaren Abpumpens aus der Baugrube durch durchfließendes Wasser aufgelockert wird. Solcher feiner Sand kann bei starkem Wassergehalt dann völlig in das Fließen geraten und in großen Mengen ausgespült werden. Er wird dann Fließ-, Trieb- oder Schwimmsand genannt. Die gleiche Eigenschaft kann auch bei mittelfeinem Sand von 1 mm Korn auftreten, sie ist somit ebenso von der Größe und Form der Sandkörner als der Menge oder auch Geschwindigkeit des bewegten Wassers abhängig. Sand mit Triebandeigenschaft kann somit dann, wenn er nicht ausgespült werden kann, ein vorzüglicher Baugrund sein, er kann als Trieband gänzlich unbrauchbar werden. Jeder Sand (wie übrigens auch viele andere Bodenarten) ist als ein elastischer Körper anzusehen, bei dem nicht nur Setzungen, sondern bei Entlastung auch wieder Heben des Bauwerkes eintreten kann. So machte das Trockendock V auf der kaiserlichen Werft Kiel ganz regelmäßig eine Abwärtsbewegung um rund 10 mm am Außenhaupt während der Füllung und eine gleiche Aufwärtsbewegung um das gleiche Maß bei der Entleerung. (Vgl. Franzius, O.: „Messungen von Bewegungen der Trockendocks V und VI der Kaiserlichen Werft Kiel“. Z. Bauw. 1908.) Diese Bewegung war am Docksheitel ungefähr gleich 0, hier war der Boden durch einen früher darüber liegenden Berg viel dichter gelagert als außen. Man muß auch mit der Möglichkeit rechnen, daß diese an und für sich sehr geringen elastischen Bewegungen für verschiedene Teile großer Bauwerke verschieden groß sind.

5. Ton.

Bei geringem Wassergehalte ist Ton in Schichten von 3 bis 4 m Mächtigkeit guter Baugrund. Bei einer Gründung auf dieser Bodenart muß aber damit gerechnet werden, daß sich das Bauwerk stark setzt (vgl. S. 21), weil der Ton durch Belastungen bis zu einem gewissen Grade zusammengedrückt wird. Derartige Bewegungen des Bauwerkes sind jedoch meist unbedenklich, wenn sie nur gleichmäßig vor sich gehen, wie das in gleichartigem Tonboden bei gleichmäßiger Lastverteilung der Fall sein wird.

Mit zunehmendem Wassergehalte wird der Ton in seinem Verhalten unter einer Belastung einer zähen Flüssigkeit immer ähnlicher und verliert dadurch die Eigenschaften des guten Baugrundes. Ein auf nassen Tonboden ausgeübter Druck pflanzt sich wie in einer Flüssigkeit durch die ganze Masse gleichmäßig fort, der Druckausgleich zwischen den einzelnen Teilchen findet aber in der Tonmasse infolge ihrer Zähigkeit viel langsamer statt als in jener. Diese Eigenschaft macht stark wasserhaltigen Tonboden geradezu zu einem gefährlichen Baugrund, weil sie seine geringe Tragfähigkeit erst nach einer Belastung von längerer Dauer erkennen läßt und deshalb bei oberflächlicher Untersuchung des Baugrundes zur Annahme einer Widerstandsfähigkeit gegen Belastungen verleitet, die in Wirklichkeit nicht vorhanden ist.

Bei einer Gründung auf Tonboden muß also das Durchweichen der tragenden Schichten mit größter Sorgfalt verhindert werden. Aber auch zu starkes

Austrocknen ist gefährlich, weil der Ton dabei schwindet, rissig wird und dadurch gefährliche Bewegungen des Grundwerkes verursacht. Eine Auflockerung durch Frostwirkung ist durch die gleiche Maßnahme wie beim Sand und Kies zu verhüten.

6. Lehmboden.

Lehm besteht aus einer Mischung von Ton und Sand. Lehmboden wird sich je nach dem Überwiegen des Ton- oder Sandgehaltes in seinen Eigenschaften der einen oder der anderen dieser beiden Bodenarten nähern.

7. Mutterboden, Torf, Moor, Schlamm und aufgeschütteter Boden

und die ihnen gleich zu rechnenden Bodenarten sind schlechter Baugrund. Liegt unter ihnen in erreichbarer Tiefe eine für die Gründung besser geeignete Bodenschicht, so führt man am besten das Grundwerk auf diese hinab. Sind solche Schichten nicht vorhanden, so muß der Baugrund vor der Gründung künstlich befestigt werden (vgl. S. 58).

8. Gleichzeitiges Anstehen mehrerer Bodenarten.

Häufig ist der geologische Aufbau an der Gründungsstelle nicht so einfach, daß man es nur mit einer Bodenart zu tun hat, die in einer Schicht von großer Mächtigkeit ansteht, sondern der Baugrund setzt sich aus wechselnden Schichten verschiedener Bodenarten zusammen. Dann sind für die Auswahl der Schicht, auf welcher das Grundwerk stehen soll, folgende Gesichtspunkte zu beachten:

Gute Bodenschichten von geringer Mächtigkeit sind nicht geeignet, schwere Bauwerke aufzunehmen, wenn unter ihnen schlechte Bodenschichten von großer Stärke anstehen. Stehen unter guten, wasserdurchlässigen Schichten wasserundurchlässige an, deren Oberfläche durch das einsickernde Wasser aufweicht und schlüpfrig wird, so ist das Grundwerk möglichst auf die undurchlässigen Schichten hinabzuführen, da bei einer Gründung auf der oberen Schicht die schlüpfrige Oberfläche der undurchlässigen Schicht zu Rutschungen Anlaß geben kann, besonders wenn größere, der Grundwerksohle gleichlaufend gerichtete Kräfte aufzunehmen sind, wie z. B. bei Ufermauern (Erddruck und Trossenzug der Schiffe), Talsperren (Wasser und Eisdruck) usw. Ist das Hinabgehen auf die undurchlässige Schicht nicht möglich, so muß das Bauwerk durch besondere Vorkehrungen (Herdmauern, Verankerungen) am Abrutschen gehindert werden.

b) Untersuchung des Baugrundes.

1. Allgemeines.

Zur Gewinnung der nötigen Klarheit über die Mächtigkeit, Lagerung und Beschaffenheit der Bodenschichten sowie die Wasserverhältnisse sind bei jeder wichtigen Gründung Boden- und Wasseruntersuchungen anzustellen, wenn nicht in der Nähe der Baustelle bereits ähnliche Bauwerke hergestellt wurden. Voraussetzung für das Unterlassen der Untersuchungen ist, daß sich bei diesen Ausführungen der geologische Aufbau als so einfach ergeben hat, daß die dort gewonnenen Ergebnisse mit Sicherheit auch auf die neue Gründungsstelle übertragen werden können. Bei ihrer außerordentlichen Bedeutung für die Entscheidung über die Ausführungsweise des Bauwerkes dürfen diese Untersuchungen nur unter ständiger, zuverlässiger und sachverständiger Aufsicht ausgeführt werden. Die gefundenen Ergebnisse sind, besonders in schwierigeren Fällen, nach Möglichkeit durch ein fachmännisches Gutachten (z. B. einer nahegelegenen

Hochschule oder der geologischen Landesanstalt) über den geologischen Aufbau an der Gründungsstelle zu ergänzen. Die unten angegebenen Erlasse¹⁾ des preussischen Ministers der öffentlichen Arbeiten geben einige wertvolle praktische Winke für die Ausführung von umfangreichen Bodenuntersuchungen. Als Mittel der Bodenuntersuchung kommen in Frage Schürfung und Bohrung.

2. Untersuchung durch Schürfeisen.

Bei weichen Bodenarten von nicht großer Mächtigkeit kann eine vorläufige Prüfung mit dem Schürfeisen zweckmäßig sein. Das Schürfeisen besteht aus

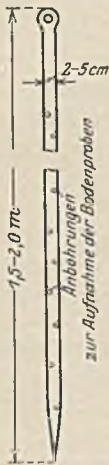


Abb. 1. Schürfeisen zur Prüfung des Baugrundes bei geringen Tiefen.

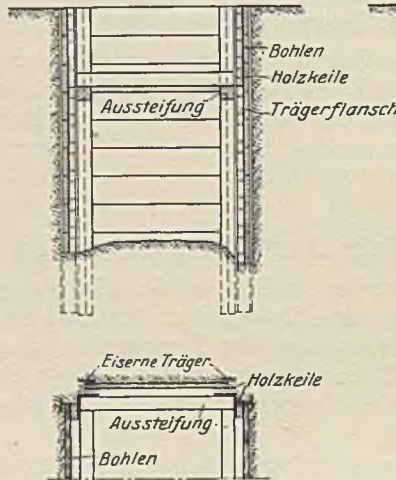


Abb. 2. Eingerammte Träger mit an den Trägerflanschen festgekeilten Bohlen.

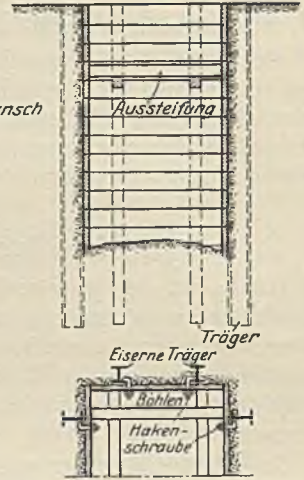


Abb. 3. Eingerammte Träger mit Befestigung der Bohlen durch Hakenschräuben.

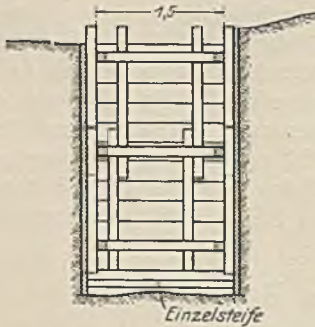


Abb. 4. Auszimmerung bei standfähigen Gebirgen.

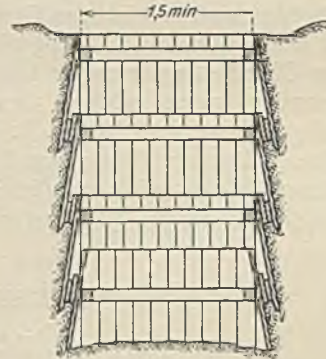


Abb. 5. Auszimmerung bei stark treibenden Bodenarten.

Abb. 2 bis 5. Sicherung von Schürflöchern.

einem 2 bis 5 cm dicken Rundstahl von 1,5 bis 3 m Länge, Abb. 1. Das Eisen ist mit von oben hereingekerbten Schlitzern versehen. Es wird durch den weichen Boden hindurchgestoßen, bis man auf harten Widerstand stößt. Man kann z. B. das Vorhandensein von scharfem Sand oder Kies an dem Klirren erkennen. Bei weichen Lehmlagen, Torflagen usw. ist das Schürfeisen ein zweckmäßiges Instrument, um deren Mächtigkeit festzustellen. In der Hand des damit vertrauten

¹⁾ Runderlaß vom 16. März 1909 (Zentralbl. Bauverw. 1910, S. 282), Erlaß vom 10. Februar 1920 (Zentralbl. Bauverw. 1920, S. 113).

Ingenieurs kann man auch vorläufigen Aufschluß über die tiefer liegenden Schichten gewinnen. Es wird aber bei allen wichtigen Bauten durch Schürflöcher oder Bohrung ergänzt werden müssen.

3. Untersuchung durch Schürflöcher.

Sind nach den örtlichen Verhältnissen tragfähige Schichten genügender Mächtigkeit in geringer Tiefe unter der Geländeoberfläche zu erwarten, so ist das Abteufen einzelner Schürflöcher das beste und sicherste Mittel, um die notwendigen Aufschlüsse zu gewinnen.

Tiefreichende Schürflöcher müssen ausgezimmert und wenn nötig, durch Pumpen trocken gehalten werden. Als gute Art der Aussteifung darf hierfür das Einrammen von Trägern mit Einsetzen von verkeilten Bohlen gelten, wie es bei der Berliner Untergrundbahn für die Aussteifung ganzer Tunnelstrecken angewendet wurde, vgl. Abb. 2. Für weniger tiefe Schürflöcher genügt eine Aussteifung gemäß Abb. 3 bis 5.

4. Untersuchung durch Bohrungen.

a) Beschreibung der Bohrwerkzeuge und ihre Arbeitsweise.

Bei größerer Tiefe und besonders bei stärkerem Wasserandrang sind Schürfungen jedoch ungeeignet, weil sie große Schwierigkeiten und entsprechend hohe Kosten verursachen. Man muß sich dann mit dem Hinabtreiben einzelner Bohrlöcher begnügen.

Die Abb. 6 bis 32 zeigen die für die Ausführung solcher Bohrungen gebräuchlichen Werkzeuge¹⁾.

Bohrer. Das Bohrloch wird mittels der Bohrer hergestellt, die je nach der Bodenbeschaffenheit die Form einer der Abb. 6 bis 16 haben. Der Teller- oder Erdbohrer (Abb. 6) wird zu Bohrungen in leichtem Sand und Ton bei geringer Bohrlochtiefe benutzt.

Für Bohrungen in größerer Tiefe dient der Löffelbohrer (oder Schappe), der aus einem je nach der Bodenbeschaffenheit mehr oder weniger offenen Stahl- oder Eisenrohr besteht und in einer stählernen Schneide endigt. Der Löffelbohrer (Abb. 7) ohne Ventil eignet sich für feste, fette Tone und Letten, mit Ventil (Abb. 8) für lockere, sandige Lehm- und Tonarten und die geschlossene Ventil-Form (Abb. 9) für lose, feuchte und nasse, mit Lehm und Ton vermischte

Sande und Kiese. In festem, feuchtem Ton, Lehm und Letten sowie zum Auflockern festgelagerter Kiese und Sande dient der Spiralbohrer (Abb. 10). Der Schneckenbohrer (Abb. 11) wird in zähen Tonarten und bei Bohrungen in Torf- und Moorboden benutzt.

Diese durchweg drehend gebrauchten Bohrwerkzeuge sind nur anwendbar, wenn die zu durchbohrenden Bodenarten so wenig wasserhaltig sind, daß sie

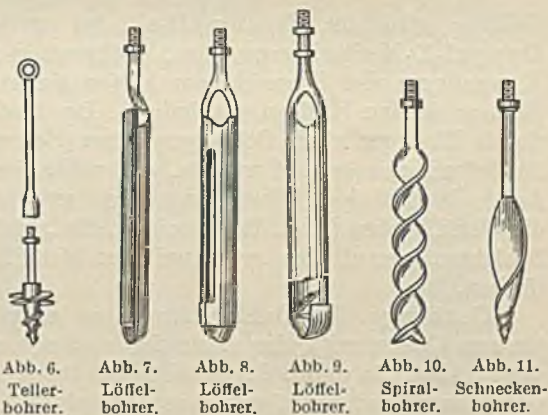


Abb. 6 bis 11. Drehbohrer für Bodenuntersuchungen.

¹⁾ Die Abbildungen wurden von der Tiefbohr-Maschinen- und Werkzeugfabrik Nürnberg (H. Meyer u. Co.) freundlichst zur Verfügung gestellt.

aus den Bohrern nicht abfließen können. In schwimmenden Bodenarten, z. B. in Schlamm und in feinem, sehr wasserreichem Sande muß die in Abb. 12 dargestellte Ventilbüchse verwendet werden. Sie dringt durch ruckweises Auf- und Niederbewegen (Stauhen) mit dem stählernen Schuh in das Erdreich ein und füllt sich mit dem nassen Boden, der durch eine in dem Schuh befindliche Ventilklappe oder Ventilkugel in der Büchse festgehalten wird.

Bei Bodenuntersuchungen sind solange als möglich die Trockenbohrer (Abb. 6 bis 11) zu verwenden, da sie sicherere Aufschlüsse über die Beschaffenheit und Lagerung der Bodenarten geben als die Ventilbüchse. Durch die stauende Bewegung wird bei diesem Bohrer der Boden derart durcheinander gestampft, daß sich dünne Schichten und die Übergänge zwischen den einzelnen Schichten in ihrer Lagerung im Erdinnern nicht mit Sicherheit feststellen lassen. Der in die Ventilbüchse gelangte Boden wird ferner besonders bei sandigem Boden, während des Bohrens ausgewaschen. Beimengungen von Lehm, Ton usw. können infolgedessen nur aus dem beim Entleeren der Büchse abfließenden Wasser als Schlamm festgestellt werden.



Abb. 12.
Ventil-
bohrer.



Abb. 13.



Abb. 14.



Abb. 15.



Abb. 16.

Abb. 13 bis 16. Meißelbohrer (verschiedene Formen der Schneide).

Festes Gestein und grobes Geschiebe werden mit dem stoßend gebrauchten Meißelbohrer erbohrt (Abb. 13 bis 16). Seine Schneide ist je nach der Beschaffenheit des anstehenden Gesteins verschieden geformt. In mittelhartem

Gebirge wird der Flachmeißel, bei größerer Härte der Z-Meißel oder Doppel-Z-Meißel verwendet, während sich für klüftige Gebirgsarten die Kreuzform der Schneide am besten eignet, weil sie das Festklemmen des Bohrers in den Klüften verhindert. Die Stoßwirkung des Meißelbohrers kann durch Einfügen eines Schlaggewichtes (Schwerstange, Abb. 24a) über dem Meißel wirksam erhöht werden. In völlig trockenem Gestein muß dem Meißel durch das Bohrloch Wasser zugeführt werden. Der Bohrschlamm wird durch die Ventilbüchse (Abb. 12) beseitigt, die gleichzeitig Proben der durchfahrenen Schichten heraufholen muß, weil der Meißelbohrer solche nicht selbst zutage fördert.

Gestänge. Die Bohrer hängen an schmiedeeisernen Stangen von quadratischem Querschnitt, die unter sich und mit dem Bohrer durch Gewinde oder das in Abb. 17a und b dargestellte Plattschloß verbunden sind. Gestänge mit Gewindeverbindung können nur nach einer Seite gedreht werden, während die Plattschloßverbindung die Drehung nach beiden Seiten gestattet (wertvoll bei sehr zähen Ton- und Lettenarten). Zum Zusammenschrauben und Lösen der Gestängeteile dient der Schlüssel (Abb. 18). Jede Stange ist mit Bunden (Abb. 19) versehen, mit denen das Gestänge während der Bohrpausen und beim Einsetzen oder Entfernen einzelner Stangen auf der Abfangschere (Abb. 20) oder Abfangschelle (Abb. 21) abgesetzt werden kann.

Die Drehbohrer und ihre Gestänge werden bei geringer Bohrlochtiefe mit dem Drehbaum gedreht, der durch eine an der obersten Stange angebrachte Öse gesteckt wird (Abb. 6), bei größerer Tiefe mit dem Dreheisen (Abb. 22), das mit einer Schelle an beliebiger Stelle des Gestänges befestigt werden kann. Stoß- und Stauhenbewegungen werden bei geringer Tiefe von der Hand, bei grö-

berer von dem Bohrgerüst aus (Abb. 23) durchgeführt. Dieses Gerät besteht bei Bodenuntersuchungen meist aus einem hölzernen oder eisernen Dreibock, der am Kopf eine feste Rolle trägt, über die ein Drahtseil läuft. Das Förderseil

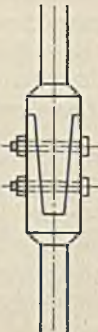


Abb. 17 a. Abb. 17 b. Plattschloß.



Abb. 18. Schlüssel.



Abb. 19. Gestänge mit Bund.



Abb. 20. Abfangschere.



Abb. 21. Abfangschelle.



Abb. 22. Dreiseisen.

wird mit dem aufschraubbaren Förderwirbel (Abb. 24b) oder dem Förderstuhl (Abb. 25) am oberen Gestängeende befestigt und von Hand oder mit Hilfe einer Winde bewegt. In gewissen Zeitabständen werden die Bohrer je nach der Bohrlochtiefe von Hand oder mit dem Bohrgerüst zum Reinigen und Entnehmen von Bodenproben heraufgeholt. Abgebrochene Gestänge und Bohrer sucht man mit einem der Werkzeuge nach Abb. 26 und 27 zu fassen und zutage zu fördern.

Verrohrung. Die Bohrlöcher halten sich nur in sehr festen Bodenarten und in loseren Schichten nur bei kleiner Tiefe ohne Aussteifung. In allen anderen Fällen muß das Einfallen der Bohrlochwände durch eine Beklei-

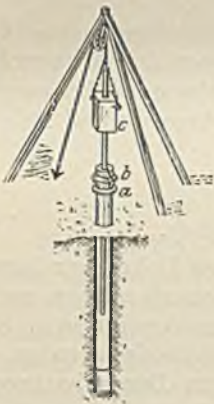


Abb. 23. Bohrgerüst (Dreibock).

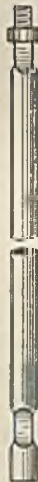


Abb. 24 a. Schwerstange.



Abb. 24 b. Förderwirbel.



Abb. 25. Förderstuhl.

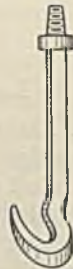


Abb. 26. Fanghaken.



Abb. 27. Fangglocke.

dung aus geschweißten oder genieteten schmiedeeisernen Rohren (Mantel-, Futter- oder Schutzrohren) verhütet werden. Die einzelnen Rohrschüsse müssen so untereinander verbunden sein, daß die innere Wandfläche des Rohrstranges vollkommen glatt ist, und Bohrer und Gestänge sich nicht festhängen können. In Bodenschichten mit geringerem Eindringungswiderstand, bei denen glatte Außenwände nicht notwendig sind, werden die Rohrschüsse wie in Abb. 28 verbunden. In anderen Bodenarten wird die Verbindung Abb. 29 verwendet, die aber größere Wandstärke erfordert und sich deshalb teurer stellt. In Bodenarten mit geringem Eindringungswiderstande werden die Futterrohre mit dem

Rohreisen (Abb. 30) oder mit Hilfe festgeklemmter Holzspannen eingedreht. Bei wachsendem Widerstande wird die Wirkung der Drehbewegung durch Belastungsgewichte erhöht, zu deren Aufnahme das am Rohr festgeklemmte Kreuzholz (Abb. 31) dient. Bei sehr großem Widerstande müssen die Mantelrohre mit der in Abb. 23 dargestellten Vorrichtung eingerammt werden. Sie besteht aus dem Rammflansch a, der den Rohrrand gegen Beschädigungen durch die Rammschläge schützt, der Rammshelle b, die das Führungsrohr des Rammklotzes c hält, der vom Rohrgerüste aus betätigt wird. Das Gerüst dient auch



Abb. 28.
Mantelrohrverbindungen.



Abb. 29.



Abb. 30. Rohreisen.



Abb. 31. Kreuzholz.



Abb. 32. Rohreinhängewirbel.

zum Einsetzen und Abheben der einzelnen Rohrschüsse, die zu diesem Zwecke mit dem Rohreinhängewirbel (Abb. 32) verschraubt und an dem Förderseil aufgehängt werden.

Nach Beendigung der Bohrung werden die Schutzrohre mit Hilfe der Förderwinde des Bohrgerüsts oder durch Zahnstangenwinden, Schraubenwinden oder Druckwasserpumpen wieder herausgezogen.

Abmessungen. Für Bodenuntersuchungen sind Bohrerdurchmesser von etwa 100 bis 250 mm gebräuchlich. Der Innendurchmesser der Futterrohre muß etwa 5 bis 10 mm größer sein. Für wichtige und schwierige Bohrungen sind möglichst Schutzrohre von mindestens 150 mm Durchmesser und Bohrer entsprechender Abmessungen zu verwenden.

β) Lage und Verteilung der Bohrlöcher.

Über Zahl, Abstand und zweckmäßige Verteilung der Bohrlöcher lassen sich allgemein gültige Regeln nicht aufstellen, nach Möglichkeit müssen sie so angelegt werden, daß sie die Gründungsarbeiten nicht störend beeinflussen. Soll z. B. unter Wasserhaltung durch unmittelbares Pumpen gegründet werden, so dürfen die Bohrlöcher tunlichst nicht innerhalb der späteren Baugrube liegen, weil sie hier den Wasserzufluß aus den tieferliegenden Schichten begünstigen würden. Das Heranholen tiefliegenden artesischen Wassers ist sehr gefährlich, weil ein Dichten solcher Bohrlöcher meist unmöglich ist. So mußte z. B. das Heyka-Kraftwerk (Pommern) aus diesem Grund trotz dicker Lehmschicht unter Wasserhaltung gegründet werden. Bei einfachen, wenig wechselnden Verhältnissen geben wenige, in größerem Abstände voneinander liegende Bohrungen genügend sicheren Aufschluß. Haben die Bohrungen dagegen wesentlich voneinander abweichende Ergebnisse, so müssen so lange weitere Bohrlöcher eingeschaltet werden, bis sich ein klares Bild über den Verlauf der einzelnen Schichten und etwaiger Verwerfungen ergibt.

Im allgemeinen wird für eine rohe Übersicht ein Abstand von 50 bis 20 m gewählt werden. Bei wechselnder Bodenlagerung können aber innerhalb dieser Grenzen starke Verwerfungen auftreten. So hatte sich z. B. bei dem Bau einer

Bohlwand an der Kieler Bucht der Abstand von 20 m als zu klein erwiesen. Es wurden später zwischen den Bohrlöchern Schlammlöcher festgestellt, die bis unter die Unterkante der gerammten Spundwände reichten.

γ) Feststellung der Wasserhältnisse.

Die Höhenlage des Wasserstandes im Bohrloche ist ständig zu beobachten und regelmäßig einzumessen. In Verbindung mit Vergleichsbeobachtungen über den Wasserstand in benachbarten Gewässern, Brunnen oder besonders für diesen Zweck abgeteufte Beobachtungsbrunnen wird dadurch ein ungefähres Bild über die Grundwasserverhältnisse an der Gründungsstelle (z. B. über das Vorhandensein stehenden oder fließenden Grundwassers) gewonnen. Besonders sorgfältig ist auf plötzliche Änderungen des Wasserstandes im Bohrloche zu achten. Plötzliches Aufquellen von Wasser ist in der Regel ein Zeichen dafür, daß eine stärkere undurchlässige Schicht durchbohrt und eine durchlässige Schicht erschlossen wurde, in der das Wasser unter Druck steht. Die Höhe, bis zu der das Wasser ansteigt, gibt einen ungefähren Anhalt über die Größe dieses Druckes. Bei Bohrung hinter Deichen kann es vorkommen, daß der Wasserstand im Bohrloch über dem Gelände steht oder das Wasser sogar überquillt. Auch wenn der Wasserspiegel vor dem Deich über Geländehöhe steht, kann doch nicht immer auf Zusammenhang mit dem Fluß geschlossen werden, sondern es kann sich auch um artesisches Wasser aus größerer Tiefe handeln. So war bei dem Bau der Sternbrücke in Magdeburg die Bauleitung durch den hohen Elbewasserstand irreführt worden; tatsächlich war hier artesisches Wasser vorhanden, das sich später als ungemein betonfeindlich erwies und die Betonpfeiler gänzlich zerstörte. Da artesisches Wasser meist gefährliche Salze enthält, sind die Feststellungen in dieser Hinsicht besonders wichtig. Quillt mit dem Wasser auch Boden hoch, so beweist das, daß die durchlässige Schicht durch das aufsteigende Wasser aufgelockert wird. Trockenlegen dieser Schicht durch unmitttelbares Abpumpen ist also nicht zu empfehlen (S. 58). Da die Beschaffenheit des angetroffenen Wassers von wesentlichem Einfluß auf die Wahl der Baustoffe sein kann (S. 49), müssen auch Wasserproben aus den Bohrlöchern entnommen und auf ihre Zusammensetzung geprüft werden.

δ) Aufbewahrung und Auftragung der Bohrergebnisse.

Die aus den einzelnen Schichten entnommenen Bodenproben werden in einem Kasten, der in kleine Abteilungen geteilt ist, unter Angabe der Entnahmestelle und Entnahmetiefe gesammelt. Die Abteilungen sind streichvoll zu füllen, damit bei wasserhaltigem Boden aus dem beim Verdunsten des Wassers eintretenden Schrumpfen ein ungefährer Anhalt über den Wassergehalt und die Festigkeit der Bodenart gewonnen werden kann. Die Lage der einzelnen Bohrlöcher wird in einem Lageplan der Gründungsstelle vermerkt, und die Ergebnisse der Bohrungen, wie in Abb. 33 bis 35 angegeben, zeichnerisch dargestellt. Die einzelnen angetroffenen Bodenarten sind nach ihrer Zusammensetzung in allgemeinverständlicher Weise möglichst genau zu bezeichnen. Sand ist beispielsweise nach der Korngröße als Feinsand, feinkörniger, grobkörniger, kiesiger Sand zu unterscheiden. Starker Wassergehalt ist anzugeben. Gemische von Sand und Lehm oder Ton sind je nach dem Vorwiegen der einzelnen Bestandteile durch die Benennungen: lehmhaltiger oder lehmiger Sand oder sandiger Lehm zu kennzeichnen usw. (vgl. Erlaß vom 10. II. 1920, Nr. 6 und 8). Bei stark wechselndem Aufbau der Schichten ist außerdem die Auftragung der Höhenschichtenlinien des tragfähigen Baugrundes zu empfehlen, ein Verfahren, das sich z. B. bei Pfahlgründungen gut für die Ermittlung der Pfahllängen eignet.

Die Abbildungen geben gleichzeitig einen Anhalt, wie wechselnd die Lagerung der Schichten sein kann. Man darf sich nicht dadurch beruhigen lassen, daß die Bohrung lange Zeit die gleiche Bodenart ergibt; es ist trotzdem immer noch möglich, daß darunter andere Bodenschichten, die nicht tragfähig sind, vorkommen.

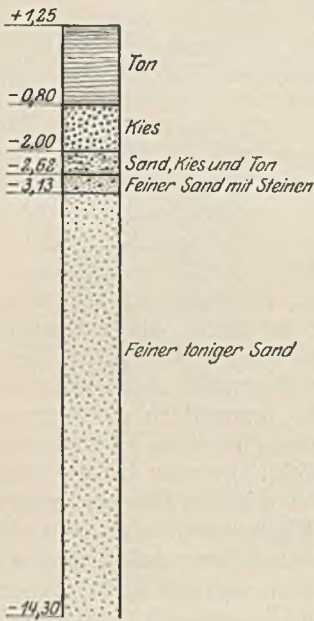


Abb. 33.

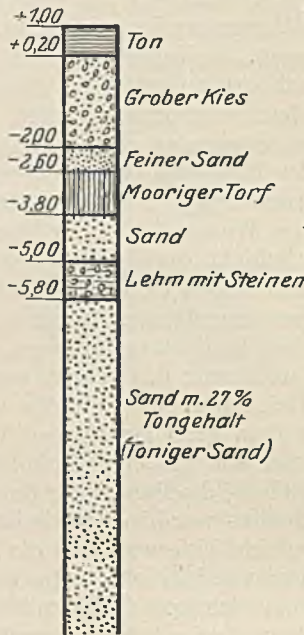


Abb. 34.

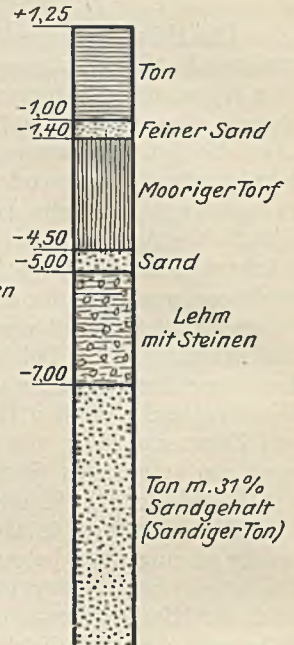


Abb. 35.

Abb. 33 bis 35. Auftragung der Bohrergergebnisse.

e) Die Feststellung der Tragfähigkeit des Baugrundes.

1. Maßgebende Gesichtspunkte für die Größe der Tragfähigkeit und der zulässigen Belastung.

a) Allgemeines.

Tragfähigkeit und zulässige Belastung. Die Grenzbelastung, welche die Flächeneinheit des Baugrundes aufnehmen kann, ohne daß das Gleichgewicht innerhalb des Erdreichs zerstört wird, nennt man seine Tragfähigkeit. Der Druck, den das Bauwerk auf die Flächeneinheit des Baugrundes ausübt, darf aus Sicherheitsgründen nur ein Bruchteil der Tragfähigkeit sein. Diesen Druck bezeichnet man als die zulässige Belastung des Baugrundes.

Verhalten der Bodenarten gegenüber einer Belastung. Nach ihrem Verhalten gegenüber einer Belastung lassen sich die Bodenarten in drei Gruppen einteilen.

Die erste Gruppe bilden die festen und geschlossen gelagerten Felsarten, die in ihren Eigenschaften völlig den festen Körpern gleichen. Zur zweiten Gruppe gehören die Bodenarten, welche sich in ihrem Verhalten unter einer Belastung nur sehr wenig oder gar nicht von Flüssigkeiten unterscheiden. Zwischen den festen und flüssigen stehen die sogen. schüttbaren Bodenarten (reiner Sand und Kies sowie Steinschlag usw.). Sie unterscheiden sich von den flüssigen dadurch, daß zwischen ihren Einzelteilen außer den Normaldrücken größere Reibungswiderstände auftreten, die ihre Widerstandsfähigkeit erhöhen. Bringt man auf eine schüttbare Bodenart eine Belastung, so verursacht diese innerhalb gewisser Belastungsgrenzen eine Zusammendrückung des Bodens, die

nicht nur bleibender sondern auch elastischer Natur ist. Die Last führt entsprechende kleine Bewegungen, sogenannte Setzungen, aus, deren Größe bis zu einer bestimmten Belastungsgrenze in ungefähr demselben Verhältnis wächst wie die Belastung. Von dieser Grenzbelastung an hört die Proportionalität zwischen Last und Setzung auf, der Belastungskörper beginnt unter seitlichem Ausweichen des Bodens schneller einzusinken.

Wir haben es somit mit drei streng getrennten Bewegungserscheinungen zu tun. Die erste ist eine Verdichtungsbewegung des Bodens, die mit der zweiten Art einer elastischen Zusammendrückung verbunden ist, und zwar vorwiegend in den oberen Lagen, die dritte eine unelastische Ausweichbewegung des Bodens nach unten und den Seiten, unter Störung des Gleichgewichtszustandes (plastische

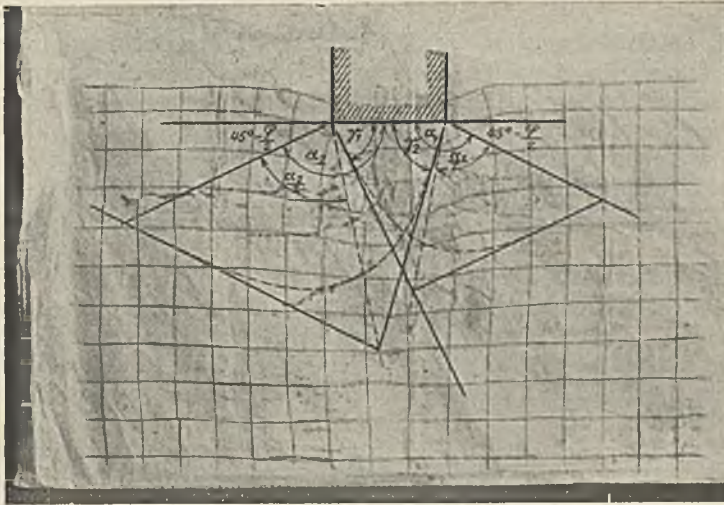


Abb. 36. Bodenbewegungen unter einem senkrecht belasteten Fundamentkörper. Die Bewegungen sind an den Verschiebungen des □-Netzes zu erkennen.

Veränderung, Fließzustand). Die Störung des Gleichgewichtes wird durch Überwindung des Reibungswiderstandes in den Gleitflächen hervorgerufen. Die Gleitflächen gehen bei lotrechter Belastung von den Kanten des Fundamentes aus, schneiden sich unter der Fundamentmitte, um dann zur freien Oberfläche als der Richtung des geringsten Widerstandes umzubiegen (s. Abb. 36). Es schiebt sich also unter dem Fundament ein Erdkeil in den Untergrund, der seitlich Boden verdrängt. Der Fundamentkörper kommt wieder zur Ruhe, wenn sich ein neuer Gleichgewichtszustand gebildet hat. Dieser bildet sich durch den mit der Tiefe wachsenden Druck gegen die Keilflächen und bei Tiefgründungen noch durch die seitlichen Reibungskräfte zwischen Boden und Fundamentkörper. Diese Bewegung ist von Kurdjümoſſ untersucht worden. Auch in dem Erddrucklaboratorium des Verfassers an der Technischen Hochschule Hannover sind durch Dr.-Ing. A. Streck¹⁾ entsprechende Bewegungen gefunden worden. Wann die elastische Zusammendrückung aufhört und die bleibende Verdrängung des schüttbaren Bodens beginnt, hängt nicht nur von der Größe der Bodeneinheitspressung in kg/qcm, sondern auch von der Flächengröße und Flächenform des Fundamentes im Verhältnis zu der Bodenpressung ab. Das Bauen auf schüttbaren Bodenarten, wie Sand, Kies, Lehm usw., ergibt die schwierigsten Verhältnisse und erfordert die genauesten Untersuchungen, weil weder die große Festigkeit des

¹⁾ Dr.-Arbeit A. Streck: Techn. Hochschule Hannover 1925.

felsigen Untergrundes noch die gleichfalls genau bestimmbare sehr geringe Festigkeit des „flüssigen“ Untergrundes vorhanden sind, sondern Zwischenwerte. Es gibt aber zwischen diesen drei Gruppen eine ganze Reihe von Übergängen. Sind z. B. die Hohlräume zwischen den Körnern einer schüttbaren Bodenart mit einem Bindemittel ausgefüllt, so besteht zwischen den Einzelteilen, die durch das Bindemittel verbunden sind, neben dem Reibungswiderstande auch ein Kohäsionswiderstand, der die Bodenart in ihrem Verhalten den festen Körpern nahe bringt. Ist dagegen der schüttbare Boden bei geringer Größe seiner Einzelteile sehr stark mit Wasser durchtränkt, so kann die Reibung zwischen den Einzelteilen so vermindert sein, daß das Verhalten der Bodenart nur noch wenig von dem der Flüssigkeiten abweicht.

β) Die Größe der Tragfähigkeit.

Feste (felsige) Bodenarten. Die Tragfähigkeit fester Bodenarten wird durch die Druckfestigkeit des Gesteins bestimmt. Die zulässige Belastung des festgelagerten Felsbodens ist gleich der zulässigen Druckbeanspruchung des betreffenden Gesteins. Sie darf jedoch der Bestimmung der Abmessungen des Grundwerkes nur dann zugrunde gelegt werden, wenn sie nicht größer ist als die zulässige Druckbeanspruchung des Baustoffes, aus dem das Grundwerk besteht. Ist das nicht der Fall, so darf die Baugrundbelastung die letzte Größe nicht überschreiten.

Flüssige Bodenarten. Die Tragfähigkeit der flüssigen Bodenarten ist nach den hydrostatischen Gesetzen zu beurteilen. Sie ist in bestimmter Tiefe unter der Geländeoberfläche gleich dem Drucke der über der Flächeneinheit der Gründungsschicht stehenden Bodensäule. Gründungen auf flüssigen Bodenarten wird man nach Möglichkeit vermeiden, weil das Bauwerk von ihnen gewissermaßen wie ein Schiff nur durch den Auftrieb getragen wird, und sich wie ein solches bei jeder Ungleichheit in der Belastung des Baugrundes schief zu stellen sucht. Läßt sich eine Gründung auf solchem Baugrunde nicht umgehen, so muß für eine dauernd gleichmäßige Belastung der Bauwerksole bei allen im Einzelfalle möglichen Belastungszuständen gesorgt werden.

Schüttbare Bodenarten. Als Tragfähigkeit der schüttbaren Bodenarten sieht man die Grenzbelastung der Flächeneinheit an, bei der die Proportionalität zwischen Last und Setzung aufhört und das eigentliche Einsinken der Last unter seitlichem Herausquellen des Bodens beginnt.

Die Erforschung der Gesetze, denen die Größe der Tragfähigkeit einer schüttbaren Bodenart folgt, ist sehr schwierig, weil sich an dem gewachsenen Boden keine Versuche anstellen lassen und in den Versuchsapparaten dem einmal gelösten Boden nicht die Lagerung und Zusammensetzung wiedergegeben werden kann, die er in gewachsenem Zustande besaß.

Außerdem haben auch die sorgfältigsten Versuche für die Praxis nur einen bedingten Wert, weil die aus ihnen gewonnenen Ergebnisse nur für die Zusammensetzung und Lagerung der untersuchten Bodenart gelten, jeder Wechsel in diesen Verhältnissen aber ihre Gültigkeit in Frage stellt. Trotzdem ist die Schaffung größerer Klarheit über das Verhalten der schüttbaren Bodenarten durch neue Versuche durchaus erwünscht.

Von den Abhandlungen, die über diesen Gegenstand erschienen sind, seien die Arbeiten von Hagen¹⁾, Schwedler²⁾, Engels³⁾, Engesser⁴⁾, Kurdjüloff⁵⁾ und A. Streck erwähnt. Besondere Beachtung verdienen die von Kurdjüloff und A. Streck angestellten Versuche.

¹⁾ Hagen: Hdb. d. Wasserbaukunst.

²⁾ Zentralbl. Bauverw. 1891, S. 90.

³⁾ Z. Bauw. 1896, S. 410.

⁴⁾ Zentralbl. Bauverw. 1893, S. 306.

⁵⁾ Zivilingenieur 1892, S. 293.

Es ergibt sich, daß die Tragfähigkeit einer schüttbaren Bodenart abhängig ist:

1. von der Beschaffenheit der Bodenart, die gekennzeichnet wird durch die Reibungsziffer zwischen ihren Einzelteilen $\operatorname{tg} \varphi$ ($\varphi =$ Reibungswinkel) und durch das Raumbgewicht γ ,
2. von der Größe und dem Mischungsverhältnis der verschiedenen Bodenkörner und dem Porengehalt,
3. von der Tiefenlage der belasteten Schicht unter der Geländeoberfläche
4. von der Größe und Form der Belastungsfläche,
5. von der Art der Belastung.

Die Werte φ und γ hängen von der Zusammensetzung, der Lagerung und dem Wassergehalte der Bodenart ab.

Der Winkel φ ist nicht zu verwechseln mit dem natürlichen Böschungswinkel ϱ . Es ist das eine Tatsache, die den älteren Forschern zweifellos bekannt war, aber durch die fast vollkommene Unmöglichkeit, φ wirklich zu bestimmen, etwas in Vergessenheit geraten war. Mit besonderer Schärfe weist eine Arbeit von A. Streck¹⁾ auf diesen Punkt hin. Man hat bei fast allen Erddruckuntersuchungen ϱ an die Stelle von φ gesetzt, trotzdem wir bei gewachsenem Sandboden, der, im Laboratorium oder auf der Baustelle nach der Lösung geschüttet, einen Winkel $\varrho \sim 30^\circ$ aufweist, oft scheinbar einen Winkel φ von 90° während des Abgrabens feststellen können. Sehr oft lassen sich Baugruben mit senkrechten Wänden auch im Sand ausheben, trotzdem ist aber der innere Reibungswinkel dann, wenn der Boden in Bewegung geraten kann, kleiner als 90° .

Wahrscheinlich ist der Reibungswinkel auch bei gleichbleibender Zusammensetzung und gleichbleibendem Wassergehalte des Untergrundes in den verschiedenen Tiefenlagen nicht gleich, sondern nimmt mit der Tiefe zu. Das ist darauf zurückzuführen, daß die Einzelteile des Bodens in größerer Tiefe durch den Druck der darüberliegenden Bodenmassen verdichtet sind.

Größere Tiefenlage der tragenden Schicht hat in gleichartigem schüttbaren Boden eine Zunahme der Tragfähigkeit zur Folge. Diese Erscheinung ist dadurch zu erklären, daß der Boden in größerer Tiefe dichter gelagert ist und die neben der belasteten Fläche liegenden Bodenmassen dem seitlichen Ausweichen des Bodens einen mit der Tiefe wachsenden Widerstand entgegensetzen.

Rankine, Pauker und Jankowski haben mit Hilfe der Erddruckgesetze Formeln entwickelt, in denen die Tragfähigkeit einer schüttbaren Bodenart als Abhängige von den Größen φ , γ und der Gründungstiefe t erscheint. Diese Formeln haben jedoch keinen praktischen Wert, weil sie den Einflüssen, von denen die Tragfähigkeit außerdem abhängt, nicht Rechnung tragen.

Der Zuwachs, den die Tragfähigkeit mit der Gründungstiefe erfährt, wird jedenfalls um so geringer, je mehr sich die schüttbare Bodenart in ihrem Verhalten den flüssigen Bodenarten nähert, und erreicht seinen Kleinstwert mit der Größe $\gamma \cdot t$, dem Drucke der auf der Flächeneinheit der tragenden Schicht ruhenden Bodensäule.

Es hat sich ergeben²⁾, daß Belastungskörper mit großer Grundfläche eine verhältnismäßig größere Belastung der Flächeneinheit desselben Baugrundes zulassen als solche mit kleiner Grundfläche, ehe ein unzulässiges Einsinken eintritt. Bei gleicher Größe, aber verschiedener Form der Belastungsfläche gilt das gleiche für die gedrängten Grundflächenformen (Kreis oder Quadrat). Weiter hat sich aber ergeben, daß Belastungskörper mit größerer Grundfläche und solche mit Grundflächen gedrängter Form bei gleicher Belastung der Flächeneinheit größere Setzungen erfahren, als solche mit kleineren oder schmalen Grundflächen.

¹⁾ Bautechnik 1926, Heft 29, S. 431.

²⁾ Zentralbl. Bauverw. 1893, S. 306.

Über die Größe der Einsenkung verschieden großer Platten hat Dr. Thieme Versuche angestellt¹⁾. Er hat Platten von $0,25 \cdot 0,4 = 0,1$ qm und $0,8 \cdot 0,8 = 0,64$ qm Fläche belastet und für verschiedene Größen der Belastung die Senkungen gemessen (siehe auch Abb. 39 und 40, S. 22). Es ergeben sich Senkungen gemäß Zahlentafel 1.

Zahlentafel 1. Einsenkungen verschieden großer Platten.

Bodendrucke		Einsenkungen	
Platte I von 0,1 qm in kg/qcm	Platte II von 0,64 qm in kg/qcm	Platte I cm	Platte II cm
	0,5		0,6
1,0	1,0	1,2	2,6
1,4		2,8	
	1,5		6,1
1,9	2,0	8,0	11,8
2,4		12,9	
	2,5		17,3

Die Auftragung der Einsenkungen gemäß Abb. 37 ergeben parabelartige Kurven. Man sieht an den Kurven sehr deutlich, wie die größere Fläche bei gleicher Bodenpressung größere Einsenkungen erfährt, und zwar zuerst mit sehr großem, später mit verhältnismäßig kleinem Unterschied. Es handelt sich bei diesen Versuchen um aufgeschütteten Sand von rund 4 m Dicke, der neun Jahre

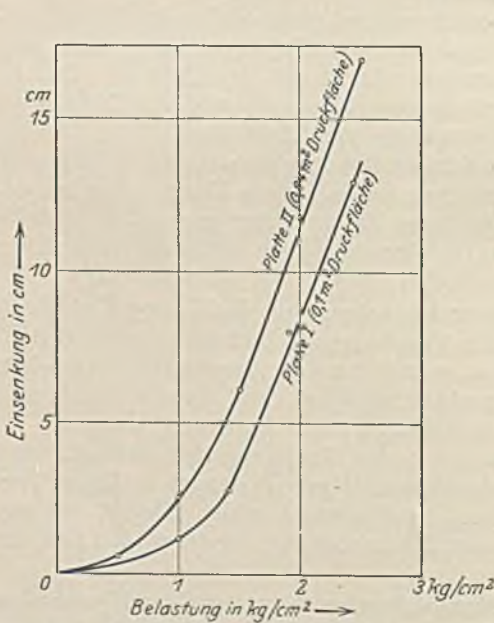


Abb. 37. Versuchsergebnisse der Thiemeschen Versuche über Baugrundbelastung. Versuchseinrichtung siehe Abb. 39 und 40.

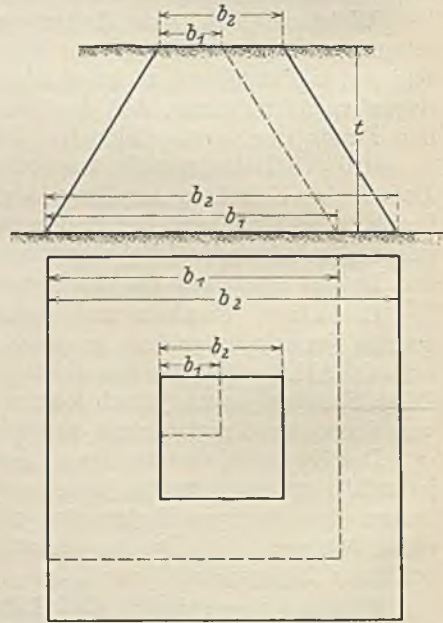


Abb. 38. Abhängigkeit der Druckverteilung in den tieferen Schichten von der Größe der Belastungsfläche.

gelagert hatte; darunter lag rund 2,5 m dichter Klei- und Moorboden, darunter feiner, zum Teil unger Sand. Der Grund ist in der Ausstrahlung der Druckkräfte nach der Tiefe zu suchen. Abb. 38 zeigt, wie diese Ausstrahlung zu denken ist. In gleicher Tiefe wird bei der kleineren Fundamentbreite die Last auf eine ver-

¹⁾ Dt. Bauzg. v. 31. 7. 1915, S. 107

hältnismäßig viel größere Fläche verteilt als bei der größeren. Hat man z. B. ein quadratisches Fundament von 1 qm, ein zweites von $2 \cdot 2 = 4$ qm, die mit gleicher Bodenpressung von 1 kg/qcm belastet sind, und strahlt der Bodendruck nach unten unter 2 : 1 aus, dann hat man in 4 m Tiefe bei dem 1 m breiten Fundament eine tragende Breite von $1 + 2 \cdot 2 = 5$ m. Unter der kleinen Fläche trägt dann in 4 m Tiefe eine Fläche von 25 qm, unter der großen von 36 qm. Die mittlere Bodenfläche ist dann bei der kleinen Fläche $\frac{1 + 25}{2} = 13$ qm, bei der großen $\frac{4 + 36}{2} = 20$ qm. Es verhalten sich die Lasten wie 1 : 4, die mittleren tragenden Flächen wie 1,3 : 2 = 1 : 1,54. Daß dabei die Einsenkung der großen Fläche eine größere sein muß, ist selbstverständlich. Da nun meist die Setzungen in einem auf verschiedenen Grundwerken stehenden Bauwerk (z. B. einem Haus) an allen Stellen gleich groß werden müssen, wenn nicht Risse auftreten sollen, so folgt daraus, daß man großen Platten einer zusammenhängenden Gründung eine kleinere Flächenbelastung geben muß als kleinen, und ebenso gedrängten Formen eine kleinere als schmalen Formen. Die richtige Abstimmung hierfür ist aber sehr schwierig, häufig zudem unmöglich, wenn es sich um wechselnde Belastung von Bauwerken handelt (Wohnungen, fahrende Kräne in Fabriken oder auf Ufermauern usw.). Diese Beziehungen sind daher auch von besonderer Wichtigkeit für die Schlüsse, welche man aus einer Belastungsprobe mit Belastungskörpern von verhältnismäßig kleiner Grundfläche, wie sie z. B. beim Mayerschen Fundamentsprüfer¹⁾ vorliegen, ziehen darf.

Die angestrebte Normung in der Bestimmung der Tragfähigkeit des Baugrundes hat in dieser Hinsicht zum Teil sehr wertvolle Vorschläge gezeitigt. So wird in dem Österreichischen Normungsentwurf²⁾ vorgeschlagen, die für die zulässige Bodenbelastung maßgebenden Werte aus dem Kegeldruckversuch zu gewinnen. Hierbei soll ein Pfahl mit kegelförmiger Spitze unter genauer Beachtung der Vorschrift für den Belastungsvorgang in den Boden eingedrückt werden. Die für den besonderen örtlichen Fall (Mächtigkeit, Beschaffenheit der tieferen Schichten usw.) zulässige Belastung des Baugrundes soll dann mit Hilfe von Zahlenwerten, die aus den Ergebnissen der bis heute vorliegenden Untersuchungen über die Spannungsverteilung im Erdreich³⁾ abgeleitet sind, gewonnen werden. Es ist nicht ausgeschlossen, daß dieses Verfahren geeignet ist, gute Anhaltspunkte für die jeweils zu wählende Bodenbelastung zu geben, besonders wenn gleichzeitig Belastungsproben größerer Abmessungen zum Vergleich ausgeführt werden.

Schließlich hat sich gezeigt, daß bei einer exzentrischen, schief zur Belastungsfläche wirkenden oder stark wechselnden Belastung das Einsinken der Last bei einer geringeren Belastung der Flächeneinheit des Baugrundes eintritt als bei zentrischer, senkrechter oder ruhender Belastung.

Aus den vorstehenden Erörterungen ergibt sich, daß die Tragfähigkeit einer schüttbaren Bodenart in t qm in der Tiefe t in m unter der Erdoberfläche in der Regel mindestens:

$$k = k_0 + \gamma \cdot t$$

beträgt, wenn k_0 die Tragfähigkeit dicht unter der Oberfläche in t /qm, γ das Raumgewicht des Bodens in t /cbm bedeutet. Für völlig flüssige Bodenarten würde $k_0 = 0$ und die Tragfähigkeit gleich dem auf die Flächeneinheit der Grundwerksohle entfallenden Gegendruck der flüssigen Bodenmasse. Hierzu tritt noch

¹⁾ Mayer: Fundamentprüfer. Z. Bauw. 1897, S. 427.

²⁾ Stern, Ottokar: Erläuterungen zum Normentwurf, Belastung des Baugrundes. Österr. Bauztg. 1925, S. 437.

³⁾ Vgl. hierzu besonders die Arbeit Strohschneiders: „Elastische Druckverteilung und Drucküberschreitung in Schüttungen“. Wiener Akad. Bd. 21, Abt. IIa.



die Aufnahme von Kräften durch Reibungswiderstände an den seitlichen Erdflächen, die das Fundament berührt, vgl. unter „ γ “. Bestehen die auf der tragenden Schicht ruhenden Bodenmassen aus wechselnden Schichten mit verschiedenem Raumeinheitsgewicht und verschiedenem Wassergehalt, so setzt sich das Glied $\gamma \cdot t$ aus den der wechselnden Schichtung entsprechenden Einzelgrößen zusammen. Den in der Gleichung nicht berücksichtigten Einflüssen, von denen die Widerstandsfähigkeit einer schüttbaren Bodenart gegen eine Belastung außerdem abhängt, ist von Fall zu Fall bei der Festsetzung der zulässigen Belastung Rechnung zu tragen.

γ) Entlastung des Baugrundes durch Reibungswiderstände an den Seitenwänden des Grundwerkes.

Bei einer Reihe von Grundwerken nimmt die Reibung zwischen den Seitenwänden des Grundwerkes und dem Erdreich einen Teil der Bauwerkslast auf und gestattet damit eine Einschränkung der Abmessungen der Grundwerksohle. Mit einer solchen Entlastung kann nur gerechnet werden, wenn bei der Gründung das über der tragenden Schicht liegende Erdreich nicht beseitigt oder wesentlich gelockert wurde (Brunnen mit senkrechten Seitenwänden).

Ist U der Umfang des vom Boden berührten Grundwerkteiles in m, t die vom Boden berührte Fundamenthöhe in m und r der Reibungswiderstand in t für 1 qm, dann ist bei Setzungen des Bauwerkes die Reibung an der erdberührten Fläche $W = r \cdot U \cdot t$. Die Größe r hängt von der Größe des Erddruckes E auf die Seitenwand des Grundwerkes und von der Reibungsziffer μ zwischen der Erde und dem Baustoffe der Seitenwand ab. Da die Größe von E sowie auch μ mit der Tiefe zunimmt, muß r mit der Tiefe stärker als in geradlinigem Verhältnis wachsen. Bei der mangelnden Klarheit über die Gesetze, von denen r abhängt, begnügt man sich gewöhnlich damit, diese Größe unter Zugrundelegung eines Mittelwertes für den auf 1 qm der Umfangsfläche entfallenden Reibungswiderstand zu ermitteln.

Durch Versuche sind von Brennecke für Tiefen von 5 bis etwa 10 m folgende Mittelwerte von r gefunden worden:

Zahlentafel 2.

Mittlerer Reibungswiderstand „ r “ nach Brennecke für	r in t/qm
Schlackboden gegen Mauerwerk	1,0
Ton- und Leimboden gegen Eisenblech	1,5
Ton- und Leimboden gegen Holz	2,0
Ton- und Leimboden gegen Mauerwerk	2,5
Sand und Kies gegen Eisenblech	2,0
Sand und Kies gegen Holz	3,0
Sand und Kies gegen Mauerwerk	3,5

Die Seitenreibung W aus der theoretisch errechneten Größe des Erddruckes auf die Seitenwände abzuleiten, wird in den meisten Fällen zu zu großen Werten führen und unter Umständen die Sicherheit des Bauwerks gefährden. Bei großen Tiefen, die über das von Brennecke angegebene Maß von 10 m hinausgehen, wird man aber doch über die Reibungswerte Brenneckes hinausgehen können. Es mag dabei als Anhalt dienen, daß in dem Erddrucklaboratorium der Technischen Hochschule Hannover als Reibungswert zwischen erdfeuchtem Sand und rostigem Eisenblech (so wie es auf der Baustelle verwendet wird) $\mu = 0,5$ festgestellt worden ist. Früher war vom Verfasser als Reibungswert von Beton auf nassem Sand (unter Wasser) der Wert $\mu = 0,52$ festgestellt worden. Hierzu ist zu bemerken, daß die Feststellung dieser Werte sehr schwierig ist, weil meist der Sand in der Schicht zwischen Sand und Eisen (oder Beton) bei dem Vorwärtstreiben

der Reibungsfläche in Bewegung gerät, so daß praktisch die Reibung von Sand auf Sand gemessen wird. Wahrscheinlich sind die Reibungswerte von Eisen oder Beton auf Sand noch größer. Man darf aber nicht mit höheren Werten rechnen als angegeben. Ungefähr wird man dann das Richtige treffen, wenn man nun nach den Angaben von Brennecke die anderen Werte verhältnismäßig gleich ansetzt, wenn man also den Reibungswert r von Schlickboden gegen Mauerwerk halb so groß annimmt wie den oben gegebenen Reibungswert von Sand gegen Eisenblech. Man wird dann aber die Erddrücke nicht als passive, sondern als aktive ansetzen müssen und sich dessen bewußt bleiben müssen, daß wegen der festen Lagerung der tiefen Schichten zweifellos nur Bruchteile der theoretischen Erddrücke zur Wirkung gelangen.

δ) Die Größe der zulässigen Belastung.

Über die zulässige Belastung der festen Bodenarten wurde bereits auf S. 14 das Erforderliche gesagt.

Auf die Größe der zulässigen Belastung der übrigen Bodenarten ist neben der Tragfähigkeit das Maß der zulässigen Setzung von wesentlichem Einfluß, das von der Art und dem Zweck des zu gründenden Bauwerkes abhängt.

Ist das Bauwerk, wie z. B. statisch unbestimmte Bogen- oder Balkenbrücken, gegen geringe Bewegungen seines Grundwerkes sehr empfindlich, so muß die zulässige Belastung des Baugrundes an der Grundwerksohle niedrig bemessen werden, damit die Setzungen möglichst klein bleiben. Das gleiche ist der Fall, wenn die Verteilung der Bauwerklasten sehr ungleichmäßig oder die Beschaffenheit des Baugrundes ungleichartig ist. Unter solchen Verhältnissen besteht die Gefahr nicht darin, daß an sich Bewegungen des Grundwerkes eintreten, sondern daß sie an den einzelnen Punkten der Grundwerksohle verschieden groß ausfallen, und daß die Setzungsunterschiede Beanspruchungen zur Folge haben, für die das Bauwerk nicht berechnet wurde. Es ist also in diesem Falle nicht die Größe der Setzungen selbst, sondern die Größe der Setzungsunterschiede von Wichtigkeit. Da man sich über ihre Größe nur selten vor der Gründung ein genaues Bild machen kann, ist man meist auch nicht in der Lage, den Mehrbeanspruchungen, die sie verursachen, durch entsprechende Ausbildung des Grundwerkes Rechnung zu tragen. Man sucht dann durch niedrige Bemessung der zulässigen Baugrundbelastung die Größe der Setzungen selbst einzuschränken und damit die Möglichkeit des Auftretens großer Setzungsunterschiede auszuschließen.

Glaut man sich ein annäherndes Bild der Setzungen machen zu können, so versucht man auch durchgehende Fundamente als große Eisenbetonplatten zu berechnen. Hierzu ist die Kenntnis der Belastung und eine Schätzung des Bodengegendruckes erforderlich. Zum Teil sind hiermit gute Erfahrungen gemacht worden, wozu vor allem die große Biegezugfestigkeit des Eisenbetons beiträgt, die weitgehende Überlastung einzelner Stellen erträgt. Vielfach haben aber auch Gebäude mit gemeinsamer Grundplatte trotzdem Ribbildungen aufgewiesen.

Bei Bauwerken mit großer Grundfläche ist zu beachten, daß mit dem Zunehmen der Grundflächengröße und gleichbleibender Baugrundbelastung auch die Setzungen wachsen (S. 16). Erfordert also ein solches Bauwerk eine sehr weitgehende Unbeweglichkeit, so kann diese Tatsache zur Wahl einer geringeren Baugrundbelastung als bei einem ähnlichen Bauwerke mit klinerer Grundfläche zwingen, obgleich die Vergrößerung der Grundfläche die Tragfähigkeit des Baugrundes günstig beeinflußt.

Schließlich ist bei der Festlegung der zulässigen Belastung die Art der Belastung des Bauwerkes entsprechend ihrem Einfluß auf die Tragfähigkeit des Baugrundes zu berücksichtigen.

So ist an die bereits erwähnten Formänderungen des Untergrundes zu denken, von denen besonders bei Bauwerken mit wechselnder Belastung die elastische Formänderung eine große Rolle spielt. Wassertürme, Schleusen, Trockendocks usw., die bald voll, bald leer sind, machen vielfach eine ständige Auf- und Abwärtsbewegung. So wurde durch Direktor Goetze an einem großen Hochbehälter in Bremen nach der Entleerung eine Aufwärtsbewegung nach vorherigem Setzen festgestellt. Der Baugrund ist guter Sand bis über 15 m Tiefe. Das Bauwerk steht auf acht Fundamenten von je rd. 36 qm Grundfläche, deren Gründungsfläche 6,15 m unter dem Gelände liegt (Preßluftgründung). Die Fundamente mit halbkreisförmigen Endflächen haben 7,3 m Länge und 6 m Breite. Die Gesamtbelastung einschließlich 3000 t Wassernutzlast ist 2,13 kg/qcm, bei 288,6 qm gesamter Grundfläche. Durch die Füllung mit 3000 cbm Wasser machte der Bau eine Setzung von 4,5 mm, hob sich dann nach der Entleerung wieder um 2 mm. Die dauernde Setzung ist somit 2,5 mm. Der Nutzlast entspricht eine Bodenbelastung von $\frac{3000}{288,6} = 1,04$ kg/qcm, einer Belastung von 1 kg/qcm würde so-

mit eine Dauersetzung von rd. $\frac{2,5}{1,04} = 2,4$ mm und eine Aufwärtsbewegung von

$\frac{2,0}{1,04} = 1,92$ mm entsprechen. Bei dem Trockendock V in Kiel war eine größte dauernde Auf- und Abwärtsbewegung vorhanden von rd. 10 mm bei einer Wechselbelastung von rd. 1 kg/qcm. Man kann hieraus die Schlußfolgerung ziehen, daß man Gebäude mit wechselnder Belastung niemals fest mit Gebäuden mit ruhender Belastung verbinden darf.

Die nachstehende Übersicht gibt nach Engels¹⁾ eine Reihe von Werten für die Größe der zulässigen Belastung verschiedener Bodenarten an ihrer Oberfläche.

Zahlentafel 3.

Bodenart	Zulässige Belastung an der Oberfläche in t/qm	kg/qcm	Bemerkungen
1. Harter, fester Fels . .	200—300	20—30	Mindestmächtigkeit 3 m, Schichtung nahezu wagerecht und solange die zulässige Druckbeanspruchung der Baustoffe des Grundwerkes nicht kleiner ist.
2. Weichere Gesteine: Sandstein, Tuffstein, Trachyt usw.	70—150	7—15	
3. Festgelagerter Kies . .	60—80	6—8	
4. Festgelagerter Sand . .	40—60	4—6	Mindestmächtigkeit 3 m. Mäßige bis zum Zustande der Bergfeuchtigkeit vorhandene Nässe vermehrt die Tragfähigkeit von Kies mit viel Feingehalt (Sand). Bei grobem Kies kein bemerkenswerter Unterschied. Übersättigung mit Wasser vermindert die Tragfähigkeit, da durch sie der Zusammenhang gelockert wird.
5. Festgelagerter, feiner Sand (Triebssand) . .	40—50	4—5	Wie zu 3.
6. Lehm (= sandiger Ton)	30—40	3—4	Mindestmächtigkeit 3 m. Feste Lagerung nicht durch Wasserschöpfen stören. Falls trocken und bei 3 bis 4 m Mächtigkeit.
7. Ton.	30	3	Wie zu 6.
8. Mutterboden und aufgeschütteter Boden .	5—10	0,5—1	
9. Schlamm	0	0	

¹⁾ Förster: Taschenbuch für Bauingenieure, S. 814.

2. Ermittlung der Tragfähigkeit des Baugrundes durch Belastungsproben.

Im Hinblick auf die Unsicherheit, die den Ergebnissen der vorstehenden Betrachtungen anhaftet, empfiehlt es sich, bei allen wichtigen Gründungen die Tragfähigkeit auf nachgiebigem Baugrunde durch Belastungsproben festzustellen, wenn nicht Bodenuntersuchungen oder Erfahrungen bei der schon erfolgten Gründung nahegelegener Bauwerke eine sichere Beurteilung der Tragfähigkeit des Baugrundes an der neuen Gründungsstelle ermöglichen. Für die Ausführung einer Belastungsprobe sind folgende Gesichtspunkte zu beachten:

Die belastete Fläche darf nicht zu klein sein, wenn die Ergebnisse annähernd der Wirklichkeit entsprechen sollen. Es wurde bereits dargelegt, daß die Größe der Belastungsfläche die Größe der Tragfähigkeit beeinflußt. Große Belastungsflächen erfordern aber sehr große Belastungsgewichte, wenn der Versuch bis zur Grenzbelastung des Baugrundes durchgeführt werden soll, und verursachen durch das Beschaffen sowie Auf- und Abbringen der Belastungskörper Kosten, die zu den Ausführungskosten des Bauwerkes nicht immer in einem angemessenen Verhältnis stehen. Eine Grenzbelastung von $3 \text{ kg/qm} = 30 \text{ t/qm}$ erfordert für eine Probefläche von 1 qm bereits 30 t Last, entsprechend 20 cbm Ziegelsteine, d. h. einem aufgepackten Steinkörper von 5 m Höhe bei 4 qm Grundfläche. So wird es häufig nicht leicht sein, die großen Lasten, die das Herangehen an die Belastungsgrenze verlangt, auf einer verhältnismäßig kleinen Grundfläche unterzubringen. Man begnügt sich deshalb in vielen Fällen damit, durch die Belastungsprobe festzustellen, bei welcher Belastung für die Flächeneinheit des Baugrundes die Setzung eintritt, die für das Bauwerk äußerstenfalls zugelassen werden kann, oder man belastet eine bestimmte Fläche des Baugrundes mit einem Vielfachen der entwurfsgemäß zu erwartenden Baugrundbelastung und stellt fest, ob die dabei entstehenden Setzungen das zulässige Maß überschreiten. Beschränkt man sich auf diese Ermittlungen, so können meist die für das Bauwerk bestimmten Baustoffe für die Belastungsprobe verwendet und dadurch die Kosten des Versuches wesentlich vermindert werden. Die Durchbildung der Belastungsvorrichtung sowie die Anordnung der Belastungskörper muß statisch so klar sein, daß über die Art der Lastverteilung an der Belastungsfläche jeder Zweifel ausgeschlossen ist.

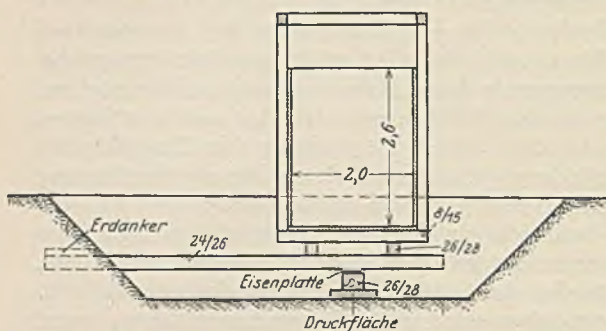
Für die Aufsührung von Belastungsversuchen empfiehlt sich die von Dr. Thieme angegebene Art¹⁾. Es wurde ein Klotz von $0,64 \text{ qm}$ Grundfläche durch seitlich angebrachte Erdanker vor dem Umkippen geschützt. Diese Erdanker, Abb. 39 und 40, waren so beweglich gelegt, daß praktisch keine Kräfte in die seitlichen Böschungen übertragen wurden. Die Lastplatte, die über der Probeplatte schwebt, ist nach der einen Seite durch zwei Hölzer, nach der anderen Seite durch ein Holz in den Seitenböschungen verankert worden. Die Mitte der Ankerplatte liegt rd. $5,5 \text{ m}$ von der Mitte der Lastplatte entfernt.

Da sich die Wiederherstellung des durch die Belastung gestörten Gleichgewichtszustandes in manchen Bodenarten nur äußerst langsam vollzieht (vgl. S. 16), muß die Belastungsprobe über einen längeren Zeitraum ausgedehnt werden. Durch zu frühes Abbrechen des Versuches würde man in solchen Fällen zu günstige Werte für die Größe der Tragfähigkeit erhalten.

Die Ergebnisse der Belastungsprobe gewinnen ferner bedeutend an Zuverlässigkeit, wenn sich der Versuch, soweit irgend möglich, in jeder Beziehung den am fertigen Bauwerke tatsächlich vorliegenden Belastungsverhältnissen anpaßt. Allerdings wird es bei tiefer reichenden Grundwerken nur selten möglich sein, die Probebelastung unmittelbar auf der Gründungsschicht vorzunehmen,

¹⁾ Dt. Bauzg. vom 31. Juli 1925, S. 107.

es empfiehlt sich aber auch dann die Ausführung einer Belastungsprobe an der Oberfläche der tragfähigen Schicht, die zweckmäßig durch tief reichende Druckstempel in weitem Bohrrohr zu ergänzen sind.



Druckfläche

Abb. 39 a.

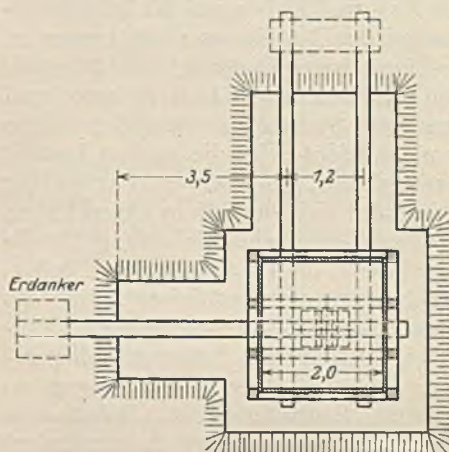


Abb. 39 b.

Abb. 39 a und b. Versuchsanordnung zu den Thiemeschens Versuchen über Baugrundbelastung. Auftragung der Versuchsergebnisse siehe Abb. 37.

Bei der Bewertung der Ergebnisse der Belastungsprobe müssen stets auch die aus den Bodenuntersuchungen erlangten Aufschlüsse in Betracht gezogen werden. Nur wenn sie eine annähernd gleichmäßige Beschaffenheit des Baugrundes an der Gründungsstelle zeigen, können die durch den Belastungsversuch für eine bestimmte Stelle der Gründungsfläche gefundenen Tragfähigkeitswerte mit einiger Sicherheit verallgemeinert werden.

Es ist aber außerdem bei Auswertung der Versuchsergebnisse der schon vorher erörterte Einfluß der Grundflächenform und Grundflächengröße zu beachten. Die zur Bestimmung der Bodentragfähigkeit konstruierten Apparate haben naturgemäß den Nachteil zu kleiner Grundflächen, um sichere Werte liefern zu können. Dies zeigt sich z. B. in der geringeren Verbreitung des Mayerschen Fundamentprüfers¹⁾ und viel-

leicht auch an dem vom österreichischen Normungsausschuß vorgeschlagenen Bodenprüfer¹⁾. Im Interesse einer Prüfung seiner Anwendbarkeit wäre es wertvoll, wenn im Bedarfsfalle Prüfungen gleichzeitig mit großen Fundamentflächen und mit diesem Bodenprüfer durchgeführt würden, um die Ergebnisse miteinander vergleichen zu können.

d) Einfluß des Baugrundes und der Hinterfüllung auf die Standsicherheit der Grundwerke.

1. Allgemeines.

Die Rechnungsverfahren für die Ermittlung der Beanspruchungen von Grundwerk und Baugrund werden im Band 3 vom ersten Teil der Handbibliothek behandelt. Hier soll nur auf die Rechnungsgrundlagen eingegangen werden, die von der Beschaffenheit des Baugrundes abhängen.

Diese Rechnungsgrundlagen beruhen stets auf mehr oder weniger unsicheren Annahmen. Ihre Festlegung begegnet den gleichen Schwierigkeiten wie die Be-

¹⁾ Siehe S. 17.

wertung der Tragfähigkeit des Baugrundes, weil über das Verhalten der verschiedenen Bodenarten in ihrer natürlichen Lagerung, besonders in größerer Tiefe noch große Unklarheit herrscht. Auf die Hindernisse, die sich der Erforschung der hier obwaltenden Gesetze entgegenstellen, wurde bereits hingewiesen. Einigen Anhalt für die Festsetzung der Rechnungsgrundlagen geben die Bodenuntersuchungen, bei deren Bewertung aber nicht vergessen werden darf, daß sie nur an ganz bestimmten Punkten der Gründungsstelle vorgenommen werden und nur in völlig gleichartigen und gleichmäßig gelagerten Bodenarten allgemein gültige Ergebnisse liefern.

Bei der Unsicherheit der Rechnungsgrundlagen ist für das Entwerfen wichtigerer Grundwerke die Beobachtung folgender Grundsätze zu empfehlen. Die Berechnung des Grundwerkes wird unter bestimmten Annahmen, die auf Grund der Bodenuntersuchungen festgelegt werden, in möglichst einfacher, klarer und übersichtlicher Weise ohne gekünstelte Feinheiten durchgeführt. Daneben wird durch Vergleichsberechnungen festgestellt, welchen Einfluß ungünstigere, aber unter den vorliegenden Verhältnissen mögliche Annahmen auf die gefundenen Rechnungsergebnisse haben. Das klarste Bild über die Beziehungen zwischen den einzelnen Größen verschafft man sich dabei durch die wiederholt von Müller-Breslau¹⁾ empfohlene Darstellung des gesuchten Spannungswertes (z. B. der Beanspruchung des Baugrundes) als Abhängige von den auf Schätzung beruhenden Erfahrungswerten. Zeigt diese Darstellung, daß der gesuchte Spannungswert durch die Annahme ungünstigerer Verhältnisse sehr schnell wächst, so ist eine Abänderung des Entwurfes unbedingt anzuraten.

Abb. 40 diene als Beispiel für diese Darstellungsweise. Sie zeigt für die in Abb. 41 gegebene Stützmauer die Abhängigkeit der Bodenpressung σ an der Mauervorderkante von dem Winkel δ , um den die Richtung des Erddruckes von der Normalen zur Wandfläche abweicht. Es wurde dabei die Coulombsche Berechnungsweise für den Erddruck angewendet. Wenn der Hinterfüllungsboden hier Sand wäre, dann würde die Mauerform gut sein, da ein Winkel von $\delta = 10^\circ$ sicher nicht unterschritten würde. Handelte es sich um Kleiboden, so könnte bei Eindringen von Wasser zwischen Boden und Mauer δ auf einen Wert unter 5° sinken. Das Bauwerk wäre dann gefährdet, da Bodenpressungen über 7 kg/qcm an der Vorderkante auftreten könnten.

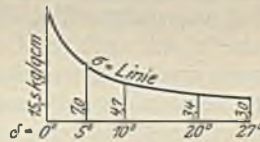


Abb. 40.

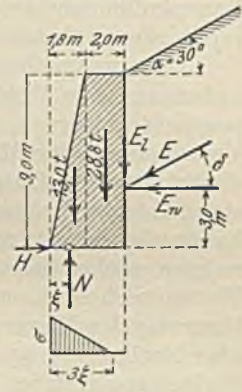


Abb. 41.

Abb. 40 und 41. Darstellung der Abhängigkeit der Baugrundbeanspruchung an der Vorderkante der Grundwerkssohle von der Größe des Winkels, um den die Erddruckrichtung von der Senkrechten zur Mauerfläche abweicht.

2. Gegen die Seitenwände des Grundwerkes wirkende Kräfte.

a) Erddruck.

Von der Beschaffenheit des Baugrundes oder des Anschüttungsbodens hängt zunächst der Erddruck auf die Seitenwände des Bauwerkes ab.

Gebrauchliche Berechnungsweisen. Als heute gebräuchliche Berechnungsweisen für den Erddruck seien die von Coulomb und Rankine genannt. Sie gelten für schüttbare Bodenarten von gleichartiger Beschaffenheit, zwischen deren Einzelteilen nur Reibungswiderstände und keine Kohäsionswiderstände auftreten, Voraussetzungen, die häufig nicht zutreffen. Es wurde be-

¹⁾ Müller-Breslau: Erddruck auf Stützmauern, S. 33. 1906; Graphische Statik. 3. Auflage, Bd. 1, S. 100. 1901.

reits darauf hingewiesen, daß bei den meisten Bodenarten durch Vorhandensein von Bindemitteln eine gewisse Kohäsion zwischen den Einzelteilen vorhanden ist. Ferner sind die Bodenarten gewöhnlich in verschiedenen Tiefen ungleichartig in ihrer Zusammensetzung und Lagerung.

Das Heil wird heute noch meist in der Aufstellung aller möglichen verfeinerten Theorien gesucht. Die Eigenschaften einer jeden Bodenart, ihre besondere Eigentümlichkeit haben aber noch nicht die Aufmerksamkeit gefunden, die sie verdienen. Der gleiche Ingenieur, der mit möglichst feinen Formeln Erddrücke errechnet, die womöglich in der zweiten Stelle nach dem Komma genau sind, dem es darauf ankommt, daß ein Erddruck E_a z. B. 17,85 t/m beträgt, statt 18 t/m, nimmt oft für eine ganze Ufermauer ganz gleichmäßige Bodenbeschaffenheit an, und dabei ergibt sich dann vielleicht bei richtigem Einsetzen des Bodengewichts, der Kohäsion, des natürlichen Böschungswinkels, der verschiedenen Feuchtigkeit usw., daß der Erddruck an der einen Stelle $E'_a = 14,5$ t/m, an der anderen aber 20 t/m ist.

Es muß unbedingt darauf hingewiesen werden, daß die Hauptsache die Erforschung der Bodeneigenschaften ist¹⁾, und daß wir im allgemeinen vollständig mit der Theorie von Coulomb bei der heute gebräuchlichen Anwendung auskommen können, trotzdem diese Theorie mit der Wirklichkeit in gewissen Fällen nicht genau übereinstimmt.

Die vorzüglichen Arbeiten von Müller-Breslau, Krey, Max Möller usw. haben auf dem Gebiet des Erddrucks bereits viel Klarheit gebracht. Für den passiven Erddruck, in Zukunft Erdwiderstand genannt, d. h. dem bei einer Verschiebung der Mauer entstehenden Widerstand der Erde, fehlen aber noch die wichtigsten Untersuchungen. Die Arbeiten des Verfassers über Erdwiderstand in dem Erddrucklaboratorium der Technischen Hochschule zu Hannover haben aber bereits so viel gezeigt, daß man bei wagerechtem Gelände und senkrechter, rauher Wand bei wagerechter Wandbewegung etwa mit den doppelten Werten rechnen kann, als sie sich nach der Coulombschen Theorie bei Vernachlässigung der Wandreibung und daher auch nach Rankine ergeben. Es wird aber hierbei vorausgesetzt, daß in der gebräuchlichen Weise der Böschungswinkel des lose geschütteten Materiales als Reibungswinkel eingesetzt wird²⁾ (siehe S. 15).

Nach der Coulombschen Berechnungsweise ist die Größe des Erddruckes eine Funktion der folgenden drei Werte, die von der Bodenbeschaffenheit abhängen: des Reibungswinkels ρ zwischen Erde und Erde, der meist dem natürlichen Böschungswinkel der Bodenart gleichgesetzt wird, des Gewichtes γ der Raumeinheit der Bodenart und des Winkels δ , um den die Richtung des Erddruckes von der Normalen zur Wandfläche abweicht. Die Richtung des Erddruckes wird durch Annahmen über die Größe des Winkels δ gegen die Normale zur Wandhinterfläche bestimmt, der im Höchstwert gleich dem Winkel ρ werden kann.

Bei der Rankineschen Berechnungsweise fällt die freie Wahl des Wertes δ fort. Sie wird ersetzt durch die für den seitlich unbegrenzten Erdkörper gültige Beziehung, daß der Druck auf eine lotrechte Fläche eine der Oberfläche des Erdkörpers gleichlaufende Richtung besitzt und umgekehrt.

Durch die Benutzung dieses nur für den unbegrenzten Erdkörper gültigen Gesetzes für die Berechnung des Erddruckes, der auf eine feste Mauer wirkt,

¹⁾ Es soll hier nichts gegen die weitere Entwicklung der Erddrucktheorie gesagt werden, die sehr wichtig ist, aber wenn ein praktischer Ingenieur sich mit der Aufstellung aller möglichen Theorien abgibt, muß er vorher die Hauptsache, den Boden, selbst erforschen. Leider ist aber von vielen Forschern auf die physikalische Erforschung der Bodenwerte nicht genügend Gewicht gelegt worden.

²⁾ Es sind auch von dem Holländer Christianse in Rotterdam Versuche über passiven Erddruck mit eingerammten Bohlen gemacht worden, die aber nicht ganz zuverlässig erscheinen. Vgl. De Ingenieur 1924.

entsteht bei der Rankineschen Berechnungsweise eine Reihe von Widersprüchen, die Müller-Breslau¹⁾ veranlaßten, der Coulombschen Berechnungsweise den Vorzug zu geben. Da der Winkel δ auf die Größe des aktiven Erddruckes nur einen geringen Einfluß besitzt, empfiehlt er ferner, δ für die Berechnung der Größe des aktiven Erddruckes bei lotrechter Wand und bei wagerechter Geländeoberfläche zu vernachlässigen und bei den meisten für Stützmauern in Frage kommenden Wandneigungen ähnlich zu verfahren. Dadurch erhält die Berechnung eine gewisse Sicherheit, die er mit Rücksicht auf die unrichtige Annahme ebener Gleitflächen, welche den genannten Berechnungsweise zugrunde liegt, für erwünscht hält. Die Zulässigkeit seiner Annahmen fand Müller-Breslau durch Versuche bestätigt. Die Größe δ beeinflußt dann lediglich die Richtung des Erddruckes. Wie bedeutend der Einfluß der Erddruckrichtung auf die Pressung des Baugrundes sein kann, zeigen die Abb. 47a und 47b.

Krey weist demgegenüber sehr klar auf die Tatsache hin, daß die Größe von δ , d. h. die Wandreibung, von entscheidendem Einfluß auf die Größe des passiven Erddruckes ist. Für passiven Erddruck empfiehlt es sich somit nicht ohne weiteres, $\delta = 0$ zu setzen, wenigstens nicht, solange man nicht sicher ist, daß der wirkliche Winkel δ nicht positiv werden kann, wie es bei schrägem Zug von Ankerplatten theoretisch möglich ist²⁾. Auch Krey hält die Coulombsche Erddrucktheorie für die heute noch brauchbarste.

Andero Forscher empfehlen dagegen die Anwendung der Rankineschen Berechnungsweise, allerdings mit gewissen Einschränkungen. Teils wird zur Bedingung gestellt, daß sie für die Berechnung des aktiven Erddruckes nur benutzt werden darf, wenn δ nicht kleiner als Null wird. Engels³⁾ empfiehlt auf Grund von Versuchen die Anwendung der Rankineschen Berechnungsweise mit der Einschränkung, daß die Richtung des Erddruckes gegen eine senkrechte Wand für alle Formen der Begrenzung der Erdoberfläche als wagerecht anzunehmen ist.

Nach den Versuchen des Verfassers in Hannover über passiven Erddruck sollte der Coulombschen Theorie der Vorzug gegeben werden⁴⁾.

Bei diesen Versuchen hat sich ferner gezeigt, daß die Gleitfläche nur bei glatter, senkrechter Druckwand ($\delta = 0$) eine Ebene ist, und daß die unter der Annahme ebener Gleitflächen für senkrechte, rauhe Druckwand und für geneigte Druckwand errechneten und zum Teil in Tabellen²⁾ niedergelegten Werte daher unter Umständen bedeutend zu groß sein können⁴⁾. In Abb. 42 ist das Bewegungsbild eines dieser Versuche wiedergegeben. Bis zur restlosen Klärung dieser Frage scheint es ratsam, vorsichtigerweise nach den vom Verfasser auf S. 32/33 mitgeteilten Angaben zu verfahren.

Der Wassergehalt des Bodens, insbesondere der Umstand, ob sich der Boden ganz unter Wasser befindet oder nicht, in Verbindung mit der Porengröße des Bodens ist als vierter Einfluß von entscheidender Bedeutung auf die Größe des Erddruckes. Dieser Einfluß findet aber bei beiden Theorien keine Beachtung. Er wird an geeigneter Stelle hier besonders gewürdigt werden.

Von einigen Ingenieuren wird die sog. geometrische Erddrucktheorie von Engesser⁵⁾ zur Anwendung empfohlen. Bei dieser Theorie wird das Gleichgewicht eines Keilsystems mit gemeinsamer Spitze in sehr anschaulicher Weise graphisch untersucht. Die Bedingung für das Gleichgewicht ist, daß in keiner

¹⁾ Müller-Breslau: Erddruck auf Stützmauern. S. 60 ff. und S. 15 ff. 1906.

²⁾ Krey: Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes, Berlin 1918.

³⁾ Z. Bauw. 1896, S. 409 ff.

⁴⁾ Vgl. hierzu: Dr.-Arbeit A. Streck: Hannover 1925 und Abhandlung desselben, Bauing. 1925, Heft 1 und 2.

⁵⁾ Engesser: Geometrische Erddrucktheorie. Z. Bauw. 1880

Keilfuge die in der Fuge wirkende Kraft außerhalb der Reibungskegel liegen darf. Die Grundlagen decken sich mit der Coulombschen Theorie, angewandt auf ebene Gleitflächen. Ein Vorteil der Engesserschen Darstellung liegt in der deutlichen Veranschaulichung der Unbestimmtheit der Aufgabe, den tatsäch-

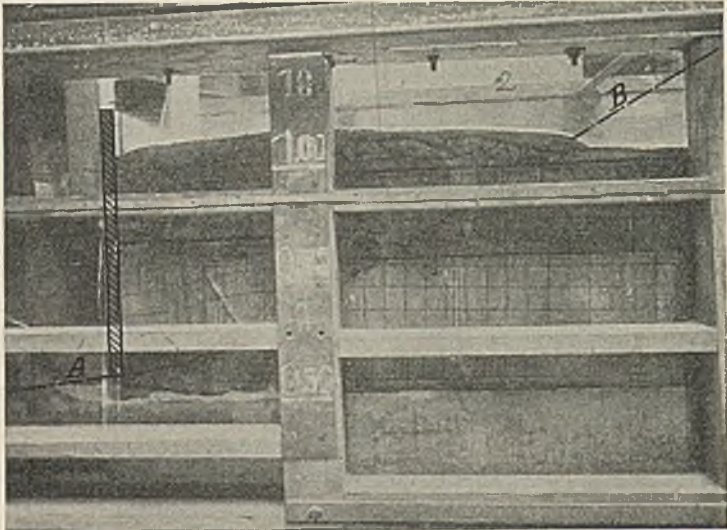


Abb. 42. Schaubild zu den hannoverschen Erddruckversuchen. Die in der Abbildung schraffierte Wand wurde wagrecht verschoben. Die Bewegungen des Erdkörpers sind aus den Verschiebungen des \square -Netzes zu ersehen. A und B = Gleitflächen.

lich wirkenden Erddruck zu finden, und enthält die Werte des aktiven bzw. passiven Erddruckes der anderen Theorie, als Fälle des Höchst- und Kleinstwertes.

Die wertvollste Methode zur Berechnung des Erddruckes ist die der Culmannschen E -Linie, die für alle verwickelten Fälle, in denen einfache Tafeln versagen, angewendet werden sollte. Sie beruht auf den Grundgedanken von Coulomb, wonach ein Erdprisma mit ebener Gleitfläche hinter der Mauer abrutscht, wenn es sich um aktiven Erddruck handelt, oder vor der Mauer herausgedrückt wird, wenn es sich um passiven Erddruck handelt.

Die Entstehung der E -Linie sei kurz erläutert.

Nimmt man mit Coulomb an, daß beim Überschreiten des Gleichgewichtes ein Teil des Erdkörpers in Form eines Keiles auf einer vom Wandfuß ausgehenden Gleitfläche abrutscht oder (beim passiven Erddruck) herausgedrückt wird, so müssen zur Verhütung dieser Bewegung die an dem Erdkeil angreifenden Kräfte im Gleichgewicht sein. In Abb. 43a und 43b ist eine Gleitfläche für den aktiven Erddruck und in Abb. 44a und 44b eine Gleitfläche für den passiven Erddruck gezeichnet.

Die wirkenden Kräfte sind dann: das Gewicht des Erdprismas G , der Erddruck auf die Wand E_a oder E_p und der Erddruck auf die Gleitfläche E_a' oder E_p' . Diese Kräfte müssen sich im Prisma in einem Punkte schneiden, wobei sie zu ihren Flächen unter dem entsprechenden Reibungswinkel stehen. Diese Reibungswinkel sind für die Wandfläche der schon genannte Winkel δ , für die Gleitfläche (Erde gegen Erde) der Winkel ρ . Nach den bisherigen Versuchen wächst der Erddruck wie der Druck einer Flüssigkeit, also mit dem Quadrat der Tiefe. Dann muß E_a und E_p im unteren Drittel der Höhe angreifen. Das gleiche müßte für Q der Fall sein. Würde man so vorgehen, dann können sich aber die drei Kräfte E_a , G und Q nicht in einem Punkte schneiden. Man wählt deshalb den Angriffspunkt von E_a richtig im unteren Drittpunkt, findet den

Schnittpunkt von E_a und G und läßt dann Q durch diesen Punkt gehen, ganz unbekümmert darum, daß dabei Q eine falsche Lage bekommen muß. Die Konstruktion wird nur richtig bei Annahme einer glatten, senkrechten Wand, weil dann der Schnittpunkt von E_a und G in die Gleitfläche fällt und es dann gleich-

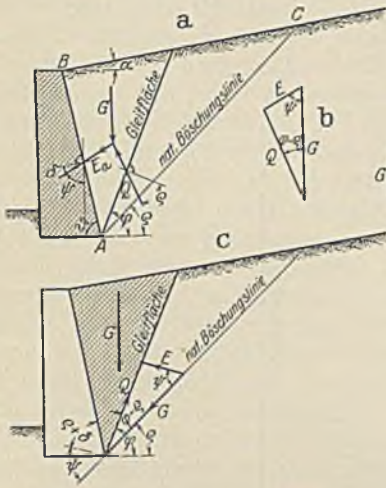


Abb. 43. Aktiver Erddruck.

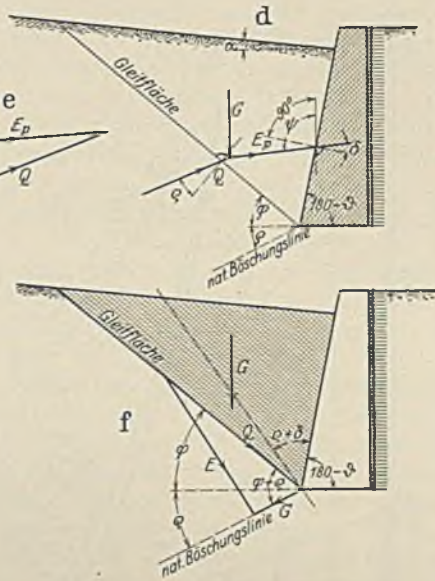


Abb. 44. Passiver Erddruck.

Abb. 43 und 44. Die Ermittlung des Erddrucks nach der Coulombschen Theorie, bei der Annahme ebener Gleitflächen und die Ableitung der Culmannschen E -Linie.

gültig wird, welche Richtung Q bekommt. Man sieht somit, daß irgendeine Annahme bei der Untersuchung nicht stimmt; mit größter Wahrscheinlichkeit ist die Annahme, daß die Gleitfläche eine Ebene sei, falsch. Müller-Breslaus Untersuchungen haben ergeben, daß die Gleitfläche wahrscheinlich gekrümmt sein wird. Die Versuche über passiven Erdwiderstand im Laboratorium des Verfassers zeigten vielfach gekrümmte Gleitflächen (s. S. 25)¹⁾. Der entstehende Fehler ist aber beim aktiven Erddruck nur ~ 10 vH, so daß es wegen der notwendigen Einfachheit vorläufig üblich ist, weiter mit der ebenen Gleitfläche zu rechnen. Legt man jetzt das Dreieck aus G , E und Q so um, daß G auf der natürlichen Böschungslinie liegt, vgl. Abb. 43 b und 44 e, dann wird der Winkel zwischen Böschungslinie und der zugehörigen Gleitfläche immer der gleiche, wie zwischen G und Q , während die Erddrucke E_a und E_p parallel zu einer Geraden sind, die mit der Wandfläche den Winkel $(\varrho + \delta)$ bildet. Diese Gerade heißt die Stellungslinie. Man kann somit sowohl für den aktiven als auch den passiven Fall irgendeinen Erddruck dadurch finden, daß man das Gewicht des Erdprismas auf der natürlichen Böschung vom Fuße der Wand aus aufträgt und durch den Endpunkt die Parallele zu der Stellungslinie bis zum Schnittpunkt mit der zugehörigen Gleitfläche zieht. Hat man also wie auf Abb. 45 eine ganze Schar von Gleitflächen gelegt, dann wird von A aus das Gewicht aller Erdprismen AB_0B_1 , AB_0B_2 usw. für einen Tiefenmeter auf der natürlichen Böschungslinie AB_n nach aufwärts als Strecke für den aktiven Erddruck aufgetragen, desgleichen für den passiven Erddruck das Gewicht der Prismen AC_0C_1 , AC_0C_2 usw. auf B_nA nach unten. Dann wird durch den jeweiligen Endpunkt der Gewichtsstrecke die Parallele zu der Stellungslinie gezogen und ihr Schnittpunkt mit

¹⁾ Vgl. auch die wichtigen Untersuchungen des Amerikaners Feld.

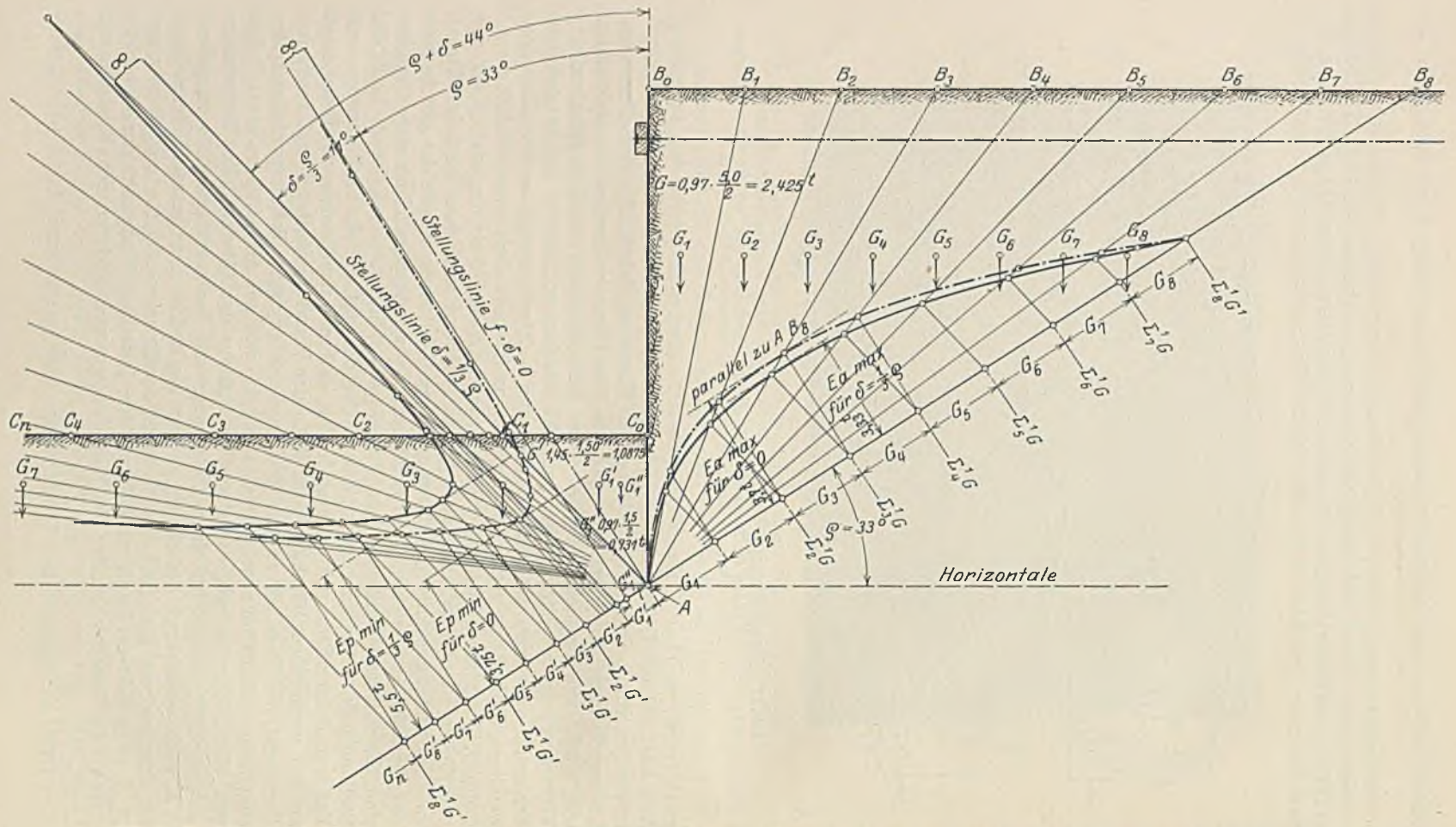


Abb. 46. Ermittlung des Erddrucks an einer Bohlwand mit der Culmannschen ϵ -Linie. Rechts ϵ -Linie für aktiven Erddruck, links, ϵ -Linie für passiven Erddruck.

der zugehörigen Gleitfläche festgestellt. Diese Schnittpunkte ergeben Kurven, die Hyperbeln sind. Der größte aktive Erddruck und der kleinste passive Erddruck liegen dann dort, wo der Berührungspunkt der Tangente ist, die der natürlichen Böschungslinie parallel läuft. Durch diesen gleichen Punkt geht die ungünstigste Gleitfläche. Diese E -Linien zeigen ferner, daß bei Annahme eines Reibungswinkels $\delta = 0$ zwischen Erde und Wand, die dann entstehende E -Linie für den aktiven Erddruck weiter von der natürlichen Böschungslinie abrückt, für den passiven Erddruck aber näher heranrückt. D. h. der Erddruck erhält durch die Annahme, daß die Wand völlig glatt sei, als aktiver Erddruck seinen höchsten Wert, als passiver Erddruck seinen kleinsten Wert. Die Unterschiede sind für den aktiven Erddruck sehr gering, für den passiven Erddruck aber je nach Wahl des Winkels δ sehr groß, und zwar nicht nur relativ, sondern auch absolut genommen. Sowie man den Winkel $\delta = \frac{1}{3}\rho$ einzeichnet, fällt die E_p -Linie schon weit heraus. Noch viel größer werden die Unterschiede, wenn ρ klein wird, es tritt dann die ganz verständliche Erscheinung auf, daß E_a größer, E_p aber kleiner wird. Die Annahme einer glatten Wand ergibt somit ungünstig große aktive Erddrücke, die aber nicht so sehr beträchtlich von den Drücken für rauhe Wände abweichen, sie ergibt aber sehr ungünstig kleine passive Erdwiderstände, die beträchtlich von den theoretisch gefundenen Erddrücken für rauhe Wände abweichen. Der Fehler, den man mit der Annahme einer glatten Wand macht, ist zwar zugunsten der Sicherheit, wahrscheinlich ist aber die Vernachlässigung von δ zu ungünstig. So könnte man sogar nach den Versuchen in Hannover bei rauher Wand mit fast dem doppelten Werte E_p rechnen, wie er sich nach Coulomb für glatte Wand errechnet¹⁾. Es empfiehlt sich aber das Verfahren, die Erddrücke für einfache Fälle, senkrechte Wand, wagerechtes Gelände, wagerechte Bewegung der Wand, keine Einzellasten, nach vereinfachten Formeln für glatte Wände zu berechnen, dann aber die tatsächliche Wandrauheit dadurch zu berücksichtigen, daß man den Erddruck unter einen Winkel δ ansetzt. Über die Größe von δ folgen weiter unten nähere Ausführungen.

Hat man es mit Einzellasten von Belang zu tun, dann muß man die Methode der E -Linie anwenden, hier aber zu dem Gewicht des von der Einzellast beeinflussten Erdprismas die Einzellasten hinzufügen. Hingewiesen werden muß auf die Tatsache, daß passiver Erddruck nur so weit in die Rechnung eingeführt werden darf, als er durch aktive Kräfte wirklich erzeugt wird. Ferner, daß man bei einzelnen Pfählen nur so viel passiven Erddruck ansetzen darf, als die örtliche Widerstandsfähigkeit des Bodens beträgt. Kann der Boden z. B. nach den Seiten ausweichen, so daß ein Pfahl durch den Boden hindurchpflügt, dann treten nur Bruchteile des passiven Erddruckes auf, wie sie vor Wänden möglich sind, die einen geschlossenen Erdkeil vorwärts bewegen können.

In Abb. 45 und 47 sind Beispiele einer Erddruckberechnung durchgeführt worden. Die Einzelheiten ergeben sich aus den Abbildungen.

Wie aus dem erläuterten Verfahren der Bestimmung des Erddruckes hervorgeht, werden hierdurch nur die Kleinst- bzw. Größtdrücke erhalten. Der wirklich vorhandene Erddruck richtet sich nach den besonderen Lagerungsverhältnissen des Bodens und den Bewegungsmöglichkeiten des Bauwerkes und kann bei aktivem Druck größer, bei passivem kleiner als die Höchst- oder Kleinstwerte sein. Es sei hier besonders auf die Erörterung dieser Frage in dem Krey'schen Erddruckbuch²⁾ und auf die unten angegebene Literatur verwiesen.

Die Größe des bei der Coulombschen Berechnungsweise frei zu wählenden Wertes δ hängt von der Größe des Reibungswiderstandes zwischen der Erde und der gedrückten Mauerfläche ab. Für die Größe des Reibungswiderstandes

¹⁾ Siehe hierzu S. 24.

²⁾ Krey: Erddruck, Erdwiderstand usw., Berlin. — Krey: Betrachtungen über Größe und Richtung des Erddruckes. Bautechnik 1923.

ist die Rauigkeit der Wandfläche, für die Größe der auftretenden Reibungskraft sind letztere und die Bewegungen maßgebend, welche die Mauer (Kippbewegung) oder die Erdmasse (Nachsacken der Erde) ausführen, bevor sie zur Ruhe kommen. Die Reibungskraft kann aufwärts oder abwärts gerichtet sein, je nach der Bewegung, die die Mauerhinterfläche in bezug auf den berührten Erdkörper ausführt.

Der Winkel δ zwischen der Normalen zur Wand und der Erddruckkraft wird als positiv bezeichnet, wenn sich die Erde an der gedrückten Wand nach unten verschiebt. Wenn sie sich, wie bei den meisten Fällen des passiven Erddruckes, an der Wand nach oben verschiebt, ist also δ negativ. Das Auftreten dieser Bewegungen der Erde bildet die Regel, weil bei aktivem Druck auch bei Kippung der Wand fast stets eine Vorwärtsbewegung mit Nachrutschen der Erde eintritt und weil bei passivem Erddruck fast stets ein Hochpressen des Erdkeiles vor der Wand vorhanden ist. Es können aber, wie Krey besonders betont, Ausnahmen vorkommen. Diese Ausnahmen können z. B. bei Rückwärtskipfung einer Wand ohne gleichzeitiges Vorrücken oder bei schräg nach oben gerichtetem Ankerzug auf eine Ankerplatte, Abb. 46, eintreten. In letzterem Falle wird allerdings die auf der Plattenkante liegende Erdschicht ein Gegengewicht bilden. Durch das Auftreten derartiger Winkel δ werden die aktiven Erddrücke vergrößert, die passiven je nach der Größe des Winkels bedeutend verkleinert. Man muß somit in

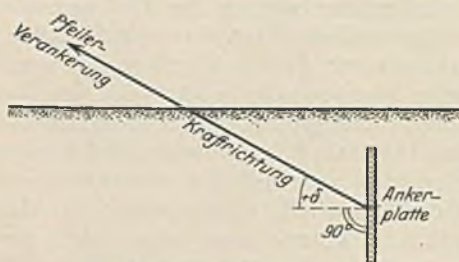


Abb. 46. Schräg nach aufwärts gerichteter Ankerzug an einer Ankerplatte als Beispiel für das Auftreten eines positiven Winkels δ bei passivem Erddruck. Es ergaben sich hierbei geringere Werte für den Erddruck.

jedem Einzelfalle prüfen, welcher Wert bzw. welche Lage des Winkels δ möglich ist.

δ wird gleich Null bei vollkommen glatter Wand und kann höchstens den Wert $\delta = \rho$ erreichen. Häufig wird bei der Berechnung von Stützmauern die sehr günstige Annahme gemacht, daß stets $\delta = \rho$ ist. Müller-Breslau¹⁾ empfiehlt auf Grund seiner Versuche selbst bei rauhen Wänden und sorgfältiger Entwässerung höchstens $\delta = \frac{3}{4} \rho$ zu setzen, ferner beim Vorhandensein schwerer Einzellasten auf der Hinterfüllung besonders vorsichtig bei der Festsetzung von δ zu sein, weil für diesen Fall seine Versuche ein Herabgehen jenes Wertes bis auf $\delta = \frac{1}{2} \rho$ zeigten. Möller²⁾ empfiehlt folgende Werte für δ :

$\delta = \frac{2}{3} \rho$ bei schmalen und glatten Wänden, z. B. bei gehobeltem Holz oder bei runden und daher glatten Pfählen.

$\delta = \frac{2}{3} \rho$ unter gewöhnlichen Verhältnissen, z. B. bei dickeren Wänden aus Mauerwerk mit geputzter Rückseite oder bei Holz mit rauhem Sägenschnitt, bei ganz rauher Rückseite der Wand $\delta = \rho$.

Engels³⁾ hält die Annahme eines dauernd vorhandenen Reibungswiderstandes zwischen Erdreich und gedrückter Mauerfläche auch für trockenen Boden für unzulässig. Er ist der Ansicht, daß die Reibungswiderstände, welche durch eine Bewegung vor dem Eintritt des Ruhezustandes erzeugt wurden, durch jede Erschütterung der Mauer oder des Erdreiches wieder beseitigt werden können. Er empfiehlt daher die Annahme von $\delta = 0$ für die Richtung des Erddruckes. Diese Annahme darf aber im allgemeinen als viel zu ungünstig angesehen werden. Wäre sie richtig, dann müßte ein großer Teil unserer heute stehenden Mauern eingestürzt sein.

Bei wassergesättigtem und nassem Boden wird von der Annahme eines Reibungswiderstandes zwischen Erde und Wandfläche im Interesse der Sicherheit des Bauwerkes am besten abgesehen. Es ist dann $\delta = 0$ zu setzen.

¹⁾ Müller-Breslau: Erddruck auf Stützmauern. S. 152. 1906.

²⁾ Möller: Erddrucktabellen. S. 45 ff. 1902. ³⁾ Zentralbl. Bauverw. 1897, S. 144 ff.

Für einfache Verhältnisse empfiehlt sich die Verwendung ganz einfacher Erddruckformeln. Für wagerechten Boden und senkrechte glatte Wände ergibt sich nach Rankine und ebenso nach Coulomb

$$E_p^a = \frac{1}{2} \gamma h^2 \operatorname{tg}^2 \left(45 \mp \frac{\varrho}{2} \right)^1.$$

δ kommt in der Formel nicht vor, da die Wand glatt ist, γ ist das Einheitsgewicht der Erde. Da der Wasserdruck für die Höhe h gleich $\frac{h^2}{2}$ ist, und wir bei Grund- und Wasserbauten mehr oder minder alles in Beziehung zum Wasserdruck setzen müssen, so kann man die Formel auch schreiben

$$E_a = \mu_a W \quad \text{und} \quad E_p = \mu_p W,$$

$$\mu_a = \gamma \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varrho}{2} \right) \quad \text{und} \quad \mu_p = \gamma \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varrho}{2} \right).$$

Für jede Bodenart ist μ_a und μ_p unveränderlich. Das Arbeiten mit diesen E -Werten gestaltet sich sehr einfach. Ist z. B. ein Erddruck $E_a = 0,55 W$, dann braucht man nur auf der Wagerechten am Fuß der Mauer $0,55 h$ aufzutragen, um das Erddruckdreieck zu erhalten (Abb. 47).

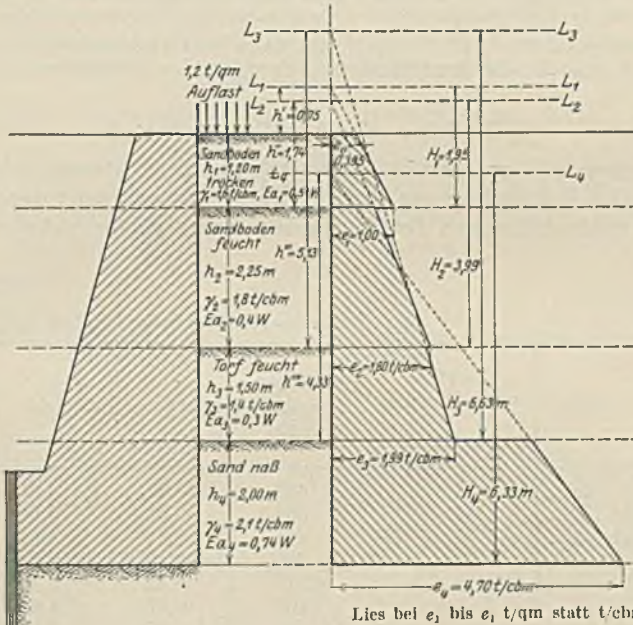


Abb. 47. Erddruck hinter einer Ufermauer als Beispiel für die Erddruckermittlung und den Ansatz der Erddrücke nach Tabellenwerten. Benutzt wurde die einfache Formel $E = u \cdot W$. (siehe hierzu Zahlentafel 4 auf S. 32). Die Linien $L_1 - L_4$ stellen die theoretischen Hinterfüllungshöhen dar, die sich aus der Berücksichtigung des Baumgewichtes der verschiedenen Bodenarten ergeben.

Es werde eine solche einfache Erddruckrechnung durchgeführt. Die Auflast und die verschiedenen Bodenschichten werden dadurch berücksichtigt, daß man jede überlagernde Bodenschicht in das Gewicht der darunterliegenden umrechnet und sie als Auflast behandelt. Die Auflast (Abb. 47) von $1,2 \text{ t/qm}$ kann ersetzt gedacht werden durch eine Sandschüttung von der Höhe $h' = \frac{1,2}{1,6} = 0,75 \text{ m}$, Ausgleichslinie L_1 .

¹⁾ Die genaue Formel für raue Wände mit dem Reibungswinkel δ lautet für die wagerechte Komponente:

$$E_w^a = \frac{1}{2} \gamma h^2 \frac{\cos^2 \varrho}{[1 - \sin \varrho \cdot \sin (\varrho + \delta)]^2}.$$

Nun wird das erste Erddruckdreieck für die gesamte Höhe $H_1 = h' + h_1 = 1,95$ m mit der Grundlinie $e_1 = 0,51 \cdot H_1 = \text{rd. } 1 \text{ t/qm}$ (entsprechend dem Flächendruck an dieser Stelle, aufgetragen. Wirksam ist hier der schraffierte Teil. Die Wirkung der Auflast entspricht einem Rechteck mit der Grundlinie des oben fortfallenden Dreiecks und der Höhe h_1 . Nun wird die ganze ideelle Schicht H_1 mit dem Gewicht $1,6 \text{ t/cbm}$ auf das Gewicht $1,8$ umgerechnet, das ergibt eine neue Höhe $h'' = 1,95 \cdot \frac{1,6}{1,8} = 1,74$ m, die jetzt als feuchter Sand gedacht wird, Ausgleichlinie L_2 . Die Gesamthöhe für feuchten Sand ist dann $H_2 = h_2 + h'' = 1,74 + 2,25 = 3,99$ m der Grundlinie des Erddruckdreiecks hierfür nach der Tafel $e_2 = 0,4 \cdot H_2 = 1,6 \text{ t/qm}$, jetzt wird die ideelle Schicht von der Höhe H_2 in Torf verwandelt gedacht $h''' = 3,99 \cdot \frac{1,8}{1,4} = 5,13$, die Gesamthöhe $H_3 = h''' + h_3 = 6,63$ ergibt bei einem angenommenen Wert $e_3 = 0,3 W$ den Wert $e_3 = 0,3 \cdot H_3 = 1,99 \text{ t/qm}$. Nun ist die letzte Schicht zu behandeln, es ergibt sich eine ideelle Schicht von der Höhe $h'''' = \frac{1,4}{2,1} H_3 = 0,67 \cdot 6,63 = 4,33$ m mit der Ausgleichlinie L_4 und dem Flächendruck am Fuß der Mauer $e_4 = \mu_4 H_4 = 0,74 \cdot 6,33 = 4,7 \text{ t/qm}$.

Man hat so ein Bild der Erddrücke bekommen, das von einer Schicht zur anderen scharfe Absätze enthält. In Wirklichkeit werden die einzelnen Erddrucke apeze durch sanfte Übergangslinien miteinander verbunden sein, weil die Reibung zwischen den einzelnen Schichten derartige scharfe Übergänge unmöglich macht. Die Wirkung auf die Mauer bleibt dabei aber ziemlich ungeändert. Es empfiehlt sich im allgemeinen, mit den scharfen Formen zu rechnen. — Bei Anwendung der E -Linien muß man in gleicher Weise vorgehen, sich auch zuerst die entsprechenden Ausgleichlinien und dann die E -Linien zeichnen.

Nach den obigen Formeln für $E = \mu W$ ergibt sich für verschiedene Bodenarten folgende Tafel 4 für μ , E und für die dazugehörigen Neigungen der Gleitflächen.

β) Erddruck und Wasserdruck.

In trockenen und wasserundurchlässigen nassen Bodenarten wirkt auf die Seitenwände des Bauwerkes nur der Erddruck, soweit nicht der Wasserdruck zwischen den undurchlässigen Boden und die Mauer gelangen kann. In durch-

Zahlentafel 4. Abgegrenzte Grenzwerte der wagerechten Erddrücke für die lot-

Erdart	Gewicht des Bodens γ_e in t/cbm	Natürliche Böschungswinkel ϱ	Grenzwerte der wagerechten Erddrücke für die lot-		$E_a = \gamma_e \cdot \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\varrho}{2} \right)$ $W = \mu_a W$
			$\text{tg}^2 \left(45 - \frac{\varrho}{2} \right)$	$\text{tg}^2 \left(45 + \frac{\varrho}{2} \right)$	
Trockene Dammerde .	1,4	40°	0,22	4,60	0,31 W
Nasse Dammerde . . .	1,65	30°	0,33	3,00	0,53 W
Trockene Tonerde . . .	1,6	40°	0,22	4,60	0,35 W
Nasse Tonerde	2,0	20°	0,49	2,04	0,98 W
Trockener Sand	1,6	31°	0,32	3,12	0,51 W
Feuchter Sand	1,8	40°	0,22	4,60	0,4 W
Nasser Sand	2,1	29°	0,35	2,88	0,74 W
Nasser Kies	1,86	25°	0,41	2,46	0,76 W
Gerölle trocken, rundlich	1,8	30°	0,33	3,00	0,6 W
Gerölle trocken, eckig .	1,8	45°	0,17	5,83	0,3 W
Grober Sand unter Wasser unter Abzug des Auftriebes und des wagerechten Wasserdruckes	2,1 — 1 = 1,1	25°	0,41	2,46	0,45 W
Nasser Kies oder grobporiger Sand unter Wasser unter Abzug des Auftriebes und des wagerechten Wasserdruckes	1,86 — 1 = 0,86	25°	0,41	2,46	0,35 W

lässigen und wasserhaltigen Bodenarten (Schotter, Kies, reiner Sand) kann zu dem Erddrucke der Druck des im Boden enthaltenen Wassers treten.

Erde unter Wasser kann nach zwei Gesichtspunkten behandelt werden. Entweder setzt man das Gewicht von wassergefülltem Sand ein, oder man trennt Erddruck und Wasserdruck, wobei man das Gewicht des Sandes nach Abzug des Auftriebes einsetzen muß.

Aus der Erddrucktafel finden wir z. B. für nassen Sand $E_a = 0,74 W$. Sand unter Wasser + Wasserdruck = $E'_a + W = 0,45 W + W = 1,45 W$.

Bei Ansatz von Erddruck unter Auftrieb und Wasserdruck besonders ergeben sich daher rund doppelt so hohe Drücke. Aus diesem scheinbaren Widerspruch folgt, daß man je nach der Bodenart nur die eine oder andere Methode anwenden darf. Der Unterschied liegt in der Vorstellung, die man sich von dem Entstehen des Erddruckes macht. Hat man feinen Sand mit kleinen Poren, dann wird das Wasser in dem Sande gezwungen, den Gesetzen des Erddruckes so zu folgen, als ob es Sand von dem Gewicht $\gamma = 1$ sei. Das Wasser bewegt sich und drückt also in diesem Falle nicht seiner Natur entsprechend, sondern unter Zwang. Bei feinem bis mittelgroben Sand muß dieser Zwang auch vorhanden sein, es sind in diesem Falle die Formeln für nassen Sand ohne Auftrieb anzuwenden. Hat man aber einen groben Kies mit großen Poren (z. B. Kieskörner von 1 bis 4 cm), dann kann sich das Wasser im Kies frei für sich bewegen, es übt im Augenblick der Bewegung des Sandes seinen Druck so aus, als ob

der Kies gar nicht vorhanden wäre, übt also einen Druck $W = \frac{h^2}{2}$ auf die Wand aus, ganz unabhängig von der Menge der Kiesmasse, die sich in 1 cbm befindet, und übt ferner den Auftrieb auf jedes Kieskorn aus. Hat z. B. der nasse Kies unter Wasser ein Einheitsgewicht von $\gamma = 1,9$ t/cbm, dann ist sein Gewicht nach

kürzte Erddrucktafel.

rechte gerade glatte Wand und wagerechtes Gelände.

$E_p = \gamma_e \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varrho}{2} \right)$ $W = \mu_p W$	Gleitflächenneigung *		Bemerkungen
	Aktiver Erddruck ctg α	Passiver Erddruck ctg α	
6,4 W	0,47	2,15	Von den bekannten Erfahrungswerten für den Böschungswinkel ϱ des lose geschütteten Bodens sind die Kleinstwerte, die E_a max und E_p min ergeben, gewählt worden. $W = \frac{h^2}{2}$, d. h. der Wasserdruck für die Druckhöhe h . Für trockenen Sand ist durch Versuch gefunden E_p bis zu 12 W, in der Wirklichkeit ist bei gewachsenem Sand wenigstens $E_p = 10 W$ zu erwarten. Der Wert 12 W wurde bei Vortrieb einer rauhen Wand in wagerechter Richtung gefunden. Rechnet man unter diesen Verhältnissen mit $\delta = 0$, dann rechnet man mit $E_p = 5 W$ somit zu ungünstig. Noch nicht erwiesen ist die Verallgemeinerung auf die anderen Erdarten. Der Abzug von Auftrieb und Wasserdruck unter Wasser darf nur bei sehr großporigen Bodenarten erfolgen. Der Wasserdruck ist dann besonders hinzuzufügen.
5,0 W	0,58	1,74	
7,3 W	0,47	2,15	
4,1 W	0,70	1,42	
5,0 W	0,56	1,78	
8,3 W	0,47	2,15	
6,0 W	0,59	1,70	
4,6 W	0,64	1,58	
5,4 W	0,58	1,74	* $\sphericalangle \alpha =$ Winkel der Gleitfläche gegen die Horizontale.
10,5 W	0,42	2,41	
2,7 W	0,64	1,58	
2,1 W	0,64	1,58	

Abzug des Auftriebs $0,9 \text{ t/cbm}^1$). Man hat somit am besten durch Versuche immer festzustellen, ob man Erddruck oder Wasserdruck für sich einsetzen muß oder nicht. Voraussetzung für das nicht gesonderte Auftreten des Wasserdruckes ist, daß die Kapillarreibung die Entfaltung des Wasserdruckes unmöglich macht.

Mit dieser Auflösung von Erd- und Wasserdruck hängt die Behandlung des Wasserdruckes, der vor einer Hafenummauer wirkt, zusammen. Aber auch hier sind noch sehr viele ungeklärte Fragen, die im Erddrucklaboratorium der Technischen Hochschule zu Hannover zur Zeit geklärt werden sollen. Es ist jedenfalls als wahrscheinlich anzunehmen, daß bei Tonboden der Wasserdruck vor der Spundwand nicht besonders wirkt. Der passive Erddruck ist selbst bei Ansatz und Abzug des Auftriebs für den Boden noch so groß, ein Vielfaches des Wasserdruckes, daß letzterer diese Pressung nicht überwinden kann. Nur wenn der Wasserdruck durch den Boden hindurchwirken kann, liegen die Verhältnisse anders.

Das Vorhandensein einer Trennungswand zwischen aktivem und passivem Erddruck hat keinen Einfluß auf die Ausbildung der Kräfte. Ein Erddruckbild kann für den aktiven Erddruck nicht so begrenzt werden, daß z. B. unterhalb der Hafenummauer der aktive Erddruck hinter der Wand unverändert bleibt, so daß BC eine Senkrechte ist (Abb. 48). Solche Bilder entstehen nur, wenn man von dem Erddruck rechts hinter der Wand stillschweigend den (nicht gezeichneten) aktiven Druck links vor der Wand abzieht.

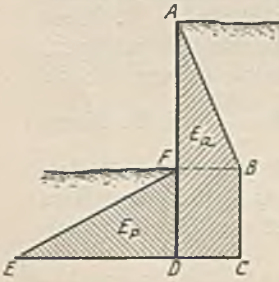


Abb. 48.
Erddruckverteilung auf einer Spundwand.

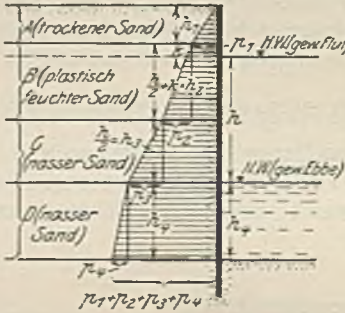


Abb. 49.

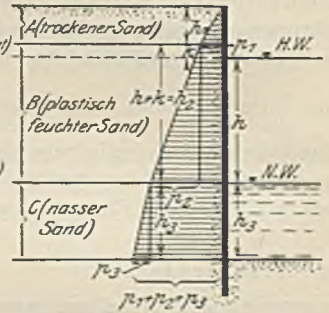


Abb. 50.

k = kapillare Saughöhe.

Größe des Erd- und Wasserdruckes in durchlässigem Hinterfüllungsboden.

Abb. 49. Im Ebbe- und Flutgebiet. Abb. 50. Oberhalb des Ebbe- und Flutgebietes.

Besonderer Vorsichtsmaßnahmen bedarf es bei undurchlässigem Untergrund für den Fall, daß das in Betracht kommende Bauwerk den Hinterfüllungsboden gegen ein offenes Gewässer abgrenzt, dessen Wasserstand ständigem Wechsel (z. B. Ebbe und Flut) unterworfen ist. Unter solchen Verhältnissen muß grundsätzlich dafür gesorgt werden, daß die Hinterfüllungserde hinter der Mauer und das vor der Mauer stehende Gewässer in freier Verbindung stehen, damit der Wasserstand in der Hinterfüllung den Wasserstandsschwankungen in dem Gewässer zu folgen vermag. Es ist also eine tadelfreie Entwässerung durch die Mauer nötig. Früher nahm man vielfach bei der Berechnung solcher Bauwerke an, daß der Boden hinter der Mauer noch bis zu dem vor dem Wasserstandswechsel herrschenden höchsten Wasserstande porenvoll durchmüßt sei, wenn vor ihr das Gewässer bereits seinen niedrigsten Stand erreicht hat. Engels²⁾ hat jedoch durch Versuche nachgewiesen, daß diese Annahme bei voll durchlässigem, reinen Sandboden und gut wirkender Entwässerung der Hinterfüllung viel zu ungünstig ist, daß es unter diesen Voraussetzungen viel-

¹⁾ Das gleiche ergibt sich wie folgt: Hat der Kies einen Hohlraumgehalt von $0,4 \text{ cbm}$, dann ist das Gewicht des Kieses in der Luft $1,9 - 0,4 = 1,5 \text{ t cbm}$. Die Kieskörner nehmen $0,6 \text{ cbm}$ ein mit dem Auftrieb von $0,6 \text{ t}$, so bleibt auch wieder ein Gewicht nach Abzug des Auftriebs von $1,5 - 0,6 = 0,9 \text{ t/cbm}$ über.

²⁾ Z. Bauw. 1911, S. 45 ff. — Engels: Über die Größe des Wasserdruckes im Boden.

mehr genügt, das Maß k , um das der Boden infolge der Haarröhrchenkraft über den Hochwasserspiegel des Gewässers hinaus durchfeuchtet wird (Abb. 49 und 50), für das Ebbe- und Flutgebiet mit etwa 0,2 bis 0,5 m, je nach der Größe des Tiden-Hubes, und für Gebiete ohne Gezeiten zu 0,1 bis 0,2 m anzunehmen. Es gibt aber Fälle, in denen 1 m und mehr Überdruck auftreten kann.

3. Gegen die Grundwerksohle wirkende Kräfte.

a) Reibungswiderstand an der Grundwerksohle.

Die Zusammensetzung der in und am Bauwerk wirkenden Kräfte einschließlich der auf die Seitenwände des Bau- und Grundwerkes wirkenden Wasserdruckkräfte¹⁾ ergibt in der Regel eine schräg gegen die Grundwerksohle wirkende Mittelkraft. Die in die Richtung der Sohlenfläche fallende Seitenkraft dieser Gesamtkraft muß entweder durch den Reibungswiderstand zwischen Baugrund und Grundwerksohle mit einer gewissen Sicherheit aufgenommen werden oder durch passiven Erdwiderstand aufgehoben werden können. Oft wird beides zusammenwirken. Für Beton auf Sand unter Wasser kann man nach Versuchen des Verfassers eine Reibungsziffer $\mu = 0,52$ annehmen, für Beton auf Ton oder Lehm $\mu = 0,3$ bis 0,4, je nachdem, ob der Ton feucht ist oder unter Wasser steht. Die Tangenten der in Zahlentafel 4 (S. 32) genannten natürlichen Böschungswinkel geben einen Anhalt. Möller²⁾ verlangt $1\frac{1}{2}$ - bis 2fache Sicherheit, wenn nicht genaue Voruntersuchungen über den vorhandenen Gleit- und Reibungswiderstand die Annahme eines kleineren Sicherheitsgrades rechtfertigen. Die Ausführung solcher Untersuchungen ist in allen wichtigen Fällen dringend zu empfehlen. Reicht der Reibungswiderstand allein zur Aufnahme der wahren Seitenkraft nicht aus, so ist das Abgleiten des Grundwerkes durch besondere Vorkehrungen (Herdmauern oder Verankerungen) zu verhüten.

β) Wasserdruck gegen die Grundwerksohle (Sohlenwasserdruck).

Der normal zur Grundwerksohle gerichteten Seitenkraft der gefundenen Gesamtkraft wirkt der Gegendruck des Baugrundes und bei Unterwassergründungen unter Umständen der Wasserdruck gegen die Grundwerksohle³⁾ entgegen. Der Bodengegendruck tritt immer nur so weit auf, als er durch den Unterschied, Bauwerksgewicht und Auftrieb bedingt ist, er ist eine rein passive Kraft, während der Auftrieb ebenso wie der Wasserdruck auf die Sohle eine rein aktive Kraft ist. Der Wasserdruck von unten kann eine Vergrößerung oder auch eine Verkleinerung der Kantenpressung, die ohne ihn vorhanden ist, herbeiführen. Geht die Drucklinie durch den Kern, dann wird meistens eine Verringerung der Kantenpressung eintreten, Abb. 51; schneidet sie die Sohle außerhalb des Kernes, dann findet stets eine Vergrößerung der Kantenpressung statt. Abb. 52 zeigt diesen Zustand für die Drucklinie außerhalb des Kernes. Bei dem Grundwasserstand unterhalb der Sohle war die Schlußkraft R vorhanden; nach Steigen des Grundwassers tritt der Auftrieb A auf und verändert R in R_A mit Vergrößerung von σ auf σ_A .

¹⁾ Vielfach werden nur die wagerechten Seitenkräfte dieser Kräfte in dieser Form in die Standsicherheitsberechnung eingeführt, die senkrechten Seitenkräfte dagegen zusammen mit dem Wasserdrucke gegen die Grundwerksohle durch Verminderung des Raumgewichtes des eingetauchten Grundwerktheiles um das Raumgewicht des Wassers (Auftrieb) berücksichtigt. Diese Methode ist nicht zu empfehlen.

²⁾ Möller: Erddrucktabellen, S. 122, und Wasserbau, Bd. 1, S. 86 u. 88. — Dt. Bauz., 1917, S. 106 ff. — Möller: Die neuen Kaibauten Gothenburgs. Z. Arch. Ing.-Wes. 1914, S. 66 ff. — Franzius: Der Unfall an der Schleppzugschleuse in Hemelingen-Bremen usw.

³⁾ Der Auftrieb (die Mittelkraft aller Wasserdruckkräfte, die auf den unter dem Wasserspiegel liegenden Teil des Bau- und Grundwerkes wirken) stimmt mit dieser Kraft nur unter bestimmten Voraussetzungen nach Größe und Richtung überein. Link braucht für den Wasserdruck gegen die Grundwerksohle die kürzere Bezeichnung Sohlenwasserdruck (Z. Bauw. 1919, S. 510 ff.).

Es sind grundsätzlich zwei Fälle zu unterscheiden,

1. der rein statische Unterdruck,
2. der dynamische Unterdruck.

Der erste Fall kommt überall dort vor, wo Grundwerke in ruhendem oder

auch fließendem Wasser stehen, ohne einen merklichen Stau in ihm zu erzeugen (Ufermauern, Brückenpfeiler mit weiten Öffnungen, im Grundwasserstand Hausfundamente usw.). Der zweite Fall tritt bei allen Stauwerken ein (Schleusen, Wehren, Talsperren, Brückenpfeilern mit starkem Aufstau usw.). Es werde zunächst Fall 1 besprochen:

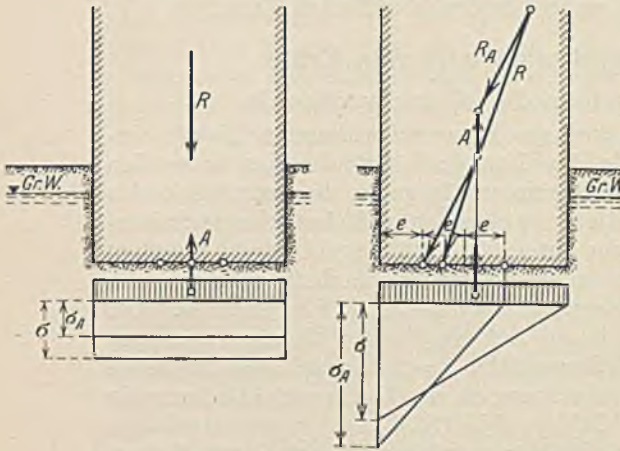


Abb. 51. Auftrieb und Ersatzkraft der übrigen Kräfte wirken in der Kraftlinie. Der Bodendruck wird durch die Wirkung des Auftriebs verringert.

Abb. 52. Auftrieb und Ersatzkraft der übrigen Kräfte wirken in verschiedener Richtung. Exzentrizität der in der Grundfuge angreifenden Ersatzkraft.

Abb. 51 und 52. Einfluß des Auftriebs auf die maximale Bodenpressung.

Auftrieb in Wasser ohne einseitigen Anstau.

Die Frage, unter welchen Voraussetzungen bei Unterwassergründungen ein Wasserdruck gegen die Grundwerksohle zu erwarten ist, und in welcher Größe er in die Standsicherheitsberechnung eingeführt werden muß, ist viel umstritten worden, darf heute aber als geklärt angesehen werden.

Brennecke¹⁾ nimmt an, daß in festem Ton kein Wasserdruck, in reinem Sandboden von bestimmter Korngröße an dagegen der volle dem Abstände h zwischen Wasserspiegel und Grundwerksohle entsprechende Wasserdruck zur Wirkung kommt, und daß in den übrigen, zwischen diesen beiden Grenzfällen liegenden Bodenarten je nach ihrer Kornfeinheit nur ein Teilbetrag des vollen Druckes in Ansatz zu bringen ist. Die Verminderung des Wasserdruckes wird nach seiner Ansicht in diesen Bodenarten verursacht:

a) durch eine Verminderung der Druckhöhe h auf den Betrag $\epsilon_x \cdot h$ ($\epsilon_x < 1$), die infolge der Haftung und Reibung des Wassers im Boden auf dem Wege vom Wasserspiegel bis zu einer bestimmten Stelle der Grundwerksohle stattfindet. Die Größe ϵ_x sei abhängig von der Korngröße der Bodenart und der vom Wasser zwischen Wasserspiegel und Grundwerksohle zurückgelegten Wegstrecke;

b) durch eine Druckflächenverkleinerung, die — ein gleichmäßiges Aufliegen der Sohle vorausgesetzt — dadurch eintritt, daß infolge der inigen Berührung zwischen den einzelnen Bodenteilen und der Grundwerksohle nur ein Teil α von der Gesamtfläche F der Grundwerksohle vom Wasserdruck getroffen wird. Brennecke nimmt dabei an, daß sich dieses von der Korngröße der Bodenart abhängige Verhältnis α zwischen benetzter und unbenetzter Fläche durch die ganze durchlässige Schicht bis auf eine darunterliegende undurchlässige oder weniger durchlässige fortsetzt.

Unter diesen Annahmen ergibt sich die Größe des auf die Flächeneinheit der Grundwerksohle wirkenden Wasserdruckes allgemein zu: $\epsilon_x \cdot \alpha \cdot \gamma \cdot h$, wenn γ das Raumgewicht des Wassers ist und ϵ_x und α kleiner als 1 oder höchstens gleich 1 sind. Wie sich Brennecke die Bestimmung dieser beiden Werte für den besonderen Fall denkt, kann in den angeführten Quellen ersehen werden. Auf Grund eigener Versuche kommt er zu dem Ergebnis, daß für reinen Sandboden noch bei einer

¹⁾ Brennecke: Der Grundbau, 3. Aufl., 1906, S. 213; Z. Bauw. 1886, S. 101 ff.; Z. Bauw. 1892, S. 523.

Korngröße von etwa 0,4 mm sowohl α als auch ϵ_x nahezu gleich 1 werden, daß also bei dieser Korngröße die Grenze für die Annahme des vollen Wasserdrucks liegt.

Die Richtigkeit dieser Überlegungen und die Beweiskraft der Brennecke'schen Versuche ist vielfach in Zweifel gezogen worden¹⁾.

Zur Bestimmung der Größe des Wasserdruckes in wasserdurchlässigem Boden führte Engels²⁾ mit einem feinkörnigen reinen Sande in größerem Maßstabe Versuche aus. Bei diesen fand er die erste Annahme Brennecke für in Ruhe befindliches Grundwasser nicht bestätigt, stellte vielmehr nur bei fließendem Grundwasser eine Druckhöhenverminderung fest (siehe unten). Auf andere Bodenarten wurden die Versuche nicht ausgedehnt, da nur dem reinen Sand im Versuchskasten eine ungefähr der natürlichen entsprechende Lagerung gegeben werden kann. Engels schließt aus den Versuchsergebnissen, daß in reinem Sandboden bei jeder beliebigen Korngröße der Wasserdruck in Ruhe befindlichen Grundwassers gegen Bauwerksohlen in voller Größe in Ansatz zu bringen ist. Dabei ist aber zu beachten, daß sich die Versuchsmessungen auf die Feststellung der Größe des in den Bodenhohlräumen herrschenden Wasserdruckes beschränken, somit über die Berechtigung der zweiten Annahme Brennecke keinen Aufschluß gaben.

Der Nachprüfung dieser Annahme galten Versuche von Schaper³⁾ und Busemann⁴⁾, die in ähnlicher Weise wie Brennecke Belastungskörper von dem unter Wasser liegenden Baugrunde abhoben und aus der Größe der dazu notwendigen Kraft auf die Größe des Wasserdruckes schlossen. Busemann wies durch seine Messungen nach, daß derartige Abhebeversuche für die Feststellung der Größe des Wasserdruckes gegen die Grundwerksohle überhaupt ungeeignet sind, weil sich im Augenblick der Entlastung des Bodens dessen Gefüge lockert und damit der volle Wasserdruck zur Wirkung kommt.

Nach diesen Ergebnissen tut man gut, bei allen porigen Bodenarten, selbst bei scheinbarer Porenfüllung den Wasserdruck gegen die Grundwerksohle in der Standsicherheitsberechnung stets in voller Größe in Ansatz zu bringen, wenn sich dadurch ungünstigere Werte für die größten Bodenpressungen ergeben. Da ferner bei Gründungen auf wasserundurchlässigem Baugrunde durch irgendwelche Zufälle (Risse, Sickerschichten, Ausführungsfehler⁵⁾ oder dgl.) eine wasserführende Schicht zwischen Grundwerk und Baugrund entstehen kann, die den Wasserdruck gegen die Grundwerksohle zur Wirkung bringt, empfiehlt es sich, auch bei diesen den Einfluß jenes Wasserdruckes auf die Standsicherheit des Grundwerkes nachzuprüfen, wenn nicht durch besondere, unbedingt zuverlässige Maßnahmen derartige Zufälle mit Sicherheit ausgeschlossen sind. Selbst gute Lehmdichtungen können dabei oft als ein sehr unsicheres Mittel erscheinen.

Auftrieb bei ausfließendem Grundwasser (undichte Sohlen).

Eine besondere Verwickelung erhält die Frage nach der Größe des Wasserdruckes gegen die Bauwerksohle, wenn sich das Grundwasser an der Gründungs-

¹⁾ Vgl. z. B. Zentralbl. Bauverw. 1887, S. 314, 421; 1896, S. 354; 1912, S. 522, 583, 617; 1913, S. 96; Z. Bauw. 1891, S. 537 ff.; 1892, S. 523 ff.; 1911, S. 469 ff.; Arch. Ing.-Wes. 1913, S. 67 ff.

²⁾ Z. Bauw. 1911, S. 469 ff.

³⁾ Schaper: Auftrieb unter der Grundsohle von Bauwerken, die im Wasser gegründet sind. Zentralbl. Bauverw. 1917, S. 514 ff.

⁴⁾ Busemann: Versuche zur Ermittlung des Auftriebes unter Bauwerken im Grundwasser. Zentralbl. Bauverw. 1917, S. 205 ff.

⁵⁾ Hierher gehört auch die Unsitte, die schlammige obere Schicht des Baugrundes vor der Ausführung des Grundwerkes mit trockenem Schotter oder Kies zu befestigen, man soll stets eine Schlammsschicht fortbaggern, sie aber nicht durch Sandschüttung verdrängen wollen. Letzteres Verfahren hat oft versagt und kann das ganze Bauwerk gefährden. Es ist aber nicht mit der Verdichtung, wie z. B. bei der Torpedobootsmole in Kiel zu wechseln, die zulässig war, da es sich um eine Art von schwimmender Gründung handelte.

Wasser sehr unsicher sein können, hat der Unfall der Schleppzugschleuse in Bremen-Hemelingen erwiesen, bei der sich die Drainage so restlos mit aus dem Grundwasser gebildetem Eisenschlamm vollgesetzt hatte, daß praktisch nicht mehr von einer Drainage die Rede sein konnte¹⁾.

Schließlich sei noch auf die Wichtigkeit dieser Frage für die Berechnung der Talsperren aufmerksam gemacht und dazu auf die untenstehenden Quellen verwiesen²⁾.

γ) Der Bodengegendruck.

Soweit die senkrecht zur Grundwerksohle wirkende Seitenkraft nicht durch den Wasserdruck gegen die Grundwerksohle aufgehoben wird, muß sie durch den Gegendruck des Bodens aufgenommen werden. Die durch diesen Teil der Kraft hervorgerufenen Bodenpressungen, denen im Gleichgewichtszustande gleiche Gegendrücke des Bodens entgegenwirken müssen, werden in der Regel in der gleichen Weise ermittelt wie die Spannungen in einer Mauerwerksfuge, die keine Zugspannungen aufnehmen kann. Der Größtwert der auf diesem Wege erhaltenen Bodenpressungen darf das für die betreffende Bodenart als zulässig erkannte Maß nicht überschreiten. Bei Gründungen auf sehr nachgiebigen Bodenarten muß außerdem verlangt werden, daß die Bodenpressungen bei allen möglichen Belastungszuständen des Bauwerkes an den verschiedenen Punkten der Grundwerksohle nur wenig voneinander abweichen, damit größere Setzungsunterschiede nicht entstehen können (vgl. S. 19).

Die gewöhnliche Berechnungsweise ergibt beispielsweise für Bauwerke, die auf einem einheitlichen Grundwerke (z. B. einer Beton- oder Eisenbetonplatte) stehen, eine gleichmäßige Bodenpressung, wenn die Mittelkraft aus den Bauwerklasten durch den Schwerpunkt der Grundwerksohle geht. Dieses Ergebnis ist nur dann unzweifelhaft richtig, wenn die Belastung der Grundwerksohle ebenfalls völlig gleichmäßig ist, und bei ungleichmäßiger Lastverteilung innerhalb des Bauwerkes vorübergehend nur dann, wenn die Bodenart, auf der das Bauwerk steht, in ihrem Verhalten unter einer Belastung vollkommen einer Flüssigkeit gleicht (sehr nachgiebiger Baugrund). Es muß in diesem Falle aber sofort Bewegung eintreten, die erst zur Ruhe kommt, wenn sich der Baugrund an den stärker belasteten Stellen so verdichtet hat, daß hier ein größerer Gegendruck auftritt. Die Folge solcher oft ausgeführten Gründungen kann ein Schiefstellen sein, unter Umständen eine dauernde Bewegung des Bauwerkes. So stehen vielfach Häuser auf Kleiboden trotz durchgehender Eisenbetonplatte schief. Für schüttbare Bodenarten gleichmäßiger Nachgiebigkeit würde jene gleichmäßige Verteilung des Bodengegendruckes auch bei Angriff der Kraft in dem Plattenschwerpunkt nur zutreffen, wenn die elastische Verbiegung des Grundwerkes gleich Null, sein Trägheitsmoment also unendlich groß, d. h. das Grundwerk vollkommen starr wäre. Noch weniger würde jenes Ergebnis natürlich für sehr feste, völlig unnachgiebige Bodenarten richtig sein, wenn bei ihnen derartige Gründungen überhaupt in Frage kämen. Vergleichsrechnungen³⁾ mit verschiedenen Annahmen für die Verteilung des Bodengegendruckes zeigen aber, daß sowohl der Wert der größten Bodenpressung als auch die Beanspruchung des Grundwerkes bei solchen Bauwerken wesentlich von der Verteilung des Bodengegendruckes abhängen. Als Beispiele seien hier die trogförmigen Bauwerke

¹⁾ Franzius: Der Unfall an der Schleppzugschleuse in Hemelingen-Bremen. Z. d. V. 1913, S. 67ff. und 1914 S. 66ff.

²⁾ Zentralbl. Bauverw. 1912, S. 26, 36, 134. Z. Bauw. 1916, S. 407ff. und 1919, S. 518ff. — Ludin: Wasserkräfte. Berlin: Julius Springer. — Franzius, O.: Verkehrswasserbau. Berlin: Julius Springer 1927. — Lange, O.: Die hydrostatischen Druckverhältnisse bei massiven Talsperren. Dissert., Braunschweig 1915.

³⁾ Z. Bauw. 1892, S. 523. — Brennecke: Der Grundbau. 3. Aufl. S. 223. 1906. — Zentralbl. Bauverw. 1905, S. 275.

(Docks, Schleusen usw.) und die Gründungen auf durchgehenden Eisenbetonplatten genannt.

Es hat deshalb nicht an Versuchen¹⁾ gefehlt, für solche Fälle ein Verfahren zur Ermittlung der wirklichen Verteilung des Bodengegendruckes bei beliebiger Belastung zu finden. Wie oben gezeigt, hängt die Verteilung des Bodengegendruckes von der elastischen Durchbiegung der Grundwerksohle, also dem Biegezugwiderstande des Grundwerkes und der Nachgiebigkeit der Bodenart ab. Ihre Ermittlung erfordert demnach die Kenntnis des Gesetzes über die Abhängigkeit der elastischen Zusammendrückungen des Bodens von der Größe der Bodenpressungen bei den verschiedenen Bodenarten. Nach dem Vorbilde der Berechnung des Eisenbahnoberbaues wird bei jenen Versuchen zur Lösung der Aufgabe von der Annahme ausgegangen, daß innerhalb der in Frage kommenden Belastungsgrenzen in gleichmäßig nachgiebigem Boden das Verhältnis zwischen der Bodenpressung σ und der elastischen Zusammendrückung γ des Bodens ein jeder Bodenart eigentümlicher Festwert $C^2)$ ist, der Baugrundziffer (Bettungsziffer) genannt wird, d. h. es wird angenommen, daß:

$$\gamma = \frac{\sigma}{C}$$

ist. Der Grenzwert $C = \infty$ entspricht einer ganz festen, nicht zusammendrückbaren Bodenart, für die die Einsenkung bei allen Werten der Pressung gleich Null ist. Für eine vollkommene Flüssigkeit geht die Gleichung in die streng richtige Beziehung $\gamma = \frac{\sigma}{\gamma}$ über, in der σ die auf die Einheit der Sohlenfläche des schwimmenden Körpers entfallende Belastung (in kg/qcm) bei gleichmäßiger Verteilung der auf ihr ruhenden Lasten, γ das Raumgewicht der Flüssigkeit (in kg/ccm, also für Wasser $\gamma = 0,001$ kg/ccm und für vollkommen flüssigen Boden etwa $\gamma = 0,002$ kg/ccm) und y die Tauchtiefe des schwimmenden Körpers bedeuten (1 t/cbm). Die Durchführung der Rechnung auf Grund dieser Annahme nach der Elastizitätslehre ergibt eine Differentialgleichung vierter Ordnung, deren Auflösung besonders bei veränderlichem Trägheitsmoment des Grundwerkes zu sehr verwickelten Gleichungen führt.

Wenn die Annahme, von der dieses Rechnungsverfahren ausgeht, auch nicht völlig zutrifft, so läßt sich doch auf diesem Wege, besonders durch Vergleichsrechnungen mit verschiedenen Werten für die Baugrundziffer C ein gewisser Aufschluß über den Einfluß der Nachgiebigkeit des Baugrundes auf die Standicherheit der Bauwerke und die Berechtigung der üblichen vereinfachenden Annahmen für die Verteilung des Bodengegendruckes gewinnen.

Schließlich seien noch zwei Vorschläge erwähnt, die darauf abzielen, die in der unrichtigen Annahme der Bodendruckverteilung liegenden Gefahren für die

¹⁾ Z. Bauw. 1906, S. 475 ff.; Beton Eisen 1913, S. 318 ff. und 1914, S. 334 ff.; Eisenbau 1914, S. 241 ff.; Beton Eisen 1917, S. 125 ff.; 1917, S. 144 ff. und 1915, S. 110 ff. Z. Bauw. 1918, S. 83 ff.; dann mit etwas vereinfachenden Annahmen: Zentralbl. Bauverw. 1916, S. 157 ff.; vgl. ferner auch: Beton Eisen 1914, S. 15 ff. und Schweiz. Bauz. Bd. 61, S. 265. 1913; Z. Bauw. 1919, S. 432 ff.

²⁾ Einen Anhalt für die Größe der Baugrundziffer C geben im Einzelfalle die bei den einzelnen Laststufen der Probelastung des Baugrundes (S. 16) beobachteten Setzungen. Für die Größe C werden folgende Werte angegeben (vgl. z. B. Beton Eisen 1914, S. 334 ff.)

$C = 20$ bis 30 kg/ccm für sehr festen Boden,

$C = 10$ kg/ccm für sehr festgelagerten Boden,

$C \geq 3$ kg/ccm für nachgiebigen Boden, der noch für eine Gründung in Frage kommt.

Zu beachten ist ferner, daß auch bei festerem Boden C klein bemessen werden muß, wenn die oberste Schicht bei der Gründung aufgelockert wurde (z. B. Naßbaggerung oder Unterwasserbetonierung). Vgl. auch die Ausführungen über Elastizität des Baugrundes auf S. 20.

Standsicherheit des Bauwerkes auszuschalten. Brennecke¹⁾ rät in solchen Fällen durch getrennte Ausführung oder verschiedene Ausbildung der einzelnen Grundwerkteile klare Verhältnisse in der Bodendruckverteilung zu schaffen. Man könne dann die Mauern und die Sohle für sich berechnen. Die Erfahrung hat aber gezeigt, daß dieser Vorschlag in vielen Fällen wegen der vergrößerten Schwierigkeit der Gründung nicht gut ausführbar ist. So sollten die Trockendocks V und VI der Kaiserlichen Werft Kiel zuerst auf Vorschlag von Brennecke mit getrennter Mauer und Sohle gegründet werden. Auf Vorschlag der Firma Ph. Holzmann wurde aber die Ausführung mit durchgehender Sohle gewählt. Der zweite Berechnungsvorschlag stammt vom Verfasser²⁾; es wird empfohlen, bei trogförmigen Bauwerken für die gefährlichsten Querschnitte jeweils die ungünstigsten der im einzelnen Falle möglichen Druckverteilungen in Ansatz zu bringen. Das Grundwerk wird dadurch zwar rechnerisch unnötig stark, die erhöhte Sicherheit ist jedoch bei der Unsicherheit aller vom Baugrund abhängigen grundlegenden Rechnungsannahmen durchaus erwünscht.

Die Untersuchung zeigt, daß die ungünstigste Beanspruchung solcher trogförmiger Körper in der Mehrzahl der möglichen Fälle eintritt, wenn man den Bodendruck gleichförmig verteilt annimmt. Eine trapezförmige Verteilung führt bei statisch richtigem Ansatz eine Verkleinerung der Spannungen herbei, die Schwierigkeit bleibt aber immer bestehen, die richtige Verteilung der Bodendrucke zu finden³⁾. Die Berechnung solcher trogförmiger Körper ist nach der Höchstwerttheorie in dem Werke des Verfassers „Verkehrswasserbau“ (Berlin: Julius Springer) gezeigt worden.

C. Die Baustoffe.

a) Allgemeine Gesichtspunkte.

Die Baustoffe sollen in diesem Bande nur im Hinblick auf ihre Verwendbarkeit im Grundbau behandelt werden. Bezüglich ihrer sonstigen Eigenschaften sei auf die betreffenden Bände dieses Werkes, besonders den ersten Band des vierten Teiles verwiesen.

Die Lebensdauer eines Bauwerkes hängt in hohem Maße von der Unzerstörbarkeit seines Grundwerkes ab. Da dieses aber meist einer dauernden Überwachung entzogen ist, können Beschädigungen, die an ihm auftreten, oft erst erkannt werden, wenn sich ihre Folgen schon am Bauwerk selbst zeigen. Dann ist es für eine Ausbesserung oder Auswechslung der zerstörten Teile entweder zu spät, oder diese Arbeiten verursachen große Schwierigkeiten und bedeutende Kosten. Die Verwendbarkeit der Baustoffe im Grundbau muß demnach in erster Linie nach ihrer Widerstandsfähigkeit gegen die mannigfachen zerstörenden Einflüsse beurteilt werden, auf die im nachstehenden eingegangen werden soll.

b) Holz.

Als zerstörende Einflüsse sind zwei Gruppen zu unterscheiden, die chemischen und physikalischen Gefahren, die Gefahren durch Organismen.

Die chemischen und physikalischen Gefahren spielen überall eine Rolle, die organischen im wesentlichen an der See (Bohrwurm) und in den Tropen (Termiten).

Das Holz besitzt, wenn es dauernd unter Wasser bleibt, eine fast unbegrenzte Lebensdauer. In ständiger Berührung mit feuchter Luft und be-

¹⁾ Brennecke: Der Grundbau. 3. Aufl. S. 223 ff. 1906. ²⁾ Beton Eisen 1916, S. 85 ff.

³⁾ Freund: Anwendung der Elastizitätstheorie auf die Berechnung gleichmäßig gestützter Körper usw. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn 1918.

sonders unter wechselnder Einwirkung von Wasser und Luft unterliegt es je nach der Holzart früher oder später der Zerstörung. Die Mittel, die man angewendet hat, um diesen natürlichen Verfall zu verhüten (z. B. durch Tränkungen), sind zwar imstande gewesen, die Lebensdauer des Holzes zu verlängern, einen dauernden Schutz gegen die Zerstörungen haben sie jedoch nicht gewähren können.

Fäulnisgrenze. Es muß deshalb als allgemeine Regel für den Grundbau gelten, daß Holz für dauernde Bauwerkteile im Grundwasser- und gewöhnlichen Flußgebiet nur unterhalb des niedrigsten Wasserstandes, der an der Gründungsstelle erfahrungsgemäß für längere Zeit zu erwarten ist, Verwendung finden darf. Als längere Zeit soll eine solche angesehen werden, bei der das Holz merkbar trocken werden kann, z. B. zwei oder drei Tage. Im Ebbe- und Flutgebiet dagegen kann die Zeit zwischen zwei Mittelwasserständen, die rund sechs Stunden beträgt, in unseren Gegenden nicht als längere Zeit gelten, kann aber in den Tropen bereits gefährlich sein. Mit besonderer Vorsicht ist die Anwendungsgrenze des Holzes bei Gründungen in größeren Städten und an Flußläufen festzulegen, weil hier mit der Möglichkeit einer zeitweisen oder dauernden Absenkung des Niedrigwasserspiegels durch Bauausführungen in der Nähe der Gründungsstelle, Grundwasserabsenkung oder Flußregulierungen, gerechnet werden muß. Dagegen kann man bei Gründungen im Ebbe- und Flutgebiet die Fäulnisgrenze gefahrlos 0,1 m unter dem M.W.-Spiegel annehmen. In einer großen Anzahl von Nordseehäfen ist bei Ufermauergründungen bis zu diesem Wasserstand Holz ohne Nachteile verwendet worden. In Nordenham a. W. liegt z. B. die Fäulnisgrenze 1,75 m über M.N.W. (Ebbe- und Flutgebiet), das ist 0,2 m über M.W. Es sei hierzu auf die im „Seehafenbau“ von F. W. O. Schulze, Band I, S. 218 gegebene Zusammenstellung verwiesen. In den Tropen wird man aber die Fäulnisgrenze wegen der gesteigerten Austrocknungsgefahr tiefer annehmen müssen als bei uns.

Doch auch unterhalb der Fäulnisgrenze sind die Holzteile nicht gegen jede Zerstörung gesichert. Sie unterliegen auch hier der Fäulnisgefahr, wenn sie ständig mit fäulniserregenden Stoffen in Berührung stehen. Solche Stoffe bilden sich hauptsächlich bei stehendem oder sehr schwach fließendem Grundwasser in Bodenarten, die in der Zersetzung begriffene organische Stoffe enthalten.

Physikalische Gefahren spielen eine geringere Rolle. In offenen Wasserläufen müssen die Holzteile vor den mechanischen Angriffen des strömenden Wassers und der von ihnen mitgeführten festen Stoffe (Sinkstoffe, Eisschollen) und vor dem Durchscheuern durch liegende Schiffe geschützt werden. Eine besondere Gefahr droht dem Holz auch durch das Durchweichen. Völlig durchnäßtes Holz hat nach den Untersuchungen von Prof. Lang †, Hannover, gegenüber dem luftgetrockneten Holz nur die halbe Festigkeit.

Gefahren durch Organismen. An den Meeresküsten ist das Holz den Angriffen der in den meisten Meeren vorkommenden holzzerstörenden Lebewesen ausgesetzt. Von diesen Tieren treten an den deutschen Meeresküsten, und zwar in der Nordsee und dem Eingang zur Ostsee, der eigentliche Bohrwurm (*Teredo navalis*) und die Bohrrassel (*Limnoria lignorum*) auf, zu denen sich an anderen Küsten noch der Bohrkrebs (*Chelura terebrans*) gesellt. Die Vermischung von Süß- und Salzwasser in den Flußmündungen tötet den Bohrwurm, so daß er im Brackwasser nicht vorkommt.

Lebensweise und Lebensbedingungen dieser Tiere werden in der unten angeführten Abhandlung¹⁾ eingehend geschildert. Es wird dort unter anderem angegeben, daß die Zone, innerhalb welcher Zerstörungen durch die Bohrwürmer beobachtet worden sind, zwischen dem Mittelwasserspiegel und dem Meeresgrunde liegt, und daß das Vorkommen jener Tiere an einen gewissen gering-

¹⁾ Zentralbl. Bauverw. 1912, S. 394.

sten Salzgehalt des Wassers (etwa 10 vT) gebunden ist. Das ist auch der Grund, weshalb er in der Ostsee mit nur 8 vT Salzgehalt im allgemeinen fehlt. Der Teredo bevorzugt klares, fließendes Wasser. Er ist dadurch besonders gefährlich, daß sich seine Anwesenheit an den Außenflächen des Holzes nur sehr schwer erkennen läßt, weil er als Larve von der Größe eines Stecknadelkopfes in das Holz eindringt, dann von diesem Anfangspunkt in das Holz unter Ausbohren eines Ganges hineinwächst, so daß er seine Zerstörungsarbeit im Inneren des Holzes verrichtet, ohne es wieder zu verlassen, und ohne daß die Zerstörung äußerlich zu erkennen ist. Die Limnoria findet sich dagegen auch in schmutzigem Wasser und bleibt hauptsächlich an der Oberfläche des Holzes, so daß ihr Auftreten frühzeitig festgestellt werden kann.

Bei unseren einheimischen Holzarten geht die Zerstörung durch die Bohrwürmer verhältnismäßig schnell vor sich, dagegen scheinen einige ausländische Holzarten, wie das Greenheart- und Jarraholz, sowie einige Eukalyptusarten den Angriffen besser zu widerstehen. Nach den bisherigen Versuchsergebnissen ist es indessen zweifelhaft, ob eine der genannten Holzarten dauernd den Bohrwürmern zu widerstehen vermag. Auch steht ihrer allgemeinen Verwendung oft die schwierige Beschaffung und der hohe Preis entgegen.

Schutzmaßnahmen gegen den Bohrwurm. Man hat versucht, das Holz durch Tränkung oder Umhüllungen gegen die Angriffe der Holzzerstörer zu schützen. Tränkungen mit sehr starken Kreosotlösungen hatten den Erfolg, daß sie die Lebensdauer des Holzes verlängerten, besonders soll sich eine unter dem Namen Sotor in den Handel kommende Tränkungsflüssigkeit gut bewährt haben. Das beste Verfahren scheint heute das Rüpingsche Verfahren der Tränkung mit Teeröl zu sein, das von den Rütgerswerken, Berlin, ausgeführt wird. Es besteht darin, daß die Stämme in großen, eisernen Zylindern erst durch Luftleermachen von allem Saft befreit werden, dann unter Druck mit Teeröl getränkt werden, bis auch die Zellwände gefüllt sind, worauf dann der Inhalt der Zellräume wieder durch Luftleermachen herausgesogen wird. Die Zellwände bleiben aber dabei gefüllt und damit widerstandsfähig gegen den Bohrwurm. Die Tränkung dringt einige Zentimeter tief in den Stamm ein und schützt mit Sicherheit. Wird die getränkte Schicht zerstört, dann kann der Bohrwurm eindringen. Nicht zweckmäßig sind die Verfahren der Einhüllung der Pfähle mit dem teuren Kupfer. Hierzu gehört das mehrfach angewendete Beschlagen der Holzteile mit Kupferplatten oder breitzköpfigen Nägeln. Ein besonders kostspieliges, aber sicheres Verfahren ist das Umkleiden der freistehenden Pfahlteile mit Ton- oder Eisenbetonröhren, das vielfach in Nordamerika ausgeführt worden ist (Eng. Rec. 1909, S. 67). Der Hohlraum zwischen dem Pfahl und den Schutzhüllen wurde dort mit Sand oder Beton ausgefüllt. In neuerer Zeit hat man an Stelle der Betonrohre auch den Pfahl mit einer Betonhülle umgeben, die nach dem Betonspritzverfahren (Torkret) aufgebracht wurde¹⁾, wobei vorher Drahtgewebe um den Pfahl gelgt wurde. Einen zuverlässigen Schutz können solche Umhüllungen nur gewähren, wenn sie selbst vor Beschädigungen bewahrt bleiben.

Bei der geringen Sicherheit aller dieser Schutzmittel vermeidet man bei Gründungen an Meeren, die holzzerstörende Lebewesen enthalten, am besten alle freistehenden Holzteile. Erweist sich z. B. in solchem Falle die Ausführung eines hochstehenden Pfahlrostes als besonders zweckmäßig, so muß dieser an der Wasserseite durch eine Spundwand aus Kupferstahl²⁾, Eisenbeton oder eine Betonschürze abgeschlossen und mit Boden hinterfüllt werden.

Weitere Holzzerstörer sind verschiedene Pilzarten, deren Wachstum durch im Holze vorhandene Feuchtigkeit und Mangel an Licht und Luft (stehende,

¹⁾ Förster: Nordamerikanische Seehafentechnik. Werft, Reederei, Hafen 1925.

²⁾ Dortmunder Union.

wassergesättigte Luft) begünstigt wird. Der gefährlichste dieser Pilze ist der Hausschwamm (*Merulius domesticus*). Jedoch können auch *Merulius silvester* und *Polyporus vaporarius* große Zerstörungen verursachen.

Da die Keime dieser Pilze wegen ihrer Kleinheit (4 Mill auf 1 mm³) nur schwer zu erkennen sind, muß man darauf sehen, nur trockenes Holz zum Bau zu verwenden. Wenn das Holz direkt mit Mauerwerk in Verbindung kommt, muß man es vor der Mauerwerksfeuchtigkeit schützen.

Vom Schwamm befallenes Holz macht sich durch eigentümlichen, süßlichen Geruch bemerkbar. Beim Anklopfen gibt es einen dumpfen Klang und ist im fortgeschrittenen Zustand vollkommen vermorscht¹⁾.

Wo das Holz allen diesen zerstörenden Einflüssen nicht ausgesetzt ist oder ihnen entzogen werden kann, ist es wegen seiner leichten Bearbeitbarkeit und der meist geringen Beschaffungskosten ein sehr brauchbarer Baustoff für Grundwerke. Weitgehende Verwendung findet es ferner für die Hilfsbauten des Grundbaues, z. B. für Gerüste und Baugrubenumschließungen.

c) Eisen.

Die bisher üblichen Eisen- oder Stahlsorten besitzen eine lange Lebensdauer, wenn der Zutritt von Sauerstoff und damit das Rosten verhindert oder sehr verlangsamt wird. Dazu gehört vor allem, daß die den wechselnden Einwirkungen des Wassers und der Luft ausgesetzten Eisenteile ständig überwacht, und daß die gegen die Rostgefahr angewendeten Schutzmittel dauernd unterhalten werden können. Wo diese Bedingungen im Grundbau nicht erfüllbar sind, ist es als selbständiger Baustoff für Grundwerke von längerer Dauer wenig geeignet, und muß durch Kupfereisen oder Kupferstahl ersetzt werden, siehe nächste Seite.

Die größte Gefahr besteht für das Eisen genau wie für das Holz in der Berührungszone zwischen Luft und Wasser. Hier rostet es im ungeschützten Zustand sehr schnell. In der Luft allein oder ganz unter Wasser rostet es langsamer, ganz im Boden sehr langsam. Die Rostungsgeschwindigkeit ist ganz abhängig von der Erneuerung des Sauerstoffes an der Eisenfläche. Eine Rostschicht, die nicht durch Strömung usw. immer wieder abgespült wird, verlangsamt das Rosten. Schlickfall beschleunigt es, so daß man so bauen soll, daß sich der Schlick nicht auf Nietköpfe oder Blechkanten lagern kann. Man soll daher Außennietköpfe versenken, obere Bleche nach außen legen.

Es sind durch Dr. Ederhof, Siegen, Untersuchungen über die Lebensdauer von freistehendem Eisen im Seewasser gemacht worden. Die Lebensdauer darf bei dreifacher statischer Sicherheit als erschöpft gelten, wenn $\frac{2}{3}$ des Querschnitts weggerostet ist. Daraus folgt, daß dicke Eisen eine längere Lebensdauer besitzen als dünne.

Dr. Ederhof²⁾ fand, daß 9 mm starke \perp -Eisen in der Kenterzone in Wilhelmshaven in 23—25 Jahren 6 mm abgerostet waren, die Lebensdauer beträgt also die genannte Zeit in dieser Zone. In der Seeluft über Wasser wäre die Lebensdauer für 9 mm Walzeisen rd. 75 Jahre. Im Kiesboden würde sie etwa 150 Jahre, im Kleiboden 300 Jahre betragen, immer vorausgesetzt, daß nicht besondere chemische Einflüsse, wie Moorsäuren u. dgl., einwirken.

Zu ähnlichen Ergebnissen kommen die Untersuchungen von Oberbaurat Kölle, Bremen³⁾. Kölle stellt fest, daß eiserne Spundwände durch Anstrich über Wasser und eine Eisenbetonschürze unter Wasser an der Wasserseite so

¹⁾ Prof. Glinzer: Baustoffkunde. Leipzig: Ludwig Degener. — Dr. C. Merz: Der Hausschwamm und die übrigen holzerstörenden Pilze. Dresden: Richard Lincke.

²⁾ Dr.-Arbeit Ederhof, Siegen; Techn. Hochschule Hannover.

³⁾ Kölle, Bremen: Rostgefahr und Lebensdauer eiserner Spundwände. Z. f. B. 1925, Nr. 4.

gut wie vollkommen gegen Rosten geschützt werden können, ferner, daß sich an der Rückseite im Sandboden eine aus Eisen und Sandkörnern bestehende, Rost verhindernde Schutzschicht bildet. Der anfänglich entstehende Rost bildet bald mit den Sandkörnern eine feste Kruste, die das Weiterrosten verhindert. Kölle schließt aus seinen Untersuchungen, daß eiserne Spundwände eine Lebensdauer von 80—120 Jahren besäßen, wobei 120 Jahre wahrscheinlich in den meisten Fällen erreicht werden würden, da ja zudem die Beanspruchung geringer würde, weil der Erddruck infolge Setzens des Hinterfüllungsbodens geringer geworden wäre, als man in der Rechnung angenommen hätte.

Hiernach ist es durchaus berechtigt, z. B. eiserne Spundwände im Sandboden ohne Schutz für Dauerbauten zu verwenden. Auch im offenen Wasser, sowohl im Süß- als auch im Salzwasserbereich werden eiserne Spundwände vielfach ohne Schutz verwendet. Man gibt sich dann stillschweigend zufrieden damit, daß die Lebensdauer nur einige Generationen beträgt. Man hat nur nötig, die schweren Profile zu verwenden, bei ihnen geht die Eisendicke nicht unter 9 mm herab, so daß dann die Lebensdauer 75 Jahre im Salzwasser wäre. Will man aber ganz sicher gehen, dann wird man das Eisen durch einen anderen Baustoff, besonders Beton, einhüllen und damit allen Gefahren sicher entziehen oder Cu-Stahl anwenden. Für die Herstellung von Bauwerken untergeordneter Bedeutung und vorübergehender Dauer sowie als Baustoff für die Hilfsmittel zur Bauausführung (Baugrubenumschließungen) wird es stets ungeschützt verwendet.

Eine ganz gewaltige Entwicklung dürfte sich jetzt durch die jetzt fabrikmäßig geglückte Herstellung von Kupferstahl ergeben. Durch Zusatz gewisser Kupfermengen kann der Rostwiderstand des Eisens und damit seine Lebensdauer erhöht werden. Nach amerikanischen Versuchen soll bei 0,25% Kupferzusatz die geringste Rostneigung eintreten. Die Herstellung dieses Stahles bietet Schwierigkeiten und erfolgt in einem besonderen Verfahren. Durch Versuche in ihrer Versuchsanstalt haben die Vereinigten Stahlwerke A.-G., Abteilung Deutsch-Luxemburgische Bergwerks- und Hütten-A.-G., Dortmund den Einfluß verschiedener Säuren auf gewöhnlichen Baustahl und auf gewisse Stahl-Kupferlegierungen untersucht. Die Versuche erfolgten als Schnellversuche. Abb. 54a und 54b zeigen in übersichtlicher Weise das Verhalten von gewöhnlichem Baustahl und dem „Kupferstahl“ in 1%iger Schwefelsäure und in 1%iger Salzsäure. Diese Versuche ergaben, daß der gewöhnliche Baustahl in Schwefelsäure (1%) nach 25 Tagen, in Salzsäure (1%) nach 28 Tagen 50 vH durch Rosten verliert, während der Kupferstahl Nr. 4 in der gleichen Zeit nur 12 und 16 vH verlor. Dieser Kupferstahl hat für diese starken Säuren danach eine 3- bis 4mal so große Lebensdauer, wie der gewöhnliche Baustahl; während der Mehrpreis nur rd. 10 M/t (Mitte 1926) mehr beträgt. Die Versuche sind auch in Essig- und Ameisensäure mit ähnlichem Ergebnis gemacht worden. Langjährige Versuche in Seewasser usw. stehen noch aus, lassen aber auch ähnliche Ergebnisse erwarten. Man sollte daher heute bei Verwendung von Eisen unter Wasser nur noch das rostfeste Kupfereisen, oder falls gleichwertige andere Eisensorten folgen sollten, auch diese vorschreiben.

Für diese Zwecke sollte man stets sog. Festigkeitsmaterial verwenden. Während die gewöhnlichen Larßen-Spundwände der Gelsenk. Bergw.-Gesellsch. Dortmund z. B. 40 bis 50 kg/qmm Festigkeit bei 22 vH Mindestdehnung besitzen, haben ihre Spundwände aus Festigkeitsmaterial 50 bis 60 kg/qmm bei 20 vH Mindestdehnung. Dieses letztere Material wurde z. B. im November 1925 für 170 M/t gegen 160 M/t des gewöhnlichen Materials verkauft. Larßenbohlen aus Festigkeitsmaterial gestatten aber eine vielfache Rammung mit wiederholtem Ausziehen, wie es für Baugrubenumfassungen usw. nötig ist.

Das Rosten des Eisens kann praktisch als eine chemisch-physikalische Wirkung bezeichnet werden, denn zu einem starken Verrosten gehört die mechanische

Entfernung der jeweiligen Rostschicht durch mechanische Einflüsse wie Wellen, Eis usw. Das Eisen unterliegt aber auch weiteren mechanischen Einflüssen, besonders bei Gründungen von Wehren und ähnlichen Bauwerken. So sind z. B. bei dem Wehr in Dörverden a. W. 85 mm starke Stahlplatten innerhalb

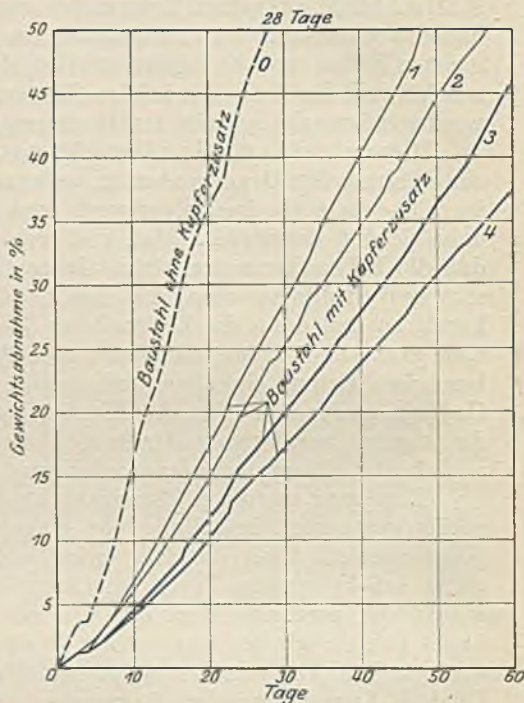
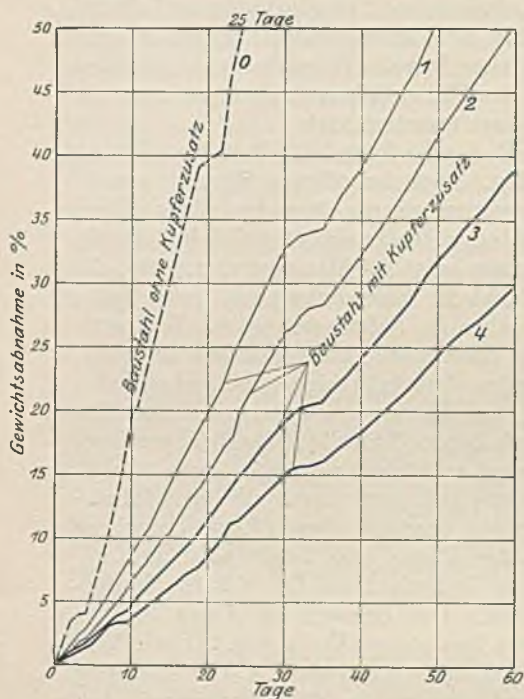


Abb. 54 a und 54 b. Versuchsergebnisse mit gewöhnlichem Baustahl und Kupferstahl.
Abb. 54 a. In Schwefelsäure. Abb. 54 b. In Salzsäure.

von elf Jahren an einzelnen Stellen durch Sand völlig durchgeschliffen worden; gewöhnliche Winkeleisen sind stellenweise so zerschliffen, daß der Zusammenhang gelöst war usw. Solche Fälle sind im Grundbau selten, man soll aber stets prüfen, ob sie nicht eintreten können. Die Wichtigkeit des Eisens im Grund- und Wasserbau nimmt ständig zu, so daß sich heute bereits der „Eisenwasserbau“ zu einem besonderen Zweig entwickelt hat. Es ist an der Technischen Hochschule Hannover hierfür sogar ein besonderer Lehrstuhl errichtet worden.

d) Mauerwerk und Beton.

1. Haltbarkeit steinartiger Baustoffe.

a) Allgemeines.

Mauerwerk und Beton werden als steinartige Stoffe bezeichnet, weil bei ihnen, wie bei den natürlichen Gesteinen, die Druckfestigkeit die Zugfestigkeit so überwiegt, daß letztere oft vernachlässigt wird. Es sind vorwiegend druckfeste, aber nicht zug- und biegungsfeste Stoffe, im Gegensatz z. B. zu Eisenbeton. Es besteht heute noch vielfach der Glaube, daß Mauerwerk und Beton nahezu unvergänglich seien. Tatsächlich sind so weitgehende Unterschiede mit anderen Baustoffen nicht vorhanden, wenn auch die Gefahren meist geringer sind. Die Gefahren liegen einmal in der Möglichkeit schlechter Herstellung, die viel größer sind als z. B. bei Eisen, das in großen Fabriken

hergestellt wird, dann aber auch in äußeren Einflüssen, deren Vorhandensein nicht immer einfach festzustellen ist. Der geringere Preis, die größere Leichtigkeit der Formgebung dieser Baustoffe und letzten Endes auch die größere Lebensdauer unter guten Verhältnissen werden aber immer ein Grund bleiben, sie so weitgehend wie möglich auch dort zu verwenden, wo sonst auch Eisen verwendet werden könnte.

Die Lebensdauer dieser Baustoffe hängt von der richtigen Auswahl und Zusammensetzung ihrer Bestandteile und von der auf ihre Verarbeitung verwendeten Sorgfalt ab. Die Angriffe, denen sie widerstehen müssen, sind physikalischer, chemischer und organischer Natur.

β) Die verschiedenen Herstellungsarten des Betons.

Stampf-, weicher oder Gußbeton. Bei Ausführungen im Trocknen wurde der Beton bei uns früher ausschließlich als Stampfbeton verarbeitet; seit einiger Zeit hat sich daneben, besonders im Grund- und Wasserbau, auch der in Amerika vielfach verwendete Gußbeton Eingang verschafft. Die „Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“¹⁾, 2. Aufl. 1926, enthalten eingehende Anweisungen für die Zusammensetzung, Zubereitung, Verarbeitung, Einschalung usw. der beiden Betonarten.

Der Gußbeton²⁾ hat durch den Fortfall der Stampfschichten, die selbst bei genügender Sorgfalt in der Ausführung leicht zu Trennfugen werden können, und infolge der Verwendung flüssiger Betonmasse gegenüber dem Stampfbeton den Vorzug größerer Einheitlichkeit und höherer Dichtigkeit. Das sind nach den vorausgegangenen Erörterungen über die Zerstörungseinflüsse Eigenschaften, die seine Verwendung im Grundbau besonders empfehlen, und denen gegenüber seine geringere Festigkeit nicht erheblich ins Gewicht fällt, da die Beanspruchungen der meisten Teile der Grundwerke verhältnismäßig gering sind.

Die höhere Festigkeit des Stampfbetons in den Betonproben beruht dabei zum großen Teile auf der besseren Herstellung des Betons im Laboratorium gegenüber dem Baustellenbeton, während der Gußbeton im Laboratorium und auf der Baustelle gleich ist. Man vergleicht somit die höhere Festigkeit des Laboratorium-Stampfbetons mit der geringeren des Baustellengußbetons, während man in beiden Fällen Baustellenbeton vergleichen müßte³⁾.

Weicher Beton. Diese Betonart enthält so viel Wasser, daß sie sich nicht mehr stampfen, aber noch nicht gießen läßt. Es ist die technisch beste Betonart, deren Kosten wegen der schwierigen Behandlung aber höher sind als die des Gußbetons, ohne daß die technischen Vorteile die Mehrkosten im allgemeinen aufwiegen könnten.

Schüttbeton. Der bei Unterwassergründungen verwendete Schüttbeton kann als Sack-, Kasten- oder Trichterbeton hergestellt werden. Er wird später eingehend behandelt.

γ) Wasserdichtigkeit des Betons.

Zur Herstellung möglichst dichten Betons, den aus wiederholt genannten Gründen viele Grundwerke erfordern, bedarf es neben ausreichendem Wasser-

¹⁾ Die ersten amtlichen Preussischen Vorschriften über die Verwendung von Gußbeton wurden in den Grundzügen vom Verfasser ausgearbeitet.

²⁾ Stadlmann: Gußbeton-Erfahrungen beim Schweizerischen Talsperrenbau. Hoch- und Tiefbau A.-G. Zürich 1926. — Vgl. auch Franzius, O.: Mehr Wasser. Z. Arch. Ing.-Wes. 1912, S. 33 und: Stampfbeton unter Preßluft. Z. Arch. Ing.-Wes. 1912, S. 50. — Brennecke: Stampfbeton unter Preßluft. Z. Arch. Ing.-Wes. 1912, S. 119. — Sympher: Mehr Wasser. Z. Arch. Ing.-Wes. 1912, S. 60. Dr. Agatz: Bauingenieur 1926.

³⁾ Franzius, O.: Laboratorium-Beton. Z. Arch. Ing.-Wes. 1912. Ferner „Das Wesen des Gußbetons“ von Dr. G. Bethke, Berlin. Berlin: Julius Springer 1914.

zusatzes der Verwendung von methodisch zueinander abgestimmten Sandsorten und Zuschlagstoffen. Feiner Sand, grober Sand, Kies oder Steinschlag sollen sich so ineinanderfügen, daß möglichst wenig Hohlraum entsteht. Würde man z. B. bei Steinschlag mit 50 vH Hohlraum diesen mit grobem Grand von 35 vH füllen, so hätte die Masse $0,5 \cdot 0,35 = 17,5$ vH Hohlraum. Kann man den Grand mit Feinsand füllen, der 30 vH Hohlraum hat, dann bleibt nur $17,5 \cdot 0,3 = 5,25$ vH Hohlraum, der durch Zement zu füllen wäre. Diese Zahlen werden natürlich praktisch nicht erreicht, zeigen aber den Weg. Die Forderung lautet somit: möglichst kleine Hohlräume, satte und reichliche Ausfüllung der Hohlräume durch einen Überschuß an Bindemitteln und Mörtel, innige Mischung aller Bestandteile. Von den zahlreichen Verfahren, die gebraucht werden, um Beton und Mörtel möglichst vollkommen wasserundurchlässig zu machen oder wasserdicht abzuschließen, wurden einige schon im Laufe der vorstehenden Betrachtungen erwähnt. Sie lassen sich in drei Gruppen gliedern:

1. Umhüllung der vom Wasser berührten Flächen des Betonkörpers mit wasserdichten Stoffen (z. B. Asphalt, Isolierpappe, Asphaltfilzplatten, Bleiplatten usw.), meist nach vorherigem Verputzen mit dichtem Mörtel, heute häufig durch Torkretieren mit der Zementkanone.

2. Anstrich der vom Wasser berührten Flächen nach dem Austrocknen mit wasserabhaltenden Stoffen, ebenfalls in der Regel nach vorhergehendem Verputzen mit dichtem Mörtel (z. B. Siderosthen, Inertol, Nigril usw.).

3. Anmachen des Betons oder Mörtels mit gewissen Zusätzen, die die Masse wasserdicht machen sollen (z. B. Traß, Asphalt- oder Bitumenemulsion, Ceresit, Seifenlauge, Alaun, Sika usw.).

Im einzelnen kann auf diese Verfahren hier nicht eingegangen werden, dazu sei u. a. auf die unten genannten Abhandlungen verwiesen¹⁾.

Diese Maßnahmen können nur dann von dauerndem Erfolg sein, wenn die angewendeten Dichtungsmittel selbst unter den an der Verwendungsstelle herrschenden Verhältnissen dauernd den Wasserangriffen widerstehen können. Sie müssen daher sorgfältig ausgewählt und, wenn sichere Erfahrungen fehlen, eingehend auf ihre Haltbarkeit und Zweckmäßigkeit unter den vorliegenden Verhältnissen geprüft werden. Die Umhüllungen und Anstriche erfüllen ihren Zweck nur, wenn sie vollkommen lückenlos, die Zusätze nur, wenn sie ganz gleichmäßig im Beton oder Mörtel verteilt sind. Sie müssen also mit größter Sorgfalt und unter ständiger zuverlässiger Aufsicht ausgeführt oder verarbeitet werden. Umhüllungen und Anstriche sind durch besondere Vorkehrungen gegen jede Beschädigung zu schützen. Die Umhüllungen müssen ferner möglichst innig mit den zu schützenden Flächen verbunden werden, damit sie sich nicht loslösen und dadurch dem Wasser die Möglichkeit geben, auf den Betonkörper zu wirken. Die Anstriche und Zusätze verringern fast durchweg die Festigkeit des Betons oder Mörtels; allerdings scheint diese Wirkung bei einigen Dichtungsmitteln nur vorübergehend zu sein und sich später auszugleichen. Bei Anstrichen ist dieser nachteilige Einfluß nach den vorliegenden Versuchen geringer als bei Zusätzen. Das Dichtungsmittel Sika soll bei vollständiger Dichtung die Festigkeit erhöhen, s. S. 51.

δ) Physikalische Zerstörungseinflüsse.

Zu dieser Gruppe gehören die Einwirkungen der Hitze, des Frostes, der Wellen, des strömenden Wassers, sowie der vom Wasser mitgeführten festen Körper (Sinkstoffe, Eisschollen) und elektrischer Ströme.

¹⁾ Beton Eisen 1911, S. 15, 286, 307, 348, 423; 1912, S. 365; 1912, S. 301; Mitt. Materialpr.-Amt 1913, S. 69 ff., 80 ff.; Dt. Bauz. E. 1916, S. 107 ff.; Z. Bauw. 1919, S. 659. Deutsche Bergwerks-Zeitung, Sonder-Nr. Sept. 1926.

Die Hitze ist als ein die Zerstörung vorbereitender Einfluß wichtig. Da die Bauten durchweg während der warmen Jahreszeit ausgeführt werden, so bilden sich in der kalten Jahreszeit durch Zusammenziehung Kälterisse, wenn nicht durch besonders eingelegte Dehnungsfugen gegen das Auftreten dieser Risse Fürsorge getroffen wird.

Die Zerstörungen durch den Frost entstehen dadurch, daß Wasser in die Risse und Hohlräume der betreffenden Körper eindringt und infolge der beim Gefrieren eintretenden Raumvergrößerung eine Sprengwirkung ausübt. Den sichersten Schutz gegen die Einwirkungen des Frostes bietet demnach die Einlegung von Ausdehnungsfugen und die Verwendung von Baustoffen, die so dicht sind, daß sie das Eindringen des Wassers unmöglich machen. Dort, wo der Frost längere Zeit auf die Bauwerksteile einwirken kann, dürfen für die Herstellung des Mauerwerkes und als Zuschläge für den Beton also nur Steine verwendet werden, die eine möglichst geringe Aufnahmefähigkeit für Wasser haben und wetterbeständig sind. Diese Forderung ist bei den meisten Grundwerken ohne Bedeutung. Wenn sie im Boden stehen, dann sind sie unter der Frostgrenze sicher; wenn sie im Wasser stehen, ist eine Einwirkung des Frostes in einer Tiefe von etwa 0,5 m unter dem tiefsten Wasserstand kaum noch zu erwarten. Liegen sie nicht frostsicher, kann man durch eine dichte Außenhaut die Aufnahme von Wasser verhindern, und dann verhält sich das Grundwerk nicht anders wie jedes aus Ziegeln erbaute Haus, das im Winter nicht geheizt wird, wie z. B. manche Lagerhäuser usw.

Mörtel und Beton müssen in möglichst dichten Mischungen mit größter Sorgfalt hergestellt und eingebaut und während des Erhärtens vor Auswaschungen geschützt werden.

Strömendes Wasser. Die Widerstandsfähigkeit gegen die mechanischen Angriffe der Wellen und des strömenden Wassers und der von ihm mitgeführten Körper hängt in erster Linie von der Härte und Zähigkeit¹⁾ der Baustoffe ab. In dieser Beziehung ist ein Mauerwerk aus guten, festen²⁾, natürlichen (Hartgesteinen) oder künstlichen Steinen dem Beton in der Regel überlegen. Man versieht deshalb den Beton häufig dort, wo er mit dem Wasser in Berührung kommt, mit einer Verblendung aus widerstandsfähigerem Mauerwerk (Brückens Pfeiler, Kaimauern). Diese Verblendung ist auch ein Schutz gegen Frostangriffe. Gegen Ausschleifungen durch Sand in strömendem Wasser scheint kein Material unbedingten Schutz gewähren zu können. So sind bei dem Weserwehr in Döberden Granitplatten, die als Abdeckung des Wehrgrundwerkes verwendet wurden, an einzelnen Stellen bis zu 15 cm innerhalb der Frist von 11 Jahren ausgeschliffen worden. Solche Wirkungen treten aber nur an ganz ungünstigen Stellen auf. Hier spritzte das Wasser wie durch eine Düse durch einen engen Zwischenraum, so daß die Wirkung wie bei einer Sandstrahlpumpe eintrat.

e) Chemische Zerstörungserrscheinungen.

Zerstörungen durch chemische Vorgänge sind zu befürchten, wenn das mit dem Grundwerk in Berührung stehende Wasser Stoffe enthält, die eine Zersetzung oder Veränderung einzelner Bestandteile des Mauerwerks oder Betons bewirken können. Häufig lösen diese chemischen Vorgänge nebenbei physikalische Zerstörungswirkungen aus.

Bodensäuren und sulfathaltige Wässer. Hierher gehören zunächst die Erscheinungen, die an Grundwerken aus Beton in moorigem Boden oder

¹⁾ Zähigkeit = Ertragen großer Formänderung bei starkem Widerstand ohne Zerstörung des Gefüges.

²⁾ Z. Bauw. 1911, S. 132; Zentralbl. Bauverw. 1908, S. 624; Dt. Bauz. 1908, S. 153 und S. 466.

unter dem Einfluß bestimmter Grundwässer beobachtet worden sind. Anfänglich wurden die Zerstörungen ausschließlich der Einwirkung bestimmter Säuren (Schwefelsäure und freie Kohlensäure) zugeschrieben. Die Säuren, die sich unter gewissen Vorbedingungen im Grundwasser bilden¹⁾, sollen mit dem freien Kalk der verwendeten Mörtelbinder leicht lösliche Verbindungen eingehen, die ausgelaugt werden. Den dadurch bewirkten Zerfall des Betons soll eine bei den chemischen Umwandlungen eintretende Raumvergrößerung, ähnlich wie bei der Frostwirkung beschleunigen.

Weitere Beobachtungen²⁾ zeigten jedoch solche Zerstörungen auch in Grundwässern, die nur sehr geringe Mengen von freier Säure enthielten, dagegen durchweg einen großen Gipsgehalt hatten. Zunächst wurde diese Erscheinung ausschließlich als Folge der Raumvergrößerung angesehen, die beim Auskristallisieren des in den Beton eingedrungenen Gipswassers eintritt. Nach dem Ergebnis der weiteren Untersuchungen³⁾ scheint jedoch auch die chemische Einwirkung des Gipswassers auf den Zementmörtel bei diesen Zerstörungen eine wichtige Rolle zu spielen. Danach soll das in den Beton eindringende Gipswasser bei gleichzeitigem Vorhandensein von Wasser, freiem Kalk und Tonerde eine Doppelverbindung Kalziumsulfoaluminat (auch Zementbazillus genannt) bilden, die unter Raumvergrößerung auskristallisiert und dadurch das Gefüge des Betons zerstört. Weitere im Grundwasser enthaltene schwefelsaure Salze, wie schwefelsaures Natrium und andere, sollen mit dem freien Kalk des Zements die entsprechenden Hydrate und Gips bilden und damit mittelbar in der gleichen Weise wirken. Als völlig abgeschlossen können diese Untersuchungen jedoch noch nicht gelten. Wenn die Erklärungen zutreffen, so sind allgemein Grundwässer, die freie Schwefelsäure oder schwefelsaure Salze enthalten, oder bei denen die Vorbedingungen für das Entstehen dieser Verbindungen vorhanden sind, für den Bestand in ihnen errichteter Betonbauwerke gefährlich und erfordern daher besondere Schutzmaßnahmen. Besonders groß ist die Gefahr, wenn die Bauwerke unter einseitigem Wasserdruck stehen und infolgedessen von dem gefährbringenden Wasser durchdrungen werden können, wie z. B. Schleusen, Wehre, Hellinge, Ufermauern, Tunnel usw.

Als Schutzmittel gegen diese Zerstörungen werden empfohlen: Sicherung des Betons gegen Eindringen des gefährbringenden Wassers und Verwendung von Bindemitteln, die die gefährlichen chemischen Umwandlungen nicht zulassen. Gegen das Eindringen des Wassers schützt die Verwendung einer möglichst dichten Betonmischung. Daneben kommen die Umhüllung des Bauwerkes innerhalb des Wasserbereiches mit übereinander geklebter Asphaltpappe, Verblendung der vom Wasser berührten Flächen mit Klinkermauerwerk in sehr fettem Zementmörtel und dichtende Schutzanstriche in Frage. Die letzten Mittel schützen natürlich nur so lange, als sie völlig unversehrt sind.

Vielfach soll sich bei solchen Zerstörungserscheinungen ein Schutzanstrich mit Inertol bewährt haben. Bei der Ausführung der Schöneberger Untergrundbahn⁴⁾ umschloß man in einer Strecke, die durch mooriges Grundwasser führte, die Pfeiler, auf denen der Bahnkörper ruhte, mit einem Spundwandkasten, der durch den Moorboden hindurch bis in den guten Baugrund hinabreichte und beseitigte in ihm den Moorboden unter Wasserhaltung. Sohle und Wände

¹⁾ Z. Bauw. 1911, S. 132; Zentralbl. Bauverw. 1908, S. 624; Dt. Bauzg. 1908, S. 153 und S. 466.

²⁾ Scheelhaase: Beitrag zur Frage der Betonzerstörung durch sulfathaltige Grundwasser (Moorboden). Z. Arch. Ing.-Wes. 1913, Nr. 16, S. 127.

³⁾ Zentralbl. Bauverw. 1917, S. 104, 215, 252, 292, 354, 408 und 1919, S. 520 ff. Beton Eisen 1914, S. 337.

⁴⁾ Gerlach: Die elektrische Untergrundbahn der Stadt Schöneberg. Z. Bauw. 1911, S. 132.

der so erhaltenen Baugrube wurden vor dem Einstampfen des Betons mit einer Klinkerschicht und einer dreifachen Asphaltpappschicht verkleidet.

Als Bindemittel, die gegen die chemischen Einflüsse der schwefelsauren Salze unempfindlich sind, werden empfohlen: Erzzement, weil ihm die zur Bildung des Zementbazillus erforderliche Tonerde nahezu fehlt, Hochofenzemente, weil sie keinen freien Kalk enthalten und auch bei der Erhärtung nur in geringen Mengen abspalten, und schließlich Zuschläge, die den beim Erhärten des Portlandzementes frei werdenden Kalk binden, wie der an löslicher, verbindungsfähiger Kieselsäure reiche Traß¹⁾.

Als bestes Sicherungsmittel darf heute Sika²⁾ gelten. Sika wird in verschiedenen Arten, je nach der Art des angreifenden Wassers, hergestellt. Es sind ungefähr 6 bis 7 verschiedene Arten erhältlich. Es wird im allgemeinen von der Fabrik selbst angebracht und zwar in einer Menge von 10 bis 20 l auf 1 cbm Beton. Das Mittel wird flüssig verwendet. Die Erfolge sind gemäß den vorgelegten Zeugnissen vorzüglich. Die Schweizer Bundesbahnen verwenden seit Jahren dieses Mittel zur Dichtung der Gebirgstunnel, wobei die Dichtung oft gegen den Wasserdruck und gegen herausspritzendes Wasser verwendet worden ist. Die Zusammensetzung des Mittels ist unbekannt. Es sind dem Mittel anscheinend weitere Stoffe beigemischt, die die Feststellung der wirksamen Bestandteile erschweren. Es ist heute möglich, mit Sika völlig dichten Beton herzustellen, wobei die Festigkeit des Betons im Gegensatz zu anderen Mitteln nicht ab-, sondern zunimmt, und zwar in merkbarem Maße.

Es dürfte nicht ausgeschlossen sein, daß man an Stelle der Steinverblendungen in Zukunft oft mit besserem Erfolge homogen mit hochgeführte Verblendungen aus Sikabeton verwenden könnte. Diese Ausführung hätte den Vorteil, keine Trennfuge zwischen Beton und Verblendung zu erzeugen.

Bei der neuen Emdener Seeschleuse, die in Grundwasser mit großem Gehalt an Schwefelwasserstoff, anderen Schwefelverbindungen, freier Kohlensäure, Chlormagnesium usw. steht, wurde die Sohle der Betonkörper aus zwei Klinkerschichten in fettem Traß-Zementmörtel hergestellt, die mit einer $\frac{1}{2}$ cm starken Teer-Goudronschicht abgedeckt waren. Der Beton des aufgehenden Mauerwerkes wurde in der Schleusenammer durch Verblendung mit Klinkern in fettem Zement-Traßmörtel ($1 : \frac{1}{2} : 2\frac{1}{2}$) und an der Rückseite durch einen Rappputz aus Zement-Traßmörtel ($1 : \frac{1}{2} : 3$) mit zweimaligem Siderosthen-Lubrose-Anstrich geschützt. Schließlich ließ man das abgesenkte Grundwasser erst wieder ansteigen, als die Betonkörper mindestens vier Wochen lang im Freien abgebunden hatten, da erfahrungsgemäß die Zerstörungsgefahr während des Abbindens am größten ist. Baudirektor Dr.-Ing. e. h. Zander, Magdeburg, der Erbauer der Schleuse, steht nach seiner Angabe aber auf dem Standpunkt, daß es zweckmäßiger wäre, auch die Außenwände der Schleusen mit Klinkern zu verblenden; die Kosten würden nicht wesentlich höher sein, die Sicherheit aber größer.

Es muß feststehender Grundsatz im Grundbau werden, daß bei allen wichtigeren Gründungen zugleich mit den Bodenproben Grundwasserproben entnommen und sorgfältig untersucht werden. Ferner sind mit dem gefundenen Grundwasser Beton- und Mörtelproben herzustellen, die während der Erhärtung den Einwirkungen jenes Wassers auszusetzen sind.

Seewasser. Ähnliche Zerstörungen erleidet der Beton unter dem Einfluß des Seewassers. Die Erforschung der Ursachen dieser Erscheinung kann trotz

¹⁾ Mönch: Bericht 91 zum Int. Schiff-Kongreß 1912. Zentralbl. Bauverw. 1915, S. 582 ff. — Zander: Untersuchungen über das Verhalten von Mörtel und Betonmischungen mit Traßzusatz beim Bau der neuen Seeschleuse in Emden. Z. Bauw. 1914, S. 415 ff. — Zander: Erweiterung des Emdener Hafens.

²⁾ Fabrik von Kaspar Winkler in Durmersheim bei Karlsruhe.

zahlreicher eingehender Versuche¹⁾ noch nicht als abgeschlossen angesehen werden. Zum Teil sind auch diese Zerstörungserscheinungen der Einwirkung der im Seewasser enthaltenen schwefelsauren Salze auf die Mörtelbildner zuzuschreiben. Es scheint aber bei Verwendung des sehr langsam abbindenden Kalktraßmörtels (Trockendocks der Marine in Kiel und Wilhelmshaven) der Magnesiumgehalt des Seewassers eine Rolle bei der Zersetzung großer Teile des Betons dieser Docks gespielt zu haben, denn es hatte sich an Stelle des kieselsauren Kalks kieselsaure Magnesia in großen Mengen gebildet. Diese Verbindung wird aber nicht härter als Quarkkäse, so daß der Beton auseinanderfiel. Bei den gleichen Docks hatte sich aber der reine Portlandzementbeton gut gehalten. Die Verwendung von Kalktraßmörtel ist deshalb im Seewasser unbedingt zu verwerfen, während er im Süßwasser, bei Talsperren, Wehren usw. mit gutem Erfolg angewendet worden ist. Dasselbe gilt aber nicht etwa von dem Zementtraßmörtel, der vorzüglich ist. Die Zerstörungsgefahr scheint auch bei den Seewasserzerstörungen während des Abbindevorganges am größten zu sein.

Als wirksame Schutzmittel gegen die Angriffe des Seewassers werden auf Grund von Versuchen neben sorgfältiger Auswahl des Sandes und der Zuschläge folgende Maßnahmen empfohlen²⁾: Verwendung möglichst dichter, für das Seewasser undurchdringlicher Betonmischungen (Beton, dessen Mörtel eine schwächere Mischung als 1:3 besitzt, ist im allgemeinen nicht dicht genug, um lange Widerstand leisten zu können); möglichst glatte und dichte Oberflächen der Betonkörper, die das Eindringen des Seewassers verhüten; möglichst langes Abbinden des Betons in Wärme und in feuchter Luft, bevor er den Einwirkungen des Seewassers ausgesetzt wird, wenn möglich so lange, bis die Kalkabspaltung aus den Bindemitteln aufhört, möglichst Anmachen des Betons mit Süßwasser; Verwendung von Bindemitteln bester Beschaffenheit, die reich an Kieselsäure, arm an Tonerde und Eisenoxyd sind und möglichst geringen Gehalt an freiem Kalk haben; bei Verwendung kalkreichen Zementes Ersatz eines Teiles des Zementes durch kieselsäurereiche Zuschläge, wie Traß oder die in Italien gebräuchliche Puzzolanerde oder schließlich die Verwendung besonderer Zemente, wie Hochofen- und Erzzement. Heute tritt als wichtiges Mittel zur Erzielung vollkommener Dichtigkeit „Sika“ oder gleichwertige Mittel hinzu.

Versuche auf Norderney haben ergeben, daß sich Belastungssteine der Bühnen mit Erzzement 10 Jahre lang fast unverändert gehalten haben, trotz der starken Wellenangriffe, während die zur Probe an gleicher Stelle verwendeten Steine mit Portlandzement sehr schlecht gehalten haben. Bei letzteren sind viele Zerstörungen zu beobachten. Die Steine mit Erzzement stehen heute, 1926, fast ebensogut aus wie die auch verwendeten Basaltsteine.

ζ) Organische Einflüsse auf Grundwerke aus Beton.

Die Einflüsse von Pilzen, Pflanzen und Tieren auf Grundwerke sind im Binnenlande selten, können an der See aber gefährlich werden. So kommen in der See Bohrmuscheln vor (Pholas), die Bauwerke aus Kalkstein durchlöchern können. Das Meer um Helgoland enthält z. B. solche Bohrmuscheln. Der Beton ist nur dann durch solche Muscheln gefährdet, wenn der Zuschlag dem an dieser

¹⁾ Vgl. beispielsweise die Berichte des XII. Int. Schiff.-Kongr. 1912 zu dieser Frage. Dt. Bauzg. Betonteil 1909, S. 107, sowie Prof. Gary: *Mittel. Materialpr.-Amt. Jg. 1909, H. 5 u. 6.*

²⁾ Dt. Bauzg. E., 1919, S. 89 ff. — Dr.-Ing. Gary: *Beton im Meere. Zentralbl. Bauverw. 1915, S. 223.* — Rohland: *Das Verhalten des Betons gegen Meerwasser. Zentralbl. Bauverw. 1919, S. 533 ff.* Das Verhalten von bewehrtem Beton im Seewasser. *Zentralbl. Bauverw. 1919, S. 533* Beton im Seewasser.

Küste vorkommenden Gestein entnommen ist. Beton aus fremdem Gestein bleibt verschont. Versuche in Amerika haben darüber Gewißheit ergeben. Pflanzen haben aber auf die Grundwerke ebenso wie Pilze keinen nennenswerten Einfluß.

e) Eisenbeton.

Die vorstehenden Ausführungen über Beton gelten sinngemäß auch für Eisenbeton, sofern das Eisen durch den Beton dem Einfluß von Luft und Wasser entzogen ist. Ist das aber nicht sicher der Fall, dann gelten auch die Ausführungen über die Gefährdung von Eisen. Eisenbeton gehört statisch zu den biegungsfesten Baustoffen, wie Holz und Eisen, hinsichtlich der chemischen, physikalischen und organischen Gefährdung aber gemäß vorstehenden Zeilen bei guter Ausführung zu den steinartigen Stoffen. Er nimmt somit eine besondere Ausnahmestellung ein. Da wir aber Eisenbeton erst seit etwa drei Generationen kennen, dürfen wir noch nicht alle die Erfahrungen, die wir an Steinbauten seit Jahrhunderten gemacht haben, auf ihn anwenden. Diese Bemerkung gilt im übrigen auch für unsere modernen reinen Betonbauten.

Die Eisenbewehrung des Eisenbetons darf nach den bisherigen Erfahrungen als gegen die zerstörenden Einflüsse des Wassers und der Luft geschützt angesehen werden, wenn sie von einer wenigstens 3 cm starken Schicht guten, dichten Mörtels mit einwandfreien, raumbeständigen Bindemitteln eingehüllt ist, und wenn durch entsprechende Bemessung des Eisenbetonkörpers das Entstehen von Zugrissen im Beton verhütet wird. Die Benutzung des Seewassers als Anmachewasser scheint für die Haltbarkeit der Eiseneinlagen von Nachteil zu sein¹⁾. Besondere Sorgfalt erfordert das Verlegen der Eiseneinlagen an den Berührungsflächen zwischen Grundwerk und Baugrund, da an ihnen bei stark feuchtem Baugrunde mit einer teilweisen Entziehung des Mörtelgehaltes aus den äußeren Betonschichten gerechnet werden muß.

Elektrische Ströme.

Besondere Gefahren drohen dem Eisenbeton durch die Einwirkung des elektrischen Stromes. Das Verdienst, auf die Gefahren der elektrischen Ströme für den Eisenbeton zuerst hingewiesen zu haben, besitzt Professor Gehler in Dresden. Die Gefahr ist überall dort vorhanden, wo große Elektrizitätswerke bestehen, die die Erde als Rückleitung benutzen. Diese Ströme können die Eiseneinlagen des Betons als Leiter benutzen und dann dort, wo Unterbrechungen dieser Einlagen bestehen, durch Hindurchgehen durch den Beton in ihm Zerstörungen anrichten. Aus diesem Grunde sind die Berliner Untergrundbahnbauten, die den Gründungen zuzurechnen sind, mit einer Hülle aus vierfacher Asphaltappage umgeben worden, die das Eindringen vagabundierender elektrischer Ströme verhütet. Die Gefahr besteht vorwiegend bei ausgedehnten Grundwerken, Untergrundtunnels, Rohrleitungen aller Art aus Eisenbeton. Es ist hier geraten, sorgsam darauf zu achten, daß die längslaufenden Eiseneinlagen fortlaufend leitend miteinander verbunden sind.

f) Anwendungsgebiete der verschiedenen Baustoffe.

1. Holz, Eisen oder Eisenbeton.

Die Anwendungsgebiete dieser Baustoffe sind ohne weiteres aus den vorstehenden Ausführungen gegeben. Ein kurzer Hinweis ist nur nötig für Spundwände und Pfähle. Man wird für Baugrubenumfassungen, die wieder verwendet

¹⁾ Generalbericht von Sewell über: „Die Verwendung des Eisenbetons bei Wasserbauten“ zum XII. Int. Schiff.-Kongr. in Philadelphia 1912.

werden sollen, nur Eisen gebrauchen dürfen, weil mit einer Wiederverwendung von Holzwänden fast nie gerechnet werden kann. Auch Eisenbetonspundwände können in diesem Falle fast nie in Frage kommen. Für dauernde Verwendung können unter Wasser hölzerne Wände gewählt werden, sie werden aber wegen ihrer geringen Dichtigkeit meist den eisernen unterlegen sein. Eisenbetonwände können gleichfalls selten dicht hergestellt werden, sie können aber nach der Rammung oft nachträglich gedichtet werden; das Verfahren ist aber unsicher.

Für Pfahlgründungen ist heute noch in den meisten Fällen der Holzpfehl der billigere, nur dort, wo der Pfahlkopf nicht unter dem niedrigsten Wasserstand steht, muß zum Eisenbetonpfahl oder einem zusammengesetzten Pfahl aus Holz und Eisenbeton gegriffen werden. Eisenpfähle kommen nur ganz selten vor, so daß auf sie hier nicht näher eingegangen zu werden braucht.

2. Mauerwerk und Beton.]

Mauerwerk wird im Grundbau als Trocken- und Mörtelmauerwerk verwendet. Jedoch wird Trockenmauerwerk als Blockbauweise bei Molen usw., also bei sehr schwierigen Unterwassergründungen, in den seltenen Fällen ausgeführt, in denen die Anwendung einer anderen Bauweise unzumutbar ist. Wegen des fehlenden Zusammenhanges zwischen seinen Einzelheiten ist gewöhnliches Trockenmauerwerk bei ungleichmäßigen Belastungen und ungleichartigem Baugrunde nicht imstande, den Anforderungen zu genügen, die an einen Baustoff des Grundbaues gestellt werden müssen. Für Beton und Mörtelmauerwerk wird im Grundbau fast ausschließlich hydraulischer Mörtel verwendet, da alle Grundwerke mehr oder weniger den Einwirkungen des Wassers ausgesetzt sind.

Vor- und Nachteile von Beton und Mörtelmauerwerk. Mit der zunehmenden Vervollkommnung der Betonausführungen ist das Mörtelmauerwerk aus natürlichen oder künstlichen Steinen auf vielen Gebieten des Grundbaues immer mehr durch den Beton verdrängt worden. Bei richtiger Zusammensetzung und sachgemäßer Ausführung besitzt der Beton eine Reihe von Eigenschaften, die ihn dem Mörtelmauerwerk überlegen machen und einen Teil der neueren Gründungsverfahren überhaupt erst möglich gemacht haben. Er ist widerstandsfähiger gegen Zug- und Druckwirkungen als Mauerwerk und gestattet die Herstellung einheitlicher Körper ohne Stoß- und Lagerfugen sowohl im Trocknen als auch unter Wasser. Herstellung und Verarbeitung des Betons gestatten wohlfeilere Arbeitskräfte und die weitgehende Verwendung von Maschinen, ermöglichen also eine erheblich schnellere Ausführung. Dagegen hängt in viel höherem Maße als beim Mauerwerk die Widerstandsfähigkeit gegen Zerstörungseinflüsse von der richtigen Auswahl, Zusammensetzung und Verarbeitung seiner Bestandteile, und die Güte seiner Ausführung von einer gewissenhaften und zuverlässigen Aufsicht ab.

3. Beton oder Eisenbeton.

Eisenbeton hat gegenüber dem Mörtelmauerwerk und Beton den Vorzug größerer Widerstandsfähigkeit gegen Druck- und besonders Zug- und Schubbeanspruchungen und läßt der Formgebung mehr Freiheit. Infolge dieser Eigenschaften kann er auch für Bauwerksteile verwendet werden, die früher auf Kosten der Einheitlichkeit des Bauwerkes aus Holz oder Eisen hergestellt werden mußten. Diesen Baustoffen ist er durch das Nichtfaulen, Nichtrosteln im Wasser, also Unabhängigkeit vom Wasserstand (Fäulnisgrenze!) und die größere Lebensdauer (gegenüber Eisen) überlegen. Die Anwendung verwickelter Eisenbetonkonstruktionen ist jedoch nur möglich, wenn das Grundwerk oder wenigstens seine Eisenbetonteile im Trocknen ausgeführt werden können. Eisen-

einlagen in Sohlen usw. können aber auch bei Schüttbeton (unter Wasser) angebracht werden. (Die Wiederherstellung der Schleppzugschleuse in Hemelingen.) Güte und Widerstandsfähigkeit des Eisenbetons hängen in noch höherem Maße als beim Beton von der sorgfältigen Auswahl, Zusammensetzung und Verarbeitung der Bestandteile ab. Es sei dazu auf die Bestimmungen verwiesen.

Im Grundbau wird der Eisenbeton hauptsächlich für Grundwerke verwendet, die infolge ungleichmäßiger Belastung und ungleichartiger Beschaffenheit des Baugrundes großen Beanspruchungen ausgesetzt sind, bei Pfahlgründungen dient er als Ersatz für Holz, vorzüglich geeignet ist er schließlich für Grundwerke, deren Eigengewicht trotz hoher Beanspruchung wegen geringer Tragfähigkeit des Baugrundes niedrig bleiben muß. Bei den Eisenbetonausführungen des Grundbaues ist besonders zu berücksichtigen, daß die Stand sicherheitsberechnungen der Grundwerke auf wesentlich unsichereren Grundlagen beruhen, als die der auf ihnen ruhenden Bauwerke des Hoch- und Brückenbaues. Die bei diesen gebräuchlichen und erprobten leichten aufgelösten Ausführungsweisen sind deshalb für den Grundbau in vielen Fällen nicht geeignet. Daher besitzen selbst Eisenbetonkonstruktionen im Grundbau meist eine gewisse Massigkeit

D. Einfluß der verschiedenen Gesichtspunkte auf die Gründung und Übersicht der Gründungsarten.

a) Wahl der Gründungsschicht.

Hat man sich durch Bodenuntersuchungen und Belastungsproben über die Beschaffenheit und Tragfähigkeit des Baugrundes sowie über die Wasser- verhältnisse an der Gründungsstelle (chemische Untersuchung) Klarheit verschafft, so ist an Hand der gefundenen Ergebnisse unter Berücksichtigung von Art und Zweck des Bauwerkes zunächst die Frage zu entscheiden, welche der angetroffenen Bodenschichten für die Gründung in Anspruch genommen werden soll.

Erfordert der Zweck des Bauwerkes eine möglichst vollkommene Unbeweglichkeit des Grundwerkes, so muß dieses unter allen Umständen auf tragfähige und möglichst unnachgiebige Bodenschichten gesetzt werden. Sind solche an der in Aussicht genommenen Gründungsstelle nicht vorhanden, so ist das Bauwerk an einen Platz zu verlegen, der günstigere Baugrundverhältnisse aufweist. Derartig weitgehende Forderungen braucht man jedoch nur sehr selten an die Unbeweglichkeit des Grundwerkes zu stellen.

Für die meisten Bauwerke sind Setzungen innerhalb gewisser Grenzen unbedenklich, wenn nur die einzelnen Bauwerksteile an diesen Bewegungen in gleichem Maße teilnehmen. Gefährlich sind, wie auf S. 19 dargelegt wurde, nur die Setzungsunterschiede, wie sie bei Gründungen auf nachgiebigem Baugrunde zu erwarten sind, wenn die Verteilung der Bauwerklasten ungleichmäßig oder die Beschaffenheit des Baugrundes ungleichartig ist. Liegen solche Verhältnisse vor, so wird man gleichfalls möglichst davon Abstand nehmen, die weniger tragfähigen und nachgiebigen Bodenschichten für die Aufnahme des Grundwerkes heranzuziehen. Das gleiche ist zu empfehlen, wenn die Gleichmäßigkeit der Belastung durch geringe Bewegungen des Bauwerkes in Frage gestellt werden kann (z. B. bei Flüssigkeitsbehältern), oder wenn der an sich gleichartige Baugrund sich unter einer Belastung wie eine Flüssigkeit verhält. Sind in einem dieser Fälle feste, unnachgiebige Bodenschichten an der Gründungsstelle in erreichbarer Tiefe nicht vorhanden, so muß für eine mög-

lichst weitgehende Lastverteilung auch auf die tieferliegenden Bodenschichten (schwebende Pfahlgründung) gesorgt und die zulässige Baugrundbelastung möglichst niedrig bemessen werden.

Bestehen gegen eine Gründung auf etwa anstehenden weniger tragfähigen Bodenschichten keine Bedenken, so wird die Frage, ob sie oder die besseren Schichten für die Gründung in Anspruch zu nehmen sind, im wesentlichen zu einer Kostenfrage, deren Entscheidung von der Höhenlage des guten Baugrundes, von den Wasserverhältnissen und den verfügbaren Baustoffen abhängt.

b) Anwendung verschiedener Gründungsarten beim gleichen Bauwerke.

Bei diesen Erwägungen wurde stillschweigend vorausgesetzt, daß die einzelnen Teile des Bauwerkes durchweg in der gleichen Weise gegründet werden. Das ist durchaus erwünscht und im allgemeinen auch als Grundsatz festzuhalten, weil verschiedene Gründungsarten ein verschiedenes Verhalten gegenüber Belastungen zeigen. Es besteht deshalb bei Bauwerken, deren einzelne Teile in verschiedener Weise gegründet sind, die Gefahr ungleichmäßiger Setzungen in erhöhtem Maße.

Die Anwendung verschiedener Gründungsarten bei dem gleichen Bauwerke ist jedoch nicht zu umgehen, wenn einzelne Teile des Bauwerkes besonders starken Belastungen ausgesetzt sind (z. B. Maschinengründungen), wenn an einzelne Bauwerksteile besonders weitgehende Anforderungen bezüglich der Unbeweglichkeit gestellt werden müssen, oder wenn schließlich die Beschaffenheit des Baugrundes unter dem Bauwerke stark wechselt. Man verhütet in solchen Fällen ungleichmäßige Setzungen durch sehr niedrige Bemessung der zulässigen Baugrundbelastung. Noch besser schützt man sich vor den nachteiligen Folgen der Setzungsunterschiede durch Einlegung von Trennungsfugen zwischen den verschiedenen gegründeten Teilen durch das ganze Bauwerk hindurch. Die Einzelteile können sich dann unabhängig voneinander bewegen, ohne Zerstörungen des Bauwerkes durch ungleiche Bewegungen hervorzurufen. Durch elastische Dichtungen können solche Fugen sogar völlig wasserdicht gemacht werden, ohne das die gegenseitige Beweglichkeit darunter litte.

c) Übersicht über die Gründungsmöglichkeiten bei den verschiedenen Baugrund- und Wasserverhältnissen.

1. Allgemeines.

Nach den vorstehenden Darlegungen spielt das Vorhandensein von gutem oder schlechtem Baugrund für die Wahl der Gründungsart eine große Rolle. Aber schon daraus, daß die gleichen Gründungsarten für guten und für schlechten Baugrund angewendet werden, nur in verschiedenen Abmessungen mit verschiedenen Bodenbeanspruchungen, geht hervor, daß die grundsätzliche Einteilung nicht nach der Baugrundgüte erfolgen kann. Auch aus der Tatsache, daß der Begriff der Baugrundgüte ein sehr schwankender ist, daß man oft sehr zweifelhaft sein wird, ob man den Baugrund zu den guten oder zu den schlechten rechnen soll, folgt das gleiche¹⁾. Wesentlich wichtiger erscheinen folgende Einflüsse:

1. die Höhe des Wasserspiegels über der gewählten Gründungsschicht,
2. die Möglichkeit, eine Wasserhaltung einzurichten, d. h. das Wasser vorübergehend während der Bauausführung zu beseitigen oder nicht;
3. die Tiefenlage der Gründungsschicht unter dem Gelände und, in Ver-

¹⁾ Vgl. auch Brennecke: Der Grundbau, 3. Aufl., S. 175. 1906.

bindung mit Punkt 1, die Schwierigkeit (Pumpkosten), bei Gegebenheit von Bedingung 2 die Wasserhaltung durchzuführen;

4. die Art des Wasservorkommens, Süßwasser oder Seewasser, Gefahr durch Bohrwurm, Moorsäure, Sulfate usw.;

5. die für den Bauplatz erreichbaren Stoffe und die wirtschaftliche und technische Zulässigkeit ihrer Verwendung.

Von allen diesen Einflüssen sind die drei ersten Punkte die wichtigsten. Es wird sich fast immer die Untersuchung um die Frage drehen, kann man im Trockenem oder im Nassen gründen, muß man im ersten Falle die Baugrube künstlich trocken halten oder nicht. Hierdurch soll auch klar hervorgehoben werden, daß jeder Versuch, Gründungsarbeiten ohne Rücksicht auf das Wasservorkommen zu behandeln, eine Unmöglichkeit ist. Es wird kein Hochbauunternehmer, wenn er nicht zugleich weitreichende Erfahrungen im Wasserbau besitzt, mit Erfolg das Gebiet der Gründungen behandeln können. Die Frage, ob und wie man der Wasserschwierigkeit Herr wird, ist tatsächlich auch für den Grundbau die ausschlaggebende, sie muß zuerst geklärt werden; dann kann man überlegen, welche der verschiedenen Baumethoden man anwenden will. Es soll somit die folgende Besprechung gegliedert werden in die Hauptgruppen, Gründung ohne Wasserhaltung, Gründung mit Wasserhaltung, gemischte Gründungen.

2. Gründung ohne Wasserhaltung.

1. Aushub einer offenen Baugrube mit geböschten oder abgestützten Seitenwänden und Aufmauern oder Aufbetonieren von Streifen- oder Pfeilerfundamenten.

Die Bauart ist überall dort möglich, wo der gute Baugrund über dem Grundwasserstand liegt. Der Baugrund wird bei diesem Verfahren meist nicht ungewöhnlich tief liegen, weil tief liegende Grundwasserspiegel selten sind. Es kann aber manchmal z. B. im Bereiche von Eisenbahn- oder Kanaleinschnitten (die bis 25 m unter Gelände reichen können) vorkommen, daß der Grundwasserstand 20 m oder mehr unter Gelände liegt; dann ist diese Bauweise auch bis zu dieser Tiefe mit bestem Erfolg anwendbar.

2. Schaffung einer offenen Baugrube im Schutze von Spundwänden oder Fangdämmen, Ausbaggerung unter Wasser und Herstellung eines massiven Fundamentes durch Schüttung von Beton unter Wasser. Diese Bauweise kann ohne Wasserhaltung durchgeführt werden und kommt bei Erbauung massiver Brückenfundamente usw. vor.

3. Schüttung von Sand-, Kies- oder Steinlagen auf guten oder schlechten Baugrund im Trockenem oder unter Wasser, zur Herstellung druckverteilender Unterlagen. Die Schüttung von Wellenbrechern usw. aus Sand oder Steinen gehört nur dann hierher, wenn durch die Schüttung nur das Grundwerk, nicht aber das Bauwerk selbst geschaffen wird¹⁾.

4. Versenken von einzelnen Blöcken in offener Baugrube, aus denen unter Wasser das Grundwerk zusammengesetzt wird.

5. Versenken von Steinkisten mit nachheriger Füllung durch Schüttsteine.

¹⁾ Man könnte oft zweifelhaft sein, ob man nicht die Schüttung von ganzen Wellenbrechern auch im Grundbau behandeln sollte. Es handelt sich hierbei aber tatsächlich meistens nicht um die Herstellung eines Grundwerkes, das einen anderen Bau tragen soll, sondern Grundwerk und Bauwerk hängen so innig zusammen, daß ein Unterschied kaum gemacht werden kann. Sogar dann, wenn man einen Wellenbrecher im unteren Teil aus Steinschüttung herstellt, darauf aber z. B. Blockbau oder ähnliches setzt, ist die Unterteilung in Grundwerk und Bauwerk mehr formaler Natur, denn auch in diesem Falle werden Grundwerk und Aufbau gleich beansprucht und unterliegen gleichen Gefahren.

6. Absenken großer fertiger Bauwerksteile (bei Ufermauern).

7. Brunnengründung usw. Die Bauart beruht darauf, daß brunnenartige Hohlkörper von Gerüsten aus unter schwerer Belastung abgesenkt werden, wobei kennzeichnend ist, daß die Beton- oder Mauerarbeit immer über dem Grund-, Fluß- oder Seewasserstand erfolgt. Es ist eine Gründungsart ohne Wasserhaltung. Die Brunnengründung wird vorwiegend bei tief liegendem Baugrund (bis zu etwa 20 m unter Gelände) angewendet bei hoch oder tief liegendem Grundwasserstand, von dessen Höhenlage sie unabhängig ist.

8. Pfahlgründung. Es werden Holz-, Eisen- oder Betonpfähle eingerammt, eingeschraubt oder nach Herstellung von Löchern im Boden nach besonderem Verfahren hergestellt und auf sie die Bauwerke gesetzt. Bei Holzpfählen muß, wie bereits erwähnt, die Oberkante unterhalb der Fäulnisgrenze liegen; das kann durch Abschneiden der Pfahlköpfe unter Wasser geschehen. Zwischen Bauwerk und Pfahlkopf muß dann eine besondere Fundamentplatte durch Einbringen von Schüttbody hergestellt werden. Vielfach wird man den Wasserstand um das geringe Maß absenken. Die Methode würde dann streng genommen bei dem Verfahren mit Wasserhaltung zu besprechen sein. Bei Verwendung von Betonpfählen wird in der Regel die Pfahl oberkante über dem augenblicklichen Bauwasserstand liegen, die Wasserbewegungen spielen hierbei keine entscheidende Rolle mehr. Die Pfahlgründung wird angewendet bei tief liegendem Baugrund für unmittelbare Druckübertragung in den guten Baugrund und für mittelbare. In letzterem Falle soll durch die Einrammung einer großen Zahl von Pfählen der Baugrund so weit verdichtet werden, daß er wie ein Erdfundament wirkt, das die Kräfte nach den Seiten so weitgehend verteilt, daß die Tragfähigkeit des schlechten Baugrundes innegehalten wird. Die Pfahlgründung ist in der Form von eisernen und Eisenbetonhohlpfählen durch die Firmen Grün & Bilfinger, Louis Eilers bis zur Gründungstiefe von 60 m unter dem Wasserspiegel in Anwendung gebracht worden (Bau der Lidingö-Brücke in Schweden), womit die bisherige größte Gründungstiefe in Europa im Nassen erreicht ist. In gleicher Weise hat man beim Bau des Hudsontunnels eine Tiefe von 75 m überwunden.

9. Versteinerung des Untergrundes durch Einpressen von Zement, so daß der weiche, nicht tragfähige Untergrund in künstlichen Stein verwandelt wird, auf dem man nun unmittelbar gründen kann. Die Bauart kommt bei mitteltiefer Lage des Baugrundes in Frage.

10. Einfrieren des Untergrundes. Es werden Bohrröhren in den Boden eingetrieben (im Bergbau bis über 300 m Tiefe). Zum Fuß der unten geschlossenen Röhren sendet man durch dünne Röhren tiefgekühlte Lauge. Sie steigt im Hauptrohr hoch, fließt der Kältemaschine wieder zu und von dort wieder zum dünnen Rohr usw. Es wird dauernd dem Boden Wärme entzogen, der Boden wird nach Einrammung entsprechend vieler Gefrierrohre in beliebigem Umfang zu einem (Sand-, Lehm-, Ton-) Eisblock zusammengefröhen. Dieser Block hält das Wasser von außen ab. Man kann in diesem Eisblock die Baugrube aussprengen und im Trocknen gründen.

3. Herstellung der Grundwerke mit Wasserhaltung.

1. Herstellung einer offenen Baugrube, aber mit Absenkung des Wassers durch Oberflächenpumpen (sog. „Sümpfen“) und Herstellung beliebiger Grundwerkskörper aus Mauerwerk, Holz, Beton, Eisen usw. Die Bauart ist bei schwer beweglichem Baugrund (grober Sand, Kies) und nicht zu hoher Lage des Wasserspiegels über der Baugrubensohle möglich. Meist wird man heute die weiter unten erwähnte Grundwassersenkung anwenden.

2. Versenken von schwimmenden Kästen durch Belastung bis auf die Baugrubensohle, so daß in dem Schutz des Kastens gearbeitet werden kann. Diese Bauart kommt bei feineren Bodenarten oder bei Vorhandensein strömenden Wassers vor, meist aber nur für Gründungen nicht zu großen Umfanges, wie z. B. Brückenpfeiler usw. Die Versenkung von schwimmenden Hohlkörpern, die einen Teil des Bauwerkes bilden, gehört mit zu dieser Bauart.

3. Herstellen von Baugruben unter Grundwassersenkung zum Zwecke der Herstellung von beliebig gearteten Grundwerkskörpern wie unter 3. 1.

Die Grundwassersenkung wendet die bei der Grundwassergewinnung der Wasserwerke bekannte Methode der Herstellung von Brunnen an, hier aber nicht mit dem Zwecke, Wasser zu gewinnen, sondern mit der Absicht, unter möglichst geringer Förderung von Wasser den Grundwasserstand bis zu der gewünschten Tiefe abzusenken. Das Verfahren wird später ausführlich behandelt.

4. Verwendung von Preßluft.

Preßluftgründungen sind eine Art von Wasserhaltung, bei der das Wasser nicht nach oben von der Baugrubensohle weggehoben wird (Oberflächenpumpen, offene Wasserhaltung) oder nach unten von der Baugrubensohle aus fortgesogen und dann gehoben wird (Grundwasserabsenkung), sondern bei der das Wasser durch Preßluft nach unten weggedrückt wird, so daß es seitlich unter seinem eigenen Druck nach oben entweicht. Wir haben drei Arten zu unterscheiden:

1. Taucherglockengründung. Bei ihr werden die Mauerwerks- oder Betonkörper unter der Taucherglocke, die absatzweise gehoben wird, erbaut. Die Bauart ist in offenem Wasser möglich, nachdem eine Baugrube unter Wasser bis zum guten Baugrund erforderlichenfalls durch Baggerung hergestellt worden ist. Das Wasser in der Glocke wird durch die Preßluft nach unten herausgedrückt.

2. Preßluftschächte. Es werden Hohlzylinder unter Preßluft versenkt, wobei das Wasser gleichfalls nach unten weggedrückt wird. Die Bauart ist durch die nächste Art verdrängt worden.

3. Versenken von verlorenen Arbeitskammern unter Preßluft. Die Wasserhaltung ist die gleiche wie vorher. Es wird ein unten offener Kasten abgesenkt, auf dem spätestens von dem Augenblick an, in dem seine Oberkante unter die trockene Erdoberfläche oder das Wasser kommt, das Grundwerksmauerwerk aufgeführt wird. Alle Preßluftträume der drei Bauarten sind von oben her durch Steigschächte, die durch Preßluftschleusen abgeschlossen sind, zugänglich.

5. Gemischte Gründungen.

Hier brauchen nicht mehr einzelne Baumethoden unterschieden zu werden, weil bei der Gründung alle verschiedenen Arten durcheinander verwendet werden. Man kann eine Baugrube mit Wasserhaltung bis zu einer gewissen Tiefe trocken legen, von der künstlich trocken gelegten Sohle aus Brunnen absenken oder Pfähle hinabrammen. Man kann aus Taucherglocken oder Preßluftkästen Pfähle hinabtreiben (Straußpfähle), kann von Preßluftkästen aus den Untergrund versteinern usw.

d) Gesichtspunkte für die Entscheidung zwischen den verschiedenen Möglichkeiten.

Gestatten die angestellten Bodenuntersuchungen ein sicheres und abschließendes Urteil über die Baugrund- und Wasserverhältnisse, so ergeben sich aus der vorstehenden Übersicht die für den Einzelfall in Frage kommenden Grün-

dungsmöglichkeiten. An Hand der anzustellenden Kostenermittlungen sowie unter Berücksichtigung der verfügbaren Zeit, Baustoffe, Hilfsmittel und Arbeitskräfte ist die Auswahl unter diesen Möglichkeiten zu treffen. So werden z. B. für Auslandsausführungen, die mit ungeschulten Arbeitskräften hergestellt werden müssen, andere Gesichtspunkte für die Entscheidung maßgebend sein, als bei Inlandsbauten. Die Herstellung des Grundwerkes im Trocknen ist, wenn irgend zugänglich, anzustreben, weil sie günstigere Arbeitsbedingungen und eine größere Gewähr für gute Ausführung bietet. Man wird deshalb, wenn möglich, Grundwassersenkung vorsehen, darf aber nicht glauben, daß man es nun mit einer Art von Hochbau zu tun hat; denn die Zufälle bei einer Grundwasserabsenkung können auch derart sein, daß sie das ganze Können des Wasserbauingenieurs verlangen. Die Absenkung des Grundwassers ist bis jetzt stets geglückt, es sind aber Fälle vorgekommen, bei denen der Erfolg nicht ganz den Erwartungen entsprach. Man kann dann dazu kommen, mit Hilfe von Preßluft weiterzuarbeiten oder einen Teil durch Schüttbodyeton auszuführen. Oft wird von vornherein eine Vereinigung mehrerer Gründungsarten zweckmäßig sein.

Blieb bei der Planung eine größere Unsicherheit über die Baugrund- und Wasserverhältnisse trotz der angestellten Untersuchungen bestehen, so empfiehlt es sich, die Gründungsart selbst bei höheren Ausführungskosten so zu wählen, daß im Notfall zu einer anderen, sicher zum Ziele führenden Ausführungsweise übergegangen werden kann.

Die Planung solcher Ausführungen ist besonders schwierig. Es sind aber genügend Fälle bekannt geworden, bei denen man diesen Weg nachträglich beschreiten mußte. Es hat sich dabei manchmal gezeigt, daß eine deutsche Firma das nicht vollendete Werk einer ausländischen nach neueren Methoden fertigstellen mußte.

Zweiter Teil.

Einzelheiten der Grundwerke.

A. Allgemeines.

Es sollen die wichtigsten Einzelheiten der Grundwerke, die den verschiedenen Bauweisen gemein sind, besprochen werden. Hierzu gehören vor allem Pfähle, Spundwände, die Herstellung von Beton, Verblendungen, Isolierungen. Die Pfähle und Wände werden sowohl bei der Herstellung der Baugruben als auch der Bauwerke selbst verwendet, Betonarbeiten spielen bei Baugrubenabschlüssen eine geringere, bei den Bauwerken selbst aber eine ausschlaggebende Rolle. Isolierungen werden heute mit der zunehmenden Verseuchung sowohl der Flüsse als auch selbst des Grundwassers durch Fabrikabwässer immer wichtiger. Nicht besonders besprochen werden sollen Eisenkonstruktionen. Sie sind ein so umfangreiches Kapitel für sich, daß für die Kenntnis der Eisenverbindungen auf Werke über Eisenbau verwiesen werden muß.

Als einzelne Unterabteilungen werden behandelt Pfähle, Pfahl- und Spundwände, Rammung und Tragfähigkeit von Pfählen und Spundwänden, ihre Wiederbesichtigung; dann Beton über Wasser in der Form von Stampf-, Weichbeton und Gußbeton; Beton unter Wasser, Schüttbodyeton mit Sack-, Kasten- und Trichterschüttung; verschiedene Isoliermethoden. Pfahlroste werden bei dem Abschnitt Pfahlgründungen behandelt; desgl. Preßluftherzeugung, Kälteherzeugung usw. bei den entsprechenden Abschnitten.

B. Beschaffenheit, Herstellung und Einbringen von Pfählen und Pfahlwänden.

a) Gewöhnliche Ramppfähle.

Vorbemerkung.

Die Herstellung der Pfahlspitzen wird in diesem Teil mit behandelt, da sie von der allgemeinen Behandlung der Pfähle oder ihrer Herstellung nicht gut zu trennen ist. Das gilt zwar z. T. auch für die Behandlung des Pfahlkopfes, sie hat aber einen solchen Einfluß auf die Rammarbeiten, daß es zweckmäßig erscheint, die Pfahlkopfbehandlung dort mit zu besprechen. Denn auch die Rammringe sind für den Pfahl im Gegensatz zu Pfahlschuhen ähnliche Teile wie die Schlaghauben, sie bilden mehr einen Teil der Rammausrüstung als des Pfahles, von dem sie ja wieder entfernt werden.

1. Holzpfähle.

a) Das Pfahlmaterial.

Als Pfahlmaterial kommen alle geraden (also nicht gedreht gewachsenen) Stämme der härteren Holzarten von der Tanne bis zur Eiche zur Verwendung. Eine besondere Rolle spielt bei uns die Kiefer, die den größten Teil der hölzernen Ramppfähle und Spundbohlen stellt. Eichenpfähle werden gerne als Prell- oder Reibepfähle verwendet, sie sind für andere Zwecke im allgemeinen zu teuer. Aber auch für diesen Zweck werden viel Kiefernpfähle mit Eichenholzaufgabe aus Gründen der Billigkeit gebraucht. Harzreiche Hölzer sind besser als harzarme; Pfähle von magerem Boden sind solchen von fettem Boden vorzuziehen. Rotbuche ist wegen der Kernfäule gefährdet, Föhrenholz wird im Gebirge als hartes und elastisches Bauholz sehr geschätzt, Tannen eignen sich wegen der großen Länge starker Stämme für besonders tief reichende Pfahlroste (Tannen aus dem Harz, dem Schwarzwald usw.). Tannenpfähle wurden vom Verfasser bis zu der ungewöhnlichen Länge von 30 m gerammt. Solche Rammung ist nur in moorigem Boden, wie er bei der genannten Ausführung in Kiel vorlag, möglich. Es handelte sich um die Herstellung von Pfahlbündeln zum Festmachen von Schiffen. Der mittlere Durchmesser dieser Pfähle war 55 cm. Der Durchmesser der Pfähle wird an den beiden Enden und in der Mitte durch eine Meßkette gemessen, deren Endglied als Haken ausgebildet ist und bei dem Einhaken in das entsprechende Glied den Durchmesser an diesem Kettenglied ablesen läßt. Es sind somit nicht die Kettenlängen, sondern die Kreislangen geteilt durch die Zahl π , angegeben. Das Mittel aus den drei Durchmessern gilt als der mittlere Durchmesser. Diese Meßart ist nötig, weil Pfähle oft ein sehr spitzes Wipfelende haben. Solche Pfähle sollten aber durchweg von der Annahme ausgeschlossen werden.

Alles Holz soll möglichst in der saftarmen Zeit im Herbst oder Winter geschlagen sein¹⁾. Die Pfähle werden geschält ingerammt, meist mit dem Wipfelende nach unten. Ausländische Pfähle werden wegen ihres großen Durchmessers oft quadratisch behauen als Ramppfähle verwendet; so wurden z. B. bei den Marinebauten in Dover 1907 quadratische Blaugummipfähle von 50 cm Kantenlänge gerammt. In der Regel werden die Pfähle angespitzt. Wasserbaudirektor Dr.-Ing. e. h. Zander hat aber auch große Mengen ungespitzter Pfähle an der See ohne jede Schwierigkeit bei dem Bau der Molen an der Dievenow-Mündung und bei Hafenbauten in Stolpmünde gerammt, als nicht genug Zimmerleute zum Anspitzen der großen Zahl von Pfählen zu erhalten waren. Die Pfähle hatten einen Durchmesser von 20 bis 40 cm. Bei den stärkeren Pfählen wurde Spülung zu

¹⁾ Vgl. Lang: Das Holz als Baustoff. Kreidels Verlag.

Hilfe genommen. Es hat sich gemäß Angabe so gut wie kein Unterschied in der Rammarbeit gezeigt. Der Vorgang ist durch die Bildung eines Sandkegels unter dem Pfahl zu erklären, der die gleiche Wirkung ausübt wie eine Pfahlspitze¹⁾.

β) Pfahlspitze.

Die Holzpfähle werden zur Verringerung des Eindringungswiderstandes mit einer Spitze versehen, der man gewöhnlich die Form einer vier- oder sechseckigen abgestumpften Pyramide gibt. Die Länge der Spitze beträgt je nach der Bodenbeschaffenheit etwa das $1\frac{1}{2}$ - bis 2fache des mittleren Pfahldurchmessers. Zu schlanke Spitzen sind zu vermeiden, weil sie sich leicht stauchen und dann den Eindringungswiderstand des Pfahles in unerwünschter Weise vergrößern. Die Spitze muß genau in der Pfahlachse sitzen, damit der Pfahl nicht seitlich von der beabsichtigten Rammrichtung abgedrängt wird.

Die Spitze muß abgestumpft werden (Abb. 55), so daß wenigstens eine stumpfe Fläche von 3 cm Durchmesser entsteht. Geschieht das nicht, dann kann bei Auftreffen der scharfen Spitze auf einen größeren Stein an Stelle des Verdrängens des Steines eine Zerstörung der Spitze eintreten. Es würde die Druckfestigkeit der zu kleinen Spitzengrundfläche, die „örtliche Festigkeit“, überschritten werden, so daß sich Aufstauchen mit folgender Aufsplitterung einstellt.



Abb. 55. Sechseckige Holzpfahlspitze.

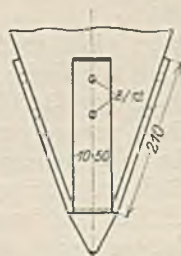


Abb. 56. Schutz der Pfahlspitzen durch eisernen Schuhe.

Abb. 55 und 56. Pfahlspitzen bei hölzernen Pfählen.

γ) Pfahlschuhe.

In Bodenarten mit Holz- oder Steineinlagerungen sowie in groben Geschieben wird die hölzerne Spitze bisweilen durch einen eisernen Schuh verstärkt. Solche Pfahlschuhe sind jedoch nur von Wert, wenn sie sehr sorgfältig und genau gearbeitet und aufgepaßt sind. Wo dies nicht der Fall ist, besteht die Gefahr,

daß der Schuh beim Auftreffen auf ein Hindernis seitlich abgelenkt wird, sich vor den Pfahl legt und dessen weiteres Eintreiben außerordentlich erschwert oder ganz unmöglich macht. Es kommen fast ausschließlich schmiedeeiserne Schuhe zur Anwendung. Gut bewährt hat sich die in Abb. 56 dargestellte Ausführung. Der stumpf abgeschnittene Holzpfahl steht auf einer vollen Stahlspitze mit quadratischer Grundfläche, vier angeschweißte Lappen verbinden die Stahlspitze mit der hölzernen Pfahlspitze. Um zu verhüten, daß die in dem Lappen sitzenden Nägel abgeschert werden, wenn der Pfahl während des Rammens zusammengedrückt wird, sind die Lappen mit länglichen Nagelöchern versehen.

Die Verwendung von Pfahlschuhen ist bei gut geschulten Rammeistern zuzulassen, wenn Hindernisse im Boden vorhanden sind, durch die es möglich ist, hindurchzurammen. Unerfahrene Rammeister werden durch Eisenspitzen leicht dazu verleitet, dem Pfahl mehr zuzumuten, als er aushalten kann. Sie rammen dann so lange, bis der Pfahl nachgibt, wobei statt eines Durchrammens des Hindernisses (dünner Baumstamm, Bretter usw.) ein Aufsplittern des Pfahles in sich eintritt. Ein erfahrener Rammeister merkt die Zerstörung und ersetzt den zerschlagenen Pfahl durch einen anderen; der unerfahrene schädigt das Grundwerk durch Belassen schlechter Pfähle im Boden. Man soll zur Kontrolle der Rammung von Zeit zu Zeit einen Pfahl wieder ausziehen lassen.

¹⁾ Die stumpfen Pfähle wuchteten sich bei Seegang aber leichter aus dem Boden von selbst heraus, als die gespitzen.

Die Durchbildung der Pfahlschuhe bei den Eisenbetonpfählen wird dort behandelt, da die Spitze dieser Pfähle einen konstruktiven Teil des ganzen Pfahles bilden.

2. Betonpfähle.

a) Eisenbetonrammpfähle.

Die Betonpfähle können in zwei Gruppen eingeteilt werden: in die wie die Holzpfähle verwendeten Eisenbetonrammpfähle und in die unmittelbar im Boden hergestellten Betonstammpfähle „Ortpfähle“, die nach Bedarf auch mit Eisen bewehrt werden können.

Die Eisenbetonpfähle bestehen aus einem mit Beton umstampten Gerippe aus Rundeisen oder zusammengenieteten Profileisen. Die Bewehrung durch zusammengesetzte Profileisen ist aber veraltet.

Die Rundeisenbewehrung besteht in der Regel aus einer Reihe von Längseisen, die in der Nähe der Pfahloberfläche verlegt (Längsbewehrung) und in gewissen Abständen in der Querrichtung unter einander verbunden werden (Querbewehrung). Zweck der Längsbewehrung ist die Erhöhung der Biegungs- und Knickfestigkeit des Pfahles gegen die Beanspruchungen, denen er beim Transport und beim Rammen ausgesetzt ist. Die Querbewehrung steift die Längsbewehrung aus und vergrößert die Druckfestigkeit des Betons, die besonders beim Rammen stark in Anspruch genommen wird. Beide Bewehrungen werden weniger durch die Beanspruchungen bedingt, die an dem eingetriebenen Pfahle unter der Bauwerkslast auftreten, als durch die Beanspruchungen, die er bei Einbringen erfährt.

Die Stärke der Längseisen schwankt in der Regel zwischen 16 und 35 mm. Die Art der Querbewehrung ist bei den einzelnen Ausführungsarten außerordentlich verschieden. Sie besteht bei einer Reihe von Patenten aus Rundeisen oder Drähten, die die Längseisen als Bügel oder Schlingen längs des Pfahlumfanges und radial umfassen, bei anderen aus einer fortlaufenden Umschnürung der Längseisen mit Rundeisenspiralen. Ein anderes Patent benutzt das Streckmetall zur Verbindung der Längseisen untereinander (Abb. 57). Um die Erhöhung der Druckfestigkeit nach Versuchen von Emperger¹⁾ zu erzielen, muß die Querbewehrung bereits vor dem Einstampfen des Betons eine gewisse Anfangsspannung besitzen, die durch straffes Anziehen der Bügel und Schlingen erzeugt werden muß. Besonders wirksam ist in dieser Beziehung die Spiralschnürung von Considère (Abb. 58). Am Kopfe und an der Spitze des Pfahles werden die Querbewehrungen wegen der dort herrschenden größeren Druckbeanspruchungen etwas enger gelegt.

Die Längseisen werden am unteren Ende zusammengeführt und mit einem Pfahlschuh in möglichst feste Verbindung gebracht. Die Form des Pfahlschuhes richtet sich, wie die Spitze der Holzpfähle, nach der Bodenart.

Mit großem Erfolg wird bei dem Rammen oft Wasserspülung (siehe S. 95) angewendet. Sollen die Pfähle unter Zuhilfenahme von Wasserspülung eingetrieben werden, so werden oft bei der Beto-



Abb. 57. Eisenbetonpfahl mit Streckmetallumschnürung Bauart Weirich und Reinken.

Abb. 58. Eisenbetonpfahl Bauart Considère.

¹⁾ Hdb. f. Eisenbetonbau, Bd. 3, 2. Aufl., S. 217.

nierung die Kanäle für die Zuführung des Druckwassers nach der Pfahlspitze ausgespart.

Der Querschnitt der Ramppfähle ist in der Regel ein Vieleck, in dessen Ecken die Längseisen liegen. Eisenbetonpfähle mit Kreisquerschnitt kommen wegen der schwierigen Herstellung selten zur Anwendung. Die nebenstehenden Abbildungen zeigen eine Reihe von Eisenbetonpfahlbauarten.

Abb. 59 bis 63 zeigen die Bauart der Firma Züblin & Co. (D. R. P.)¹⁾. Der Pfahlquerschnitt ist ein gleichseitiges Fünfeck (Abb. 60). Der in Abb. 59 dargestellte, früher benutzte sechseckige Querschnitt ist verlassen worden, weil er sich in diagonalen Richtung nicht so gut verschnüren läßt wie das Fünfeck. Bei dem Fünfeck kann man unter Überspringung je einer Ecke eine fortlaufende diagonale Verschnüfung durchführen, bei dem Sechseck nicht. Die Längsbewehrung besteht bei dem

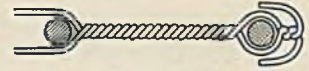


Abb. 62. Verschnüfung der Querbewehrung.



Abb. 59. Sechseckiger Querschnitt der alten Bauweise.



Abb. 60 a u. 60 b. Fünfeckiger Querschnitt der neuen Bauweise mit abwechselnder Querbewehrung in radialer und diagonalen Richtung.



Abb. 61. Loch-eisen für die Ausführung der Verschnüfung.

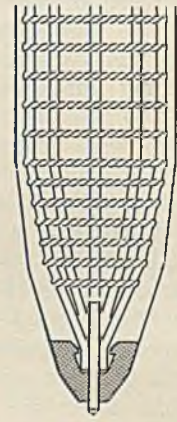


Abb. 63. Längsschnitt durch den Pfahl und Ausbildung des Pfahlschuhes.

Abb. 59 bis 63. Eisenbetonpfähle Bauart Züblin.

Beispiel aus 18 mm starken Rundeseisen, die in den Ecken des Querschnittes angeordnet sind (Abb. 60). Die Querbewehrung ist abwechselnd längs dem Umfang und diagonal gelegt und besteht aus zopfartig zusammengeflochtenen

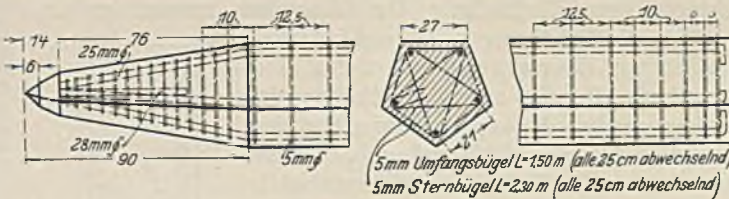


Abb. 64 a u. 64 b. Anordnung der Bewehrung im Längs- und Querschnitt des Pfahles.

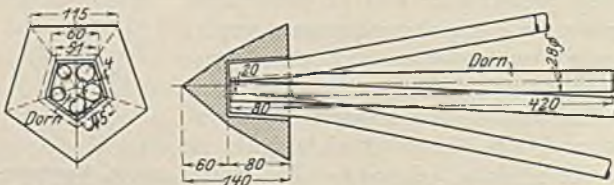


Abb. 65 a u. 65 b. Ausbildung des Pfahlschuhes.
Abb. 64 und 65. Eisenbetonpfahl Bauart Holzmann.

Drähten (D. R. P.), die in der aus Abb. 62 ersichtlichen Weise um die Längseisen gelegt und mit dem Loch-eisen Abb. 61 zusammengedreht werden. Die Längsstäbe sind in einem Schuh (Abb. 63, D. R. P.) zusammengeführt und werden

¹⁾ Zentralbl. Bauverw. 1909, S. 482

hier durch einen von der Pfahlspitze aus eingetriebenen Dorn verkeilt. Soll der Pfahl mit Druckwasser eingebracht werden, so wird in seiner Achse ein Rohr für die Einführung des Druckwassers angebracht und der volle Rundeisenorn an der Pfahlspitze durch einen hohlen Dorn ersetzt.

Abb. 64 bis 65 zeigen die Bewehrung und den Schuh eines ähnlichen von der Holzmann A.-G. benutzten Pfahles. Die Querbewehrung besteht bei

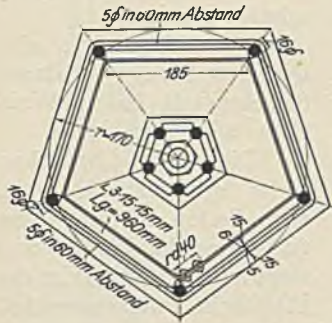


Abb. 66. Querschnitt.

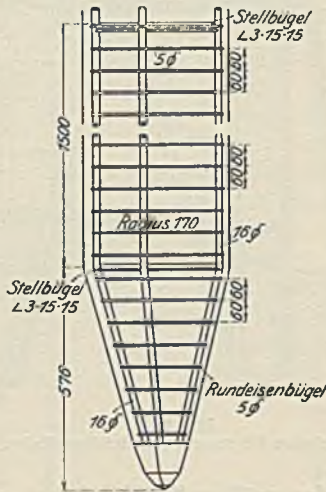


Abb. 67. Pfahlängsschnitt.

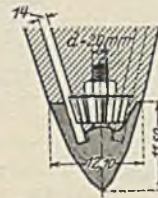


Abb. 68. Ausbildung des Pfahlschuhes.

Abb. 63 bis 68. Eisenbetonpfahl Bauart Wolle.

ihm aus ungeteilten Drahtbügeln, die abwechselnd radial und längs des Umfanges verlegt sind. Die Längsstäbe werden in dem Schuh durch einen vom Pfahlinnern aus eingetriebenen Rundeisendorn verkeilt.

Abb. 66 bis 68 zeigen die Ausführungsweise der Firma Rud. Wolle in Leipzig (D. R. P.). Die aus einem Stück bestehenden Rundeisenbügel sind längs des Umfanges angeordnet. Zwischen ihnen sind in größeren Abständen sogenannte Stellbügel aus Winkelstählen angebracht, die den richtigen gegenseitigen Abstand der Längseisen beim Anziehen der Rundeisenbügel wahren. Die Spitze (Abb. 68, D. R. P.) besteht je nach der Bodenart aus

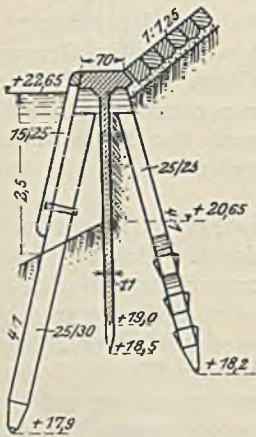


Abb. 69 a. Querschnitt der Uferschälung.

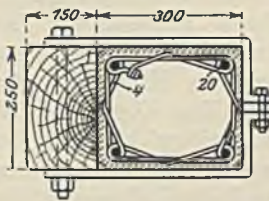


Abb. 69 b. Querschnitt des Druckpfahles.

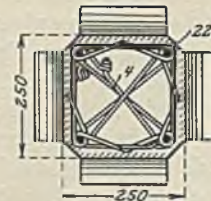


Abb. 69 c. Querschnitt des Zugpfahles.

Abb. 69 a bis 69 c. Uferschälung aus Eisenbeton.

Gußeisen, Hartguß oder Gußstahl. Die Längseisen werden durch ein Keilstück, das durch eine Schraubenmutter vorgetrieben wird, gegen die Wände des Pfahlschuhes gepreßt.

Abb. 58 veranschaulicht die mit einer Drahtspirale umschnürten Considèrepfähle (Ausführungsrecht Wayss und Freytag). Diese Art der Querbewehrung verleiht den Pfählen eine außerordentlich hohe Druckfestigkeit.

Der in Abb. 69¹⁾ dargestellte Pfahlbock gibt ein Beispiel für die Verbindung von Pfählen in Ruhrort. Der Druckpfahl Abb. 69b wurde mit dem Zugpfahl Abb. 69c in der veranschaulichten Weise zu einem Pfahlbock vereinigt,



Abb. 70. Unsymmetrischer Eisenbeton-Pfahl (Amerika).

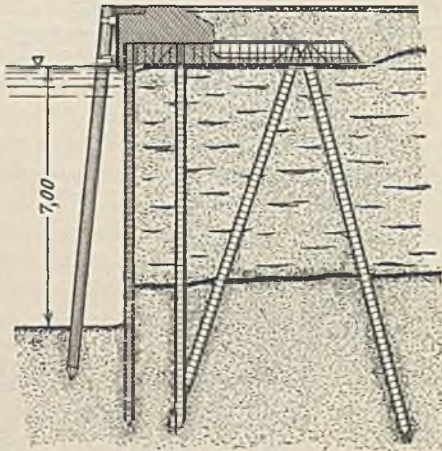


Abb. 71. Eisenbeton Ufermauer im Stettiner Hafen.

gegen den sich die Spundwand einer Uferschälung stützte. Der Zugpfahl ist zur Erhöhung seines Widerstandes mit Wulsten versehen. An anderer Stelle hat man statt dessen den Zugpfählen einen nach unten zunehmenden Querschnitt gegeben.

Abb. 57²⁾ zeigte eine Querbewehrung durch Streckmetall (Patent Weirich und Reinken).

Die Pfähle brauchen nicht symmetrisch nach allen Seiten zu sein. Eine gute amerikanische Form zeigt Abb. 70³⁾, bei der der Pfahl keilförmig angeschärft

ist, und demgemäß eine größere Tragkraft hat, als einer mit parallelen Wänden.

Die Herstellung der Eisenbetonpfähle wird bei der Behandlung der Spundbohlen auf S. 83 u. f. besprochen. Abb. 71 zeigt eine Ufermauer auf Betonrammpfählen mit vorderer Spundwand, wie sie von der Firma Christiani u. Nielsen für den Stettiner Hafen gebaut wurde.

β) Betonstampfpfähle (auch Ortpfähle genannt).

Einteilung. Die verschiedenen Ausführungsweisen der Betonstampfpfähle lassen sich in drei Hauptgruppen teilen. Die Pfähle der ersten Gruppe werden mit Hilfe einer in den Boden getriebenen Form hergestellt, die dauernd im Boden stecken bleibt. Die der zweiten Gruppe werden in eingerammter oder eingebohrter Form betoniert, die während der Betonierung wiedergewonnen wird. Die Pfähle der dritten Gruppe werden ohne Form unmittelbar in ein Erdloch gestampft.

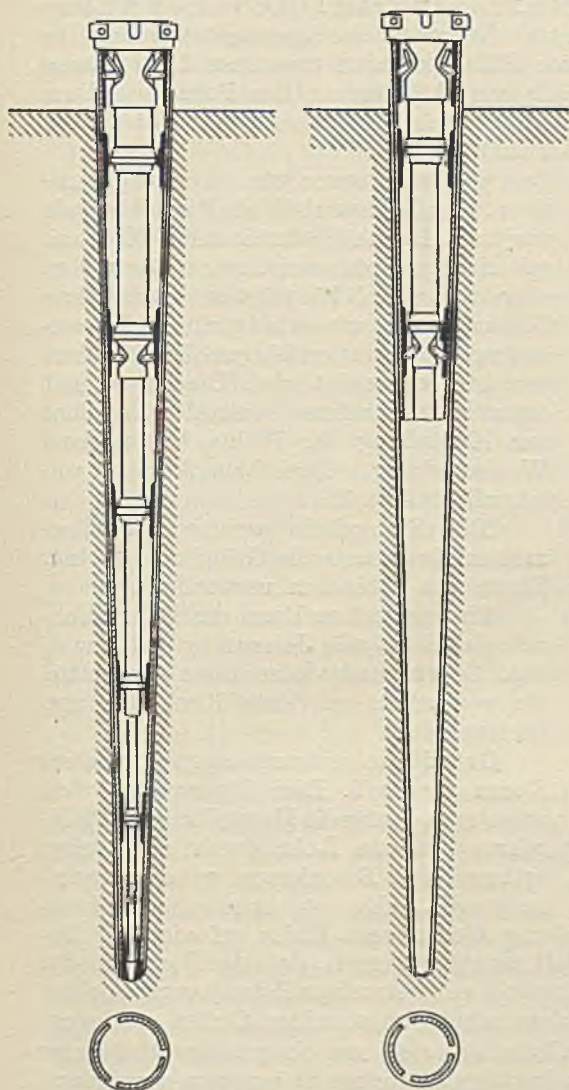
Ortpfähle mit verllorener Form, Gruppe 1. In ihrer Wirkungsweise sind die in verllorener Form hergestellten Betonpfähle den Rammpfählen am ähnlichsten. Das als Form dienende zylindrische oder verjüngte Blechrohr wird durch einen Rammkern aus Holz oder Eisen in den Boden getrieben und mit Beton ausgestampft. Das Einrammen der Form sichert dem Pfahle die für seine Widerstandsfähigkeit wichtige Bodenverdichtung. Die im Boden verbleibende Form kann inwendig mit Asphalt, Inertol usw. gestrichen werden (mehrfach) und schützt dadurch den Beton mit Sicherheit gegen Auswaschen und Verunreinigung beim Einbringen sowie selbst nach Durchrosten durch den Anstrich später gegen zerstörende Einflüsse (Bodensäuren usw.). Sie verhindert ferner das Eindringen des Bodens in das Pfahlloch, bietet also eine Gewähr dafür, daß der entwurfsmäßige Pfahlquerschnitt erreicht wird. Dafür müssen aber die Mehrkosten der Form und bei dieser und einer Reihe von Bauarten der

¹⁾ Vom Ausbau des Hafens Duisburg-Ruhrort. Dt. Bauzg. 1909, S. 342.

²⁾ Gaugusch: Umschnürung von Eisenbetonpfählen mit Streckmetall. Beton Eisen 1909, S. 31.

³⁾ Werft Reederei Hafen, Bd. 25, S. 619 (Fig. 17).

folgenden Gattung von Betonpfählen die oft unerwünschten Bodenerschütterungen beim Einrammen der Pfahlform in Kauf genommen werden. Den letzten Übelstand sucht man bei einigen Bauarten dadurch möglichst herabzumindern, daß man den Rammschlag unmittelbar auf die Pfahlspitze wirken läßt.



Stellung des Modellpfahles

Abb. 72 a
während der Rammung.Abb. 72 b
während des Hochziehens.

Abb. 72 a und 72 b. Betonstampfpfähle Bauart Raymond.

Die ältesten Pfähle dieser Art sind die Raymondpfähle. Als Form dient bei ihnen eine verjüngte Blechhülle. Sie wird mit Hilfe eines zwei- oder dreiteiligen Modellpfahles eingerammt, der mit dem eigentlichen Rammkerne derart gelenkig verbunden ist, daß er unter dem Druck des Rammbärs gegen die Blechhülle gepreßt, beim Anziehen des Rammkernes dagegen von ihr abgehoben wird. Abb. 72 a und 72 b zeigen den Modellpfahl während der Rammung und beim Herausziehen.

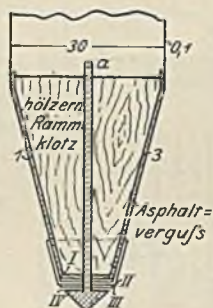
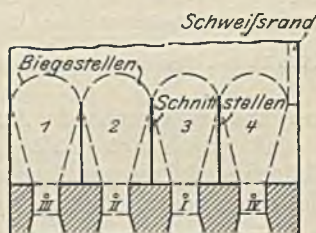


Abb. 73. Fertige Spitze.



die schraffierten Flächen werden ausgeschnitten

Abb. 74. Abgewinkelte Spitze.

Abb. 73 und 74. Pfahlspitze des Betonstampfpfahles Bauart Mast.

Weiter gehören hierher die Betonpfähle System Mast (D. R. P. Beton- und Tiefbau-Ges. Mast. Berlin). Als Form wird bei ihnen ein 1 bis 1,5 mm starkes autogen geschweißtes, zylindrisches oder verjüngtes Blechrohr von etwa 30 cm Durchmesser benutzt. Bemerkenswert ist die nach Abb. 73 und 74 aus dem unteren Rohrende zusammengebogene Spitze, in die ein hölzerner Rammkern eingesetzt und mit Asphalt vergossen wird. Als Vortriebsspitze dient eine massive Eisenspitze, die mit einem Dorn in den Holzkern getrieben ist. Sie verhütet gleichzeitig das Öffnen der Rohrspitze. Die Pfähle werden mittels

einer Jungfer, die unmittelbar auf den Rammkern und die Spitze wirkt, eingetrieben. Bei säurehaltigem Boden wird ein säurefester Anstrich oder das Auskleiden des Rohrrinnern mit dichtgeklebter Asphaltpappe empfohlen. Die Mastpfähle sind eine der besten Ortpfahlarten. Es sind für Mastpfähle Belastungsversuche in Berlin durchgeführt worden. Es waren zwei Pfähle von je 6 m Länge durch weichen Boden 2 m tief in mittelscharfen Sand eingerammt worden. Die Eindringung war 4,1 bis 4,4 m. Beide Pfähle konnten zusammen 113 t tragen bei einem Gesamteinsinken der Pfähle von rd. 1,8 mm. Das Polizeipräsidium Berlin ließ darauf unter gleichen Verhältnissen für Pfähle von 30 bis 32 cm Durchmesser eine Belastung von 35 t zu¹⁾.

Ähnlich sind die besonders in Wien vielfach verwendeten Konusbetonpfähle, Bauart Stern (A. Porr in Wien). Bei ihnen wird die als Form dienende verjüngte Blechhülle durch einen hölzernen, mit eiserner Spitze versehenen Rammkern eingetrieben. Abb. 75 c zeigt eine unten offene Blechrohrform, wie sie bei geringem Wasserandrang und bei standfähigen oberen Bodenschichten verwendet wird. Die längere, mit einer Spitze versehene Form Abb. 75 b dient zur Herstellung der Pfähle bei starkem Wasserandrang. Den Rammkern veranschaulicht Abb. 75 a.

Die Sternpfähle werden im allgemeinen für schwebende Gründung bei einer Länge von 2 bis 3 m verwendet.

Eine besondere Form des Betonblechrohrpfahles ist von Jansen erfunden worden. Er verwendet eine Eisenbetonspitze, die wasserdicht mit dem Blechrohre verbunden wird.

Ortpfähle mit zurückgewonnener Form, Gruppe 2. Diese Lösung ergibt sich, wenn man das für die Herstellung des Pfahlrohres benutzte Rohr durch Hochziehen während des Betonierens wiedergewinnen will. Es ist dann eine Röhren-

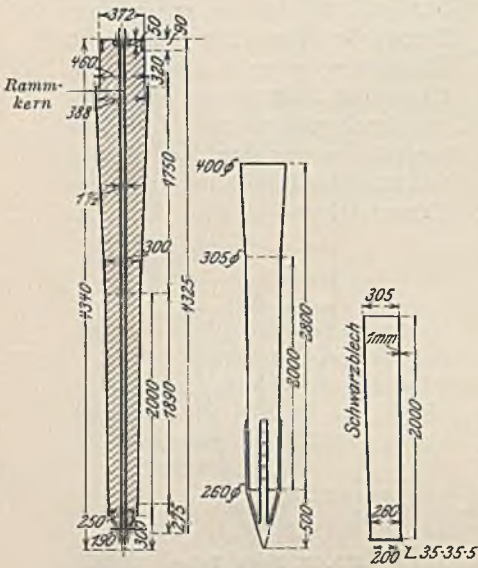


Abb. 75 a

Abb. 75 b.

Abb. 75 c.

Abb. 75 b u. 75 c. Blechrohrform mit und ohne Spitze.

Abb. 75 a. Rammkern.

Abb. 75 a bis 75 c. Konusbetonpfähle Bauart Kern.

form und entsprechende Ausgestaltung des unteren Endes erforderlich. Dabei muß jedoch mit größter Sorgfalt verhütet werden, daß der Boden in das Pfahlloch eindringt und Trennfugen zwischen den einzelnen Betonstampfschichten bildet oder zum mindesten den Pfahlquerschnitt an einzelnen Stellen verringert. Die Unterkante des Blechrohres muß deshalb stets um ein gewisses Maß unter der Betonoberkante bleiben. Durch kräftiges Stampfen ist ferner zu verhindern, daß der im Rohre sitzende Beton infolge Anhaftens an der Rohrwand von dem unteren Pfahlteile abgerissen wird. Die Betonierung dieser Pfähle stellt also besondere Anforderungen an die Aufmerksamkeit und Sorgfalt der Arbeiter. Bei Gründungen im Grundwasser ist außerdem, infolge des Fortfalls der schützenden Form, der frische Beton der Gefahr des Auswaschens ausgesetzt und der fertige Pfahl unmittelbar den Angriffen etwa im Grundwasser vorhandener Bodensäuren usw. preisgegeben.

Die Pfahlform wird bei diesen Pfählen durch Rammen oder mit Hilfe eines Bohrgerätes abgesenkt. Beim Einrammen wird meist eine geringere Bodenverdichtung erzeugt als bei den Pfählen mit verlorener Form, weil

¹⁾ Struif: Der Betonpfahl-Mast. Berlin: Julius Springer.

die Wiedergewinnung der Rohre nur bei zylindrischer Form möglich ist, die für die Bodenverdichtung günstige, verjüngte Pfahlform also nicht angewendet werden kann. Beim Absenken mit dem Bohrgerät findet eine Bodenverdichtung überhaupt nicht statt. Um die dadurch verursachte Verringerung der Tragkraft dieser Pfahlarten wenigstens teilweise wieder auszugleichen, treibt man den frischen Beton durch kräftiges Stampfen unter dem Rohre hinweg in den Boden hinein. Die dabei erzielte Bodenverdichtung läßt sich aus dem Betonverbrauch feststellen, der je nach der Bodenart als das $1\frac{1}{2}$ - bis 5fache des Rauminhaltes der Pfahlform angenommen wird. Scharfe Kontrollen müssen dafür sorgen, daß auch wirklich gut gestampft wird. Durch das Einpressen des Betons in das umgebende Erdreich erhält der Pfahl gleichzeitig, besonders bei der Verwendung von Steinschlagbeton, eine rauhe Oberfläche, die durch Vergrößerung des Reibungswiderstandes am Pfahlumfange ebenfalls günstig auf seine Tragkraft einwirkt. Schließlich läßt sich die Tragkraft dieser Pfähle noch durch eine Verbreiterung des Pfahlfußes vergrößern. Zu diesem Zwecke wird vor der Betonierung am unteren Ende der Form durch Ausspritzen mit Druckwasser oder durch Drehen der in Abb. 76 dargestellten Vorrichtung ein größerer Hohlraum erzeugt, und dieser kräftig mit Beton ausgestampft. Den gleichen Erfolg hat das Stauchen des in die Pfahlform gebrachten plastischen Betons¹⁾ und das Abfeuern eines Sprengschusses in der frischen Betonmasse des Pfahles (vgl. unten System Wilhelmi).

Bei der Mehrzahl der hierher gehörenden Pfahlbauweisen wird die Form eingerammt.

Bauart Simplex. Die Simplexpfähle (die in Deutschland durch die Wayß & Freytag A.-G., sowie Köhnke & Co., Bremen, ausgeführt werden) werden mit Hilfe eines Stahlrohres von 400 mm Durchmesser und 20 mm Wandstärke hergestellt. Das Rohr ist unten zur Verringerung der Reibung an der Wandung auf 450 mm erweitert und trägt hier eine aus zwei Kegelhälften bestehende Stahlspitze (Alligatorspitze, Abb. 77). Beim Einrammen ist die Spitze geschlossen und erleichtert das Vortreiben. Beim Hochziehen des Rohres wird sie durch das Stampfen des Betons geöffnet, die beiden Backen stellen sich gleichlaufend mit der Rohrwand. Den Vorgang des Hochziehens der Form und des Ausstampfens mit Beton veranschaulicht Abb. 78. Der Betonstampfer wird gleichfalls von der Ramme aus betätigt. Abb. 79 zeigt den zum Einbringen des Betons dienenden Eimer. In sehr schweren Bodenarten wird an Stelle der Alligatorspitze eine lose mit der Form verbundene Gußeisen- oder Betonspitze verwendet, die im Boden stecken bleibt. Die Simplexpfähle sind bei vielen Gründungen mit großem Erfolg verwendet worden. Sie haben bei 40 cm \varnothing 13 m Länge

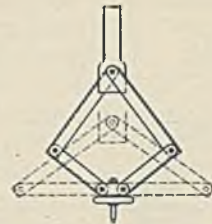


Abb. 76. Vorrichtung zum Verbreitern des Pfahlfußes bei Ortpfählen mit zurückgewonnener Form.



Abb. 77. Alligator-Pfahlspitze des Simplexpfehles.

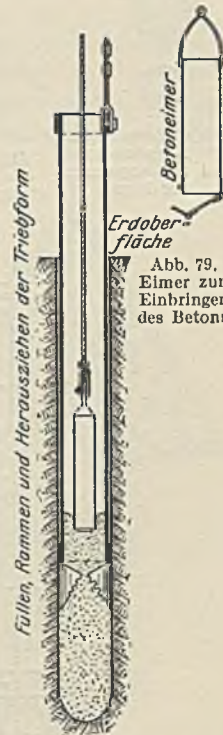


Abb. 78. Art der Herstellung der Simplexpfähle.

¹⁾ Fucker, Dr.-Ing.: Der Stauchpfahl (D. R. P.). Dt. Bauzg. 1919, S. 69 ff.

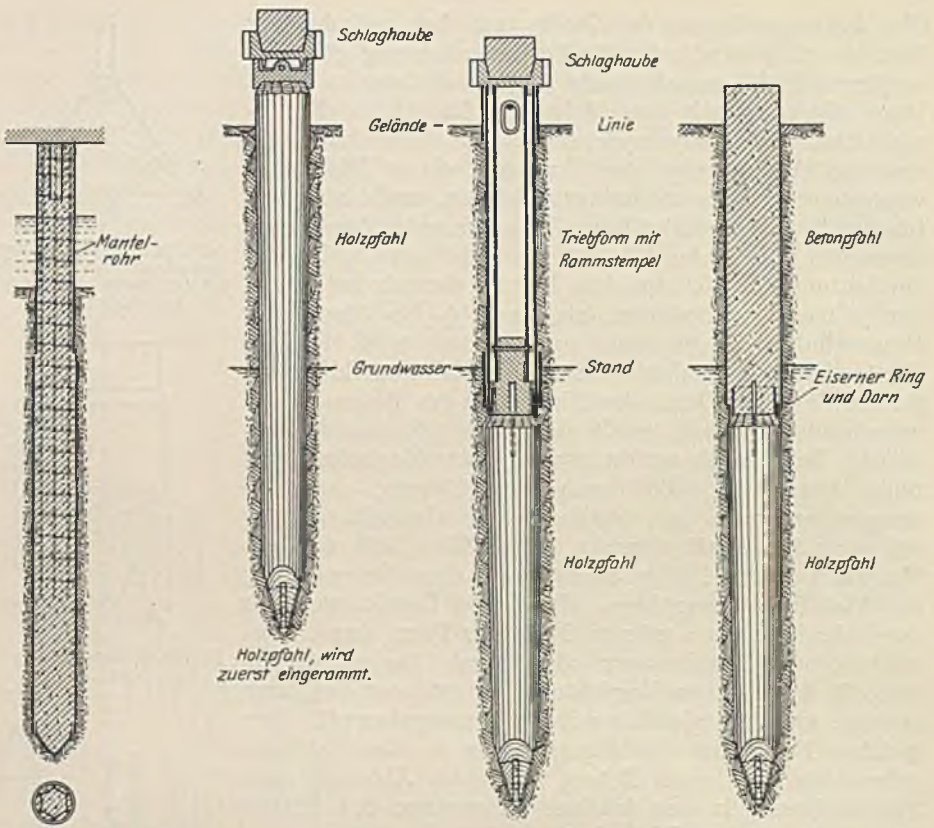


Abb. 80, Simplexpfahl mit Eisenbewehrung und zurückgewonnener Form.

Abb. 81a bis 81c. Simplexpfähle in Verbindung mit Holzpfählen.
 Abb. 81a, Eintrieb des Holzpfahles bis zur Geländelinie.
 Abb. 81b, Einbringen des Holzpfahles unterhalb der Geländelinie bis zum Grundwasserstand.
 Abb. 81c, Fertiger Pfahl.

Abb. 80 bis 81. Betonstampfpfähle Bauart Simplex.

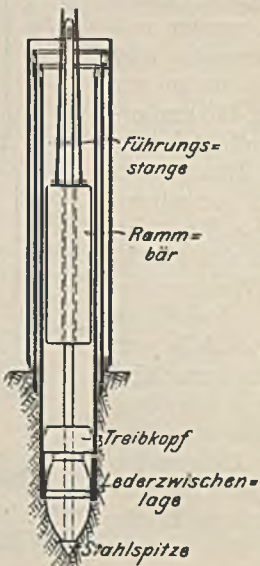


Abb. 82. Betonpfahl Bauart Frankignoul.

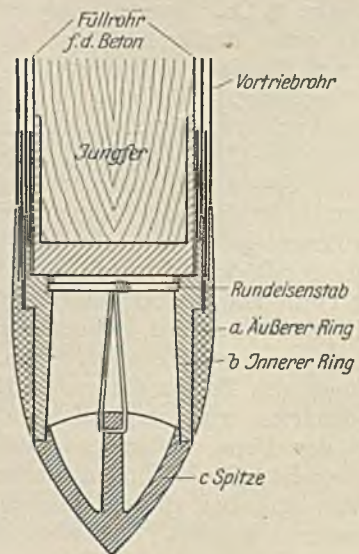


Abb. 83. Pfahlspitze des Ortpfahls Bauart Zimmermann.

im Boden, wovon bis auf den untersten Meter alles aufgespülter Sand, Klei und Moor war, 85 bis 120 t Probelast getragen (Vulkan-Werft Hamburg 1908). Abb. 80 und 81 zeigen die vielseitige Verwendbarkeit der Simplexpfähle. Der Pfahl ist hier mit einem Holzpfehl vereinigt. Es wird zuerst der Holzpfehl bis zum Gelände gerammt (81a), dann durch das Simplexrohr bis unter das Grundwasser getrieben (81b). Darauf wird der Simplexpfahl fertiggestellt (81c). Die Vereinigung erzielt große Ersparnisse („Holzbetonpfahl, Kombinationspfahl“).

Bauart Frankignoul. Die Herstellungsweise der Frankignoulpfähle zeigt Abb. 82. Als Form dienen teleskopartig ineinander gleitende Rohre von je etwa 4,00 m Länge. Die Rammvorrichtung besteht aus dem Treibkopf, der gleichzeitig auf das unten zugespitzte innere Rohr und eine stählerne Vortriebsspitze wirkt, und dem Rammbar, der durch eine mit dem Treibkopf fest verbundene Stange geführt wird. Durch ringförmige innere und äußere Ansätze zieht jedes Rohr das nächstfolgende bei der Rammung hinter sich her. Vor dem Beginn der Betonierung wird der Treibkopf an der Führungsstange des Rammbars aus der Form gezogen. Die Rohre werden während der Betonierung von innen beginnend hochgezogen.

Bauart Zimmermann. Den beiden vorherbeschriebenen grundsätzlich ähnlich, aber einfacher in der Ausbildung ist der Betonpfahl Bauart Zimmermann (D. R. P.)¹⁾. Abb. 83 zeigt die Spitze dieses Pfahles, die aus drei Teilen besteht, dem am Vortreibrohr festgenieteten äußeren Ring *a*, dessen Durchmesser etwas größer ist als der des Vortreibrohres, dem inneren Ring *b*, an dem ein Füllrohr für den Beton sitzt, und der eigentlichen Spitze *c*, die mit einem Drahte und eisernen Querstabe an dem Ring *b* befestigt ist. Der Schlag des Rammbars wirkt unmittelbar oder durch eine Jungfer auf den Ring *b* und durch ihn auf die Pfahlspitze *c*. In trockenem Boden werden Füllrohr und Pfahlspitze vor, das Vortreibrohr während des Betonierens gezogen. Bei Grundwasserandrang durchschlägt der Betonstamper die Verbindung zwischen der Pfahlspitze und dem inneren Ring *b*. Die Spitze bleibt im Boden stecken und verhindert das Eindringen von Wasser und Erdreich beim Einbringen der ersten Betonfüllung. Füllrohr und Vortreibrohr werden während des Betonierens schrittweise hochgezogen.

Bauart Wilhelmi. Bei den ebenfalls hierher gehörenden, von der Firma Züblin hergestellten Explosivpfählen, System Wilhelmi, ist das zur Erzeugung der Fußverbreiterung verwendete Verfahren bemerkenswert. In die eingearamte Pfahlform werden einige Schaufeln Beton geworfen, auf diese in dem sogenannten Dämmstuhl (Abb. 84) eine Sprengladung gebracht und über ihr das Blechrohr zur Hälfte mit ziemlich flüssigem Beton, darüber mit plastischem Beton gefüllt. Darauf wird das Rohr um etwa 1,20 m hochgezogen und die Ladung elektrisch entzündet. Durch den Dämmstuhl, welcher aus zwei gegeneinander verankerten Eisenplatten besteht, zwischen denen die Sprengladung liegt, soll eine fast ausschließlich seitliche Wirkung der Sprenggase erzielt werden. Durch die Wirkung der Spreng-



Abb. 84. Dämmstuhl für die Herstellung der Betonpfähle Bauart Wilhelmi.

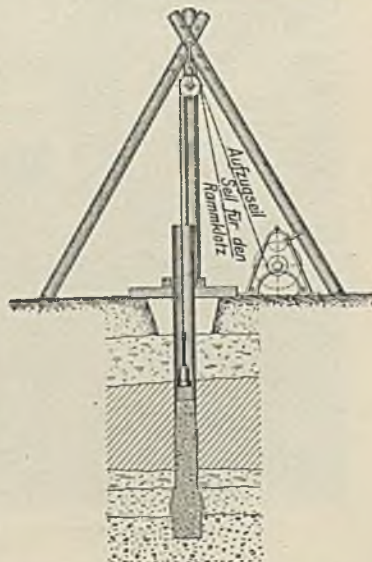


Abb. 85. Herstellungsweise der Betonpfähle Bauart Strauß.

¹⁾ Nitzsche: Der neue Ortpfahl System Zimmermann (D. R. P.). Dt. Bauz. 1917, S. 46 ff.

gase bildet sich am Pfahlfuße ein Kessel mit gut verdichteten Seitenwänden, der durch den dünnflüssigen Beton sofort ausgefüllt wird. Das Verfahren darf natür-

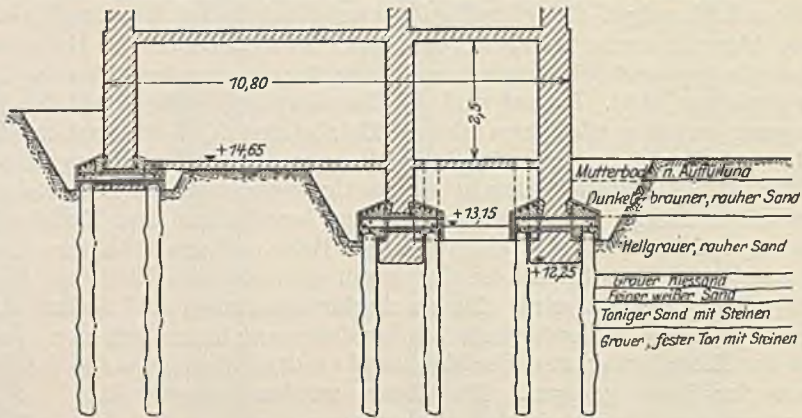


Abb. 86. Bauwerkunterfangung durch Straußpfähle.

lich nicht verwendet werden, wenn die Sprengwirkung für nahestehende Bauwerke oder benachbarte Pfähle gefährlich werden kann.

Bauart Strauß. Das Pfahlloch wird mit einem Bohrwerkzeuge, wie es z. B. für Bodenuntersuchungen gebräuchlich ist (Abb. 85), hergestellt (Dyckerhoff & Widmann A.-G.).



Abb. 87. Ausgegrabener Straußpfahl.

Gegenüber dem Einrammen der Pfahlform besitzt dieses Verfahren den Vorzug, daß alle stärkeren Bodenerschütterungen fortfallen, und auch harte Schichten ohne große Schwierigkeiten durchteuft werden können. Abb. 86 zeigt die Sicherung eines Hausfundaments durch Straußpfähle. Auf Abb. 87 ist ein ausgegrabener Pfahl dieser Bauart wiedergegeben. Dadurch, daß für jeden Pfahl gewissermaßen eine besondere Bodenuntersuchung stattfindet, werden die tragfähigen Bodenschichten überall sicher erreicht. Schließlich sind die für die Herstellung dieser Pfähle erforderlichen Geräte sehr einfach und billig und lassen sich meist schnell in beliebiger Zahl beschaffen. Diese Umstände sichern eine schnelle und verhältnismäßig billige Ausführung. Dafür erfordert die Bauweise aber mit der Bohrtechnik vertraute Arbeitskräfte und ganz besondere

Sorgfalt bei der Betonierung, weil bei ihr infolge der fehlenden Bodenverdichtung eine ungenügende Anpressung an den Boden möglich wäre. Bei guter Ausführung sind aber keine Befürchtungen gerechtfertigt. Die Wulstbildung findet aber nicht immer statt, Verf. hat sie einmal selbst im Torfboden vermisst.

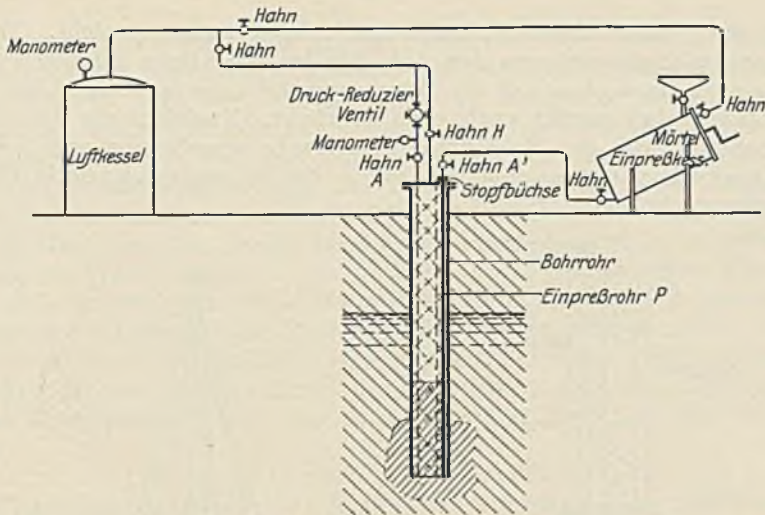


Abb. 88. Herstellungswiese der Preßbetonpfähle Bauart Wolfsholz. Dichtes Anpressen des Betons an das Erdreich durch Luftdruck. Das Mantelrohr wird mit der fortschreitenden Betonierung durch Luftdruck gehoben.

Bauart Wolfsholz. Um die sichere Anpressung zu erreichen und das Auswaschen der frischen Betonmasse bei Ausführungen im Grundwasser zu verhüten, wendet Wolfsholz¹⁾ folgendes Verfahren an (Preßbetonpfähle Bauart Wolfsholz). Nach dem Abteufen und dem Einsetzen etwa vorgesehener Eisenbewehrungen wird das Bohrrohr durch einen Deckel nach oben abgeschlossen und durch den Rohranschluß A (Abb. 88) mit Druckluft gefüllt. Sobald die Druckluft das Grundwasser aus dem Rohr verdrängt hat, wird durch den Rohranschluß A' und das mit ihm verbundene Preßrohr P, welches bis zum Fuße des Bohrrohres hinabreicht, auf mehrere Meter Höhe Zementmörtel in das Rohr gebracht. Durch Zuführung hochgespannter Druckluft bis zu etwa 10 Atm. Druck mittels des dritten Rohranschlusses H wird der Mörtel zusammengedrückt und in das angrenzende Erdreich gepreßt. Solange der Beton nachgibt, bewegt sich das Rohr wenig. Hat die Zusammendrückung der Betonmasse ihren Höchstgrad erreicht, so wird durch den Druck der hochgespannten Druckluft auf den Abschlußdeckel das Bohrrohr in die Höhe gehoben. Durch abwechselndes Einbringen von Mörtel- und Druckluftfüllungen wird auf diese Weise unter Wiedergewinnung des Mantelrohres ein fest gelagerter Betonpfahl bei guter Verdichtung des angrenzenden Erdreiches erzeugt. Abb. 89 zeigt die sich dem Boden eng anschmiegende Form eines wieder ausgegrabenen Pfahles.

Bauart Mast-Michaelis²⁾: Das dichte Anliegen des Erdreiches am Pfahl wird bei den Preß-

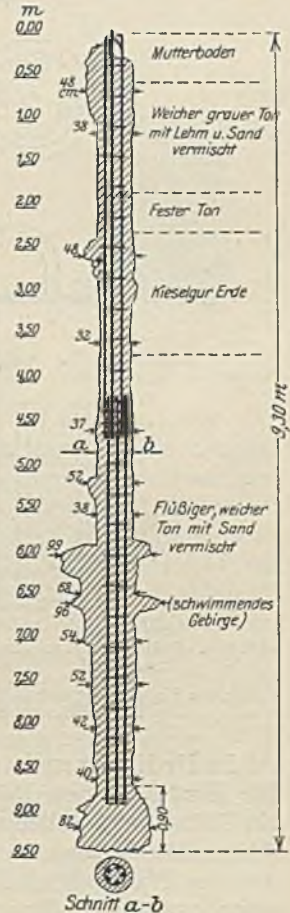


Abb. 89. Ausgegrabener Preßbetonpfahl Bauart Wolfsholz.

¹⁾ Das Preßzement-Bauverfahren. Dt. Bauzg. E. 1915, S. 71.

²⁾ Herstellung und Belastung von gepreßten Hohlpfählen. Z. Bauw. 1922, Nr. 17.

betonpfählen Bauart Mast-Michaelis durch Druckwasser erreicht. Die Herstellungsweise ergibt sich aus den Abb. 90 a bis 90 c. Beim Einsetzen der Bewehrung wird durch einen mit der Bewehrung verbundenen Kolben das Grundwasser durch ein Gasrohr nach oben gedrückt. Nachdem die Betonfüllung eingebracht ist, wird das Rohr durch eine Haube verschlossen und der Beton durch Druckwasser zusammengepreßt, wobei das Bohrrohr gleichzeitig durch das Druckwasser gehoben wird.

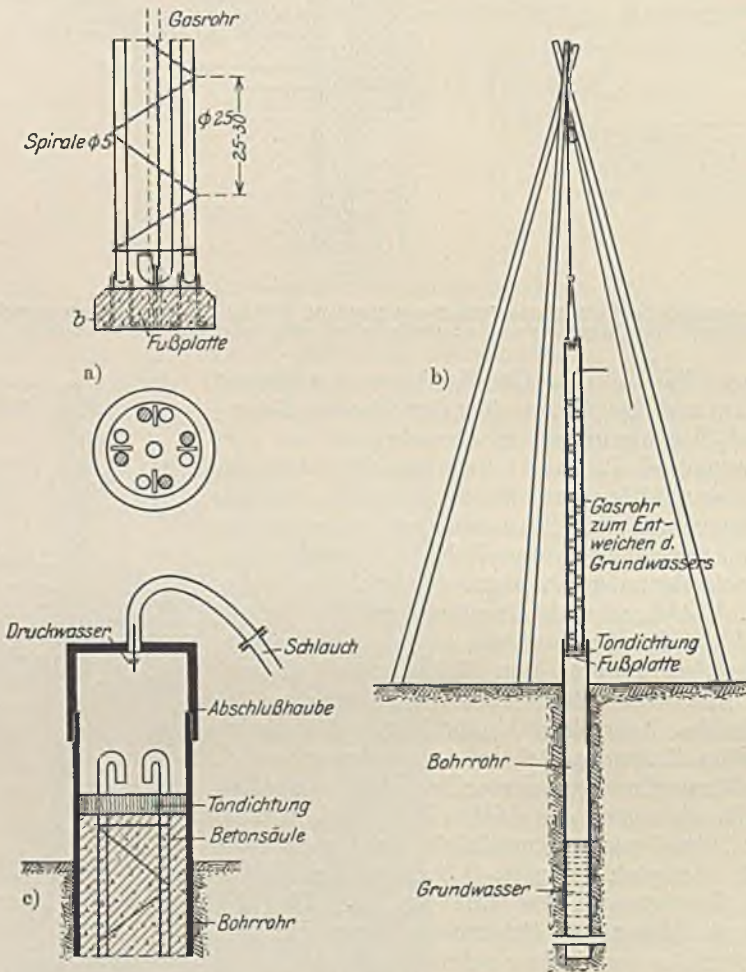


Abb. 90 a. Fußplatte mit ansetzender Bewehrung.

Abb. 90 b. Anbringen der Eisenbewehrung.

Abb. 90 c. Pfahlkopf mit Abschlußhaube.

Abb. 90 a bis 90 c. Betonpfahl Bauart Mast-Michaelis. Durch Wasserdruck auf die noch nicht abgedundene Betonfüllung wird der Beton zum dichten Anliegen an das Erdreich gebracht.

In Erdlöchern hergestellte Betonpfähle (Erdlochpfähle), Gruppe 3. Die Herstellung von Betonpfählen unmittelbar in Erdlöchern ohne Form bildet ein Mittel zur Verdichtung wenig tragfähigen Baugrundes. In die wenig tragfähigen Bodenschichten wird ein Holzpfahl getrieben, dieser wieder herausgezogen und das Pfahlloch mit Beton ausgestampft. Natürlich kann diese Ausführungsweise nur in Bodenarten angewendet werden, in denen das Erdloch beim Herausziehen der Pfähle nicht zusammenfällt.

Bauart Dulac. Auf dem gleichen Grundgedanken beruht die Bauweise Dulac (Compressol). Das Pfahlloch wird durch Rammhären von etwa $1\frac{1}{2}$ t

Gewicht erzeugt, die man aus großer Höhe von einer Ramme herabfallen läßt. Je nach der anstehenden Bodenart sind die Bären verschieden gestaltet. Der Bär Abb. 91a dient zum Vorbohren und zum Bohren in festerem, Abb. 91b in weicherem Boden und Abb. 91c in wenig zusammendrückbaren Bodenarten. Mit dem Bär Abb. 91d wird das Erdloch mit Steinen oder Beton ausgestampft, wobei zur weiteren Verdichtung des Bodens eine mögliche Vergrößerung des Pfahllochdurchmessers angestrebt wird. In wasserführenden Schichten soll das Einpressen von Ton in die Wände des Pfahlloches zu einer zeitweiligen Behebung des Wasserandranges geführt haben. Der Hauptvorteil dieser Bauweise ist die erzielte vorzügliche Bodenverdichtung, die seine Anwendung zur Verbesserung wenig tragfähigen Bodens ganz besonders geeignet macht. Dagegen ist die Güte der in die Erdlöcher gestampften Betonpfähle vollkommen von dem Halten der Lochwände während der Betonierung abhängig. Dulacpfähle sind nur zu empfehlen, wenn sie ganz erhebliche Kostenersparnisse ergeben würden.

γ) Vergleich der Bauarten.

1. Vor- und Nachteile der Eisenbetonrammpfähle. Die Herstellung der Eisenbetonpfähle auf dem Werkplatze vor dem Eintreiben in den Boden

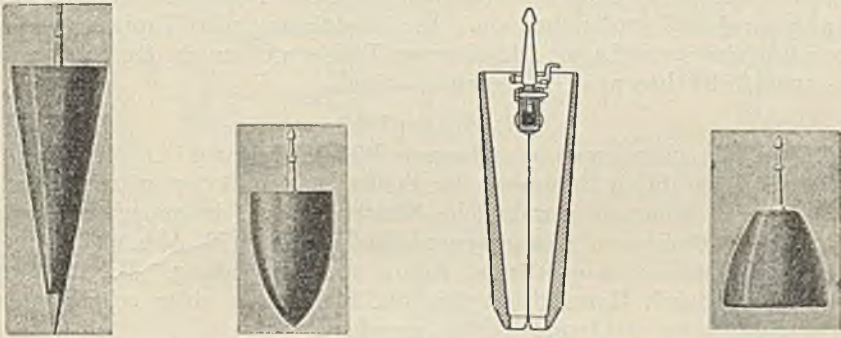


Abb. 91a. Rammbar für festere Bodenarten. Abb. 91b. Rammbar für leichtere Bodenarten. Abb. 91c. Rammbar für wenig zusammendrückbaren Boden. Abb. 91d. Rammbar für das Feststampfen des Betons.

Abb. 91a bis 91d. Form der Fallbären bei Bauart Dulac (Kompressol-Pfähle).

ist auf S. 83 u. f. in Zusammenhang mit der Behandlung der Eisenbetonspundbohlen beschrieben. Sie gewährleistet bei Verwendung geeigneter Arbeiter und sorgfältiger Aufsicht eine gute Ausführung und gestattet durch die Möglichkeit beliebiger Formgebung eine vorzügliche Anpassung in Form und Querschnitt an die vorhandenen Belastungsverhältnisse. Diesen Vorzügen stehen nicht unbedeutende Nachteile gegenüber. Die Kosten sind oft sehr hoch. Das Abbinden der Pfähle verzögert den Baubeginn oder verlangt die Anwendung hochwertiger schnellbindender Zemente, Dyckerhoff doppelt, Alcazement usw. Bei einiger Länge sind die Pfähle sehr schwer und erfordern besondere Transportvorrichtungen und besonders kräftig gebaute Rammgeräte. Solange die Pfähle nicht durch die Bauwerkslasten auf Biegung oder Knicken beansprucht werden, wird ihre Bewehrung meist nicht durch die am eingetriebenen Pfahl wirkenden Kräfte, sondern lediglich durch die Beanspruchungen bei der Beförderung und Rammung bedingt. Sie ist also in vielen Fällen unwirtschaftlich. Schließlich kann der Pfahl durch die hohen Beanspruchungen unter dem Rammstoß zerstört werden, ohne daß sich die Zerstörung feststellen läßt.

2. Vor- und Nachteile der Ortpfähle. Diese Nachteile fallen offenbar fort, wenn das Pfahlloch im Boden ohne Mitwirkung des fertigen Pfahles hergestellt und in dieses der Pfahl an Ort und Stelle eingestampft wird. Dabei kann der Pfahl im Bedarfsfalle auch mit Eiseneinlagen versehen werden. Den

vielen Vorzügen der auf diese Weise ausgeführten Betonpfähle steht jedoch der Nachteil gegenüber, daß die Güte ihrer Ausführung infolge der Schwierigkeit ihrer Überwachung je nach der Bauart in mehr oder weniger hohem Maße von der Sorgfalt der Arbeiter abhängt. In der Werkstatt hergestellte Stücke sind stets den auf dem Bauplatz hergestellten überlegen. Trotzdem wird man gerne Ortspfähle ausführen, wenn sie eine Kostenersparnis ergeben. Man muß dann die Aufmerksamkeit statt auf die Erhaltung des Pfahles unter der Ramme auf die Herstellung des Betons im Pfahl richten.

3. Eiserne Pfähle.

a) Anwendungsgebiet und Einteilung.

Eiserne Pfähle können als Ersatz für Holz- oder Betonpfähle in Frage kommen, wenn diese beiden Baustoffe in Rücksicht auf die örtlichen Verhältnisse (Bohrwurm, Bodensäuren) nicht verwendet werden können oder die Beschaffung oder Herstellung der Holz- oder Betonpfähle Schwierigkeiten bereitet (holzarme Gegenden, Auslandsausführungen). Sie haben jedoch im freien Wasser nur eine beschränktere Lebensdauer¹⁾, ihre Anwendung muß bisher, solange sie gegen Verrosten nicht geschützt wurden, auf vorläufige oder solche dauernde Bauwerke beschränkt bleiben, bei denen durch den Rost zerstörte Pfähle jederzeit ausgewechselt werden können. Die Einführung des Kupferstahls schafft heute aber eine neue Lage. Die eisernen Pfähle werden in Spitz-, Schrauben- und Scheibenpfähle eingeteilt.

β) Spitzpfähle.

Spitzpfähle nennt man die eisernen Pfähle, die nach Art der Holz- oder Eisenbetonpfähle durch Rammen oder Spülen in den Boden getrieben werden. Als Spitzpfähle kommen gewöhnliche Walzprofileisen, besonders T-Träger, aus Profileisen zusammengenietete Pfähle (z. B. Abb. 92) sowie guß- und schmiedeeiserne Rohre zur Anwendung. Beim Eintreiben durch Rammen werden die Pfähle mit einer schmiedeeisernen oder stählernen Spitze versehen.



Abb. 92. Querschnitt eines aus Profileisen zusammengenieteten eisernen Pfahles.

Abb. 93 (Patent der Brückenbauanstalt Gustavsburg)²⁾ zeigt ein Beispiel. Diese für eine Landungsbrücke in Lome verwendeten Pfähle bestanden aus 250 mm weiten, geschweißten, hohlen Stahlrohren von 12 mm Wandstärke, die zum Schutze gegen Verrosten einen bis zum Meeresgrunde hinabreichenden Betonmantel erhielten. Diese Betonhülle wurde unter dem Schutze eines 450 mm weiten, 6 mm starken Mantelrohres hergestellt. Der gußeiserne Schuh der Mantelrohre bestand aus zwei Teilen, von denen der obere mit der eigentlichen Pfahlspitze nur durch dünne Nieten verbunden war. Zuerst wurde das Mantelrohr etwa 2 m tief eingerammt, dann das Tragrohr, dessen Spitze genau in den Schuh des Mantelrohres paßte, eingesetzt und eingetrieben. Bei dem ersten Rammschlage auf das Tragrohr wurde die schwache Verbindung zwischen den beiden Teilen des Mantelrohrschuhes zerstört und infolgedessen die Spitze des Schuhes von dem Tragrohr mitgenommen. Eine am oberen Ende des Mantelrohrschuhes angebrachte Gummidichtung verhinderte das Eindringen von Sand und Wasser

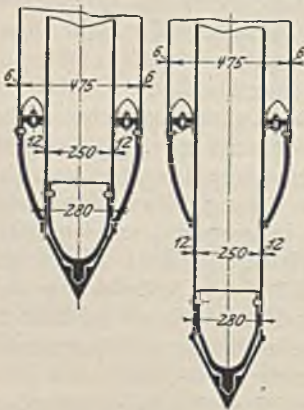


Abb. 93 a. vor der Rammung des Tragpfahles. Abb. 93 b. nach der Rammung des Tragpfahles.

Abb. 93 a. und 93 b. Eiserne Spitzpfähle (D.R.P.). Bauart Gustavsburg.

¹⁾ Vgl. die Lebensdauer bei eisernen Spundwänden.

²⁾ Z. V. d. I. 1904, S. 1803.

in den Raum zwischen Trag- und Mantelrohr. Nach Beendigung der Rammung wurde das Mantelrohr, das stecken blieb, ausbetoniert. Das ganze Verfahren kann als etwas umständlich bezeichnet werden.

b) Schraubenpfähle.

Schraubenpfähle sind eiserne Pfähle, die an ihrem unteren Ende einen schraubenartig gewundenen Flansch tragen, mit dem sie in den Boden eingedreht werden. Gegenüber den Ramppfählen haben sie den Vorteil, daß sie mit verhältnismäßig einfachen Mitteln schnell und ohne Erschütterungen in den Boden eingeführt werden, und daß sie, auf der Schraubenfläche ruhend, größere Lasten als jene tragen können. Wegen ihres großen Widerstandes gegen Herausziehen eignen sie sich außerdem vorzüglich zu Anker- oder Zugpfählen. Sie können jedoch nur in Bodenarten angewendet werden, die frei von großen Einlagerungen (Steine, Baumstämme usw.) sind.

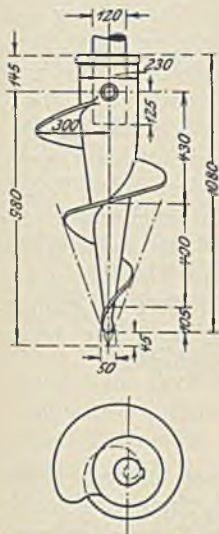


Abb. 94. Mehrgängige, verjüngte Schraube für härtere Bodenarten.

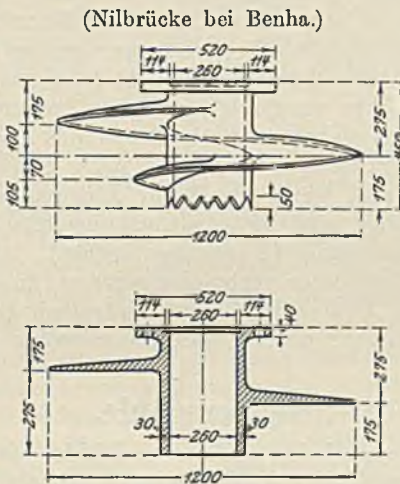


Abb. 95. Zylindrische Schraube mit geringer Ganghöhe und großem Durchmesser für weiche Bodenarten. Ansicht und Schnitt.

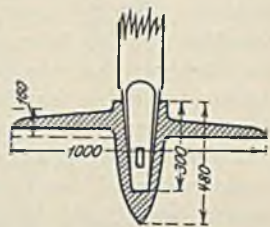


Abb. 96.1 Schraube mit großem Durchmesser, geringer Ganghöhe und Holzschaft (Neukirch).

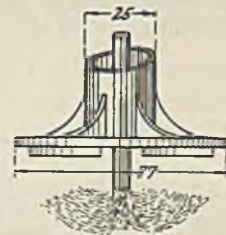


Abb. 97. Scheibenpfahl.

Die Schraube. Der wichtigste Teil dieser Pfähle, die Schraube, wird stets aus Eisen und zwar meistens Gußeisen oder Gußstahl, seltener aus Schmiedeeisen hergestellt. Die Form der Schraube richtet sich nach dem Baugrunde. Dient sie, wie in harten Bodenarten mit großer Tragfähigkeit, hauptsächlich dazu, das Eintreiben der Pfähle zu erleichtern, so hat sie den gleichen Zweck zu erfüllen wie ein Bohrer. Sie erhält dann, wie ein solcher, eine verjüngte Form und mehrere Schraubenwindungen von großer Ganghöhe und kleinem, nach unten abnehmendem Durchmesser. Abb. 94¹⁾ zeigt einen derartigen Schraubenschuh. In weichen Bodenarten bereitet das Einschrauben keine Schwierigkeiten, dagegen ist eine möglichst große Tragkraft des Pfahles erwünscht. In solchem Falle sind zylindrische Schrauben mit 1 oder 1½ Schraubenwindungen von kleiner Ganghöhe und großem Durchmesser am zweckmäßigsten. Abb. 95²⁾ zeigt eine derartige beim Bau der Nilbrücke bei Benha verwendete Schraube. Sie bestand aus Gußstahl, hatte 1200 mm Durchmesser, 250 mm Ganghöhe und war mit dem Schaft durch Flanschen und Schrauben verbunden (vgl. S. 99).

¹⁾ N. A. d. l. C. 1912, S. 166 und Tafel 46.

²⁾ N. A. d. l. C. 1912, S. 1 und Tafel 1.

Abb. 96¹⁾ zeigt einen von Neukirch in Bremen verwendeten Schraubenschuh von großem Durchmesser. Unten geschlossene und in eine Spitze auslaufende Schraubenschuhe (Abb. 94 und 96) ergeben eine den Eindringungswiderstand erhöhende Bodenverdichtung. Solche Schuhe eignen sich jedoch nur für lose gelagerte Bodenarten und Pfähle kleineren Durchmessers, weil die Bodenverdichtung natürlich gleichzeitig das Einschrauben erschwert. Unten offene Schraubenschuhe (Abb. 95) erleichtern durch das Aufsteigen des Bodens in dem hohlen Rohre das Eintreiben, sie sind also in schweren Bodenarten und bei größeren Pfahldurchmessern am Platze. Meist werden die Schrauben als besondere Formstücke hergestellt und mit dem Pfahlschafte durch Federkeile, Durchsteckkeile oder Flantschen verbunden, bisweilen bildet der Schuh mit dem unteren Teile des Pfahlschaftes ein Gußstück.

Der Pfahlschaft. Der Pfahlschaft kann aus Holz oder Eisen bestehen. Holzschäfte besitzen jedoch nur selten hinreichende Widerstandsfähigkeit gegen die beim Einschrauben auftretenden Kräfte und werden deshalb wenig verwendet. Abb. 96 zeigt eine Schraube mit Holzschaft. Die Verbindung des Schaftes mit der Schraube ist schwach und in dieser Form nicht zu empfehlen. Vollflächige schmiedeeiserne Pfahlschäfte haben nur geringe Knickfestigkeit und eignen sich daher nur für kleine Belastungen. Am häufigsten werden schmiedeeiserne oder gußeiserne Rohre verwendet, weil sie größere Widerstandsfähigkeit gegen Beanspruchungen haben und das Lösen des Bodens mittels Druckwasser während des Einschraubens in bequemer Weise ermöglichen. Die Rohre werden aus Stahl hergestellt, wenn der Pfahl Biegungsbeanspruchungen erfährt. Bei größerer Pfahllänge wird der Schaft aus einzelnen Stücken zusammengesetzt, die durch Verschraubung (Mannesmannrohre), innere Flansche oder Muffenverschraubungen miteinander verbunden werden, äußere Flansche eignen sich weniger, weil sie den Widerstand beim Eintreiben erhöhen. Die beste Verbindung wird durch aufgeschraubte Mannesmannrohre geschaffen.

c) Scheibenpfähle.

Scheibenpfähle nennt man hohle gußeiserne Pfähle, die am unteren Ende eine als Tragfläche dienende Scheibe tragen und mittels Spülung abgesenkt werden. Abb. 97²⁾ zeigt einen solchen für eine Gründung in Sandboden verwendeten Pfahl, sowie die Art seiner Absenkung. Diese Pfahlart hat heute keine wesentliche Bedeutung mehr.

d) Pfähle außergewöhnlicher Bauart.

1. Zusammengesetzte Pfähle.

Zusammensetzungen von Pfählen aus verschiedenen Stoffen kommen vor allem zwischen Holz und Beton vor, aber auch in der Form der Ummantelung zwischen Beton und Eisen.

Die Baufirma Köhncke in Bremen hat z. B. sog. Kombinationspfähle für die Vulkanwerft und an anderen Orten für Hallingbauten gerammt. Es wurden zuerst Holzpfähle gerammt, auf sie setzte sich dann ein Eisenbetonpfahl auf, das ganze wurde dann so tief weitergerammt, bis der Holzpfahl unter der N.W.-Linie angelangt war, so daß kein Faulen mehr zu befürchten war. Vgl. hierzu auch den Simplex-Kombinations-Pfahl (S. 70).

Die Amerikaner haben vielfach Holzpfähle mit Tonröhren ummantelt, um sie gegen Bohrwurm zu schützen. Neuerdings wird für die Ummantelung ein

¹⁾ Brennecke: Der Grundbau, 3. Aufl., S. 270.

²⁾ Hdb. d. Ing.-Wiss., 1. Teil, 3. Band. A. Aufl., 1906, Tafel I.

bewehrter Eisenbetonzylinder verwendet. Er wird nach der Rammung über den Pfahl gestülpt und etwas in den Boden hineingerammt. Er schließt dadurch den Pfahl völlig gegen die Bohrwurmgefahr ab. Wenn der Zwischenraum noch mit flüssigem Mörtel ausgegossen wird, wird die Knickfestigkeit des Pfahles ganz bedeutend erhöht. Abb. 98 zeigt eine solche Mantelform¹⁾. Daß die Ummantelung von eisernen Pfählen mit Beton ein wertvoller Schutz ist, ist bereits bei den Pfählen der Gute Hoffnungs-Hütte für die Anlagebrücke in Lome gezeigt.

Statt des Überstülpens fertiger Röhren kann man den Holzpfahl auch mit Draht umschnüren und torkretieren.

2. Hohlpfähle von großer Länge.

Bei dem Bau der Lidingöbrücke in Stockholm war durch eine dänische Firma der Versuch gemacht worden, eiserne Betonhohlpfähle von max. 56 m Länge durch Rammung in Schlamm Boden einzutreiben. Der Versuch mißlang, weil der Auftrieb des Schlammes die Pfähle immer wieder hochdrückte. Durch die deutschen Firmen Grün & Bilfinger, Mannheim, und Louis Eilers, Hannover, wurde dann ein neues System angewendet, bei dem beiderseits offene Eisenbetonhohlpfähle von 93 cm äußerem Durchmesser und 8,5 cm Wandstärke eingebracht wurden (Abb. 99)²⁾. Zuerst waren Stahlpfähle verwendet worden, darauf gelang die Ausführung mit Eisenbetonpfählen. Es wurden die Pfähle an beiden Enden durch Deckel verschlossen und dann schwimmend herangebracht. Nach der Aufrichtung wurden die Deckel entfernt, der Pfahl drang durch sein Gewicht in den Schlamm-Untergrund ein, wobei er sich z. T. mit Schlamm füllte. Durch Rammung wurde dann dieser Hohlpfahl bis auf den Fels hinuntergetrieben. Darauf wurde der in das Rohr eingedrungene Boden durch eine Luftstrahlpumpe entfernt und der Pfahl mit Beton gefüllt. Das ganze Verfahren war, wenn auch theoretisch verhältnismäßig einfach, in der Durchführung sehr schwierig, ist aber ohne Zwischenfälle geglückt. Es gehörte ein außergewöhnlicher Wagemut dazu, nach Mißlingen der Ausführung der ausländischen Firma die Durchführung des Baues zu übernehmen. Bemerkenswert war die Standfähigkeit der Pfähle. Nach dem Absenken des ersten Pfahles riß sich die hierfür notwendige Riesenschwimmramme los und legte sich gegen den Pfahl. Dieser stellte sich lediglich etwas schräg, ohne aber zu brechen oder umzufallen. Es wurden immer drei Pfähle zu einem Brückenjoch verbunden.

Auf ähnliche Weise erfolgte die Gründung des Entlüftungsschachtes für den Hudson-tunnel³⁾ zwischen New York und New Jersey. Dort lag der tragfähige Baugrund 75 m unter dem Meeresspiegel des Hudson.

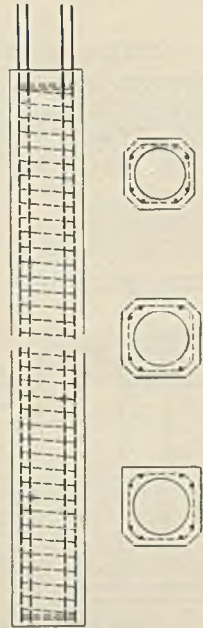
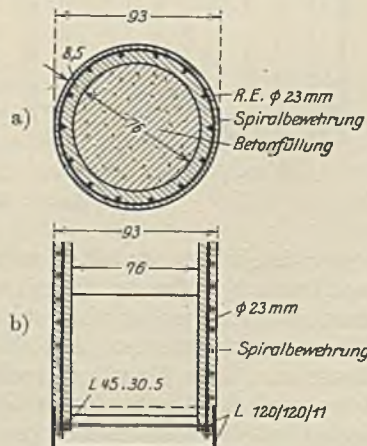


Abb. 98. Ummantelung von Holzpfählen durch einen Eisenbetonmantel.



99 a. Querschnitt im ausbetonierten Zustand.
99 b. Längsschnitt am Pfahlfuß ohne Betonfüllung.

Abb. 99 a und 99 b. Eisenbeton-Hohlpfähle bei der Lidingö-Brücke in Stockholm.

¹⁾ Werft Reederei Hafen 25, S. 618, Abb. 15.

²⁾ Die Bautechnik 1924, S. 407.

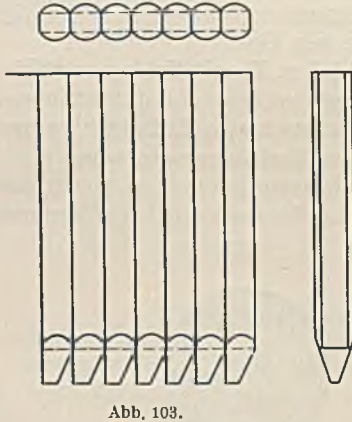
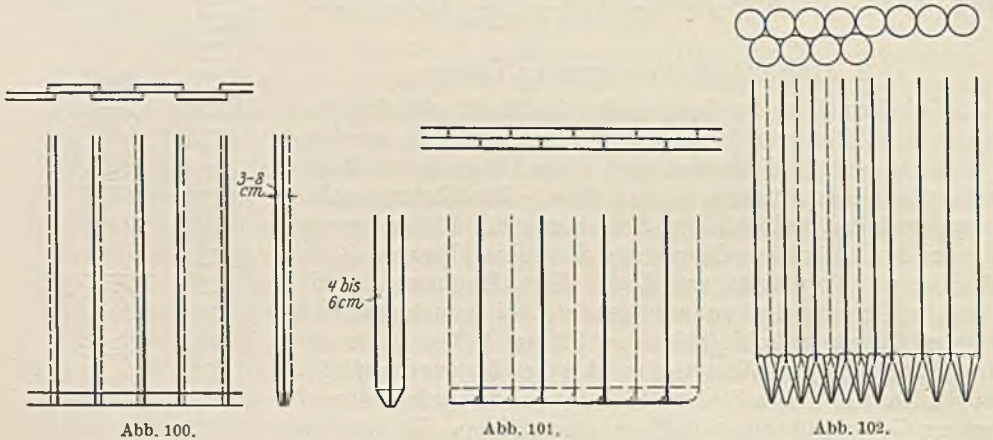
³⁾ Eng. News Rec. 1923, S. 243.

e) Abschlußwände.

1. Holzwände.

a) Stülp- und Pfahlwände.

Stülpwände können für geringe Tiefe aus gewöhnlichen ein- bis zweizölligen Brettern hergestellt werden, die gegeneinander versetzt nach Zuschärfung eingerammt werden (Abb. 100 u. 101). Wird wenig Wert auf Dichtigkeit der Wand gegen Wasser gelegt, dann kann man auch zwei Reihen von Rundpfählen schlagen (Abb. 102). Diese Wand ist brauchbar, wenn kein Wasserdruck hinter ihr vor-



- Abb. 100. Stülpwand mit gegeneinander versetzten Bohlen.
 Abb. 101. Doppelte Bohlwand mit gegeneinander versetzten Fugen.
 Abb. 102. Pfahlwand aus Rundpfählen.
 Abb. 103. Pfahlwand aus halbbehauenen Pfählen.
 Abb. 104. Pfahlwand aus im Querschnitt keilförmig behauenen Pfählen.

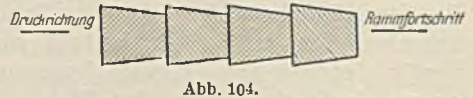


Abb. 103 bis 104. Hölzerne Abschlußwände ohne Spundung.

handen ist, wird aber selten verwendet. Die verbreitetste Form der Abschlußwand ist die Spundwand, die mit verschiedenen Formen der Spundung angewendet wird; sie kann aber bei nicht zu schwachen Wänden durch Wände aus behauenen Pfählen ersetzt werden (Abb. 103). Diese Pfähle können rechteckig oder keilförmig sein. Die Wand aus rechteckig behauenen Pfählen wird im Hamburger Hafen viel als Abschluß von Ufermauern auf stehendem Pfahlrost verwendet, hierbei hat die Wand meist eine Dicke von 30 cm. Die große Stärke der Wand erlaubt es, die Pfähle so hinunterzurammen, daß die Pfähle sich durchweg noch in irgend einer, wenn auch manchmal schmalen Fläche berühren, so daß die Dichtigkeit genügend groß ist. Das Aneinanderpressen der Pfähle während der Rammung wird durch keilförmiges Anspitzen vergrößert. Noch mehr wird dieses

dichte Aneinanderrammen erreicht, wenn die Pfähle keilförmig behauen sind, (Abb. 104).

Für alle Wände, von denen man eine größere Dichtigkeit verlangt, wird man aber Spundung vorsehen müssen.

β) Spundwände.

Für Baugruben größerer Tiefe und größerer Abmessungen, besonders aber bei größerem Wasserandrang, genügt die Umschließung mit einfachen Bohl- oder Stülpwänden nicht, ebensowenig bei Ausführungen in oder am offenen Wasser. Solche Verhältnisse erfordern die Verwendung gespundeter Bohlen, die mit Nut und Feder dicht schließend ineinandergreifen.

Die gebräuchlichsten Spundungsarten sind für schwächere Bohlen die Grat- (Abb. 105), Halb- (Abb. 106) und Keilspundung (Abb. 107) und von mindestens 10 cm Stärke ab die Quadratspundung (Abb. 108).

Die Spundung braucht nicht immer quadratisch zu sein. Bei starken Wänden ist es billiger, die Federn kürzer als $\frac{1}{3}$ der Pfahldicke zu halten (Abb. 109). Will man aber eine besonders dichte Wand erzielen, dann kann man bei naß gerammten Bohlen die Feder etwas länger halten als die Nuttiefe ist, die Nuttiefe aber um ein wenigges breiter machen als die Feder. Das nasse Holz ist sehr weich, so daß die Feder sich während des Rammens zusammen- und auseinanderpreßt und die Nut ganz ausfüllt (Abb. 110). Das Verfahren der Anwendung einer schwächeren Feder

wird auch für Keilspundung angewandt, hier allerdings mit gleich langer Feder und Nut. Die Keilspundung in dieser Form (Abb. 111), scheint die beste Lösung zu sein; sie ist z. B. bei dem Bau des Rhein-Herne-Kanales von Dr.-Ing. Goetzke mit gutem Erfolg angewandt worden. Diese Nut und Feder ist bei gleicher Bohlendicke stärker als die quadratische. Dadurch fallen viele Federbrüche fort, die Wand bleibt unverletzt und ist dann im ganzen dichter als die quadratisch gespundete, trotzdem die letztere Spundung an sich dichter sein müßte.

Die Stärke (Wanddicke) der meist 20 bis 35 cm breiten Spundbohlen beträgt 8 bis etwa 30 cm und richtet sich nach der Länge. Bis etwa 3 m Länge genügt eine Stärke von 10 cm, für jeden weiteren Meter Länge soll sie um etwa 1 bis 2 cm, im Mittel 1,5 cm, zunehmen. So hatten die hölzernen Spundwände bei der Kaiserschleuse in Bremerhaven z. B. 30 cm Dicke bei 18 m Länge. Das Anbringen der Spundung steigert, besonders bei großen Stärken, den Holzverbrauch erheblich. Um diesen Nachteil zu vermeiden, hat man die Pfähle auch beiderseits mit Nuten versehen und in die eine dieser Nuten eine Feder aus hartem Holz oder Eisen eingesetzt. Der gleiche Zweck wird bei den

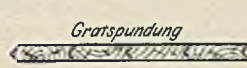


Abb. 105.



Abb. 107.

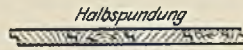


Abb. 106.



Abb. 108.



Abb. 109. Ausbildung der Spundung bei starken Wänden.



Abb. 110. Spundung zur Erzielung einer dichten Spundwand.



Abb. 111. Keilspundung für Spundwände beim Bau des Rhein-Herne-Kanals (beste Bauart).

Abb. 105 bis 111. Verschiedene Arten der Spundung von Holzspundwänden.

in Amerika gebräuchlichen Spundbohlen (Abb. 112 und 113) durch Zusammenschrauben aus einzelnen Bohlenstärken erreicht.

Schneide und Pfahlschuhe. Der Eindringungswiderstand der Bohlen wird durch schneidenförmiges Zuschärfen ihres unteren Endes verringert. Die Schneidenspitze muß genau in der Längsachse des Pfahlquerschnittes liegen, da die Bohle sonst nach einer Seite ausweicht. Die Länge der Schneide richtet sich nach der Bodenbeschaffenheit, und zwar muß sie um so stumpfer gehalten werden, je härter der zu durchrammende Boden ist. An der Spitze wird sie nochmals unter einem stumpfen Winkel ge-



Abb. 112.

Abb. 113.

Abb. 112 und 113. Aus einzelnen schwächeren Bohlen zusammengesetzte Spundbohlen.

brochen (Abb. 114). Für den dichten Zusammenschluß der einzelnen Ramm-elemente ist es von Vorteil, wenn die Schneide auch in der Richtung des Rammfortschrittes seitlich abgescrägt wird, da die Bohle dann beim Einrammen durch die Keilwirkung der Abschrägung gegen die Nachbarbohle getrieben wird. Die Abschrägung wird entweder nach Abb. 115 oder nach Abb. 116 ausgeführt. Die Anspitzung soll erreichen, daß ein Druck an der Pfahlspitze zu der bereits fertigen Wand hin ausgeübt wird. Um diese Wirkung noch zu verstärken, empfiehlt sich eine Behandlung der Spitze so, wie es die in Abb. 116a gezeichnete Ansicht von unten darstellt. Sie wird gemäß Darstellung somit nur so angespitzt, daß an der Seite der bereits gerammten Wand eine breite Fläche verbleibt, die nach vorn keilförmig ausläuft. Es wird dadurch an der Seite der fertigen Wand ein starker Druck von unten auf die in der Ramme steckende Bohle ausgeübt, der ein unten zur Wand hin drehendes Moment erzeugt.



Abb. 114.



Abb. 115.

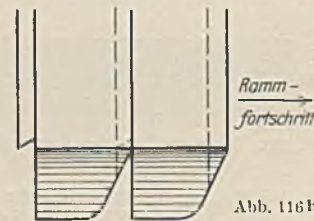


Abb. 116 b.

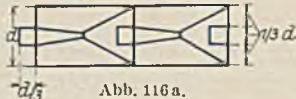


Abb. 116 a.

Abb. 115 bis 116. Ausbildungen der Spundwandschneiden bei hölzernen Spundwänden.

Pfahlschuhe sind für Spund- und Pfahlwände im allgemeinen



Abb. 117.



Abb. 118.

Abb. 117 und 118. Eckverbindungen hölzerner Spundwände durch Bundpfähle.

nicht zu empfehlen. Bei ihnen besteht immer die Gefahr, daß sie nicht die erforderliche Widerstandsfähigkeit besitzen, um die auftretenden Hindernisse zu überwinden, infolgedessen seitlich ausbiegen, sich vor den Spundpfahl legen und dann das Weiterrammen überhaupt unmöglich machen.

An den Punkten, in denen die Richtung der Spundwand sich ändert oder dort, wo Querwände abzweigen, werden stärkere Bund- oder Eckpfähle eingeschaltet. Die Abb. 117 und 118 zeigen ihre Ausbildung. In den Wänden auf gerader Strecke sind aber keine Bundpfähle nötig. Sie wurden früher viel ausgeführt, verteuern aber nur den Bau, ohne wesentlichen Nutzen zu stiften.

Die Dichtigkeit der hölzernen Spund- und Pfahlwände hängt wesentlich von der Beschaffenheit des Baugrundes und der auf die Ausführung verwendeten Sorgfalt ab. Die größte Gewähr für einen dichten Zusammenschluß

bieten gleichmäßige, nicht zu fest gelagerte Bodenarten, die frei von allen Einlagerungen sind. Auf die Ausführung der Rammarbeiten wird auf S. 94 näher eingegangen werden. Kleine Undichtigkeiten der Wand lassen sich durch Verstopfen der Fugen mit Moos oder Werg von der Wasserseite aus beseitigen. Guten Erfolg hat man auch mit Sägespänen erzielt, die, auf der Wasserseite ausgeschüttet, durch die Wasserströmung in die kleinen Öffnungen der Wand gezogen und durch den Wasserdruck in diesen festgehalten werden. Bei Betongründungen unter Wasser (vgl. S. 116) sind undichte Spundwände verschiedentlich mit geteertem Segeltuch gedichtet worden. Das Segeltuch wurde an der Baugrubenseite durch Beschwerung mit Eisenstangen herabgelassen, mit dem unteren Ende in die unter Wasser eingebrachte Sohlenlage einbetoniert und beim Leerpumpen der Baugrube gegen den Wasserdruck durch Aufnageln von Leisten an der Spundwand befestigt. Die Methode ist veraltet.

Die hölzernen Baugrubenumschließungen, insbesondere die hölzernen Spundwände lassen sich in schweren, festgelagerten und hindernisreichen Bodenarten nur schwer eintreiben und erhalten infolgedessen nicht immer die gewünschte Wasserdichtigkeit. Sie besitzen ferner in den gebräuchlichen Abmessungen nur verhältnismäßig geringe Widerstandsfähigkeit gegen Beanspruchungen durch Erd- und Wasserdruck und können bei längerer Dauer der Bauausführung an Gewässern, die Holzzerstörer enthalten, nicht verwendet werden (vgl. S. 41 u. f.).

2. Eisenbetonwände.

Bei den ältesten Eisenbetonwänden wurde die Bewehrung mit Profileisen ausgeführt.

Die Verwendung von Profileisen ist wegen des großen Eisenaufwandes und der teuren Nietarbeit nur selten wirtschaftlich, eignet sich jedoch als Ersatz der üblichen Rundeisenbewehrung, wenn ihre einwandfreie Herstellung aus Mangel an geeigneten Arbeitskräften Schwierigkeiten bereitet. Als Beispiel für eine Profileisenbewehrung diene die in Abb. 119a und 119b¹⁾ dargestellte veraltete Spundbohle von Rechtern, Vering und Döpping, die bei der Ausführung einer Kaimauer in Kiautschou verwendet wurde. Das System ist zu teuer und daher nicht zu empfehlen. Abb. 120 zeigt eine eigenartige, der Lackawanna Steel Company New York patentierte ummantelte Spundbohle²⁾. Die auf Seite 88 dargestellte eiserne Spundbohle dieser Gesellschaft wird so weit mit einem Eisenbetonmantel umgeben, daß die klauenartigen Bohlenenden während der Rammung ineinander greifen können. Nach dem Einrammen werden die zwischen den einzelnen Bohlen verbliebenen Lücken mit Beton oder Zementmörtel ausgefüllt.

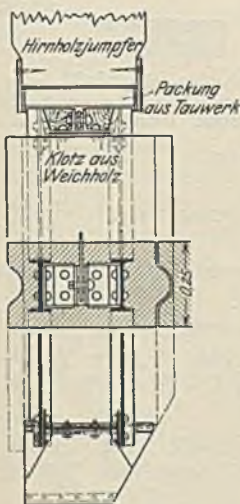


Abb. 119a.

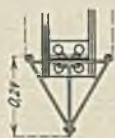


Abb. 119b.



Abb. 120. Betonummantelte eiserne Spundbohle Patent „Lackawanna“.

Abb. 119a und 119b. Eisenbetonspundbohle mit Profileisenbewehrung und Ausbildung der Schlaghaube.

¹⁾ Zentralbl. Bauverw. 1900, S. 616.

²⁾ Gutacker: Ummantelte Spundwandisen. Beton Eisen 1915, S. 153.

In besonderen Fällen kann die Verstärkung von eisernen Spundwänden durch Betonummantelung in Frage kommen, wird aber meist vermieden werden. Die vorerwähnten Arten können jedenfalls heute im allgemeinen als gänzlich veraltet gelten.

Die Eisenbetonspundpfähle erhalten entweder halbkreis- oder keilförmige Nut und Feder (Abb. 121 bis 123), oder durchweg nur Nuten (Abb. 124). Die Längsbewehrung, die wie bei den Pfählen aus einzelnen Rund-eisenstäben besteht, wird an den beiden Längsseiten verlegt. Die Querbewehrung besteht meist aus Rund- oder Flacheisenbügeln. Besondere Sorgfalt ist auf die Bewehrung von Nut und Feder zu verwenden, in der Regel wird zu ihrer Verstärkung noch je ein Längseisen in der Längsachse des Querschnittes angeordnet. Die Schneiden der Spundbohlen schärft man zweckmäßig wie die der hölzernen



Abb. 121 a. Querschnitt der Bohle.

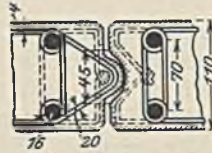


Abb. 121 b. Querschnitt von Nut und Feder.

Abb. 121 a und 121 b. Eisenbetonspundwand.

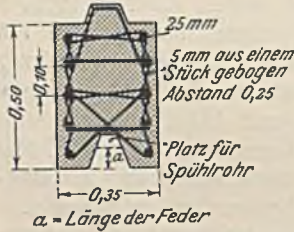


Abb. 122. Eisenbetonspundbohle mit keilförmiger Nut und Feder.

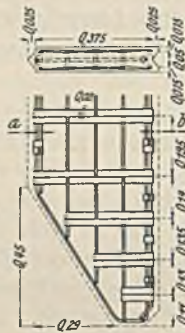


Abb. 123. Eisenbetonspundbohle mit Querbewehrung aus Bandeisen.

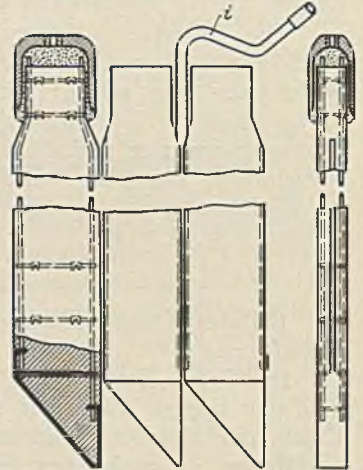


Abb. 124 a. Ansicht,

Abb. 124 b. Längsschnitt.

Abb. 124 c. Querschnitt.

Abb. 124 a bis 124 c. Eisenbetonspundbohle und Schlaghaube. Bauart Hennebique.

Abb. 121 bis 124. Ausbildung von Spundbohlen aus Eisenbeton.

Bohlen (S. 82) einseitig zu und versieht sie in härteren Bodenarten mit einem eisernen Schuh.

Abb. 121 zeigt den Querschnitt und die Ausbildung von Nut und Feder der für die Uferschälung Ruhrort verwendeten Spundwand.

Abb. 123¹⁾ zeigt eine Spundbohle, deren Längsstäbe paarweise aus einem Stück gebogen und mit Bügeln aus Bandeisen umflochten sind. Kleine Bandeisenstücke halten die Nut- und Federstäbe sowie die Längsstäbe in der Breitenrichtung im richtigen Abstand voneinander.

Die Feder der Spundbohle Abb. 122 ist etwas kürzer als die Nut. In den verbleibenden Hohlraum der Nut soll das Spülrohr zum Einspülen der Bohlen eingeführt werden.

Abb. 124²⁾ zeigt die Spundbohle Patent Hennebique. Die Art der Bewehrung ist aus den Abbildungen ersichtlich. Diese Bohlen besitzen nur halbkreisförmige Nuten und keine Federn. Sie werden beim Eintreiben durch eine

¹⁾ Horn: Spundbohlen aus Eisenbeton. Beton Eisen 1912, S. 34.

²⁾ Zentralbl. Bauverw. 1900, S. 404.

mit der Bewehrung verbundene Nase geführt. Der zwischen den Bohlen verbleibende Kanal wird nach der Rammung sorgfältig ausgespritzt (Druckwasserrohr *i*) und mit Zement vergossen.

Herstellung der Eisenbetonrammpfähle und Eisenbetonspundbohlen. Die Güte der Eisenbetonpfähle hängt in hohem Maße von der auf ihre Herstellung verwendeten Sorgfalt ab. Das vorher vollständig zusammengebaute Eisengerippe wird in stehenden oder liegenden Bretterformen umgossen oder besser mit Weichbeton ausgefüllt. Dabei ist jede Verschiebung des Gerippes aus der entwurfsmäßigen Lage sorgfältig zu verhüten.

Stehende Stampfformen haben den Vorteil, daß (wenigstens für Druckpfähle) der Beton in der Lage, in der er verwendet wird, erhärtet, so daß die Festigkeit des Pfahles in der Richtung der Kraftwirkung am größten wird. Ferner kann bei ihnen der Querbewehrung eine größere Anfangsspannung gegeben werden. Sie erfordern aber bei einiger Pfahlänge hohe und kostspielige



Abb. 125. Herstellung der Eisenarmierung.

Abb. 125 und 126. Herstellung von Eisenbetonrammpfählen bei der Fundierung eines Speichers im Aschaffburger Hafen.

Gerüste, besondere Aufzugsvorrichtungen für die Heranschaffung der Baustoffe und besondere Vorkehrungen für das Umlegen der fertiggestellten Pfähle. Die Pfähle müssen in einem engen Raum gegossen werden. Infolgedessen können nur wenige Arbeiter gleichzeitig tätig sein, und ihre Arbeit läßt sich nur unvollkommen überwachen. Schließlich müssen die senkrecht gefertigten Pfähle so lange in der Form stehen bleiben, bis sie die für das Umlegen erforderliche Festigkeit erlangt haben. Diese Ausführungsweise erfordert also eine große Zahl von Formen, wenn die Ausführungsdauer möglichst beschränkt werden muß.

Diese Nachteile werden durch liegende Formen vermieden. Die Bildung von Fugen in der Druckrichtung läßt sich bei ihnen durch nasse Betonmischungen und schnelles ununterbrochenes Einbringen des Betons verhüten. Abb. 125 zeigt die Herstellung des Eisengerippes und Abb. 126 das Einbringen des Betons in liegende Formen, wie es bei einer Speichergründung im Aschaffburger Hafen durch die Firma Fleckenstein zur Ausführung kam.

Das Mischungsverhältnis des Betons richtet sich nach der Erhärtungsdauer, die man dem Pfahle vor seinem Eintreiben lassen will. Sie muß um so fetter gewählt werden, je früher der Pfahl verwendet werden soll. In der Regel bemißt man die Erhärtungsdauer vor dem Eintreiben auf etwa 4 bis 5 Wochen. Während des Erhärtens sind die Pfähle stets feucht zu halten. Bei den angeführten Beispielen wurden z. B. folgende Mischungsverhältnisse verwendet. Für die Züblinpfähle (Abb. 59—63) 1 Teil Zement : 3 Teilen Rhein-

kies. Für andere Pfähle und Bohlen hat man fettere Mischungen verwendet, z. B. 1 Teil Zement : 1,5 Teilen Sand : 3,3 Teilen Kies oder 1 Teil Zement : 1 Teil Sand : 2,5 Teilen Kies. An den Nuten und Federn sind die Mischungen noch fetter gewählt worden. Man macht die Mischung am Kopf am besten fetter als am Fuß, z. B. oben 1 : 2,8 unten 1 : 3,2.



Abb. 126. Einbringen des Betons in die liegenden Formen.

3. Eiserner Wände.

a) Allgemeines.

Man versuchte bereits im Anfange des vorigen Jahrhunderts die hölzernen Spundbohlen durch gußeiserner zu ersetzen. Diese fanden jedoch wegen der geringen Widerstandsfähigkeit dieser Eisenart keine weitere Verbreitung. Dagegen haben sich die Walzeisernerwände in letzter Zeit immer mehr Eingang verschafft, besonders seitdem man auch diese Wände unter Wasser abbrennen kann. Die bereits mitgeteilten guten Erfahrungen über die große Lebensdauer der eisernen Bohlen (Bericht Kölle) wird weiter dazu beitragen, das Anwendungsgebiet der eisernen Spundwände zu vergrößern, besonders, da es die ein-

zigen Wände sind, bei denen man mit Sicherheit auf Dichtigkeit rechnen kann.

Die Vorzüge der Walzeisernerwände gegenüber den hölzernen sind: größere Widerstandsfähigkeit bei erheblich geringeren Querschnittsabmessungen, durch den schwächeren Querschnitt und kleineren Umfang bedingte leichtere Rammfähigkeit und größere Dichtigkeit infolge sorgfältigerer Durchbildung der Verbindungen zwischen den einzelnen Spundbohlen. Einzelne Hindernisse im Boden lassen sich mit Eisenwänden leicht umgehen, häufig sogar (z. B. Baumwurzeln) mit angeschärften Bohlen durchrammen. Auch in festen Bodenarten, weichem Fels oder festem Ton und Mergel können eiserne Bohlen in der Regel wenigstens so weit eingetrieben werden, daß der dichte Abschluß der Wand an der Sohle erreicht wird. Die leichte Rammfähigkeit ist ferner von besonderem Vorteil bei Gründungen in der Nähe bestehender Bauwerke, bei denen auf möglichste Einschränkung der Erschütterungen Wert gelegt werden muß.

Demgegenüber sind die Beschaffungskosten der eisernen Wände wesentlich höher als die der hölzernen. Dieser Nachteil wird jedoch in vielen Fällen neben der Ersparnis an Ausführungs- und Nachdichtungskosten dadurch aufgewogen, daß sich die eisernen Bohlen unbeschädigt wiedergewinnen und wiederholt verwenden lassen. Diese Wiedergewinnung läßt sich besonders gut bei der Verwendung der von der Dortmunder Union aus besonderem Festigkeitsmaterial hergestellten Larssenwände erreichen¹⁾. Daß eiserne Spundwände, die ent-

¹⁾ Das gewöhnliche Spundwandmaterial der Dortmunder Union, die Larssenwand, hat 40 bis 50 kg Festigkeit mit 22 vH Dehnung gegenüber der Festigkeit des Festigkeits-

weder völlig im Boden stehen oder durch Betonvorlage oder Anstrich geschützt werden können, auch für Baugrubenumschließungen, die nach Beendigung der Gründungsarbeiten den dauernden Schutz des Bauwerkes gegen Unterspülungen übernehmen sollen, geeignet sind, darf nach den heutigen Erfahrungen angenommen werden. Der Schutz gegen Unterspülungen scheint auch dann noch gewährleistet, wenn die Pfähle durch Rosten ihr statisches Widerstandsvermögen eingebüßt haben. Durch die im Boden befindliche Rostschicht, die ja außerdem ein größeres Volumen haben muß als das eingebrachte Spundwand Eisen, wird auf den anliegenden Boden ein erheblicher Druck ausgeübt, der ihren Zusammenhalt verbürgt und so eine für das Wasser undurchlässige Wand bildet. Es kommt aber außerdem noch hinzu, daß im Laufe der Jahre eine Selbstdichtung des Bodens durch die im Wasser vorhandenen Sinkstoffe einzutreten pflegt. Durch Verwendung von Cu-Stahl der Dortmunder Union (Gelsenk. B. V.) ist die Rostgefahr fast behoben.

β) Ältere Wandformen.

Für geringere Baugrubentiefen bis zu etwa 2 m ist die in Abb. 127¹⁾ dargestellte Umschließung mit Wellblechwänden angewendet worden. Als Leitpfähle dienten bei diesen Wänden aufgeschlitzte Siederohre, die man am unteren Ende mit einem Ringe oder einer vollen Spitze versehen hatte, um beim Einrammen das Auftreiben der Rohre durch eindringenden Boden zu verhindern.

Für die gleichen Verhältnisse eignen sich die Hängeblechspundwände, Bauart Lang (Ausführung Maschinenfabrik Magdeburg-Buckau), deren Abmessungen, Ausbildung und Verwendung die Abb. 128a

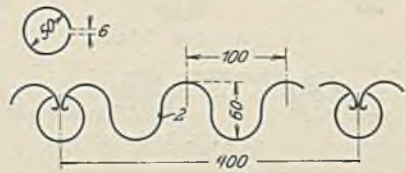


Abb. 127. Wellblechspundwand.

und 128b zeigen. Die Spundbohlen dieser Bauweise bestehen aus Bogenblechen, die wegen der Bogenform sehr günstig beansprucht werden. Die Bleche greifen mit Falzen so ineinander (Labyrinthdichtung), daß die in ihnen auftretenden Zugkräfte die Falze fest zusammenziehen und dadurch eine gute Dichtung bewirken. Am Kopfe sind die Bohlen mit einem Saumwinkel versehen, der den Rammschlag im Massenschwerpunkt des Bleches aufnimmt und durch zwei in der Längsrichtung verlaufende Winkeleisen auf das Blech überträgt. Die beiden Löcher a a dienen beim Herausziehen als Eingriff für die Kettenhaken. Die

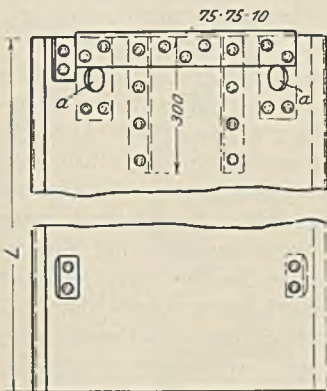


Abb. 128 a. Ansicht.

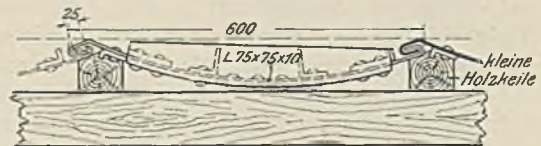


Abb. 128 b. Querschnitt.

Abb. 128 a und 128 b. Spundwände aus Eisenblech für geringere Tiefe.

Langschen Wände müssen nach Abb. 128 b an den Verbindungsstellen und nicht etwa im Scheitel der Bogenbleche abgesteift werden, damit sie sich unter dem Erd- und Wasserdruck frei durchbiegen können. Statt der Bohlen mit Falzverbindung werden in festerem Boden und bei geringerem Wasserandrang

materials von 50 bis 60 kg und 20 vH. Dabei kostet das Festigkeitsmaterial heute (Ende 1925) nur 180 M/t gegenüber dem gewöhnlichen Material mit 170 M/t. S. auch S. 46 über Kupferstahl.

¹⁾ Zentralbl. Bauverw. 1889, S. 391.

auch solche mit loser Überdeckung an den Stößen verwendet. Wellblech und Hängeblech haben den Nachteil, sich nicht wiederholt rammen zu lassen, sowie der Boden nicht ganz gleichmäßig ist.

Bei größeren Tiefen sind Spundbohlen aus gewöhnlichen Profileisen (Abb. 129), aus Profileisen zusammengenietete Bohlen (Abb. 130) oder besondere Walzprofile zur Anwendung gekommen. Die meisten Bohlen dieser Art dürfen aber als gänzlich veraltet gelten.

Die Verwendung von Profileisen hatte früher (heute nicht mehr) den Vorteil, daß sich solche Bohlen leichter und schneller beschaffen ließen als eiserne Spundbohlen. Doch ist die Materialausnutzung bei diesen Wänden sehr unwirtschaftlich. Auch erschwert bei den zusammengesetzten Profilen die Niet-



Abb. 129. Eiserne Spundwand aus Profileisen.



Abb. 130. Friestedt.

Abb. 129 und 130. Aus Profileisen zusammengesetzte eiserne Spundbohlen.



Abb. 131. Behrend.



Abb. 132. Lackawanna.

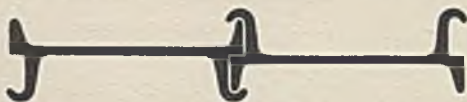


Abb. 133. Vanderkloot.

Abb. 131 bis 133. Amerikanische Bauarten eiserner Spundwände.

verbindungen das Eintreiben. Die Abb. 130 zeigt eine in Amerika verwendete Spundwand aus Profileisen (Bauart Friestedt).

Die Abb. 131 (Behrend), 132 (Lackawanna) und 133 (Vanderkloot) zeigen gleichfalls in Amerika gebräuchliche Spundbohlen aus besonderen Walzprofilen, die aber alle den Nachteil haben, daß die Eisenmassen sehr nahe an der Schwerpunktslinie des Wandquerschnittes liegen, und die aus ihnen hergestellten Wände infolgedessen nur ein geringes

Widerstandsmoment besitzen. Diese Bauarten sind statisch minderwertig.

Dieser Nachteil wird bei den in Deutschland verwendeten Bauarten vermieden. Die ältere unter ihnen, die Bohle Bauart Larssen¹⁾ (Deutsch-Luxemburgische Bergwerks- und Hütten A.-G.) besteht in ihrer älteren Form Abb. 134 aus einem den Eisenbahnschwellen ähnlichen Walzprofil, an das Z-förmige Führungsleisten genietet sind. Die Bohlen werden wechselseitig zur Wandachse so miteinander verbunden, daß die aus ihnen hergestellte Spundwand einen wellenförmigen Querschnitt erhält. Als nachteilig erwiesen sich bei ihr die Nietverbindungen zwischen den Führungsleisten und den Bohlen, weil sie durch die vorspringenden Nietköpfe den Rammwiderstand erhöhten. Außerdem besaß die Nietung nicht die hinreichende Widerstandsfähigkeit, um das Abreißen der Führungsleiste bei außergewöhnlichen Beanspruchungen verhindern zu können.

γ) Neuere Wandformen.

Die neue Larssenwand. Die Entstehung der weiter unten genannten Wandformen, wie Ransome, Lamp, Rothe Erde, veranlaßte die Dortmunder Union eine völlig durch Walzung hergestellte Larssenbohle zu schaffen (Abb. 135). Die Form der Halbwellen ist beibehalten worden, das Schloß aber ohne Nietung gewalzt. Das Schloß hat eckige Formen, so daß die Dichtung dieser Wand eine besonders gute ist (Labyrinthdichtung).

Ein Nachteil der genieteten Larssenwand lag darin, daß die Verbindung

¹⁾ Es ist unbestritten das große Verdienst Larssens, die erste, wirklich zweckmäßig gebaute Bohle geschaffen zu haben.

im Schloß zum wenigsten theoretisch nur geringe Schubspannungen aufnehmen konnte (sofern nicht Verbiegungen oder Rosten eine Verbindung schufen). Man mußte, theoretisch wenigstens, als Null-Linie die Schwerachse einer Halbwelle nehmen, so daß dann nur das halbe Widerstandsmoment gerechnet werden konnte, wie bei Lage der Schwerachse in der Linie der Schloßmitte. Diese Frage war von Bedeutung, da in der Null-Linie bei Biegung die größten Schubkräfte auftreten. In den meisten Fällen war aber in dem Schloß eine Reibung vorhanden, die große Teile der Schubkräfte aufnehmen kann. Dieser Zusammenhang im Schlosse ist heute durch ein besonderes Verfahren der Dortmunder Union zu einem vollständigen gemacht worden. Es wird das mittlere Schloß jeder Doppelbohle künstlich mit einer besonderen Maschine durch Erzeugung von Druckpunkten verbogen, so daß eine Verschiebung nicht mehr möglich ist. Man kann heute somit eine Doppelbohle so rechnen, als ob sie ein einheitliches Gebilde wäre. Versuche der Gels. B. G. unter Leitung von Lohmeyer haben den vollen Beweis hierfür erbracht. Die Larssenwand hat somit statisch die gleichen Verhältnisse wie die Spundwand Rothe Erde, ist aber wegen des kantigen Schlosses dichter, zudem ist die Larssenwand massiver gebaut, etwas

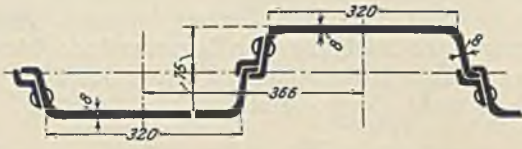


Abb. 134. Alte Bauart Larssen. Das Schloß ist durch Nietung hergestellt.

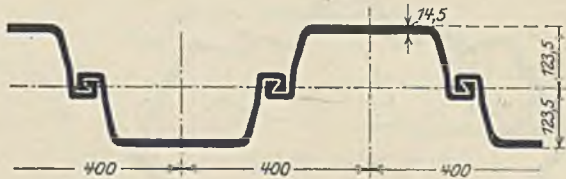


Abb. 135. Neue Bauart Larssen mit gewalztem Schloß.

Abb. 134 und 135, Eiserner Spundwand, Bauart Larssen.

zusammenhang im Schlosse ist heute durch ein besonderes Verfahren der Dortmunder Union zu einem vollständigen gemacht worden. Es wird das mittlere Schloß jeder Doppelbohle künstlich mit einer besonderen Maschine durch Erzeugung von Druckpunkten verbogen, so daß eine Verschiebung nicht mehr möglich ist. Man kann heute somit eine Doppelbohle so rechnen, als ob sie ein einheitliches Gebilde wäre. Versuche der Gels. B. G. unter Leitung von Lohmeyer haben den vollen Beweis hierfür erbracht. Die Larssenwand hat somit statisch die gleichen Verhältnisse wie die Spundwand Rothe Erde, ist aber wegen des kantigen Schlosses dichter, zudem ist die Larssenwand massiver gebaut, etwas

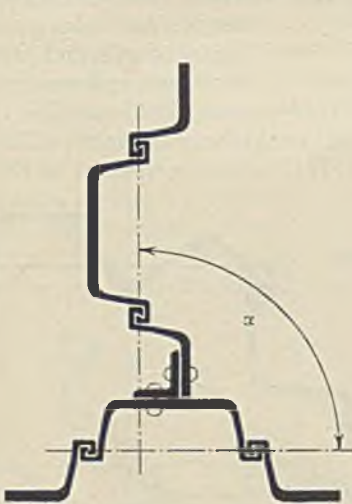


Abb. 136.

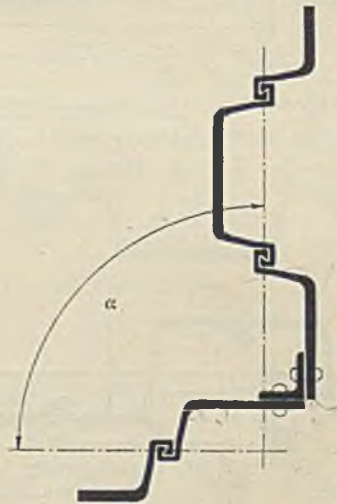


Abb. 137.

Abb. 136 bis 139, Spundwandanschlüsse und Eckverbindungen. (Eiserne Spundwand, Bauart Larssen.)

was sich bei der Rammung als vorteilhaft erwiesen hat. Die Abb. 136 bis 139 zeigen verschiedene Formen der Anschlüsse und Eckausbildungen. Man ist tatsächlich in der Lage, jeden beliebigen Winkel herzustellen. Die Eckbohlen sind vorrätig und werden auf Bestellung geliefert.

Die Spundwand Rothe Erde. Diese Wand, Abb. 140, wurde früher gleichfalls von dem Gelsenkirchener Bergwerks- und Hüttenverein ausgeführt, und zwar auf

dem Walzwerk Rothe Erde in Aachen. Das Patent mußte aber an eine belgische Firma abgetreten werden. Die Wände werden jetzt in Belgien hergestellt. Die Schloßform ist annähernd die gleiche, wie sie die anderen Spundwandformen besitzen. Nach der heutigen Entwicklung der Larssenwände bietet die Wand Rothe Erde keinerlei Vorteile, kann im Gegenteil als nicht ebenso dicht bezeichnet werden.

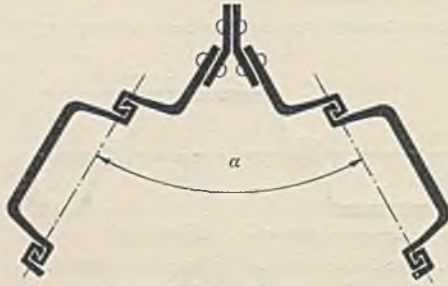


Abb. 138.



Abb. 139.

Die Lampwand. Für die Spundbohlen Bauart Lamp (Abb. 141) (Wessels und Wilhelmi, Hamburg) darf ebenfalls das auf die Schwerachse des Wandquerschnittes bezogene Widerstandsmoment voll in Ansatz gebracht werden, obgleich die Verhältnisse bei der Biegungsbeanspruchung einer solchen Wand theoretisch etwas ungünstiger sind¹⁾. Die Lamp-schen Spundwände bestehen aus Z-förmigen Einzelbohlen, die im Wellenberg oder Wellental des Wandquerschnittes ineinandergreifen.

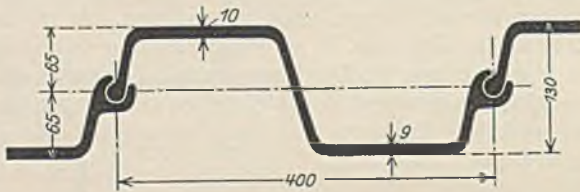


Abb. 140. Eiserner Spundwand Rothe Erde.

Die Lamp-schen Spundwände bestehen aus Z-förmigen Einzelbohlen, die im Wellenberg oder Wellental des Wandquerschnittes ineinandergreifen. Die

Abb. 142 zeigt eine Eckausbildung mit Lamp-schen Bohlen. Die Lamp-schen Spundwände wurden früher in Belgien und Luxemburg gewalzt. Nach Mitteilung des Ingenieurbüros Wessels und Wilhelmi schweben z. Zt. (1926)

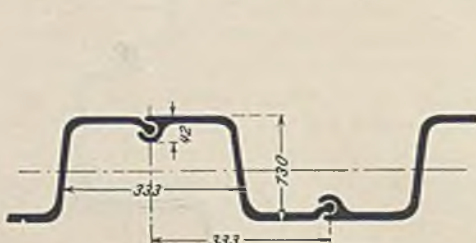


Abb. 141. Wandquerschnitt.

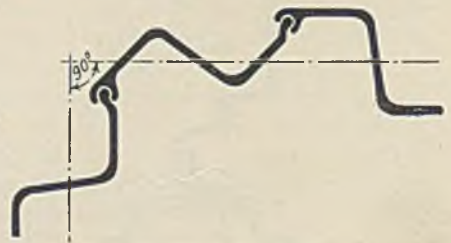


Abb. 142. Eckverbindung.

Abb. 141 und 142. Eiserner Spundwand, Bauart Lamp.

Verhandlungen mit deutschen Walzwerken über die Aufnahme der Herstellung. Abb. 145 zeigt eine neue Form der Lampbohle, die patentiert ist.

Sowohl die Larssenwand mit schubfestem gepreßtem Mittelschloß als auch die Rothe-Erde-Wand und die Lampwand haben rein theoretisch nicht das praktisch gewöhnlich angenommene Widerstandsmoment aufzuweisen. Abb. 143

¹⁾ Vgl. dazu Zentralbl. Bauverw. 1915, S. 263/264. Gutacker: Über die statische Wirkung verschiedener Spundwandeeisen.

und 144 zeigen die Hauptachsen für die neue Larssen- und die Rothe-Erde-Wand, Abb. 145 für die Einzelbohle der Lampwand. Diese theoretischen Linien haben

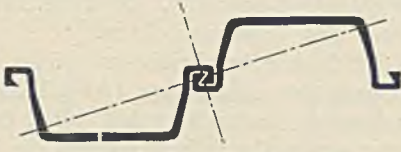


Abb. 143. Bauart Larssen.
Abb. 143 bis 145. Lage der Hauptachse bei den verschiedenen Spundwandprofilen.



Abb. 141. Bauart Rothe Erde.



Abb. 145. Bauart Lampe.

aber praktisch keine wesentliche Bedeutung. Es müßte die Erde bei diesen drei Systemen normal zu der theoretischen Null-Linie des kleinsten Widerstandsmomentes abrutschen. Es würde dann bei der Larssen- und der Rothe-Erde-Wand nur eine Teilkraft des Erddrucks auftreten, wie er sich normal zur Wand entwickeln kann, dazu neue zurückhaltende Reibungskräfte im Boden. Bei der Lampwand würden sich die Gleitflächen dauernd für jede nächste Bohle durchkreuzen, dazu hat hier die Biegelinie von Nut und Feder zweier Bohlen entgegengesetzte Krümmung, die Bohlen stützen sich praktisch gegeneinander ab. Man wird somit praktisch mit dem Widerstandsmoment in der Wandachse als kleinstem Widerstandsmoment rechnen dürfen. Hinzu kommt noch, daß die Bohlen oben durch die Holme und am Fuß durch das Gegeneinanderwirken von passivem und aktivem Erddruck bis zu einem gewissen Grade eingespannt sind, so daß ihre Verdrehung kaum möglich erscheint. Neuere Versuche der Dortmunder Union (Gelsenk. Bergw.-Verein) haben zudem, wie gesagt, bewiesen, daß für die gepreßte Doppelbohle Larssen das volle Widerstandsmoment eingesetzt werden darf.

Die Ransomewand. Bei dieser Bohle liegen die statischen Verhältnisse völlig eindeutig. Die Ransomewand (Ph. Deutsch & Co. G. m. b. H., Berlin) Abb. 146, bei der jede einzelne Bohle eine volle Welle des Wandquerschnittes bildet, fällt die Schwerachse des Bohlenquerschnittes mit der des Wandquerschnittes zusammen. Die einzelnen Bohlen werden bei ihr ebenso wie bei der Mehrzahl der verschiedenen Bauarten durch eine wulstförmige Feder verbunden, die in einer



Abb. 146. Bauart Ransome.



Abb. 147. Abzweig einer Seitenwand nach Bauart Ransome.

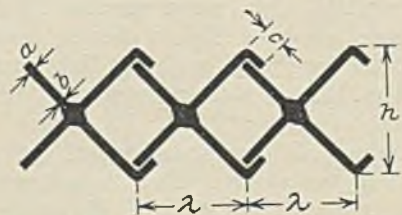


Abb. 148. Eisernen Spundbohle mit kreuzförmigem Querschnitt, Bauart Krupp.

klauenförmigen Nut der Nachbarbohle geführt wird. Die Art der Schloßausbildung der modernen eisernen Spundwände gibt den Bohlen eine außerordentliche Beweglichkeit gegeneinander und ermöglicht dadurch das Rammen gekrümmter Wände, erfordert aber aus dem gleichen Grunde eine gute Sicherung gegen Verdrehen beim Rammen gerader Wände. Infolge geringer Wellenhöhe

besitzen die Ransomebohlen nur ein verhältnismäßig geringes Widerstandsmoment, die Stoffausnutzung ist daher bei ihnen im Vergleich zu den anderen Bauarten nicht sehr günstig (vgl. untenstehende Übersicht). Die Abb. 147 zeigt die Ausbildung eines Querwandanschlusses mit Ransomebohlen.

Die Firma Krupp stellte eine von den bisher beschriebenen völlig abweichende Spundbohlenform mit kreuzförmigem Querschnitt her (Abb. 148)¹⁾, bei der die Verbindung zwischen den Einzelbohlen dadurch erzielt wird, daß die hakenförmig umgebogenen Kreuzarme der einen Querschnittshälfte die beiden glatten Arme der anderen Querschnittshälfte der Nachbarbohle umfassen. Als Vorteile dieser Bauart wurden angeführt: großer Widerstand gegen das Verdrehen des einzelnen Pfahles beim Rammen infolge Anordnung der Verbindung zwischen den Einzelpfählen an der äußeren Kante des Querschnittes und das Fehlen der engen Nuten, die bei den anderen Bauarten infolge Einklemmens kleiner Fremdkörper leicht das Rammen erschweren, bisweilen sogar eine Trennung der Einzelbohlen bewirken. Demgegenüber steht jedoch, wie die nachstehende Übersicht zeigt, eine ungünstigere Stoffausnutzung als bei den anderen Bauarten. Die Bohle ist heute kaum noch auf dem Baumarkt zu finden.

Die meisten Spundwände sind rechnerisch trotz ihrer hohen Widerstandsmomente in sehr hohen Wänden bei Ansatz der vollen theoretisch errechneten Erdldrücke noch nicht stark genug. Es wird deshalb von dem Deutsch-Luxemburgischen Bergwerksverein ein Kastenquerschnitt (Abb. 149) hergestellt,

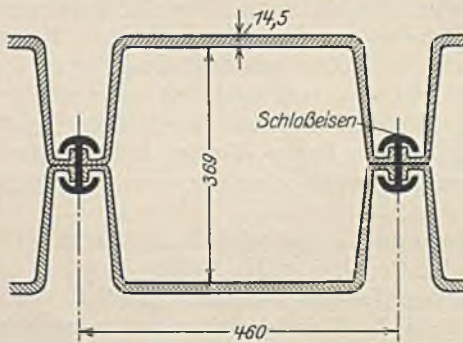


Abb. 149. Zusammengesetztes Kastenprofil der Dortmunder Union.

der Widerstandsmomente bis über 7000 cm/m aufweist. Der Querschnitt besteht aus zwei aufeinander gelegten Hälften, die beiderseits durch je ein doppelankerartiges Stück zusammengehalten werden. Dieses Stück bildet gleichsam die Klaue. Die Bohle ist auch in die Übersicht mit aufgenommen worden. Ihr Widerstandsmoment kann durch Ausfüllung mit Beton bedeutend verstärkt werden. Die Bohle empfiehlt sich bei besonders schwer belasteten Wänden. In ganz schwierigen Fällen kann man den leer gespülten Zwischenraum mit

einem Drahtgerippe (wie bei den verschiedenen Ortpfählen) versehen und dann mit Beton ausgießen. Die Kastenwand kann gemäß Abb. 150 auch in Verbindung mit der gewöhnlichen Larssenwand gerammt werden. Diese Bauart empfiehlt sich, wenn einzelne Punkte der Wand z. B. durch Krane schwer belastet sind. — Neben diesem zweiteiligen Kastenprofil mit besonderem Schloß stellt die Firma noch die Hohlwand Patent Köhler her. Bei dieser wird nach Abb. 151 ein Kastenquerschnitt durch Zusammensetzung aus 4 einzelnen Spundwandteilen geschaffen. Es werden hierbei 2 hintereinander stehende Wände von kleinem Widerstandsmoment durch besondere Stegeisen zu einheitlicher Wirkung verbunden. Der Zwischenraum wird ausbetoniert. Die Wand ist vorn ganz glatt ohne Wellen. Es werden 3 Profile hergestellt mit 5000 cm³, 7970 m³ und 13750 cm³ Widerstandsmoment für den Meter Wandlänge. Die vorher geschilderte Kastenwand mit sicherer Schloßverbindung dürfte im allgemeinen den Vorzug verdienen. — Die Dichtigkeit der Verbindungsstellen eiserner Spundwände läßt sich ähnlich wie bei den hölzernen durch Einschlämmen von Ton, Sägespänen, Laub usw. erhöhen.

¹⁾ Schenk: Eine neue Form für eiserne Spundbohlen. Zentralbl. Bauverw. 1915, S. 360/361.

Die nachstehende Übersicht¹⁾ gibt die Hauptabmessungen der gebräuchlichsten Spundwandarten. Die Kruppwand ist des theoretischen Interesses halber aufgenommen.

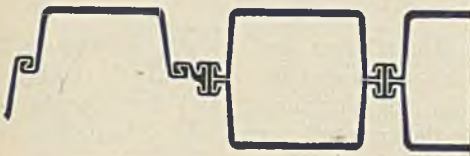


Abb. 150. Anschluss gewöhnlicher Larssenwände an das Kastenprofil. (Dortm. Union, Deutsche Stahlwerke.)

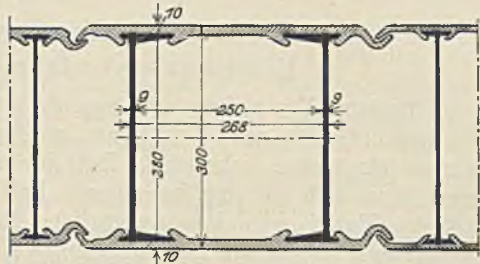


Abb. 151. Hohlwand Pat. Köhler. (Dortm. Union, Deutsche Stahlwerke.)

Zahlentafel der Spundwände²⁾.

Bauart	Profil-Nr.	Bohlenbreite in mm	Wellenhöhe in mm	Gewicht f. d. m Bohle in kg	Gewicht f. d. qm Wand in kg	Widerstandsmoment für den m Wand in ccm	Widerstandsmoment Gewicht
Larssen Abb. 135	I	400	150	38	96	500	5,2
	II	400	200	49	122	849	6,95
	III	400	247	62	155	1363	8,82
	IV	400	310	75	187	2037	10,8
	V	400	344	100	238	2962	12,5
Rote Erde Abb. 140	I	380	80	32	84,3	230	2,34
	II	380	130	42,8	117,7	485	4,15
	III	380	170	51,7	136,1	744	5,47
	IIIA	380	170	55,7	146,6	770	5,1
	IV	380	190	59,5	156,6	966	6,16
	IVA	380	190	67	176,4	1055	6,0
Lamp Abb. 141	V	550	230	117,7	214	1655	7,65
	I	400	125	39,9	99,7	500	5
	II	333	130	43,3	130	700	5,4
	III	400	225	74,8	187,1	1705	9,1
	IV	400	280	78,2	195,5	2220	11,4
Ransome Abb. 146	V	430	320	104,5	243	3115	12,8
	Standard	362	81	49	136,7	349	2,2
	Light	254	63,5	26	102,5	199	1,93
Krupp Abb. 148	Heavy	368	152,4	67,4	183	1095	5,98
	I	125	135	30	240	630	2,63
	II	160	170	40	263	840	3,19
Kasten- ³⁾ profil Abb. 149	III	185	230	36	248	1023	3,90
	Ic				293	3000	10,3
	II				377	4800	12,7
Hohlpfahl Köhler Abb. 151	Vb				526	7700	14,6
	I				358	5000	14
	II				488	7970	16,3
	III				650	13750	21

¹⁾ Gutacker: Spundwandisen. Eisenbau 1915, S. 78.

²⁾ Die Angaben über die Bauarten Larssen, Rote Erde, Lamp, Ransome sind den neuesten Werbeheften (1925/26) entnommen. Die Abmessungen der Kruppschen Profile nach Gutacker: Eisenbau 1915, S. 78.

³⁾ Das Profil II wird zur Zeit (1926) schon hergestellt. Die Herstellung der Profile Ic und Vb soll aufgenommen werden.

f) Einbringen der Pfähle und Wände. (Rammen, Einspülen, Einschrauben usw.)

1. Art und Anwendungsgebiet der verschiedenen Einbringungsverfahren und Rammgeräte.

Die zum Eintreiben von Spund- und Rostpfählen (vgl. Pfahlgründungen) dienenden Geräte und Werkzeuge werden im 4. Bande des ersten Teils dieses Werkes eingehend behandelt. Bei der Wahl des Verfahrens und der Geräte, deren man sich für den besonderen Fall bedienen muß, spielt die Beschaffenheit des Baugrundes eine wesentliche Rolle.

In sehr festen, tonigen und steinigen Bodenarten kommt nur das Rammen in Frage, während sich in Kies-, Sand- und Lehmboden der Rammwiderstand dadurch wesentlich verringern läßt, daß man während des Rammens den Boden vor der Pfahlspitze durch Einspülen von Wasser lockert. Als besonders wirkungsvoll erweist sich dieses Verfahren in festgelagertem Flußsand sowie bei großer Bodenverdichtung infolge sehr enger Pfahlstellung. Es ist ferner von Vorteil, wenn die Nähe von Gebäuden oder andere Rücksichten das Eintreiben mit kräftigen Rammschlägen verbieten. Die dabei entstehende Lockerung des Bodens ist für die Tragkraft des Pfahles meist ohne Nachteil, da sich die Bodenarten, in denen die Wasserspülung in Frage kommt, sehr

rasch wieder fest um den Pfahl lagern. In sehr feinkörnigen Bodenarten, in denen die Wirkung des Spülstrahles überwiegt, kann schließlich auf die Mitwirkung der Ramme ganz verzichtet werden. In solchen Fällen genügt zur Überwindung des Eindringungswiderstandes eine ruhende Belastung des Pfahles während des Spülens.

Das Spülen kann von einem im Pfahl sitzenden Rohr aus geschehen, oder von einem frei vor dem Pfahl geführten Rohr. Es soll das Spülrohr, die „Spül-lanze“ nicht zu einer Düse breit gequetscht sein, sondern entweder einfach als zylindrisches Rohr endigen, oder in eine besondere Spitze, Abb. 152a bis 152c, ausgeführt werden. Wird

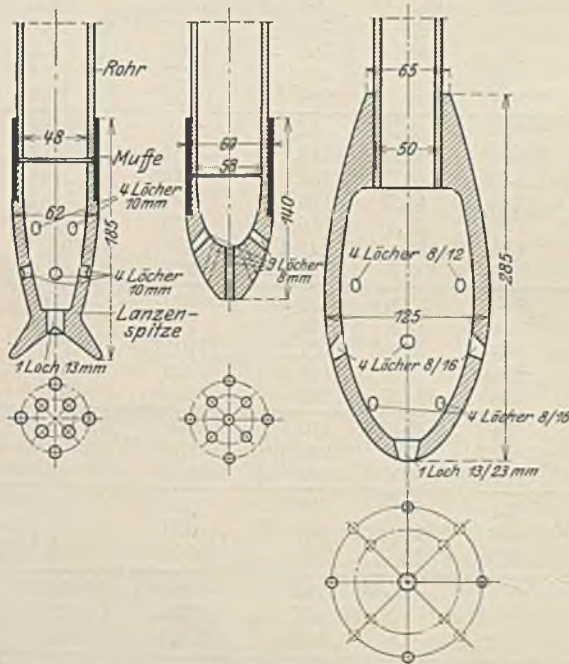


Abb. 152 a bis 152 c. Ausbildung der Spül-lanzenspitzen für das Einspülen der Spundwände (Dyckerhoff u. Widmann).

mit besonderem Rohr gespült, etwas, was meist vorzuziehen ist, dann ist daran zu denken, daß sich der gespülte Pfahl immer zum Spülrohr hinbewegt. Es wird an der Seite des Spülrohres der Boden durch das Spülen aufgelockert, hier der Erddruck verkleinert, daher die Bewegung des Pfahles zum Spülrohr hin. Ein erfahrener Rammeister setzt daher den Pfahl um ein wenig schief, so daß er zum Schlusse die richtige Neigung hat. Es kommt weniger auf eine Spritzwirkung im Boden an, als darauf, daß eine genügende Wassermenge mit ge-

nügendem Druck eingepreßt wird. Der Druck ist notwendig, um den Widerstand des umgebenden Bodens und Wassers zu überwinden. Im allgemeinen wird eine Wassermenge von etwa 1 cbm/Min. und ein Druck von 3 bis 4 Atm. ausreichen. In besonders schwierigen Fällen, vor allem bei besonders tief reichenden Pfählen, ist man aber (Dyckerhoff u. Widmann bei der Ufermauer Tollerort in Hamburg) bis zu rd. 3,5 cbm/Min. (200 cbm/Stde.) und 8 Atm. gegangen. Es handelte sich hier um über 13 m lange Einzelpfähle und Spundwände, erstere von 34 bis 40 cm Stärke. Unter dem Strand lag ein altes Trennwerk aus Buschwerk, Pfählen und Steinpflasterung, dessen Vorhandensein aber unbekannt war. Die starke Spülung in Verbindung mit der Rammung hatte den Erfolg, die Pflastersteine immer zum Fuß der Pfähle hin zu befördern, so daß der Pfahl immer durch eine Unterlage von solchen kantigen Steinen hindurchgerammt werden mußte. Es ist, wie diese Erfahrung zeigt, das Spülen bei solchen Verhältnissen eine gewisse Gefahr. — Während die gewöhnliche Bruchziffer bei guten Eisenbetonrammpfählen etwa 4 bis 5 vH beträgt, traten hier Bruchziffern bis zu 28 vH trotz Verwendung hochwertiges Zementes (Dyckerhoff Doppel) bester Bewehrung und Rammung auf. Das Mischungsverhältnis war für den oberen Teil der Pfähle 1:2,9, für den unteren 1:3,1.

Für Bodenarten, in denen sich die durch den Rammschlag erzeugte Bodenverdichtung nur allmählich verliert (Tonboden), eignen sich Rammen mit langsamer Schlagfolge und großer Einzelwirkung der Schläge (Dampfkunstrammen). Rammen mit schneller Schlagfolge (unmittelbar wirkende Dampf-rammen) sind dagegen dort zu verwenden, wo sich der Boden sehr schnell wieder fest um den Pfahl lagert und deshalb bei langsamer Schlagfolge die Gefahr besteht, daß sich der Pfahl zwischen zwei Schlägen festsetzt.

Zum Eintreiben der Stülpwände sowie der leichteren Spundbohlen geringer Länge genügen Handrammen. Stärkere Spundbohlen größerer Rammlänge und Pfahlwände erfordern die Anwendung maschinell betriebener Rammen, deren Wirkung je nach der Bodenbeschaffenheit nach den vorstehend erläuterten Grundsätzen durch gleichzeitige Spülung unterstützt wird.

Holzpfähle werden in der Regel, wie bereits gesagt, mit dem Zopfende nach unten gerammt. Da die Pfähle nach dem Zopfende zu schwächer werden, sichert man sich dadurch die mehrfach erwähnten Vorteile der verjüngten Pfahlform. Wenn die Pfähle dagegen ausschließlich Zugkräften ausgesetzt sind, rammt man sie auch wohl mit dem Stammende nach unten. Diese Methode sollte bei Zuggpfählen, wenn sie eingespült werden können und mit dem oberen Ende fäulnissicher stehen, stets angewendet werden.

Die Tragpfähle müssen je nach der Art der Pfahlgründung bis auf eine feste tragfähige Schicht oder so tief in die weicheren Schichten eingetrieben werden, daß der Boden dem Pfahl einen der Belastung entsprechenden Eindringungswiderstand entgegensetzt. Das Antreffen der festen Schicht, deren ungefähre Lage durch die Bodenuntersuchungen bekannt ist, wird sich in der Regel durch eine plötzliche bedeutende Erhöhung des Eindringungswiderstandes bemerkbar machen. Schwieriger ist dagegen die Bestimmung der Rammtiefe bei der schwebenden Pfahlgründung. Man schließt hier oft aus dem Eindringen des Pfahles unter dem Rammschlage auf die Größe des Eindringungswiderstandes und betrachtet die erforderliche Tragkraft als erreicht, wenn das Maß der Eindringung einen bestimmten Kleinstwert erreicht hat. Bei der Berechnung der Pfahlgründungen wird hierauf noch näher eingegangen.

Um die bei den einzelnen Pfählen erzielten Ergebnisse jederzeit zur Hand zu haben, muß eine Rammliste geführt werden. Die Pfähle werden dem Fortschritte der Rammung entsprechend mit Nummern bezeichnet, die in eine Zeich-

nung der Pfahlgründung eingetragen werden. In der Rammliste werden hinter der betreffenden Pfahlnummer die folgenden Angaben vermerkt: Tag der Rammung, die ganze und eingerammte Pfahllänge, die mittlere Pfahlstärke, das Bärgewicht, die Fallhöhe des Bärs während der letzten Hitze (15 Schl.) oder letzten Schläge, die Anzahl der Schläge während der letzten Hitze, die Gesamteindringung während der letzten Hitze oder letzten Schläge, sowie die sich aus diesen beiden Werten ergebende durchschnittliche Eindringung für die letzten Schläge.

Die Rammliste muß auch nach Beendigung des Baues dauernd aufbewahrt werden. Entsteht an dem Bau später ein Unfall, oder will man Änderungen an dem Bauwerk vornehmen (manchmal erst nach Generationen), dann sind die Rammlisten für die Beurteilung der Gründung ein unentbehrliches Hilfsmittel. Es zeugt von großem Leichtsinne, wenn solche Listen später vielleicht deshalb, weil der Bau sehr alt ist, nicht mit der gebührenden Sorgfalt behandelt werden. An der Rammliste muß auch genau vermerkt sein, ob Pfähle aufgepfropft sind, ob sie zum Schluß durch eine Jungfer hineingerammt wurden, ob Pfähle zersplittert sind usw.

Das Rammen der Spund- und Pfahlwände ist besonders schwierig. Es ist das Hauptaugenmerk darauf zu richten, daß der dichte Zusammenschluß der

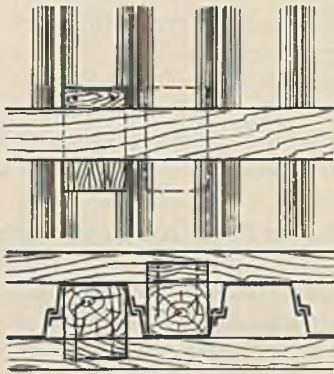


Abb. 153. Anlegen der Führungszangen beim Rammen eiserner Spundwände.

Bohlen nicht verloren geht. Die Bohlen werden zwischen Längshölzern, sog. Zangen oder Zwingen geführt, die an besonderen, vorher geschlagenen Hilfspfählen oder an dem fertigen Spundwandteile befestigt und durch Schrauben und passende Holzzwischenlagen im Abstände der Spundwandstärke voneinander gehalten werden (Abb. 153). Bei schwächeren Wänden, die mit leichten, schnell versetzbaren Rammen geschlagen werden können, stellt man zunächst die Bohlen eines größeren Wandteiles zwischen den Zangen auf, preßt sie mit Wagen- oder Zugwinden oder durch Keile dicht zusammen und sichert ihren dichten Zusammenschluß durch Verbolzen einzelner Bohlen mit den Zangen oder Tiefertreiben einiger Bohlen am Wandende. Erst dann werden die Bohlen nacheinander auf die planmäßige Tiefe hinabgetrieben. Stärkere Bohlen werden einzeln nacheinander gleich auf die ganze Tiefe eingetrieben und dabei durch Winden oder Keile gegen den fertigen Wandteil gepreßt.

Aufpfropfen der Pfähle. Bei der Unsicherheit, die der Vorausbestimmung der Pfahllänge anhaftet, kann bisweilen die Verlängerung des Pfahles während der Rammung notwendig werden (Aufpfropfen). Bei Holzpfählen werden die beiden Pfahlteile stumpf aufeinander gesetzt und durch eiserne Laschen miteinander verbunden. In die Stoßfuge legt man zweckmäßig ein Blech, um zu verhindern, daß die Holzfasern der beiden Pfahlhälften unter den Rammschlägen ineinandergetrieben werden. Eine solche Verbindungsstelle erreicht natürlich niemals die Festigkeit des gewachsenen Pfahles, verringert also seine Tragkraft und ist deshalb nach Möglichkeit zu vermeiden.

Bei Eisenbetonpfählen läßt sich die nachträgliche Verlängerung eines zu kurzen Pfahles ohne Nachteil für seine Festigkeit ausführen. Es wird der Beton auf etwa 40 cm Länge abgeklopft, so daß die Eisen frei liegen. Es müssen die Eisen mit Haken versehen werden und auf genügender Länge mit Draht umschnürt werden. Dann kann der neue Pfahlteil anbetoniert werden. Die Verlängerung verursacht aber Zeitverluste, weil der aufgesetzte Pfahlteil erst längere Zeit erhärten muß, ehe die Rammung fortgesetzt werden kann.

2. Hölzerne Pfähle und Wände.

Pfahlringe und Schlaghauben der Einzelpfähle. Die Köpfe der hölzernen Pfähle werden ebenso wie die der Spundbohlen während des Rammens mit einem verjüngten schmiedeeisernen Ringe versehen (vgl. S. 154), um ihn gegen Aufsplintern zu sichern.

Der Kopf des Pfahles ist sorgsam eben abzarbeiten und zu sichern. Die Beanspruchungen des Kopfes sind um so größer, je stärker der Bodenwiderstand bei dem Einrammen ist. Der Kopf muß gepflegt werden, damit sich keine Perücken bilden. Der Ring muß ganz gleichmäßig zur Pfahlachse heiß auf den etwas konisch abgearbeiteten Kopf aufgezogen werden. Die Pflege des Pfahlkopfes hat einen großen Einfluß auf die Rammarbeit. Nach amerikanischen Versuchen brauchte ein Pfahl, bei dem die Perücke abgesägt wurde, 5200 Schläge auf 6,7 m Rammtiefe, ein anderer gleicher Pfahl ohne Absägen der Perücke 9900 Schläge für die gleiche Tiefe. Man kann die Perücke auch durch den sog. Deichsel, ein Zimmermannsinstrument, bei dem die Schneide quer zum Stiel steht, abarbeiten; das beste ist aber das Absägen.

Zurichten hölzerner Spundpfähle. Hölzerne Spundpfähle werden in der Regel paarweise eingerammt, um die Aufschlagfläche für den Rammbar zu vergrößern und das für die Rammwirkung nachteilige Federn der Bohlen zu verringern. Das ein Rammelement bildende Bohlenpaar wird durch Schraubenzwingen fest zusammengezogen und durch eiserne Klammern miteinander verbunden (Abb. 155). Die Bohlen der nicht gespundeten Pfahlwände werden einzeln gerammt.

Pfahlkopf. Der Pfahlkopf erfährt eine ähnliche Behandlung wie bei Einzelpfählen. Auch hier wird um den Bohlenkopf ein eiserner Ring gelegt, der die Bohle gegen Zerstörungen durch den Rammschlag schützt und das für die Rammwirkung außerordentlich nachteilige Verfilzen der Holzfasern des Bohlenkopfes verhindern soll. Die Ringe müssen aus bestem, sehnigem Schmiedeeisen bestehen und sorgfältig geschweißt werden, sie erhalten eine nach oben verjüngte Form und werden so aufgesetzt, daß sie vor dem Rammen über den Pfahlkopf hinausragen und durch die ersten Rammschläge fest auf den gleichfalls verjüngt bearbeiteten Pfahl- oder Bohlenkopf getrieben werden. Gebräuchliche Abmessungen der Pfahlringe für stärkere Spundbohlen sind 100 mm Höhe und 30 mm Eisenstärke.

3. Eisenbetonpfähle und -wände.

Bei den Eisenbetonpfählen wird der Kopf beim Rammen durch eine Schlaghaube gegen Zerstörung durch den Rammschlag geschützt. Ihr fällt gleichzeitig die Verteilung des Rammstoßes über den Pfahlquerschnitt zu. Die Schlaghauben bestehen aus ringförmigen eisernen Hülsen, die den Pfahlkopf nach Art der Pfahlringe umfassen und gegen den Pfahlmantel und über der Kopffläche des Pfahles mit elastischen Körpern ausgefüllt werden.

Abb. 156 u. 157¹⁾ zeigen solche Schlaghauben. Wie die Abbildungen zeigen, wird die Schlaghaube meist zwangläufig zwischen den Läuferuten der Ramme gehalten und übernimmt damit gleichzeitig die Führung des Pfahles während des Rammens. Die Schlaghauben haben den Nachteil, daß die Milderung des

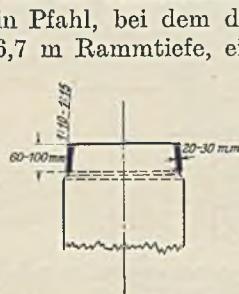


Abb. 154. Bohlenkopf bei hölzernen Spundbohlen.

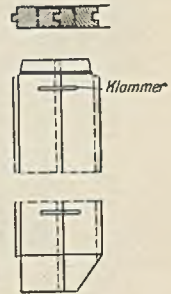


Abb. 155. Verklammerung hölzerner Spundbohlen.

¹⁾ Dt. Bauzg. E. 1908, Nr. 18, S. 94.

5. Einschrauben der Schraubenpfähle.

Als Beispiel für das Eintreiben von Schraubenpfählen sei das beim Bau der Nilbrücke bei Benha verwendete Verfahren nach untenstehender Quelle beschrieben¹⁾. Der Boden bestand hier abwechselnd aus Schichten von Sand und mehr oder weniger festgelagertem Ton. Es wurden Hohlpfähle verwendet, die in 6 m langen Teilen aus 15 mm starkem Eisenblech mit Laschenverbindung an der Stoßfuge versenkt zusammengenietet waren. Die Stoßfuge wurde, wie Abb. 159 zeigt, nicht völlig geschlossen. Die einzelnen Schüsse waren durch gußstählerne Außenflanschen miteinander verbunden. Der gleichfalls aus Gußstahl bestehende Schraubenschuh dieser Pfähle wurde auf S. 77 (Abb. 95) beschrieben.

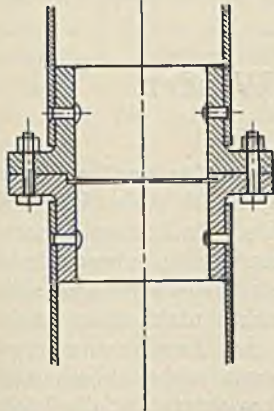
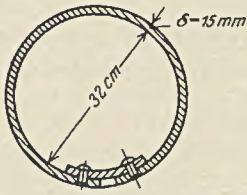


Abb. 159. Ausbildung der Stoßfuge eiserner Hohlpfähle (Bau der Nilbrücke in Benha).

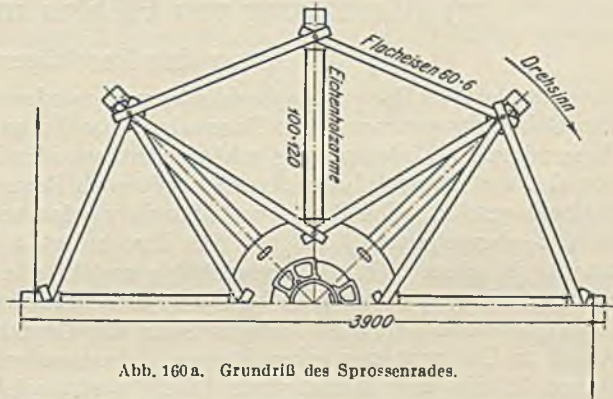


Abb. 160a. Grundriß des Sprossenrades.

Zum Einschrauben der Pfähle diente ein Sprossenrad (Abb. 160 a bis 160 d), das über den Pfahl geschoben wurde und auf einer um den Pfahl geklemmten Schelle ruhte. Die gußstählerne Nabe des Sprossenrades hatte eine dem Durchmesser der Außenflanschen entsprechende Bohrung und wurde durch gußstählerne Keilstücke gegen den Pfahl abgestützt. Ein in eine Nut des Keil-

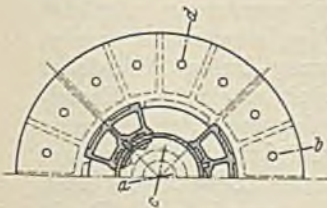


Abb. 160b. Grundriß der Radnabe.

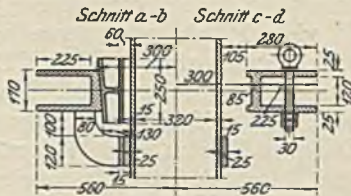


Abb. 160c. Schnitte durch die Radnabe.

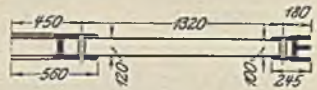


Abb. 160d. Schnitt durch einen der Arme des Sprossenrades.

Abb. 160 a bis 160 d. Sprossenrad zum Einschrauben der Pfähle an der Nilbrücke bei Benha.

stückes und gleichzeitig in die nicht völlig geschlossene Stoßfuge des Pfahlmantels eingreifender Keil sicherte die Mitnahme des Pfahles beim Drehen des Rades. In entsprechenden Aussparungen der Radnabe steckten die aus Eichenholz bestehenden Dreharme, die durch Flacheisenstäbe miteinander verbunden waren. Am Ende der hölzernen Dreharme saßen gabelförmige Gußeisenschuhe, die zur Befestigung und Führung der Zugtaue dienten. Das Rad wurde mittels

¹⁾ N. A. d. I. C. 1912, S. 1 ff.

dieser Taue von zwei Winden aus gedreht, die auf zwei miteinander gekuppelten Prahmen standen. Um das Einschrauben zu erleichtern, leitete man durch den hohlen Pfahlschaft Druckwasser nach dem Pfahlschuh, das den Boden lockerte. Die sägeförmige Zahnung des unteren Schuhrandes diente dem gleichen Zwecke. Durch Schellen, die an den Prahmen befestigt waren, wurde der Pfahl beim Einschrauben senkrecht geführt.

Statt des Sprossenrades und der Winden hat man sich an anderer Stelle eines auf dem Pfahle verkeilten Zahnrades bedient, das durch Schrauben ohne Ende mit Handkurbeln in Drehung versetzt wurde.

6. Ortpfähle.

Das Einbringen der Ortpfähle ist bei Beschreibung der verschiedenen Systeme schon besprochen worden (S. 66 bis 77).

g) Beseitigung von Pfählen und Wänden.

1. Arten der Beseitigung.

Pfähle und Baugrubenabschließungen werden oft nur für vorübergehenden Gebrauch gerammt. Die Baugrubenumschließungen, die nicht das Bauwerk dauernd gegen Unterspülung schützen sollen oder Pfähle, die keinen dauernden Gründungszweck haben, müssen oft nach Beendigung der Gründung wieder entfernt werden. Die Pfähle und Wände werden entweder herausgezogen oder so tief abgeschnitten, daß sie den Zweck des Bauwerkes nicht mehr beeinträchtigen können. Für hölzerne Pfähle und Wände ist das Ausziehen weniger zu empfehlen, weil dadurch im Baugrunde Hohlräume von nicht unbedeutendem Querschnitte in unmittelbarer Nähe des Grundwerkes entstehen, die leicht Anlaß zu Unterspülung geben können. Auch erfordert das Ausziehen der hölzernen Pfähle und Spundwände häufig einen solchen Kraftaufwand, daß es trotz des Mehrgewinnes an Holz teurer wird, als das Abschneiden unter Wasser.

2. Ausziehen von Pfählen und Wänden.

Größe des Widerstandes. Der Widerstand der Pfähle gegen Herausziehen ist je nach der Beschaffenheit des Baugrundes außerordentlich verschieden, allgemein gültige Werte lassen sich für seine Größe nicht angeben. Man muß deshalb die Leistungsfähigkeit der Ausziehvorrichtung von vornherein möglichst kräftig bemessen. Sobald viele Pfähle oder Spundbohlen ausgezogen werden sollen und Preßluft zur Verfügung steht, ist der Demag-Union-Pfahlzieher anzuwenden, der weiter unten beschrieben wird. Handelt es sich um Einzelffähle, dann versucht man, einen Pfahl durch Zugvorrichtungen, wie Winden usw., herauszuziehen. Dabei läßt sich der Widerstand durch gleichzeitiges Erschüttern mit kräftigen Seitenschlägen, in bestimmten Bodenarten auch durch Zuhilfenahme eines Druckwasserstrahles wesentlich vermindern. Häufig erfordert nur das erste Lösen des Pfahles die Anwendung großer Kräfte, während das weitere Herausziehen mit Hilfe eines Kranes oder von einer Ramme aus leicht bewerkstelligt werden kann.

Beschreibung der Geräte. Die zum Herausziehen oder Lösen einzelner Pfähle dienenden Werkzeuge und Mittel sind lange Hebel, sog. Wuchteebäume, Wagen- oder Schraubenwinden, hydraulische Pressen, Hebeböcke, Dampfwinden oder schließlich der Auftrieb des Wassers. Die Werkzeuge greifen an einer Kette oder Schelle an, die um den Pfahlkopf gelegt und gut mit Klammern an ihm befestigt wird.

Abb. 161 zeigt eine von der Firma Menck & Hambrook gebaute Ausziehvorrichtung mit Schraubenwinden (Topfschrauben). In der gleichen Weise lassen

sich Wagenwinden und hydraulische Winden verwenden. Für größere Widerstände baut die Firma einen Hebebock-Pfahlauszieher, bei dem an Stelle der Topfschrauben zwei Lokomotivhebeböcke mit Handkurbelantrieb treten, die an einem aus 2 U-Eisen bestehenden Balken angreifen, an dem der Pfahl durch Hängeeisen und Ketten befestigt ist. Diese Geräte eignen sich hauptsächlich zum Herausziehen der Pfähle vom Lande oder von festen Gerüsten aus.

Zum Herausziehen vom Wasser aus lassen sich die gleichen Vorrichtungen anwenden, wenn die herauszuziehenden Pfähle zwischen zwei Prahme gebracht werden können. Man verbindet dann die Prahme durch starke Balken fest miteinander und stellt auf jedem Fahrzeug eines der beiden Hebezeuge auf. Sehr oft sind die Pfähle jedoch nicht so bequem zugänglich und nötigen dann zur Anwendung von WindenVorrichtungen, die auf kräftigen, über die Breitseite eines Schiffes hinausragenden Trägern aufgestellt werden müssen.

Mit Vorliebe bedient man sich beim Herausziehen vom Wasser aus auch des Auftriebes eines Schiffsgefäßes. Man belastet das Fahrzeug mit Steinen oder Wasser, befestigt es im belasteten Zustande fest an dem Pfahle und entlastet es wieder. Noch einfacher ist obiges Verfahren im Tidegebiet, wenn man den Tidenhub ausnutzt.

Dort, wo der Demag-Union-Pfahlzieher oder ähnliche Apparate verfügbar sind, werden sie stets auch für Einzelpfähle aller Art verwendet werden. Für das Ausziehen einer größeren Zahl von Pfählen oder Spundbohlen kann auf ihn überhaupt nicht mehr verzichtet werden. Er wendet den gleichen Grundsatz an, der bei dem Rammen verwendet wird, nur in umgekehrter Weise. Der Demag-Union-Pfahlzieher, Abb. 162a und 162b, wird an eine Winde gehängt und dann mit dem Pfahl verbunden. Der Pfahlzieher besteht aus einer Kolbenstange, auf die ein Kolben aufgeschmiedet ist, und einem beweglichen Zylinder. Der Kolben wird durch den Zylinder, der den umgekehrten Rammhären darstellt, umgeben. Der Zylinder wird durch Preßluft von 6 Atm. oder Dampf von 8 Atm. Druck nach oben gegen den Kolben geschleudert und hämmert so den unter Zug nach oben stehenden Pfahl aus dem Boden heraus. Abb. 162 zeigt den Zylinder in der tiefsten Stellung. Die Schläge werden durch den unteren Kolbenteil unmittelbar auf den Pfahl übertragen, wobei 150 bis 200 Schläge in der Minute ausgeübt werden. Der Pfahlzieher läßt sich für Pfähle und Spundbohlen gleich gut verwenden. Man wird dabei zweckmäßig die Pfähle durch Ketten, besser aber durch starke Flacheisen, mit dem Pfahlzieher verbinden. Die Spundbohlen werden unmittelbar mit dem Pfahlzieher verbolzt. Nach Angaben der Dortmunder Union wurden z. B. Larsseneisen II, die 5 m tief in Kies und blauem Ton standen, in einer Minute reiner Zieharbeit gezogen, eine Bohle III 10 m in festem Flins in 8 bis 10 Minuten reiner Zieharbeit. Die Leistun-

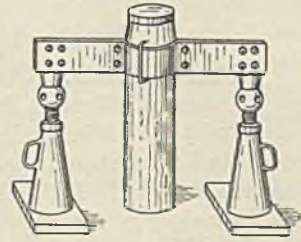


Abb. 161. Ausziehen der Pfähle durch Topfschrauben.

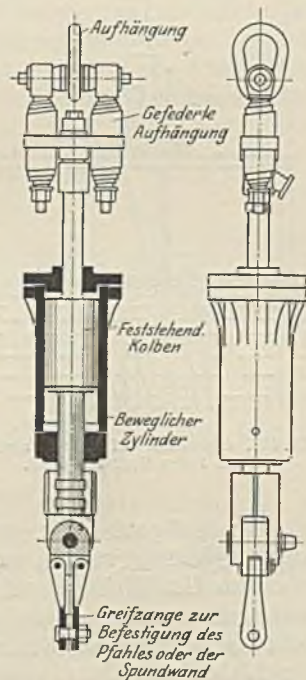


Abb. 162 a. Schnitt durch den beweglichen Zylinder. Abb. 162 b. Seitenansicht des Zylinders mit Aufhängenvorrichtung.

Abb. 162 a und 162 b. Demag-Union-Pfahlzieher.

gen dieses Pfahlziehers sind so groß, daß sich seine Beschaffung überall empfiehlt, wo häufiger Pfähle entfernt werden müssen. Die älteren Methoden sollten möglichst nicht mehr angewendet werden.

3. Abschneiden von Pfählen und Spundwänden.

Hölzerne Pfähle. Über Wasser und bis zu etwa 30 cm unter dem Wasserspiegel werden hölzerne Rost- und Spundpfähle von Hand mit der Schrotsäge abgeschnitten. Häufig ist bei Holzspundwänden das Abbohren zu empfehlen, wobei ein Loch neben das andere gebohrt und dann die Spundwand durch Winden umgerissen wird. Bei größeren Wassertiefen kommen die sog. Grundsägen zur Anwendung, die mit geraden und Kreissägeblättern gebaut werden. Alle diese Sägen müssen Sägeblätter mit großen, stark geschränkten Zähnen erhalten.

Gerade Sägen. Die geraden Sägen hängen entweder in einem senkrechten Gatter an einem Wagen, mit dem sie während der Arbeit hin- und hergefahren werden (Schlittensäge), oder sie sind in einem Rahmen befestigt, der pendelartig um einen fest im Gerüst gelagerten Drehzapfen schwingt (Pendelsäge). Beide Vorrichtungen eignen sich für Handbetrieb und kleine Leistungen.

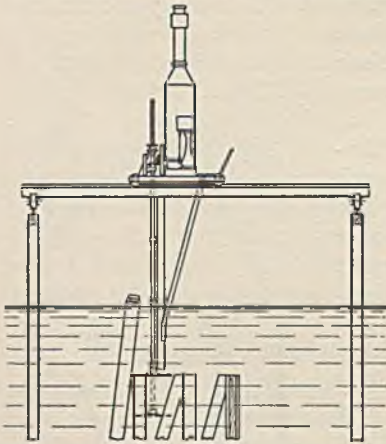


Abb. 163. Grundsäge auf einem Wagen über ein festes Gerüst laufend.

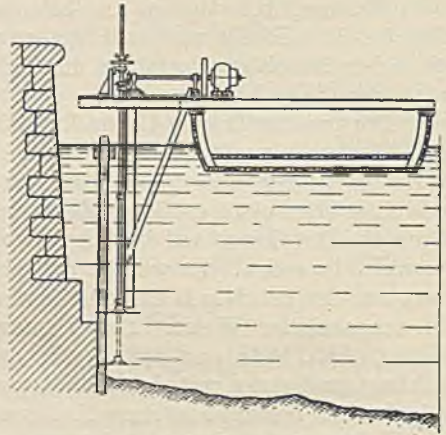


Abb. 164. Befestigung einer Grundsäge an einem Schiff.

Kreissägen. Für größere Arbeiten wird die Kreissäge verwendet. Die Kreissägeblätter werden an einer senkrechten Welle befestigt, die in Lagern in einem Gestell hängt und durch Kegelradantrieb mit der wagerechten Antriebswelle verbunden ist. Um das Sägeblatt auf die richtige Schnitttiefe einstellen zu können, wird entweder die ganze Vorrichtung in senkrechter Richtung verschieblich an einer Ramme aufgehängt oder der obere Teil der Sägewelle als Schraubenspindel ausgebildet. Bei dieser Anordnung hängt die Schraubenspindel in einer Mutter, die in einem Spurlager auf dem Sägestell ruht; durch Drehen der Mutter wird das Sägeblatt in seiner Höhenlage verschoben. Die Sägewelle wird bei kleinen Leistungen von Hand, bei größeren durch eine Lokomobile oder einen Elektromotor angetrieben. Statt des vollen Kreisblattes wird bei kleineren Leistungen häufig nur ein kreissegmentförmiges Blatt (Kreissegmentsäge) mit Handantrieb verwendet.

Sägenerüste. Je nach den besonderen örtlichen Verhältnissen werden die Säge und die Antriebsvorrichtungen an einer Ramme befestigt, auf einem Wagen aufgestellt, der auf einem festen Gerüste läuft, oder schließlich auf einem

Schiffsgefäß untergebracht. Die Aufhängung an einer Ramme eignet sich besonders für das Abschneiden langer geradliniger Wände (Spundwände). Abb. 163 zeigt die Aufhängung an einem Wagen, die in dieser Form von der Firma Menck & Hambrook geliefert wird. Die Säge wird auf dem Wagen und dieser wiederum senkrecht zur Fahrriechtung der Säge auf dem Gerüste verfahren. Mit der Anordnung können also größere Baugrubenflächen von einem festen Gerüste aus bestrichen werden (z. B. bei der Ausführung tiefliegender Pfahlroste). Die Befestigung einer Kreissäge an einem Schiffe zeigt Abb. 164. (In dieser Form gleichfalls von der genannten Firma ausgeführt.)

Eiserne Pfähle. Eiserne Pfähle und Spundwände werden mit autogenen Schneidewerkzeugen abgeschnitten.

Dieses Abschneiden über Wasser ist seit langem üblich und macht keine besonderen Schwierigkeiten. Es ist aber seit einiger Zeit gelungen, Apparate zu bauen, die auch das Abschneiden mit dem Gebläse unter Wasser durch Taucher ermöglichen. Es wird hierbei der Brenner des Schneideapparates noch mit einem besonderen Sauerstoffzuführungsrohr umgeben, durch das eine Sauerstoffhülle geschaffen wird, die das Wasser verdrängt. Die Fortschritte der Schneidarbeit unter Wasser haben bei Arbeiten der Dortmunder Union in klarem Wasser für Larssenwände III 0,9 bis 1 m Spundwand in der Taucherstunde betragen, entsprechend einer gestreckten Schnittlänge von 1,45 m. Es ist das eine Durchschnittsleistung bei dem Durchschneiden einer 170 m langen Spundwand in der Mosel. Der Gasverbrauch betrug hierbei 3 cbm Wasserstoff und 4,6 cbm Sauerstoff für eine Spundbohle. Wenn dem Taucher die Schneidelinie von oben genau angegeben wird, können die Spundwände in völlig gerader Linie abgeschnitten werden.

h) Größe der zulässigen Pfahllast.

1. Druckpfähle.

Für die Festsetzung der Last, die auf einen Druckpfahl gebracht werden kann (zulässige Pfahllast), ist die Kenntnis der Grenzlast erforderlich, die der im Boden stehende Pfahl tragen kann, ohne zerstört zu werden oder weiter in den Boden einzudringen (Tragkraft). Die Größe dieser Grenzlast hängt ab:

1. von der Druckfestigkeit des Pfahlbaustoffes,
2. von der Knickfestigkeit des Pfahles,
3. von dem Widerstand, den der Boden dem Eindringen des Pfahles entgegengesetzt (Eindringungswiderstand).

Steht die Pfahlspitze in sehr festem Boden (Pfahl tiefgründung), so wird der Eindringungswiderstand meist sehr groß. Die zulässige Pfahllast wird dann meist durch die zulässige Druckbeanspruchung des Pfahlbaustoffes bestimmt. Hierzu tritt die Forderung hinreichender Knickfestigkeit, wenn der Pfahl auf größerer Länge freisteht oder in einer Bodenart steckt, die dem Ausbiegen des Pfahles in der Seitenrichtung nur geringen Widerstand entgegengesetzt (vgl. S. 21).

Steht die Pfahlspitze dagegen in nachgiebigem Boden (schwebende Pfahlgründung), so ist der Eindringungswiderstand, durch dessen Überwindung der Pfahl zum steten Eindringen gebracht wird, in der Regel so klein, daß er der Bemessung der zulässigen Pfahllast zugrunde gelegt werden muß. Die zulässige Pfahllast wird dann zu einem Bruchteil (Sicherheitsziffer) des Eindringungswiderstandes festgesetzt. Die Bemessung der Sicherheitsziffer hängt wesentlich davon ab, welche Setzungen der Pfahl bei Belastungen innerhalb der Grenzlast (entsprechend dem Eindringungswiderstand) ausführt und welches Höchstmaß für die Setzungen nach Art und Zweck des Bauwerkes zugelassen werden kann (S. 21).

Die praktische oder gar theoretische Bestimmung der Größe des Eindringungswiderstandes ist sehr schwierig, weil sie von der Beschaffenheit des jeweiligen Baugrundes abhängt. Wie bei der Tragfähigkeit des Baugrundes lassen sich die für bestimmte Verhältnisse gefundenen Werte des Eindringungswiderstandes selbst auf ähnliche Verhältnisse nicht mit Sicherheit übertragen. Jeder durch die Bodenuntersuchung nicht ohne weiteres festzustellende Wechsel in der Bodenbeschaffenheit oder den Wasserverhältnissen kann die Gültigkeit früherer Werte in Frage stellen. Soll sogar die beim Herstellen oder Eintreiben der Pfähle erzielte Bodenverdichtung dem Baugrunde erst die ausreichende Widerstandsfähigkeit geben, dann ist eine sichere vorherige Bemessung jener Größe natürlich noch schwieriger.

Einen Versuch, den Eindringungswiderstand aus der Pfahlform und den Eigenschaften der Bodenart (ausgedrückt durch zwei der Bodenart eigentümliche Festwerte) theoretisch zu ermitteln, gibt Stern in seinem Werke „Das Problem der Pfahlbelastung“. Er nennt dieses Verfahren die statisch-geometrische Bestimmungsweise. In seinen Betrachtungen weist er besonders nach, welche Bedeutung die verjüngte Pfahlform für die Erhöhung des Eindringungswiderstandes und damit für die schwebende Pfahlgründung hat. Von den Versuchen zur Erforschung des Verhaltens gerammter Pfähle seien die von Dr.-Ing. Zimmermann¹⁾ ausgeführten erwähnt. Auch sie zeigen die Überlegenheit der verjüngten Pfahlform.

Meist wird die zulässige Pfahllast für Rammpfähle in folgender Weise bestimmt. Es wird angenommen, daß der Widerstand, den ein Pfahl beim Eintreiben während des letzten Rammschlages findet, ebenso groß ist wie der Eindringungswiderstand bei ruhender Belastung. Der Rammwiderstand wird nach den Stoßgesetzen aus dem beobachteten Einsinken e des Pfahles beim letzten Rammschlage bestimmt und die zulässige Pfahllast zu einem Bruchteil dieses Wertes $\left(\frac{1}{m} = \frac{1}{2} \text{ bis } \frac{1}{8}\right)$ festgesetzt. Man gelangt auf diesem Wege zu den folgenden Rammformeln.

Durchfällt ein Rammbar vom Gewichte Q eine Höhe h , ehe er auf den Pfahl vom Gewichte q trifft, so besitzt er beim Auftreffen ein Arbeitsvermögen von der Größe $Q \cdot h$. Von diesem geht ein Teil beim Stoße verloren. Bei unvollkommen elastischem Stoße (Stoßziffer k) beträgt der Verlust an Arbeitsvermögen beim Stoße:

$$\frac{Q \cdot h \cdot q}{(Q + q)} (1 - k^2).$$

Es verbleibt ein Arbeitsvermögen von Bär und Pfahl von der Größe:

$$Q \cdot h + \frac{Q \cdot h \cdot q (1 - k^2)}{Q + q} = Q \cdot h \frac{Q + q k^2}{Q + q}.$$

Dieses verbleibende Arbeitsvermögen von Bär und Pfahl wird verbraucht:

1. zur Zusammendrückung des aus dem Baustoffe von der Elastizitätsziffer E bestehenden Pfahles von der Länge l und dem Querschnitte F ,

2. zum Vortreiben des Pfahles gegen den Rammwiderstand W um das Maß e der Einsenkung beim letzten Rammschlage. Dabei sind die dem Rammwiderstande entgegenwirkenden Gewichte von Bär und Pfahl zu berücksichtigen.

¹⁾ Zimmermann, Dr.-Ing.: Die Rammwirkung im Erdreich, Versuch auf neuer Grundlage. Beton Eisen 1915, S. 188 ff. — Zimmermann, Dr.-Ing.: Proberammung in den königlichen Anlagen in Stuttgart. Beton Eisen 1917, S. 227.

Dieser Vorgang wird dargestellt durch die Gleichung:

$$Q \cdot h \frac{Q + q k^2}{Q + q} = (W - Q - q) e + \frac{W^2 l}{2 E F}, \quad (1)$$

worin der letzte Wert der Arbeitsverlust durch Formänderung ist.

Aus ihr ergeben sich die übrigen, vielfach gebräuchlichen Rammformeln durch Vernachlässigung gewisser Werte oder Änderung der Annahmen über das elastische Verhalten von Pfahl und Bär.

A. Unter der Annahme vollkommen elastischen Stoßes wird $k = 1$. Die allgemeine Rammformel nimmt die Form:

$$Q \cdot h = (W - Q - q) e + \frac{W^2 \cdot l}{2 E F} \quad (2)$$

an (der Verlust an Arbeitsvermögen beim Stoß wird Null). Diese Formel geht in die Weißbachsche Rammformel über, wenn die Mitwirkung von Bär- und Pfahlgewicht beim Eintreiben vernachlässigt wird:

$$Q \cdot h = W \cdot e + \frac{W^2 \cdot l}{2 E F}. \quad (3)$$

Aus dieser wird die Rankinesche Rammformel, wenn in dem letzten Gliede statt l nur $\mu \cdot l$ mit $\mu = 0,5$ angesetzt wird:

$$Q \cdot h = W \cdot e + \frac{W^2 \cdot l}{2 E F} \cdot \mu. \quad (4)$$

B. Unter der Annahme vollkommen unelastischen Stoßes wird $k = 0$. Die allgemeine Rammformel nimmt die Form:

$$\frac{Q^2 \cdot h}{Q + q} = (W - Q - q) e + \frac{W^2 \cdot l}{2 E F} \quad (5)$$

an. Unter Vernachlässigung der Zusammendrückung des Pfahles ergibt sich daraus die Eytelweinsche Rammformel:

$$\frac{Q^2 \cdot h}{Q + q} = (W - Q - q) e. \quad (6)$$

Unter Vernachlässigung der Mitwirkung des Bär- und Pfahlgewichtes die Redtenbachersche:

$$\frac{Q^2 \cdot h}{Q + q} = W e + \frac{W^2 l}{2 E F}. \quad (7)$$

Unter Vernachlässigung beider Größen die Rittersche:

$$\frac{Q^2 \cdot h}{Q + q} = W \cdot e. \quad (8)$$

Schließlich entsteht unter Vernachlässigung des Arbeitsvermögens, das der Rammbar nach dem Stoße noch besitzt, die Brixsche Rammformel: Brix geht davon aus, daß der Bär nach dem Schlage hochspringt, daß der Pfahl dann allein voraneilt und er allein den Eindringungswiderstand W auf der Strecke e überwinde.

Er setzt $\frac{M_q \cdot v^2}{2} = W \cdot e$, $M_q = \frac{q}{g}$, $v = \frac{Q}{Q + q} \sqrt{2 g h}$ für vollkommen elastischen Stoß. Der Formänderungsverlust wird vernachlässigt. v ist die Geschwindigkeit von Pfahl und Bär nach dem Aufschlagen im Augenblick vor dem Hochspringen des Bären. Es wird dann

$$\frac{Q^2 \cdot q \cdot h}{(Q + q)^2} = W \cdot e. \quad (9)$$

Die Formel ist falsch aufgebaut, weil die Annahme gemacht wird, daß der Pfahl allein den Widerstand W überwinde, während der Bär wahrscheinlich erst hochspringt, wenn der größte Teil der Strecke e zurückgelegt ist. Ferner kann bei Verwendung des unelastischen Stoßes der Bär nicht hochspringen, es müssen vielmehr Bär und Pfahl zusammen die Arbeit leisten. Man müßte setzen

$$\frac{M_q + M_Q}{2} \cdot v^2 = W \cdot e$$

und würde damit die Eytelweinsche Formel erhalten. Trotzdem wird die Brixsche Formel bei uns am meisten verwendet, vermutlich wegen ihrer Einfachheit und der geringen Größe der aus ihr gefundenen Werte W , also ihrer großen Sicherheit. Ihre Benutzung ist vom preußischen Ministerium der öffentlichen Arbeiten für die Berechnung der Tragfähigkeit von Rammpfählen für Brückenaufstellungserüste vorgeschrieben¹⁾. Aus ihr ergibt sich die zulässige Pfahllast P bei einem Sicherheitsgrad m zu:

$$P = \frac{h}{m \cdot e} \frac{Q^2 \cdot q}{(Q + q)^2} \quad (10)$$

m darf nach den Vorschriften nicht kleiner als 2 angenommen werden. Die Verwaltung behält sich das Recht vor, höhere Werte vorzuschreiben.

Die in allen diesen Formeln enthaltene Unsicherheit in der richtigen Bewertung der Arbeitsverluste beim Rammvorgange sucht Kreuter²⁾ in folgender Weise auszuschalten. Er bestimmt für zwei mit der gleichen Rammvorrichtung und annähernd gleichen Fallhöhen (h_1 bzw. h_2) geschlagene aufeinanderfolgende Rammhützen das Maß der durchschnittlichen Pfahleinsenkung e_1 bzw. e_2 und nimmt an, daß unter diesen Voraussetzungen die verlorene Arbeit V und der Rammwiderstand W annähernd für beide Hützen gleich groß sind. Es gelten dann die Gleichungen:

$$\begin{aligned} Q h_1 &= W \cdot e_1 + V, \\ Q h_2 &= W \cdot e_2 + V, \end{aligned}$$

und es wird

$$W = Q \frac{h_1 - h_2}{e_1 - e_2} \quad (11)$$

Für die Anwendung dieser Formel stellt Kreuter die weitere Bedingung, daß h_1 und h_2 nicht sehr verschieden sein dürfen von dem Werte h_0 , bei dem das gesamte Arbeitsvermögen des Rammschlages durch die Arbeitsverluste aufgezehrt wird, für das also

$$Q \cdot h_0 = V_0 \text{ ist.}$$

Zu den erwähnten Rammformeln kommen noch die Formeln von Rankine, Kaffka, Wellington, Ossent und die „Engin.-News“-Formel³⁾.

Schon die große Zahl dieser Rammformeln mag als ein Beweis ihrer Unzuverlässigkeit gelten. Sie ist neben der Unsicherheit in der richtigen Bewertung der Arbeitsverluste darin begründet, daß die Voraussetzung: Rammwiderstand gleich Eindringungswiderstand, auf der die Formeln beruhen, unrichtig ist⁴⁾. Die Wirkung, die eine Reihe schnell aufeinander folgender Rammschläge auf den Boden ausübt, ist eine ganz andere als die durch eine ruhende Belastung hervorgerufene. Es sei hier nur an das Verhalten zähflüssiger Bodenarten erinnert. Sie setzen dem Einrammen des Pfahles

¹⁾ Besondere Vertragsbedingungen für die Anfertigung, Anlieferung und Aufstellung von Eisenbauwerken. Erlaß vom 14. Juni 1912.

²⁾ Zentralbl. Bauverw. 1896, S. 145, S. 190; 1897, S. 46.

³⁾ Leske, Otto: Der Betonpfahl in Theorie und Praxis. Dr.-Arb. Danzig 1914.

⁴⁾ Vgl. hierzu die Ausführungen von Bubendey in Zentralbl. Bauverw. 1896, S. 533 und 545.

infolge der augenblicklich starken Bodenverdichtung einen sehr großen Widerstand entgegen, der sich verliert, sobald der Spannungsausgleich im Boden stattgefunden hat. Die Bemessung der zulässigen Pfahllast nach dem beobachteten Rammwiderstande würde also in diesem Falle zu günstige Ergebnisse liefern. Daß sich die Rammformeln trotzdem so großer Beliebtheit erfreuen, erklärt sich daraus, daß der Rammvorgang unmittelbar die erforderlichen Beobachtungswerte liefert.

Ebensowenig zutreffend ist die einer Reihe anderer Formeln zugrunde liegende Voraussetzung, daß die Grenzlast, die ein Pfahl tragen kann, mindestens gleich dem Widerstande sein muß, den er dem Herausziehen entgegengesetzt.

Diese mit Recht gegen die Rammformeln vorgebrachten Bedenken haben zur Aufstellung von Formeln geführt, die die Tragfähigkeit der Pfähle aus den statischen Eigenschaften der durchfahrenen Bodenschichten zu bestimmen suchen. Von vielen Ingenieuren²⁾ werden die Dörrschen Formeln als besonders brauchbar erachtet. Dörr erhält bei zylindrischen Pfählen mit axialer Beanspruchung die Druckkraft $T = \gamma q \left(\varepsilon + 2 K_r \varepsilon_1 \frac{l}{d} \right)$, worin T die Druckkraft in t, γ das Raumbgewicht des Bodens, in t/cbm q Inhalt des im Boden stehenden Pfahlteiles in cbm, $\varepsilon = \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varrho}{2} \right)$, wenn ϱ der natürliche Böschungswinkel des Bodens ist. K_r ist der Reibungswert zwischen Erde und Pfahl, der von Dörr mit 0,1 — 0,5 angenommen wird, er rechnet $K_{\max} = 0,5$, d ist der Pfahldurchmesser, l die Pfahllänge im Boden, beides in m

$$q = \frac{\pi d^2}{4} \cdot l.$$

$\varepsilon_1 = 1 + \operatorname{tg}^2 \varrho$; es ist für $\varrho = 30^\circ$: $\varepsilon_1 = 1,333$.

Für Zugpfähle mit axialem Zug findet Dörr als Zugkraft $Z = 0,5 \pi \gamma \varepsilon_1 K d l^2$; für schräggestehende Zugpfähle:

$$Z_1 = 0,5 \pi \gamma K_r l^2 d \cos \alpha (\varepsilon_1 + \zeta \cos \alpha)$$

für schräggestehende Druckpfähle $T_1 = Z_1 + \gamma \varepsilon q \cos \alpha$, worin α der Winkel der Pfahlachse gegen die Senkrechte und ζ ein Wert ist, der die Reibungsvergrößerung durch den senkrecht wirkenden Erddruck ausdrückt, der nach der Erddrucktheorie von Engesser praktisch bestimmt wird. Versuchsrechnungen ergaben befriedigende Übereinstimmungen mit ausgeführten Belastungsversuchen.

Rechnet man z. B. die Tragfähigkeit für einen Pfahl von $d = 0,3$ m und $l = 10$ m für einen Boden von $\gamma = 1,8$ t/cbm $\varrho = 30^\circ$, dann ergibt sich

$$\varepsilon = \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varrho}{2} \right) = 3,00; \quad \varepsilon_1 = 1 + \operatorname{tg}^2 \varrho = \frac{4}{3};$$

$$q = 0,71 \text{ cbm}; \quad K_r = 0,5 \sin 2\varrho = 0,43; \quad T = 48 \text{ t}$$

ein Wert, der mit der bisherigen Erfahrung gut übereinstimmt.

Für einen Zugpfahl von gleicher Ausmessung ergibt sich $Z = 46$ t.

Für Spundwände sind Formeln für axiale Zug- und Druckkräfte noch nicht vorhanden, daß man aber Spundwände entsprechend belasten darf wie Pfähle, ist sicher. Man kann die Belastungsfähigkeit gegen axiale Kräfte aus dem Erddruck, der auf die Wand wirkt, nach der Methode von Dörr finden.

Da diese Formeln auf der Erddrucktheorie aufgebaut sind, zeigen sie die Mängel dieser Theorie (s. S. 31). Es muß zu diesem Punkte auf die Ausführungen Terzaghis in seiner „Bodenmechanik“ hingewiesen werden. Der Schlußsatz seiner Stellungnahme zu der Dörrschen Arbeit sei hier im Wortlaut mitgeteilt:

„Dörr hat sich das Verdienst erworben, neuerdings mit Nachdruck auf die Unbrauchbarkeit der gebräuchlichen Rammformeln hingewiesen zu haben. Nur wäre ergänzend festzustellen, daß jeder Versuch, dem Problem der Tragfähigkeit mit den einfachen Hilfsmitteln der klassischen Erddrucktheorie beizukommen, notwendig fehlschlagen muß. Die Festigkeitseigenschaften des Bodens, die hydrodynamischen Spannungen und die unausgeglichenen Reibungsspannungen beeinflussen den im Rammgrund beim Einbringen des Pfahles auftretenden Spannungszustand und die zeitlichen Änderungen dieses Zustandes in so entscheidender Weise, daß man sie bei der theoretischen Behandlung des Problems der Tragfähigkeit unmöglich umgehen kann.“

Immerhin geben auch die Rammformeln bei vorsichtiger Festsetzung der Sicherheitsziffer m unter Berücksichtigung der Ergebnisse der Bodenuntersuchungen einigen Anhalt für die Beurteilung der zulässigen Pfahllast. Probelastungen sollten aber bei allen wichtigen Pfahlgründungen verlangt werden. Bei ihnen sind folgende Gesichtspunkte besonders zu beachten. Die Probelast soll ein Mehrfaches der in Aussicht genommenen Pfahllast betragen, die Art der Belastung muß die gleiche sein wie später an dem Bauwerke. Ist bei dem fertigen Grundwerke die durch das Eintreiben der Pfähle erzeugte Bodenverdichtung von wesentlichem Einfluß auf die Lastaufnahme, so muß auch die Probelastung an einem Pfahle vorgenommen werden, in dessen Umgebung bereits der endgültige Verdichtungszustand eingetreten ist. Die Belastung muß schließlich über einen längeren Zeitraum ausgedehnt werden, damit sich der durch die Belastung gestörte Gleichgewichtszustand völlig wiederherstellen kann (zähflüssige Bodenarten). Die bei den einzelnen Laststufen auftretenden Setzungen sind besonders sorgfältig zu beobachten, wenn Art und Zweck des Bauwerkes eine niedrige Setzungsgrenze verlangen. Ein Beispiel einer solchen Belastungsprobe ist in der unten genannten Abhandlung beschrieben¹⁾.

2. Zugpfähle.

Der Widerstand der Zugpfähle gegen Herausziehen kann nach Brennecke²⁾ zu etwa $\frac{5}{8}$ bis $\frac{3}{4}$ der Tragkraft angenommen werden. Die zulässige Zuglast ist zu einem Bruchteile jenes Widerstandes festzusetzen. Bei wichtigen Bauwerken empfiehlt es sich, auch diese Größe durch Versuche zu ermitteln.

Die Dörrsche Formel für Zugpfähle ist schon bei den Druckpfählen besprochen.

i) Berechnung der Spundwände.

1. Verwendungsarten.

Spundwände werden entweder „freistehend“ oder „verankert“ als Bauglieder verwendet. Freistehende Spundwände werden nur am Spundwandfuß durch den zu beiden Seiten der Wand wachgerufenen Erdwiderstand gestützt, während die Auflagerkräfte der verankerten Wände von dem am Spundwandfuß erzeugten Erdwiderstand und von einem in zweckmäßig gewählter Höhe liegenden Ankerzug gebildet werden. An die Stelle des Ankerzuges tritt auch häufig eine Abstützung durch Pfahlblöcke, Streben oder Steifen. Die Belastung der Spundwände wird überwiegend durch den Erddruck und Wasserdruck hinter der Spundwand gebildet. Zu diesen Kräften können noch beliebig gerichtete andere Kräfte treten. Die Berechnung und der Ansatz der Erddrücke wurden dabei bereits im ersten Teil ausführlich behandelt, so daß die Kenntnis dieser Fragen als bekannt gelten darf.

¹⁾ Bernhard: Baugrundbelastung. Zentralbl. Bauverw. 1907, S. 241 u. f.

²⁾ Brennecke: Der Grundbau. 3. Aufl., S. 247. 1906.

ferner für jeden beliebigen Punkt der Wand,

$$M_a + M_p - M'_a - M'_p = 0, \quad (2)$$

worin M_a , M_p usw. die entsprechenden statischen Momente sind. Dabei sind alle Kräfte normal zur Wand angesetzt worden. Lotrecht an der Wand wirkende Reibungskräfte wirken aufrichtend, sie sind vorne und hinten gleich groß, wenn die wagerechten Kräfte gleich 0 sind und der gleiche Reibungsbeiwert vorhanden ist. Die Berechnung gestaltet sich nun so, daß man zuerst den Punkt S wählt, dann die Erddruckkräfte berechnet und die Gleichgewichtsbedingungen untersucht. Man verschiebt den Punkt S so lange, bis Gleichgewicht herrscht. Hierbei ist das Auftreten von E_p ebenso wichtig, wie das von E'_p . Da es unmöglich ist, die richtige Kurve, nach der der passive Erddruck von und zum Punkt S verläuft, herauszufinden, so empfiehlt sich hier eine Vereinfachung durch Annahme gerader Begrenzung. Man kann dabei schließen (Abb. 165a), daß das gleiche, was für die untere Begrenzung von E'_p gilt, auch für die obere Begrenzung von E_p Gültigkeit hat, d. h., daß die Begrenzungslinie FS und LS eine Gerade bilden. Auch bei diesen Rechnungen wird sich eine ganze Reihe von Möglichkeiten ergeben, bei denen die Wand standsicher ist. Die für die Wand ungünstigste Annahme muß gewählt werden. Man wird dann S so wählen, daß nur ein Teil der vorhandenen passiven Erddruckkräfte aufgebraucht wird, und daß man ein ungünstiges Biegemoment für die Wand bekommt. Denn wenn das Auftreten von letzterem möglich ist, muß man damit rechnen. Es empfiehlt sich, im allgemeinen bei diesen ruhenden Lasten in der Beanspruchung der Wand bis an die Elastizitätsgrenze zu gehen, zumal die Größe der Bewegung ziemlich belanglos ist. Das Maximalmoment für die Spundwand ergibt sich an der Stelle, an der die Summe der Querkräfte gleich 0 ist.

Ganz abgekürzt kann man auch so rechnen, daß man die Wand unten im Boden als eingespannt annimmt, so wie sie ja auch tatsächlich durch die Kräfte E_p und E'_p eingespannt wird. Man verlegt dann den Beginn der Einspannung nach Punkt „ O “, so daß $BO = 0,25$ bis $0,33 BC$ ist, ein Wert, der im allgemeinen das Richtige treffen wird, aber von der Härte des Bodens abhängig ist. Für gewöhnlichen Sandboden wird $0,33 BC$ richtig sein, alles unter der Voraussetzung, daß die Wand über und unter der Sohlenoberkante gleich lang ist. Dann setzt man E_a nur von A bis O ein, fügt aber von da keine Erddruckkräfte mehr hinzu (Abb. 165b). Das entstehende Moment $a \cdot E_a$ ist dann für die Biegung maßgebend, es entspricht einem gedachten Einspannungsmoment $a' \cdot R$, in welchem R eine bei C wirkende gedachte Kraft ist. In O müßte dann $R' = E_a + R$ wirken.

Als Faustformel für die erste Annahme diene die verbreitete Regel, daß bei gewöhnlichen Verhältnissen die freie Höhe der Spundwände gleich der Spundwandtiefe unter der Sohle sein soll. Weiterhin sei auf die Arbeiten Kreys¹⁾ und Dörres²⁾ verwiesen, in der einfache Formeln für Spundwandberechnung aufgestellt sind.

3. Berechnung von mehrfach gestützten Pfahlwänden. (Verankerung, Pfahlbock, Pfahlrost.)

Alle diese Wände (Abb. 166) haben als gemeinsame Eigentümlichkeit, daß sie an wenigstens zwei Stellen aufgelagert sind. Einmal am Kopf oder einem besonderen Ankerpunkt, das andere Mal auf dem entgegenstehenden passiven Erddruck vor der Wand. Hinter der Wand wirkt der aktive Erddruck, dazu der Wasserdruck, wenn man nicht Erd- und Wasserdruck vereinigt ansetzen darf, vor der Wand wirkt gleichfalls der Wasserdruck. Es sei die Berechnungsmethode

¹⁾ Krey: Erddruck, Ernwiderstand usw.

²⁾ Dörres: Die Standsicherheit von Masten und Wänden.

für eine an einer Ankerplatte verankerte Wand wiedergegeben. Danach kann jede andere Berechnung durchgeführt werden. Die Verankerung von Mauern an Ankerplatten kommt auch vor, so daß die folgenden Betrachtungen auch für diesen Fall gelten. Die Abstützung der Spundwand an einem Pfahlbock oder an dem Bocksystem einer Pfahlrostgründung ist gleichfalls ein Sonderfall des allgemeineren.

Es sind zwei Drehpunkte möglich, um die die Wand sich drehen kann. Der obere Drehpunkt liegt in dem Ankerangriffspunkt B (Abb. 166), der untere liegt unterhalb der Hafensohle, er kann entweder innerhalb der Strecke CD oder auch unterhalb von D liegen. Es werde letztere Annahme gemacht, dann wirken die Kräfte auf die Wand so, wie es eingezeichnet ist. Die Aufgabe ist, eine Wand zu bauen, die 1. so stark ist, daß sie nicht zerbricht, 2. so tief gerammt ist, daß ein genügender passiver Erdwiderstand mit Sicherheit auftritt und 3. so verankert ist, daß keine Vorwärtsbewegung der Ankerplatte eintreten kann. Eine Wand so zu konstruieren, daß die drei Bedingungen mit gleichgroßer Sicherheit erfüllt sind, würde nur durch einen seltenen Zufall möglich sein. Man hält sich für den ersten Vorentwurf am besten an vorhandene Ausführungen. So entwirft man bei großer Wassertiefe (z. B. 10 m) wenigstens mit 4 m Tiefe unter der Sohle und macht nun Versuchsrechnungen. Man setzt den aktiven Erddruck, einschließlich der Auflast, hinter der Wand an und zeichnet den möglichen passiven Erdwiderstand E'_p vor der Wand ein. Wie groß der wirksame Teil von E'_p ist, weiß man auch noch nicht, nur wird verlangt, daß der wirksame Teil E_p wesentlich kleiner sein soll, als E'_p . Bei schematischer Auffassung könnte man das wirksame E_p als dreieckförmig verteilt (CDG) annehmen, so daß die Ersatzkraft von E_p im unteren Drittel von CD wirkt, mit dem Abstand $\frac{1}{3}A$ von D . Diese Annahme ist aber zu ungünstig und zudem unwahrscheinlich. Welches die richtige Form der Verteilung von E_p ist, ist noch nicht festgestellt worden, wenigstens bestehen heute noch keine Methoden dafür. Wir wissen aber, daß die Durchbiegung der Wand in der Nähe der Hafensohle am stärksten sein muß (etwa bei C), hier wird daher der passive Erddruck, der hier noch sehr klein ist, in voller Größe auftreten. Da die örtliche Pressung bei D durch den aktiven Erddruck „ e_a “ von der Rückseite sehr groß ist, so wird der passive Erddruck vor der Wand wahrscheinlich die Größe $e_p = e_a$ erreichen. Man setze deshalb das bei D wirksame $e_p = e_a$. Genaueres hierüber könnten nur sehr umständliche Rechnungen ermöglichen, wenn sie überhaupt durchführbar wären oder, wie es wahrscheinlicher ist, nur Versuche im Laboratorium. Der durch die Annahme $e_p = e_a$ vielleicht gemachte Fehler ist zudem niemals von großer Bedeutung, er kann im Interesse der Sicherheit liegen, aber auch umgekehrt wirken. Da die Größe von E_p noch erst gefunden werden muß, ist seine Form noch nicht feststellbar. Man kann aber erst einmal annehmen, daß E'_p in der Mitte zwischen C und D angreift. Alle Erddrücke werden normal zur Wand angesetzt, der Ansatz von schräg wirkenden hat hier nur Bedeutung, soweit die Größe von E_a und E_p dadurch beeinflußt wird und wenn die Wand sehr dick ist, da dann ein aufrichtendes Moment entsteht. Bekannt ist E_a , es muß für eine erste Versuchsrechnung sein:

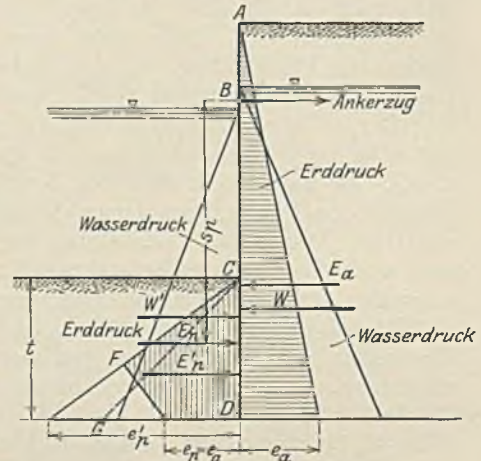


Abb. 166. Berechnung der verankerten Spundwand, Ansetzen der wirkenden Erddruckkräfte.

1. $Z = E_a - E_p + W_a - W_p$, worin Z der Ankerzug ist,

2. für den Drehpunkt B : $E_p = \frac{\sum M_a + \sum M_w}{s_p}$, man hat dann durch Finden

von E_p auch Z gefunden; $\sum M_w$ ist die Summe der Momente aus den Wasserdrücken, $\sum M_a$ die Summe der Momente aus den aktiven Erddrücken. Es wird nun festgestellt, ob das für die Standsicherheit erforderliche E_p kleiner ist als das theoretisch mögliche E'_p . Hat die Rechnung ergeben, daß das gefundene $E_p \sim \mu E'_p$ mit $\mu = \frac{1}{2}$ oder $\frac{2}{3}$, dann kann man nach der zuvor gemachten Annahme die Form von E_p zeichnen. Ist das erforderliche E_p größer als $\mu E'_p$, dann muß die Wandtiefe so lange vergrößert werden, bis $E_p = \mu E'_p$ für die neue Tiefe erreicht ist¹⁾. Man zieht dann als Begrenzung von E_p eine Linie, die unten den Flächendruck $e_p = e_a$ aufweist, und von E geradlinig bis C auf der theoretischen Begrenzung von E'_p verläuft (Abb. 166)¹⁾.

Der in Abb. 166 schraffierte Körper E_p ist zwar auch willkürlich gefunden, hat aber mehr Wahrscheinlichkeit für sich, als der dreieckförmige E_p -Körper CDG . Es kann sich aber bei dem Unvermögen, das Exakte, mathematisch Richtige zu finden, nur darum handeln, etwas möglichst Wahrscheinliches zu erhalten. Durch die Feststellung der Form des Druckkörpers von E_p ändert sich auch die Lage der Ersatzkraft E_p , die im Schwerpunkt des Druckbildes E_p angreifen muß. Durch die Änderung der Höhenlage des Schwerpunktes der E_p -Fläche und damit der Größe s_p ändert sich auch die Größe von E_p . Die erste Rechnung braucht aber nur bei merkbaren Unterschieden von s_p wiederholt zu werden. Gewöhnlich braucht man nur die richtige Größe von E_p einzuzichnen, die Änderung der Lage von E_p nach der Höhe ist so unbedeutend, daß ein neuer Wert E_p für eine zweite Versuchsrechnung nicht erscheinen würde.

Die Wasserdrücke W_p und W_a vor und hinter der Wand müssen bei getrenntem Ansatz, wie er hier gewählt wurde, bis zum Spundwandfuß gerechnet werden. Es genügt, wenn man bei grobem Material annimmt, daß der Wasserstand hinter der Bollwand etwa 20 bis 30 cm höher ist als vor ihr. Bei feinem Material kann es aber bei schnellem Fallen des Wassers vor der Spundwand und großem Grundwasserbecken eintreten, daß der Unterschied wesentlich größer, z. B. bis 1 m, ist. Bei festem Boden wirkt es verbilligend, wenn man nicht die ganze Wand bis zu großer Tiefe, z. B. 3,5 m unter die Sohle rammt, sondern eine Zahl von Bohlen nur auf 3 m, dann aber immer eine Bohle auf 4,5 m rammt. Man wird meist damit auskommen, drei Bohlen auf 3 m unter Sohle zu rammen, die vierte auf 4,5 m. Die Widerstandskraft dieser tieferen Bohle ist nun ganz bedeutend größer, als wenn sie ein Teil einer durchweg auf 4,5 m Tiefe gerammten Wand wäre. Denn der passive Erddruck wird durch die Reibung, die das Erddruckprisma an den stehenbleibenden Sandkeilen erfährt, stark vergrößert. Bei den Versuchen mit rauher Wand im Laboratorium der Technischen Hochschule Hannover wurde der Erddruck bei 1 m breiter Wand durch die seitliche Wandreibung ungefähr verdoppelt. Hat man es hier mit Doppelbohlen von 80 cm Breite zu tun, dann wird der Erdwiderstand für das unten herausragende Stück wenigstens verzweifacht werden. Es ist dabei stets zu untersuchen, ob die Biegeunfähigkeit dieser Kragbohlen nicht überschritten wird.

Ist der Boden lose, wie z. B. ganz trockener Sand, dann ist das Verfahren nicht ratsam, weil dann eine solche Kragbohle durch den Boden hindurch-

¹⁾ Man muß bedenken, daß es sich nicht um den Widerstand des bewegten passiven Erdkeils handelt, sondern um den des noch ruhenden, bei dem die örtlichen Zusammenpressungen eine große Rolle spielen. Es ist wahrscheinlich, daß sich der passive Gegendruck vor der Wand verhältnismäßig gleichmäßig entwickeln wird. Es liegt jedenfalls gar kein Grund vor, anzunehmen, daß er an dem Fuß der Wand viel größer ist als 0,5 m unter der Hafensohle, solange nur ein Teil des passiven Erdwiderstands in Anspruch genommen wird, also genügend Sicherheit besteht.

pflügen kann. Der Boden weicht seitlich vor der Bohle aus und schließt sich hinter ihr zusammen. Da in diesem Falle der Erddruck auf vier Bohlen auf der Fläche von 3 bis 3,37 m bedeutend größer sein dürfte als der auf einer einzelnen Bohle von 3 bis 4,5, wäre dann das Hinunterrammen der ganzen Wand auf die mittlere Tiefe von 3,37 vorzuziehen. Solche Bodenarten sind aber verhältnismäßig selten, in den meisten Fällen wird das Tieferrammen einzelner Bohlen verbilligend wirken.

Wird nun eine Spundwand oder auch eine Mauer an einer Ankerplatte verankert, dann muß die Lage der Ankerplatte so sein, daß die Gleitflächen des passiven Erddrucks dieser Platte nicht in den aktiven Gleitkörper der Spundwände hineinragen. Es ist aber dabei daran zu denken, daß die benachbarten, um einige Grade mehr oder weniger geneigten Gleitflächen sowohl für den aktiven als passiven Erddruck fast die gleichen Erddruckkräfte ergeben, wie die theoretischen Maximallinien. Nimmt man an, daß eine um 5° flacher liegende Gleitfläche auch noch annähernd den größten Erddruck ergibt (Abb. 167), Linie DR , dann soll man die passive Begrenzungslinie RF_1 um den gleichen Winkel von 5° mehr als 90° ausschlagen lassen. Die Ankerplatte wird dann so gelegt, daß ihre untere Kante die Linie RF_2 gerade berührt. Bei den großen Kosten

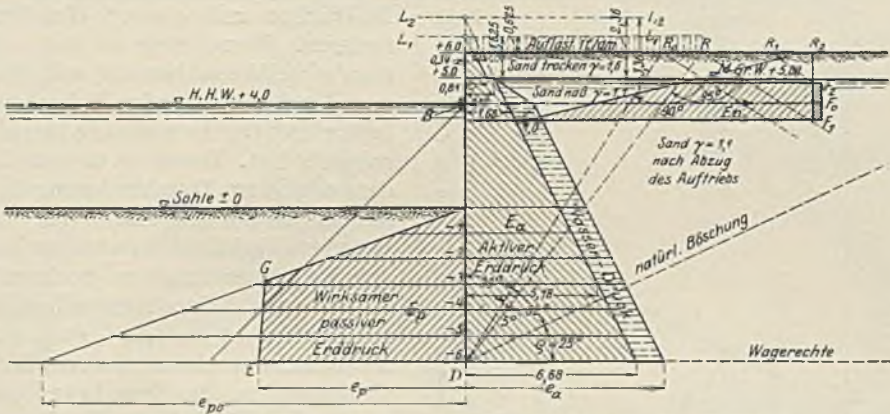


Abb. 167. Ansatz der Erddruckkräfte und Bestimmung der Lage der Verankerung.

einer hohen Mauer oder eines Bollwerkes lohnt es sich, einige Meter Anker-eisen zuzugeben. Der vor der Ankerplatte liegende Erdkörper $R_1 F_2 F_1 R$ muß bei Eintritt einer Bewegung der Wand durch die Platte nach oben herausgedrückt werden. Es muß dann sein $E_{pz} > Z$. Hierin liegt aber wieder ein Fehler zugunsten der Sicherheit. Denn wenn der Streifen $RF_1 F_2 R_1$ herausgedrückt werden sollte, dann entsteht eine Reibung an der Fläche $R_1 F_2$, die eine Vergrößerung des passiven Erddruckes E_{pz} erzeugen würde. Oder es wird das Dreieck $R_1 R_2 F_2$ von der oberen Gleitfläche $F_2 R_1$ mit nach oben herausgenommen, dann wirkt der ganze Erddruck für die Höhe $R_2 T_1$ auf die Ankerplatte. In allen Fällen ist praktisch der Erddruck auf die Ankerplatte wesentlich größer, als ihn das Erddruckbild vor der Platte angibt. In Abb. 167 ist der wirksame passive Erddruck vor der Wand so angesetzt, daß seine untere Begrenzung $e_p = 6,68 + 1,00$ t/qm ist; 1,00 ist der Überschuß an Wasserdruck von hinten dadurch, daß der Grundwasserstand (+ 5,00) 1 m höher als der Hafenswasserstand (+ 4,00) steht. Die linke Begrenzungslinie von E_p steht nicht etwa senkrecht, ihre Neigung ergibt sich aus dem errechneten Wert von E_p .

Wenn man nun, um ein einfacheres Kräftebild zu erhalten, den wirkenden passiven Erddruck E_p nicht von der Spundwand, sondern von der hinteren Begrenzung des aktiven Erddruckes aufträgt, dann verschiebt sich selbstverständlich die Neigung der Linie, unter der E_p von der Hafensohle ab nach unten zunahm. Dieser Unterschied ist unter anderem in Abb. 169 dargestellt

spannung ist nichts weiter als die Verlegenheitsaushilfe dafür, daß man die von oben und unten auf einen in einer Wand eingespannten Stab wirkenden Kräfte nicht kennt. Jede Einspannung kann durch zwei die Einspannung bewirkenden Kräfte ersetzt werden. Da hier aber bereits alle Kräfte angesetzt worden sind, so ist außer ihnen ein besonderes Einspannungsmoment nicht möglich. Es kann auftreten, aber nur als Folge der errechneten Kraft und ergibt sich dann in der Rechnung ganz von selbst.

Man hört in der Praxis oft den Einwand, die Erfahrung habe gezeigt, daß ein Einspannungsmoment vorhanden sei, sonst könne die Wand nicht stehen geblieben sein. Hierzu ist zu sagen, daß selbstverständlich dann, wenn ich mit einem zu kleinen E_p rechne, durch das Auftreten eines auch von hinten wirkenden passiven Erddruckes eine Einspannung eintreten kann. Sie ist aber nur möglich als Folge von Überschußkräften, die ich nicht gerechnet habe. Die Aufgabe ist aber gerade die, alle Kräfte, die auftreten können,

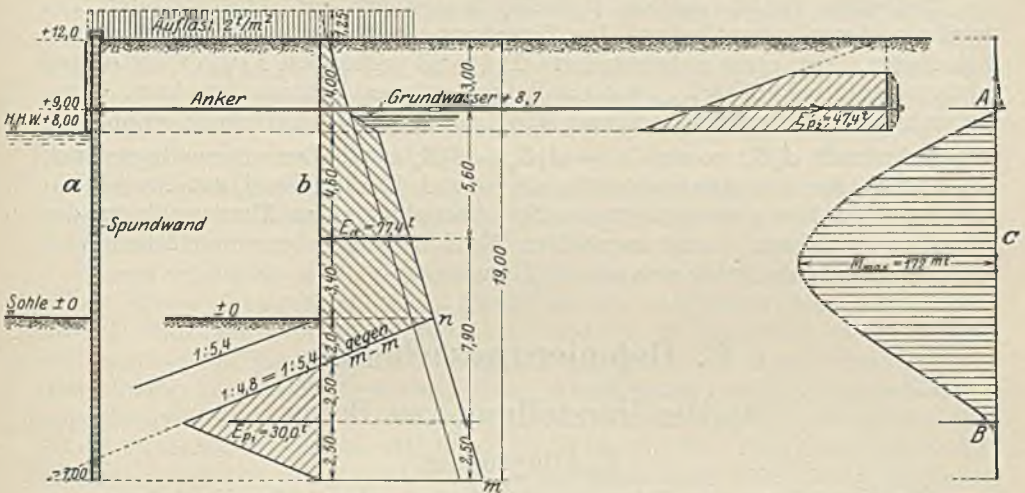


Abb. 169 a. Bohlwerkquerschnitt.

Abb. 169 b. Ansatz der Erddruckkräfte.

Abb. 169 c. Momentenlinie für die Spundwand.

Abb. 169. Beispiele für die Berechnung verankerter Spundwände.

ganz in die Rechnung einzusetzen. Also z. B. nicht mit einem zu kleinen aktiven Erddruck zu rechnen, dazu ein Einspannungsmoment anzunehmen und durch diese Rechnungsart dann festzustellen, daß die im Brückenbau angewendete Spannungsgrenze nicht überschritten wird. Wir haben hier keine Brückenbau- oder Hochbauverhältnisse vor uns und dürfen anders rechnen. Es ist durchaus zu empfehlen, wie bei den freistehenden Wänden, auch hier alle irgendwie erfaßbaren Kräfte einzusetzen, dann aber mit der zulässigen Beanspruchung bis wenigstens an die Elastizitätsgrenze zu gehen. Das ist vor allem erlaubt, wenn man Materialien verwendet, die wie Kupferstahl nicht mehr durch Rost so gefährdet sind wie das gewöhnliche Flußeisen. Über den Ansatz eines Einspannungsmomentes vergleiche aber die Ausnahme bei dem freistehenden Bollwerk, bei dem dann aber die weiteren Kräfte fortgelassen werden müssen (S. 109, Abb. 165 b). Abb. 169 a bis 169 c zeigen die Kräfte bei einer Wand von größerer Höhe mit der Annahme von $\delta = 0$. Man sieht, eine wie große Rammtiefe hier dadurch nötig wird. Diese Rammtiefe ist zweifellos zu groß und wird bei Annahme von $\delta = \frac{0}{3}$ wesentlich verringert. Die Biegelinie ist durch die Abb. 169 c dargestellt, wobei eine Einspannung nicht gerechnet worden ist.

In der Praxis wird oft bei Bollwerken so gerechnet, als ob unterhalb der Sohle, hinter der Wand, kein aktiver Erddruck mehr wirke. Eine solche Rechnung ist theoretisch unmöglich, denn bei der Bewegung der Wand muß der ganze Körper bis zur Pfahlspitze in Bewegung geraten. Man wird sich aber die Erfahrungen von Brennecke zunutze machen können, wonach bei festgelagerten Bodenarten der aktive Erddruck in den tiefen Schichten nicht mehr nach dem Quadrat der Höhe zunimmt. Die aktive Gleitfläche für die Bestimmung der Lage der Ankerplatte muß aber von dem Wandfuß aus angesetzt werden.

Bei ansteigendem Gelände ist es oft nicht möglich, eine Wand an einer Platte zu verankern, dann muß der Ankerzug Z von einem Bock aufgenommen werden. Dieser Bock steht vor oder hinter der Wand, oder es wird nur eine Schrägpfahlreihe vor die Wand gerammt. Im letzten Fall wirkt die Wand als Zugpfahlreihe (vgl. auch Abb. 69, S. 65). Die Zerlegung der Kraft Z nach der Richtung der Bockpfähle bietet nichts Neues.

Bollwerke werden vielfach zweiteilig ausgeführt. Auf einen unteren Teil wird ein oberer aufgeständert. Die Berechnung bietet auch hier nichts wesentlich Neues. Der obere aufgeständerte Teil wird unter dem Einfluß der oberen aktiven Erddruckkräfte E_{a_0} , wie ein Balken auf zwei Stützen berechnet, es ergeben sich die Auflagerkräfte Z_0 und $A_1 Z_u$, aus der Erddruckkraft E_{a_u} ergibt sich die Ankerkraft $A_2 Z_u$, so daß $Z_u = A_1 Z_u + A_2 Z_u$ wird. Der untere Gegendruck E_p wird bei dieser Ausführung größer als bei einheitlicher Wand, man kann leichter den Nachweis einer genügenden Standfestigkeit gegen Herausschlagen der Wand unten führen, als bei ungeteilter Wand, braucht aber eine stärkere Verankerung für beide Anker zusammengenommen.

C. Betonierungsarbeiten.

a) Die Herstellung von Beton.

1. Allgemeines.

Die Herstellung von Beton ist gleichbedeutend mit der Herstellung von künstlichem Stein. Der Grundbau der heutigen Zeit unterscheidet sich grundsätzlich von dem des Mittelalters und des Altertums dadurch, daß es geglückt ist, Methoden zu finden, künstlichen Stein unter Wasser herzustellen. Aber auch die Herstellung des Betons über Wasser ist in einer Weise entwickelt worden, die den Methoden der alten Völker überlegen ist. Die Herstellung eines guten und unvergänglichen Betons ist vielleicht die wichtigste der Aufgaben des Tiefbauingenieurs. Die Betonfertigung ist ein Gebiet von solchem Umfange, daß hier nur die wichtigsten Punkte erörtert werden können.

Vielleicht die wichtigste Anforderung, die an den Beton im Grundbau gestellt werden muß, ist, daß er unter Wasser unvergänglich sein muß. Auch dann, wenn wir den Beton unter Wasserhaltung in trockener Baugrube einbringen, muß er hydraulisch sein, da er nach einiger Zeit durch das Ansteigen des Wassers unter Wasser gelangt. Vielfach soll der Beton dabei wasserdicht sein. Es gilt also, die Aufgabe zu lösen, die Hohlräume des Zuschlagmaterials (Kies, Schotter und eingebrachte Steinblöcke) so dicht auszufüllen, daß das Wasser nicht durchdringen kann. Das Mischen und das Einbringen des Betons sind dabei die Arbeiten, denen er seine Güte verdankt. Kommt es nur auf die Festigkeit des Betons an, dann brauchen die Hohlräume des Zuschlagmaterials nicht dicht gefüllt zu werden, dann müssen nur die einzelnen Steine so fest miteinander verklebt werden, daß die nötige Festigkeit erreicht wird. Diese Festigkeit braucht dann bei gewöhnlichen Fundamenten meist nur gering zu sein. Wenn man dem Untergrund z. B. nur eine Druckspannung von 4 oder 5 kg/qcm zumutet, dann

ist es eine Verschwendung, einen Beton herzustellen, der eine Festigkeit von 200 kg/qcm besitzt. Hier genügt dann eine Festigkeit von 50 kg/qcm. Wenn die Fundamente lediglich in ein nicht gefährliches Grundwasser eintauchen, dann ist es sinnlos, den Beton dicht machen zu wollen. In solchen Fällen der Herstellung unter Wasserhaltung kommt es darauf an, eine möglichst billige, aber genügend feste Mischung zu finden. Will man oder kann man aber keine Wasserhaltung anwenden, dann verlangt das Einbringen des Betons unter Wasser Mischungen, die einen viel größeren Zusatz an Binde-(Klebe-)Mitteln enthalten, als es in der trockenen Baugrube erforderlich wäre. Nicht die Rücksicht auf die Laboratoriums-Festigkeit oder Dichtigkeit, sondern das Herstellungsverfahren zwingt dann zu besseren Mischungen.

Beton besteht stets aus irgend einem Kies oder Schotter mit durch Mörtel mehr oder minder ausgefüllten Hohlräumen. Dichter Beton ist nur dann zu erzielen, wenn die Ausfüllung der Hohlräume eine vollständige ist, und wenn das Füllmaterial, der Mörtel selbst, dicht ist. Der Mörtel ist nur dicht, wenn die Poren des Sandes durch ein Bindemittel oder eine Mischung von Binde- und Füllmittel dicht ausgefüllt sind. Es kommt gar nicht immer darauf an, die Hohlräume des Sandes ganz durch Bindemittel auszufüllen. Oft kann man das gleiche dadurch erreichen, daß man Zement mit Sandmehl oder ganz feinem Sand mischt und mit diesem Gemenge die Hohlräume des Mörtelsandes füllt. Auch die Traßmengen, die bei Überschreitung einer gewissen Zugabemenge nicht mehr chemisch abbinden, können porenfüllend wirken. Man wird aber wegen des höheren Preises von Traß lieber Sandmehl (künstlich gemahlener Sand) beimengen.

Ganz roh ergibt sich folgendes Verhältnis: Grober Steinschlag hat im Durchschnitt einen Hohlraumgehalt von 50 vH, grober, reiner Kies einen solchen von 40 vH. Man muß somit dem Steinschlag etwa 55 vH, dem Kies 44 vH Mörtel beimischen, um die Hohlräume auszufüllen. Etwa 10 vH der theoretischen Mörtelmenge sollten aus Rücksicht auf die Unvollkommenheit des Mischverfahrens zugeschlagen werden. Der Mörtelsand hat im Mittel einen Hohlraumgehalt von 30 vH (Quarzsand 18 bis 36 vH, Kiessand 24 bis 34 vH). Verwendet man somit auf 1 cbm Schotter 550 l Sand, dann besitzt dieser rund $550 \cdot 0,3 = 165$ l Hohlraum. Zu dessen Füllung sind praktisch 200 l Zement oder andere Bindemittel nötig, wobei etwa 1 cbm Beton entsteht. Sowie man nun den Porengehalt des Schotters durch Mischung mit Schotter geringerer Korngröße oder Splitt verringert, dann gebraucht man weniger Mörtel und damit weniger Bindemittel. Aus dieser ganzen überschlägigen Rechnung folgt bereits, daß es auch im Grundbau von größter Wichtigkeit ist, Zuschlagstoffe zu verwenden, die einen geringen Porengehalt haben. Schotter, der nur 40 vH Porengehalt hat, ist wesentlich besser als solcher, der 50 vH besitzt. Bei großen Fundamentmengen muß das Zuschlagmaterial gesiebt und so gemischt werden, daß der Verbrauch an Bindemittel möglichst klein wird.

Die Zuschlagstoffe müssen frei von umhüllendem Lehm sein. Lehm, der staubartig im Sand vorhanden ist, schadet nichts, er kann sogar nützen; Lehm, der die Sandkörner umhüllt, ist aber schädlich und muß durch Waschen entfernt werden. Gewachsener Sandkies kann, wenn obige Bedingung erfüllt ist, für Fundamente verwendet werden, wenn er nicht zu viel Bindemittel erfordert. Meist ist es besser, gröberes Material zuzusetzen, da der Sandkies allein zu viel Zement verlangt. Der Hohlraumgehalt muß stets am Gewinnungsort geprüft werden. Es geschieht das am einfachsten mit einem Eimer und einer gewöhnlichen Dezimalwaage. Es wird der Eimer leer und voll Wasser gewogen. Der Unterschied V in kg gibt den Eimerinhalt in l. Dann wird der Eimer mit Schotter oder Kies gefüllt gewogen, daraus ergibt sich das Einheitsgewicht des geschütteten Zuschlagmaterials. Darauf wird so lange Wasser eingefüllt, bis es mit dem Eimerrande (der Schotteroberfläche) gleich steht und wieder gewogen. Der Ge-

wichtszuwachs in kg ergibt den Hohlraumgehalt v der Eimerfüllung V in l. Es ist dann $\frac{v}{V} \cdot 100$ der entsprechende Porengehalt in vH. Wird das über der meist zusammensinkenden Sandmasse stehende Wasser durch einen Heber abgenommen und gewogen, so ergibt das Gewicht die Raumverminderung der Sandmasse Δv (das Sackmaß), und das Porenvolumen des wassergesättigten Sandes errechnet sich zu $\frac{v - \Delta v}{V - \Delta v}$. Um eine Sicherheit zu haben, daß auch wirklich alle Poren des Sandes mit Wasser ausgefüllt sind, ist es bei feinkörnigem und lehmhaltigem Material zu empfehlen, nach der ersten Wägung das Material in einen zweiten gleich großen Eimer, der teilweise mit Wasser gefüllt ist, langsam umzuschütten und das Maß v und Δv in diesem zu bestimmen. Je nachdem man nun leichtes oder schweres Mauerwerk ausführen will, wird man das leichtere oder schwerere Material bevorzugen, aber immer von der betreffenden Sorte das mit geringerem Porengehalt. Da im Steinbruch der Schotter beliebig mit großem oder kleinem Porengehalt durch Mischung gewonnen werden kann, so ist dieser vorzuschreiben und auf die Innehaltung dieser Bedingung streng zu achten. Abweichungen von 2 bis 3 vH nach oben oder unten sind zuzulassen.

2. Ergiebigkeit, Dichtigkeit, Mischungsverhältnisse usw.

Eine große Rolle spielt der Begriff der Ergiebigkeit (Ausbeute). Es wird das Verhältnis Betoninhalt V_B zu der Summe Zuschlagstoffe V_z und Mörtel V_m mit Ergiebigkeit E bezeichnet, also $E = \frac{V_B}{V_z + V_m}$, alles in Volumen. Die Ergiebigkeit ist bei gleichen Stoffen und Mischungsverhältnissen je nach der Betonherstellungsart verschieden. Gußbeton hat z. B. um fast 10 vH größere Ergiebigkeit als gut gestampfter Stampfbeton. Der Grund liegt darin, daß die Körner bei Gußbeton nicht so dicht gelagert werden wie bei Stampfbeton, dann aber, daß der Mörtelgehalt infolge von mehr Wasserzusatz größer ist. Trotzdem ist der Gußbeton dichter als Stampfbeton. Die Dichtigkeit wird gewöhnlich ausgedrückt für den Mörtel durch den Bruch $\frac{b+w}{v_s}$, wenn v_s der Porengehalt des Sandes ist, b die Menge Bindemittel im Raummaß, aber in der Form, wie es sich später im festen Beton vorfindet, und w die Menge Wasser, die mit dem Bindemittel eine chemische Verbindung eingeht oder von ihm gebunden bleibt, für den Beton durch den Bruch $\frac{v_m}{v_z}$, worin v_z der Porengehalt des Zuschlagmaterials und v_m die verwendete Mörtelmenge ist. Es ergibt sich theoretisch eine vollständige Dichtigkeit gleich 1, wenn $v_m = v_z$ ist, praktisch aber noch nicht, da die Mischung niemals so völlig gleichmäßig wird, daß aller Mörtel in die Hohlräume hineinwandert; ein Teil wird immer zur Umhüllung der Schottersteine verwendet, ebenso wie ein Teil des Bindemittels die Sandkörnerchen umhüllt. Trotz nicht vollständiger theoretischer Dichtigkeit kann aber ein Beton praktisch dicht, d. h. wasserdicht, sein, sofern die Undichtigkeiten einen kapillaren Charakter tragen oder die undichten Stellen von dichtem Beton umhüllt sind. Wie wichtig eine richtige Betonbereitung ist, mag daraus erkannt werden, daß es durch geeignete zweckmäßige Mischung oft möglich ist, mehrere Mark für den cbm Beton zu sparen. Müssen bei einem Bau z. B. 10000 cbm Beton gemacht werden und spart man auch nur 1 M. am cbm, dann bedeutet das 10000 ersparte M., also fast so viel, als das Jahresgehalt eines Oberingenieurs ausmacht. Es lohnt sich danach schon, einige Stunden oder auch Tage Arbeit auf das Herausfinden der besten Betonmischung zu verwenden und entsprechende Labora-

toriumsversuche anstellen zu lassen. Ohne solche Versuche ist die Arbeit wertlos. Für jeden größeren Bau muß ein geeignetes Laboratorium, am besten eines der Technischen Hochschulen oder anderer staatlicher Anstalten, zur Untersuchung herangezogen werden.

Als Zuschlagstoffe eignen sich von Natur reine oder künstlich gewaschene Kies- und Schotterarten, für einfache Fundamente auch Sandsteinschotter. Ein leichtes Fundament von besonder großer Zähigkeit wird durch Ziegelschotter erreicht. Scharfer Sand ist für die Mörtelbereitung besser als rundkörniger. Für Gußbeton muß der Sand einen genügenden Zusatz von feinem Material besitzen, da er sonst schlecht fließt. Als Bindemittel wird bei uns gewöhnlicher Portlandzement verwendet, für wasserdichten Beton an der See aber besser Eisenportlandzement. Der Zusatz von Traß ist in allen Fällen gut, wobei man am besten auf 1 Gewichtsteil Zement 0,5 Gewichtsteile Traß rechnet. Die Bindemittelbeigabe sollte stets in Gewicht angegeben werden, wie es in Frankreich geschieht. In Deutschland wird fehlerhafterweise meist Raumgehalt angegeben. Da nun Zement, je nachdem, wie weit er eingerüttelt oder nur eingelaufen ist, schwerer oder leichter ist, kann der Zementgehalt dadurch sehr schwanken. Als mittlere Gewichte kann man rechnen 1 l Traßpulver = 1,00 kg, 1 l Zement = 1,4 kg, 1 l Kalkpulver = 0,50 kg. Kalkpulver und Kalkteig darf nicht verwechselt werden. Kalkteig besteht im allgemeinen aus einem Teil Kalkpulver und drei Teilen Wasser. Aus Kalk und Traß kann ein hydraulisches Bindemittel gewonnen werden, das unter Wasser abbindet. Seine Verwendung ist aber heute nicht mehr zu empfehlen. Es ist durch Laboratoriumsversuche eine große Reihe von guten Mörtelverhältnissen festgestellt worden, vgl. hierüber Martin, Beton und Eisen 1914, S. 288ff. Ein Auszug der Tafeln von Martin wird auf S. 121 wiedergegeben.

In derselben Abhandlung ist festgestellt worden, daß der Zusatz von Traß die Zugfestigkeit des Stampfbetons vergrößert, und seine Druckfestigkeit verringert, während beide Festigkeiten im Schüttbodyeton (auch Gußbeton) durch Traßzusatz vergrößert werden. Der Traß hat die Eigenschaft, den Beton elastischer zu machen. Diese Wirkung des Traßpulvers, das zum größten Teil reine, abbindefähige Kieselsäure ist, beruht darauf, daß es den überschüssigen Kalk im Zement bindet. Bei Eisenportlandzement und Hochofenzement ist daher Traßzusatz nicht notwendig, da sie bereits mehr Kieselsäure enthalten als der gewöhnliche Portlandzement. Für letzteren aber ist der Traßzusatz fast stets von großem Vorteil. Kalkzusatz zum Zement ist für Talsperrenbauten verwendet worden, spielt aber im Grundbau eine untergeordnete Rolle. Meist wird man auf ihn verzichten. Eine ähnliche porenfüllende und elastizitätserhöhende Wirkung wie durch Traß wird auch durch den Si-Stoff, ein Abfallprodukt bei der Alaunfabrikation, erzielt¹⁾.

Wie die Berechnung von Betonmischungen zu erfolgen hat, wird an folgendem Beispiel erläutert. 1 cbm Zement wiege 1400 kg, 1 cbm Traßmehl 1000 kg, 1 cbm Sand mit 40 vH Hohlraum 1600 kg, 1 cbm harter Kalkschotter mit 48 vH Hohlraum 1600 kg.

Gemäß Versuch füllt 1 cbm Zement im fertigen Mörtel 0,48 cbm Hohlraum aus, 1 cbm Traß gleichfalls 0,48 cbm Hohlraum. Der Mörtel erhalte 20 vH Wasserzusatz, bezogen auf das gesamte lose Material. Es wird eine Mörtelmischung 1 Z. : 0,7 Tr. : 4 S. : 1,14 W. verwendet, die die genannten 20 vH Wasser enthält. Sie ergibt an fester Masse $1 \cdot 0,48 + 0,7 \cdot 0,48 + 4 \cdot 0,6 + 1,14 \cdot 1,0 = 4,36$ cbm fertigen Mörtel. Die Ergiebigkeit der Mörtelmischung wäre $E =$

$$\frac{4,36}{1 + 0,7 + 4} = 0,765, \text{ wobei das Wasser nicht mitgerechnet wird. Die Dichtig-}$$

¹⁾ Vgl. Kayser, Si-Stoff als Zement- und Kalkzusatz. Verlag Tonindustrie-Zeitung, Berlin NW 21.

keit ist $D = \frac{1 \cdot 0,48 + 0,7 \cdot 0,48 + 1,14}{4 \cdot 0,4} = 1,22$. Der Mörtel ist also völlig dicht,

Der eingestampfte Mörtel hat gemäß Versuch nach drei Monaten eine Druckfestigkeit von 200 kg/qcm. Die Mischung nach Raumteilen würde einer solchen nach Gewichtsteilen der Bindemittel entsprechen von

$$1 \text{ t Z.} : 0,5 \text{ t Tr.} : 2,9 \text{ cbm S.} : 0,8 \text{ cbm W.}$$

Der Mörtel soll zu einer Gußbetonmischung verwandt werden, die dichter als 1 ist. Es ergab sich aus der Mörtelmischung 4,36 cbm feste Mörtelmasse, der Schotter hatte 0,48 vH Hohlraum; um ihn völlig dicht auszufüllen, soll mit 55 vH Mörtelzusatz gerechnet werden; es ergibt sich dann als Schottermenge $\frac{4,36}{0,55} = \text{rd. } 8 \text{ cbm}$. Wird für den Gußbeton ein Wasserzusatz von rd. 12 vH der losen Masse in Raumteilen über den natürlichen Feuchtigkeitsgehalt an einem bestimmten Tage hinaus gerechnet, dann ergibt sich eine Mischung nach Hohlraum von 1 Z.: 0,7 Tr.: 4 S.: 8 Sch.: 1,54 W. oder mit dem Bindemittel in t und dem Zuschlag in cbm

$$1 \text{ t Z.} : 0,5 \text{ t Tr.} : 2,9 \text{ cbm S.} : 5,7 \text{ cbm Sch.} : 1,10 \text{ cbm W.}$$

Es ergibt sich eine gesamte feste Masse in cbm von $0,48 + 0,336 + 2,4 + 4,16 + 1,54 = \text{rd. } 8,92 \text{ cbm}$. Statt 1,1 cbm Wasser wird jetzt 1,54 verwendet, von dem ein Teil vom Schotter aufgesogen wird. Die Dichtigkeit ist wenigstens

$D = \frac{4,36}{8 \cdot 0,48} = \frac{4,36}{3,84} = 1,13$, wegen des tatsächlich größeren Wasserzusatzes aber wahrscheinlich etwas größer. Die Ergiebigkeit ist $E = \frac{8,92}{1 + 0,7 + 4 + 8} = \frac{8,92}{13,7}$

$= 0,65$. Die Festigkeit ist etwa die Hälfte derjenigen vom Stampfbeton im Laboratorium, die Dichtigkeit ist größer als die von Stampfbeton, die Ergiebigkeit gleichfalls größer.

Die Arbeit, ein entsprechendes Betonmischungsverhältnis herauszufinden, ist durch den Aufsatz von Martin in „Beton und Eisen“ 1914, Seite, 299ff. sehr erleichtert worden. Martin gibt nach Vorkriegspreisen eine Zusammenstellung von verschiedenen Mörtelmischungen, die nach der Festigkeit geordnet sind und die Preise für Berlin und Emden enthalten. Wenn auch die Preise heute andere sind, so werden die Verhältnisse der Kosten der einzelnen Mischungen gegeneinander doch noch annähernd stimmen. Der auf S. 121 folgende Auszug aus den Martinschen Tafeln ist nur ein kleiner Teil der Zahlen.

Der in der Tafel angegebene Wasserzusatz von 20 vH (Zement, Traß, Mörtel) und 22 vH (reiner Zementmörtel) gilt für Stampfbeton und muß für Schüttbodyeton auf etwa 10 vH der ganz losen Masse, bei Gußbeton auf etwa 12 vH der ganz losen Masse einschließlich des Schotters oder des groben Kieses gebracht werden. Der Wasserzusatz spielt eine ganz gewaltige Rolle für die Festigkeit und muß bei den nassen Betonarten so klein gehalten werden wie möglich. Er muß je nach der natürlichen Feuchtigkeit der Zuschlagstoffe von Tag zu Tag neu bestimmt werden. So wird z. B. bei dem Schleusenbau von Anderten bei Hannover ein Wasserzusatz von 21 vH absolut, also einschließlich der natürlichen Feuchtigkeit, gerechnet. Diese wird täglich bestimmt und von dem Gesamtwassergehalt (21 vH) abgezogen, der Unterschied wird zugesetzt. Diese Art ist die einzig mögliche, um einen guten und gleichmäßigen Beton zu erzielen. Die Gesamtfeuchtigkeit ist von Fall zu Fall durch Versuch zu bestimmen.

3. Das Mischen des Betons.

Bei kleinen Mengen von 10 bis 20 cbm lohnt sich die Benutzung von Mischmaschinen meist nicht. Man wird hier Handmischung vornehmen, soll aber

Mörteltabelle nach Martin. (Beton Eisen 1914, S. 299 ff.)

Mischung (Raumteile)				Festigkeit nach 3 Monaten	Ergiebigkeit	Dichtigkeit	Preis ¹⁾ M. für den cbm fester Masse		Bemerkungen	
Zement	Traß	Sand	Wasser				Berlin	Emden		
1	0	6	1,54	100 bis 125	$\frac{5,62}{7} = 0,8$	0,84	12,84	14,63	Gemäß Angabe von Martin: 1 cbm Zement = 1,3 t. 1 cbm Traß = 0,95 t.	
1	1,28	7,83	2,03	desgl.		1,00	15,80	16,00		
1	0,75	5	1,35	150 bis 175	$\frac{5,19}{6,75} = 0,77$	1,10	17,91	18,69	Hohlraumgehalt des Sandes 40 vH. Handmischung für den cbm fester Masse bei Zementmörtel 2 M., bei Zement-Traßmörtel 2,5 M.	
1	0	4	1,10	200 bis 225	$\frac{3,98}{5,0} = 0,80$	0,99	15,79	18,08		
1	0,75	4	1,15	desgl.	$\frac{4,39}{5,75} = 0,76$	1,24	20,04	20,84	Wasserzusatz bezogen auf die lose Masse 22 vH bei Zementmörtel und 20 vH bei Zement-Traßmörtel.	
1	0,59	4,63	1,24	250 bis 275	0,77	1,08	18,02	19,07		
1	1,2	4	1,24	desgl.	$\frac{4,7}{3,2} = 0,76$	1,44	21,71	21,75	Materialpreise in M/cbm:	
1	1,0	3,0	1,0	desgl.	$\frac{3,76}{5,0} = 0,75$	1,63	24,14	24,44		
1	0,5	3,0	0,9	300 bis 325	$\frac{3,42}{4,5} = 0,76$	1,35	21,98	23,41		
1	0	2,0	0,66	desgl.	$\frac{2,34}{3} = 0,78$	1,43	22,9	26,36		
									Berlin	Emden
								Zement	42,9	50,0
								Traß	29,45	22,00
								Sand	3,0	3,50

hierauf große Sorgfalt verwenden, da die früher vorhandenen Spezialarbeiter dieses Faches so gut wie verschwunden sind. Letztere Tatsache sollte ein Grund sein, Handmischung so selten wie möglich anzuwenden. Bei der Handmischung werden die Zuschlagstoffe nach Abmessung auf einen Haufen geschüttet, darauf Zement (am besten nach Gewicht) hinzugegeben. Dann wird mit Hilfe von Schaufeln so lange hin- und hergeschauelt, bis die Farbe durchweg gleichmäßig grau geworden ist. Eine große Rolle spielt bei diesem Verfahren die Harke. Es muß dauernd, während ein oder zwei Arbeiter die Masse umschaueln, von einem anderen Arbeiter das Mischgut quer zur Wurfrichtung durchgeharkt werden. Es wird hierdurch nicht nur die Mischzeit wesentlich verkürzt, sondern auch die Gleichmäßigkeit der Mischung stark verbessert. Ohne gleichzeitiges Durchharken ist es fast unmöglich, eine gleichmäßige Mischung zu erzielen. Zuerst wird trocken durchgemischt, dann der abgemessene notwendige Wasserzusatz mit der Gießkanne übergesprenkt und dann weiter gemischt. Bei Mengen über 20 cbm sollte man stets Maschinenmischung anwenden. Es gibt Maschinen mit ununterbrochener Mischung, die ähnlich wie Sortiertrommeln fortlaufend von dem Mischgut durchwandert werden, wobei das Gut an der oberen Seite der konisch geformten Trommel eingeworfen wird, an der unteren Seite aber gleichmäßig in die Lore fällt. Die Maschine wird für größere Anlagen nicht verwendet, findet sich aber für Hochbauten häufiger. Die meisten Maschinen arbeiten mit unterbrochenem Betrieb. Die Maschinen werden zur Beschickung bei einigen Systemen stillgelegt, dann das Gut eingebracht, trocken vorgemischt, Wasser während der Mischung eingegeben und nach weiterer Durchmischung entleert, wobei die Bewegung der Maschine wieder aufhört. Bei anderen Systemen bleibt während der Beschickung und der Entleerung die Bewegung bestehen. Grundsätzlich sind ferner Maschinen mit wagerechter und senkrechter Trommelachse zu unterscheiden, unter der ersteren Art wiederum die Schwerkraft- und Rührwerkmaschinen. Bei den Schwerkraftmaschinen wird das Mischgut in einer Trommel

¹⁾ Die Preise sind Vorkriegspreise.

durch eingienietete Schaufeln bis zu $\frac{3}{4}$ der Höhe mit hochgehoben und fällt dann infolge seiner Schwere schräg in die Trommel hinein, wobei durch die Form der Schaufeln meist ein schräges Durchwandern der Trommel eintritt. Bei den Rührwerkmaschinen stehen die Trommeln fest, es geht quer durch sie eine Rührwerkachse, auf der Arme mit Schaufeln fest aufgekeilt oder angegossen sind. Die Arme schaufeln die Masse seitlich hoch, wobei durch die schräg gestellten Schaufeln gleichfalls eine seitliche Verschiebung der Masse in der Trommel entsteht.

Es kann nicht gesagt werden, daß ein System einen Vorrang vor dem andern besitzt, es scheint aber so, als ob einige Schwerkraftmaschinen etwas wirtschaftlicher arbeiteten. Aus der Tatsache, daß bei den Rührwerkmaschinen die Arme einen größeren Reibungswiderstand bei dem Durchpflügen des zähen Materials überwinden müssen, kann nicht auf geringere Wirtschaftlichkeit geschlossen werden, denn es muß andererseits bei den Schwerkraftmaschinen die schwere Trommel bewegt werden. So hat z. B. die Firma Gauhe & Gockel, die früher vorwiegend Schwerkraftmaschinen baute, vor einigen Jahren eine Doppelrührwerkmaschine gebaut. Auch daß die Rührwerkmaschinen für nassen Beton geeigneter wären, kann nicht behauptet werden, da sie zur Entleerung im Boden zweckmäßigerweise entweder einen Schieber besitzen oder wie einige andere Systeme in einer senkrechten Ebene geteilt sind, so daß sie auseinander gezogen werden können. Am besten scheinen sich für nassen Beton noch die Maschinen zu eignen, die wie die Dreismaschinen einen liegenden Doppeltrichter oder wie Patent Jäger (Vögele) einen Spitzkübel besitzen, der gekippt wird, oder bei denen wie bei der Ransomemaschine und ähnlichen durch eine Kipprinne der gemischte Beton gleichsam ausgelöffelt wird. Aber auch diese Maschinen haben nicht so entscheidende Vorteile, daß man sie deswegen anderen Systemen vorziehen müßte.

Aber sowohl die Schwerkraft- wie die Rührwerkmaschinen haben vor den Maschinen mit senkrechter Achse, die durchgängig als Kollergang gebaut werden, den einen Vorteil voraus, daß sie das Material mehr schonen. Kollergänge bestehen aus schweren Walzen, die in einem großen, bratpfannenartigen Behälter umlaufen. Die Koller drehen sich um wagerechte Achsen, sie werden aber um eine senkrechte Achse geführt. Die Kollergänge mischen sehr gut, zermahlen aber einen großen Teil des Sandes zu feinem Pulver. Das kann bei Fehlen von feinem Sand sehr vorteilhaft sein und den Beton hervorragend verbessern. Man ist aber niemals sicher, daß der gewünschte Erfolg auch richtig eintritt, weil das Zermahlen ganz von der Art des Sandes abhängt. Hat man weichen Sand, dann wird viel zu viel zermahlen, hat man harten Sand, dann zu wenig. Es ist stets besser, das nötige Sandmehl durch besondere Maschinen herzustellen und zuzusetzen. Es kostet das auch nicht mehr als das Zermahlen im Kollergang, man bleibt aber Herr des Mischungsverhältnisses. Kollergänge sollten daher als Betonmischmaschinen nicht mehr verwendet werden.

Alle Mischmaschinen müssen mit einem Aufzuge versehen werden, der das Mischgut maschinell in die Maschine hinein befördert; alle neueren Systeme besitzen solche Aufzüge. Die Maschine muß ferner einen Wasserbehälter enthalten, der ein leichtes Abmessen des Wasserzusatzes ermöglicht und leicht verstellbar ist, so daß man bei dem oft täglich wechselnden Wasserzusatz jederzeit die Füllung des Behälters ändern kann. Der Behälter soll mit Überlauf, mechanischer Abstellvorrichtung versehen sein, so daß nach Erreichung der gewünschten Menge der Zulauf automatisch abgestellt wird. Die Zuführung zum Mischgut muß brauseartig erfolgen, und zwar sehr fein verteilt, so daß Klumpenbildung vermieden wird. Auf die genaue Einstellung der Wassermenge ist grundsätzlich entscheidendes Gewicht zu legen. Es darf ein gewisser Mehrpreis einer Maschine niemals abschrecken, wenn man sicher ist, daß die Wasserzuführung besser ist als bei einer anderen, denn die Güte des Betons hängt sowohl bei Guß-

beton oder Weichbeton als auch bei Schüttnbeton von dem richtigen Wasserzusatz ab. Fehler in dem Mischvorgang können nur schwer beseitigt werden, wenn man nicht den Mischvorgang mit eigenen Augen verfolgen kann. Es ist deshalb bei sonst gleichen Verhältnissen einer Maschine mit sichtbarem Mischvorgang der Vorzug vor solchen mit verdecktem Mischvorgang zu geben. Das Gewicht der Maschine sollte stets so gering als möglich sein. Man muß daher bei gleicher Leistung möglichst die leichte Maschine kaufen. Hat sie eine geringere Lebensdauer, dann braucht das kein Nachteil zu sein, weil man dann in der Lage ist, früher ein neueres und damit verbessertes System neu kaufen zu können, als wenn man eine unverwüsthliche, aber unwirtschaftlich arbeitende Maschine

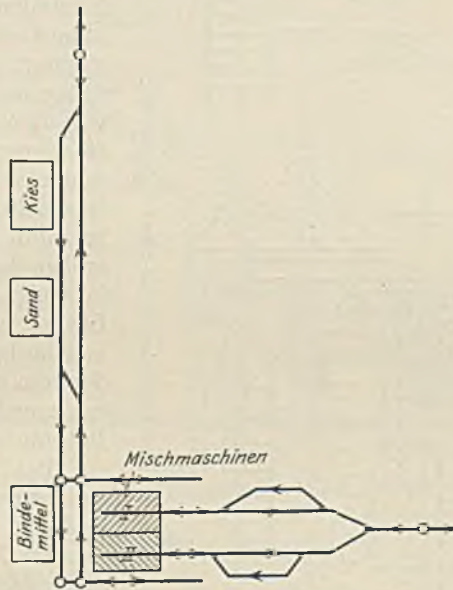
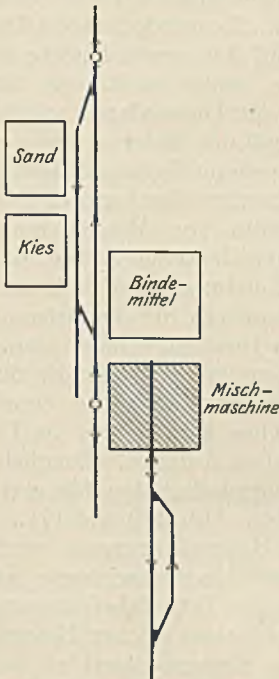


Abb. 170. Bei Betrieb einer Mischmaschine.

Abb. 171. Bei 2 Mischmaschinen.

Abb. 170 und 171. Gleisanlagen für die Betonherstellung.

durch Jahrzehnte hindurchschleppen soll. Das geringe Gewicht ist zudem oft von großem Nutzen, wenn man solche Maschinen auf Fangdämmen, Prahmen usw. aufstellen muß.

Als Anforderungen, die man an die Betonmischmaschinen stellen muß, sind somit folgende zu nennen.

Anforderungen an Betonmischmaschinen:

Der Mischvorgang soll sichtbar sein,
 der Wasserbehälter soll leicht und sichtbar geregelt werden können,
 die Wasserzuführung soll gleichmäßig und staubförmig fein verteilt sein,
 der Raumbedarf und das Gewicht der Maschine sollen möglichst klein sein,
 die Maschine soll leicht verfahrbar sein,

Sie soll einen gut arbeitenden Materialaufzug und eine Wägevorrchtung für Abwiegen des Zements besitzen.

Verwendet man Maschinen, die den größten Teil der obigen Forderungen erfüllen, dann hat man aber erst eine der Vorbedingungen für einen wirtschaftlichen Betrieb geschaffen. Die anderen Vorbedingungen sind wirtschaftlich ar-

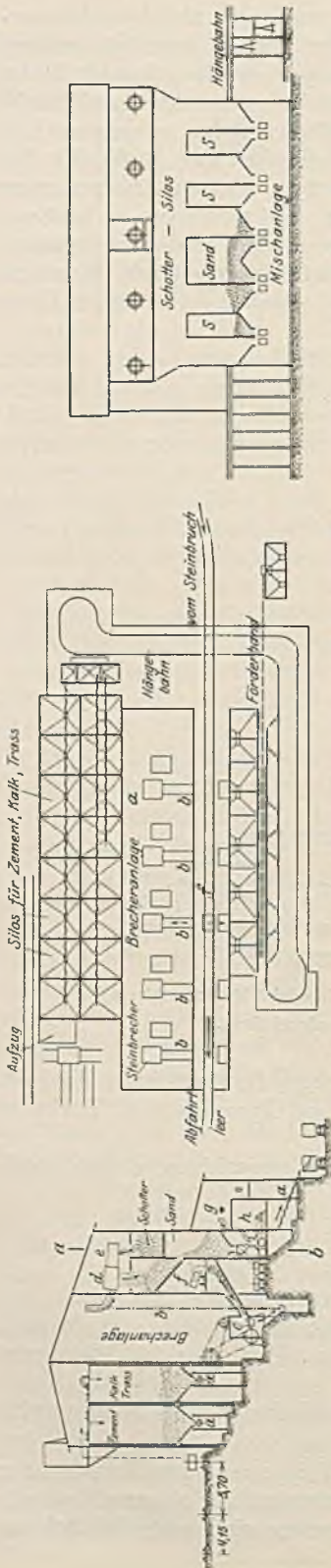


Abb. 172. Betonfabrik der Siemens-Bauunion an der Schwarzenbachsperrre.

beitende Ladevorrichtungen für die Zuschlagstoffe und die Entwicklung eines Betonbahnhofes, der den Verkehr der Betonwagen so gestaltet, daß die Maschinen voll ausgenutzt werden können. Eine unserer ersten Betonmaschinenfirmen lieferte vor Jahren ihre anerkannt guten Maschinen an eine größere Verwaltung unter Angabe garantierter Leistungen der Maschinen. Sie wurde dann nach einigen Monaten auf die Baustelle gerufen, weil die Maschinen nur einen Bruchteil der Garantieleistung erreichten. Es wurde festgestellt, daß die Maschine wohl die gewährleistete Menge herstellen konnte, sogar noch weit darüber hinaus, daß aber die Gleisanlagen so schlecht angelegt waren, daß das Material weder rechtzeitig an die Maschine herangebracht noch von ihnen angefahren werden konnte. Die entstandenen Leerläufe von Wagen und Maschine verschlangen derartige Zeiten, daß die Innehaltung der Leistung unmöglich war. Es ist somit der Gleisanlage für die Betonmischanlage das größte Gewicht beizumessen. Wie in vielen Betrieben ist auch hier die richtige Lösung der Transportfrage (also eine Verkehrsaufgabe) ebenso wichtig wie die Lösung der rein maschinellen Aufgabe. Beispiele von gut angelegten Betonbahnhöfen für geringere Betonmengen geben Abb. 170 und 171.

Bei großen Bauausführungen wird die ganze Betonverarbeitungsmaschinerie zweckmäßig in einer großen Betonfabrik zusammengefaßt. Als Beispiel einer solchen Betonfabrik diene die für die Siemens-Bauunion bei der Schwarzenbachsperrre angelegte, die in Abb. 172 wiedergegeben wird. Abb. 173 zeigt eine ähnliche Anlage, wie sie von der Ibag für den Bau einer Staumauer in Italien geliefert wurde. Beide sind Betonfabriken für Gußbeton, sie können aber auch ebensogut für plastischen oder Stampfbeton als Vorbild dienen.

In dem Teil „Baumaschinen“ dieses Buches (siehe am Schlusse) werden die gebräuchlichen Maschinen zur Aufbereitung der Zuschlagstoffe und die Betonmischmaschinen eingehender behandelt. Es sei daher an dieser Stelle auf diesen Abschnitt verwiesen.

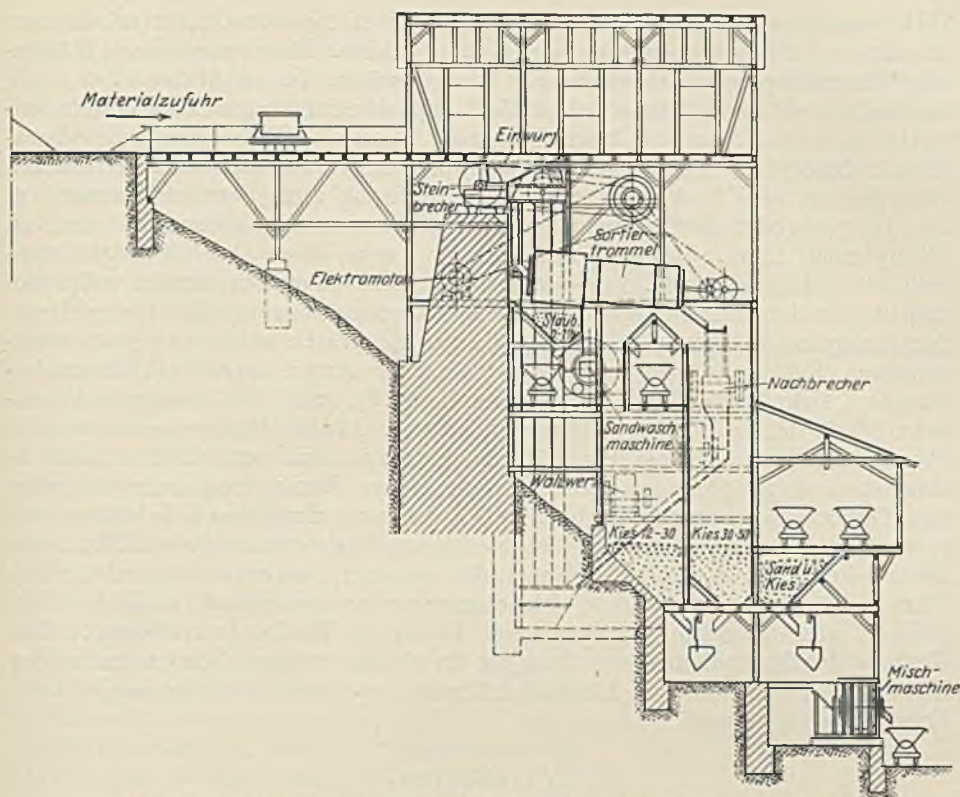


Abb. 178. Betonbereitungsanlage der Ibag für den Bau einer italienischen Talsperre.

b) Das Einbringen des Betons.

1. Beton im Trocknen.

a) Stampfbeton.

Dort, wo auf die Dichtigkeit des Betons kein allzu großer Wert zu legen ist, kann Stampfbeton verwendet werden. Er wird erdfeucht gemischt, so daß er sich in der Hand nur schwach feucht anfühlt. Der Wasserzusatz auf die ganze lose Masse bezogen, schwankt zwischen $8\frac{1}{2}$ bis 10 vH in Raumteilen. Die lose Mischmasse kann auf beliebige Entfernungen auf dem Bauplatz oder auch durch Prahme verfahren werden, wobei die Grenze durch die Zeit gegeben ist, innerhalb der das Abbinden beginnt. Es werden Lagen von 20 bis 25 cm Stärke geschüttet und dann auf 15 bis 20 cm zusammengestampft. Hierzu ist eine Stampfarbeit notwendig, die mit der Hand sehr schwer, mit mechanischen Preßluftstampfern aber leichter geleistet werden kann. Die Stampfarbeit, die bei der Herstellung der Betonproben im Laboratorium geleistet wird, ist aber stets ein Vielfaches der auf dem Bauplatz selbst bei bester Arbeit aufgewendeten. Durch das Stampfen werden einzelne glatte Lagen geschaffen, die sich nun miteinander verbinden sollen. Zu diesem Zwecke wird sofort nach Fertigstampfung die oberste Lage oberflächlich durch Kratzer aufgeraut. Vor dem Aufbringen der nächsten Lage wird dann die alte Lage gereinigt und mit einer Zementschlemme übergossen, um den durch das Reinigen fortgespülten Zement in der Fuge zu ersetzen. Trotzdem tritt in der Schichtfuge niemals eine Verbindung ein, die einen nennenswerten Wasserdruck oder Schubkräfte aufnehmen kann. Eine Stampfbetonsohle, die unter Biegung gerät, verhält sich gegenüber einer gut hergestellten

Gußbetonsohle wie ein paar Blätter gegenüber einem massiven Balken, sie hat nur Bruchteile der Biegezugfestigkeit der Gußbetonsohle. Die Bezeichnung „Blätterteig“ für Stampfbeton ist somit nicht falsch gewählt. Es macht dabei nur wenig aus, daß bei sehr sorgfältiger Arbeit die Festigkeit der einzelnen Lage eine bedeutende sein kann. Aber auch hierin liegt mehr Theorie als Praxis, denn die Schwäche der Stampfbetonmethode liegt darin, daß theoretisch mit einer bestimmten Stampfarbeit gerechnet wird, daß aber der Zwang zum Vorwärtskommen auf dem Bauplatz oder das Bestreben nach Verbilligung zu einer oft nur sehr geringen Stampfarbeit führt. Stampfbeton könnte gut sein, ist es aber oft wegen mangelnder Ausführung nicht. Das, was mit Stampfbeton erreicht werden soll, kann meist besser durch Anwendung des Gußbetons erreicht werden. Der Kampf gegen den Stampfbeton begann mit den Aufsätzen des Verfassers in der jetzt eingegangenen Zeitschrift des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieurvereine, „Mehr Wasser“¹⁾, „Laboratoriumbeton“²⁾, und „Erfahrungen mit Gußbeton“³⁾ in der Zeitschrift „Beton und Eisen“. Die Aufsätze waren durch die Studien des Verfassers am Panamakanal hervorgerufen worden. Die Entwicklung ist so weiter gegangen, daß heute die großen Firmen sich mehr und mehr dem Gußbeton zugewendet haben, daß auch fortlaufend durch Laboratoriumversuche die größere Güte dieser Betonierungsmethode erwiesen wird. Man sollte deshalb heute die Stampfbetonbauart, die an vielen Stellen zu Bauunfällen geführt hat, bis auf begründete Ausnahmen verlassen und nur noch die Herstellung von flüssigem oder weichem Beton im Trockenem verfolgen. Die Methode der Stampfbetonherstellung ist im übrigen in den „Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ vom September 1925 (Verlag Wilhelm Ernst u. Sohn) geregelt.

β) Gußbeton.

Während die deutschen Fachleute unter dem Einfluß falsch verstandener Laboratoriumversuche die Stampfbetonbauart entwickelten, wurde in England und Amerika die Gußbetonbauweise betrieben. Einmal waren die angelsächsischen Völker weniger theoretisch eingestellt, dann aber waren besonders in Amerika die Löhne so hoch, daß man in der weniger Arbeitslöhne verschlingenden Gußbetonbauart größere Vorteile erkannte. Auch bei uns haben sich die Verhältnisse so geändert, daß weniger geleistet, aber für die Arbeitsstunden mehr bezahlt wird. Wir haben daher ein großes Interesse daran, an Arbeitslöhnen zu sparen.

Gußbeton wird so gemischt wie Stampfbeton, erhält aber, wie bereits ausgeführt wurde, einen höheren Wasserzusatz. Bei Mischung sehr verschiedener Korngrößen kommt man mit dem geringsten Wasserzusatz aus. Der Zusatz sollte stets als absolutes Maß, berechnet für die völlig trockenen Zuschlagstoffe, angegeben werden. Man wird im allgemeinen mit einem Wassergehalt absolut von 18 bis 22 vH Raumteile auskommen können, wobei die eigene Feuchtigkeit der Zuschlagstoffe zwischen 4 und 8 vH schwanken kann. Je nach der Durchfeuchtung muß man somit 10 bis 18 vH der ganz losen Masse Wasser zugeben. Bei dem großen Schleusenbau von Anderten bei Hannover (Aufstiegsschleuse zur Scheitelhaltung des Mittellandkanals) wird z. Zt. ein Mischungsverhältnis von 1 Z. : 0,33 Tr. : 2 Splitt : 5 Kies angewendet mit 21 vH absolutem Wassergehalt. Da die Zuschlagstoffe 4 bis 8 vH Eigenfeuchtigkeit besitzen, so muß hier 13 bis 17 vH Wasser zugesetzt werden. Der natürliche Wassergehalt der Zuschlagstoffe wird stets genau festgestellt und der Wasserzusatz dementsprechend von Tag zu Tag geändert. Der verwendete Kies (Büschler Kies) hat den beträchtlichen Hohlraumgehalt von 40 vH. Bereits die Verwendung von Weserkies, der einen geringeren Hohlraumgehalt besitzt, würde den Gesamtwassergehalt

¹⁾ 1912, Seite 33.

²⁾ 1912, Seite 50.

³⁾ 1914, Seite 49.

auf 19,5 vH sinken lassen. Würde man noch feinen Sand zugeben, dann würde der Wassergehalt weiter sinken.

Das Einbringen des Betons kann in verschiedener Weise erfolgen. Bei langen, schmalen Baugruben kann man die Betonmischmaschine verfahrbar machen und aus ihr durch eine Rinne den Beton unmittelbar in die Baugrube leiten. Man kann auch den Beton bei kurzen Strecken durch Wagen verfahren. Hierbei tritt aber häufig ein Entmischen und Festsaugen des körnigen Teiles in dem Transportwagen ein. Das Verfahren muß daher mit großer Vorsicht geschehen. Besser ist das Verfahren des Betons durch Kabelkrane und Verstürzen von diesen in die Baugrube, wie es z. B. bei dem Bau der Schwarzenbachsperre im Schwarzwald von der Siemens Bauunion durchgeführt worden ist, Abb. 174¹⁾. Am meisten wird man dem Wesen des Gußbetons gerecht, wenn man seine Fließfähigkeit ausnutzt und ihn von der Mischmaschine aus durch Vermittlung eines hohen Gießturmes in Rinnen in die Verwendungsstelle laufen läßt. Diese Methode wird in Amerika mit dem Namen „gravity system“ (Schwerkraftsystem) benannt.

Abb. 175 bis 178 zeigen derartige Anlagen. Es kommt bei diesen Ausführungen besonders darauf an, daß die Rinne- neigung und der Übergang der einzelnen Rinnenteile zueinander derartig ist, daß ein Unterbrechen des

Fließens nicht eintreten kann. Diese Einrichtungen sind zuerst von amerikanischen Firmen weitgehend entwickelt worden, heute sind auch in Deutschland eine große Anzahl vorzüglicher derartiger Ausführungen erfolgt. Die Neigung

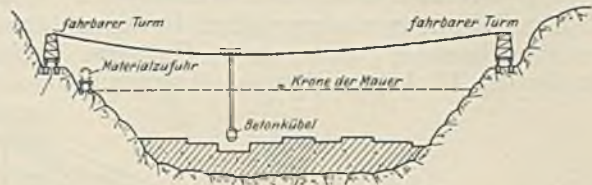


Abb. 174. Kabelkran mit fahrbaren Türmen (Schwarzenbachsperre).

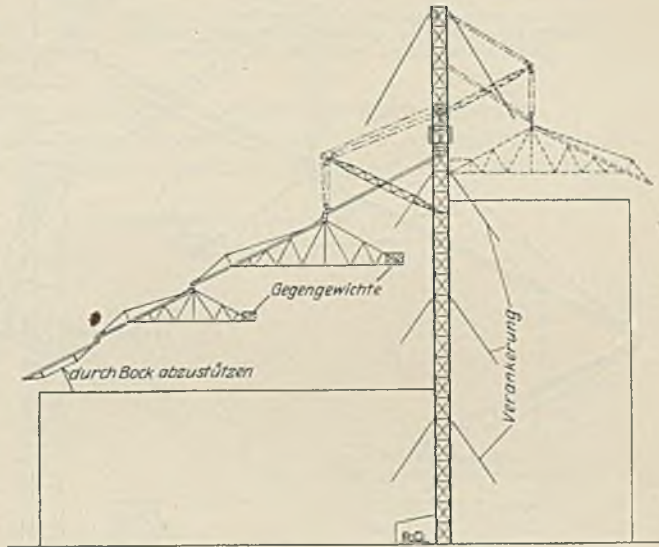


Abb. 175 a. Ansicht.

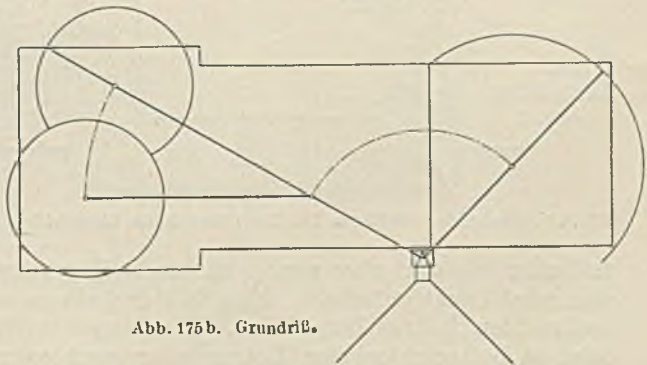


Abb. 175 b. Grundriß.

Abb. 175 a und 175 b. Festehender Gießturm mit drehbaren Auslegerrinnen (Ibag).

Abb. 174 und 175. Verschiedene Einbringungsarten des Betons.

¹⁾ Siehe auch Seite 175 u. f. über Kabelkrane für Erdtransport usw.

der Rinne ist abhängig von dem Mischungsverhältnis. Im allgemeinen ist es wesentlich, daß dem Beton ein genügender Zusatz von feinem Sand beigemischt wird, er vergrößert sehr die Fließfähigkeit des Betons. Im allgemeinen sollte eine Rinnenneigung von 20° gegen die Wagerechte nicht unterschritten werden, der Winkel schwankt im allgemeinen zwischen 20° und 30° ¹⁾. Die Erzielung eines flachen Neigungswinkels verbilligt die Bauausführung für die Erreichung weiter entfernt liegender Punkte, da der Gießturm hierfür um so höher sein muß, je größer der Winkel ist. Für naheliegende Punkte ist eine steilere Neigung vor-

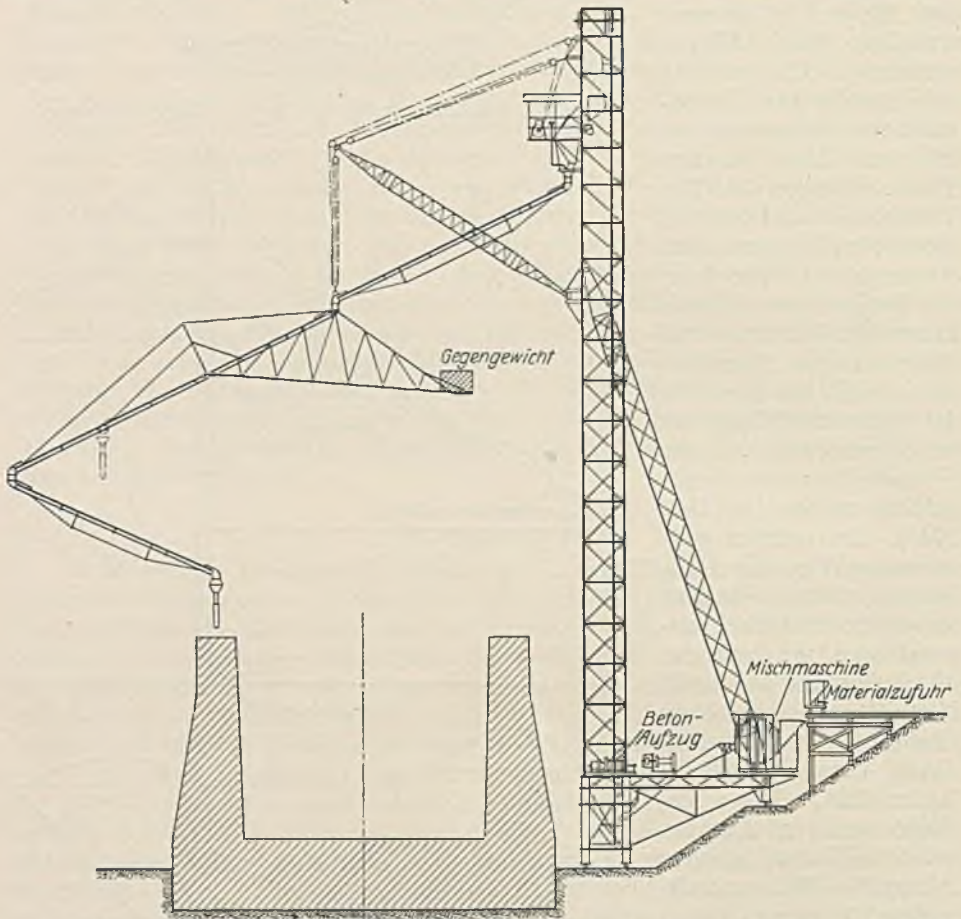


Abb. 176. Beweglicher Gießturm. Der Turm kann in der Längsrichtung des Bauwerks verfahren werden (Ibag).

teilhafter, sie darf aber auch nicht zu steil sein, weil das lose Betonmaterial sich sonst leicht entmischt. Man läßt deshalb in solchen Fällen den Beton in senkrechten Rohren herabfallen. Die Rinnen sollen möglichst durchweg offen sein, da bei geschlossenen Rohren oder geschlossenen Verbindungsstücken ein Verstopfen leicht eintreten kann. Der Rinnendurchmesser schwankt zwischen 20 und 40 cm. Um die ganze Fläche um den Gießturm bestreichen zu können, wird die Rinne mit drehbaren Auslegerrinnen versehen, Abb. 176. Die Art der Ausführung wird durch die Abbildung genau genug wiedergegeben. Man kann die Betonmischmaschine an den Fuß des Gießturmes oder oben auf einer Plattform anordnen. Letzteres wird im allgemeinen vorzuziehen sein, weil der Beton

¹⁾ Siehe Bestimmungen des deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom September 1925, S. 41.

dann unmittelbar von der Maschine in die Rinne gelangt. Der Rinnendurchmesser ist von der Leistung der Betonmaschine abhängig. Man darf sich durch die vielen Vorteile der Gießtürme nicht bestechen lassen, ihn stets anzuwenden. Bei langen, schmalen Baugruben wird man besser mit verfahrbaren Betonmischmaschinen arbeiten, die je nach der Breite der Grube auf ein Gerüst gesetzt werden können, so daß auch bei der vollen Höhe des Bauwerkes die schwächste Rinnenneigung noch erreicht werden kann, siehe Abb. 196, S. 147.

Eine Verteilungsweise, bei der Gießrinne und Kabelkran zusammenwirken, zeigt Abb. 177.

Dies Verfahren ist ein Patent der Firmen Siemens-Bauunion-Bleichert.

Oft wird man bei derartigen Bauwerken auch die Verteilungsrinne an einem über die Baustelle gespannten Drahtseil nach Art der Abbildung 178

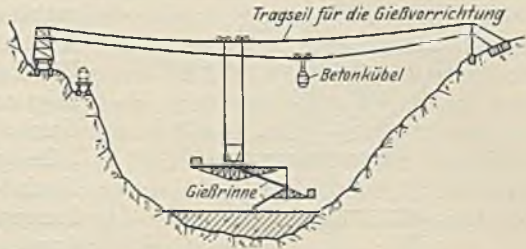


Abb. 177. Kabelkran mit einem feststehenden und einem fahrbaren Turm in Verbindung mit einer schwenkbaren Gießvorrichtung (Patent Bauunion-Bleichert).

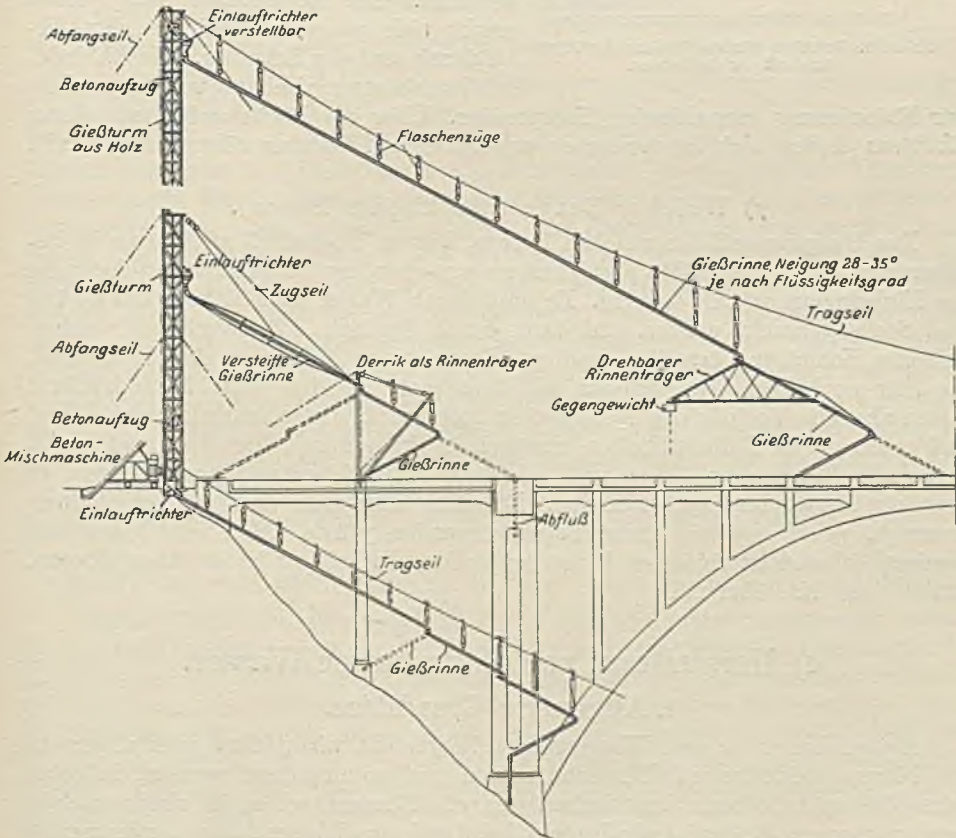


Abb. 178. Auhängung der Gießrinne an über die Baugrube gespannten Seilen (Wäggitalsperre).

aufhängen. Eine derartige Ausführung ist zum Beispiel bei der Wäggitalsperre in Anwendung gekommen.

Es ist wiederholt auf die Wichtigkeit der richtigen Bemessung des Wasserzusatzes hingewiesen worden. Es sind hierfür verschiedene Prüfungsmethoden

ausgearbeitet worden. Eine der besten hierfür ist die amerikanische der Kuchenprobe. Es wird aus einem geeichten Gefäß der Gußbeton auf einer Platte entleert. Je nasser der Beton ist, desto flacher fließt er auseinander. Es sind auf der Platte die Kreise vorgezeichnet, die zu den verschiedenen Wasser-

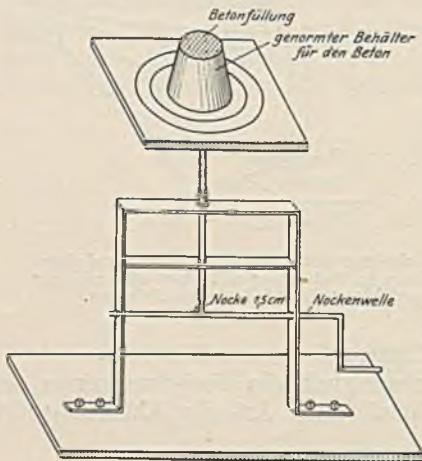


Abb. 179. Prüftisch für die Prüfung der Fließfähigkeit des Gußbetons.

gehalten gehören, so daß man aus dieser Kuchenprobe sofort auf die Größe des Wassergehaltes schließen kann. Abb. 179 zeigt einen solchen Probetisch. Durch die Kurbel wird der Tisch um die Nockenhöhe gehoben und dann fallen gelassen. Nach einer bestimmten Zahl von Drehungen soll dann ein bestimmter Kreis durch den Kuchen erreicht sein.

Der Berechnung der Schalung ist besondere Sorgfalt zuzuwenden, da eine Reihe von Bauunfällen in neuerer Zeit anscheinend dem Umstand zuzuschreiben sind, daß die Schalungen dem Druck des frischen Betons nicht standhalten konnten. Der Seitendruck des Betons ergibt sich als eine Funktion der Abbindezeit und der Leistung. Die Abbindezeit ist wiederum abhängig von der zur Zeit

der Betonierung herrschenden Temperatur. Über die Berücksichtigung dieser Einflüsse finden sich in der unten angegebenen Literatur nähere Angaben¹⁾.

γ) Weicher Beton (plastischer Beton).

Der Hauptvorteil des weichen Betons, keinen Überschuß an Wasser zu besitzen und damit die größte Festigkeit zu erreichen, muß durch die Erschwerung des Einbringens erkauft werden. Er muß durch Wagen oder Kabelkräne an Ort und Stelle gebracht werden und dann durch Stochern so eingerüttelt werden, daß die Hohlräume beseitigt werden. Die neueren Methoden des Gußbetons, die hier auch den Wasserzusatz auf einen sehr kleinen Wert herabdrücken, lassen aber die Vorteile des Weichbetons nicht mehr als so erheblich erscheinen, daß er für große Tiefbauarbeiten ernstlich in Frage käme. Bei sehr hoch beanspruchten Eisenbetonpfählen und schwierigen Hochbauten dagegen kann er noch ein Anwendungsgebiet finden. Er sollte aber stets dort zur Anwendung kommen, wo man sonst Stampfbeton anwenden würde. Man wird dann mit weniger Arbeitsleistung einen Beton herstellen, der billiger ist als Stampfbeton, ihn aber an Güte übertrifft.

c) Herstellung von Beton unter Wasser.

1. Allgemeine Grundsätze.

Beton, der unter dem Wasserspiegel hergestellt wird, führt ganz allgemein den Namen Schüttbeton. Der Schüttbeton muß so eingebaut werden, daß sich seine Bestandteile nicht entmischen und die Bindemittel nicht ausgewaschen werden können. Er darf deshalb nicht frei durch das Wasser fallen, sondern muß als zusammenhängende Masse unten ankommen und soll während und nach dem Versenken nur auf möglichst kurzen Strecken durch das Wasser gleiten. Eine Verhinderung dieser Bewegung durch das Wasser auf kurzer Strecke ist prak-

¹⁾ Literatur: Dr.-Ing. Noah: Schweiz. Bauzg. 1. 9. 1923. Professor Herosch: Beitrag zur Gußbetonfrage. Z. d. B. 1926, S. 164.

tisch unmöglich, es bildet sich daher auch stets bei dem Versenken des Schüttbetons Schlamm. Die Menge des Betonschlammes ist ein Kennzeichen für die Güte der Versenkeinrichtung und der Mischung. Je weniger Betonschlamm bei gleicher Masse gebildet wird, desto besser ist der Schüttbeton. Um diese Bedingungen zu erfüllen, bringt man den Schüttbeton mit besonderen Vorrichtungen, Trichtern, Kästen oder Säcken ein. Die bei den unvermeidlichen Berührungen mit dem Wasser entstehenden Verluste an Bindemitteln sind durch die Verwendung von Betonmischungen mit einem gewissen Mörtelüberschuß auszugleichen. Das gilt besonders für die unteren Schüttlagen, denen neben den übrigen Verlusten in vielen Bodenarten ein Teil des Mörtels durch Versinken in den Boden entzogen wird. Die frisch eingebrachte Betonmasse muß während des Abbindens und Erhärtens gegen die Einflüsse des bewegten Wassers geschützt werden. Diese Aufgabe fällt den Baugrubenumschließungen zu.

Sobald an den Beton größere Anforderungen gestellt werden müssen, wird er in Trichtern oder Kästen versenkt werden. Spielt die Güte des Betons keine so entscheidende Rolle, dann kann auch die Herstellung der Mischung unter Wasser, Versenken von halb abgebundenem Beton oder Betonsäcken in Frage kommen¹⁾.

2. Vereinfachte Herstellung.

a) Versenken halb abgebundenen Betons ohne Schutzvorrichtungen.

Um die Schutz- und Versenkvorrichtungen bei der Unterwasserbetonierung ganz entbehrlich zu machen, hat Kinipple vorgeschlagen, den Beton erst zu versenken, nachdem er angefangen hat abzubinden (Monolith-System), weil er in diesem Zustande dem Entmischen und Auswaschen einen größeren Widerstand entgegensetzt als unmittelbar nach der Herstellung. Das Verfahren ist jedoch nur anwendbar, wenn an die Dichtigkeit und Festigkeit des Grundwerkes keine hohen Anforderungen gestellt werden, denn die Festigkeit wird durch die Störung des Abbindevorganges und die Dichtigkeit durch den geringeren Schutz gegen die Einwirkungen des Wassers zweifellos nachteilig beeinflußt. In England ist diese Ausführungsweise verschiedentlich für die Herstellung großer einheitlicher Molenkörper verwendet worden. Es dürfte sich empfehlen, dieses Verfahren im allgemeinen nicht anzuwenden, ausnahmsweise nur dann, wenn die schnelle Einbringung größerer Betonmengen dringend notwendig ist und die Verwendung von Trichtern oder Kästen wegen der mangelnden Zeit unmöglich ist. Solche Umstände können vor allem nach Bauunfällen eintreten, es ist daher gut, diese Möglichkeit der Betonherstellung zu kennen.

β) Einfüllen von Zementmilch in Kies oder Schotter unter Wasser.

Dieses Verfahren, das ebenfalls von Kinipple zuerst angewendet wurde, hat große Ähnlichkeit mit der auf S. 58 beschriebenen Bodenverdichtung durch Einpressen von Zementbrei (Versteinerungsgründung). Es werden zunächst die Betonbestandteile (Steinschlag, Kies und Sand) ohne die Bindemittel in einer umschlossenen Baugrube versenkt, und dann ihre Hohlräume durch vorher eingesetzte durchlochte Standrohre mit einem steifen Brei aus reinem Zement ausgefüllt. Anwendungen dieses Verfahrens sind in den unten angeführten Quellen beschrieben²⁾.

Der Zementbrei wurde nicht unmittelbar in die Standrohre gefüllt, sondern gelangte in sie durch engere, ungelochte Rohre oder Kautschukschläuche, die bis

¹⁾ Vgl. hierzu auch die Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton vom 13. Januar 1916.

²⁾ Dt. Bauz. 1007 (Betonteil), S. 90; 1905, S. 483.

an das untere Ende der Standrohre reichten und schrittweise mit der Ausfüllung der Hohlräume hochgezogen wurden. Dadurch wurde der Zementbrei vor vorzeitiger Berührung mit dem Wasser bewahrt und gelangte, wie bei der Trichterbetonierung, in zusammenhängender Masse an die Verwendungsstelle. Der Fortschritt der Zementfüllung wurde an Schwimmern beobachtet, die in den benachbarten, nicht zur Füllung benutzten Standrohren hingen und so belastet waren, daß sie im Wasser untergingen, dagegen in dem schweren Zementbrei aufschwammen. Nach einem gewissen Arbeitsfortschritte wurden die Füllrohre in die bisherigen Beobachtungsrohre gehängt, während die Schwimmer in die bisher zum Füllen benutzten Standrohre kamen. Ein sicheres Ausfüllen aller Hohlräume wird durch dies Verfahren natürlich nicht gewährleistet. Es darf daher nur bei Grundwerken angewendet werden, die keine große Dichtigkeit und Festigkeit besitzen müssen. Der Verbrauch an Zement ist wesentlich größer als bei der Betonversenkung unter Wasser. Die Ausführungsweise besitzt jedoch vor ihr den Vorteil großer Einfachheit und kürzerer Arbeitsdauer, eignet sich deshalb in erster Linie für Auslandsbauten, die mit ungeübten Arbeitskräften hergestellt werden müssen.

Mit großem Erfolg ist dieses Verfahren bei der Wiederherstellung von großen Trockendocks in Kiel und Wilhelmshaven der deutschen Reichsmarine in den Jahren 1909 bis 1911 zur Ausführung gekommen. Der Beton hatte sich hier derart zersetzt, daß das Bindemittel chemisch umgewandelt und zum großen Teil ausgespült worden war. Es wurden Löcher in die über 5 m dicken Sohlen gebohrt und durch Standrohre ein Mörtelbrei eingefüllt, der aus Zement und Sandmehl bestand. Das Verfahren hat sich hier sehr bewährt.

γ) Versenken von Betonsäcken.

Bei diesem Verfahren wird der Beton in fest verschlossenen Säcken aus durchlässigem Stoffe auf die vorher freigelegte Gründungsschicht versenkt. Die Säcke müssen so dicht sein, daß ein stärkeres Auswaschen von Mörtel vermieden wird, und so porös, daß der Mörtel nach der Ablagerung der Betonsäcke durch den Stoff dringt und mit dem Mörtel der Nebensäcke zusammenfließt. Die Säcke dürfen nicht straff gefüllt sein, damit sie sich der Unterlage anschmiegen können. Die Säcke werden mit Hilfe von Tauchern schichtenweise verlegt. Sie schützen den Beton während des Absenkens gegen Auswaschen und nach dem Einbau gegen die Einwirkungen des fließenden Wassers, schmiegen sich dem Baugrunde gut an und lagern sich fest aufeinander. Der Mörtel soll durch die durchlässigen Sackwände hindurchdringen und die Säcke zu einem zusammenhängenden Betonkörper verbinden. Diese Verbindung ist aber nicht immer einwandfrei eingetreten. Bei den Trockendocks V und VI der deutschen Reichsmarine waren solche Säcke durchweg zur Ausfüllung der Schlitzte verwendet worden, die sich infolge der Taucherglockengründung in den Dockwänden ergaben. Es sind später in den großen Umläufen an einigen Stellen solche Betonsäcke herausgefallen, nachdem sie durch das rasch fließende Wasser etwas gelockert worden waren. Dort, wo die Betonsäcke ganz von anderem Beton umgeben waren, haben sie sich gut gehalten.

Diese Gründungsart eignet sich für Gründungen, bei denen der örtlichen Verhältnisse wegen die Ausführung von Baugrubenumschließungen unmöglich ist, und die Beschaffenheit des Baugrundes einen Schutz des Bauwerkes gegen Unterspülung entbehrlich macht. Sie ist mehrfach für Molengründungen auf gutem, widerstandsfähigem Baugrunde verwendet worden. Mit Vorteil hat man sich dieses Verfahrens auch zur Herstellung gut abgeglicherer Auflagerbetten für Senkkasten (vgl. S. 208) bedient.

3. Veredelte Herstellung; Trichter-, Kasten- und Sackbeton.

a) Versenkung mit Trichtern.

Die Betontrichter sind Röhren, die von den über dem Wasserspiegel liegenden Arbeitsbühnen nach der Verwendungsstelle des Betons führen. Sie werden aus Holz oder Eisen hergestellt. Der Querschnitt ist bei hölzernen Trichtern meist quadratisch, bei den eisernen gibt man der Kreisform wegen des gleichmäßigeren Reibungswiderstandes an den Wänden den Vorzug. Um das Festsetzen der Betonmasse im Trichter zu verhüten, empfiehlt es sich, den Trichterquerschnitt nach dem Auslaufe zu allmählich um ein geringes Maß zu vergrößern, keinesfalls darf er nach unten enger werden. Der Anlauf ist vielfach mit 1:20 gewählt worden. Diese Neigung sollte aber nur bei kurzen Trichtern bis zu etwa 5 m Länge verwendet werden. Bei langen Trichtern muß der Anlauf bis auf 1:100 heruntergehen, weil sonst oft ein schnelles Ausrutschen des Betons und damit ein Abreißen der Säule eintreten kann. Die Trichterinnenwände müssen glatt sein, alle Verbindungen zwischen den einzelnen Rohrabschnitten müssen so angeordnet werden, daß sie nicht über die innere Wandfläche hinausragen. Holztrichter werden zweckmäßig an der Innenseite mit Blech beschlagen. Zur Aufnahme des Betons wird das Trichterrohr am oberen Ende mit einem Schüttrumpf versehen.

Bei kleineren Baugruben - Abmessungen hängt der Trichter an Wagen, durch die er in zwei normal zueinander

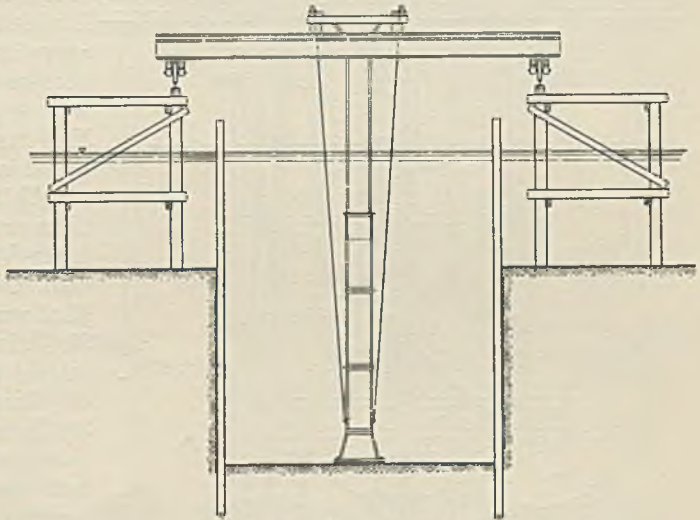


Abb. 180. Gerüst für Trichterbetonierung.

stehenden Richtungen über die Schüttfläche verfahren werden kann, wie dies Abb. 180 zeigt. Der den Trichter tragende Oberwagen läuft in der Querrichtung der Baugrube auf einem Unterwagen, der auf den Umschließungen der Baugrube in deren Längsrichtung verfahren wird. Bei sehr kleiner Abmessung der Baugrube läßt sich der Oberwagen und das Verfahren in der Querrichtung durch die Verwendung eines um eine Längsachse drehbar gelagerten Trichters ersparen. Abb. 181 zeigt eine solche Einrichtung, die von der Ph. Holzmann A.-G. beim Bau einer Kaimauer verwendet wurde. In Baugruben größerer Abmessungen hängt man die Trichter zwischen zwei aneinandergekuppelten Kähen auf und verfährt sie mit ihnen nach Bedarf in der Längs- und Querrichtung auf der Wasserfläche der Baugrube.

Die Schüttung beginnt mit dem Anfüllen des Trichters durch einen Kasten oder einen kleineren, mit Bodenklappe versehenen Trichter. Die Betonzufuhr sowie der Ausfluß am unteren Ende wird so geregelt, daß die im Rohre stehende Betonsäule ständig über den Außenwasserspiegel hinausragt und dadurch im Rohre vor einer Berührung mit dem Wasser gesichert bleibt. Durch Verfahren des Trichters wird der Schüttkörper aus einzelnen in der Längsrichtung oder Querrichtung der Baugrube nebeneinander liegenden Streifen gebildet.

Der an der Trichtermündung ausfließende Beton legt sich jeweils auf die Böschung der vorherigen Schüttlage und kommt auf diese Weise nur an zwei Seitenflächen mit dem Wasser in Berührung. Die an diesen Flächen ausgewaschenen Bindemittel lagern sich vor der Schüttung ab und bilden einen als Betonschlamm bezeichneten Niederschlag, der sorgfältig durch Bagger oder Pumpen entfernt werden muß, weil er die Bildung von Trennfugen zwischen den einzelnen Schüttlagen begünstigt. Die Beseitigung dieses Betonschlammes ist eine der schwierigsten Aufgaben bei der Herstellung von Schüttbodyen, gleichviel, ob er durch Trichter oder Kästen eingebracht wird. Man wird häufig hierbei einen Taucher verwenden müssen.

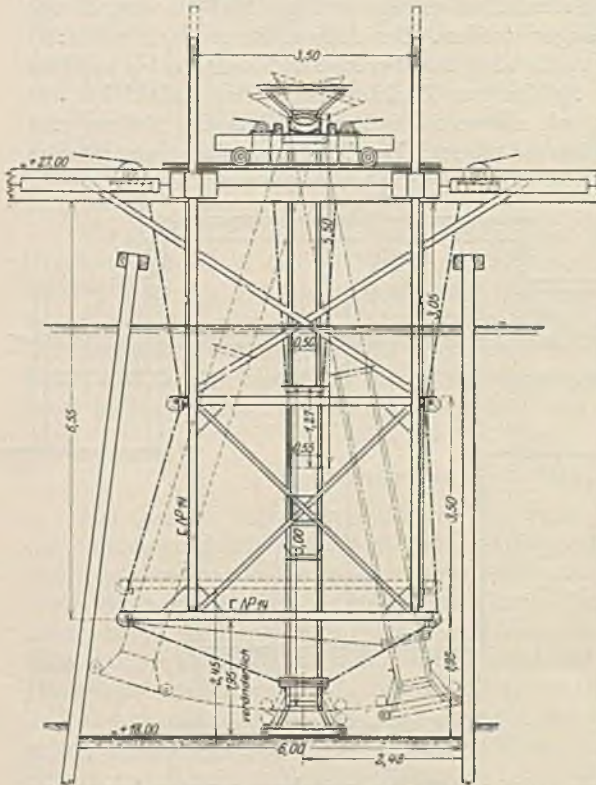


Abb. 181. Schwenkbarer Betontrichter.

Wird der Betonschlamm durch eine Schlammpumpe fortgesogen, dann darf der Rüssel nicht zu nahe an dem Fuß der Schüttung liegen, weil sonst eine Strömung erzeugt wird, die Bindemittel aus dem Beton herauspült. Der Saugrüssel darf aber auch nicht weitab liegen, weil sonst zu viel Schlamm am Fuß der Schüttung bleibt. Betonschlamm besteht zum größten Teil aus ausgewaschenem, überschüssigem Kalk, er bindet unter Wasser niemals ab. Bei dem Umbau einer Helling in Kiel wurde vom Verfasser eine 30 Jahre alte Betonschlamm-schicht freigelegt, die zwischen die Mauern zweier Hellingen 30 Jahre früher gepumpt worden war und noch so weich war, daß sie abgegraben werden konnte. Einige Tage nach dem Liegen in der Luft war aber die Schicht durch Abbinden so hart geworden, daß sie nicht mehr mit der Spitzhacke gelöst werden konnte. Unter Wasser verhindert also der Betonschlamm jede Haftung der Schichten aneinander.

Die mit dem Wasser in Berührung kommenden Teile der Gesamtmasse sind um so kleiner, je größer der Trichterquerschnitt ist. Die Güte der Schüttung gewinnt also mit der Größe des Trichterquerschnittes, doch darf der Trichter nicht so groß werden, daß seine Handhabung durch zu großes Gewicht erschwert wird. Die Schüttung ist Tag und Nacht ohne Pause fortzusetzen, damit die einzelnen Schüttlagen in frischem Zustande gut aneinanderbinden und wiederholtes Entleeren und Wiederanfüllen des Trichters vermieden wird.

Die Stärke der einzelnen Schüttschichten wird auf etwa 0,75 bis 1,00 m bemessen. Betonkörper größerer Stärke werden aus mehreren nacheinander geschütteten Schichten hergestellt. Die Schüttstreifen der einzelnen Schichten sollen sich derart, am besten kreuzweise, überdecken, daß keine durchgehenden Stoßfugen entstehen können. Zwischen den einzelnen Schichten werden die Trichter um eine Schichthöhe hochgezogen und am oberen Ende um einen Rohrabschnitt von dieser Höhe verkürzt. Statt dessen wird der Trichter auch,

wie in Abb. 181, aus zwei teleskopartig ineinander verschiebbaren Teilen hergestellt, von denen nach Vollendung einer Schicht das untere, weitere Rohrstück um das Maß der Schichtenhöhe über den oberen Trichterteil in die Höhe gezogen wird. Das Entstehen von Lagerfugen zwischen den einzelnen Schüttschichten läßt sich dadurch vermindern, daß man die übereinanderliegenden Schichten nicht nacheinander, sondern gleichzeitig, mit Hilfe mehrerer Trichter von verschiedener Länge ausführt, die sich bei der Schüttung in kurzen Abständen folgen.

Die Trichter gestatten die schnelle Versenkung großer Betonmengen und schützen den Beton sehr gut gegen das Auswaschen der Bindemittel. Für die Betonierung in sehr großen Tiefen sind sie jedoch nicht geeignet, da sie dann wegen ihres großen Gewichtes zu unhandlich werden. In engen, ausgesteiften Baugruben ist das häufige Umsetzen der Steifen, das der Gebrauch des Trichters erfordert, sehr lästig.

Mit dem Trichterbetonieren sind nicht immer gute Erfahrungen gemacht worden. Als Hauptnachteil kann angeführt werden, daß genau wie bei Stampfbeton einzelne Schichten mit ebener Oberfläche geschaffen werden, deren Verbindung gegen Schubkräfte eine sehr mangelhafte ist. Eine Verbindung der einzelnen Schichten durch Dübel irgendwelcher Art ist aber unmöglich, weil der Trichter ganz ebene Oberfläche schafft. Der Hauptgrundsatz im Betonbau, keine glatten Schichtfugen zu schaffen, wird hier grundsätzlich außer acht gelassen.

Besonders gefährlich hat sich das Trichterbetonieren in gleichmäßig hochgehenden Streifen bei der Herstellung von Mauern erwiesen. Bei der südlichen Mole für den neuen Marinekohlenhafen in Holtenu wurden gemäß Bericht Lohmeier drei gleichlaufende Trichter verwendet, die jeder einen Streifen Beton ausbetonierten. Zwischen diesen Streifen haben sich Gräben gebildet, von denen man annahm, daß sie durch den Trichterbeton ausgefüllt werden würden. Die Gräben sind aber vorwiegend durch Betonschlamm ausgefüllt worden. Es wurden somit tatsächlich drei einzelne, nach den „Mittelgräben“ zackig aussehende Wände hochbetoniert, die zum großen Teil auf der ganzen Höhe durch Betonschlamm voneinander getrennt waren, Abb. 182. Die Abschließung der Baugrube war durch Tafeln erfolgt, die hinter eingerammten Gerüstpfählen versenkt waren. Um diese Pfähle wieder zu gewinnen, wurden sie nach Fertigstellung der Mole ausgezogen. Hierauf stürzte die schon mit Kohle belastete, aber noch etwas junge Mauer ein, wobei zuerst die Vorderschicht abrutschte und dann die weiteren nachfolgten. Das Mischungsverhältnis des Betons war 1 Z. : 0,5 Tr. : 6,5 Kiessand in Raumteilen, mit einem Hohlraumgehalt des Kiessandes von 16 bis 20 vH. Die Dichtigkeit war 1,42 bis 1,04, also ausreichend. Die Betonierung begann

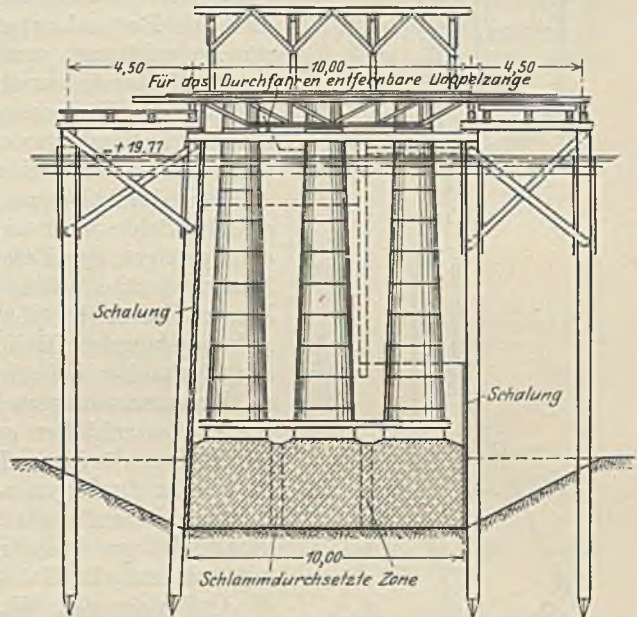


Abb. 182. Trichterbetonierung bei dem Bau des Marinekohlenhafens von Holtenu durch 3 nebeneinanderritzende Trichter. Es bildeten sich in der bezeichneten Zone Ablagerungen von Betonschlamm.

in flacherem Wasser. Von 11 m Tiefe liefen die Trichter häufiger leer, wobei sich Nester von Kies und Betonschlamm bildeten. Man ging deshalb dazu über, den Teil von 10,5 bis 13,5 m Tiefe durch Betonkästen zu versenken, mit 0,7 cbm Inhalt. Die Schlamm-pumpen standen mit dem Rüssel 0,5 bis 1 m vor dem Fuß der Schüttung. Man hatte auch Versuche gemacht, den Betonschlamm durch Preßwasser fortzuspritzen, aber festgestellt, daß das Absaugen besser war. Daß aber auch dieses in diesem Falle ungenügend war, geht aus dem Verlauf hervor. Die Betonmischmaschinen von Gauhe & Gockel sollten 400 cbm pro Tag leisten, leisteten aber bis zu 762 cbm pro Tag.

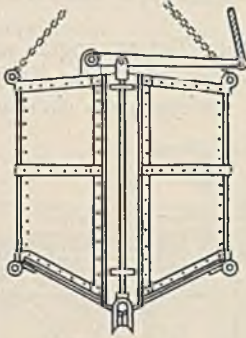


Abb. 183.

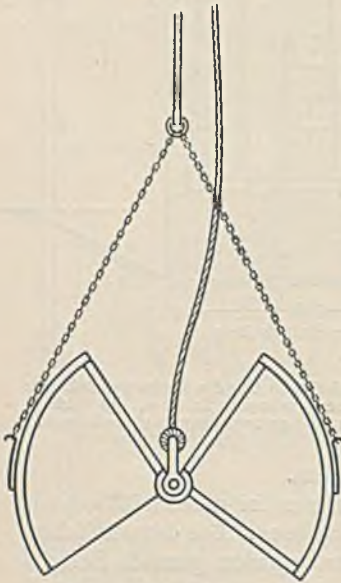


Abb. 184.

Abb. 183 und 184. Kästen zum Versenken von Schüttbeton.

β) Versenkung mit Kästen und Säcken.

Die Betonkästen sind hölzerne oder eiserne mit Bodenklappen versehene Gefäße, die in geschlossenem Zustande durch das Wasser herabgelassen und an der Einbaustelle durch Öffnen der Bodenklappen entleert werden. Abb. 183 zeigt einen solchen Kasten. Ein Riegel hält die Bodenklappen während des Ablassens geschlossen. Nach Auftreffen auf die Sohle wird er durch einen Leinenzug von oben geöffnet, der Beton fällt beim Hochziehen des Kastens heraus. Eine andere Form zeigt Abb. 184. Dieser Kasten besteht aus zwei drehbar um eine Achse gelagerten Hälften. Er wird durch ein an der Drehachse befestigtes Seil herabgelassen und an der Verwendungsstelle durch ein zweites, an den beiden Kastenhälften angreifendes Seil geöffnet. Im allgemeinen dürfte die Form 183 zu bevorzugen sein, da bei ihr der Beton weniger durch das Wasser zu rutschen braucht, als bei Form 184. Der Kasteninhalt wird zweckmäßig möglichst groß gewählt, weil mit zunehmender Größe der einzelnen Schüttkörper die Größe der vom Wasser berührten Teile der Gesamtmasse ab- und die Güte der Schüttung zunimmt. Man kann bei dem Versenken beobachten, wie sofort nach dem Eintauchen der Kästen Luft in vielen Blasen aus dem Beton herausquillt. Es ist das ein Zeichen dafür, daß sich größere Mengen Luft im Beton befinden. Es ist zweifelhaft ob es möglich ist, die Beimengung dieser Luft während der Mischung zu verhindern. Es müßten hierfür jedenfalls noch Betonmischmaschinen gebaut werden, wie wir sie heute noch nicht besitzen. Bei den jetzt üblichen Maschinen wird sich immer eine Mischung von Beton

mit Luft bilden. Im Wasser wird nun diese Luft verdrängt, das Wasser steigt in feinen Fäden im absinkenden Beton und auch später im abgesenkten Beton hoch und nimmt dabei Bindemittel mit nach oben. Dieses Durchdringen von Wasser durch den Beton ist mit einer der Gründe für das Auftreten so starker Betonschlammengen. Aber auch das Hereinstürzen von Wasser über den oberen Rand der Kästen während des Untertauchens ist schädlich. Deshalb wird die in den Kästen oder Säcken enthaltene Betonmischung während des Absenkens am besten durch sattes Füllen der Kasten und Abdecken der Oberfläche mit geteerter Leinwand vor dem Auswaschen bewahrt. Die Betonschüttung wird mit diesen Vorrichtungen nicht, wie beim Trichterverfahren, in einzelnen aufeinanderfolgenden

Schichten, sondern gleich in voller Höhe mit flach verlaufender Böschung vorgetrieben. Die einzelnen Schüttkörper binden infolgedessen besser aneinander, der Betonkörper erhält eine größere Dichtigkeit, als beim Trichterverfahren. Bei der Versenkung mit Kästen und Säcken muß ebenfalls der sich vor der Schüttung ablagernde Betonschlamm entfernt werden. Es ist bei dem Versenken mit Kästen möglich, eine gewisse Verdübelung der einzelnen Schichten, die an sich schon eine ganz ungleichmäßige Oberfläche haben, zu erzielen. Sowie man einige Kästen mit etwas steiferem Beton herstellt, dann läuft dieser unten nicht wie der andere nach den Seiten aus, sondern bleibt als Block stehen. Bei dem Bau des ersten großen Trockendocks in Bremerhaven durch den Bremer Staat war nach Trockenlegung der Sohle einzelne solche über die Sohle hinausragende Kastenfüllungen zu sehen. Solche Kastenfüllungen wirken dann später wie durchgehende Dübel. Sie werden sich bei genauer Kontrolle des Wasserzusatzes als „absoluter Wassermenge, bezogen auf das ganz trockene Material“, vermeiden lassen, werden aber immer von selbst bei nicht genauer Wasserkontrolle auftreten. Noch besser ist es aber, sie künstlich nach bestimmtem Plan zu erzeugen. Kontrolle durch Taucher ist notwendig.

Für kleinere Ausführungen werden in der gleichen Weise Säcke aus wasserdichter geteuerter Leinwand verwendet. Sie sind oben und unten offen. Während des Absenkens wird die untere Öffnung durch eine Tauschleife geschlossen gehalten, die sich beim Erreichen der Sohle bequem durch einen Zug von oben lösen läßt. Abb. 185¹⁾ zeigt einen solchen Sack in geschlossenem und geöffnetem Zustande.

Die Säcke und kleinere Kästen werden gewöhnlich von Hand abgelassen. Schwere Kästen werden mit Winden oder Kranen abgesenkt, die in ähnlicher Weise wie die Trichter auf Wagen oder schwimmenden Gerüsten über die Baugrube verfahren werden können. Abb. 186 zeigt eine solche Versenkvorrichtung, die bei der Ausführung des Inselfurchstiches in Wilhelmshaven verwendet wurde. Zur Verminderung des Kraftverbrauches waren hier an den Kastenseilen Gegengewichte angebracht, die etwas leichter waren als der gefüllte Kasten, von ihm also gehoben wurden, während sie den leeren Kasten infolge ihres Übergewichtes selbsttätig in die Höhe brachten. Die Arbeit an der Winde beschränkte sich dadurch auf die Regelung der Fördergeschwindigkeit durch Bremsen und auf das Anhalten des Kastens in den Endstellungen. Ähnliche Gerüste waren bereits früher bei dem Bau des Bremerhavener Trockendocks für eine schwimmende Betonplattform verwendet worden.



Abb. 185 a.
In geöffnetem Zustande.



Abb. 185 b.
In geschlossenem Zustande.



Abb. 185 c.
Anordnung der Tauschleife.

Abb. 185 a bis 185 c, Sack zum Versenken von Beton.

4. Einzelheiten.

a) Dichten von in der Betonschüttung auftretender Quellen.

Auch bei sorgfältiger Ausführung lassen sich undichte Stellen in der Betonschüttung nicht immer vermeiden. Die an diesen Stellen nach Trockenlegung der Schüttung hervorbrechenden Quellen sind besonders gefährlich, wenn die Schüttung auf leicht beweglichem Baugrunde ausgeführt wurde und infolgedessen der Baugrund unter der Schüttung durch Mitreißen von Bodenteilchen aufgelockert werden kann. Das Entstehen großer Risse bei dem Dock V der

¹⁾ Brennecke: Der Grundbau. 3. Aufl., S. 104. 1906.

deutschen Reichsmarine entstand durch Ausspülung großer Trieb sandmengen durch den undichten Beton hindurch.

Nur selten ist es möglich, diese Quellen zu verstopfen, weil sie meist unter einem ziemlich großen Drucke stehen. Am besten faßt man die Quelle durch Ummauern der undichten Stelle und führt das hervorquellende Wasser in einem Rohre hoch. Es steigt dann in dem Rohre bis zu dem äußeren Druckwasserspiegel und das gefährliche Auftreiben hört auf. Durch das Rohr wird die undichte Stelle nach Beendigung der Gründung unter Druck mit Zement abgegossen und dadurch dauernd gedichtet.

Das Ummauern muß so geschehen, daß man zuerst einen Pumpensumpf in der Sohle mit der Spitzhacke aushackt, dann von allen Quellen Rohre nach diesem Pumpensumpf führt. Nun kann man bei frei laufendem Rohr die Quelle ummauern und übermauern und dabei ein Steigrohr aus diesem Quellkessel hochführen. Man übermauert nun diese Fassung. Sobald das Gewicht der Ein- und Übermauerung so groß geworden ist, und der Beton genügend abgebunden hat, dann kann man das zum Pumpensumpf führende Rohr verstopfen. Ein eingetriebener, trockener und nun schnell aufquellender Holzpfropfen ist dabei meist genügend. Man kann auch das Rohrende durch eine aufgeschraubte Klappe, die einen Absperrhahn enthält, abschließen. Der Kernpunkt dieser Quellfassung liegt darin, daß man das Betoninnere erst unter Druck setzt, nachdem der Beton viel weitergehend abgebunden hat als bei Beginn der Ausbaurbeiten und daß große Teile oder sogar die ganze Betonsohle durch weitere, schwere Betonmassen überlagert sind. An und für sich sind die Verhältnisse, die bei Hochführen eines Standrohres nach dem Abdichten des Freilaufrohres eintreten, genau die gleichen, als wenn man die Quelle gleich nach ihrem Auftreten an der Oberfläche gedichtet hätte, denn der Druck im Betoninnern wird in beiden Fällen genau so groß sein, wie er später in dem Standrohr gemessen werden wird. Bei der Herstellung von Betonsohlen für Schleusen und Trockendocks, deren Oberfläche verblendet werden soll, ist es notwendig, alle Quellen sorgsam abzufangen und die Sohle ganz zu entwässern, so daß sie gänzlich trocken ist. Auch die kleinste Quelle macht das Aufbringen einer Abgleichschicht unmöglich, weil das durchdringende Wasser die Betonschicht aufweicht und schließlich ausschlammt und damit das Abbinden verhindert. Verblendungen müssen stets durch Verankerungen mit der unterliegenden Sohle verbunden werden, sonst ist oft ein Abdrücken zu befürchten. Die gesammelten Quellen müssen bei solchen Bauwerken dauernd durch Pumpen abgesogen werden oder wenigstens so lange, bis die Abgleichschicht gut erhärtet ist. Das Pumpen darf nur dann unterbleiben, wenn die Verankerung so stark ist, daß ein Abdrücken unmöglich ist. Dann ist aber eine Zerstörung der Sohle durch quellendes Wasser nicht weiter zu befürchten, so daß diese Art der Sohlenabdeckung eine große Sicherung für die Bauwerksohle bedeutet.

β) Eiseneinlagen im Schüttbody.

Das Einbringen von Eiseneinlagen in Schüttbody kann nicht mit gleicher Sicherheit geschehen, wie im Trockenem. Es ist aber doch eine weitgehende Bewehrung möglich. Zu diesem Zwecke werden die hier viel massiver gehaltenen Eiseneinlagen (Winkelisen, alte Schienen u. dgl.) nach Herstellung einer ersten Abgleichschicht auf diese versenkt und weiter einbetoniert, oder man legt zuerst Quereisen zur Unterstützung auf die Sohle und legt hierauf die einzelnen Trageisen. Die Arbeit wird durch Taucher ausgeführt, die Eisen können auch miteinander durch Drähte verbunden werden, damit sie sich nicht verschieben.

γ) Verblendungen, Torkretierung, Isolierungen.

Verblendungen können in unserem Klima nur dann auf Bestand rechnen, wenn sie entweder durch viele Verankerungen mit dem Betonkörper verbunden

sind oder gleichzeitig mit dem Betonkörper hergestellt sind, wobei dann eine Verzahnung nötig ist. Nachträglich hergestellte Verblendungen frieren gewöhnlich, wenigstens stellenweise, ab. Ob es nach Einführung des Guß- oder Weichbetons notwendig ist, so weitgehend wie früher zu verblenden, ist sehr fraglich. Bei Grundwerken ist eine Verblendung der Teile, die im Boden stecken, nur notwendig, wenn der Angriff durch Moor, Bodensäuren oder ähnliche schädliche Einflüsse zu befürchten ist. Hier ist aber weder ein Abfrieren noch eine andere Schädigung durch Witterungseinflüsse zu erwarten. Es muß aber die Verblendung durch ein nicht angreifbares Material, wie Klinker, Hartbrandsteine, natürliches Gestein erfolgen oder der Außenhaut ein Zusatz beigemischt werden, der sie gegen Zerstörung schützt (Sika). Eine gute Sicherung ist das Torkretieren mit Hilfe der Zementkanone. Das Verfahren besteht darin, daß durch einen Luftdruckapparat ein flüssiger Mörtel mit großer Gewalt auf die zu sichernde Fläche gespritzt wird. Durch die Gewalt dringt der Zement in alle Poren der Fläche ein und verankert dadurch gleichsam die Torkretschicht in der Betonfläche. Sofort nach dem Aufspritzen wird die Schicht am besten noch glatt gestrichen. Die Schicht wird sehr hart, dicht und kann auch mit säurefesten Zusätzen versehen werden. Das Verfahren wird in Deutschland von der Deutschen Torkretgesellschaft ausgeführt. Ein ähnliches Verfahren wird von der Firma Habermann & Guckes, Liebold in Holzminden angeboten.

Eine vollständige Isolierung der Grundwerke wird erreicht durch Umhüllen mit warm aufgeklebter Asphaltpappe¹⁾, die bis zu 5 Lagen aufeinander geklebt wird. Nach dieser Bauart sind z. B. die ganzen Berliner Untergrundbahnkörper, die im Grundwasser liegen, gegen das Eindringen wilder elektrischer Ströme isoliert worden. Es wird hierbei eine Mischung von Pech und Asphaltmastix kochend aufgestrichen und dann die Pappe aufgelegt und festgewalzt. Bei der Auswahl bester Materialien ist die Mischung von großer Bedeutung. Es kommt darauf an, daß der Tropfpunkt nicht zu tief liegt. Liegt er zu tief, dann kann bei schnell bindendem Zement die Abbindewärme des Betons so groß werden, daß der Asphalt flüssig wird und die Papierlagen an senkrechten Flächen in Bewegung geraten. Es ist vorgekommen, daß von vier aufeinander geklebten Asphaltpapplagen eine weggerutscht ist, ein Zeichen dafür, daß bei dieser der Tropfpunkt der Aufstrichmasse tiefer lag als bei den anderen. Man sollte solche Isolierungen nur durch erfahrene Spezialfirmen anbringen lassen, da eine große Zahl von Erfahrungen und Kunstgriffe dazugehört, um das Verfahren einwandfrei durchzuführen.

Dritter Teil.

Beschreibung der verschiedenen Gründungsarten.

A. Herstellung der Baugrube.

a) Allgemeines, Form und Abmessungen.

Aus der Einleitung zum vorigen Abschnitt ergibt sich bereits, daß eine der wichtigsten Einzelheiten der Grundwerke die Ausbildung der Baugrube ist. Sie ist nicht bei allen Grundwerken als einer der Hauptteile vorhanden, in irgend einer Form kommt sie aber selbst bei Preßluftgründungen, Gefriergründungen usw. meist vor; denn man wird immer danach streben, auch bei diesen Gründungsarten so viel Arbeit als möglich vom Grund einer trockenen Baugrube aus

¹⁾ Bergewald, Fritz: Grundwasserdichtungen. Berlin: R. Oldenburg 1916.

durchzuführen, weil die hier ausführbaren Arbeiten am billigsten werden. Es ist daher gerechtfertigt, die Baugrube, ihre Ausbildung und Behandlung besonders zu besprechen. Die Größe der Baugrube wird durch den Grundriß des Grundwerkes bestimmt. Für ihre Längen- und Breitenabmessungen ist neben den Abmessungen der Bauwerksohle die Rücksicht auf die bequeme Ausführbarkeit der Gründungsarbeiten maßgebend. Diese Bedingung erfordert oft, z. B. bei Rammarbeiten, ein Hinausgehen über die Abmessungen der Bauwerksohle. Allgemeine Regeln lassen sich dafür nicht aufstellen, man muß vielmehr von Fall zu Fall nach den örtlichen Verhältnissen erwägen, ob es zweckmäßiger ist, die durch größere Anlage der Baugrube bedingten Kosten für Mehraushub in Kauf zu nehmen oder die Baugrube auf Kosten der bequemen Ausführung auf das Mindestmaß einzuschränken.

Kleine, sehr nahe beieinander liegende Baugruben vereinigt man zu einer größeren einheitlichen, wenn sich dadurch wirtschaftliche Vorteile in der Ausführung erzielen lassen. Um einspringende Flächen geht man oft außen herum, weil sonst größere Längen von Abschlußwerken (Fangdämmen usw.) nötig werden. Die Baugrube eines großen Grundwerkes dagegen muß häufig in mehrere, voneinander getrennte Abschnitte zerlegt werden, besonders wenn bei starkem Wasserandrang im Trockenen gegründet werden soll.

Die Tiefe der Baugrube ergibt sich je nach der Gründungsart aus der Höhenlage der Gründungsschicht oder der Höhenlage der Arbeitsebene (z. B. Rammebene), von der aus die weiteren Arbeiten vorgenommen werden sollen. Oft müssen Teile eines Bauwerkes verschieden tief gegründet werden. Bei Trockenlegung der Baugrube durch Grundwasserabsenkung wird man dann die örtliche Absenkungstiefe nach der örtlichen Tiefenlage der Bauwerksohle bemessen.

Die einfachste Art der Baugrubenherstellung ist die Ausschachtung oder Ausbaggerung der über der Baugrubensohle lagernden Bodenschichten mit freistehenden Böschungen. Die Neigung der Böschungen wird durch die Bodenbeschaffenheit bestimmt. Am sichersten geht man natürlich, wenn man die Böschungsneigung nach der Größe des natürlichen Böschungswinkels der Bodenart bemißt, in der Regel wählt man sie jedoch erheblich steiler, um an Aushubmassen zu sparen. Bei größerer Höhe erhalten die freistehenden Erdwände in bestimmten Höhenabständen Bermen, die die Standfestigkeit der Böschung erhöhen und die Nachteile etwaiger Rutschungen verringern sollen. Die Abb. 208, S. 165, zeigt einen Schnitt durch eine sehr tiefe Baugrube mit geböschten Seitenwänden. Die beim Aushub angetroffenen Bodenarten sind in der Abbildung angegeben.

Der Aushub mit freistehenden Böschungen wird in der Regel bei großer Baugrubentiefe unwirtschaftlich, weil er einen sehr umfangreichen Bodenaushub erfordert. Auch bei geringerer Tiefe lassen sie sich häufig nicht ausführen, z. B. wenn Bauwerke oder dgl. zu nahe an der Gründungsstelle stehen. Sie sind schließlich wegen ihrer großen Durchlässigkeit unzuweckmäßig, wenn an der Gründungsstelle erheblicher Wasserandrang herrscht und unter offener Wasserhaltung gegründet werden soll.

In solchen Fällen führt man statt der freistehenden Böschung künstliche Umschließungswände aus. Diese Wände müssen in sich so steif sein oder so abgesteift werden, daß sie dem einseitigen Druck der Erde und des in ihr enthaltenen Wassers widerstehen können. Bei Gründungen mit offener Wasserhaltung im Grundwasserbecken oder freiem Wasser sollen sie das Wasser von der Baugrube fernhalten und sind dementsprechend möglichst wasserdicht herzustellen. Dies läßt sich bei Gründungen in unmittelbarer Nähe eines Gewässers, besonders bei großer Tiefe der Baugrubensohle unter dem Wasserspiegel, durch einfache Umschließungswände oft nicht erreichen. Man ist dann genötigt, Abschlußdämme, Fangdämme usw. gegen das Wasser zu errichten.

B. Abschluß und Abdichtung der Baugrube.

a) Ausbildung der Baugrubenabschlüsse.

1. Allgemeine Anordnung.

Es ist ohne weiteres klar, daß die Kosten der Baugrubenumschließungen und Abschlußdämme mit zunehmender Höhe und zunehmendem Wasserdruck recht beträchtlich wachsen. Man muß deshalb bestrebt sein, ihre Höhe und ihre Beanspruchung durch den Wasserdruck möglichst einzuschränken. Zu diesem Zwecke pflegt man bei Gründungen auf dem Lande, den oberen Teil der Baugrube (z. B. bis zum Grundwasserspiegel) mit freien Böschungen oder wohlfeileren Umschließungen auszuführen und bei Gründungen an Seen und Flüssen außerhalb des Ebbe- und Flutgebietes die Ausführung der Arbeiten nach Möglichkeit in die Zeit der niedrigen Wasserstände zu verlegen. Bei Gründungen im Ebbe- und Flutgebiet beschränkt man aus dem gleichen Grunde bisweilen die Arbeitszeit auf einige Stunden der Ebbe und nimmt ein täglich zweimaliges Überströmen der Baugrube in Kauf, um an Kosten für den Baugrubenabschluß und die Wasserhaltung zu sparen (Tidearbeit).

Die Oberkante der Abschlüsse gegen offene Gewässer wird etwa 0,30—0,50 m über den angenommenen höchsten Bauwasserstand gelegt, wenn nicht starker Wellenschlag eine größere Höhe erfordert. Die Wellenhöhe muß durch Erkundung festgestellt werden, im Binnenlande wird eine Erhöhung um weitere 30 cm, an der See an geschützten Orten (Häfen) um 50 cm meist ausreichen.

Bei Gründungen auf wenig widerstandsfähigen Bodenarten an fließenden Gewässern müssen die Baugrubenumschließungen oft nach der Gründung ganz oder teilweise bestehen bleiben, um das Bauwerk dauernd gegen Unterspülung zu schützen.

2. Einfache Umschließungswände aus Holz oder Eisen.

α) Bohlwände aus Holz.

Für Baugruben geringer Tiefe, die auf dem Lande ausgeführt werden, genügt eine Verschalung der Seitenwände mit Bohlen. Bei festgelagertem Boden und geringem Wasserandrang werden die Bohlen wagerecht (wagerechte Zimmerung), bei beweglichem Boden und stärkerem Wasserzutritt dagegen senkrecht (senkrechte Zimmerung) gestellt.

Die wagerecht liegenden Bohlen werden dem Fortschritte der Ausschachtung entsprechend so eingebaut, daß die untere Bohle stets etwas unter die Sohle der Ausschachtung hinabreicht. In sehr festgelagertem Boden können die Bohlen mit einem gewissen Zwischenraum verlegt werden, in lockeren Bodenarten müssen sie dagegen dicht schließend aufeinanderstoßen. In rolligem Boden oder bei Wasserandrang aus den Baugrubenwänden ist durch Hinterpacken der Wandfugen mit Stroh oder Reißig zu verhüten, daß Boden in die Baugrube treibt und dadurch Hohlräume hinter der Wand entstehen.

Bei geringer Baugrubenbreite und gleichlaufenden oder nahezu gleichlaufenden Baugrubenwänden können die wagerecht verlegten Bohlen durch Holzstempel oder eiserne verstellbare Spreitzen oder Stempel gegeneinander abgesteift werden, wie dies die Abb. 187 veranschaulicht. Muß die Baugrube jedoch frei von Quersteifen bleiben, oder lassen sich solche bei unregelmäßiger Form oder großer Breite der Baugrube nicht anbringen, so rammt man als Widerlager für die Bohlen vor dem Aushube hölzerne oder eiserne Leitpfähle und schiebt in sie die einzelnen Bretter dem Fortschritt des Aushubs entsprechend ein. Sind die Leitpfähle nicht stark genug, um den von den Bohlen übertragenen Druck

freistehend aufzunehmen, so müssen sie nach der Baugrubensohle abgesteift oder in der Hinterfüllung verankert werden.

In Verbindung mit der Grundwasserabsenkung (S. 155 u. f.) kann die wagerechte Zimmerung auch bei größerer Baugrubentiefe angewendet werden¹⁾, weil bei dieser Wasserhaltungsart die Baugrube völlig trockengelegt wird. Die Baugruben der Berliner Untergrundbahnen wurden beispielsweise zum Teil in dieser Weise ausgeführt. Es wurden vor dem Aushube vom Straßenpflaster aus in der Linie der Baugrubenwände kräftige eiserne I-Träger als Leitpfähle gerammt



Abb. 187. Aussteifung durch wagrecht verlegte abgestützte Bohlen in standfähigem Boden.

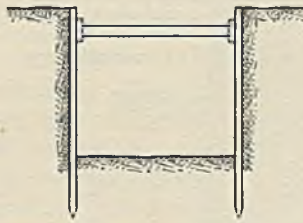


Abb. 188. Aussteifung durch senkrechte Bohlwände.

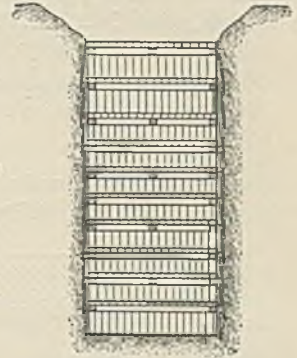


Abb. 189. Auszimmerung in treibenden Bodenarten.

Abb. 187 bis 189. Aussteifungen von Baugruben.

und zwischen sie die Bohlen der Umschließungswände dem Aushube folgend eingeschoben und durch kräftige Keile zwischen Vorderflansch und Bohle festgeschlagen (s. Schürflachauszimmerung Abb. 2, S. 6. Die Leitpfähle waren so kräftig gewählt, daß eine Querversteifung mit Holzstempeln oder eisernen Trägern am Kopfe der Leitpfähle genügte, um den Bodendruck aufzunehmen. In verkehrsreichen Straßen dienten die Quersteifen gleichzeitig als Rost für eine Fahrbahn, die den Verkehr während der Bauausführung aufnahm und die Ausführung der weiteren Arbeiten ohne Verkehrsstörung ermöglichte. Ein großer Vorteil dieser Ausführung ist gegenüber dem Einrammen von Bohl- oder Spundwänden, daß nur eine ganz geringe, kaum merkbare Bodenerschütterung bei dem Rammen der einzelnen I-Träger entsteht. Dieser Vorteil macht das Verfahren deshalb besonders in städtischen Straßen besonders wertvoll.

Die senkrechten Bohlen werden am unteren Ende zugespitzt und dem Aushub der Baugrube voranschreitend mit dem Hammer oder der Handramme eingetrieben. In sehr lockerem und wasserhaltigem Boden stellt man die senkrechten Bohlwände (Stülpwände) zur Erzielung größerer Dichtigkeit aus zwei, sich an den Fugen überdeckenden Bohlenreihen her (siehe Abb. 100 u. 101, S. 80). Den auf die Bohlen entfallenden Druck nehmen Gurthölzer auf, die durch Streben oder Steifen abgestützt werden. Die Abb. 188 zeigt die Verzimmerung einer mit Bohlwänden umschlossenen Baugrube.

Schachtzimmerung. In kleinen Baugruben größerer Tiefe, deren Wände sich gut gegeneinander absteifen lassen, gelangt man durch Anordnung mehrerer Bohlenreihen untereinander, die von der Senkrechten etwas nach außen abweichend geschlagen werden, zur regelrechten bergmännischen Schachtzimmerung (Abb. 189). Sie kann im Grundbau für die Herstellung von Einzelpfeilern aufgelöster Grundwerke zur Anwendung kommen.

β) Spundwände.

Muß auf größere Dichtigkeit Wert gelegt werden, dann ist die Anwendung von Spundwänden notwendig. Hölzerne Spundwände versprechen nur in seltenen Fällen eine große Dichtigkeit, besonders, wenn Hindernisse im Boden vor-

¹⁾ Degwert: Die abgesteifte Baugrube. Dt. Bauzg. 1914, S. 316 ff.

handen sind. Mit den neueren eisernen Spundwänden lassen sich aber praktisch völlig dichte Baugruben herstellen. Ein besonders lehrreiches Beispiel ist die Abschließung der Baugrube bei der Wiederherstellung der Schleuse in Hemelingen, Abb. 190. An diesem Bild ist auch zu erkennen, wie vor der Herstellung der Betonsohle Eisen herabgelassen worden waren, gegen die die Spundwand abgesteift wurde. Die Dichtigkeit der Wand war trotz des großen Wasserdruckes, der bis 8 m betragen hat, fast vollständig. Über die Behandlung von Spundwänden ist das Nötige in dem II. Abschnitt gesagt worden.

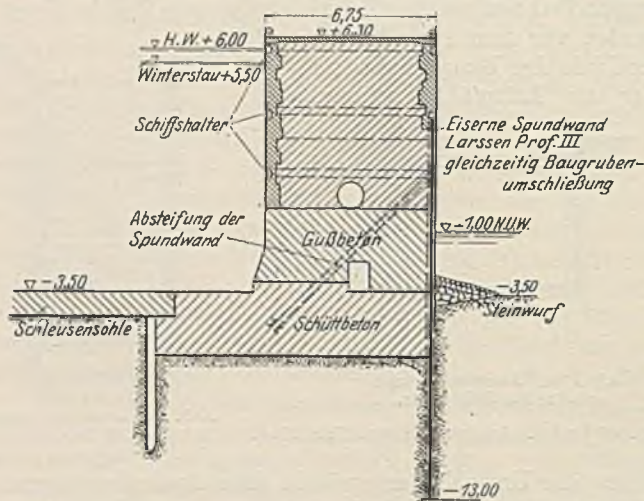


Abb. 190. Querschnitt der Schleusenmauer der Hemelinger Schleuse als Beispiel der Verwendung von eisernen Spundwänden zur Baugrubenumschließung.

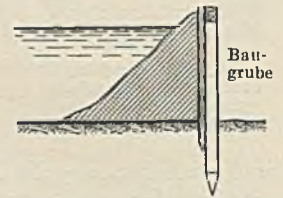


Abb. 191. Einfacher Fangedamm, Holzwand mit Erddamm an der Wasserseite.

3. Abschlußdämme.

a) Erddämme.

Der Abschluß der Baugrube durch Dämme wird bei Gründungen im und am offenen Wasser notwendig, wenn sich eine ausreichende Dichtigkeit durch eine einfache Wand nicht erzielen läßt oder eine solche nicht standfähig genug oder gegen Unterspülung nicht genügend sicher erscheint.

Die einfachste Art des Abschlußdammes ist der Erddamm. Wird die Baugrube in einiger Entfernung vom Wasser in das Land eingeschnitten, so läßt man bei hinreichender Bodendichtigkeit den Landstreifen zwischen Baugrube und Gewässer während der Gründung als Abschlußdamm stehen. Geschüttete Erddämme finden wegen ihrer geringen Dichtigkeit und des mit der Tiefe stark zunehmenden Materialaufwandes nur bei kleineren Tiefen Verwendung. Die wasserseitige Böschung der Dämme muß gegen Wellen- und



Abb. 192. Abschluß der Baugrube für das Hemelinger Wehr. Erdfangedamm mit einer Kernspundwand im Oberwasserabschluß. Grundwasserabsenkung.

Stromangriffe durch Rasen, Spreitlagen usw. geschützt werden. Größere Dichtigkeit besitzen die nach Abb. 191 ausgebildeten Erddämme, die an der Baugrubenseite durch eine einfache Wand aus Holz oder Eisen abgeschlossen sind. Sie bilden den Übergang zu den eigentlichen Kastenfangedämmen. Bei der Anwendung der Grundwasserabsenkung ist die Verwendung von Erddämmen wesentlich günstiger. So wurde bei der Erbauung des Hemelinger Wehres in der Weser ein Erddamm mit Kernspundwand verwendet, der mitten in die Weser

hinausgebaut war und die Baugrube ganz umschloß. Die Grundwasserbrunnen waren in die binnenseitige Böschung eingebaut worden (s. Abb. 192). Hierdurch wurde die innere Böschung des Damms gleichfalls völlig mit entwässert. Alles von außen in die Außenböschung eindringende Wasser drang nicht etwa wagerecht durch den Damm, sondern fiel schräg nach unten zu den Grundwasserbrunnen hin. So war die Binnenböschung weitgehend trocken und damit sehr standsicher. Das Verfahren kann bei nicht zu reißendem Strom durchaus empfohlen werden. Man wird zuerst die Kernspundwand schlagen, um damit die Strömung aufzuhalten, dann den Damm schütten. Vorher muß für anderweitigen Abfluß des Wassers gesorgt werden, wie es bei vorherigem Bau von Turbinenhäusern gut möglich ist. Andernfalls muß die Baugrube im Fluß in zwei Teilen ausgeführt werden.

β) Kastenfangedämme.

Allgemeine Anordnung. Die Kastenfangedämme bestehen gewöhnlich aus zwei, manchmal auch drei einfachen Wänden aus Holz oder Eisen, deren Zwischenraum möglichst wasserdicht ausgefüllt wird.

Die Grundbedingung für die Dichtigkeit aller dieser Abschlußdämme ist ein guter und dichter Anschluß ihrer Sohle an den gewachsenen Boden. Lockere, weiche und stark wasserdurchlässige Schichten müssen vor dem Einbringen der Dichtungsmasse durch Baggerung, bei breiten Fangedämmen gegebenenfalls auch durch Aushub zwischen den vorher fertiggestellten Wänden entfernt werden. Die Umschließungswände sind möglichst bis in eine undurchlässige Schicht hinabzuführen¹⁾, damit sie die Bildung von Wasseradern unter den Abschlußdämmen verhüten. In der Grundrißanordnung der Abschlußdämme müssen scharfe Ecken tunlichst vermieden werden, weil solche Stellen dem Angriffe von Strömung und Wellenschlag stark ausgesetzt sind und sich schwer dichten lassen. Besondere Sorgfalt erfordert die Ausführung des dichten An-

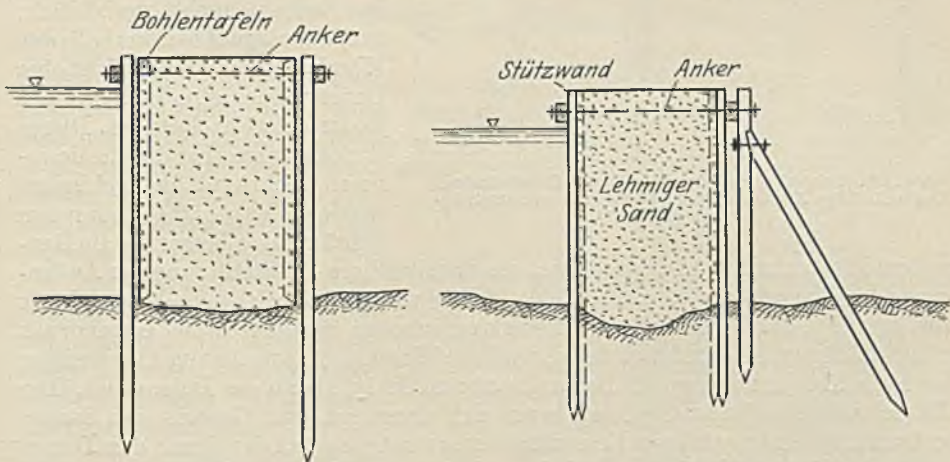


Abb. 193. Fangedamm mit abgestützten Bohlentafeln.

Abb. 194. Fangedamm mit Stützwänden und Abstiefung an der Baugrubenseite.

Abb. 193 und 194. Einfache Kastenfangedämme.

schlusses der Dammenden. Schließt der Fangedamm an ein Ufer an, so muß er in dieses bis zu den festgelagerten, von Wurzeln und anderen Fremdkörpern nicht mehr durchsetzten Bodenschichten einbinden. Das Nichtbefolgen dieser Vorschrift hat schon häufiger zum Umläufigwerden solcher Dämme geführt. Anschlüsse an bestehende Wände und Mauern usw. sind unter Verwendung besonders guter Dichtungsstoffe auszuführen.

¹⁾ Oft wegen zu tiefer Lage dieser Schicht nicht ausführbar.

Die Wände. Als Wände der Kastenfangedämme dienen die bereits beschriebenen einfachen Umschließungen. Bei kleinen Tiefen genügen Bohl- oder Stülpwände. Bohlwände stützen sich gegen Pfahlreihen, die in der Längsrichtung durch Holme, in der Querrichtung durch Anker untereinander verbunden werden, wie dies die Abb. 193 zeigt. Stülpwände lehnen sich gegen Rahmenhölzer, die durch Pfähle gestützt werden. Abb. 194 zeigt einen derartigen Fangedamm. Auch die Langschen Hängeblechwände können hier mit Vorteil Verwendung finden. Größere Tiefen erfordern die Verwendung hölzerner oder eiserner Spundwände, die über Wasser mehrfach durch Anker miteinander verbunden werden müssen, damit sie beim Einstampfen des Füllstoffes nicht auseinandergetrieben werden. Da sich längs dieser Anker leicht Undichtigkeiten bilden, eignen sich hierfür eiserne Verbindungen mit möglichst kleinem Querschnitte, z. B. hochkantig gestellte Flacheisen, am besten. Die Wände müssen mindestens so tief eingerammt werden, daß ein

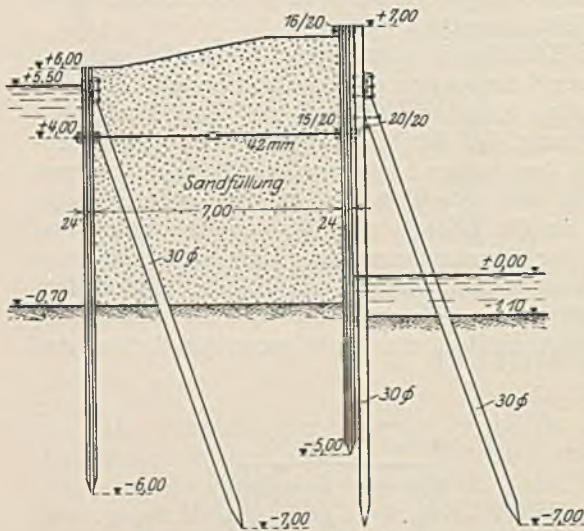


Abb. 195. Beispiel eines Fangedammes mit Spundwänden. Unzweckmäßige Abstützung der Außenspundwand durch besondere Strebe.

Sicherer Abschluß gegen Unterspülungen erreicht wird, im übrigen hängt die Rammtiefe von dem auf die Wand entfallenden Wasserdrucke ab. Eiserne Wände aus besonderem Festigkeitsmaterial (s. S. 86) sind besonders zu empfehlen, wenn an der Dammsohle harte Bodenschichten anstehen, in die sich hölzerne Wände nur schwer oder gar nicht eintreiben lassen. Der Fangedamm gemäß Abb. 195 ist deshalb nicht vorbildlich, weil Schrägpfähle innerhalb der Wände gerammt sind. Tritt eine Unterspülung ein, dann soll der Boden sofort nachsacken. Dieses Sacken kann aber durch die inneren Schrägpfähle gehindert werden. Man hätte die inneren Schrägpfähle besser an die Baugrubenseite gerammt. Auch bedeutet die unmittelbare Unterstützung der Außenwand des Fangedammes einen Fehler. Der von außen wirkende Wasserdruck wird zum Teil durch inneren Gegendruck aufgehoben werden. Dieser Gegendruck ist am stärksten an der Außenwand, weil das Wasser im Fangedamm hier weniger durch die Trockenlegung der Baugrube abgesenkt ist als an der Innenwand. Der Überschuß an Außenwasserdruck setzt sich dann mit dem Gewicht des Sandes im Damm zu einer schrägen Ersatzkraft zusammen, so daß der durch den Damm hindurchgeführte Wasserdruck tief unten an der Innenwand wirkt, wenn die inneren Schrägpfähle oder steife Querzangen nicht vorhanden sind. Sind aber wie in Abb. 195 die inneren Absteifpfähle vorhanden, so wirkt der Wasserdruck unmittelbar auf sie, so daß sie stark beansprucht werden. Solche Pfähle sind eher schädlich als nützlich. Noch schlechter wirkt die Verbindung der Wand durch steife Zangen, denn diese übertragen Teile des äußeren Wasserdruckes unmittelbar auf die Böcke der Innenwände. Fangwände sollten somit nur durch Zuganker miteinander verbunden werden. Das Bild eines im übrigen guterbauten Fangedammes zeigt Abb. 196, der in Hemelingen bei Bremen errichtet wurde.

Ob an der Innenseite Schrägpfähle nötig sind, dürfte oft zweifelhaft sein. Meist dürfte es weit vorteilhafter sein, auf die Böcke ganz zu verzichten und an

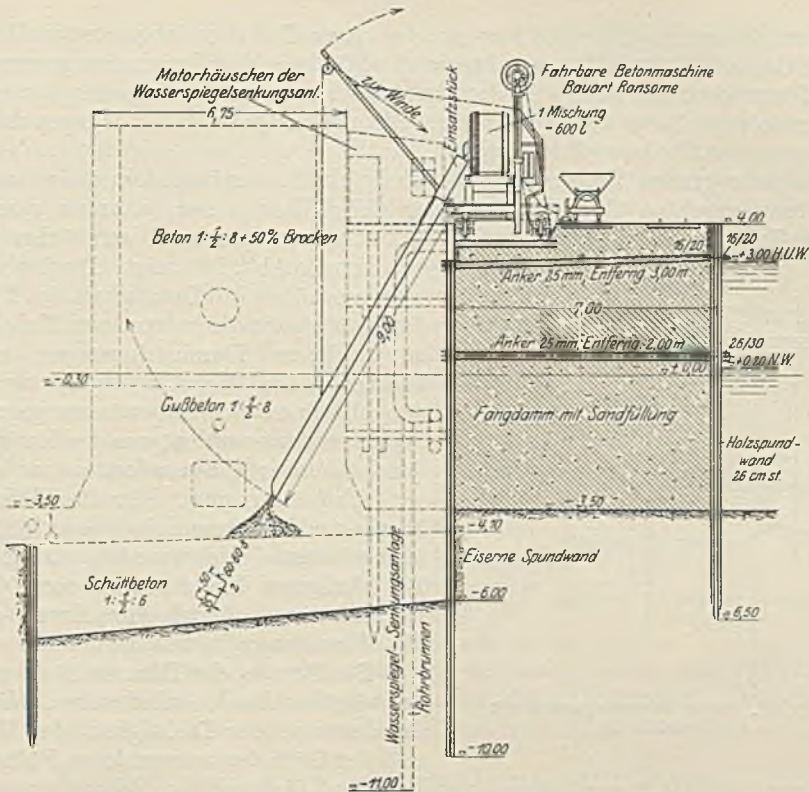


Abb. 196. Fangedamm für die Wiederherstellung der Schleusenmauer in Hemelingen. Statt Steifen besser nur Zuganker.

deren Stelle lieber den Fangedamm breiter zu erbauen. Für die Kosten einer solchen Bockreihe kann man wahrscheinlich einen Fangedamm ohne Böcke von der 1,5fachen Breite erbauen. Nur wenn man es mit starken Wellenstößen, wie manchmal an der Meeresküste, zu tun hat, dürfte sich eine kräftige Bockreihe an der Innenseite empfehlen.

Eine berechnete Ausnahme von der Regel, keine Innenschrägpfähle zu verwenden, zeigt Abb. 197. Hier handelt es sich um einen Fangedamm, der im unteren Teil später einen Teil des fertigen Bauwerkes bilden soll und deshalb dort mit Beton gefüllt ist. Der Fangedamm stützt sich zudem gegen eine Sohle der Helling aus Schüttbeton. Die an sich unzumutbare Einbringung der inneren Schrägpfähle ist hier ungefährlich, weil wegen der Schüttbetonlagen im und vor dem Fangedamm an eine Unterspülung nicht gut ge-

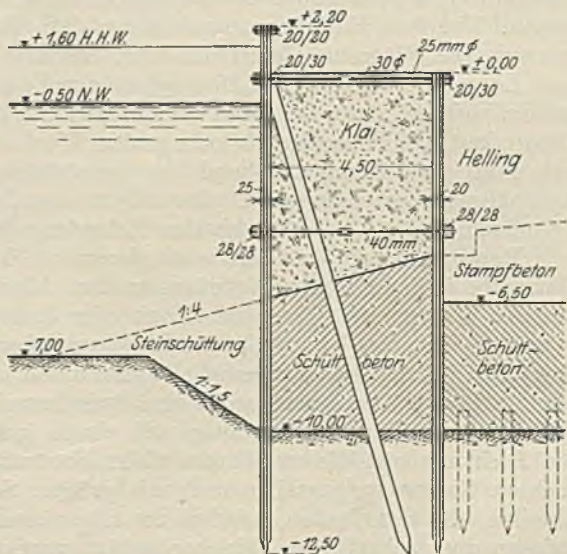


Abb. 197. Fangedamm unten mit Beton und inneren Schrägpfählen. Da unterer Fangedammteil zugleich Bauwerk, sind die Schrägpfähle hier kein Fehler.

dacht werden kann. Es wirkt hier nur der obere Teil des Fangedammes dammartig. Aber auch hier hätte man besser die Pfähle an die Innenseite gesetzt und sie auf nur geringer Länge in den Beton der inneren Hellingsohle eintreiben können, solange dieser noch weich war. Die oberen Querstreifen dagegen müssen als unzweckmäßig bezeichnet werden.

Bei sehr großen Wassertiefen stellt man die Kastenfangedämme im unteren stark beanspruchten Teil mit drei oder mehr Wänden her, während man den oberen Teil der Abnahme des Wasserdruckes entsprechend schwächer hält,

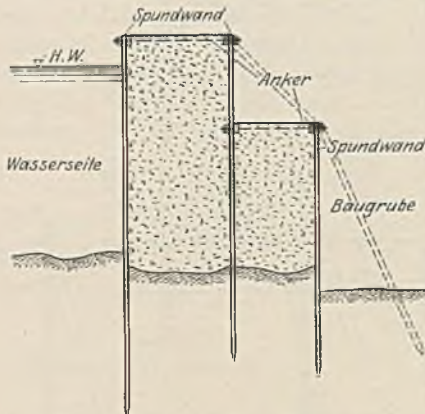


Abb. 198. Hoher Kastenfangedamm mit 3 Spundwänden.

wie dies die Abb. 198 zeigt. Die Zwischenwände erhöhen die Dichtigkeit des Fangedammes, da sie die im vorderen Teile etwa entstandenen Durchsickerungen unterbrechen. Die Verankerungen zwischen den einzelnen Wänden müssen gegeneinander versetzt werden, um das Entstehen durchgehender Wasseradern zu verhüten.

Abmessungen. Für die Höhe der Fange- und Erddämme sind die auf S. 23 u. f. angegebenen Gesichtspunkte maßgebend. Ist häufigeres Überströmen der Dämme zu erwarten, so muß ihre Krone gegen die Wasserangriffe befestigt werden.

Die Breite der Dämme hängt neben der Größe des abzuhaltenen Wasserdruckes von der Dichtigkeit der Wände und der Güte des verwendeten Füllstoffes

ab. Kann man die Fangedämme so anlegen, daß sie nach den Baugrubenwänden oder nach bestehenden Bauwerken in verschiedenen Höhenlagen abgestützt werden können, dann ist das vor allem bei großer Höhe oft vorteilhaft.

Füllstoff. Als Baustoff für die Erddämme und Füllstoff für die Fangedämme mit Holzwänden eignen sich am besten sorgfältig lagenweise eingestampfter, feuchter, sandiger Ton und Lehm, weil diese Bodenarten in festgelagertem Zustande dem Eindringen des Wassers einen sehr großen Widerstand entgegenzusetzen. Vor dem Einbringen müssen aus dem Füllstoffe sorgfältig alle Beimengungen, wie Wurzeln, Holzstücke usw. beseitigt werden. Zusätze von Dünger und Langstroh erhöhen die Dichtigkeit der Dämme. Können Eisenwände verwendet werden, dann ist deren Dichtigkeit bereits so groß, daß auf eine große Dichtigkeit des Füllmaterials kein großer Wert mehr zu legen ist. Es empfiehlt sich dann die Füllung mit Sand, der zudem eine größere Fähigkeit besitzt, bei Ausspülungen nachzusacken. Im allgemeinen sind bei Verwendung eiserner Spundwände Sandfangedämme den Lehmfangedämmen vorzuziehen.

Beseitigung von Undichtigkeiten. Zeigen sich beim Abpumpen der Baugrube kleinere Undichtigkeiten an den Abschlußdämmen, so schüttet man auf der Wasserseite Sägespäne, Laub oder Sand aus, die durch das strömende Wasser in die undichten Stellen hineingetrieben werden und sie verstopfen. Größere Undichtigkeiten umschließt man an der Außenseite des Dammes durch einen wasserdichten Kasten oder eine Spundwand und füllt den Raum zwischen ihr und dem Damme sorgfältig mit einem guten Füllmaterial aus. Gelingt die Dichtung mit diesen Mitteln nicht, so muß der Fangedamm an den undichten Stellen aufgegraben und mit größter Sorgfalt neu ausgefüllt werden. Quellen, die rein fließen, können im allgemeinen als ungefährlich gelten. Sie müssen aber scharf daraufhin beobachtet werden, ob sie nicht anfangen, eine Trübung zu zeigen. Sowie das eintritt, wird Boden ausgespült, und es ist Gefahr im Verzuge. Der Übergang von völlig klaren Fließen bis zur Art einer dicken

Brühe kann innerhalb einer Viertelstunde erfolgen, so daß oft die Zeit zur Sicherung kaum vorhanden ist. Der Verfasser hat in einem solchen Falle mit Erfolg folgendes Mittel angewendet. Da die Eintrittsstelle des Wassers außen nicht schnell genug gefunden werden konnte und alles Vorklappen von Boden nichts nützte, wurde an der inneren Austrittsstelle der Quelle Ziegelschotter vor die Wand geschüttet. (Jeder andere Schotter hätte den gleichen Dienst getan.) Der Durchfluß durch den bald mehrere cm großen Schotterhaufen verlangsamt sich nun so, daß der ausgespülte Boden sich in dem Schotterhaufen ablagerte. Es bildete sich ein Filter, das sich bald verstopfte, so daß die Quelle unschädlich wurde. Das Schütten von bündigem Boden oder auch feinporigem Sand hätte nicht zum Ziele geführt. Es ist in solchem Falle möglichst schwerer, rauher und grobporiger Schotter oder Kies notwendig.

Die Berechnung der Wände von Sand- oder Lehmfangedämmen auf Erddruck ist sehr schwierig, vielleicht sogar unmöglich. Wie Abb. 199 zeigt, durchschneiden sich die von dem Fuß der Wand ausgehenden Gleitflächen des aktiven Erddruckes. Es ist fraglich, welche Wirkung das mittlere, beiden Gleitkörper gemeinsame keilförmige Stück ausüben wird. Es empfiehlt sich, zur Sicherheit so zu rechnen, als ob jeder Erdkeil über der Gleitfläche seine volle Wirkung besäße und danach die Wandstärke und Rammtiefe zu bemessen. Das über die Berechnung von Bohlwerken Ausgeführte hat hier dann Gültigkeit.

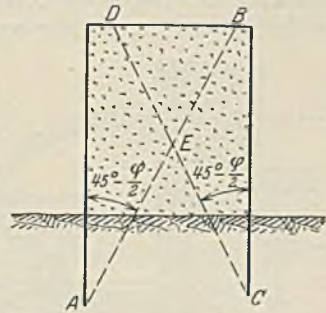


Abb. 199. Gleitflächen in einem Fangedamm.

γ) Fangedämme aus Mauerwerk oder Beton.

In besonderen Fällen hat man die Abschlußdämme auch aus Beton oder Mauerwerk hergestellt.

In kleinen Wassertiefen und bei geringem Wasserandrang werden die für die Betonversenkung notwendigen Umschließungswände im allgemeinen auch als wasserdichter Abschluß der Baugrube während der Trockenlegung der Betonschüttung genügen. Bei größerem Wasserdrucke und stärkerem Wasserandrang kann dagegen vor dem Trockenlegen der Baugrube eine Verstärkung notwendig werden. Dabei ist besonders darauf Bedacht zu nehmen, daß der verstärkte Abschluß auch das zwischen der ursprünglichen Umschließung und der Sohlenschüttung aufsteigende Wasser der Baugrube fernhält. Für diesen Zweck sind wiederholt unter Wasser geschüttete Betonfangedämme gebaut worden. Sie wurden in folgender Weise ausgeführt. Innerhalb der ursprünglichen Baugrubenumschließung wurde eine zweite Spund- oder Bohlwand etwas in den noch nicht erhärteten Beton der Sohlenschüttung getrieben, und der Raum zwischen beiden Wänden sorgfältig unter Wasser mit Schüttbeton ausgefüllt (Abb. 200). Besondere Sorgfalt ist dabei auf den dichten Anschluß der Fangedämmfüllung an die Sohlenschüttung zu verwenden. Am sichersten wird er erreicht, wenn der Fangedamm unmittelbar im Anschluß an die Sohlenschüttung ausgeführt wird. Mit Rücksicht auf die Dichtigkeit dieser Fuge ist die Verwendung eines anderen Füllstoffes für den Fangedamm nicht zu empfehlen. Das Verfahren ist vor allem zweckmäßig, wenn die Betonfangedämme nach Beendigung der Gründungsarbeiten nicht entfernt zu werden brauchen. Läßt sich ihre Beseitigung mit Rücksicht auf den Zweck des Bauwerkes oder aus anderen Gründen nicht

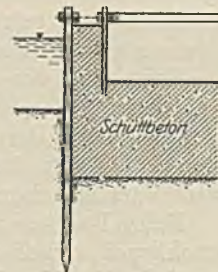


Abb. 200. Fangedamm aus Beton zwischen Spundwänden.

vermeiden, so werden sie durch vorsichtige Sprengungen oder mit Hilfe von Fallmeißeln zertrümmert. In der unten genannten Abhandlung wird eine solche mit Erfolg verwendete Vorrichtung beschrieben¹⁾. In solchen Fällen sollte man aber von der Verwendung des Betonfangedammes besser absehen.

Abb. 201 diene als Beispiel für eine Betongründung unter Wasser²⁾. Da der Drehzapfen einer Drehbrücke in tiefer Lage eingebaut werden sollte, so mußte ein völlig trockener Raum geschaffen werden. Der aus grobem reinen Sand und Kies bestehende gute Baugrund stand an der Gründungsstelle bei $-7,00$ an. Die über ihm liegenden Bodenschichten wurden bis auf $-2,50$ durch Baggerung entfernt, und darauf die sechseckige Pfeilerbaugrube durch eine 20 cm starke

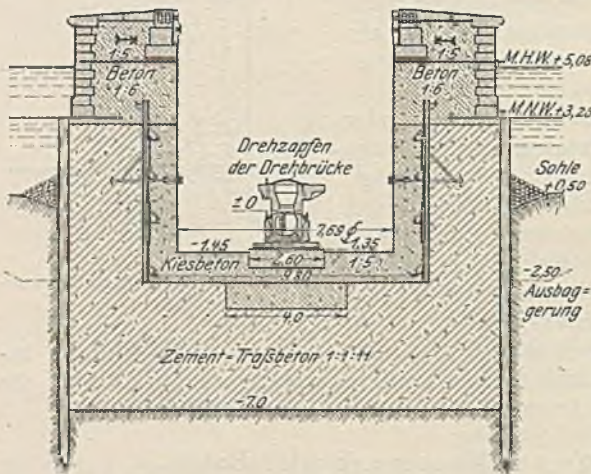


Abb. 201. Beispiel einer Gründung auf Schüttbeton unter Wasser.

Spundwand gleichfalls unter Wasser mit Schüttbeton aus. Auf diese Weise erhielt man eine allseitig durch Schüttbeton abgeschlossene Baugrube, in der der Pfeiler im Trockenen aufgemauert werden konnte. Beim Leerpumpen der Baugrube nach dem Abbinden des Schüttbetons zeigten sich einige Undichtigkeiten in der Fuge zwischen Sohlenlage und Betonfangedamm. Sie waren darauf zurückzuführen, daß der Fangedamm erst drei Wochen nach der Sohlenlage und nicht unmittelbar an diese anschließend geschüttet wurde. Die durch die Blechwand getrennten Teile des Grundwerkes wurden durch Anker gut miteinander verbunden.

Beim Bau des St.-Pauli-Fahrschachtes des Hamburger Elbtunnels wurde z. B. der Wasserandrang aus den oberen 4—6 m mächtigen wasserführenden Schichten nach der sonst in trockenem, festen Ton liegenden Baugrube durch einen aus Beton hergestellten ringförmigen Fangedamm abgeschnitten. Ein erster Versuch, eiserne Spundwände zu rammen, war hier fehlgeschlagen.

Beim Bau der neuen Einfahrt des Hafens von St. Nazaire³⁾ wurde der Durchbruch zwischen dem alten Hafenbecken und der neuen Einfahrt unter dem Schutze eines kreisförmig gebogenen Fangedammes ausgeführt, der aus Blöcken von Bruchsteinmauerwerk unter der Taucherglocke hergestellt wurde. Die Abb. 201 zeigt die Grundrißanordnung dieses Fangedammes, der sich gegen die Seitenwände des 30 m im Lichten weiten Schleusenhauptes stützte. Der

¹⁾ Zentralbl. Bauverw. 1832, S. 294. Vgl. auch die Pfeilergründung der Oderbrücke in Crossen 1926.

²⁾ Merling: Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Oberhafen in Hamburg. Z. Bauw. 1907, S. 43ff.

³⁾ Ann. ponts chauss. Bd. XXXIII, S. 34 f., S. Serie 1908.

Baugrund bestand an der Gründungsstelle aus festem Fels. Die Stärke des Gewölbes betrug auf den unteren 8 m Höhe 2 m und nahm dann von Meter zu Meter nacheinander auf 1,50, 1,00 und 0,60 m ab. Es bestand aus einzelnen, nach Art von Gewölbesteinen geformten Blöcken von 0,80 m Höhe und 0,80 m mittlerer Breite. Die Stoß- und Lagerfugen zwischen den einzelnen Blöcken wurden nicht mit Mörtel ausgefüllt, sondern lediglich mit Ton verstrichen. An der Wasserseite wurde eine Tonschüttung vor den Fangedamm gebracht. Die Absperrmauer sollte ursprünglich durch Herausheben der einzelnen Blöcke an eingemauerten Krampen entfernt werden. Da die Blöcke dabei jedoch zerbrachen, mußte der Damm durch einen Fallmeißel unter Wasser zerstört und durch Fortbaggern der Trümmer beseitigt werden.

Beim Bau der Donaubrücke in Berg-Ehingen¹⁾ verwandelte man zur Abdichtung der Strompfeilerbaugrube den Kiesboden, der die Abschlußwände der Baugrube umlagerte, durch Einpressen von Zement in eine betonartige Masse (vgl. auch S. 58).

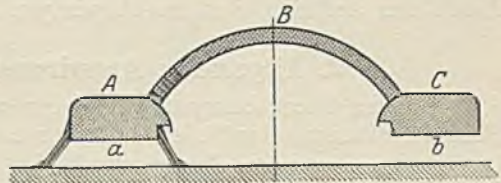


Abb. 202. Fangedamm aus Blöcken.

Die Ausbildung und Herstellung beweglicher Fangedämme wird auf S. 199 unter den Hohlkörpergründungen als besonderes Gründungsverfahren behandelt (Mantelgründung).

Im allgemeinen ist von der Ausfüllung von Fangedämmen mit Beton auf weichem Untergrund abzuraten. Bilden sich Wasserfäden, dann kann der Beton nicht nachsacken, es ist dann fast unmöglich, den Fangedamm wieder dicht zu machen. Schließlich bleibt dann nichts übrig, als große Bodenmassen außen vor den Fangedamm zu stürzen. Dann aber dichten sie und nicht der Beton im Damm. Bei felsigem Untergrund dagegen ist gegen Betonfüllung nur der hohe Preis des Füllmaterials einzuwenden. Kann man aber dann den Damm schmal und dadurch vielleicht billiger herstellen, dann ist der Betondamm zweckmäßig.

C. Trockenlegung der Baugrube.

a) Allgemeines.

Die Ausführung des Grundwerkes im Trocknen bietet gegenüber einer Unterwassergründung wesentliche Vorteile. Die Gründungsschicht kann sorgfältig untersucht, und das Grundwerk ihrer Beschaffenheit in vollkommener Weise angepaßt werden. Die Arbeitsverhältnisse in einer trockenen Baugrube sind günstiger und ermöglichen die Verwendung billigerer Arbeitskräfte. Die Baueinrichtungen können vollkommener und zweckentsprechender ausgebildet werden. Die einfachere und sichere Überwachung der Arbeiten bietet größere Gewähr für die Güte ihrer Ausführung. Man gibt deshalb der Ausführung unter Wasserhaltung vor einer in Frage kommenden Unterwassergründung den Vorzug, wenn die Bodenbeschaffenheit, der Wasserandrang und die Rücksicht auf die Kosten, d. h. Wirtschaftlichkeit des Unternehmens es gestatten.

Die Baugruben werden durch unmittelbares Abpumpen der in die Baugrube eingedrungenen und weiterhin eindringenden Wassermengen oder durch Absenken des Wasserspiegels der Zuflüsse vor ihrem Eintritt in die Baugrube (Grundwasserabsenkung) trocken gelegt.

¹⁾ Zentralbl. Bauverw. 1906, S. 464.

b) Unmittelbares Abpumpen.

1. Anwendungsgebiet.

Das unmittelbare Abpumpen des Wassers (Sümpfen) ist nur zulässig, wenn der Boden an der Baugrubensohle durch das Zuströmen des Wassers keine für seine Tragfähigkeit nachteilige Lockerung erfährt. Eine solche ist zu befürchten, wenn an der Gründungssohle sehr feine, sandige Bodenarten anstehen, deren Körner dem aufquellenden Wasser nur wenig Widerstand entgegensetzen und deshalb von ihm mitgerissen werden. Ähnlich liegen die Verhältnisse, wenn zwischen oder über den feinkörnigen Bodenarten zwar undurchlässige Schichten vorhanden sind, ihre Mächtigkeit aber so gering ist, daß sie durch den Auftrieb, den das Abpumpen hervorruft, aufgebrochen werden.

2. Allgemeine Anordnung der Pumpenanlage.

Bei den Oberflächenpumpenanlagen wird das von den Wänden oder der Sohle der Baugrube zufließende Wasser in Gräben abgefangen und einem unter der Pumpe liegenden Entnahmeschacht, dem sog. Pumpensumpf, zugeführt. Die Abfanggräben sind möglichst außerhalb der Grundfläche des Grundwerkes anzulegen. Ihr Gefälle nach dem Pumpensumpf muß je nach der Bodenart so bemessen werden, daß das fließende Wasser keine Bodenteilchen mitreißen kann.

Pumpensumpf. Der Pumpensumpf ist eine Grube, die möglichst seitlich der Grundfläche des Grundwerkes mit freien Böschungen oder künstlichen Umschließungen unter die Baugrubensohle abgesenkt wird und so groß sein muß, daß das in ihr hängende Saugrohr der Pumpe stets hinreichend Wasser findet. Durch Drahtgitter oder Tannenreisigbündel wird der Pumpensumpf vor dem Eintritt der größeren Verunreinigungen geschützt, die das zufließende Wasser etwa mit sich führt.

Saugrohr. Das Saugrohr der Pumpe soll so lang sein, daß es mit seinem unteren Ende stets im Wasser hängt, dabei aber von der Sohle des Pumpensumpfes soweit entfernt bleibt, daß beim Pumpen keine Bodenteilchen mitgerissen werden. Oft ist das Einschütten von Kies in den Pumpensumpf zweckmäßig. Das Eindringen größerer Verunreinigungen in die Saugleitung wird durch Anbringung eines siebartigen Saugkorbes am Ende des Saugrohres verhütet. Diesen versieht man zweckmäßig mit einer selbsttätigen Rückschlagklappe (Fußventil), die beim Versagen des Wasserzuflusses oder Abreißen durch Luftansaugen die im Saugrohr stehende Wassersäule festhält und dadurch ein erneutes Auffüllen oder Ansaugen der Pumpe erspart. Das Ansaugen von Luft muß durch genügend tiefes Eintauchen des Saugkorbes (Oberkante wenigstens 20 cm unter der Oberfläche) verhindert werden. Die Entstehung von Lufttrichtern am Saugkorb wird durch schwimmende Bretter vermindert.

Pumpe. Bauart und Wirkungsweise der Pumpen wird im Teil 1, Band 4 dieses Werkes beschrieben, auf den hier verwiesen wird. Bei der Auswahl der Pumpe für die Wasserhaltung einer Baugrube ist zu beachten, daß der für sie verfügbare Raum meist nur beschränkt und das zu fördernde Wasser in der Regel stark verschmutzt ist.

Bei kleinem Wasserandrang und geringer Förderhöhe genügen von Hand betriebene Pumpen, unter denen sich die Diaphragmapumpe besonderer Beliebtheit erfreut, weil sie sich infolge des Fehlens aller empfindlichen Teile gut zur Förderung unreiner Flüssigkeiten eignet.

Wo Maschinenbetrieb erforderlich wird, findet gewöhnlich die Kreiselpumpe Anwendung. Ihre Vorzüge vor den Kolbenpumpen bestehen in den verhältnismäßig geringen Abmessungen, dem für das Fördern unreiner Flüssigkeiten wichtigen Fehlen aller empfindlichen Teile (Ventile) sowie der verhältnis-

mäßig einfachen Bedienung. Dagegen hat sie jenen gegenüber neben geringerem Wirkungsgrad den Nachteil, daß sie nur eine geringe Steigerung ihrer Leistung zuläßt, sich also wechselndem Wasserandrang und wechselnder Förderhöhe schlecht anpassen kann, und daß sie für die Inbetriebsetzung besondere Auffüll- und Ansaugvorrichtungen erfordert. Die größte Saughöhe neuer Kreiselpumpen kann zu 8 m angenommen werden, in der Regel beträgt sie jedoch nur etwa 6—7 m. Kolbenpumpen finden für die Wasserhaltung in Baugruben seltener und nur bei geringem Wasserandrang Verwendung. Neben diesen Schöpfmaschinen eignet sich das Pulsometer wegen seiner gedrängten Bauart zur Förderung in sehr engen Baugruben mit geringem Wasserandrang. Die Pumpen werden entweder durch Riemen von der Kraftmaschine (Lokomobile, Verbrennungskraftmaschine, Elektromotor) angetrieben oder unmittelbar mit dieser gekuppelt. Der unmittelbare Antrieb kann weniger verwendet werden, weil die Tourenzahl der Pumpe für verschiedene Förderhöhen zur Erzielung eines günstigen Wirkungsgrades verschieden sein muß. Bei Riemenantrieb kann dann für die angenommene größte Förderhöhe eine entsprechende Riemenscheibe auf die Pumpe aufgekeilt werden, so daß die richtige Tourenzahl vorhanden ist. Die Verwendung des Riemens erlaubt außerdem vielfach eine tiefere Lage der Pumpe, als wenn sie direkt mit einer Dampfmaschine gekuppelt ist und dadurch eine geringere Saughöhe hat. Letzterer Vorteil ist für das sichere Arbeiten der Anlage von größter Bedeutung.

Druckrohr. Die Förderhöhe der Pumpen und damit die zu leistende Pumarbeit wird um so geringer, je tiefer der Auslauf des Druckrohres der Pumpe liegt. Bei stark wechselndem Außenwasserstande (Ebbe- und Flutgebiet) sind daher bei tiefstehender Pumpe mehrere Ausläufe in verschiedener Höhe anzubringen. Liegt die Baugrube neben einem offenen Wasserlauf, dann ist es zweckmäßig, das Druckrohr über die Abschlußwand herumzubiegen und bis in das Außenwasser zu führen. Es kann dadurch eine die Förderhöhe verringernde Heberwirkung erzielt werden.

3. Bestimmung der Tourenzahl und der Pumpleistung.

Jede Kreiselpumpe hat für bestimmte Förderhöhen eine Tourenzahl, die nicht unterschritten werden darf, wenn nicht unverhältnismäßig viel Kraft ohne genügenden Nutzen verbraucht werden soll. Jeder Ingenieur muß die Tourenzahl der von ihm verwendeten Zentrifugalpumpen auf ihre Richtigkeit prüfen können. Es läßt sich hierfür eine einfache Formel entwickeln.

Rechnet man mit einer Ausflußgeschwindigkeit des Wassers aus dem Druckrohr bei den üblichen Baupumpen nach Weihe (Hdbch. d. Ing.) von 1,25 m, dann muß erfahrungsgemäß die Umfangsgeschwindigkeit am äußeren Umfang des Kreiselrades sein

$$v \sim 1,4 \sqrt{2gH},$$

worin H die gesamte Förderhöhe ist. Ist der stets leicht zu messende Halbmesser des Kreiselrades R , macht der Kreisel n_s Touren in der Sekunde, dann wird in einer Sekunde von einem Punkt des Kreiselumfanges die Strecke $n_s \cdot 2R\pi$ zurückgelegt, die gleich der Umfangsgeschwindigkeit v ist. Es wird somit v

$$= 2n_s R\pi = 1,4 \sqrt{2gH} \text{ und daraus die sekundliche Tourenzahl } n_s = \frac{1,4 \sqrt{2gH}}{2R\pi} \sim \frac{\sqrt{H}}{R},$$

da der Wert $\frac{1,4 \sqrt{2g}}{2\pi}$ mit etwa 1 vH Fehler dem Wert „1“ nahekommt. Die

minutliche Tourenzahl muß daher angenähert werden $n_m = 60 \frac{\sqrt{H}}{R}$. Es ergeben sich hiernach bei größeren Druckunterschieden erhebliche Unterschiede in der

Tourenzahl. Bei einem $R = 0,3$ m muß eine Pumpe bei $H = 9$ m eine minutliche Tourenzahl von $n_m = 600$ haben, bei $H = 16$ m von $n_m = 800$, wobei die erforderl. Leistung der Maschine im Verhältnis der Druckhöhe steigt. Wenn sie bei $H = 9$ m 100 PS verbraucht; dann sind bei $H = 16$ m rd. 180 PS erforderlich.

Die Größe des Wasserdranges hängt von der Größe der Baugrube, der Bodendurchlässigkeit, der Druckhöhe, unter der das Wasser steht, und der Lage der Baustelle zu den benachbarten Wasserläufen ab. Sie läßt sich in den meisten Fällen nur angenähert vorausbestimmen. Es muß deshalb bei jeder Wasserhaltungsanlage auf eine Steigerungsfähigkeit der Leistung von vornherein Bedacht genommen und durch Bereithaltung kräftiger Reserven einer Betriebsstörung vorgebeugt werden. Nach Brennecke kann die notwendige Leistungsfähigkeit der Pumpenanlage, allerdings nur mit sehr roher Annäherung, aus der Formel:

$$N = \frac{F \cdot h}{150}$$

ermittelt werden. In ihr bedeutet N die Anzahl der erforderlichen Pferdestärken, F die Größe der Baugrube in Quadratmetern und h die Förderhöhe in Metern. Diese Formel ist für Baugruben mit Umschließungen aus hölzernen Spundwänden ermittelt, wird heute wahrscheinlich etwas zu hohe Werte ergeben; vgl. hierfür auch die Erfahrungszahl bei Grundwasserabsenkungen, Seite 168. Wegen der großen Unsicherheit jeder so groben Schätzung sollte man stets sofort dann, wenn die Baugrube so weit fertiggestellt ist, daß ein Absenken des Wassers um ein kleines Maß möglich erscheint, einen Pumpversuch mit einer hierzu beschafften Pumpe machen. Das wird oft möglich sein, wenn noch andere Arbeiten ausgeführt werden müssen, vor deren Beendigung ein Trockenlegen der Baugrube unnötig ist. Man pumpt dann mit der vorhandenen Pumpanlage so tief ab, wie es die Leistung der Pumpe erlaubt. Es muß dann dieser Pumpversuch einige Tage lang fortgesetzt werden, um zu erkennen, ob ein Beharrungszustand eingetreten ist. Die Wassermenge während des Pumpversuches muß genau festgestellt werden, am besten durch Messen in einem Überfall oder durch Volllaufenlassen eines Eichgefäßes. Ist diese Wassermenge q , die gesamte Förderhöhe vom abgesenkten Wasserspiegel unmittelbar am Saugrohr bis zur Oberkante des Druckrohres h , dann kann man annehmen, daß ist

$$q = \mu f \cdot \sqrt{2gh},$$

worin μ der Geschwindigkeitsbeiwert des zuströmenden Wassers und f die Summe der Wasser durchlassenden Querschnitte aller Undichtigkeiten ist. Setzt man nun voraus, daß diese Undichtigkeiten sich nicht während der späteren, tieferen Absenkung vergrößern, daß auch der Wert μ unverändert bleibt, dann darf man bei der späteren Gesamtförderhöhe H die dann zufließende Wassermenge Q annehmen zu

$$Q = \mu f \cdot \sqrt{2gH}.$$

Aus der vorigen Gleichung ergibt sich

$$\mu \cdot f = \frac{q}{\sqrt{2gh}}.$$

Setzt man diesen Wert ein, dann wird

$$Q = q \sqrt{\frac{H}{h}}.$$

Diese Formel hat den Wert einer Faustformel. Es wird sich später wahrscheinlich sowohl f als μ etwas ändern. Es kann aber ebensogut eintreten, daß f kleiner wird als größer, weil man nach Trockenlegung der Baugrube in der Lage ist, grobe Undichtigkeiten der Abschlußwände zu dichten, so daß praktisch das Zu-

fließen durch die Sohle überbleibt. Die Änderungen von μ werden dabei meist unbedeutend sein. Der Pumpversuch ergibt unter allen Umständen einen genaueren Inhalt als die Formel $N = \frac{f \cdot q}{150}$.

Um den Wasserandrang zu verringern, verlegt man die unter Wasserhaltung auszuführenden Gründungsarbeiten, besonders an Wasserläufen, möglichst in die Zeitabschnitte der niedrigen Wasserstände. Häufig läßt sich der Wasserzufluß auch dadurch vermindern, daß die der Baugrube zufließenden Wasseradern vorher abgefangen und mit natürlicher Vorflut seitlich abgeleitet werden.

Auf einem ähnlichen Grundgedanken beruht die in neuerer Zeit vielfach angewandte Grundwasserabsenkung durch Brunnen.

c) Grundwasserabsenkung.

1. Anwendungsgebiet, Vor- und Nachteile.

Der Grundgedanke des Verfahrens ist kurz folgender. Am Umfang oder auch in der Baugrube werden eine Reihe Brunnen bis tief unter die Baugrubensohle in die wasserführenden Schichten hinabgetrieben. Das den Brunnen zufließende Wasser wird abgepumpt und dadurch der Grundwasserspiegel so weit gesenkt, daß im Trocknen gegründet werden kann.

Die Grundwasserabsenkung kann nur angewendet werden, wenn die Brunnen- spitzen bis in die durchlässigen Bodenarten hinabreichen. Sonst ist ein Absenken nicht möglich und auch nicht nötig, wenn die unter der Baugrubensohle entstehenden undurchlässigen Schichten so stark sind (z. B. 6 bis 8 m Klei), daß ein Aufbrechen unmöglich ist. Die bei der unmittelbaren Wasserhaltung so lästigen Zuleitungen nach dem Pumpensumpf fallen bei ihr fort. Wasserdichte Umschließungen sind nicht erforderlich, die Baugrube kann mit freistehenden Böschungen oder einfacher Zimmerung ausgeführt werden. Vor allen Dingen verhütet die Grundwasserabsenkung aber, daß das Wasser an der Baugrubensohle aufquillt und den Baugrund lockert. Eine Bodenlockerung ist bei ihr gänzlich ausgeschlossen, wenn das in die Brunnen gelangende Wasser keine Bodenteilchen mitführen kann und wenn für ununterbrochene Wasserentnahme gesorgt wird, so daß nicht etwa beim Abschlagen der Pumpen durch zurückströmendes Wasser Bodenteilchen mitgerissen werden. Infolge dieser Vorzüge lassen sich in Verbindung mit der Grundwasserabsenkung die einfachen und sicheren Gründungsverfahren auch unter Verhältnissen anwenden, die früher besondere Gründungsweisen mit ungünstigen Arbeitsbedingungen und geringerer Gewähr für gute Ausführung erforderten. Allerdings sind die Kosten einer solchen Wasserhaltung ziemlich bedeutend und nur bei größeren Bauwerken wirtschaftlich zu rechtfertigen. Starke Senkung des Grundwasserspiegels beeinträchtigt außerdem die Ergiebigkeit der Trinkwasserbrunnen in der Nähe der Baustelle und in gewissen Bodenarten (Braunkohlengebieten, moorigen Boden) auch die Beschaffenheit des von ihnen gelieferten Wassers.

Oft bietet schon eine teilweise Absenkung des Grundwassers erhebliche Vorteile. Als Beispiel sei hier nur die Betongründung unter Wasser angeführt (S. 195). Die Stärke der unter Wasser herzustellenden Betonschüttung hängt von der Größe des Wasserdrucks gegen die Bauwerksohle ab, sie kann also geringer bemessen werden, wenn der Wasserdruck während der Betongründung durch teilweise Absenkung des Grundwassers verkleinert wird. Dadurch werden die Gründungstiefe und mit ihr die Kosten des Grundwerks vermindert. Meist wird es allerdings richtig sein, wenn man schon eine Grundwassersenkung einbaut, sie so anzulegen, daß die Baugrubensohle vollkommen trockengelegt werden kann. Wenn man mit der Schüttung einer dünnen Betonsohle auskommen

will, so wird diese Sohle vielleicht 2, höchstens 3 m dick werden mit dem abgesenkten Wasserstand in der Oberkante der Sohle. Die Wasserabsenkung braucht dann nur 2,5 bis 3,5 m tiefer zu reichen, wenn man alles im Trockenen bauen wollte. Dabei würde aber dann meist noch mehr an Kosten gespart werden.

2. Anordnung und Ausbildung der Brunnen.

a) Brunnenabstand und Brunnenzahl.

Durch stetige Wasserentnahme aus einem in einer gleichmäßig durchlässigen Bodenschicht stehenden Brunnen nimmt die Spiegelfläche des in der Schicht enthaltenen Grundwassers die Gestalt einer von dem Brunnen nach dem ungesenkten Grundwasserspiegel ansteigenden, im allgemeinen hyperbolischen Umdrehungsfläche an. Der Brunnen ist die Achse dieser Umdrehungsfläche, ihr Achsenschnitt hat die in Abb. 213¹⁾ gezeigte Form. Je feinkörniger die Bodenart ist, desto steiler ist der Verlauf der Senkungskurve, desto geringer also der Wirkungsbereich der Wasserentnahme aus dem Brunnen. Hieraus ergibt sich ohne weiteres, daß die Zahl der Brunnen um so größer und ihr gegenseitiger Abstand um so kleiner sein muß, je feinkörniger der Baugrund ist, daß aber auch die Leistung und der Arbeitsaufwand an jedem Brunnen dann um so geringer ist.

Nur in sehr durchlässigen Bodenarten genügen deshalb einzelne große gemauerte Brunnen, wie beispielsweise bei der Gründung der alten Holtenuer Schleuse des Kaiser-Wilhelm-Kanals. Meist muß eine größere Brunnenzahl hergestellt werden. Dafür wählt man fast durchweg eiserne Rohrbrunnen, die nach der Gründung zu weiterem Gebrauch wiedergewonnen werden können.

Neben der Durchlässigkeit des Bodens sind für den Brunnenabstand die weiteren örtlichen Verhältnisse bestimmend, z. B. müssen in der Nähe offener Gewässer sowie an der stromaufwärts gelegenen Seite eines Grundwasserstromes die Brunnen wegen des stärkeren Wasserandranges näher aneinander gerückt werden, als an den übrigen Teilen der Baugrube.

Die Brunnen werden nach Möglichkeit am Umfange der Baugrube außerhalb der Grundfläche des Bauwerkes angeordnet. Bei sehr schmalen Baugruben, wie z. B. bei Untergrundbahnen und Abwässerkanälen, genügt häufig eine Brunnenreihe auf der einen Baugrubenseite. Bei sehr großen Breitenabmessungen der Baugrube kann unter Umständen neben den Brunnen an den beiden Außenseiten die Anordnung einer Brunnenreihe in der Mitte der Baugrube notwendig werden. Im Grundwerk müssen dann Schächte ausgespart werden, durch die die Brunnen der mittleren Reihe nach Einstellen der Wasserhaltung herausgezogen werden können. Nach Beseitigung der Brunnen sind die Schächte sorgfältig unter Wasser dicht zu schließen.

β) Rohrbrunnen.

Ausbildung. Die Rohrbrunnen bestehen in der Regel aus einem Filterrohr, in dem ein engeres Saugrohr hängt. Das Filterrohr wird aus einem unteren durchlässigen Teile, dem eigentlichen Filterrohre, und einem oberen anschließenden, undurchlässigen Aufsatzrohre gebildet. Das Filterrohr ist ein mit länglichen oder runden Löchern versehenes Rohr aus Kupfer- oder verzinktem Eisenblech von etwa 150 bis 280 mm innerem Durchmesser bei etwa 3 mm Wandstärke. In feinkörnigen Bodenarten wird es mit einem Gewebe aus Messingdraht umhüllt, dessen Maschenweite je nach der Korngröße des Bodens so bemessen werden muß, daß durch das Filterrohr keine Bodenteile mitgerissen werden können. Zwischen Filtergewebe (Tressengewebe) und Filterrohr wird durch Einlegen einer verzinkten Eisendrahtspirale oder durch Auflöten von

¹⁾ Bernhard: Untertunnelung eines bewohnten Geschäftshauses für die Untergrundbahn in Berlin. Zentralbl. Bauverw. 1906, S. 607ff.

Kupferdrähten auf das Filterrohr ein kleiner Zwischenraum hergestellt. Dadurch soll verhindert werden, daß sich das Gewebe fest an das Filterrohr legt und einen Teil seines Durchflußquerschnittes verschließt. Soll der Brunnen nach Beendigung der Wasserhaltung wiedergewonnen werden, so wird das Filtergewebe durch ein weiteres Gewebe aus verzinktem Eisendraht gegen Beschädigungen beim Herausziehen geschützt. Die Länge des Filters beträgt meist 5 bis 10 m, sie richtet sich nach der Höhe der durchlässigen Schicht. Das undurchlässige schmiedeeiserne Aufsatzrohr wird mit dem Filterrohre verschraubt und verlängert den Brunnen bis zur Geländeoberfläche. Die Tiefe der Brunnen ist so zu bemessen, daß der Grundwasserspiegel mit Sicherheit bis zu der im Entwurf angenommenen Tiefe abgesenkt werden kann.

Abb. 203¹⁾ zeigt die beim Neubau der Ostseeschleusen des Kaiser-Wilhelm-Kanals verwendeten Brunnen. Der Hauptgrundwasserträger war eine Sandschicht von wechselnder Korngröße. Das 150 mm weite Filterrohr bestand aus zwei je 3,75 m langen Teilen, die durch ein 0,25 m langes Zwischenstück verbunden waren. Das Filterrohr war aus verzinktem Eisenblech mit Langschlitzen hergestellt und mit einem verzinkten Messinggewebe umgeben. Zwischen Rohr und Gewebe lag eine verzinkte Eisendrahtspirale. Über dem Messingfiltergewebe wurde ein Gewebe aus verzinktem Eisendraht zum Schutz gegen Beschädigungen beim Herausziehen angeordnet. Die 10 m langen Saugrohre (vgl. S. 159) hatten eine Lichtweite von 100 mm.

Absenkung. Zum Einsetzen der Rohrbrunnen werden Bohrlöcher von entsprechend größerem Durchmesser (Bohrrohre von 210 bis 400 mm innerem Durchmesser) mit Hilfe eines Bohrgerätes bis zur verlangten Unterkante des Rohrbrunnens in dem Boden hergestellt. Nachdem der in das Bohrrohr (Mantelrohr) eingedrungene Boden vollkommen entfernt ist, wird der Rohrbrunnen eingesetzt. Der Raum zwischen Rohrbrunnen und Mantelrohr bleibt frei von Boden (voll Wasser) oder wird mit Kies und Sand verfüllt. Darauf wird das Bohrrohr entweder ganz oder wenigstens bis zur Oberkante des Filterrohres wieder hochgezogen, um dem Wasser freien Zufluß zu dem Brunnen zu geben. In leicht beweglichen Bodenarten werden die Rohrbrunnen am unteren Ende durch einen Holzpfropfen geschlossen, um das Auftreiben des Bodens im Filterrohr zu verhüten. Bei dem Brunnen Abb. 203 ist in dem Abschlußpfropfen eine Öse befestigt, an der der Brunnen beim Hochziehen gefaßt werden soll.

In sehr feinkörnigen Bodenarten kann bisweilen auch das feinste Gewebe das Mitreißen von Bodenteilchen nicht verhindern. Dann wird beim Einsetzen der Brunnen der Raum zwischen dem Brunnen und dem in diesem Falle etwas weiter gewählten Mantelrohre mit Kies- und Sandschichten gefüllt, deren Korngröße nach der Außenseite zu so abnimmt, daß sie wie ein Filter wirken und auch die feinsten Bodenteilchen von dem Brunnen fernhalten. Um solche Sandfilter einbauen zu können, müssen dünnwandige Blechrohre eingesetzt werden, die die einzelnen Schichten vorläufig trennen. Nach dem Einfüllen der Sand- und Kiesschichten werden die Blechrohre herausgezogen. Die Filterschichten brauchen nur einige Dezimeter über die Oberkante des Filterrohres hinauszuragen. Die gleiche Brunnen-

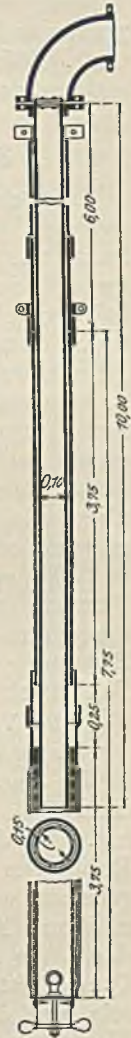


Abb. 203.
Rohrbrunnen.

¹⁾ Gährs und Prietze: Die Betriebseinrichtungen beim Bau der Ostseeschleusen des Kaiser-Wilhelm-Kanals. Z. Bauw. 1913, S. 315 ff.

anordnung ist zu empfehlen, wenn der Boden große Gasmengen enthält, die sich bei der gewöhnlichen Brunnenform im Pumpengehäuse sammeln und das Abschlagen der Pumpen veranlassen. Bei der beschriebenen Brunnenform können die aus dem Boden entweichenden Gase dagegen ungehindert durch die gröbere Schicht außerhalb des Filters entweichen.

Nach dem Einsetzen eines jeden Filterrohres muß die Unverletztheit des Tressengewebes festgestellt werden. Zu diesem Zwecke muß mit einer Handpumpe so lange Wasser aus dem Filterrohr herausgepumpt werden, bis es rein läuft. Läßt sich dieses Reinlaufen nicht wenigstens nach einer halben Stunde erzielen, dann muß das Filterrohr wieder herausgenommen und gedichtet werden.

3. Anordnung und Ausbildung der Entnahmeanlage.

Verschiedene Arten der Anordnung. Auf S. 155 wurde bereits darauf hingewiesen, daß eine Grundwassersenkung nur erfolgreich durchgeführt werden kann, wenn durch die Ausbildung und Anordnung der Gesamtanlage eine ununterbrochene Wasserentnahme und gleichmäßige Absenkung, auch bei wechselndem Wasserandrang, gesichert ist. Neben den Anlage- und Betriebskosten muß dieser Gesichtspunkt in erster Linie für die Anordnung der Entnahmeanlage maßgebend sein. Die bisherigen Anwendungen der Grundwasserabsenkung lassen sich bezüglich der Ausbildung der Gesamtanlage in zwei Gruppen einteilen. Bei der einen Gruppe war die Pumpenanlage an einer Stelle der Baugrube vereinigt und an sie die Brunnen durch eine gemeinsame Saugleitung angeschlossen, bei der zweiten wurden die Pumpen über die ganze Anlage verteilt und förderten aus einzelnen Brunnen- oder schließlich sogar aus den einzelnen Brunnen.

Die erste Anordnung ist hauptsächlich angewendet worden, wenn die Pumpen durch Dampfkraft angetrieben werden mußten, während sich die zweite dort empfiehlt, wo elektrischer Strom zur Verfügung stand, oder wo die Bedeutung der Arbeiten den Bau einer elektrischen Kraftanlage für den Baubetrieb gestattet.

Die Verteilung der Pumpen hat gegenüber der Vereinigung an einem Punkte wesentliche Vorteile. Die Auflösung der Anlage bietet schon ohne Reserve in sich eine Gewähr für ununterbrochenen Betrieb, weil eine Betriebsstörung an einem Teil der Anlage nur einen verhältnismäßig geringen Ausfall zur Folge hat. Bei der Vereinigung an einem Punkte muß dagegen stets eine auf vollen Ersatz des Ausfalles berechnete Reserve vorhanden sein und betriebsbereit gehalten werden. Durch die Verteilung der Pumpen läßt sich eine gleichmäßigere Absenkung erzielen, weil die Länge der Saugleitung kleiner und damit die Saugwirkung in den einzelnen Brunnen gleichmäßiger wird. Der Querschnitt der zu den einzelnen Pumpen führenden Leitungen kann schwächer sein, weil die Zahl der angeschlossenen Brunnen und damit die durchfließende Wassermenge geringer ist. Schließlich hat die Unterteilung den Vorteil, daß man die Entnahmeanlage schrittweise in Betrieb nehmen und sich dabei frühzeitig darüber klar werden kann, ob die gewählte Anordnung der Brunnen zweckmäßig ist.

Die Unterteilung ist aber in der Regel (eine Ausnahme bildet die Anwendung der Elmpumpen usw., S. 159 u. 162) nur in Verbindung mit elektrischem Antrieb wirtschaftlich durchführbar, besitzt dann aber auch die Mängel, die dieser Betriebskraft anhaften, nämlich die begrenzte Anpassungsfähigkeit der Maschinenleistung an den einzelnen Förderstellen an den Bedarf und die Gefahr völliger Betriebsunterbrechung im Falle einer Störung in der Stromerzeugungs- oder Stromzuführungsanlage. Dem letzten Nachteil hat man durch Verlegen doppelter Stromzuführungsleitungen und durch den Anschluß der Motoren

an verschiedene voneinander unabhängige Erzeugungsanlagen zu begegnen versucht. Wird eine besondere elektrische Kraftanlage für den betreffenden Baubetrieb errichtet, so muß sie natürlich eine angemessene Reserve zur Sicherstellung des Betriebes enthalten. Die Reserve ist meist ohne weiteres vorhanden, weil eine solche Kraftanlage nur bei einer sehr großen Bauausführung in Betracht kommt, bei der dann auch die übrigen Baumaschinen von der gleichen Kraftquelle betrieben werden.

Welcher der beiden Anordnungen der Vorzug zu geben ist, muß von Fall zu Fall durch einen Vergleich der zu erwartenden Anlage- und Betriebskosten entschieden werden.

Saugrohr. Die Wasserentnahme geschieht durch das bereits genannte Saugrohr. Es ist das ein in den Rohrbrunnen gehängtes, schmiedeeisernes Rohr von entsprechend kleinerem Durchmesser (100 bis 200 mm innerem Durchmesser), das mit Hilfe einer Rohrschelle auf dem oberen Brunnenrande ruht. Das Saugrohr muß so lang sein, daß es auch bei dem tiefsten abgesenkten Brunnenwasserstand noch ein Stück in das Wasser hinabreicht, darf aber nicht ganz bis zur Filterunterkante hinabgeführt werden, da es hier den Wasserzufluß durch den Filter behindern würde. Man läßt das Saugrohr etwa 20 bis 40 cm über dem Boden des Filterrohres aufhören. Ist das Saugrohr nicht unmittelbar an die Pumpe angeschlossen, so wird es durch einen Krümmer und ein Abzweigstück (T-Stück) mit der Saugleitung der betreffenden Brunnengruppe verbunden. In den Krümmer wird eine Rückschlagklappe eingebaut, die den Brunnen beim Versagen selbsttätig schließen und damit das Leerlaufen der Saugleitung nach dem schadhaften Brunnen verhindern soll. Meist dient dazu eine beschwerte Lederklappe (Abb. 204). Bei großen Anlagen wird heute zwischen jedes Saugrohr und die Saugleitung ein Schieber eingebaut, sofern nicht jedes Saugrohr eine besondere Pumpe bekommt, wie z. B. bei Mammutpumpen oder Elmopumpen, die mit ganz kurzem Saugrohr in das Filterrohr hinabgelassen werden und von unten her das Wasser in jedem einzelnen Brunnen durch ein Druckrohr hochdrücken¹⁾. Besonders die Elmopumpe der Siemens-Schuckert-Werke soll sehr gute Erfolge ergeben haben. Die Mammutpumpe hat sich wegen ihres geringen Wirkungsgrades und der Notwendigkeit besonders tief reichender Brunnen als völlig unwirtschaftlich erwiesen, so daß ihre Anwendung heute nicht mehr in Frage kommt²⁾.

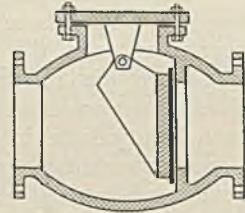


Abb. 204. Selbsttätige Rückschlagklappe mit Lederdichtung.

Die Saugrohre werden heute bei großen Anlagen am besten nicht mehr durch T-Stücke angeschlossen, sondern mit autogen angeschweißten Stutzen versehen. Letztere werden dann an die Saugleitung angeschlossen. Es hat sich hieraus eine große Verbilligung der Anlagen ergeben. Ganz gleich, ob sich Gas oder Luft im Grundwasser zeigt, empfiehlt sich der Einbau einer Entlüftungsanlage, besonders bei großen Anlagen. Diese Entlüftungsanlage saugt etwa vorhandenes Gas oder Luft automatisch ab, so daß ein Abreißen nicht mehr zu befürchten ist, sie saugt aber auch ohne Anwendung von Bodenklappen das Wasser in den Saugrohren hoch. Man braucht hierbei somit nicht mehr die Saugrohre von oben mit Wasser zu füllen, um die Anlage anspringen zu lassen, kann die Bodenklappen und auch die Schieber zwischen Saugrohr und Saugleitung fortlassen. Bei dem Bau des neuen Kohlenbunkers der Firma Borsig in Tegel bei Berlin hat sich eine solche Anlage gut bewährt. Das Ingangsetzen der Anlage

¹⁾ Sichert: Bauingenieur 1923, S. 599.

²⁾ Siehe Dr.-Arbeit Enzweiler: Die Grundwasserabsenkungsmethode usw. Technische Hochschule Berlin. Dortmund: E. Opitz 1918.

dauerte nur wenige Minuten. Dieses Fortlassen von \perp -Stücken, Bodenklappen und Schiebern ist aber nur bei großen Anlagen vorteilhaft und wenn man die ganze Anlage in ihrer Form vorher genau festlegen kann. Bei kleineren Anlagen und bei nicht vorher bestimmbar Formen der Anlage sollte man aber die alte Form mit \perp -Stücken, Bodenklappen und Schiebern zwischen Saugleitung und Saugrohr beibehalten.

Saugleitung. Anordnung. Die Vereinigung der Pumpen an einer Stelle der Anlage erfordert eine gemeinsame Saugleitung, an die alle Brunnen entweder unmittelbar oder durch Zweigleitungen angeschlossen sind. Diese Leitung wird zweckmäßig als geschlossene, die ganze Baugrube umfassende Ringleitung ausgebildet und so mit Abschlußschiebern versehen, daß bei einer Störung an irgendeiner Stelle immer nur ein kleiner Teil der Brunnen außer Betrieb gesetzt werden muß. Durch diese Anordnung kann gleichzeitig die Gesamtleistung der Pumpen auf einige wenige Brunnen vereinigt werden, wenn an irgendeiner Stelle eine stärkere Absenkung nötig wird. Beides ist aber nur möglich, wenn der vor der Pumpe notwendige größte Leitungsquerschnitt über die ganze Länge der Ringleitung durchgeführt wird. Hierdurch wachsen aber bei dem ohnehin großen Querschnitte der gemeinsamen Leitung die Anlagekosten erheblich.

Bei Unterteilung der Pumpenanlage wird die Betriebssicherheit ebenfalls durch die Anordnung einer geschlossenen Ringleitung erhöht. Die Schieber begrenzen dann die den einzelnen Pumpen zugewiesenen Abschnitte und ermöglichen die Herstellung einer Verbindung zwischen benachbarten Pumpenabschnitten, wenn an einer Pumpe eine Störung eintritt. Die Leitungsquerschnitte brauchen jedoch in diesem Falle nur nach der Zahl der zu den einzelnen Pumpenabschnitten gehörenden Brunnen bemessen zu werden und fallen deshalb bedeutend geringer aus. Ist die Unterteilung der Anlage sehr weitgehend, werden z. B. nur je ein oder zwei Brunnen an eine Pumpe angeschlossen, so kann unbedenklich auf die geschlossene Saugleitung verzichtet und damit außer an Leitungsquerschnitt auch an Leitungslänge gespart werden, weil der zeitweilige Ausfall an Fördermenge bei einer Betriebsstörung an einer Pumpe zu klein ist, um von nachteiligem Einfluß auf die Wirkung der Gesamtanlage sein zu können.

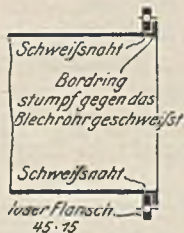


Abb. 205 a. Blechrohr für Saugleitungen.



Abb. 205 b. Autogen geschweißter Blechrohrkrümmer.

205 b)¹⁾. Neben ihrer großen Leichtigkeit haben diese Rohre den Vorzug, daß man durch Bereithalten eines autogenen Schneid- und Schweißapparates in der Lage ist, auf der Baustelle jedes beliebige Paß- oder Krümmerstück selbst herzustellen. Die Abb. 205 b)¹⁾ zeigt z. B. einen Krümmer von 45° , der aus einzelnen Segmentstücken zusammengeschweißt ist.

Verlegen und Staffelung. Die Saugleitung wird so tief als möglich verlegt, damit die Saugwirkung der Pumpen möglichst vollkommen ausgenutzt werden kann. Wo es sich mit der Gesamtanordnung vereinigen läßt, gibt man der Leitung eine geringe Steigung nach der Pumpe, um zu verhüten, daß sich Luftsäcke bilden, die die Saugwirkung nachteilig beeinflussen. Durch den

¹⁾ Vgl. Anmerkung Seite 157.

Einbau von Luftleermessern ist dafür zu sorgen, daß die Leitungsanlage jederzeit auf ihre Dichtigkeit nachgeprüft werden kann. Für den nachträglichen Anschluß weiterer Brunnen müssen blinde Abzweige angelegt werden.

Die Saughöhe der Kreiselpumpen ist nur beschränkt, sie beträgt gewöhnlich 6 bis 7 m und kann im günstigsten Falle auf 8 m angenommen werden. Da der Wasserspiegel am Brunnen stets um ein gewisses Maß tiefer steht als in dem umgebenden Erdreich, liegt demnach die Grenze der Grundwasserabsenkung (vgl. die Absenkungslinie Abb. 206), die sich mit einer einfachen Kreiselpumpenanlage erreichen läßt, bei etwa 4 bis 6 m. Ist eine größere Absenkung erforderlich, so müssen entweder mehrere Kreiselanlagen in Staffeln von 4 bis 6 m übereinander angeordnet oder statt der Kreiselpumpen besondere Tiefpumpen verwendet werden.

Bei den ausgeführten Staffelsenkungen (z. B. neue Schleusen des Kaiser-Wilhelm-Kanals, Emders Seeschleuse), betrug die Höhe der einzelnen Stufen meist 4 m. Die Brunnen der oberen Staffel fallen zwar mit dem Fortschreiten der Absenkung oft trocken, es empfiehlt sich jedoch, im Interesse der Betriebssicherheit auch dann den Anschluß der Pumpen und Verbindungsleitungen dieser Staffeln aufrecht zu erhalten, damit sie beim Versagen der unteren Anlage sofort in Tätigkeit treten und das Ersaufen dieser Staffel verhüten können. Die Staffelung wird im allgemeinen so vorgenommen, daß man zuerst eine Brunnenreihe einbaut und anschließt. Nachdem die erste Absenkung um vielleicht 4 m erfolgt ist, wird die zweite Staffel eingebaut und angeschlossen. Es kann so eine 3., 4., und 5. usw. Staffel eingebaut werden. Die tiefste Absenkung ist heute die der großen Schleuse des Kaiser-Wilhelm-Kanals und der großen Schleuse in Emden, bei denen 22 m Absenkung erfolgte.

Es kann auch eine Staffelung in sich stattfinden. Man bohrt die Brunnen gleich bis zur vollen Tiefe, wobei die Filter später verkürzt werden müssen. Sie müssen dementsprechend aus zwei Stücken bestehen. Dann senkt man zuerst um das mögliche Maß (4 bis 5 m) ab, verlegt eine neue Saugleitung in größere Tiefe und schließt nun einen Brunnen nach dem anderen an die neue Saugleitung an. Die Unterbrechung der Absenkung des einzelnen Brunnens ist für das Ganze ohne Bedeutung. So wie die neue Absenkung um weitere 4 m erfolgt ist, kann man die dritte Saugleitung verlegen und wiederum neue anschließen. Der Vorteil des Verfahrens ist die Verwendung weniger Brunnen und eine große Vereinfachung, ein Nachteil ist, daß anfänglich zu viel Wasser ohne Nutzen gefördert wird. Dieser Nachteil ist aber nicht von großer Bedeutung und wird durch die Vorteile weit überwogen.

Bei Verwendung der Tiefbrunnenpumpen (z. B. Elmo-Pumpe) kann ohne Staffelung gleich mit Brunnen von voller Tiefe gearbeitet werden.

Die Pumpen werden mit Abzweigstücken an die Saugleitung angeschlossen. Über den Einbau von Schiebern zwischen Abzweig und Pumpe, durch den die Pumpe jederzeit ausgeschaltet werden kann, wurde das Nötige bereits gesagt. Für die Wasserförderung werden meist gewöhnliche Kreiselpumpen verwendet, deren Druckrohre man in offenen Gräben oder Gerinnen endigen läßt, die das Wasser mit natürlicher Vorflut abführen.

Tiefpumpen. Tiefpumpen wurden z. B. bei dem Bau der Schöneberger¹⁾ und bei der Spreckreuzung der Berliner Untergrundbahn²⁾ verwendet. In Schöneberg waren es elektrisch betriebene Kolbenpumpen, deren drei übereinanderliegende Kolben unmittelbar in dem Aufsatzrohre des Brunnens ar-

¹⁾ Kyrieleis, Dr.-Ing.: Grundwasserabsenkung bei Fundierungsarbeiten (Berlin 1913). Zander: Erweiterung des Emders Hafens. Z. Bauw. 1914, S. 415ff.

²⁾ Gerlach: Wasserhaltung beim Bau der Untergrundbahn der Stadt Schöneberg Z. Bauw. 1911, S. 304.

Punkt der Grundwerksohle in den Boden. Die Wasserentnahme geschah durch Saugrohre von 104 mm lichter Weite, die bis 0,40 m über Filterunterkante hinabreichen. Eine Sammelleitung von 250 mm lichter Weite verband die Saugrohre mit den beiden Pumpensätzen, von denen jeder für den gewöhnlichen Betrieb ausreichte, so daß volle Reserve vorhanden war. Durch Absperrschieber konnte je nach Bedarf ein Pumpensatz oder ein Teil der Brunnen ausgeschaltet werden. Die Kreiselpumpen wurden durch Elektromotoren angetrieben, da hier elektrische Kraft aus den städtischen Leitungsnetzen zur Verfügung stand. Zwei Stromzuleitungen, die an getrennte Netze angeschlossen waren, boten eine weitere Gewähr für Betriebssicherheit.

Wo elektrische Kraft nicht so bequem bezogen werden kann wie in dem vorliegenden Fall, wird man die Pumpen durch zwei gleichgroße Lokomobilen antreiben, von der jede für den gewöhnlichen Betrieb ausreicht. Genügt eine Reserve von 50 vH, so stattet man die Anlage am besten mit drei gleichgroßen Lokomobilen und Pumpen aus, von denen zwei gleichzeitig arbeitende Sätze für den gewöhnlichen Betrieb genügen. Zwischen den Pumpen und Lokomobilen muß dann eine Vorlegewelle angeordnet werden, die so mit Kupplungen und Los- und Festscheiben zu versehen ist, daß jede Pumpe und Kraftmaschine ohne Betriebsunterbrechung aus- und eingeschaltet werden kann.

Mit Hilfe einer Reihe von Beobachtungsbrunnen wurde bei der erwähnten Anlage der Verlauf der Grundwasserabsenkung festgestellt, und dabei die in Abb. 206 b gezeigten Senkungslinien gefunden. Das Spiegelgefälle betrug für die an der Beobachtungsstelle vorhandene Bodenart in der Nähe der Brunnen 1 : 9. Die höchstgelegene Linie wurde 9 Stunden nach Einstellen des Pumpbetriebes beobachtet. Sie zeigt das schnelle Wiederansteigen des Grundwassers in der Bodenart und möge als Beweis dafür dienen, wie notwendig die Sicherstellung des ununterbrochenen Betriebes beider Grundwasserabsenkung ist.

Abb. 207 a bis 207 d¹⁾ zeigen eine Grundwasserabsenkungsanlage mit weitgehender Unterteilung der Einrichtungen für die Wasserförderung. Der Baugrund bestand hier aus sehr feinen Sanden. Verwendet wurden 5 m lange Kupferfilter von 150 mm Durchmesser, die mittels 300 mm weiter Bohrrohre abgeteuft und in Rücksicht auf die Kornfeinheit mit einem Sandkiesfilter umgeben wurden. Der Abstand der am Umfang der Baugrube außerhalb der Spundwand angeordneten Brunnen betrug 9 bis 12 m. Die Filterunterkante lag 7 m unter der Grundwerksohle. Je zwei Brunnen wurden durch eine kurze Rohrleitung verbunden und an eine elektrisch betriebene Pumpe angeschlossen (Abb. 207 a und b). Bei dem sehr feinkörnigen Untergrunde konnte nur mit einem geringen Wasserzufluß nach den Brunnen gerechnet werden. Man baute deshalb,

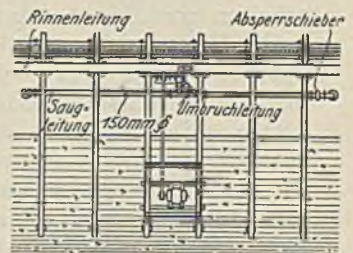
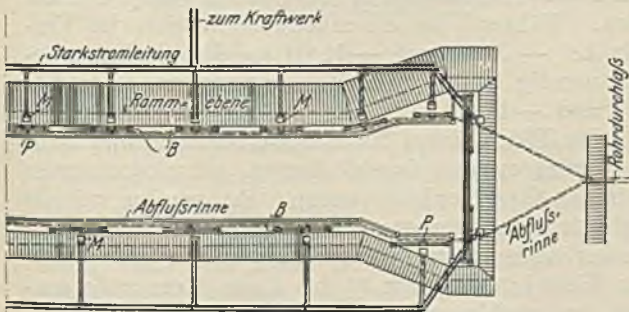


Abb. 207 a. Grundriß der Anlage. Weitgehende Unterteilung der Wasserförderung.

Abb. 207 b. Anordnung einer Entnahmeanlage.

Abb. 207 a bis 207 d. Grundwasserabsenkungsanlage beim Bau der Schleusen des Emsabstieges im Dortmund-Ems-Kanal.

¹⁾ Zimmermann: Grundwassersenkungs- und Betonierungsanlagen beim Bau von Schleppzugsschleusen im Emsabstieg des Dortmund-Ems-Kanals. Z. Bauw. 1913, S. 523 ff.

um das Abreißen der Pumpen zu verhindern, zwischen Saug- und Druckleitung eine mit Wasserschleber versehene Umbruchleitung (Abb. 207 d) ein, die eine Regelung der Fördermenge durch Rückleitung aus dem Druckrohr gestattet.

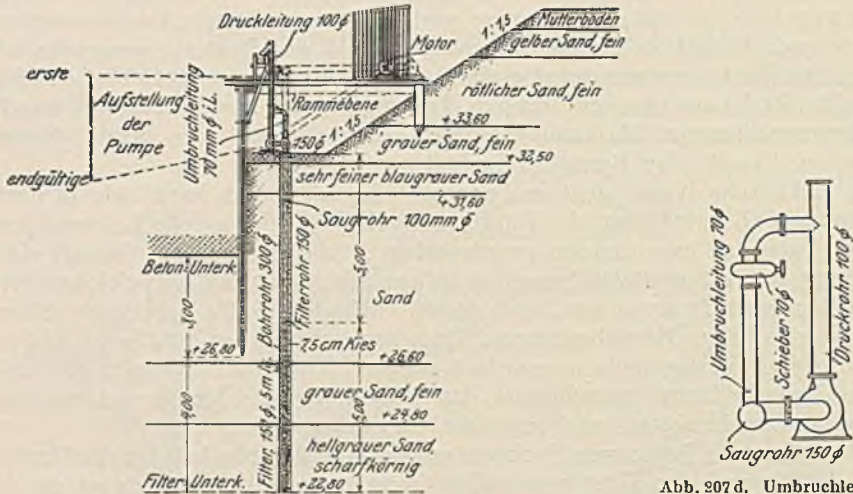


Abb. 207 c. Querschnitt durch eine Entnahmeanlage.

Abb. 207 d. Umbruchleitung für Brunnen mit geringem Wasserzufluß.

Für den Betrieb ist dieses Verfahren wegen der mehrfachen Förderung der gleichen Wassermenge jedenfalls recht unwirtschaftlich. Es wurde hier jedoch durch die Rücksicht auf die Betriebssicherheit gefordert. Der elektrische Strom für die Anlage wurde von einem besonderen Kraftwerk geliefert, das mit drei Maschinensätzen ausgerüstet war, von denen nur je zwei ständig in Betrieb standen. Es war also eine Reserve von 50 vH vorhanden.

Die Abb. 208 a und 208 b zeigen Grundriß und Schnitt der für den Bau des Außenhauptes der Emdr Seeschleuse verwendeten Anlage¹⁾, die als Beispiel für eine Stafflabsenkung dienen möge. Die Schleuse sollte in einer unter Klai- und Dargschichten anstehenden feinen Sandschicht gegründet werden. Der gewöhnliche Grundwasserstand schwankte an der Baustelle mit der Ebbe und Flut in der unmittelbar benachbarten Ems zwischen $-1,10$ und $-1,70$. Die Baugrube wurde während des Aushubes im Klaiboden bis $-7,00$ durch Oberflächenpumpen und eine Versuchsanlage für die Grundwasserabsenkung trocken gehalten. Von $-7,00$ ab sollte das Grundwasser in drei Staffeln von je 4 m bis auf $-19,00$ abgesenkt werden. Während des Absenkens stellte sich das Einschalten von Zwischenstaffeln bei $-13,00$ und $-18,00$ an den Stellen stärkeren Wasserandranges als notwendig heraus. Die Rohrbrunnen waren in den oberen Staffeln (auf $-7,00$ und $-11,00$) mit 9 m, in der Staffel $-15,00$ mit 5 m Abstand angeordnet. Die Filter hatten 200 mm Durchmesser und 10 m Länge. Sie bestanden aus verzinkten und durchlöcherten, schmiedeeisernen Rohren, die mit feiner verzinkter Gaze umhüllt waren. Sie wurden mittels 310 mm weiter Bohrrohre abgeteuft und wegen der Kornfeinheit der Sandschichten und der im Boden vorhandenen großen Mengen von Schwefelwasserstoff und Sumpfgas mit einer Kiesschüttung von $\frac{1}{2}$ bis 4 mm Korngröße umgeben. Die Saugrohre hingen an geschlossenen Ringleitungen. Die elektrisch betriebenen Kreiselpumpen von 250 mm l. W. waren über die Leitung verteilt. Die Zahl der Brunnen, die an eine Pumpe angeschlossen waren, nahm

¹⁾ Kyrieleis, Dr.-Ing.: Grundwasserabsenkung bei Fundierungsarbeiten (Berlin 1913). Zander: Erweiterung des Emdr Hafens. Z. Bauw. 1914, S. 415 ff.

nach den unteren Staffeln zu ab. Weitere Angaben über diese Ausführung gibt die zweite der unten genannten Abhandlungen.

Besonders interessant ist die Ausführung der Spreekreuzung an der Inselbrücke in Berlin, weil an dieser Stelle die Grundwasserabsenkung im offenen Spreelaufe innerhalb einer durch Fangedämme abgeschlossen Baugrube stattfand¹⁾. Die Abb. 209 b zeigt einen Schnitt durch die Baugrube. Sie reichte von dem einen Ufer bis in die Mitte der Spree und

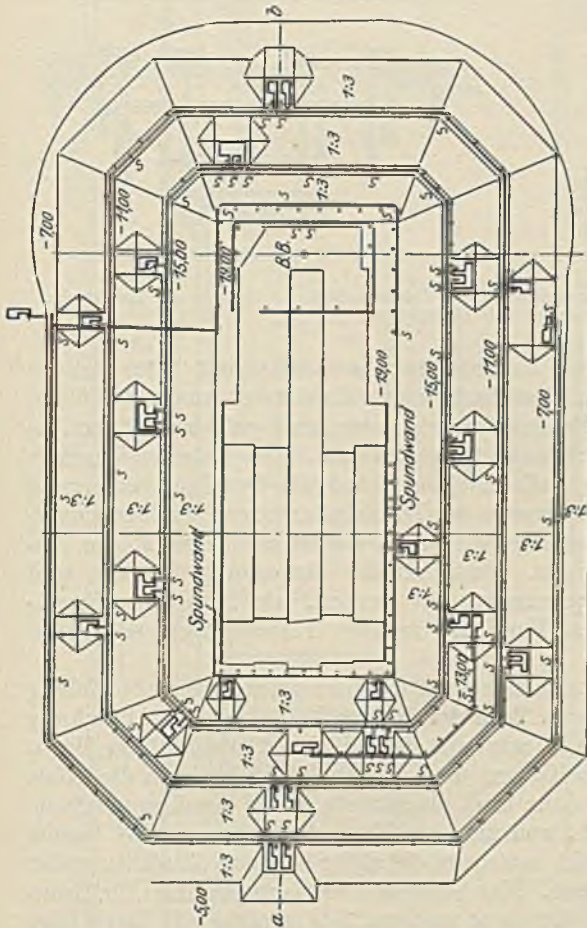


Abb. 208 a. Grundriss.

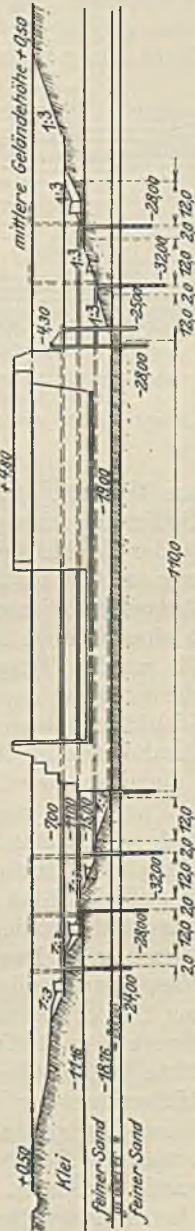


Abb. 208 b. Grundwasserabsenkungsanlage beim Bau der Emler Seeschleuse. Mehrere Staffeln.

war durch einen zwischen zwei Spundwänden aus Lehm gestampften Fangedamm eingeschlossen. Im Abstände von 5 m von der Innenseite des Fangedammes war zur Umschließung der eigentlichen Baugrube eine 18 cm starke und 3 m unter die Bauwerkssohle reichende Spundwand gerammt, die beiderseits des Bahnkörpers noch einen Raum von 1,50 m Breite frei ließ, in dem die Wasserhaltungsanlage untergebracht werden mußte. Sie bestand aus 61 Rohrbrunnen, die bis 15 m unter die Flußsohle reichten; 32 dieser Brunnen standen im Spreebett. Die

¹⁾ Steen: Mammutpumpenanlage zur Untertunnelung der Spree. Zentralbl. Bauverw. 1911, S. 524.

Rohrbrunnen hatten einen inneren Filterdurchmesser von 219 mm außerhalb und von 228 mm innerhalb des Spreebettes. Der Grundwasserspiegel mußte um 12 m abgesenkt werden. Die Grundrißanordnung der Brunnen und die Ausbildung ihres Anschlusses an die für den Betrieb der Mammutpumpen erforderliche Druckluftanlage zeigt Abb. 209 a.

Man gab an dieser Stelle den nicht sehr wirtschaftlich arbeitenden und in der Beschaffung teureren Mammutpumpen den Vorzug, weil sie sich in dem beschränkten Raume besser unterbringen ließen, durch ihre Anpassungsfähigkeit



Abb. 209 a. Grundriß der Brunnen und der Druckluftleitung.

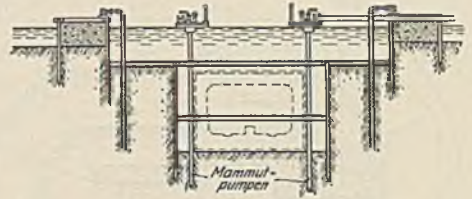


Abb. 209 b. Querschnitt der Anlagen.

Abb. 209 a und 209 b. Grundwasserabsenkungsanlage für die Untertunnelung der Spree an der Inselbrücke. Absenkung durch Tiefpumpen.

an den Wasserandrang sowie die außerordentliche Einfachheit ihrer Anlage und Bedienung eine größere Betriebssicherheit gewährleisteten und schließlich, wegen der Unabhängigkeit der Brunnen voneinander, eine größere örtliche Absenkung an beliebiger Stelle der Baugrube gestatteten. Die Betriebssicherheit der Anlage erforderte in diesem Falle natürlich, daß die Druckluftversorgung durch eine reichlich bemessene Reserve in der Druckluftherzeugungsanlage sichergestellt wurde. Wegen ihrer Unwirtschaftlichkeit könnte man eine solche Anlage heute nicht mehr rechtfertigen. Wenn an ihre Anpassungsfähigkeit und Betriebssicherheit so große Ansprüche gestellt werden, wie bei der vorliegenden Ausführung in einem offenen Flußlauf, müßten Elmpumpen oder ähnliche eingebaut werden.

Bei dem Bau von Untergrundbahnrampen wird eine stufenweise Staffelung vorgesehen. Da man in dem oberen Teile der Rampe keine so tiefe Absenkung braucht wie in den unteren Teilen, so wird erst gemäß Abb. 210 eine Reihe Brunnen in gleicher Höhe geschlagen. Kommt man an den Punkt, an dem die Sohle der Rampe zu tief liegen würde, dann muß die nächste, tiefer geschlagene Stufe im Betrieb sein. Das ist möglich, weil man am Ende der ersten Staffel bereits das Wasser genügend tief abgesenkt hatte, um die tiefer liegende Saugleitung der zweiten Staffel beginnen zu können. Man schließt hier dann Brunnen für Brunnen der zweiten Staffel an und treibt sie so weit vor, wie es nötig ist. Dann folgt die dritte Staffel. Bei kleineren derartigen Anlagen kann man dann das System der Heberschaltung anwenden (Abb. 211). Die ursprünglich für die Staffel I arbeitende Pumpe kann mit durch die Pumpe II der Staffel II ersetzt werden, wenn man die Saugleitung I durch ein zur Saugleitung II hinabgeführtes Rohr heberartig verbindet. Der obere Teil der Saugbrunnen I mit der Saugleitung I und dem hinabgeführten Rohr zur Saugleitung II bilden dann einen gemeinsamen Heber. Die Anlage hat den Vorteil, daß jetzt die Pumpe II für die Staffel I nur mit der Saughöhe $h_1 - a$ arbeiten muß, da die ursprüngliche Saughöhe der Staffel I um die Länge des Heberschenkels a verkürzt wurde. Die Saugrohre I haben zwar noch die gleiche Saughöhe h_1 , die Pumpe 2 aber nicht mehr. Bei Pumpen, die besser mit geringerer Saughöhe arbeiten, kann die Anlage vorteilhaft sein, abgesehen davon, daß man jetzt nur eine Pumpenanlage im Betrieb halten wird. Pumpe I wird dabei als Reserve beibehalten werden.

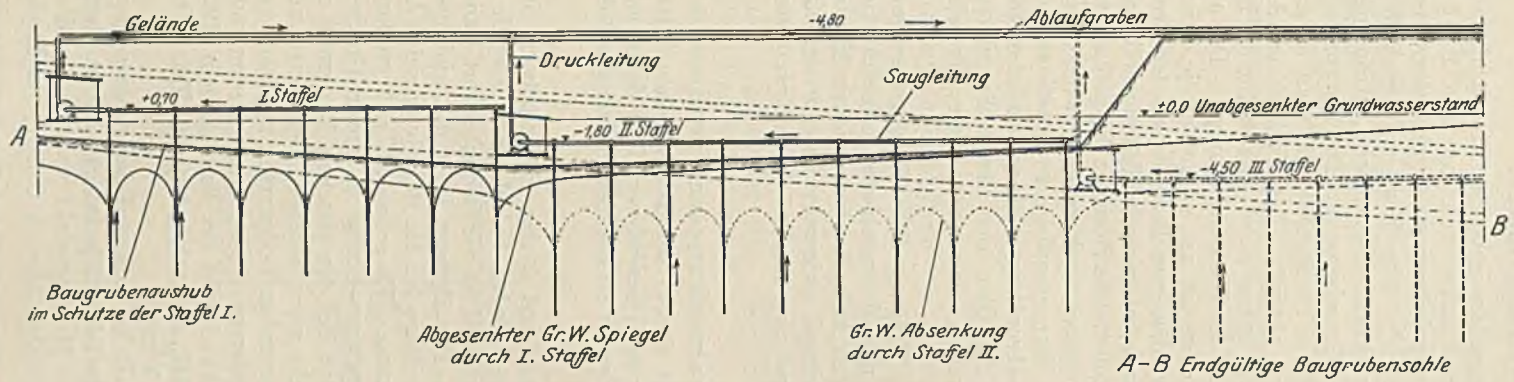


Abb. 210. Stufenweise Staffelung bei einer Untergrundbahnrampe.

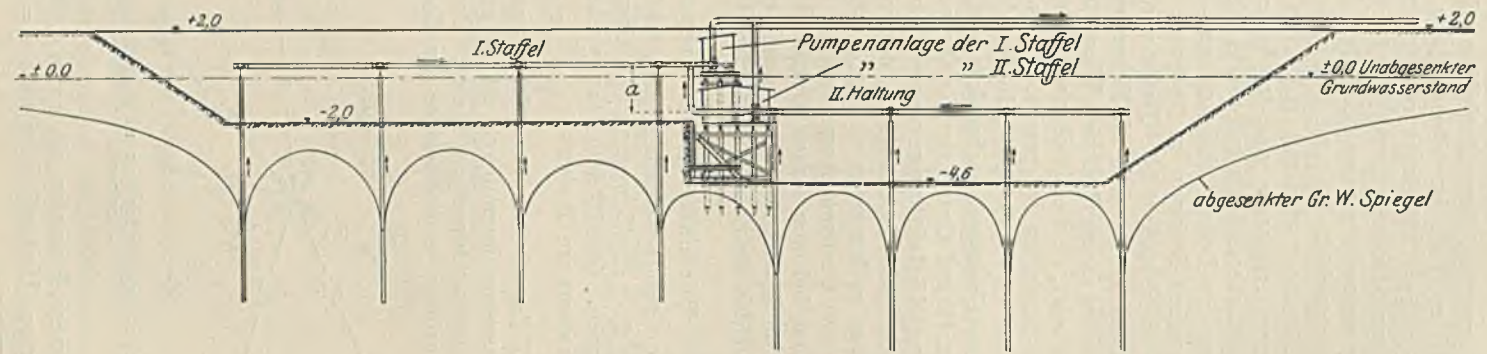


Abb. 211. Heborschaltung bei Grundwasserabsenkung.

5. Vorausbestimmung der Pumpenanlage.

Die zweckmäßigste Ausbildung der Gesamtanlage und ihrer Einzelteile muß von Fall zu Fall durch sorgfältige Baugrunduntersuchung und Probeabsenkungen mit einem oder mehreren Versuchsbrunnen bestimmt werden. Die Baugrunduntersuchung (S. 5 u. f.) gibt Aufschluß über Lage und Beschaffenheit der wasserführenden Schichten, Lage des Grundwasserspiegels, Strömungs- und Druckverhältnisse und Beschaffenheit des Grundwassers. Die Wirkung der Probeabsenkung wird mit Hilfe von Bohrlöchern beobachtet, die man in verschiedenem Abstände von der Versuchsanlage abteuft. Der Verlauf der Absenkungsfläche und die geförderte Wassermenge geben einen Anhalt für die Beurteilung der Bodendichtigkeit und die Größe des Wasserandranges. Die aus den einzelnen Brunnen zu fördernde Wassermenge ist um so größer, je durchlässiger die Bodenart ist. Dafür wird bei durchlässigem Boden aber der Brunnenabstand größer und die Brunnenzahl kleiner, als in so feinkörnigen Bodenarten, wobei die zu fördernde Wassermenge wächst. Die Reinheit des geförderten Wassers zeigt, ob die Maschenweite des Filtergewebes der Kornfeinheit der durchlässigen Schichten entspricht. Je größer die Versuchsanlage ist, desto sicherer sind natürlich die Schlüsse, die aus den Probeabsenkungen gezogen werden können. Die Grundwasserabsenkungsanlage für den Bau der Emdener Seeschleuse wurde z. B. auf Grund der Erfahrungen festgelegt, die man an einer Versuchsanlage mit 15 Rohrbrunnen gewonnen hatte¹⁾.

Doch selbst bei sorgfältigster vorheriger Prüfung aller Verhältnisse muß die Anlage so bemessen werden, daß sie auch unvorhergesehenen Anforderungen in gewissen Grenzen gewachsen ist. Die in den Anlagekosten erzielten Ersparnisse sind bei den hohen Betriebskosten schnell aufgezehrt, wenn sich die Anlage im Betriebe als zu schwach erweist und eine nachträgliche Erweiterung während des Betriebes nötig wird.

Berechnung von Grundwasserabsenkungsanlagen.

Die Grundwasserabsenkungen können auf Grund des Darcyschen Filtergesetzes über die Bewegung von Grundwasser nach besonderer Methode berechnet werden. Gemäß dem Darcyschen Filtergesetz ist die Geschwindigkeit des Grundwassers im Boden'

$$v = k \cdot J,$$

worin J das Gefälle des Grundwasserspiegels und k der Bodenbeiwert ist. Die Wassergeschwindigkeit ist in grobporigem Boden bei gleichem Gefälle J größer als in feinporigem Boden. Dementsprechend ist der Bodenbeiwert k auch um so größer, je grobporiger der Boden ist. Der Beiwert k ist die wichtigste Grundlage für die Berechnung der Absenkung. Er schwankt auf größeren Bauplätzen häufig in weiten Grenzen, so daß bei der gleichen Baugrube oft für die verschiedenen, gleichzeitig vorkommenden Bodenarten mit ganz verschiedenem k gerechnet werden muß. Sichard gibt im Bauingenieur 1923, S. 607, die nebenstehende Tafel über den Wert k .



Abb. 212. Theoretischer Grundriß einer Brunnenanordnung.

Es ist z. B. auf der Schleusenbaugrube Södertälje bei Stockholm durch die Siemens Bauunion ein k von 0,00006 bis 0,01 festgestellt worden. In Wemeldinge (Holland) fand man $k = 0,00009$ (also ähnlich 0,0001), in Emden

Es ist z. B. auf der Schleusenbaugrube Södertälje bei Stockholm durch die Siemens Bauunion ein k von 0,00006 bis 0,01 festgestellt worden. In Wemeldinge (Holland) fand man $k = 0,00009$ (also ähnlich 0,0001), in Emden

¹⁾ Vgl. hierzu Dr.-Ing. Kyrieleis: Grundwasserabsenkung bei Fundierungsarbeiten. S. 113 ff.

1	2	3	4
Bodenart	Art der Durchlässigkeit	Beispiele für das Vorkommen	Mittlerer k -Wert
Sehr feiner Sand, z. T. schlamm-, ton- oder kleihaltig	geringere Durchlässigkeit	Nordseeküste, Mündungsgebiete von Küstenflüssen usw.	0,0001 bis 0,0002
Feiner, reiner Sand	mittlere Durchlässigkeit	Norddeutsche Tiefebene (Berlin) usw.	0,001 bis 0,002
Größere Sande, Flußkies	große Durchlässigkeit	schwedisches Küstengebiet, Mittellauf von Flüssen usw.	0,005 bis 0,01

$k = 0,0002$. Der Wert k läßt sich für jeden Ort einer Absenkung durch einen Pumpversuch feststellen oder auch aus Beobachtungen über Gefälle und Geschwindigkeit des Grundwasserstromes mit Hilfe von Farbversuchen gewinnen.

Die Berechnungsweise der Absenkung ist von Thiem, Forchheimer usw. ausgebildet worden¹⁾. Es möge eine irgendwie geformte Baugrube mit Brunnen besäumt sein, Abb. 212. Es soll die ganze Absenkung für ein Standrohr bei A festgestellt werden, die sich aus dem Abpumpen aller Brunnen ergibt. Der Abstand der Brunnen von dem Beobachtungsrohr A ist a_1 , a_2, a_2 bis a_n .

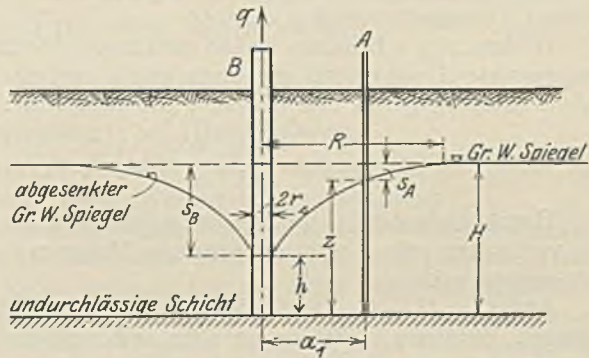


Abb. 213. Absenkungskurve bei Absenkung durch nur einen Brunnen.

Es wird zuerst eine Formel abgeleitet für die Absenkung durch das Pumpen aus einem Brunnen, z. B. im Abstand a_1 von A , Abb. 213. Die Entwicklung der Formeln

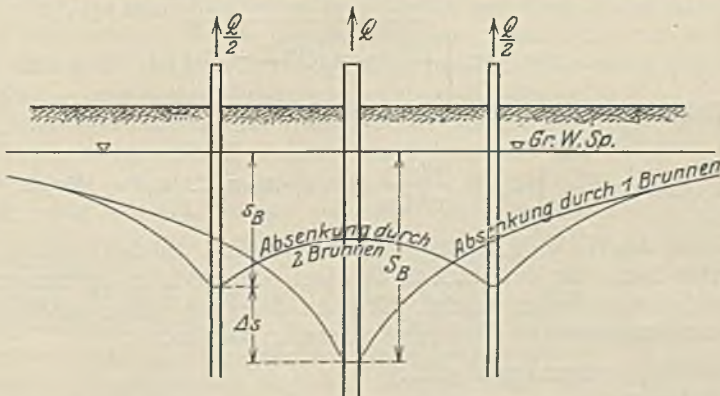


Abb. 214. Vergleich der Absenkung für einen oder zwei kleinere Brunnen.

kann in den genannten Quellen nachgelesen werden; es ergibt sich bei dem Wirken von nur Brunnen 1 für das Beobachtungsrohr A die Gleichung:

$$Z^2 - h^2 = \frac{q}{\pi k} (\ln a_1 - \ln r). \tag{1}$$

¹⁾ Thiem: Hydrologie. — Forchheimer: Praktische Hydraulik.

Hierbei ist eine undurchlässige Schicht im Abstand h unter dem Grundwasserspiegel vorausgesetzt worden; die Bedeutung der Buchstaben geht aus der Zeichnung hervor. Der Rohrbrunnen bei 1 hat einen inneren Durchmesser von $2r$; es wird aus ihm die Wassermenge von q 1/sek. herausgepumpt. In der Gleichung sind unbekannt Z und h , während die Wassermenge q aus der Leistung der Pumpe bekannt sei. Vorausgesetzt wird, daß q nicht größer sei als die an und für sich mögliche Zuflußmenge zum Brunnen. Bekannt sind ferner a_1 , r , k (gemäß Versuch) und $\pi = 3,14\dots$. Eine zweite Gleichung zur Bestimmung von h ergibt sich, wenn die Reichweite der Absenkung bekannt ist. Sie kann durch Beobachtung gefunden werden, kann aber im allgemeinen mit $R = 1$ km bis 2 km vom Brunnen angenommen werden. In diesem Abstand R hat Z die bekannte Größe H erreicht, so daß für $a = R$ die vorige Gleichung übergeht in

$$H^2 - h^2 = \frac{q}{\pi k} (\ln R - \ln r). \quad (2)$$

In dieser Gleichung ist bei gegebenem q nur noch h unbekannt. Es kann in Gleichung (1) eingesetzt werden.

Wirken nun n Brunnen in den genannten Abständen a_1 bis a_n vom Beobachtungspunkte A auf diesen ein, dann ergibt sich nach Forchheimer, wenn aus jedem Brunnen gleich viel Wasser q gepumpt wird:

$$Z^2 - h_0^2 = \frac{n \cdot q}{\pi k} \left[\frac{1}{n} \ln (a_1 \cdot a_2 \cdot a_3 \dots a_n) - \ln r \right]. \quad (3)$$

Hierin bedeutet h_0 die Absenkungshöhe über der durchlässigen Schicht, die vorhanden wäre, wenn die gesamte Menge nq aus einem einzigen Brunnen entnommen würde.

Aus $s_A = H - Z_a$ und Gleichung (1) ergibt sich dann für das Wirken eines einzigen Brunnens 1 (Stilllegung aller anderen) die Absenkungstiefe unter dem Grundwasserspiegel

$$s_A = H - \sqrt{h^2 + \frac{q}{\pi k} (\ln a_1 - \ln r)} \quad (4)$$

und die Absenkungstiefe im Brunnen selbst aus $s_B = H - h$ und Gleichung (2)

$$s_B = H - \sqrt{H^2 - \frac{q}{\pi k} (\ln R - \ln r)}. \quad (5)$$

Für das Wirken von n Brunnen entsprechend

$$s_{An} = H - \sqrt{h_0^2 + \frac{nq}{\pi k} \left[\frac{1}{n} (\ln (a_1 \cdot a_2 \cdot a_3 \dots a_n) - \ln r) \right]}. \quad (6)$$

Die Richtigkeit des Wertes s_{An} hängt dabei vorwiegend von der richtigen Messung des Beiwertes k ab, der bei starkem Wechsel oder auch in der Anwendung in der Formel Schwierigkeiten macht. Es kann dann mit einem mittleren Wert k oder einer anders geformten Gleichung gearbeitet werden.

Aus den Gleichungen ergibt sich:

1. daß der Durchmesser der Brunnen nur den Wasserstand im Brunnen beeinflusst. Man hat somit zu prüfen, ob man größere Brunnen bohren und weniger tief absenken will oder umgekehrt;

2. daß eine wachsende Saugmenge q auch eine Vergrößerung der Absenkung s bedingt, und zwar von s_B wie s_A ;

3. daß ein Anwachsen der Porengröße und damit von k bei gleicher Wassermenge die Absenkung verringert oder bei gleicher Absenkung eine größere Pumpleistung erzwingt;

4. daß H von geringem Einfluß ist, solange es im Verhältnis zur Absenkung groß ist. Man darf dabei bei Brunnen, die nicht bis zur undurchlässigen Schicht reichen, den Abstand der Unterkante des Brunnens vom Grundwasserspiegel mit H bezeichnen

5. Ferner ergibt sich, daß eine einzige Reihe von Brunnen mit einem Durchmesser D in der Baugrubenachse und einer Pumpleistung Q für eine Mindestabsenkung s ein tieferes Abpumpen im Brunnen und damit eine größere Pumpöhe erfordern als zwei Reihen je an einer Längsseite mit dem halben Brunnendurchmesser $0,5 D$ und der insgesamt gleichen Pumpleistung von $2 \cdot \frac{Q}{2}$. Es ist also $s_B > s_B$ bei gleicher Wirkung für den Bauplatz. Man muß aber zur Ersparung von Pumpertiefe die doppelte Zahl von Brunnen, allerdings halb so großen Durchmessers, bohren, hat aber die gleiche geförderte Wassermenge bei kleinerer Pumpöhe (s. Abb. 214, S. 169).

D. Aushub der Baugrube.

a) Lösen des Bodens.

1. Beseitigung von Hindernissen.

Die zum Lösen des Bodens dienenden Geräte und Werkzeuge werden im vierten Bande des ersten Teiles dieses Werkes eingehend behandelt.

Am einfachsten gestaltet sich das Lösen des Bodens in trockener Baugrube. Unerwartete Einlagerungen und Hindernisse (große Steine, Baumstämme, Reste alter Bauwerke) lassen sich leicht freilegen und mit Hilfe von Hebezeugen entfernen. Muß die Baugrube dagegen unter Wasser ausgehoben werden, so kann die Beseitigung solcher Hindernisse sehr große, bisweilen sogar unüberwindliche Schwierigkeiten bereiten und unter Umständen zur Aufgabe des gewählten Gründungsverfahrens zwingen (Ersatz von Brunnengründung durch Preßluftgründung oder Grundwasserabsenkung).

Liegen die Hindernisse unter Wasser im freien Raum der Baugrube, so muß man versuchen, sie rings herum frei zu baggern, mit einer Zange oder Kette zu fassen und mittels eines Hebezeuges zu entfernen. Hierzu hat man sich mit Vorteil der in Abb. 215¹⁾ dargestellten Steinzange bedient. Sie besteht aus zwei mehrzinkigen, durch einen Bolzen verbundenen, gebogenen Armen, die durch hölzerne Stangen vom Wasserspiegel aus geöffnet und geschlossen werden können. Mit dieser Klaue wird das Hindernis gefaßt und dann mittels der Kette, welche die Klauenarme fest schließt, zutage gefördert. In ähnlicher Weise läßt sich auch der bei den Baggern näher beschriebene Greifbagger verwenden.

Schwieriger gestalten sich die Arbeiten, wenn das Hindernis sehr groß und schwer ist, so daß es mit den verfügbaren Geräten nicht gehoben werden kann, oder wenn es am Rande der Baugrube liegt und nur teilweise unter der Baugrubenumschließung hervorragt. Es muß dann möglichst nahe dem Baugrubenrande zertrümmert und stückweise herausgeholt werden. Bei weniger harten Gegenständen (z. B. Baumstämmen) bedient man sich dazu eines langen Meißels, der das Hindernis durchstößt, oder langer Bohrer, die vom Rande der Baugrube aus bestätigt werden. Der Rammeißel ist ein kräftiger Stahlmeißel, der durch eine Rundeisenstange über den Wasserspiegel



Abb. 215. Steinzange für Beseitigung von Hindernissen unter Wasser.

¹⁾ Brennecke: Der Grundbau, 3. Aufl., S. 44. 1906.

hinaus verlängert wird und an seinem oberen Ende mit einem Bunde versehen ist, auf das ein von der Stange geführter Rammklotz schlägt¹⁾. Die Bohrer läßt man in Futterrohren arbeiten, die vor dem Ansetzen der Bohrer auf das Hindernis hinuntergetrieben werden und den Boden vom Bohrer und Bohrloch fernhalten sollen (Wechselbrücke, Fordon).

Härtere oder sehr festgelagerte Hindernisse (Steine oder Bauwerksreste) müssen durch Sprengung zertrümmert werden. Diese Arbeiten sind in den Abschnitten über Erdarbeiten und Tunnelbau näher behandelt. Für das Zertrümmern der Hindernisse wird man vielfach nur kleine und vorsichtig angesetzte Ladungen verwenden dürfen, um die Baugrubenumschließungen nicht durch die Sprengwirkung in Mitleidenschaft zu ziehen. Es sei darauf aufmerksam gemacht, daß sich Sprengstöße durch dicht gelagerte Bodenschichten Hunderte von Metern weit im Boden fortpflanzen und andere Betriebe stören können. Man muß daher zuerst immer mit sehr kleinen Ladungen versuchsweise anfangen.

2. Tauchervorrichtungen.

Viele Unterwasserarbeiten lassen sich nur unter Zuhilfenahme von Tauchervorrichtungen durchführen. Beim Umlegen der Ketten, beim Ansetzen der Meißel und Bohrer und beim Einbringen der Sprengladungen leisten sie wertvolle Dienste. Am zweckmäßigsten ist von diesen Vorrichtungen der Taucheranzug, weil er bei einfacher Handhabung und Ausbildung dem Arbeiter die größte Bewegungsfreiheit gibt. Vielfach verbreitet ist der Rouquayrol-Denayrouzesche Taucherapparat, der in der nachstehend beschriebenen Ausführung von der Hanseatischen Apparate-Baugesellschaft vorm. L. von Bremen in Hamburg geliefert wird.

Anzug. Der Körper des Tauchers wird von den Füßen bis zum Halse durch einen wasserdichten Anzug umschlossen, der in einem Stück einschließlich der Fußstücke aus einer doppelten Lage von starkem, mit Gummi getränktem Baumwollstoff hergestellt und mit einer Gummieinlage zwischen den beiden Baumwollschichten versehen ist. Die Hände bleiben im Sommer unbedeckt. An den Handgelenken wird der Anzug durch Gummimanschetten und Gummibänder wasserdicht abgeschlossen. Im Winter können die Hände durch wasserdicht angeschlossene Handschuhe geschützt werden.



Abb. 216. Taucherhelm.

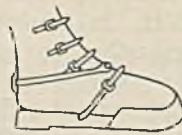


Abb. 217. Taucherstiefel.

Helm. Den Kopf des Tauchers schützt ein aus Kupfer getriebener Helm, Abb. 216, der aus zwei Teilen besteht, dem Kopf- und dem Achselstück, die mit Flanschen aufeinander sitzen und durch Schrauben miteinander verbunden sind. Zur Abdichtung der Verbindungsfuge zwischen Kopf- und Achselstück und gleichzeitig zum wasser- und luftdichten Abschluß zwischen Helm und Anzug dient ein am Anzuge sitzender, stark elastischer Gummikragen, der zwischen die Flanschen der Helmteile gelegt wird. Das

Kopfstück des Helmes ist mit drei luftdicht schließenden Glasfenstern versehen, die durch Drahtgitter gegen Beschädigungen geschützt werden. Das Vorderfenster läßt sich durch zwei Handgriffe abschrauben.

Gewichte. Durch Bleigewichte erhält der Taucher das notwendige Übergewicht gegen den Auftrieb. An den Füßen hängen Bleisohlen von je 10 kg (Abb. 217), am Helm ein herzförmiges Brustblei von 10 kg und am Tornister

¹⁾ Vgl. hierzu auch Z. Bauw. 1914, S. 376, Abb. 2.

das Rückenblei von 7 kg, mit dem Tornister 10 kg, so daß der Taucher durch 40 kg ohne das Anzugsgewicht belastet ist.

Pumpe und Luftschlauch. Die dem Taucher zugeführte Luft muß einen dem Wasserdruck entsprechenden Druck haben. Die Druckluft wird durch eine Handluftpumpe erzeugt, die zur Druckregelung mit einem Luftdruckmesser versehen ist. Der Druck wird nach der Tauchtiefe geregelt, die an einer am Gürtel des Tauchers befestigten Leine beobachtet wird. Von der Luftpumpe führt nach dem Tornister (Abb. 218) ein Gummischlauch, der durch eine verzinkte Drahtspirale verstärkt und durch Segeltuchbekleidung gegen Beschädigungen geschützt ist.

Tornister. Der Tornister ist aus verkupfertem Stahlblech hergestellt und innen verzinkt. Er wird auf dem Rücken des Tauchers mit Riemen befestigt.



Abb. 218 a. Gesamtansicht.

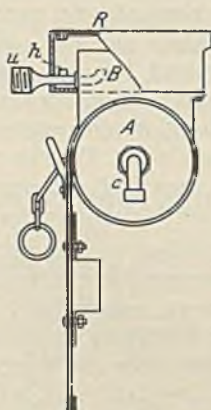


Abb. 218 b. Querschnitt.

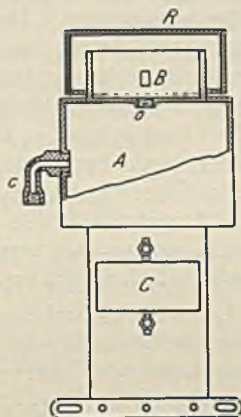


Abb. 218 c. Längsschnitt.

Abb. 218 a bis 218 c. Tauchertornister.

Seine Einrichtung zeigen die Abb. 218 a bis 218 c. In den unteren Luftbehälter *A* gelangt die Druckluft durch den am Stutzen *c* sitzenden Luftführungsschlauch. An der Eintrittsstelle sitzt ein Sicherheitsventil, das sich bei Unterbrechung der Luftzufuhr durch den inneren Überdruck selbsttätig schließt. Ein in der Decke des Behälters sitzendes Verteilungsventil regelt die Luftzufuhr nach der Luftkammer *B*, von der aus der auf das Gewinde *u* geschraubte Atmungsschlauch nach dem Munde des Tauchers führt. Die Kammer *B* wird nach oben durch eine Kautschukkappe (Abb. 221) luftdicht abgeschlossen, die durch durchbrochene, verzinnte Metallscheiben verstärkt und mit einem am Luftverteilungsventil sitzenden Schaft verschraubt ist. Kappe und Schaft bewegen sich abwärts und öffnen das Ventil, wenn der Druck in der Kammer *B* kleiner ist als der äußere Wasserdruck. Es strömt dann dem Raume *B* so lange Druckluft aus dem Behälter *A* zu, bis das Gleichgewicht wiederhergestellt ist, und die sich hebende Kautschukkappe den Schaft aufwärts bewegt und damit das Ventil schließt.



Abb. 219. Mundstück des Atmungsschlauches.



Abb. 220. Nasenklemme.



Abb. 221. Kautschukkappe.

Atmungsschlauch und Mundstück. Auf dem Atmungsschlauch sitzt nahe dem Tornister das Ausatemventil *h*, bestehend aus zwei dünnen Gummipfättchen, die an den beiden Längsseiten zusammengeklebt sind und in einem kurzen festen Gummirohrstücke endigen. Ausatemventil und

Kappe werden durch den Deckel R gegen Beschädigungen geschützt. Der Atmungsschlauch endigt am Munde des Tauchers in das Mundstück Abb. 219, das einen dichten Abschluß des Mundes bewirkt, wenn es zwischen Lippen und Zähne gelegt und an den beiden Ansätzen mit den Zähnen gefaßt wird.

Während der Arbeit atmet der Taucher mit dem Munde durch den Atmungsschlauch ein und aus, während das Atmen durch die Nase unterbleibt und bei Ungeübtheit durch die Nasenklemme (Abb. 220) verhindert wird. Beim Ablassen und Aufsteigen, das mit einer Geschwindigkeit von höchstens 2 m Tiefe in der Minute stattfinden darf, muß er seinen Auftrieb dadurch regeln, daß er Luft in den Anzug ausatmet oder mit Hilfe eines am Helm sitzenden Hahnes *a* (Abb. 216) oder durch Aufreißen der Armmanschette aus ihm entfernt.

Die älteren Taucherapparate, die sog. Scaphander, waren nicht mit einem Tornister ausgerüstet. Der Taucher atmete nach dem mit Druckluft gefüllten Hohlraum von Anzug und Helm ein und aus. Er erhielt also ein Gemisch von frischer und verbrauchter Luft und lief bei einer Beschädigung des Anzuges Gefahr, zu ersticken. Die neuesten Taucherapparate von Flohr, Kiel, sind wieder ohne Tornister gebaut, so daß Mischluft eingeatmet wird. Die Apparate sind aber wesentlich einfacher und besser als die Tornisterapparate, sie verlangen Luftzufuhr im Überschuß. Die modernen Tieftaucherapparate (Drägerwerke) für 100 m Tiefe und mehr kommen für den Grundbau kaum in Frage.

Verständigung. Der Taucher verständigt sich mit den an der Wasseroberfläche befindlichen Bedienungsmannschaften meist durch verabredete Zeichen, die er durch Ziehen an der an seinem Gürtel sitzenden Rettungsleine gibt. Daneben ist auch Fernsprechverbindung angewendet worden. Das Einströmungsgeräusch der Luft erschwert aber die Verständigung durch das Telephon.

Beleuchtung. In größeren Tiefen bedarf der Taucher einer künstlichen Lichtquelle. Abb. 222 zeigt eine der Firma Flohr in Kiel geschützte Tauchervlampe. Der Boden und die Seitenwände dieser Lampe sind aus 13 bzw. 10 mm starkem Preßhartglas hergestellt. Die Bodenscheibe wird von einem Metallring eingefasst, der durch 6 Schraubenbolzen an dem oberen Lampenteile befestigt ist. Im Inneren des Glaszylinders hängen 7 Glühlampen von je 16 bis 32 Kerzen. Die Stromzuführungskabel werden durch wasserdichte Verschraubungen in den Deckel eingeführt und münden an zwei Kontakten, die auf zwei mit den Glühlampenfassungen verbundenen Ringen schleifen, so daß die Unabhängigkeit der einzelnen Glühlampen voneinander gesichert ist. In dem Deckel befindet sich ein Gummiventil, durch das die Luft, die sich infolge Erhitzung durch die Glühlampen ausdehnt, aus dem Glaszylinder entweichen kann. Die Lampe wird entweder an einem Handgriffe getragen oder mit einem Haken an dem Taucheranzug aufgehängt.

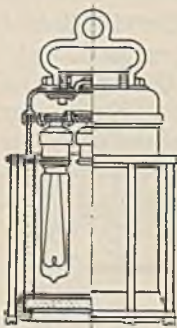


Abb. 222. Tauchervlampe.

Anwendungsgrenzen. Stärkerer Strömung kann der Taucher keinen ausreichenden Widerstand entgegensetzen. Unter solchen Verhältnissen läßt sich der Taucheranzug daher nur verwenden, wenn durch besondere Maßnahmen eine strömungsfreie Arbeitsfläche für den Taucher geschaffen werden kann. In kleinen Wassertiefen ist das durch Aufstellen leichter Schutzwände an der Oberstromseite der Baugrube möglich. Leichte Faschinenwände zwischen Pfahlreihen, Wände aus Bohltafeln oder schließlich Schutzmäntel, wie sie bei den Mantelgründungen (S. 199) Verwendung finden, sind dazu besonders geeignet.

3. Taucherglocke.

In größeren Tiefen und für größere Arbeiten, z. B. bei Flußregulierungen oder umfangreichen Felsarbeiten unter Wasser bedient man sich mit Druckluft gefüllter Taucherglocken oder Taucherschächte, in denen mehrere Arbeiter gleichzeitig tätig sein können. Diese Vorrichtungen werden im Abschnitte „Druckluftgründungen“ eingehend behandelt. Dort finden sich auch nähere Angaben über die Anwendungsgrenze dieser Einrichtungen und die Vorsichtsmaßregeln, die aus gesundheitlichen Rücksichten bei solchen Arbeiten zu beachten sind.

Alle diese Unterwasserarbeiten verursachen natürlich große Kosten und erfordern viel Zeit und sind deshalb auf das Mindestmaß zu beschränken. Arbeiten mit Hilfe des Taucherapparates erfahren durch die Schwierigkeit scharfer Überwachung eine weitere Einschränkung. Es sollte sich jeder Wasserbauingenieur, so wie es der Verfasser auch in der Marine getan hat, als Taucher ausbilden lassen. Es genügt dann, daß der bauleitende Ingenieur ein- oder zweimal die Arbeit seiner Taucher durch eigenes Hinabsteigen nachprüft. Von dann an kann er sicher sein, keine falschen Berichte mehr zu erhalten.

b) Bodenabfuhr und Baustoffzufuhr.

Die zweckmäßigste Art der Abfuhr des Baugrubenaushubes und der Baustoffzufuhr hängt von der Geländegestaltung, der Tiefe und den Breiten- und Längenabmessungen der Baugrube ab.

Das Werfen des Bodens von Hand ist nur bei beschränkter Tiefe und kleinen Baugrubenabmessungen wirtschaftlich. Für größere Verhältnisse kommt zunächst die Zu- und Abfuhr auf Fördergleisen in Frage, die mit natürlichem Gefälle bis auf die Baugrubensohle hinabgeführt werden. Gestatten die örtlichen Verhältnisse eine solche Gleisanlage nicht, so sind Hebezeuge und Förderanlagen zur Überwindung des Höhenunterschiedes zwischen Baugrubensohle und Geländeoberfläche erforderlich. Bei kleinen Baugrubenabmessungen dienen dazu die im ersten Teil Band 4 beschriebenen Krane usw.

In großen Baugruben können diese Geräte nur in Verbindung mit besonderen Fördergleisen verwendet werden, die auf der Baugrubensohle den Wirkungsbereich der Hebezeuge mit den Arbeitsstellen verbinden. Diese Gleise stören die Arbeiten in der Baugrube empfindlich und verursachen hohe Betriebskosten durch häufige Gleisverlegungen und wiederholtes Auf- und Abladen des Bodens und der Baustoffe. Diese Nachteile sind beim Bau verschiedener größerer Schleusen, Brücken, Talsperren usw. durch Verwendung der sogenannten Kabelkrane vermieden worden¹⁾.

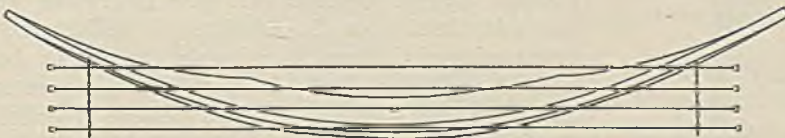


Abb. 223 a. Grundriß.



Abb. 223 b. Ansicht.

Abb. 223 a und 223 b. Kabelkran für eine Talsperrenanlage.

¹⁾ Über die Anwendung von Kabelkränen vgl. auch Zentralbl. Bauverw. 1912, S. 682 und 1913, Nr. 79 und 81; Dt. Bauzg. 1911, S. 163 ff.; Z. V. d. I. 1911, S. 232.

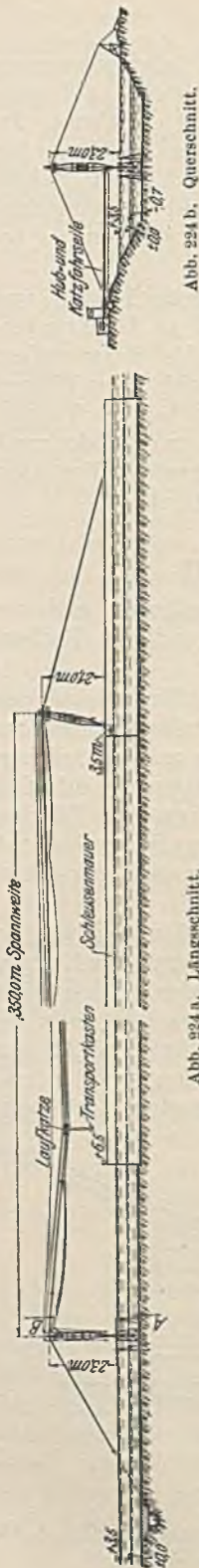


Abb. 224 b, Querschnitt.

Abb. 224 a u. Längsschnitt.
Abb. 224 a und 224 b, Kabelkran zur Bedienung einer schmalen Baugrube.

Die Kabelkrane bestehen aus einem zwischen zwei Türmen gespannten Seil, auf dem eine Laufkatze fährt, mit deren Hilfe die Förderlast an jeder beliebigen Stelle der Baugrube gehoben und gesenkt werden kann. Je nach der Größe der zu bestreichenden Baugrube ist die Ausbildung der Türme und der Laufkatze verschieden. Für schmale Arbeitsfelder genügen feststehende Türme an den Breitseiten der Baugrube. Als Beispiel diene die in Abb. 223 dargestellte Anlage, die beim Bau einer Talsperre benutzt wurde. Die Mauer wurde von 4 Kabelkranen aus bedient, deren Laufseile an den beiden Talhängen fest verankert waren. Bei geringer Baugrubenbreite werden die Türme als Pendelstützen ausgebildet, und das Fahrseil durch Drehen der Stützen in der Breitenrichtung des Arbeitsfeldes verschoben. Eine solche Anordnung wurde bei der Wiederherstellung der Hemelinger Schleuse in Bremen mit gutem Erfolg benutzt (Abb. 224). Größere Baugrubenabmessungen erfordern fahrbare Türme, und zwar wird entweder nur der eine Turm auf einem Kreise verfahren, dessen Mittelpunkt der zweite Turm ist, oder beide laufen auf Gleisen parallel zur Längsrichtung der Baugrube. Die erste Anordnung wurde beim Schleusenbau in Brunsbüttelkoog, die zweite beim Bau von Schleusen am Panamakanal¹⁾ und der Ostseeschleusen des Kaiser-Wilhelm-Kanals²⁾, der Schwarzenbachsperre³⁾, Schleuse bei Anderten (Hannover) benutzt.

Je nach der Bedeutung und der Benutzungsdauer der Anlage werden die Türme aus Holz oder Eisen hergestellt. Das Fahrseil wird entweder fest in den Türmen oder hinter den Türmen im Boden verankert oder auch durch entsprechende Gewichte in gespanntem Zustande erhalten. Die Laufkatzen werden bei geringer Bahnlänge von einem der Türme aus gesteuert. Bei größerer Bahnlänge läßt sich die Baugrube meist nicht von einem Punkte des Turmes aus übersehen, die Antriebsvorrichtungen für die Fahr- und Hubbewegungen sowie der Stand des Bedienungsmannes werden deshalb mit der Laufkatze vereinigt und mit dieser über die Arbeitsstelle verfahren. Natürlich verursacht diese Anordnung eine recht beträchtliche Vermehrung der toten Last, die nur gerechtfertigt ist, wenn die dadurch erlangte bessere Übersicht über die Baugrube die Arbeiten wesentlich fördert. Bezüglich weiterer Einzelheiten sei auf die angeführten Quellen verwiesen. Vgl. auch S. 127 über Einbringen von Beton durch Kabelkrane.

¹⁾ Franzius, O.: Der Panamakanal. Z. V. d. I. 1914.

²⁾ Z. Bauw. 1913, S. 315 ff.

³⁾ Bericht über Vortrag von Dr. Enzweiler über den Bau der Schwarzenbachsperre. Bautechnik 1925, S. 123. — Dez.-Heft der Siemens-Bauunion 1925, Nr. 12.

Vierter Teil.

Unmittelbare Gründungen im Trocknen.

A. Gründung auf gutem Baugrunde.

a) Anwendungsgebiet und Gründungstiefe.

Liegt der gute Baugrund zutage, oder kann er in offener Baugrube unter Wasserhaltung freigelegt werden, so wird das Grundwerk im Trocknen unmittelbar auf der Gründungsschicht aufgemauert oder betoniert.

Eine Gründung unmittelbar auf der Bodenoberfläche ist nur auf durchaus frostbeständigem Felsboden zulässig. In jeder anderen Bodenart muß die Grundwerksohle mindestens so tief gelegt werden, wie sich die Frostwirkung im Boden zeigt. In unserem Klima liegt die Frostgrenze etwa 1 bis 1,25 m unter der Erdoberfläche.

b) Richtung und Größe der Grundfläche des Grundwerkes.

Die Grundwerksohle wird nach Möglichkeit normal zur Richtung des Druckes angelegt, der auf sie wirkt. Bei stark geneigter Druckrichtung ist dies jedoch nur in festen Bodenarten durchführbar, die auch einen Aushub mit steileren Böschungen ohne Lockerung ihres Zusammenhanges zulassen. Bei großer Bauwerksbreite und schräger Druckrichtung würde die Anlage einer ebenen Grundwerksohle einen tiefen Bodenaushub auf der einen Seite der Baugrube erfordern. Dieser wird in festen Bodenarten durch Abtreppung der Sohlfläche nach Abb. 225 vermieden.

Lassen die Beschaffenheit des Baugrundes oder die Wasserverhältnisse an der Gründungsstelle einen Bodenaushub normal zur Druckrichtung nicht zu, so muß die Reibung zwischen Grundwerk und Baugrund die in der Richtung der Grundwerksohle wirkende Seitenkraft aufnehmen. Reicht der Reibungswiderstand hierzu nicht aus, so ist ein Abgleiten des Bauwerkes durch tiefere Gründung oder besondere Vorkehrungen zu verhindern. Dazu eignen sich in den Boden eingreifende Verzahnungen oder Verankerungen des Grundwerkes. Bei tieferer Gründung wird das Auftreten des passiven Erdwiderstandes ermöglicht, der dann so groß sein muß, daß er die Seitenkräfte aufnehmen kann.

Die Größe der Grundfläche des Bauwerkes wird durch die zulässige Belastung des Baugrundes bestimmt. Gewöhnlich ist diese kleiner als die zulässige Beanspruchung des Grundwerkbaustoffes. Das Grundwerk muß dann nach der Sohle zu verbreitert werden (vgl. S. 179 u. f.).

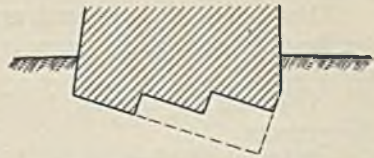


Abb. 225. Einschränkung des Gründungsmauerwerkes bei Gründung auf sehr festen Bodenarten.

c) Ausführung der Grundwerke.

Vor der Ausführung des Mauerwerkes müssen etwa in der Gründungsschicht vorhandene Stellen geringerer Tragfähigkeit (z. B. mit losem Material ausgefüllte Felsspalten) bis auf den festen Baugrund ausgehoben, sorgfältig gereinigt und mit einem möglichst dichten Beton ausgefüllt werden. Felsspalten reinigt man am besten mittels eines kräftigen Druckwasserstrahles.

Diese Grundwerke werden in Mörtelmauerwerk oder Beton ausgeführt. Hydraulischer Mörtel muß verwendet werden, wenn Wasserzutritt zum Grundwerk zu erwarten ist. Bei der geringen Tragfähigkeit der meisten Bodenarten genügt das Mörtelmauerwerk in der Regel den Ansprüchen, die an die Festigkeit von Grundwerken gestellt werden müssen, deren Sohle dicht unter der Oberfläche liegt. Wird dagegen, z. B. unter Grundwassersenkung, in größerer Tiefe gearbeitet, dann wird fast immer Beton verwendet.

Noch einmal sei darauf hingewiesen, daß so gebaut werden soll, daß bei dem Aufbringen der äußeren Bauwerkslast gleichmäßige und möglichst geringe Setzungen im Grundwerk eintreten. Für Oberflächengründung (1 bis 1,2 m unter Gelände) eignen sich am besten große und lagerhafte natürliche Steine. An die Stelle des Mauerwerks tritt der Beton, wenn seine Verwendung besondere wirtschaftliche Vorteile bietet.

Über die Eigenschaften, Ausführungsweise usw. von Stampf- und Gußbeton, die beide hier in Frage kommen, wurde auf S. 125 u. f. gesprochen. Bei größeren Gußbetonmassen läßt sich durch Verstürzen von großen Steinen in die frisch gegossene Betonmasse nicht unerheblich an Mörtel sparen. Man hat bis zu 18 vH. der Betonmasse durch Steineinlagen erspart (Schwarzenbachsperre).

B. Gründung auf schlechtem Baugrunde.

a) Anwendungsgebiet und Einteilung der Gründungen.

Liegt der gute Baugrund in unerreichbarer Tiefe, oder verursacht das Hinabführen des Grundwerkes bis auf den guten Baugrund unverhältnismäßig hohe Kosten, so muß das Bauwerk auf den weniger tragfähigen Schichten gegründet werden. Lassen sich diese Schichten in offener Baugrube freilegen und trockenhalten, so wird das Grundwerk unmittelbar auf dem Baugrunde aufgeführt.

Der schlechte Baugrund muß durch besondere Maßnahmen zur Aufnahme der Bauwerkslast fähig gemacht werden. Dies läßt sich auf zweierlei Weise erreichen:

1. durch Anpassung des Grundwerkes an die schlechte Beschaffenheit des Baugrundes;
2. durch Verbesserung des schlechten Baugrundes vor der Ausführung des Grundwerkes.
3. Häufig werden beide Verfahren bei derselben Gründung gleichzeitig angewendet. Das ist meist der Fall bei Auftreten von Bodensenkungen durch Bergbau. Solche Gründungen werden deshalb gesondert besprochen.

b) Anpassung des Grundwerkes an die schlechte Beschaffenheit des Baugrundes.

1. Allgemeine Grundsätze für die Ausbildung und Anwendung dieser Grundwerke.

Die schlechte Beschaffenheit des Baugrundes kann auf geringer Tragfähigkeit oder starker Ungleichartigkeit des Bodens beruhen. Bei ungenügender Tragfähigkeit muß möglichste Verringerung und gleichmäßige Verteilung der Baugrundbelastung angestrebt werden. In ungleichartigem Baugrunde muß das Grundwerk genau berechnete Ungleichmäßigkeiten enthalten, die die verschiedene Widerstandsfähigkeit des Bodens bei möglichst gleichmäßigem Setzen ausgleichen können, oder es muß die durch eine ungleiche Tragfähigkeit des Bodens entstehenden Biegunnungsspannungen ohne größere Formänderung aufnehmen können.

Die Verringerung der Baugrundbelastung wird erzielt durch Verkleinerung der Bauwerkslast, besonders der toten Last, wie sie bei Verwendung sehr

leichter oder sehr hochwertiger Baustoffe möglich ist. Eine Vergrößerung der Grundwerksohle bei gleichmäßiger Übertragung der Bauwerkslast auf diese Fläche ergibt einen ähnlichen Erfolg.

Auf einem Baugrund von ungleichartiger Beschaffenheit hat man das Grundwerk oft als einheitlich wirkenden Körper in sich biegungsfest so ausgebildet, daß die auf weniger tragfähigem Boden stehenden Teile rechnerisch nicht stärker einsinken durften, so daß Risse im Bauwerk nicht hätten eintreten dürfen. Trotzdem sind Schiefstellungen und Rißbildungen vorgekommen. Man soll also gerade bei diesem Verfahren in der Beurteilung der verschiedenen Tragfähigkeit des Baugrundes und in den Berechnungen sehr vorsichtig sein.

Unmittelbare Gründungen auf schlechtem Baugrunde dürfen nur ausgeführt werden, wenn sich bei der Beschaffenheit des Baugrundes und der Art des Bauwerkes tatsächlich dauernd ein Erfolg mit den genannten Maßnahmen erzielen läßt, so daß ungleichmäßige Setzungen in gefahrbringendem Umfange nicht eintreten können. Sie eignen sich nicht für Bauwerke, bei denen eine geringe ungleichmäßige Setzung zu einer nachteiligen Änderung in der gleichmäßigen Verteilung der Bauwerkslast führt (z. B. Flüssigkeitsbehälter), ebensowenig ist ihre Ausführung auf einem Baugrunde anzuraten, der so nachgiebig ist, daß er schon beim geringsten Belastungszuwachs ausweicht.

Bei diesen Grundwerken muß ferner jede weitere Verschlechterung des Baugrundes durch Unterspülung oder dgl. sorgfältig verhütet werden. Dazu dienen Steinschüttungen, Faschinenpackungen, am besten aber eine das Grundwerk umschließende, tief reichende Spundwand. Sie erhöht gleichzeitig die Widerstandsfähigkeit des Baugrundes und verkürzt die Zeit der unvermeidlichen Setzungen, weil sie das seitliche Ausweichen des Bodens behindert.

2. Sohlenverbreiterung durch Absätze im Grundwerke.

Mangelt dem Baugrunde bei sonst gleichartiger Beschaffenheit nur die ausreichende Tragfähigkeit, so genügt häufig eine, oft auch bei Gründungen auf gutem Baugrunde erforderliche, Vergrößerung der Grundwerksohle. Sie wird beim Mauerwerk durch Abtreppen, bei Betonkörpern in der gleichen Weise oder durch Abböschchen der Seitenwände des Grundwerkes (Abb. 226 und 227) erreicht. Das Verhältnis $b:h$ der Verbreiterung wird durch die zulässige Zug- und Scherbeanspruchung des Grundwerkbaustoffes (Mauerwerkörtel oder Beton) bestimmt. Es liegt etwa innerhalb der Grenzen 1:1 bis 1:2.

Bei der Berechnung dieser Grundwerke wird in der üblichen Weise die Bodenpressung ermittelt. Aus der Bodenpressung läßt sich dann unter Berücksichtigung des Eigengewichtes der Grundplatte die Biegungs- und Scherbeanspruchung im Grundwerke finden. Bodenpressung, sowie Biegungs- und Scherbeanspruchung des Grundwerkbaustoffes müssen innerhalb der zulässigen Grenzen bleiben. Die übliche Rechnungsweise für die Ermittlung der Bodenpressung entspricht, wie früher erwähnt, nicht der Wirklichkeit (vgl. S. 39), weil die elastische Durchbiegung des Grundwerkes und die Nachgiebigkeit des Baugrundes dabei nicht berücksichtigt werden. Sie liefert aber bei der großen Steifigkeit dieser Grundwerke genügend genaue und keinesfalls zu günstige Werte für die Biegungs- und Scherspannungen.

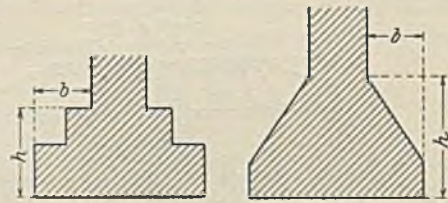


Abb. 226. Verbreiterung durch Absätze.

Abb. 227. Verbreiterung durch Abschrägung.

Abb. 226 und 227. Sohlenverbreiterung am Grundwerk.

3. Sohlenverbreiterung durch Eisenbetonplatten.

Bei geringer Tragfähigkeit des Baugrundes und großen Lasten läßt sich bei dem begrenzten Verhältnis $b:h$ unbewehrter Fundamente die erforderliche Verbreiterung des Grundwerks nur durch sehr dicke Fundamentplatten erreichen. Sie verursachen wiederum durch Zunahme der Mauerwerksmassen eine unerwünschte Vergrößerung der Baugrundbelastung. Tiefreichende Grundwerke erfordern ferner einen entsprechend tieferen Bodenaushub und erschweren dadurch die Gründung, besonders wenn der Grundwasserspiegel in geringer Tiefe unter der Erdoberfläche liegt.

Diese Nachteile lassen sich durch Erhöhung der Zug- und Scherfestigkeit des Grundwerkes mittels Eiseneinlagen (Träger, Eisenbahnschienen, Streckmetall) oder durch Ausbildung des druckverteilenden Körpers als Eisenbetonplatte vermeiden. Die bei einer solchen Gründung gegenüber der einfachen Sohlenverbreiterung entstehenden Mehrkosten für Materialbeschaffung und sorgfältigere Ausführung werden bald durch die Ersparnisse an Mauerwerksmassen und Bodenaushub ausgeglichen, besonders wenn durch die geringere Höhe des Grundwerkes eine Wasserhaltung unnötig wird.

Für die Durchbildung der Eisenbetonplatten ist zu beachten, daß sie die

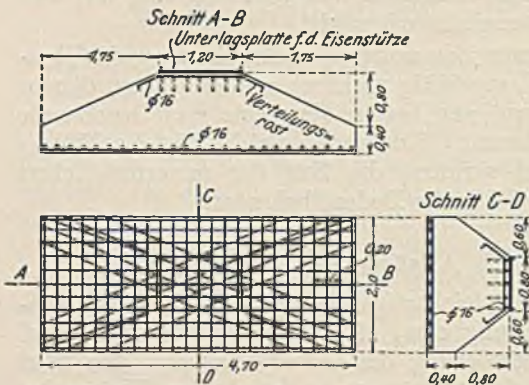


Abb. 228 a bis c. Anordnung einer vollen Eisenbetonplatte.

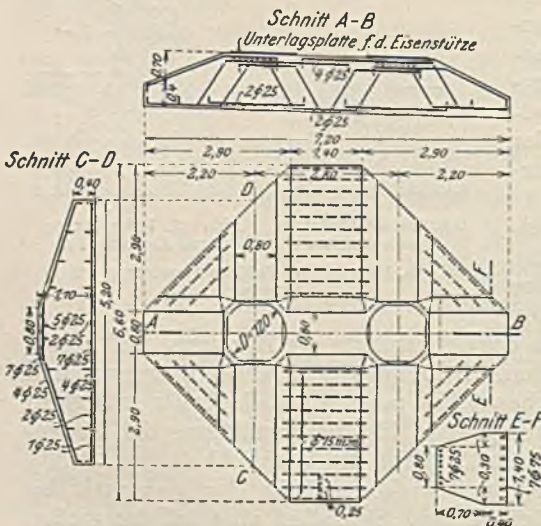


Abb. 229 a bis d. Anordnung einer Rippenplatte.

Abb. 228 und 229. Beispiele für die Verbreiterung der Grundwerkssohle mit Hilfe von Eisenbetonplatten.

Bauwerkslast möglichst gleichmäßig auf den Baugrund verteilen und die durch den Bodengegendruck (abzüglich Eigengewicht der Platte) erzeugten Biegungs- und Scherspannungen aufnehmen müssen. Kleinere Eisenbetonplatten erhalten die Gestalt abgeboßelter Vollkörper, größere werden in eine Grundplatte und Verstärkungsrippen aufgelöst. Bei dieser Anordnung fällt den Verstärkungsrippen gleichzeitig die Lastverteilung auf die Platte und ihre Aussteifung gegen größere Verbiegungen zu. Die Eiseneinlagen werden entsprechend den sich aus der Rechnung ergebenden Zug- und Scherbeanspruchungen angeordnet. Meist verlegt man sie in zwei zueinander normal stehenden Hauptrichtungen, seltener radial in mehreren Hauptrichtungen.

Abb. 228¹⁾ zeigt die beim Bau eines Dresdener Kaufhauses ausgeführte volle Platte, auf der eine Stützenlast von 100 t ruhte. Abb. 229 zeigt eine Rippenplatte bei dem gleichen Bauwerke. Auf dieser standen zwei Stützen mit einem Drucke von 100 bzw. 180 t.

¹⁾ Bachner: Rippenfundamente in Eisenbeton für große Stützenlasten. Beton Eisen 1910, S. 62.

Die höchstzulässige Belastung des Baugrundes war an dieser Stelle auf 1,25 kg/qcm festgesetzt worden.

Die Annahme gleichmäßiger Verteilung des Bodengegendruckes an der Grundwerksohle, wie sie der Berechnung von Mauerwerksabsätzen zugrunde gelegt wird, trifft bei Eisenbetonplatten mit großer Ausladung noch weniger zu als dort. Trotzdem pflegt man diese Annahme im allgemeinen auch bei der Berechnung der Eisenbetonplatten zu machen, weil sie für die Biegungs- und Scherbeanspruchungen im Grundwerke Werte ergibt, die ungünstiger sind als die wirklich auftretenden. Allerdings gibt sie für die größte Bodenpressung einen zu kleinen Wert. Diese ist z. B. bei Belastung der Platte im Schwerpunkt in Wirklichkeit unter der Mitte der Grundplatte größer, an den Enden dagegen kleiner als die sich nach der gewöhnlichen Rechnungsweise ergebende gleichmäßig verteilte Bodenpressung (vgl. hierzu auch die Ausführungen auf S. 39). Im übrigen sei bezüglich der Berechnung der Grundwerke aus Eisenbeton auf Teil IV Bd. 4 dieses Werkes verwiesen.

4. Gründung auf Schwellrost.

Holzschwellrost. Früher bediente man sich zur Vergrößerung der Grundwerksohle mit besonderer Vorliebe der Anordnung eines Holzschwellrostes unter dem Grundwerke, weil ein solcher Rost gleichzeitig eine vorzügliche Unterlage für die Ausführung des Mauerwerks bietet und eine gute Verankerung der Grundwerkteile untereinander bewirkt. Durch den Holzschwellrost läßt sich jedoch wegen der großen Biegsamkeit des Holzes eine gleichmäßige Lastverteilung nicht erreichen und das Auftreten von Setzungsunterschieden in ungleichartigem Baugrunde nur in beschränktem Maße verhüten.

Anwendungsgebiet. Seine Anwendung muß sich deshalb auf wenig tragfähigen, nachgiebigen, aber gleichartigen Baugrund sowie auf Bauwerke mit möglichst gleichmäßiger Lastverteilung und von geringem Eigengewicht beschränken. Die auf S. 41 u. f. näher behandelten Eigenschaften des Holzes gestatten ferner seine Verwendung nur unter dem tiefsten Grundwasserstande, wobei auf etwa später zu erwartende Absenkungen des Grundwasserspiegels Rücksicht genommen werden muß. Die Ausführung des Holzschwellrostes erfordert demnach stets eine Wasserhaltung.

Ausführung. Die gebräuchlichste Ausführungsweise dieser Gründungsart zeigt Abb. 230. Auf der trockengelegten Baugrubensohle werden 20 bis 30 cm starke Querschwellen in Abständen von 1,0 bis 1,5 m und auf diese Langschwellen etwas größerer Abmessungen mit einem gegenseitigen Abstand von etwa 0,75 bis 1,00 m verlegt. Die Langschwellen werden ungeschwächt etwa 5 bis 8 cm in die Querschwellen eingeklassen, versetzt über ihnen gestoßen und an den Stößen zugfest durch Hakenblatt oder eiserne Stoßlaschen verbunden. Die zwischen den Lang- und Querschwellen verbleibenden

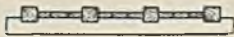


Abb. 230. Holzschwellrost.

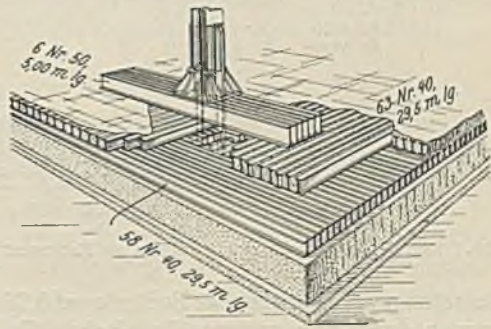


Abb. 231. Gründung auf Betoneisenschwellrost.

Rostfelder werden bis zur Oberkante der

Abb. 230 und 231. Gründung auf Schwellrost.

Langschwellen sorgfältig mit eingeschlämmtm Sand, eingestampftm Ton oder Bauschutt ausgefüllt, so daß der auf den Langschwellen und normal zu ihnen verlegte Bohlenbelag überall satt aufliegt. Die Stärke des aufgenagelten Bohlenbelages richtet sich nach der Belastung.

Betoneisenschwellrost. Die Nachteile des Holzswellrostes legten den Gedanken nahe, statt der hölzernen Balken eiserne im Verband verlegte Träger oder Eisenbahnschienen usw. zu verwenden und diese zum Schutz gegen Rostangriffe in Beton zu betten. Ein solcher durch Beton geschützter Eisenrost ist unabhängig vom Wasserstande und besitzt eine große Biegefestigkeit, die seine Anwendung auch bei ungleichartigem Baugrunde und ungleichmäßiger Lastverteilung gestattet. Abb. 231¹⁾ zeigt einen Betoneisenschwellrost, wie er in Amerika vielfach bei der Gründung von Hochbauten in den Großstädten Verwendung findet.

Nachteile dieser Anordnung sind die offenbare Eisenverschwendung, die sich durch Ausführung einer richtigen Eisenbetonplatte vermeiden läßt, und die durch das große Gewicht der Träger verursachte unerwünschte Vermehrung des Eigengewichtes des Grundwerks.

5. Gründung auf Plattenrosten aus Eisenbeton.

Der Betoneisenschwellrost bildet den Übergang zu dem Plattenrost aus Eisenbeton, einer Vereinigung der unter den einzelnen Teilen des Bauwerkes

angeordneten Eisenbetonplatten zu einem einheitlichen Roste. Die Rostplatten müssen sowohl in der Quer- als auch in der Längsrichtung bewehrt werden. Die Biegefestigkeit in der Längsrichtung läßt sich durch Einbeziehung des unteren Mauerteiles als Rippenbalken bedeutend erhöhen.

Abb. 232 zeigt einen Teil eines solchen, von der Zementbau-A.-G. in Hannover für das Realgymnasium in Iserlohn ausgeführten Grundwerkes²⁾. Der Baugrund bestand hier nach der angeführten Quelle aus aufgeschüttetem Boden, unter dem erst in großer Tiefe tragfähiger Baugrund lag. Die zulässige Belastung des Baugrundes war auf Grund einer

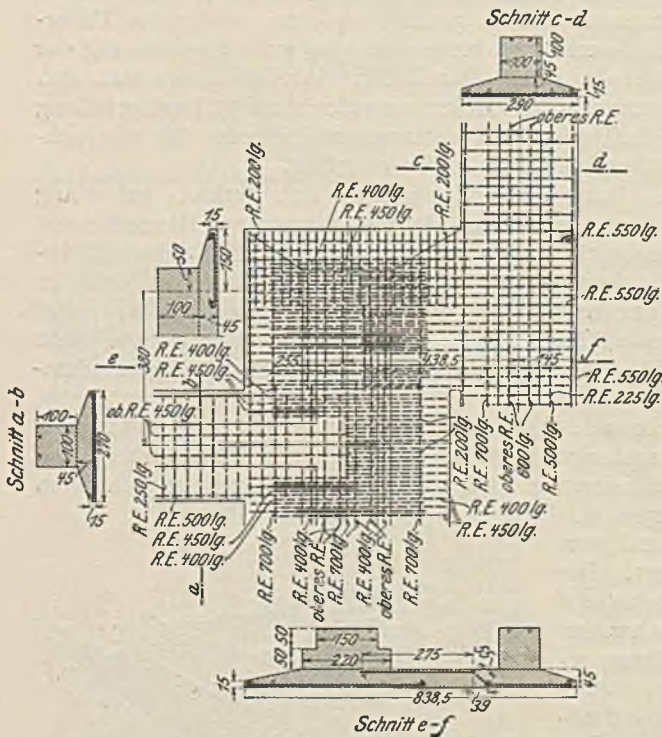


Abb. 232 a bis e. Beispiel für eine Gründung auf Plattenrost aus Eisenbeton.

Belastungsprobe seitens der Behörde auf 0,7 kg/qcm festgesetzt worden. Die Platten werden durch den unteren, 1 m hohen Teil der Umfassungsmauern versteift.

6. Gründung auf umgekehrten Gewölben.

Eine noch weiter gehende Verteilung der Bauwerkslast wird erzielt, wenn nicht nur die Unterflächen der einzelnen Bauwerksteile vergrößert werden, sondern das

¹⁾ Hdb. für Eisenbetonbau, 2. Aufl. 1910, Bd. 3, S. 51.

²⁾ Hdb. für Eisenbetonbau, 2. Aufl., Bd. 3, S. 54 u. 3. Aufl. 1926, Bd. 3, S. 42.

Gebäude ein die gesamte Gebäudegrundfläche bedeckendes, einheitliches Grundwerk erhält, das die Gebäudelasten gleichmäßig über die ganze Fläche verteilt. Dies läßt sich durch die Ausführung umgekehrter Gewölbe zwischen den einzelnen Bauwerkteilen erreichen. Die Gewölbe übertragen den gleichmäßig verteilt gedachten Bodengegendruck in die als Gewölbewiderlager dienenden Pfeiler und Mauern und gestatten auf diese Weise die Aufnahme großer Bauwerkslasten bei verhältnismäßig kleiner Baugrundbelastung. Große Sorgfalt ist bei dieser Gründungsart auf sichere Aufnahme der entstehenden wagerechten Kräfte zu legen. Unter Umständen müssen eiserne Zuganker zwischen den Gewölbekämpfern angeordnet werden.

Die Herstellung der Gewölbe erfolgt entweder unmittelbar auf dem nach der Wölblinie abgeglichenen Boden oder auf einer durch Stein- besser durch Betonschüttung hergestellten Wölblehre.

Die Berechnung der Gewölbe wird am einfachsten zeichnerisch durchgeführt.

7. Gründung auf durchgehenden Beton- und Eisenbetonplatten.

a) Allgemeines.

Dem gleichen Zwecke wie die umgekehrten Gewölbe dient die Anordnung einer die Grundfläche des Bauwerkes bedeckenden Beton- oder Eisenbetonplatte. Die Mauern und Säulen übertragen die Bauwerkslast in Streifen oder kleinen Flächen auf die Platte. Durch ihre Biegefestigkeit verteilt die Platte die Einzelkräfte auf die Fläche und erzeugt je nach ihrer Verbiegung einen mehr oder minder gleichmäßigen Bodengegendruck (umgekehrter Balken). Die Annahme eines gleichmäßig verteilten Gegendrucks ist für das Ganze, nicht aber für jeden Teil ungünstig, ergibt aber die einfachste Rechnung. Man darf sich aber bei großen Platten nicht durch die bequeme Rechnung zu der bequemen Annahme verleiten lassen, wenn man nicht die Richtigkeit der Ungunst der Annahme nachweisen kann. Zum wenigsten müssen dann die Plattenfelder die zur Aufnahme dieses gleichmäßigen Bodengegendruckes erforderliche große Biege- und Scherfestigkeit besitzen.

Die durchgehende unbewehrte Betonplatte weist die gleichen Nachteile auf, wie eine Sohlenverbreiterung ohne Eiseneinlagen. Sie muß bei größerer Belastung sehr stark sein, wenn sie genügende Festigkeit besitzen soll, und vergrößert dadurch die Baugrundbelastung in unerwünschter Weise. Durchgehende Betonplatten kommen deshalb nur für Bauwerke mit kleineren Abmessungen und Belastungen in Frage. Meist wird man heute Eisenbetonplatten verwenden.

β) Eisenbetonplatten.

Die Nachteile des großen Eigengewichts werden durch die Anordnung von Eiseneinlagen vermieden, die der Betonplatte große Biege- und Scherfestigkeit bei verhältnismäßig geringer Dicke verleihen. Die Eiseneinlagen sind so anzuordnen, daß allen denkbaren Beanspruchungen Rechnung getragen wird. In der Mitte von am Rande belasteten Platten müssen sie oben liegen, weil hier die Zugbeanspruchungen auftreten. Die Auflager sind dagegen in Rücksicht auf die Spannungsmomente oben und unten zu bewehren. Die Scherspannungen müssen durch entsprechende Einlagen aufgenommen werden, wenn die Scherfestigkeit des Betons dazu nicht ausreicht.

Eine weitere Ersparnis an Baustoffaufwand und Gewicht läßt sich dadurch erzielen, daß man die Platten in ähnlicher Weise wie die Eisenbetondecken dem Bauwerksgrundriß entsprechend in Platten und als Plattenbalken durchgebildete Rippen auflöst. Die Rippen können unter oder über den Platten angeordnet werden. Obenliegende Rippen ersparen an Aushub, vermeiden die durch den Aushub für die Rippen hervorgerufene Störung im Zusammenhange

des Bodens, ermöglichen die Ausnutzung des unteren Teiles der Bauwerksmauern als Rippe der Plattenkonstruktion und gestatten eine bessere Verteilung der Bauwerkslasten auf die Platte. Die Anordnung untenliegender Rippen wird für Bodenarten empfohlen, die sich in ihrem Verhalten den Flüssigkeiten nähern¹⁾, weil man sich von den in das zähflüssige Erdreich hinabreichenden Rippen eine Erhöhung der Standsicherheit des Bauwerkes verspricht. In solchen Fällen wäre aber eine Verteilung der Rippen, teils nach oben, teils nach unten, ratsamer und wirtschaftlicher.

Bei der Ausführung der Eisenbetonplatten ist ganz besonderer Wert auf sorgfältige Einbettung der an der Unterseite liegenden Eiseneinlagen in guten Beton zu legen. Muß, wie z. B. bei schlammigem Untergrunde, mit einer Entziehung des Mörtelgehaltes aus der unteren Betonschicht gerechnet werden, so ist sie stärker auszuführen, als es sonst bei Eisenbetonkonstruktionen üblich ist und aus besonders mörtelreichem Beton herzustellen. Die Überdeckung sollte statt 2 cm jetzt wenigstens 5 cm betragen.

Die Abb. 233 a und 233 b zeigen eine Eisenbetonplatte von nahezu gleichbleibender Stärke, die von Bernhard²⁾ als Grundwerk des Stadthausturmes in Berlin entworfen wurde. Die Wahl dieser Gründungsart wurde hier nicht durch schlechte Beschaffenheit des Baugrundes veranlaßt, der aus mittelscharfem Sande und darunter Kies bestand.

Man wollte vielmehr auf diese Weise verhüten, daß das Turmgrundwerk unter den Grundwasserspiegel und wesentlich unter die Grundwerksohle der benachbarten Bauwerksteile hinabreichte. Das wäre der Fall gewesen, wenn man die Verteilung der großen Turmlast von insgesamt 26 000 t mit gewöhnlicher Sohlenverbreiterung unter 60° vorgenommen hätte. Die zulässige Baugrundbelastung war zu 3,5 kg/qcm festgesetzt worden. Die Stärke der ausgeführten Platte sowie die Anordnung der Eiseneinlagen ist aus den beiden Abbildungen ersichtlich ($d = 1,6$ bis $2,25$ m).

Abb. 233 a. Anordnung der Eiseneinlagen.

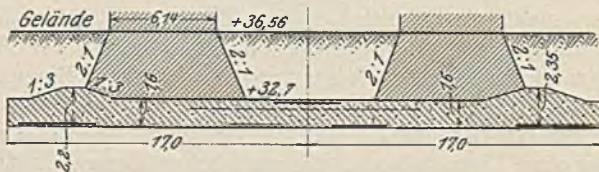
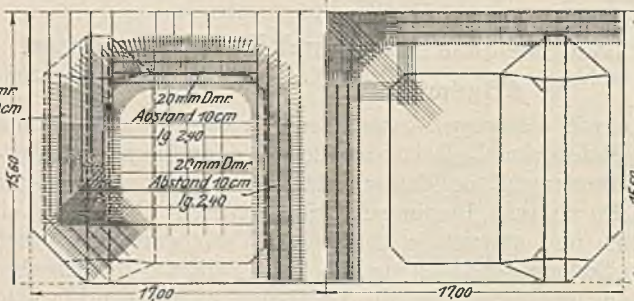


Abb. 233 b. Querschnitt.

Abb. 233 a und 233 b. Beispiel einer Gründung auf durchgehender Eisenbetonplatte.

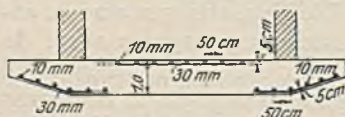


Abb. 234. Gründung auf durchgehender Eisenbetonplatte mit gleichbleibendem Querschnitt.

Abb. 234 zeigt ein weiteres Beispiel für eine Eisenbetonplatte von annähernd gleichbleibender Stärke. Die zulässige Baugrundbelastung wurde bei dieser Ausführung durch äußerst sorgfältige Belastungsproben ermittelt³⁾.

Als Beispiel für eine Gründung auf durchgehender Eisenbetonplatte mit obenliegenden Verstärkungsrippen diene die in den Abb. 235 a bis 235 c darge-

¹⁾ Hdb. für Eisenbetonbau, 2. Aufl. 1910, Bd. 3, S. 87.

²⁾ Z. d. V. 1912, S. 5.

³⁾ Bernhard: Baugrundbelastung. Zentralbl. Bauverw. 1907, S. 241 ff.

stellte Gründung des Oberlandesgerichtsgebäudes in Düsseldorf¹⁾. Der Baugrund bestand nach den mit großer Sorgfalt ausgeführten Bodenuntersuchungen an der Oberfläche (+ 8,90 D. P.) aus einer i. M. 4,00 m starken, sehr jungen, vorwiegend aus Kies hergestellten Anschüttung. Auf diese folgten nacheinander: eine i. M. 2,50 m starke, aus dem Wasser abgelagerte Sandschicht, eine i. M. 2,30 m mächtige, angeschwemmte Schicht aus Sand und Ton und schließlich von etwa ± 0 ab gewachsener, grobkörniger Kies. Der gute Baugrund lag demnach etwa 9 m unter der Geländeoberfläche.

Kostenvergleiche zwischen verschiedenen Arten von Tiefgründungen (Brunnen und Eisenbetonpfähle) bis zu dieser Schicht und einer Gründung auf durchgehender Eisenbetonplatte auf der Anschüttung entschieden zugunsten dieser. Die Tragfähigkeit des Anschüttungsbodens wurde bei 60 cm Schichtstärke

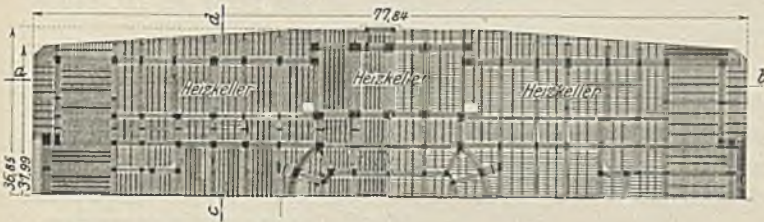


Abb. 235 a. Anordnung der Bewehrung an der oberen und unteren Plattenseite.

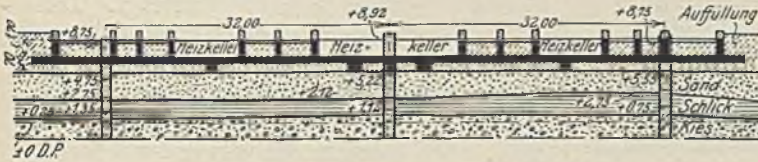


Abb. 235 b. Längenschnitt a-b.

Abb. 235 a bis 235 c. Beispiel einer Gründung auf durchgehender Eisenbetonplatte mit oben liegenden Rippen.

und nach vorheriger Befestigung in der nachstehend geschilderten Weise zu 2,5 kg/qcm festgestellt. Ebenso groß erwies sich die Tragfähigkeit der darunterliegenden Sandschicht in ihrer natürlichen Lagerung. Wesentliche Ungleichmäßigkeiten in den Setzungen ergaben sich bei den Belastungsproben nicht. Man entschloß sich daher zur Ausführung einer durchgehenden Platte, die 60 cm über der Sandschicht auf dem Anschüttungsboden liegen sollte. Die zulässige Belastung des Baugrundes wurde der ermittelten Tragfähigkeit entsprechend zu 1,34 kg/cm² festgesetzt. Daraus ergab sich die Größe der Plattengrundfläche zu 2718,07 qm. Die Plattenstärke betrug 0,70 m. Sie wurde durch 1,70 m hohe Teile der Gebäudemauern und 1,40 m hohe Rippen versteift. An drei Stellen mußten tiefere Keller angeordnet werden, bei denen sich das Verlegen der Verstärkungsrippen unter die Platte als zweckmäßig erwies. Die Bewehrung der Platten und Rippen, die unter sorgfältiger Berücksichtigung

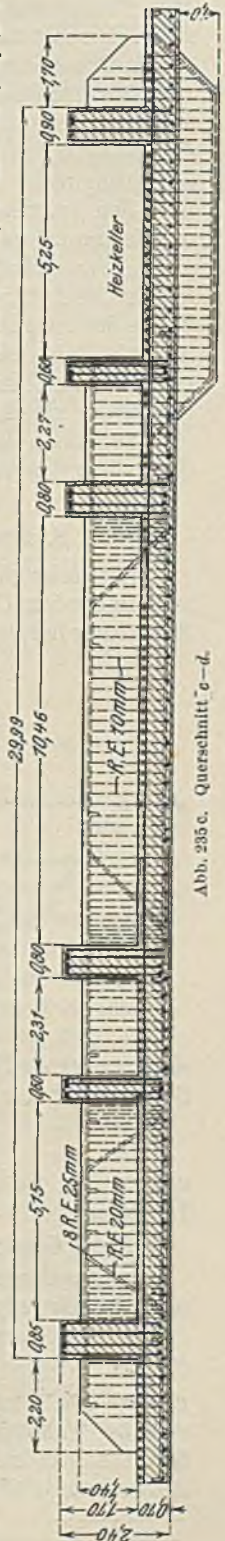


Abb. 235 c. Querschnitt c-d.

¹⁾ Balhorn und Börner: Künstliche Fundierung des Geschäftsgebäudes für das Oberlandesgericht zu Düsseldorf. Beton Eisen 1908, S. 340 ff.

aller Beanspruchungsmöglichkeiten festgelegt wurde, zeigen die Abb. 235a und 235c. Die Rippenfelder wurden ausgefüllt und auf der Höhe des Kellerfußbodens durch Beton abgeglichen.

Der Herstellung der Platte ging eine sorgfältige Untersuchung und Befestigung der Gründungssohle voraus. Durch Probelöcher wurde die Oberkante der festgelagerten Sandschicht festgestellt. Wo die über ihr liegende Anschüttung mehr als 60 cm mächtig war, wurde sie bis auf dieses Maß abgeschachtet, und der ausgehobene Boden in 15 cm starken Lagen wieder eingeschlämmt und festgestampft. Weichere Einlagerungen, die sich in der Anschüttung fanden, wurden ausgehoben. Die entstehenden Löcher wurden ebenso wie die Schürflöcher sorgfältig mit Kies und Sand ausgefüllt. Schließlich wurde die Oberfläche der ganzen Baugrubensohle durch Einschlämmen von Sand und Abwalzen befestigt. Erneute Belastungsproben des so vorbereiteten Baugrundes ergaben unter einer Einheitsbelastung von $1,4 \text{ kg/cm}^2$ an verschiedenen Stellen fast genau die gleiche Senkung von 5 mm.

Bezüglich der Berechnung der Eisenbetonplatten sei auf Bd. 4 des IV. Teiles dieses Werkes verwiesen.

8. Gründung auf druckverteilender Sandschüttung.

Eine sehr gute und gleichmäßige Druckverteilung wird durch eine Sandschüttung unter dem Grundwerke erreicht. Die druckverteilende Wirkung einer solchen Schüttung beruht darauf, daß der auf die Sandkörner ausgeübte Druck sich durch

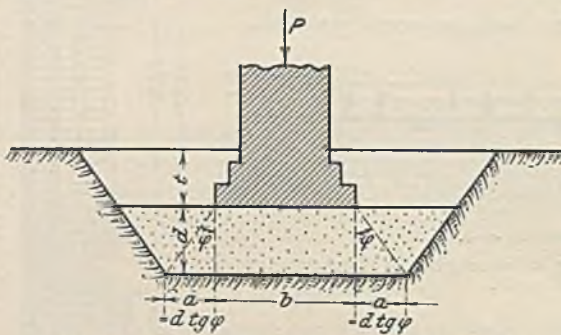


Abb. 236. Druckverteilung durch eine Sandschüttung.

die Reibung auf die angrenzenden, nicht unmittelbar getroffenen Körner überträgt. Die Verteilung des Druckes durch die Schüttung muß deshalb in gewisser Abhängigkeit von dem Reibungswinkel zwischen den Körnern der verwendeten Sandart stehen. Man nimmt an, daß die Druckverteilungslinie höchstens um den vollen natürlichen Böschungswinkel φ des Schüttrandes von der Senkrechten abweicht, so daß sich die zur Er-

reichung einer Höchstbeanspruchung k des Baugrundes mindestens erforderliche Schüttungshöhe d nach Abb. 236 aus der Gleichung

$$(b + 2d \operatorname{tg} \varphi) k = P + \gamma (b + 2d \operatorname{tg} \varphi) (d + t)$$

ergibt. In dieser Gleichung bezeichnet für einen Teil des Bauwerkes von der Länge 1:

P die Größe der Bauwerkslast bis zur Geländeoberfläche,

γ das durchschnittliche Raumbgewicht der Sandschüttung der Hinterfüllung und des Grundwerkes,

φ den natürlichen Böschungswinkel des für die Schüttung verwendeten Sandes.

d wird am einfachsten durch Probieren gefunden. Dabei ist zu beachten, daß bei Schüttungen unter Wasser der Winkel φ erheblich kleiner ist als bei Schüttungen im Trocknen, und daß in diesem Falle für γ das Raumbgewicht des wassergefüllten Sandes angenommen werden muß. Brennecke¹⁾ gibt für

¹⁾ Brennecke: Der Grundbau, 3. Aufl., S. 209. 1906.

die beiden Fälle die Werte $\varphi = 40^\circ$ bzw. $\varphi = 24^\circ$ an (vgl. auch S. 33). Mit zunehmenden φ nimmt die Größe der Grundfläche zu, die Schüttungshöhe also ab. Daraus ergibt sich, daß die Verwendung eines reinen, möglichst scharfkörnigen, nicht zu feinen Sandes in möglichst fester und inniger Lagerung für die Druckverteilung am günstigsten ist.

Der Sand wird in dünnen (etwa 20 cm starken) Lagen aufgebracht, denen durch Abwalzen, Einstampfen, am besten aber durch Einschlämmen eine feste Lagerung gegeben wird. Das zum Einschlämmen benutzte Wasser muß aus einem unter der Schüttungssohle liegenden Pumpensumpfe weggepumpt oder abgeleitet werden, damit die unteren Schichten der Schüttung nicht durch den Zufluß nach dem Pumpensumpfe gelockert werden. Da auch bei sorgfältigster Ausführung ein Setzen der Schüttung beim Aufbringen der Bauwerkslasten nicht zu vermeiden ist, muß die Schüttung entweder vor der Ausführung des Bauwerkes durch vorübergehende Belastung zusammengedrückt oder das Bauwerk langsam und unter möglichst gleichmäßiger Lastverteilung aufgeführt werden. Der fertigen Schüttung sind alle Einflüsse (z. B. strömendes und aufquellendes Wasser) fernzuhalten, die ihre feste Lagerung stören können. Hierzu sind Spundwandumschließungen besonders geeignet.

c) Verbesserung des Baugrundes vor der Gründung.

1. Allgemeine Grundsätze¹⁾.

Die Erhöhung der Tragfähigkeit eines schlechten Baugrundes läßt sich erreichen:

1. durch festere und innigere Lagerung der Bodenschichten,
2. durch Ausfüllen der im Boden enthaltenen Hohlräume mit einer widerstandsfähigen Masse und
3. durch Verdrängen der weichen Bodenschichten, die über den tragfähigeren Schichten liegen.

Die Erhöhung der Tragfähigkeit eines ungleichartigen Baugrundes kann durch Entfernen, Verdrängen oder Zusammendrücken der weicheren Bodenschichten und damit Schaffung einer gleichmäßigeren Beschaffenheit erreicht werden.

Alle diese Maßnahmen dürfen nur angewendet werden, wenn sich durch sie mit Sicherheit ein dauernder Erfolg erzielen läßt, und nicht etwa die erreichte Verdichtung nur vorübergehend ist. Es sei hier besonders an die Eigenschaften der zähflüssigen Bodenarten (vgl. S. 21) erinnert. Ferner muß allen späteren Auflockerungen des Baugrundes durch die auf S. 179 genannten Vorkehrungen sorgfältig vorgebeugt werden. Die verschiedenen Methoden werden im folgenden einzeln besprochen.

2. Verdichtende oder verdrängende Sand- oder Kiesschüttung.

Die Tragfähigkeit sehr weicher Bodenarten (Schlamm, Moor) läßt sich durch eine Kies- oder Sandschüttung erhöhen. Die auf den weichen Boden gebrachten Sandmassen verdrängen die oberen weichen Schichten. Sie sinken bisweilen bis auf den festen Baugrund ein und verdichten die tieferliegenden Schichten durch ihr Gewicht so weit, daß sie die Bauwerkslasten tragen können. Die Schüttung muß so stark überhöht werden, daß der Baugrund den zur Aufnahme der Bauwerkslasten erforderlichen Verdichtungsgrad erreicht, so daß bei der Ausführung des Bauwerkes nur noch geringe Setzungen eintreten können. Der durch die Schüttung gestörte Gleichgewichtszustand der Boden-

¹⁾ Stern: Fortbildungsvorträge über Beton Gründungen. Z.öst. Ing.-V. 1926, Heft 21/22.

schichten wird oft erst nach längerer Zeit wieder hergestellt. Das Grundwerk darf deshalb erst aufgebracht werden, wenn die entstandenen Bodenbewegungen völlig zur Ruhe gekommen sind. Neue Gleichgewichtsstörungen müssen durch möglichst gleichmäßiges Aufbringen der Bauwerkslast verhütet werden. Auch bei dieser Art der Sandschüttung macht sich natürlich die druckverteilende Eigenschaft des Sandes vorteilhaft geltend.

Die Abb. 234 auf S. 184 diene als Beispiel für eine derartige Schüttung¹⁾. Der Baugrund bestand bis in sehr großen Tiefen aus sehr losem Lehm von ungenügender Tragfähigkeit.

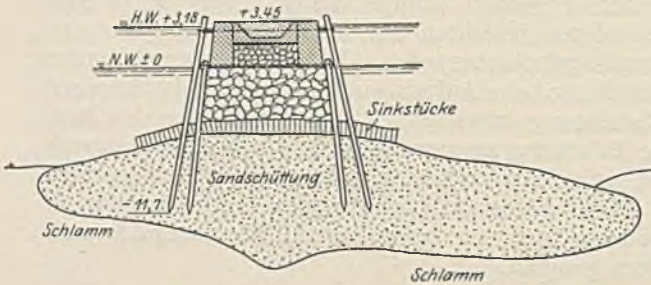


Abb. 237. Gründung auf einer verdrängenden Sandschüttung beim Bau einer Mole in Kiel.

Der Lehm wurde durch Baggerung bis auf 13 bis 14 unter M.W. beseitigt, und eine Kiesschüttung aufgebracht, der man die in der Abbildung durch eine punktierte Linie angedeutete Überhöhung gab, um die notwendige Zusammendrückung des losen Bodens zu erreichen. Ein weiteres Beispiel ist die

alte Torpedobootsmole in Kiel (Abb. 237), von der zwar bei dem Bau (gemäß Vorhersage des Baulciters) ein Stück versackte, und die viele Risse erhielt, die aber bis heute 50 Jahre lang ihre Aufgabe erfüllt. Diese Gründung auf weichem Schlamm war besonders schwierig und erforderte einen großen Mut des Erbauers.

3. Verdichtung des Baugrundes durch Belastung.

In ähnlicher Weise läßt sich ein nicht hinreichend tragfähiger Baugrund auch durch eine länger dauernde, möglichst gleichmäßige Belastung mit Steinen, Masseisen usw. verdichten. Dies Verfahren, das einer Probelastung in großem Maßstabe gleichkommt, kann jedoch wegen der großen Kosten und der langen Ausführungsdauer nur in äußerst seltenen Fällen und nur bei kleinen Abmessungen des Bauwerkes in Frage kommen.

4. Befestigung der Baugrundoberfläche.

Bei Grundwerken untergeordneter Bedeutung genügt bisweilen eine Verdichtung der Oberflächenschichten des Baugrundes durch Einrammen von Schotter, Steinen oder Bauschutt, um die erforderliche Festigkeit zu erzielen. Das gleiche wird auch wohl durch Abrammen oder Abwalzen der Gründungsschicht oder bei lockeren Sand- und Kiesschichten durch Begießen mit Zementmilch erreicht (vgl. S. 58).

5. Verdichtung des Baugrundes durch Sand-, Stein- oder Betonpfähle.

Bei Einrammen eines Pfahles werden die das Pfahlloch umgebenden Bodenschichten durch den vom Pfahl verdrängten Boden verdichtet. Diese Tatsache wird in folgender Weise zur Verdichtung wenig tragfähiger Bodenschichten benutzt. Man rammt in den Boden Pfähle, zieht sie wieder heraus und füllt die Pfahllöcher durch Einschlämmen von Sand (Sandpfähle) oder Einstampfen von Steinen oder Beton aus, um den beim Rammen erzeugten Verdichtungszustand dauernd zu erhalten. Auf dem gleichen Grundgedanken

¹⁾ Fellenius: Kaimauer Göteborg. Bericht 100 zum XII. Int. Schiff.-Kongr. 1912, S. 28ff.

beruht die Bauweise Dulac (vgl. S. 75), durch die eine vorzügliche Verdichtung des Baugrundes erreicht wird. Auch die Verdichtung durch Einrammen vieler Pfähle, die man stecken läßt, gehört organisch mit hierher, sie wird bei Besprechung der Pfahlgründung besonders behandelt.

6. Dauernde Trockenlegung wasserführenden Baugrundes.

Wird die unzureichende Tragfähigkeit des Bodens durch einen zu starken Wassergehalt verursacht (z. B. in nassen Ton- oder Lehmsschichten und Moorboden), so läßt sich der Baugrund häufig schon durch eine dauernde Trockenlegung mittels Entwässerungsgräben oder Drainagen hinreichend tragfähig machen. Beispiele derartiger Ausführungen sind an den unten genannten Stellen beschrieben¹⁾.

7. Verdichtung des Baugrundes durch Ausfüllen seiner Hohlräume mit Zement.

Lockere, unter dem Grundwasserspiegel liegende Kies- und Sandschichten sind mehrfach durch Ausfüllen der Hohlräume mit Zement mit Erfolg verdichtet worden (sogenannte Versteinerungsgründung). Dieses Verfahren kommt natürlich nur in ganz reinen Sand- und Kiesarten in Frage, deren Hohlräume so groß sind, daß sich der eingeführte Zement auf größere Strecken im Boden verteilen kann.

Neukirch (D.R.P.) verwendet zu diesem Zwecke trockenen Zement, den er durch ein in den Boden eingetriebenes, am Ende durchlöcherter Rohr mit Hilfe von Druckluft in die lockeren Schichten einbläst.

Bei anderen Verfahren wird flüssiger Zementbrei in die Hohlräume der Bodenschichten eingepreßt. Wolfsholz²⁾ empfiehlt dabei je nach der Porigkeit der zu verdichtenden Bodenschichten in folgender Weise vorzugehen. Bei grobkörnigem Boden genügt das Eingießen von flüssigem Zementbrei mittels durchlöcherter in den Boden getriebener Rohre. Bei feinerem Korn soll der Zement mit Hilfe von Druckluft eingepreßt oder eingespritzt werden. Bei sehr feinkörnigen Bodenarten ist schließlich dafür zu sorgen, daß dem Zementbrei immer neue Wege zum Vordringen in den Boden geöffnet werden. Dies läßt sich dadurch erreichen, daß das im Boden enthaltene Grundwasser durch ein besonderes Rohr abgesaugt und dadurch eine Wasserbewegung hervorgerufen wird, die das Eindringen des Zementbreies fördert. Auch werden die in den Bodenschichten enthaltenen Hohlräume durch Auswaschen der feinsten Sandkörnchen mit Hilfe von Druckwasser freigelegt. Für den gleichen Zweck empfiehlt Wolfsholz schließlich den in Abb. 238 dargestellten Erdbohrer (D. R. P.)

Der Bohrer trägt auf einem hohlen Schaft einen mit Stacheln versehenen Teller von großem Durchmesser. Mit Hilfe von Druckwasser, das durch den Schaft über den Teller fließt, wird er durch die lockeren Schichten bis auf den widerstandsfähigeren Baugrund hinabgedreht, wobei das Druckwasser bereits die zu verdichtenden Schichten lockert. Dann wird der Bohrer langsam wieder hochgedreht und gleichzeitig statt des Druckwassers Zementmilch auf den Bohrteller geleitet. Dabei lockern die auf dem Bohrteller sitzenden Stacheln den Boden weiter auf und bewirken eine gute



Abb. 238. Erdbohrer (D. R. P.) zur Auflockerung des Baugrundes bei Verdichtung mit Zement.

¹⁾ Zentralbl. Bauverw. 1904, S. 423 und 1909, S. 329.

²⁾ Wolfsholz: Neue Gründungsverfahren. Zentralbl. Bauverw. 1911, S. 82.

Vermischung der Bodenteilchen und des Zementbreies. Auf diese Weise entstehen in der Gründungsschicht einzelne bis auf den besseren Baugrund hinabreichende Betonsäulen, die ihr eine recht große Widerstandsfähigkeit verleihen.

d) Gründungen in Bergwerksgebieten.

1. Allgemeines.

Die Vorkehrungen, die in Bergwerksgebieten zum Schutze der Grundwerke gegen die Einwirkung von Bodensackungen zu treffen sind, ähneln in vielfacher Hinsicht den Maßnahmen, die bei Gründungen auf schlechtem Baugrunde ergriffen werden. Bei starken Senkungen aber, wie sie z. B. im Ruhrgebiet und anderen ausgesprochenen Bergbaugebieten auftreten, ist es bei ausgedehnten Bauten das Sicherste, die Bauten so aufzulösen, daß sie ungleichmäßige Versackungen unter Verschiebung einzelner Bauwerksteile gegeneinander ertragen können. Es müssen dabei alle solche Bauarten vermieden werden, die durch derartige Verschiebungen gefährdet sind, wie z. B. Bogenbrücken usw. Muß man z. B. damit rechnen, daß ein Fundament Sackungen um mehrere Meter durchmacht, dann ist es das sicherste, das Bauwerk so einzurichten, daß es nach und nach hochgeschraubt werden kann, wobei dann das Fundament nach oben höher gemauert wird. So werden Brückenfundamente im Ruhrgebiet alle paar Jahre nach Hebung der Brücke wieder aufgemauert; Schiffs-Hebwerke sind so entworfen worden, daß sie sich nur auf 4 Punkte aufstützen, so daß man auch hier eine Hebung der Unterlage durchführen kann usw.

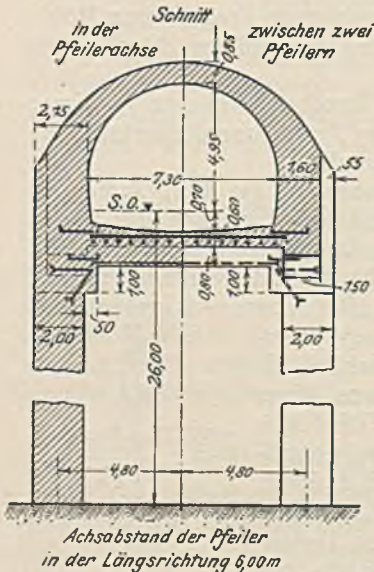


Abb. 239. Gründung durch Pfeiler, die auf die Bergwerkssohle hinabreichen.

2. Tiefreichende Pfeiler.

Am sichersten ist in solchen Gebieten natürlich die Auflösung des Grundwerkes in eine Reihe von Pfeilern, die bis auf die unbewegliche und tragfähige Sohle des Bergwerkes hinabgeführt werden. Abb. 239 zeigt eine solche Ausführung vom Bau der Pariser Untergrundbahn, die auf längeren Strecken über verlassenen Steinbrüchen verläuft, welche stellenweise in drei Stockwerken abgebaut waren. Der Bahnkörper ruht auf einer durch Einzelpfeiler getragenen Eisenbetonplatte, die bis zu 26 m unter Schienenoberkante hinabreichen. Bei tiefliegenden Stollen ist das Verfahren nicht durchführbar.

3. Sicherung durch Stollenausmauerung.

Große Sicherheit bietet ferner der Ausbau der unter dem Bauwerke liegenden Stollen mit Mauerwerkspfeilern und Gewölben, die das Setzen der über ihnen liegenden Bodenmassen verhüten. Auch dieses Mittel wurde beim Bau der Pariser Untergrundbahn in großem Umfange dort verwendet, wo die First der alten Gipsstollen noch unbeschädigt war. Abb. 240a und 240b¹⁾ zeigen ein derartiges Beispiel. Es wurde in der Richtung der Bahnachse ein Stollen durch den größtenteils mit Abraum verbauten Steinbruch getrieben, und von diesem aus in Abständen von je 4 m Mauerpfeiler von $4,20 \times 1,20$ m unter dem Bahnprofil hergestellt. Wo der Zustand der First nicht ganz einwandfrei war, wurden diese Pfeiler unter den Seitenwänden des Bahntunnels durch Parallelmauern zu dem

¹⁾ Hervieu: Le Chemin de Fer Métropolitain Municipal de Paris Bd. 2, S. 25.

Stollen miteinander verbunden. Die Arbeiten verursachten große Kosten und erheblichen Zeitaufwand, weil keine Pläne über die Art des Abbaues und die Lage der Stollen in den alten Brüchen vorhanden waren, und man sich deshalb genötigt sah, sie neu aufzunehmen.

Meist werden die Kosten, welche diese beiden Ausführungsarten erfordern, in keinem Verhältnis zu der Bedeutung des Bauwerkes stehen, auch wird der Zweck des Bauwerkes nur selten eine so weitgehende Unbeweglichkeit erfordern, wie sie bei den angeführten Beispielen aus Betriebsrücksichten erwünscht war. Schließlich wird die Rücksicht auf den Bergwerksbetrieb nicht selten solche Maßnahmen überhaupt verbieten.

4. Sicherungsmaßnahmen bei Gründungen an der Geländeoberfläche.

Man muß sich dann darauf beschränken, die Bodenbewegungen möglichst zu vermindern, und das Bauwerk so durchbilden, daß es die unvermeidlichen Bewegungen ohne Schaden und ohne Beeinträchtigung seines Zweckes aufnehmen kann.

Guter und sorgfältiger Versatz der abgebauten Strecken, die Anlage von Schonbezirken unter wichtigen Bauwerken, in denen der Abbau unterbleibt, und möglichste Verminderung der Bodenbelastung durch geringes Eigengewicht und weitgehende Verbreiterung der Grundwerksohle sind geeignete Mittel zur Einschränkung der Bodenbewegungen und Setzungen.

Zur Aufnahme der unvermeidlichen Sackungen müssen die Grundmauern biegefest ausgebildet und mit den auf ihnen ruhenden Gebäudeteilen so verbunden werden, daß bei den Bewegungen der einheitliche Zusammenhang zwischen Gebäude und Grundwerk gewahrt bleibt. Durch Anbringen von durchgehenden Trennungsfugen, besonders zwischen verschiedenen beanspruchten Teilen, sind Bauwerk und Grundwerk in möglichst viele Einzelteile zu zerlegen, die sich ohne Nachteil für ihre Verwendung unabhängig voneinander bewegen können.

Für die Durchführung aller dieser Maßnahmen ist, wie bei den Gründungen auf schlechtem Baugrunde, der Eisenbeton besonders geeignet. Er gestattet biegefest einheitliche Ausführungen von großer Widerstandsfähigkeit und große Verbreiterungen der Grundwerksohle bei verhältnismäßig geringem Eigengewichte. Bewehrungen in den Grundmauern müssen oben und unten angeordnet werden, weil die Mauer, je nach dem Verlauf der Bodensackungen, als Träger auf zwei Stützen über einer Senkung oder als überkragender Träger auf einem nicht mitgesackten Bodenstücke stehend beansprucht werden kann. Um das einheitliche Zusammenwirken der einzelnen Grundwerkteile zu erreichen, sind die Mauern untereinander zu einem gut versteiften Plattenrost, oder besser noch zu einer durchgehenden Platte zu vereinigen. Noch größere Sicherheit gegen Beschädigungen gibt die Durchbildung des ganzen Bauwerkes zu einem einheitlichen Rahmen- oder Fachwerkgebilde aus Eisenbeton.

Abb. 241 zeigt die Durchbildung des Grundwerkes für die Außenmauern eines Wohngebäudes in Oberhausen¹⁾. Die Grundwerke der Zwischenmauern

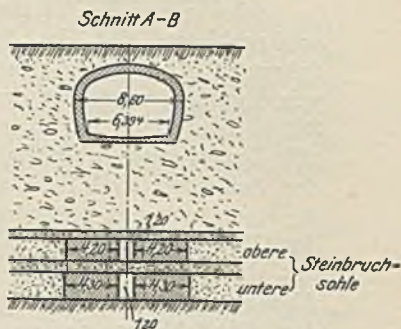


Abb. 240 a. Querschnitt durch Ausmauerung und Stollen.

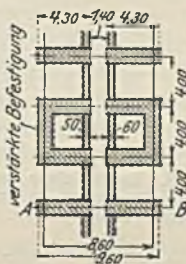


Abb. 240 b. Grundriß der Ausmauerung.

Abb. 240 a und 240 b. Ausmauerung eines Stollens unter einem Bauwerke zur Verhütung von Bodensackungen.

¹⁾ Nast: Gebäudeverankerungen gegen Bergschäden. Beton Eisen 1907, S. 113.

wurden ähnlich ausgebildet. Es sei ferner auf die untenstehende Quelle verwiesen¹⁾.

Sehr lehrreiche Beispiele für die Durchbildung größerer Bauwerke in Bergwerksgebieten gibt die durch die Bergwerksgebieten des Industriegebietes führende Strecke des Rhein-Herne-Kanales²⁾. Durch besondere Bergpolizei-Verordnungen wird hier der Abbau unter der Kanalstrecke geregelt. Bis zu je 300 m beiderseits der Kanalmitte darf nur mit Bergeversatz abgebaut werden. Unter den Schleusen sind Schutzbezirke angelegt, in denen nur mit besonderer Genehmigung des Oberbergamtes und nach Verständigung mit der Kanalverwaltung über die Art des Abbaues und Versatzes gearbeitet werden darf. Die Schleusen sind paarweise angeordnet

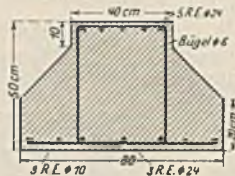


Abb. 241. Durchbildung der Grundmauer eines im Bergwerksgebiet stehenden Wohnhauses.

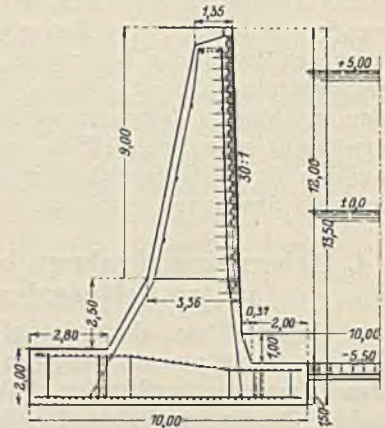


Abb. 242. Durchbildung einer in einem Bergwerksgebiete erbauten Schleuse.

und so in der Längen- und Breitenrichtung gegeneinander verschoben, daß gleichzeitige Störungen an beiden Bauwerken nicht erwartet werden können. Die Durchbildung der Schleusen zeigt Abb. 242. Ein Schleusenboden war bei dem anstehenden Baugrunde (fester Mergel) nicht erforderlich. Die Kammerwände wurden als einheitliche Eisenbetonkörper mit breiter Grundfläche und möglichst beschränkten Abmessungen ausgeführt. Sie sind von den Häuptern durch Fugen getrennt und durch weitere Trennfugen in etwa 32 m lange Abschnitte zerlegt, die sich unabhängig voneinander bewegen können. Die Trennfugen werden durch 20 cm breite und 3 mm starke in Bitumen gebettete Bleiplatten gedichtet.

Fünfter Teil.

Unmittelbare Gründungen unter Wasser.

A. Allgemeines.

Ein Bauwerk muß unter Wasser gegründet werden, wenn:

1. der Wasserandrang nach der Baugrube so groß ist, daß er durch die im ersten Abschnitte beschriebenen Arten der Wasserhaltung gar nicht oder nur mit unverhältnismäßig hohen Kosten bewältigt werden kann,
2. die örtlichen Verhältnisse an der Gründungsstelle, z. B. starker Wellenschlag, starke Strömung oder ungeeigneter Baugrund, die Herstellung des für die Wasserhaltung notwendigen Baugrubenabschlusses sehr erschweren oder unmöglich machen,

¹⁾ Breil: Die Sicherung von Gebäuden gegen Bergschäden. Beton Eisen 1909, S. 25.

²⁾ Die Brückenwiderlager der Strecke Datteln—Hamm. Zentralbl. Bauverw. 1912, S. 217 und 1914, S. 308.

3. die Trockenlegung der Baugrube eine für die Tragfähigkeit des Baugrundes nachteilige Auflockerung des Bodens zur Folge haben kann.

Der letzte Fall spielte früher eine größere Rolle als heute, weil man jetzt in der Grundwasserabsenkung ein Mittel gefunden hat, Baugruben auch in leicht beweglichem, durchlässigem Boden ohne schädliche Auflockerung des Baugrundes trocken zu halten. Allerdings beschränkt sich die Anwendung dieses Verfahrens auf solche Fälle, in denen die Größe und Bedeutung des Bauwerkes oder die Rücksicht auf eine sichere Ausführung des Grundwerkes die entstehenden Kosten rechtfertigt.

Eine unmittelbare Gründung unter Wasser kommt in Frage, wenn die Gründungsschicht ohne Schwierigkeiten unter Wasser freigelegt werden kann und der an der Grundwerksohle anstehende Baugrund hinreichend tragfähig ist oder etwa anstehende, weniger tragfähige Schichten sich in dem erforderlichen Maße verdichten lassen, oder schließlich die Belastung durch Vergrößerung der Grundwerksohle innerhalb der zulässigen Grenze gehalten werden kann.

Ein Baugrund ungenügender Tragfähigkeit kann bei diesen Gründungen durch die im vorigen Abschnitte beschriebenen Sand- oder Kiesschüttungen oder durch Einrammen von Pfählen (tiefliegender Pfahlrost) verdichtet werden.

Zusammenhängende Mörtelmauerwerkskörper oder richtige Eisenbetonbauwerke lassen sich unter Wasser nicht ausführen, während unter günstigen Bedingungen ein guter Beton, auch mit Eiseneinlagen, unter Wasser hergestellt werden kann. Für die unmittelbaren Gründungen unter Wasser wird daher in erster Linie Schüttbeton verwendet, bisweilen werden die Grundwerke auch aus Einzelkörpern hergestellt, die dauernd ohne Zusammenhang bleiben (Trockenmauerwerk, Steinschüttungen usw.).

B. Gründungen auf Beton unter Wasser.

a) Anwendungsgebiet und Einteilung.

Ein einwandfreier, zusammenhängender Betonkörper kann unter Wasser nur hergestellt werden, wenn der Beton während des Einbringens und Abbindens gegen die Einwirkungen bewegten Wassers geschützt bleibt. Betongründungen unter Wasser werden deshalb im wesentlichen nur angewendet, wenn sich ein solcher Schutz durch Abschluß der Baugrube gegen das bewegte Wasser erreichen läßt, d. h. wenn die Herstellung von Baugrubenumschließungen keine außergewöhnlichen Schwierigkeiten bereitet und wenn dagegen eine Wasserhaltung wegen zu großen Wasserandranges oder wegen der Gefahr der Auflockerung des Baugrundes nicht möglich sein würde. Es gibt zwar eine Reihe von Verfahren zur Herstellung von Unterwasserbeton ohne Baugrubenumschließung. Diese ergeben aber alle einen Beton von geringerer Güte und eignen sich deshalb nur für Grundwerke, an deren Festigkeit und Dichtigkeit keine großen Ansprüche gestellt werden.

b) Ausführung der Schüttbeton-Gründung.

Die auf die Gründungsschicht gebrachte Betonschüttung ergänzt gewissermaßen die seitliche Baugrubenumschließung, indem sie das an der Baugrubensohle hochquellende Wasser zurückhält. Um diese Aufgabe erfüllen zu können, muß die Schüttung so stark sein, daß sie dem Wasserdrucke an der Baugrubensohle standhält, und so dicht sein, daß das Wasser nicht durch den Beton aufsteigen kann.

Meist wird die Betonschüttung nicht bis zum Wasserspiegel hochgeführt, man beschränkt vielmehr ihre Stärke auf das rechnungsmäßig zur Aufnahme

des Wasserdruckes erforderliche Maß, legt die Baugrube nach dem Erhärten der Betonschüttung trocken und führt die weiteren Teile des Grundwerkes im Trockenen aus.

Der Schüttbody wird meist in einer Baugrube mit künstlicher Umschließung, seltener zwischen geböschten Baugrubenwänden hergestellt. Die Gründungsschicht wird durch Baggerung innerhalb der Umschließungswände oder vor deren Herstellung freigelegt. Die Baggerung vor Herstellung der Umschließungen hat den Vorteil, daß sie die Baggerarbeiten und die Ausführung der Umschließungen erleichtert. Die Kosten des Mehraushubes, den diese Ausführungsweise verursacht, werden sehr oft durch die Ersparnisse infolge der Arbeits erleichterung ausgeglichen. Wie Schüttbody hergestellt wird, ist im II. Teil ausführlich auseinandergesetzt worden.

Die Baugrubenumschließungen müssen bei dieser Gründungsart in vielen Fällen den Betonkörper nach Beendigung der Gründung gegen Unterspülungen schützen und bilden dann einen dauernden Bestandteil des Grundwerkes. Die Abschließung der Baugrube ist im III. Teil ausführlich besprochen worden. Bei Verwendung von Schüttbody ist die direkte Abschließung, also die Herstellung einer normalen Baugrube dann, wenn der Beton bis dicht unter den Wasserspiegel geschüttet werden kann, entbehrlich. Es läßt sich dann die Ausführung durch das folgende, beim Bau der Außenmolen für die dritte Hafeneinfahrt in Wilhelmshaven von der Ph. Holzmann A.-G. benutzte Verfahren wesentlich billiger gestalten. Es wurden dort vor den Außenwänden des Betonkörpers Pfähle gerammt, an diesen fertige Schaltafeln herabgelassen und innerhalb der Höhe,

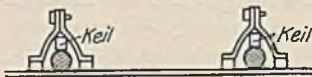


Abb. 243. Befestigung von Schalungstafeln durch Festkeilung an Holzpfählen. Die Festkeilung wurde durch Taucher ausgeführt.

in der die Betonierung erfolgen sollte, durch Taucher an den Pfählen verkeilt (Abb. 243). Nach dem Erhärten des Betons wurden die Tafeln durch Entfernen der Keile gelöst und zur Weiterverwendung hochgezogen. Das Verfahren kann natürlich nur bei geringem Wellenschlage und schwacher Strömung angewendet werden. Statt der festen Umschließungen können auch die im Abschnitte über Mantelgründungen (S. 199) beschriebenen beweglichen Baugrubenabschlüsse den Beton gegen die Einwirkungen des bewegten Wassers schützen. Die Umschließungen müssen so dicht sein, daß innerhalb der Baugrube eine wesentliche Wasserbewegung nicht mehr vorhanden ist. Die von dem vorbeifließenden Wasser mitgeführten feinen Sinkstoffe dürfen nicht in die Baugrube gelangen, weil sie sich zwischen den einzelnen Schüttschichten ablagern und Trennfugen bilden würden.

c) Berechnung der Schüttungsstärke.

Soll die Betonschüttung lediglich die zur Aufnahme des Wasserdruckes an der Baugrubensohle erforderliche Stärke erhalten, und auf ihr nach Trockenlegung das Bauwerk als Vollkörper unter nahezu gleichmäßiger Belastung der Schüttung ausgeführt werden, dann kommt es nicht darauf an, den Schüttbody so dünn wie möglich zu halten, da er ja hinterher überdeckt wird. Die Sohle wird dann so dick gemacht, daß sie dem Wasserdruck ohne Biegungsspannung das Gegengewicht hält, ihre Dicke d wird dann in folgender Weise berechnet:

Es bedeute γ_1 das Gewicht der Raumeinheit der Betonschüttung in der Luft, γ das des Wassers¹⁾ und h die wirksame Druckhöhe des gegen die Sohle der Schüttung wirkenden Wasserdruckes. Wird ohne Zuhilfenahme von Betonfangedämmen gegründet, so muß das Gewicht der Schüttmlage zur Aufnahme des Wasserdruckes ausreichen. Es muß also sein:

$$\gamma_1 d \geq \gamma \cdot h$$

¹⁾ γ ist an der See nicht gleich 1.

oder

$$d \geq \frac{\gamma \cdot h}{\gamma_1} \quad (1)$$

Der Wasserdruck h muß dabei im allgemeinen der Höhe zwischen Wasserspiegel und Sohlenunterkante gleichgesetzt werden, auch wenn die Spundwände eingeschüttet sind. Werden dagegen auf die Sohlenschüttung Betonfangedämme gesetzt, die gegeneinander abgesteift sind, so gelten für einen Bauwerksabschnitt von der Länge 1 m nach der Trockenlegung die folgenden beiden Gleichungen (vgl. Abb. 244):

$$2G + \gamma_1 \cdot d \cdot B = \gamma \cdot B \cdot h + B \cdot K \quad (2)$$

$$\frac{\sigma \cdot d^2}{6} = \frac{(\gamma \cdot h + K - \gamma_1 d) b^2}{8} \quad (3)$$

In diesen bedeutet G das Gewicht des Betonfangedammes für die Länge 1 m und σ die zulässige Zugbeanspruchung des Schüttbetons, K die hier als gleichmäßig angenommene Druckbeanspruchung des Untergrundes über das Maß des Auftriebes (h) hinaus. Der Wert K kann aus der zweiten Gleichung entnommen und in die dritte eingesetzt werden, die dann nach d aufzulösen ist. Für guten Schüttbeton aus Zementraßmörtel wird man mit einer Biegunzugfestigkeit von etwa 5 kg/qcm nach 4 Wochen rechnen können. Die gefährlichen Zugbeanspruchungen treten in der obersten Lage auf, die zuletzt fertig geworden ist.

Es empfiehlt sich daher, gleichzeitig mit der letzten Schüttlage eine Reihe von Probekörpern herzustellen und sich an ihnen davon zu überzeugen, ob der Schüttbeton die der Rechnung zugrunde gelegte Zugfestigkeit erreicht hat, bevor mit der Trockenlegung der Baugrube begonnen wird. Will man die Aufnahme größerer Zugspannungen ermöglichen, dann kann man ohne Schwierigkeit in die oberen Lagen alte Eisenbahnschienen einbetonieren. Die Schienen müssen mit Querankern an den Enden versehen werden, damit sie sich nicht im Beton verziehen.

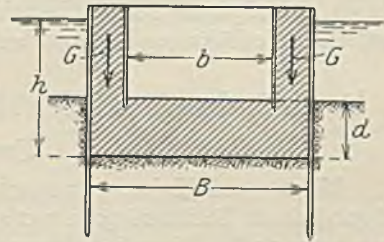


Abb. 244. Berechnung der Schüttungsstärke.

Die entwickelten Gleichungen gelten jedoch für eine nahezu gleichmäßige Belastung der trockengelegten Betonschüttung und eine gegenseitige Absteifung der Wände. Werden die Wände nicht abgesteift, dann treten die Biegemomente aus dem seitlichen Wasserdruck auf die Außenwände hinzu. Hierdurch kann entweder das Biegemoment in der Sohle entsprechend entlastet oder sogar umgekehrt werden, so daß dann die größten Zugspannungen an der Unterkante der Sohle auftreten. Letzteres ist vorteilhaft, weil dann der Beton um die Zeit der Herstellung der Schüttung älter ist. Es ist dann eine solche Schüttung wie ein trogförmiger Körper zu berechnen. Diese Berechnungen sind in dem Werke des Verfassers „Verkehrswasserbau“ in dem Abschnitt „Schleusen“ genauer wiedergegeben worden.

C. Grundwerke aus Trockenmauerwerk, Steinschüttungen usw.

a) Allgemeines, Anordnung und Anwendungsgebiet.

In diesem Abschnitte soll eine Reihe seltener gebrauchter Grundwerke beschrieben werden, deren Einzelteile den Angriffen des Wassers widerstehen können und daher ohne den Schutz von Schutzwänden im offenen Wasser auf die frei-

gelegte oder freiliegende Gründungsschicht versenkt werden können, um dort regellos oder mit Hilfe von Tauchern im Verband aufgeschichtet zu werden.

Infolge des mangelnden Zusammenhanges zwischen den einzelnen Teilen müssen diese Grundwerke mehr oder weniger starke ungleichmäßige Setzungen ausführen, sie eignen sich deshalb nur für Bauwerke, bei denen solche Bewegungen unbedenklich zugelassen werden können. Sie werden dort angewendet, wo die örtlichen Verhältnisse (starker Wellenschlag oder heftiger Stromangriff) andere Gründungsarten sehr erschweren oder unmöglich machen, z. B. für die Unterbauten von Hafendämmen oder Kajemauern in Seehäfen. Bei diesen spielt in der Regel die Widerstandsfähigkeit gegen die Angriffe des Wellenschlages und Seeganges die größte Rolle, sie sind also mehr Seebauten als Grundwerke und werden deshalb auch im zweiten Bande des dritten Teiles dieses Werkes eingehender behandelt¹⁾.

Je nach der Beschaffenheit des Baugrundes werden diese Grundwerke unmittelbar auf der freigelegten Gründungsschicht oder auf verdichtenden Sand- oder Kiesschüttungen hergestellt. Eine Verdichtung schlechten Baugrundes durch Grundpfähle kommt bei ihnen nur selten in Frage, da in der Regel die örtlichen Verhältnisse Rammarbeiten nicht zulassen.

b) Gründung auf Schüttkörpern aus Steinen, Erde usw.

1. Freie Schüttungen.

Molen- und Kajemaurenunterbauten werden vielfach aus freien, beiderseits abgeböschten Schüttkörpern nur aus Steinen oder aus Faschinen, Kies und Steinen hergestellt. Diese Schüttungen bestehen meist aus einem Kern von kleinen Steinen, Kies oder Erde, dessen Böschungen mit größeren Steinen abgedeckt sind, deren Größe und Gewicht sich nach den Angriffen richtet, denen die Schüttkörper durch Wellenschlag und Seegang ausgesetzt sind. Oft müssen die Abdecksteine, besonders in Wellenschlaghöhe, so groß sein, daß sich dafür natürliche Steine in der erforderlichen Größe ohne übermäßigen Kostenaufwand nicht beschaffen lassen, daß statt dessen große Betonblöcke verwendet werden müssen.

In unruhigem Wasser werden diese Schüttungen durch einfaches Verstürzen der Steine von Schiffen aus hergestellt. Entweder sind die Fahrzeuge mit Bodenklappen versehen, die an der Versenkungsstelle geöffnet werden, oder man lagert die Steine auf dem Deck des Schiffes und läßt sie an der Gründungsstelle durch Neigen des Fahrzeuges mittels einseitiger Belastung abrutschen. In ruhigem Wasser können die Steine usw. mit Schüttrichtern versenkt werden.

Natürlich bedingen solche freie Steinschüttungen einen großen Baustoffverbrauch und lassen sich nur dort ausführen, wo geeignetes Steinmaterial in hinreichender Menge preiswert beschafft werden kann. Sie haben ferner den Nachteil, daß die auf ihnen stehenden Bauwerke erst nach dem Aufhören der meist recht beträchtlichen Setzungen hergestellt werden können. Ihre unregelmäßig geformten Böschungen sind häufig für die Schifffahrt störend. Der Steinverbrauch kann dadurch herabgesetzt werden, daß die großen Steine ausgesucht und nach Schüttung des feineren Materials außen geschüttet werden. Die Ergiebigkeit des Schüttmaterials wächst dadurch bedeutend, so daß die Arbeit des Aussuchens sich meist gut bezahlt macht.

2. Schüttungen zwischen Pfahlwänden.

Bei geringer Wassertiefe, bis zu etwa 10 m unter MW., und schwächerem Wellenschlage lassen sich diese Nachteile durch Schüttung zwischen Wänden aus eingerammten Pfählen einschränken. Die Pfahlwände verringern den Steinver-

¹⁾ Vgl. auch Franzius, O.: Verkehrswasserbau; im gleichen Verlage.

brauch, erhöhen den Zusammenhang der Schüttung und vermindern infolgedessen die unvermeidlichen Setzungen. Dies Verfahren ist für die Wellenbrecher an unserer Ostseeküste vielfach verwendet worden. Es läßt sich natürlich nur ausführen, wenn die örtlichen Verhältnisse das Eintreiben von Pfählen gestatten und eine Zerstörung der Pfähle durch Bohrwürmer nicht zu befürchten ist.

Abb. 245 zeigt als Beispiel einer solchen Ausführung die Mole des Saßnitzer Hafens¹⁾. Die Steinschüttungen werden durch zwei parallele Reihen von Rundpfählen eingeschlossen, die hier in Abständen von $\sim 0,3$ m zwischen den Pfahlmitten eingerammt waren. Die Pfähle sind unter 5:1 nach der Dammitte geneigt und durch Anker miteinander verbunden. Es wurden die großen Steine nach außen geschüttet und der Kern aus kleineren Steinen hergestellt. Bei einer ähnlichen Ausführung in Kiel beträgt der Pfahlabstand 0,80 m (s. Abb. 237, S. 188).

3. Steinkistenbau.

Der vorigen Ausführungsweise sehr ähnlich ist der in holzreichen Gegenden (Rußland, Schweden, Finnland und an den großen nordamerikanischen Seen) gebräuchliche Steinkistenbau. An die Stelle der gerammten Pfahlwände tritt hier ein rostartig aus Rundholzwänden und gleichem Boden hergestellter Kasten, der auf die Gründungsschicht abgesenkt und mit Steinen ausgefüllt wird. Der Steinverbrauch ist auch hier erheblich geringer als bei den freien Steinschüttungen. Die Gefahr ungleichmäßiger Setzungen wird durch den festen Zusammenhalt, den die Schüttung durch die Kästen erhält, bedeutend vermindert. Die senkrechten Begrenzungswände gestatten die Verwendung der Steinkisten auch für Bauwerke, an denen Schiffe anlegen sollen.

Der Steinkistenbau findet bei gutem und schlechtem Baugrunde Anwendung. Fester Baugrund mit starken Unebenheiten muß vor dem Absenken der Kisten durch eine Stein- oder Betonschüttung abgeglichen oder durch Fortsprengen stark hervorspringender Teile unter Wasser eingeebnet werden. Weiche, wenig tragfähige Bodenschichten werden vor dem Absenken durch Stein- oder Kiesschüttungen verdichtet oder verdrängt. Oft findet man die Steinkisten auch in Verbindung mit einem hochliegenden Pfahlroste angewendet, dessen freistehende Pfähle den Steinkistenunterbau wirksam gegen seitliche Beanspruchungen aussteifen. Der Steinkistenbau ist aber in gleicher Weise auf Gegenden beschränkt, in denen eine Bohrwurmgefahr nicht besteht, und Holz und Steine billig beschafft werden können. Ferner muß so gebaut werden, daß die Holzteile der Kiste dauernd unter dem niedrigsten gefährlichen Wasserstande bleiben.

Die Außenwände der Kisten sind aus unbeschlagenen oder beschlagenen Balken zusammengesetzte Blockwände, die je nach den Abmessungen im Inneren durch Querwände gegeneinander versteift sind. Sie werden auf dem Lande auf Hellingen oder in den nordischen Gegenden häufig auf dem Eise hergestellt. Die fertigen Kisten werden ins Wasser gelassen und durch Beschweren mit Steinen versenkt. Zur Aufnahme des Belastungsmaterials dienen Böden, die in einige Kistenabteilungen eingebaut sind. Statt mit Steinen werden sie oft auch, ganz oder teilweise, unter Wasser mit Beton ausgefüllt. Die Kiste ersetzt dann die bei der Beton Gründung unter Wasser erforderliche Baugrubenumschließung. Bei

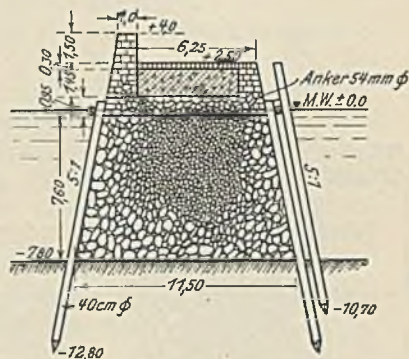


Abb. 245. Gründung einer Mole auf Steinschüttung zwischen Pfahlwänden am Hafen in Saßnitz.

¹⁾ Mönch: Bericht 91 zum XII. Int. Schiff.-Kongr. Philadelphia 1912. — Proetel: Seebau. Berlin: Julius Springer.

Gründungen auf weicherem Baugrunde müssen die Steinkisten durch Stein-
schüttungen, Faschinenpackungen od. dgl. gegen Unterspülung geschützt werden.

Abb. 246¹⁾ zeigt eine im Hafen von Stockholm ausgeführte Kaimauergrün-
dung mittels Steinkiste. Es wurde auf dem unter der künftigen Hafensohle an-
stehenden Felsboden gegründet. Um die Kistenhöhe zu verringern und ein
glattes Auflager für sie zu schaffen, wurde die unebene Felsoberfläche zunächst
durch eine bis zur Höhe der Hafensohle reichende Betonschüttung abgeglichen.

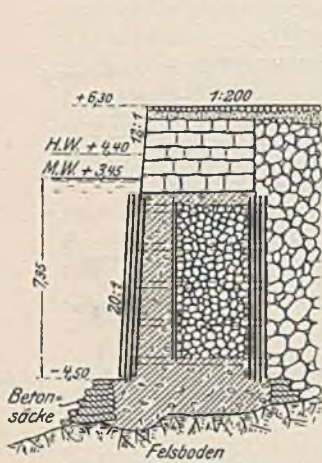


Abb. 246. Gründung einer Kaimauer auf einer Steinkiste in Stockholm.

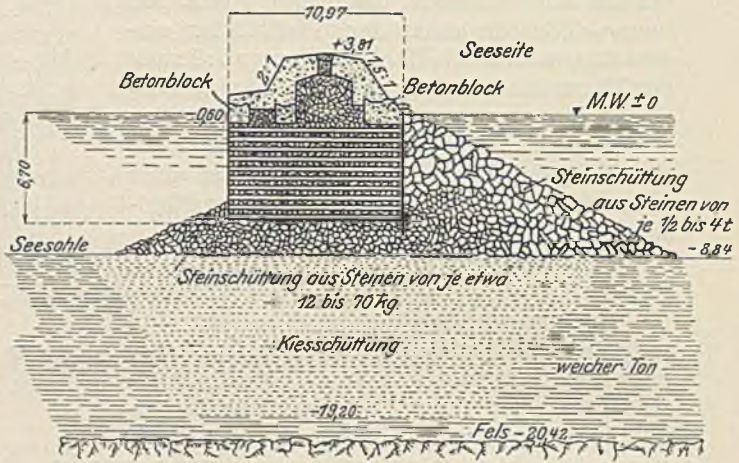


Abb. 247. Gründung einer Mole auf einer Steinkiste nach vorhergehender Verdichtung des Baugrundes durch eine Kies- und Steinschüttung in Buffalo, N. A.

Abb. 246 und 247. Gründungen auf Steinkisten.

Dieses Betonbett wurde mit kleinen Kästen zwischen zwei Wänden aus Beton-
säcken geschüttet, die von Tauchern verlegt worden waren. Die Kiste wurde
an der Seeseite unter Wasser durch Kästen mit Beton, an Landseite mit gut
gepacktem Steinschotter und Kies ausgefüllt.

Eine amerikanische Steinkistenausführung zeigt Abb. 247²⁾. Sie stellt
den Querschnitt eines im Gebiete der großen Seen Nordamerikas ausgeführten
Wellenbrechers (Buffalo) dar. Die Seesohle besteht hier aus weichem Ton, unter
dem erst in einiger Tiefe tragfähiger Fels ansteht. Es wurden daher zu-

nächst die weichen Tonschichten durch eine Kiesschüttung verdrängt und
verdichtet, auf sie eine Steinschüttung gebracht, und erst dann die Steinkiste
versenkt. Das Steinbett schützt den Wellenbrecher vor Unterspülung. An
der Seeseite wurde die Steinkiste durch eine freie Steinschüttung gegen die
Angriffe des Wellenschlages und See-
ganges verstärkt. Die Oberkante der
Steinkiste liegt etwas unter dem See-
spiegel, so daß alle Holzteile dauernd

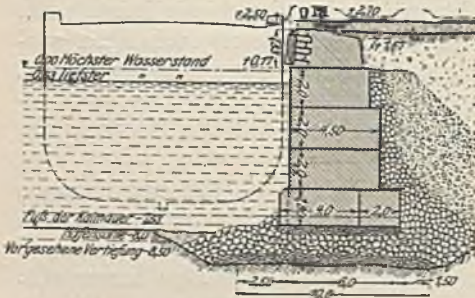


Abb. 248. Gründung einer Kaimauer aus Betonblöcken auf einer Steinschüttung in Haider Pascha.

unter Wasser bleiben. Die obere Abdeckung des Wellenbrechers besteht aus
Betonblöcken und einer an Ort und Stelle gestampften Betonkappe.

¹⁾ Lundberg: Bericht 100 zum XII. Int. Schiff.-Kongr.
²⁾ Haßkarl: Bericht 94 zum XII. Int. Schiff.-Kongr.

c) Blockbau.

Ein ebenfalls für Kaimauer- und Molenunterbauten mehrfach verwendetes Verfahren ist die Herstellung des Grundwerkes aus einzelnen künstlichen oder natürlichen Blöcken. Die Blöcke werden entweder unter Wasser in regelmäßigem Verband zu einem Trockenmauerwerkskörper zusammengesetzt oder einfach mit durchgehenden Querfügen aneinandergelehnt. Auch bei diesen Grundwerken ist der Baustoffverbrauch erheblich kleiner als bei den freien Schüttungen, sie lassen sich ferner mit beliebiger Böschungsneigung ausführen.

Die Blöcke werden gewöhnlich aus Beton oder Mörtelmauerwerk hergestellt, da nur selten geeignete natürliche Steinblöcke hinreichender Größe billig beschafft werden können. Die auf besonderen Werkplätzen am Lande meist aus Gußbeton hergestellten Blöcke werden auf Schiffen oder über den fertigen Teil des Bauwerkes hinweg auf Gleisen an die Verwendungsstelle gebracht, mit Kranen versenkt und nötigenfalls mit Hilfe von Tauchern versetzt. Die Gründungsschicht muß vor dem Aufsetzen der Blöcke durch eine Beton- oder Steinschüttung abgeglichen werden. Auf weichem Baugrunde muß das Grundwerk durch Steinschüttungen oder dgl. gegen Unterspülung geschützt werden.

Abb. 248 zeigt die aus Betonblöcken hergestellte Kaimauer des Hafens Haidar Pascha. Weitere Beispiele siehe „Verkehrswasserbau“ d. gl. Verf.

Sechster Teil.

Hohlkörpergründungen.

A. Allgemeines und Einteilung.

Bei den unter dieser Bezeichnung zusammengefaßten Gründungsarten wird das Grundwerk unter dem Schutze eines auf die Gründungsschicht abgesenkten oben offenen Hohlkörpers ausgeführt. Der Hohlkörper ersetzt die bei der Mehrzahl der bisher beschriebenen Gründungsverfahren verwendeten festen Baugrubenumschließungen.

Die Hohlkörpergründungen zerfallen in zwei Hauptgruppen. Bei der ersten ist der Hohlkörper lediglich die Baugrube für die Ausführung des Gründungsmauerwerkes, während die Gründungsschicht im Bedarfsfalle vor dem Absenken des Hohlkörpers freigelegt wird. Bei der zweiten Gruppe wird auch die Abschachtung bis zur Gründungsschicht innerhalb des Hohlkörpers ausgeführt. Zur ersten Gruppe gehören die Mantel- und Senkkastengründung, zur zweiten die Kasten-, Röhren- und Brunnengründung¹⁾.

Bei der Mantelgründung ist der Hohlkörper auch an der Sohle offen und macht damit den Baugrund an der Gründungsschicht unmittelbar zugänglich, während bei der Senkkastengründung ein fester Boden die Baugrube nach dem Baugrunde hin abschließt. Beide Gründungsarten ergänzen die in den vorhergehenden Abschnitten behandelten Verfahren für den Fall, daß eine Baugrube mit festen Umschließungen nicht hergestellt werden kann, die Gründungsarbeiten aber der unmittelbaren Einwirkung des bewegten Wassers entzogen werden sollen.

B. Mantelgründungen.

a) Anwendungsgebiet und Durchbildung der Mäntel.

Die Hohlkörper der Mantelgründungen sind weiter nichts als Baugrubenumschließungen, die zum Unterschied von der gewöhnlichen Ausführungsweise

¹⁾ Die Preßluftgründung (Druckkasten) werden besonders besprochen.

nicht durch Eintreiben der Umschließungswände hergestellt, sondern über Wasser zusammengebaut und als Ganzes an der Gründungsstelle versenkt werden. Sie haben in mancher Beziehung große Ähnlichkeit mit den vorher beschriebenen Steinkisten, bilden jedoch nicht wie sie einen dauernden Bestandteil des Grundwerkes, sondern dienen lediglich als Schutz für die Gründungsarbeiten.

Die Mantelgründung kommt zur Anwendung, wenn die Gründungsschicht im offenen Wasser in nicht zu großer Tiefe unter dem Wasserspiegel freiliegt oder leicht durch Baggerung freigelegt werden kann, die Herstellung gerammter Baugrubenumschließungen aber Schwierigkeiten bereitet. Solche Schwierigkeiten sind zu erwarten, wenn in der Gründungsschicht Fels oder zäher Tonboden ansteht, oder wenn an der Gründungsstelle zeitweise stark bewegtes Wasser vorhanden ist, das zu einer häufigen Unterbrechung der Rammarbeiten nötigen würde.

An die Mäntel werden die gleichen Anforderungen gestellt wie an die gerammten Baugrubenumschließungen. Sie müssen so dicht sein, daß sie die Arbeiten in der von ihnen umschlossenen Baugrube hinreichend gegen Einwirkungen des bewegten Wassers schützen und im Bedarfsfalle die Trockenlegung der Baugrube gestatten. Sie sind so kräftig zu bemessen und so zu versteifen, daß sie der Strömung oder dem Wellenschlage und, bei Trockenlegung der Baugrube, dem einseitigen Wasserdrucke standhalten können. Besondere Schwierigkeiten bereitet der wasserdichte Abschluß der Mantelwände an der Gründungsschicht, besonders wenn der Untergrund nicht eben ist. Um die Abdichtung an der Sohle zu erleichtern, verjüngt man die Mäntel vielfach nach oben, damit die senkrechte Teilkraft des auf den Seitenwänden lastenden Wasserdrucks ihren unteren Rand gegen den Boden drückt. Die Mäntel werden aus Holz oder Flußeisen hergestellt.

Hölzerne Mäntel bestehen aus kalfaterten Bohlwänden. Die Bohlen werden entweder wagerecht verlegt und auf Stielen befestigt, die durch Gurthölzer, Zangen und Streben gegeneinandergelangen werden, oder senkrecht zwischen Zangenpaaren eingesetzt. Bei unebener Gründungsschicht hat man wiederholt den unteren Teil des Mantels aus senkrechtstehenden Bohlen hergestellt, die an dem oberen festen Mantelteil so befestigt waren, daß sie in der Höhenrichtung verschoben werden konnten. Nach dem Absenken des Hohlkörpers trieb man diese Bohlen an den tieferen Stellen der Gründungsschicht je nach Bedarf hinab. Abb. 249¹⁾ zeigt einen solchen für die Gründung eines Brückenpfeilers verwendeten Mantel.

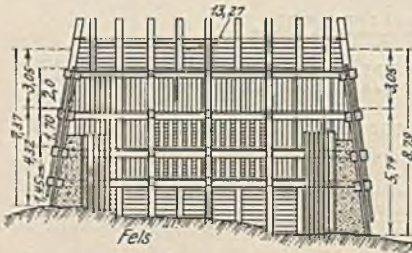


Abb. 249. Hölzerner Mantel für die Gründung eines Brückenpfeilers in der Scorif.

gestellt, die an dem oberen festen Mantelteil so befestigt waren, daß sie in der Höhenrichtung verschoben werden konnten. Nach dem Absenken des Hohlkörpers trieb man diese Bohlen an den tieferen Stellen der Gründungsschicht je nach Bedarf hinab. Abb. 249¹⁾ zeigt einen solchen für die Gründung eines Brückenpfeilers verwendeten Mantel.

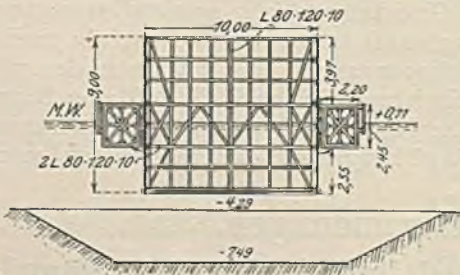


Abb. 250a. Querschnitt.

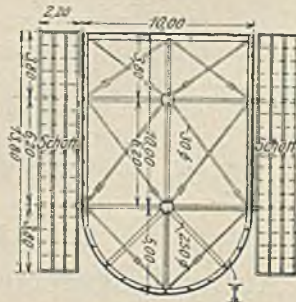


Abb. 250b. Grundriß.

Abb. 250a und 250b. Eiserner Mantel für die Gründung eines Molenkopfes in Stolpmünde.

¹⁾ Ann. Ponts Chaus. 1864, I S. 273.

Abb. 250 a und 250 b¹⁾ zeigen einen eisernen Mantel, der beim Bau der Molenköpfe im Hafen von Stolpmünde als Umschließung der Baugrube verwendet wurde. Die Mäntel waren 15 m lang, 10 m breit und 9 m hoch. Die Wände bestanden aus 8 mm starken Blechen, deren Stöße durch außenliegende Flacheisenlaschen gedeckt waren. Die Blechhaut wurde durch ein Gerippe aus I-Trägern und L-Eisen versteift, der untere Blechrand durch eine Flacheisenauflage verstärkt. In den Querachsen, in denen die Schwimmkörper beim Verfahren der Mäntel angebracht wurden, sowie in der Längsachse waren Versteifungsträger eingebaut. Schließlich wurden die Kasten während des Verfahrens und Absenkens in sechs verschiedenen Höhenlagen durch Rundeisenanker gespannt und an der Rundung durch Rundhölzer ausgesteift.

b) Ausführung der Mantelgründung.

1. Bau und Versenken der Mäntel.

Nur selten liegt die Gründungsstelle so geschützt, daß der Mantel unmittelbar an ihrem Ufer hergestellt werden kann. Meist muß man für diesen Zweck eine geschützte Stelle in der Nähe des Bauwerkes aufsuchen. Die Mäntel werden auf festen oder schwimmenden Gerüsten zusammengebaut. Die Ausbildung der Gerüste sowie der für die Absenkung dienenden Aufhänge- und Ablaufvorrichtungen ist die gleiche wie bei den Röhren-, Brunnen- und Druckluftsenkkastengründungen (S. 252).

Auf schwimmenden Gerüsten hergestellte Mäntel werden zum Teil abgesenkt und dann im Gerüst hängend bei ruhigem Wasser an die Gründungsstelle geschleppt und dort mit den Absenkvorrichtungen weiter abgelassen. Wurde der Mantel auf festem Gerüst abseits der Gründungsstelle zusammengebaut, so wird er dort ins Wasser gebracht, zwischen Schwimmkörpern oder Fahrzeugen aufgehängt und an die Baustelle verfahren. Abb. 250 zeigt diese Art der Beförderung. Die Mäntel wurden in diesem Falle auf einem festen Gerüst zusammengebaut, mit Spindeln von der Arbeitsbühne des Gerüsts abgehoben, nach Entfernung der Arbeitsbühne ins Wasser gelassen und hier mit den Längsseiten an zwei Schwimmkörpern aufgehängt. Von diesen wurden sie zur Gründungsstelle verfahren und dort durch teilweises Füllen der Schwimmkörper mit Wasser versenkt. Um bei einer Schrägstellung des Mantels das Überschießen des Wasserballastes in den Schwimmkörpern zu verhüten, wurde ihr Hohlraum durch ein wasserdichtes Querschott in zwei Abteilungen zerlegt, und in jede dieser beiden Abteilungen zwei durchlochte Blechwände eingebaut. Zwischen diesen lag das Wassereinlaßventil. Nach beendigter Absenkung wurden die Schwimmkörper so lange durch Wasserfüllung weiterbelastet, bis sie sich selbsttätig aus den Haken lösten, in denen der Mantel hing. Die Schwimmkörper wurden dann wieder leergepumpt und zum Baugerüst zurückgefahren.

Bei der Gründung einer Kaimauer in Point Saint Esprit an der Rhone²⁾ hat man hölzerne Mäntel, die zur Herstellung von Betonblöcken auf Steinschüttungen dienten, in folgender Weise versenkt. Auf einem Prahm wurden die Gerippe für den Mantel, bestehend aus Pfosten, Doppelzangen und Versteifungskreuzen zusammengebaut. Der Prahm wurde an die Gründungsstelle geschleppt, die Gerippe durch Kippen zu Wasser gebracht, und durch Belasten mit Steinen abgelassen; alsdann wurden die senkrechten Bohlen der Mantelwände zwischen den Doppelzangen eingesetzt.

¹⁾ Zander: Der Bau der neuen Molenköpfe am Hafen in Stolpmünde. Z. Bauw. 1902, S. 537 u. ff.

²⁾ Ann. Ponts Chauss. Bd. XXXIII, S. 136. 1908.

2. Dichten des Mantelfußes, Ausfüllen und Entfernen der Mäntel.

Nach dem Versenken wird die Fuge zwischen Mantel und Gründungsschicht unter Zuhilfenahme von Tauchern durch Umschütten mit Ton und Umpacken mit Tonsäcken gedichtet. Bei Gründungen auf weicherem Baugrunde muß der Mantel außerdem durch Steinschüttungen gegen Unterspülung gesichert werden.

Bei dem Mantel Abb. 250 wurde der Mantelfuß in folgender Weise abgedichtet. Auf den unteren I-Trägerrahmen wurde ein Holz geschraubt und auf dieses ein Segeltuch von 2 m Breite genagelt. Nach dem Absenken ließ man das Segeltuch im Inneren des Mantels durch Taucher ausbreiten und verhütete dadurch das Ausspülen der unter Wasser eingebrachten Betonschüttung des Grundwerkes. Gegen Unterspülung wurde der Mantel durch 10 m breite Sinkstücke mit starker Steinschüttung gesichert.

Für die Ausführung des Gründungsmauerwerkes wird die von dem Mantel umschlossene Baugrube so weit trocken gelegt, als es die Baugrund- und Wasser- verhältnisse gestatten. Während des Abpumpens muß der Mantelhohlraum gegen den äußeren Wasserdruck ausgesteift werden. Völliges Trockenlegen ermöglicht eine sorgfältige Untersuchung des Baugrundes an der Gründungsschicht und bietet gleichzeitig die größte Gewähr für gute Ausführung des Mauerwerkes. Ist sie nicht durchführbar, so schließt man die Baugrubensohle durch eine Lage aus Schüttbodyen ab, dichtet gegebenenfalls auch die Seitenwände des Mantels durch unter Wasser geschüttete Betonfangedämme (Abb. 249) und führt den verbleibenden Teil des Grundwerkes im Trockenem aus. Der Mantel Abb. 250 wurde bis 1 m unter dem Mittelwasserspiegel mit Beton in Säcken ausgefüllt. Darüber folgte bis 0,30 m über M.W. eine mit Trichtern eingebrachte Lage aus Schüttbodyen. Das Trockenlegen des Mantels mußte hier in Rücksicht auf die örtlichen Verhältnisse (Seegang usw.) unterbleiben. In der Regel bildet man die Verbindungen zwischen den einzelnen Teilen so aus, daß sie sich unter Wasser lösen lassen. Die Mäntel können dann nach Beendigung der Arbeiten entfernt und an anderer Stelle wieder verwendet werden.

Die Mantelgründung kann nicht als ein vollwertiges Gründungsverfahren angesehen werden. Nach Einführung des Eisenbetons in den Wasserbau ist man heute in der Lage, Senkkasten von fast beliebiger Abmessung zu bauen, wenn man nicht den Bau eiserner Senkkasten vorzieht. Die Betonierung im „Schutze“ eines Mantels gewährt besonders an der See nicht die Sicherheit, die verlangt werden muß. Wenn auch in seltenen Fällen die Mantelgründung auch heute noch Anwendung finden kann, so sollte sie doch im allgemeinen durch andere Gründungsarten, wie z. B. die Senkkastengründung ersetzt werden.

C. Senkkastengründungen.

a) Allgemeines und Anwendungsgebiet.

Bei der Senkkastengründung wird die Baugrube für die Herstellung des Gründungsmauerwerkes durch einen dichten Kasten gebildet, der auf die vorher durch Baggerung freigelegte Gründungsschicht abgesenkt wird. Die Kastenwände dienen entweder lediglich der Ausführung und werden nach ihrer Beendigung wieder entfernt oder sie bilden einen dauernden Bestandteil des Grundwerkes.

Die Senkkastengründung eignet sich für Gründungen im offenen Wasser, bei denen die Herstellung von Baugrubenumschließungen und die Trockenlegung der Baugrube durch die örtlichen Verhältnisse unmöglich gemacht wird oder zu große Kosten verursachen würde.

Sie wird für Gründungen auf gutem und schlechtem Baugrunde verwendet. Steht an der Sohle des Gewässers oder in geringer Tiefe unter ihr guter Bau-

grund an, so wird dieser freigelegt, sorgfältig abgeglichen, und der Kasten unmittelbar auf die so hergerichtete Gründungsschicht abgesenkt. Liegt dagegen der gute Baugrund erst in größerer Tiefe unter der Gewässersohle, so werden die Kasten auf eine die schlechten Schichten verdrängende oder verdichtende Sand-, Kies- oder Steinschüttung gesetzt. Gleichzeitig gibt man dem Kasten eine möglichst große lastverteilende Bodenfläche.

Die unmittelbare Senkkastengründung oder ihre Vereinigung mit einer Schüttung besitzt den großen Vorteil, daß die an der Gründungsstelle auszuführenden schwierigen Arbeiten auf einen kurzen Zeitraum beschränkt werden. Das macht sie besonders geeignet für die Herstellung größerer Grundwerke an Meeresküsten, an denen die Zeiträume ruhigen Wassers nur sehr kurz sind (besonders für Molen- und Kaimauerunterbauten). Da die Auflagerfläche für die Kasten unter Wasser hergerichtet und abgeglichen werden muß, läßt sie sich nur selten so gleichmäßig herstellen, daß der Kastenboden von vornherein überall eine gleichmäßige Unterstützung findet. Es muß deshalb bei der unmittelbaren Senkkastengründung stets mit einem starken Setzen und starker Beanspruchung durch ungleichmäßige Auflagerung gerechnet werden. Sie darf also nur für Bauwerke Verwendung finden, bei denen diese Beanspruchung ohne Bedenken ist.

Die Setzungen werden geringer und kommen schneller zur Ruhe, wenn der Senkkasten nicht unmittelbar auf die Gründungsschicht, sondern auf einen tiefliegenden Pfahlrost abgesetzt wird (vgl. S. 205). Diese Vereinigung von Senkkasten- und Pfahlrostgründung wird vielfach verwendet. Sie ist als eine besondere Art der Gründung auf tiefliegendem Pfahlrost anzusehen. Der Senkkasten erspart die Umschließung und Trockenlegung der Baugrube, die bei der gewöhnlichen Ausführungsart der tiefliegenden Pfahlrostgründung für die Herstellung und Übermauerung des Rostes nicht zu umgehen ist.

b) Ausbildung der Senkkasten.

1. Allgemeine Anordnung.

Je nach dem Zweck und den Abmessungen des Bauwerkes wird das Grundwerk mit Hilfe eines einheitlichen, über die ganze Bauwerksgrundfläche reichenden Kastens hergestellt oder aus einzelnen dicht nebeneinander versenkten Einzelkasten zusammengesetzt. Einzelkasten setzen sich meistens ungleichmäßig und sind deshalb nur anwendbar, wenn die Eigenart des Bauwerkes derartige ungleichmäßige Bewegungen zuläßt. Sie sind ferner notwendig, wenn ein einheitlicher Kasten den Beanspruchungen durch ungleichmäßigen Bodengegendruck nicht gewachsen wäre. Über den Zwischenräumen zwischen den Einzelkasten muß das darüber ruhende Bauwerk auf jeden Fall mit Trennfugen versehen werden, auch wenn die Kasten nach dem Aufhören der größeren Setzungen durch Ausfüllen jener Zwischenräume zu einem zusammenhängenden Körper vereinigt wurden. Dadurch wird Zerstörungen durch nachträgliche Setzungen am besten vorgebeugt. Die Senkkasten sind so anzuordnen und durchzubilden, daß an der Kastensole eine möglichst gleichmäßige und weitgehende Verteilung der Bauwerkslast stattfindet. Als Unterbau von Einzelpfeilern aufgelöster Grundwerke ist die Senkkastengründung wegen der Gefahr ungleichmäßiger Setzungen nicht zu empfehlen.

Boden- und Seitenwände der Kasten müssen wasserdicht und so stark sein, daß sie dem einseitigen Wasserdrucke widerstehen können. Das Gewicht des Senkkastens muß so verteilt werden, daß er standsicher schwimmt. Dazu muß in der Regel eine Beton- oder Mauerwerksschicht auf den Kastenboden gebracht werden, die den Schwerpunkt in eine tiefe Lage rückt. Die metazentrische Höhe „*m*“ des Kastens (Abb. 251) soll bei größeren Kästen wenigstens 30 cm betragen. Die Höhe des Kastens ist so zu bemessen, daß er nach der Absenkung

mindestens 30 cm über den höchsten Bauwasserstand hinausragt, so daß das Mauerwerk mit Sicherheit im Trocknen ausgeführt werden kann.

Die Senkkasten werden aus Holz, Eisen, Beton oder Eisenbeton hergestellt. Hölzerne Senkkasten sind, ebenso wie die Mäntel, lediglich Baugrubenumschließungen. Ihre Seitenwände werden deshalb in der Regel so mit dem Boden und untereinander verbunden, daß sie nach Beendigung der Gründungsarbeiten wiedergewonnen werden können. Beton- und Eisenbetonsenkkasten sind dagegen dauernde Bestandteile des Bauwerkes. Eiserner Senkkasten können wie hölzerne behandelt werden, können aber auch fest mit dem Bauwerk verbunden bleiben.

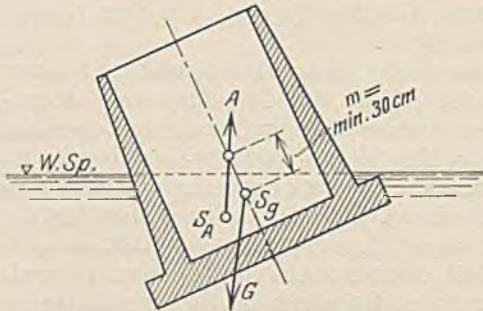


Abb. 251. Schwerpunktlage eines Senkkastens beim Einschwimmen.

2. Hölzerne Senkkasten.

Kastenboden. Der Boden der hölzernen Senkkasten wird aus mehreren sich kreuzenden Bohlen- oder Balkenlagen hergestellt. Die Fugen der oberen Lage werden kalfatert und mit heißem Pech vergossen. Eine möglichst glatte Bodenunterfläche ist für die gleichmäßige Lastverteilung unmittelbar auf dem Untergrund am besten. Dagegen ist bei Unterstützung durch einen Pfahlrost die bisweilen gewählte Ausbildung des Bodens in der Form eines liegenden Rostes zu empfehlen.

Kastenwände. Die Seitenwände bestehen aus einem fachwerkartigen Balkengerippe, das aus Rahmenhölzern, Stielen und Streben zusammengesetzt ist und einer Bohlenverschalung, die auf das Gerippe aufgelegt und mit ihm verbunden ist. Die Schalbohlen werden wagerecht oder senkrecht angebracht. Wagerecht liegende Bohlen werden auf die Außenseite des Balkenrahmens genagelt oder als geschlossene Tafeln in Führungsnuten der Wandstiele eingeschoben. Bei senkrechter Verschalung sitzt das Fußende der Bohlen in einer Nut des unteren Rahmenholzes, das Kopfende wird am oberen Rande des Rahmens zwischen einem doppelten Rahmenholz (Zangen) gehalten. Bei stärkeren Beanspruchungen werden die Wände ganz aus Balken hergestellt, die zwischen Doppelständern wagerecht übereinander liegen. Alle Fugen und Stöße müssen sorgfältig kalfatert werden. Gegeneinander werden die Wände durch Zangen gehalten, die quer über den oberen Rahmenhölzern liegen und mit ihnen verbunden sind. Kasten größerer Höhe müssen im Innern in verschiedenen Höhenlagen abgesteift werden.

Verbindung zwischen Boden und Wänden. Boden und Seitenwände werden in der Regel durch eiserne Anker miteinander verbunden. Die Anker werden mit dem oberen Ende in den über den Wänden liegenden Querzangen verschraubt und am unteren Ende mit Haken oder Schraubengewinde an den Bodenbalken befestigt. Die Anker lassen sich nach Fertigstellung des Grundwerkes leicht lösen und ermöglichen damit die Wiedergewinnung der Wände.

3. Eiserner Senkkasten.

Eiserner Senkkasten bestehen nach Art eines Schiffskörpers aus Eisengerippen, Längs- und Querspanten und einer Blechhaut. Das Eisen gestattet eine vorzügliche Durchbildung der Anschlüsse zwischen dem Kastenboden und den Wänden und eine gute Aussteifung der Wände und des Bodens gegen die Beanspruchungen durch den Wasserdruck. Es erschwert aber gleichzeitig durch die vielen Verbindungsstellen zwischen den einzelnen Teilen die Wiedergewinnung

Wände mit dem Gründungsmauerwerke zu einem einheitlichen Körper vereinigt werden können. Bei größeren Kastenabmessungen müssen die gemauerten Wände durch Querwände gegeneinander versteift werden. Diese Senkkasten werden auch mit dem Namen Schwimmpfeile, bezeichnet.

Abb. 253 a und 253 b zeigen einen solchen Senkkasten, der für die Gründung des Drehpfeilers einer Drehbrücke über den alten Hafen in Cuxhaven verwendet wurde¹⁾. Der Baugrund bestand bis 6 m unter N. W. aus sehr feinem Sand, dem eine 8 m starke Kleischicht und dann scharfer gelber Sand folgte. Der Senkkasten wurde auf einen 2,5 m unter N. W. abgeschnittenen Rost aus Pfählen von 30 bis 35 cm mittlerem Durchmesser gestellt, deren Spitze 15 m unter N. W. in dem scharfen Sande steckte. Der Boden des zylindrischen Senkkastens bestand aus zwei Lagen 15 cm dicker und 20 bis 25 cm breiter Kiefernholzbohlen, die kreuzweise verlegt und miteinander vernagelt waren. Die Fugen der oberen Lage wurden kalfatert. Die Seitenwände des Kastens bestanden aus Ziegelmauerwerk mit Klinkerverblendung. Die Mauerstärke betrug unten 44 cm, oben 33 cm. Die äußeren Mauerwerksfugen wurden mit einem Mörtel von 1 Teil Zement und 1 Teil Sand verstrichen. Zwei Querwände sowie Pfeilervorlagen steiften den Boden und die Seitenwände gegen den Wasserdruck aus. An den Vorlagen und Scheidewänden brachte man den Holzboden und

die gemauerten Wände durch 60 cm lange eiserne Anker miteinander in Verbindung. Um den Senkkasten standsicher schwimmfähig zu machen und weiter an der Sohle abzudichten, wurde eine 30 cm starke Lage von Beton aus 1 Teil Zement und 3 Teilen Magdeburger Elbkies auf den Holzboden gebracht und mit ihm durch eiserne Anker gut verbunden.

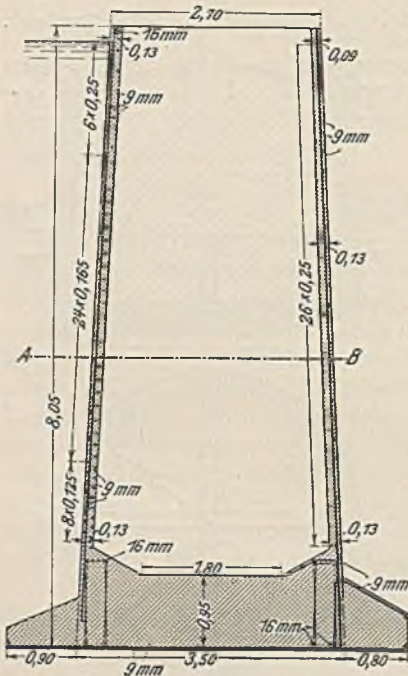


Abb. 254 a. Querschnitt.

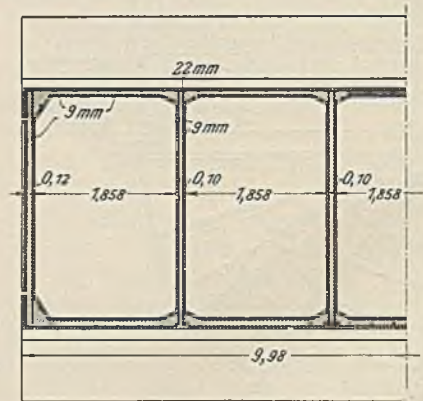


Abb. 254 b. Grundriß.

Abb. 254 a bis 254 c. Eisenbetonenkkasten für die Gründung einer Kaimauer in Norresundby.

5. Senkkasten aus Eisenbeton.

In neuerer Zeit werden die Senkkasten vielfach aus Eisenbeton hergestellt. Dieser Baustoff hat für ihre konstruktive Durchbildung die gleichen Vorteile wie das Eisen. Der Eisenbetonsenkasten besitzt vor dem eisernen den Vorzug, daß er nicht nur eine der Ausführung dienende Baugrubenumschließung, sondern wie der gemauerte oder Betonkasten ein dauernder Bestandteil des Grundwerkes

¹⁾ Granzin: Eine Senkkastengründung. Dt. Bauzg. 1908, S. 604 ff.

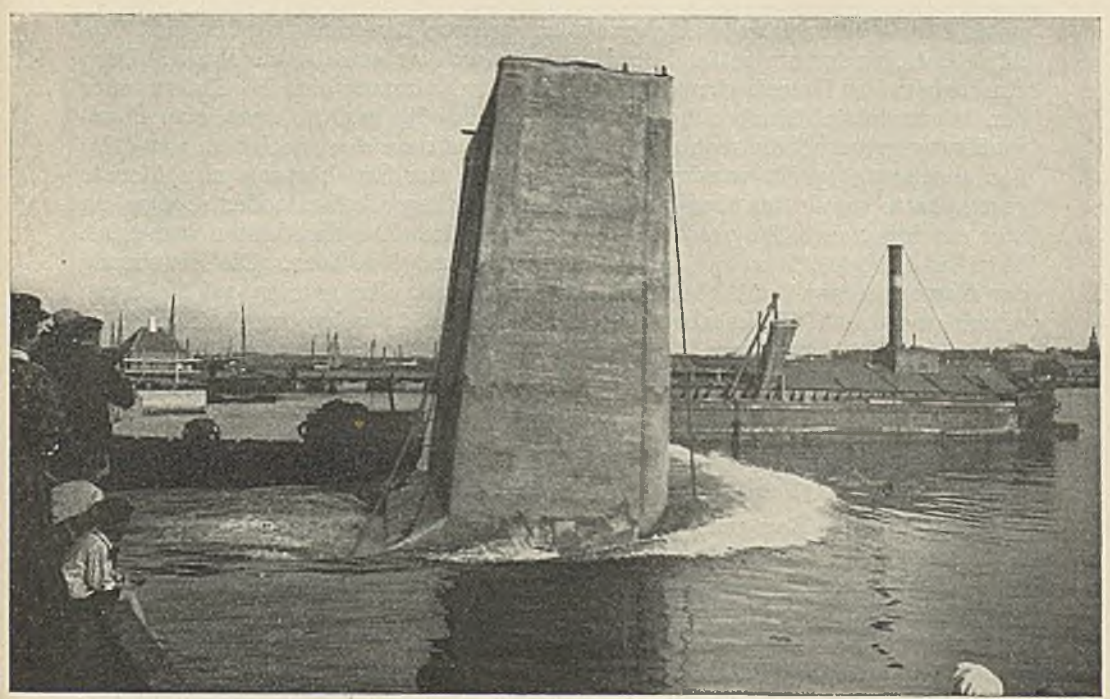


Abb. 254c. Senkkasten beim Verlassen der Helling.

ist. Er besitzt aber den Nachteil, der Betonzersetzung ausgesetzt zu sein, so daß sich bei Gefahr eine äußere Schutzschicht empfiehlt. Als solche kommt neben einer Verblendung die Torkretierung mit unzersetzbarem Mörtel (Sikazusatz usw.) in Frage. Ist keine Gefahr der Betonzersetzung vorhanden, dann müssen die Seitenwände der Eisenbetonsenkasten ebenso wie die der Senkkasten aus Beton oder Mauerwerk einen äußeren wasserdichten Anstrich mit Goudron oder ähnlichen Dichtungsmitteln erhalten.

Abb. 254 a und 254 b¹⁾ zeigen die für eine Kaimauergründung im Hafen von Norresundby verwendeten Eisenbetonsenkasten. Die Hafensohle lag 7,5 m

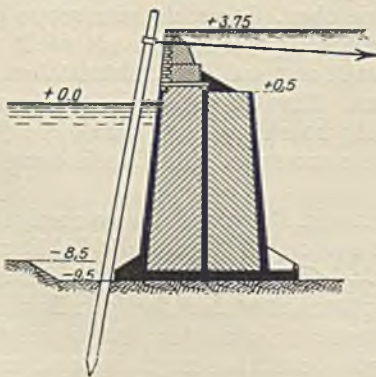


Abb. 255.

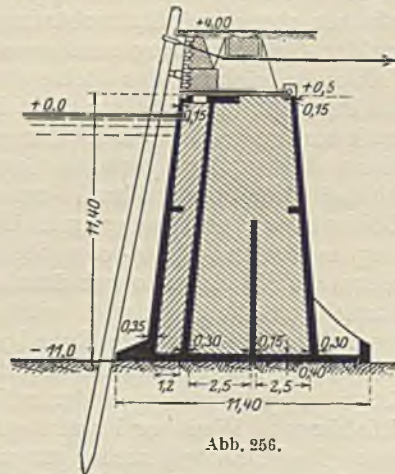


Abb. 256.

Abb. 255 und 256. Gründungen von Ufermauern für Eisenbetonsenkasten in Amsterdam.

¹⁾ Monberg; Bericht 93 zum XII. Int. Schiff.-Kongr.

unter dem Wasserspiegel. Einigermmaßen sicherer Baugrund lag erst in 19 bis 22 m Tiefe, bis dorthin bestand der Boden aus weicher, schiebender Masse. Beim Ausbaggern des Hafenbeckens wurde unter der Kaimauer eine bis 13,5 m unter den Wasserspiegel hinabreichende Rinne hergestellt, und in diese eine Sand-schüttung gebracht, die man so überhöhte, daß die weichen Schichten um 4 bis 5 m zusammengepreßt wurden. Nachdem sich der Sandkörper einige Monate gesetzt hatte, wurde der über dem Kastenaufleger liegende Sandboden abgegraben und die inzwischen hergestellten Kasten versenkt. Die Senkkasten waren rd. 10 m lang, oben 2,7 m und unten 5,2 m breit und 8 m hoch. Die Bewehrung der Kasten ist aus den Abbildungen zu entnehmen. Sie wurden auf Hellingen erbaut und durch Wasserballast versenkt. Abb. 254c zeigt einen dieser Senkkasten beim Abfließen von der Helling. Weitere Senkkastenquerschnitte siehe Abb. 255 und 256.

c) Ausführung der Senkkastengründung.

1. Vorbereitung der Auflagerfläche für den Kasten.

Bei gutem Baugrunde. Vor dem Versetzen der Senkkasten wird die Gründungsschicht freigelegt und das Auflagerbett hergerichtet. Bei der unmittelbaren Senkkastengründung muß die Gründungsschicht durch Beseitigen oder Ausfüllen aller Unebenheiten so genau abgeglichen werden, daß der Kastenboden möglichst von vornherein überall gleichmäßig aufrucht. In leichtem Boden läßt sich dies durch Fortziehen schwerer Schienen über den Baugrund erreichen. In festeren Bodenarten müssen die Unebenheiten des Auflagerbettes durch Stein- oder Betonschüttungen ausgefüllt werden, deren Oberfläche man wiederum mit Hilfe von Schienen oder unter der Taucherglocke glättet. Die Betonschüttungen werden entweder in der beschriebenen Weise aus Betonsäcken oder aus Schüttbeton hergestellt. Alle diese Arbeiten erfordern die Zuhilfenahme von Tauchern. Sie können in ruhigem Wasser ebenso wie das Versenken des Kastens ohne besonderen Schutz ausgeführt werden, während bei stärkerer Strömung oder Seegang durch Schutzwände (z. B. Faschinenwände) eine ruhige Wasserfläche für sie zu schaffen ist. In weicheren Bodenarten ist ferner eine Unterspülung des Kastenauflegerbettes durch Steinschüttungen, Faschinenpackungen oder dgl. zu verhüten. Bei felsigem, ungleichmäßigem Untergrund wird man aus Rücksicht auf die Kosten nur die oberen Kuppen fortbaggern oder abmeißeln, die größeren Vertiefungen aber durch Steinschüttung ausgleichen. Die nicht sehr große Überhöhung der Steinschüttung muß genau ausprobiert werden, damit nicht nach der Zusammendrückung der Steine der Kasten nur auf den Schüttstellen ruht und die Felssteile vielleicht gar nicht berührt. Eine zu geringe Überhöhung ist besser als eine zu große. Würde aber gar nicht überhöht, dann würde die Steinausfüllung einen viel zu geringen Gegendruck erzeugen. Die Überhöhung wird je nach der Schüttstärke 5 bis 10 cm sein.

Bei schlechtem Baugrunde. Erfordert der Baugrund eine vorherige Verdichtung durch Sand-, Kies- oder Steinschüttungen, so werden die Schüttungen zunächst um viele Meter so weit überhöht, daß die Gründungsschicht durch die Schüttung ebenso hoch belastet wird wie später unter dem fertigen Bauwerke. Nachdem die Schüttung zur Ruhe gekommen ist, wird das Auflagerbett des Kastens durch Wegbaggern des überflüssigen Schüttbodens freigelegt, und in der für guten Baugrund geschilderten Weise abgeglichen.

Pfahlrost. Wird der Kasten auf einen tief liegenden Pfahlrost abgesetzt, so müssen die Pfahlköpfe vorher genau in einer wagerechten Ebene abgeschnitten werden. Dazu dienen die auf S. 102 beschriebenen Geräte. Der Raum zwischen den Pfahlköpfen wird mit Steinen gut bis zur Pfahloberkante verfüllt. Unterspülungen des Grundwerkes müssen auch hier durch Steinschüttungen, Faschinen-

den Niedrigwasserspiegel hinabzuführen. Die Kastenhöhe wurde so bemessen, daß der schwimmende Kasten ein Freibord von 0,35 m hatte. Nach dem Stapellauf wurden die Kastenwände in schwimmendem Zustand bis zur endgültigen Höhe hochgeführt.

Die Herstellung auf Hellingen hat gegenüber dem Zusammenbau im Baudock den Nachteil, daß der Senkkasten beim Ablaufen recht bedeutende Beanspruchungen erfahren kann. Um sie zu vermeiden, verwendet man statt der Schlitten auch Wagen, die auf den Gleitbahnen so weit herabgelassen werden können, bis der Kasten sich von ihnen abhebt. Diese Anordnung erfordert jedoch, wie das letzte Beispiel zeigt, eine bedeutend größere Länge des unter Wasser liegenden Hellingteiles und erhöht infolgedessen die Kosten nicht unerheblich.

Kleinere Senkkasten werden auf Flößen zusammengebaut und durch Belasten des Flosses zum Schwimmen gebracht.

3. Heranbringen und Absenken der Kasten.

Die fertigen Senkkasten werden bei ruhigem Wetter an die Versenkungsstelle geschleppt. Liegt die Gründungsstelle in bewegtem Wasser, so muß der Senkkasten nicht nur gegen den Wasserdruck, sondern auch gegen die Stöße des Wellenschlages gut ausgesteift werden. In ruhigem Wasser kann er ohne Führung versenkt werden, während bei starker Strömung eine Führung, wenn möglich, zwischen Rammpfählen, sonst durch Vertauung an schweren Ankern nötig ist. Eng aneinanderschließende Kasten (Abstand 0,30 bis 1 m) werden an den Stirnwänden zur gegenseitigen Führung mit senkrechten Schlitz- und Vorsprüngen als Nut und Feder oder auch nur Nuten versehen.

Die Senkkasten sollen so abgesenkt werden, daß sie sich möglichst gleichzeitig und gleichmäßig mit ihrer ganzen Bodenfläche auf das Auflagerbett setzen, damit einseitige, ihren Bestand gefährdende Beanspruchungen nicht auftreten können. Um dies zu erreichen, müssen Kastengewicht und Ballast gleichmäßig verteilt sein. Man sollte nur in seltenen Ausnahmefällen die Kasten durch Belasten des oberen Randes versenken, da dann die Kastensole beim Auftreffen auf das Auflagerbett sehr stark beansprucht und infolgedessen leicht beschädigt wird. Gestatten die örtlichen Verhältnisse ein allmähliches Absenken, so beschwert man den Senkkasten am besten durch Aufmauern des Grundwerkes in seinem Hohlraum. Steht dagegen für die Absenkungsarbeiten nur ein kleiner Zeitraum zur Verfügung (z. B. in Ebbe- und Flutgebieten mit starker Strömung bei dem Übergang von der Ebbe zur Flut), so wird ihm durch Füllen seines Hohlraumes mit Wasser die nötige Überlast gegeben. Beim Absenken mit Wasserfüllung müssen im Inneren des Kastens Scheidewände angebracht sein, die das Überschießen des Wasserballastes beim Schiefstellen verhüten, das Regeln des Absenkens durch verschiedene Füllung der einzelnen Abteilungen und auch das Auspumpen der einzelnen Zellen zwecks Ausmauerung gestatten.

4. Ausführung des Gründungsmauerwerks.

Das Grundwerk im Kasten wird im Trockenem aus gutem Mauerwerk oder Beton hergestellt, wenn die Seitenwände des Senkkastens lediglich als Baugrubenumschließung dienen und nach Beendigung der Gründungsarbeiten wieder entfernt werden. Senkkasten mit gemauerten Seitenwänden und Eisenbetonsenk-kasten werden dagegen vielfach nur mit magerem Beton und Stein- oder Sand-schüttungen ausgefüllt. Eine Betonfüllung, wenigstens der an der Wasserseite liegenden Kastenabteilungen ist immer zu empfehlen, wenn das Grundwerk Stößen durch Schiffe oder ähnlichen Beanspruchungen ausgesetzt ist. Solchen Kräften sind die Kastenwände allein nicht gewachsen. Erfahren die Senkkasten

außergewöhnlich starke Angriffe durch Wellenschlag oder Seegang, so ist es nicht ratsam, ihre Widerstandsfähigkeit durch Abpumpen des Wasserballastes zu schwächen, die Füllstoffe müssen dann unter Wasser mit Klappkasten eingebracht werden.

Die in Abb. 254 und 255 dargestellten Senkkasten wurden mit Sand gefüllt. Der Senkkasten Abb. 253 erhielt eine Betonfüllung, die mit dem Mauerwerk der Seitenwände durch Anker in möglichst festen Zusammenhang gebracht wurde.

5. Schließen der Zwischenräume zwischen Einzelkasten.

Getrennt versenkte Einzelkasten werden nach dem Aufhören der Setzungen durch Schließen der Zwischenräume zu einem zusammenhängenden Grundwerke vereinigt. Die Zwischenräume werden entweder mit Beton in Säcken ausgefüllt oder zwischen Abschlußwänden im Trocknen oder unter Wasser ausbetoniert. Die aus Bohltafeln bestehenden Abschlußwände werden meistens in besondere Nuten in den Stirnwänden der Senkkasten eingeschoben. Um zu verhüten, daß die nachträglich eingebrachte Ausfüllung der Zwischenräume (z. B. durch den Erddruck der Hinterfüllung) herausgedrückt wird, läßt man sie in Nuten der Kastenstirnwände eingreifen oder gibt ihr durch Abschrägen der Stirnwände des Kastens einen keilförmigen Querschnitt.

6. Berechnung der Senkkasten.

Die Kastenseitenwände erfahren die größte Beanspruchung, wenn der Hohlraum des Senkkastens nach dem Versenken trockengelegt ist. Herrscht an der Gründungsstelle stärkerer Wellenschlag, so ist auf die dadurch bedingte Mehrbeanspruchung durch Herabsetzen der zulässigen Spannung des Baustoffes Rücksicht zu nehmen. Der Kastenboden wird in der gleichen Stellung am stärksten beansprucht, wenn der Kasten durch Belastung des oberen Randes oder durch Wasserballast abgesenkt wurde und im Trocknen ausgefüllt werden soll. Wird er dagegen durch Aufmauern auf seinem Boden beschwert, so haben die Spannungen im Kastenboden vor und während der Absenkung annähernd die gleiche Größe. Erfahrungen bei den Senkkasten für die Westmole in Helgoland haben ergeben, daß die Erbauung nach den Schiffbauregeln (des germanischen Lloyd) geringere Kosten verursachte als nach den statischen Berechnungen der Brückenbauangestellten. Es empfiehlt sich daher, das mehr empirische Verfahren der Schiffbauer anzuwenden. Die Helgoländer Kasten wurden dabei auf dem Festlande gebaut und die weite Strecke von der Elbmündung bis Helgoland über See geschleppt, wobei die Kasten durch Balken weitgehend ausgesteift wurden und durch einen Holzaufsatz während der Überfahrt ein höheres Freibord erhielten.

7. Vergleich der Ausführungsarten.

Senkkasten aus Holz haben den Vorzug der Billigkeit, wenn die abnehmbaren Wände oft wieder verwendet werden können. Da aber bei Anwendung von Mauerwerk oder Betonwänden diese Wände einen Teil des Bauwerkes bilden, so ist der Vorteil der Holzwände mehr ein scheinbarer. Holzsenkkasten kommen somit nur in Frage, wenn eine Ausschreibung die größere Billigkeit dieser Ausführungsart bewiesen haben sollte. Man sollte daher stets die Möglichkeit von Holzsenkkasten offen halten. In nicht gefährlichem Wasser ist heute der Eisenbetonsenkasten die zweifellos beste Ausführung. In gefährlichem Wasser, z. B. auch an der See, kann aber ein Kasten mit Mauerwerkswänden sehr empfehlenswert sein. Man sollte dann aber auch dem Mauerwerk wagerecht und senkrecht durchgehende Flacheiseneinlagen geben (Prüßsche Wände). Das Einlegen der wagerechten Einlagen ist äußerst einfach und billig, das Einbringen der senkrechten

erfordert etwas Steinverhau, kann aber dadurch verbilligt werden, daß man diese senkrechten Einlagen in vorgelegte Pfeiler legt, die im mittleren Drittel keinen Verband mit der eigentlichen Mauer haben, aber durch gelegentliche Quereinlagen mit der Mauer verankert werden. Diese Wände haben eine große Steifigkeit und bilden zugleich einen vollkommenen Schutz gegen angreifendes Wasser. Unbewehrte Stein- oder Betonkasten können nur in sehr ruhigem Wasser in Frage kommen, bilden dann aber die billigste Ausführungsart. Eisenkasten schließlich sind bei starkem Segang empfehlenswert, da sie die am meisten elastische Form der Kasten darstellen, wohl aber auch die teuerste. Man sollte zu ihnen nur bei außergewöhnlich ungünstigen Verhältnissen greifen. Wahrscheinlich kann man das gleiche auch mit Kasten aus Hartbrandsteinen erreichen.

D. Brunnen-, Kasten- und Röhregründungen.

a) Allgemeines.

Bei diesen drei Gründungsarten wird ein oben und unten offener Hohlkörper aus Mauerwerk oder Beton, aus Holz oder Eisen unter eigenem Gewicht oder unter Belastung dadurch in den Boden hinabgetrieben, daß der Boden fort-dauernd aus dem Innern des Körpers herausgefördert wird. Später wird der Hohlkörper mit Beton oder Mauerwerk ausgefüllt. Ein grundsätzlicher Unterschied zwischen Brunnen-, Kasten- oder Röhregründung besteht nicht, denn auch die Brunnen aus Holz oder aus eisernen Röhren bleiben im Boden stecken und übernehmen einen Teil der Bauwerkslast, wenn auch bedeutend weniger als die Mauerwerks- oder Betonbrunnen. Es ist aber in manchen Gegenden üblich, hölzerne Brunnen als Kastengründung, eiserne als Röhregründung zu bezeichnen. Im Grunde handelt es sich in allen Fällen um Brunnengründungen, nur mit verschiedenen Baustoffen.

Brunnen-, Kasten- und Röhregründungen werden angewendet, wenn der tragfähige Baugrund zwar in erreichbarer Tiefe ansteht, in geböschter oder umschlossener Baugrube aber wegen der Bodenbeschaffenheit oder der großen Tiefenlage der Gründungsschicht nur mit Schwierigkeiten oder großen Kosten freigelegt werden kann. Besonders der Wasserandrang führt oft dazu, Brunnengründungen anzuwenden. Als erreichbare Tiefe kann eine solche bis zu höchstens etwa 15 m gelten, darüber werden Brunnen besser nicht verwendet.

Für ihre Ausführbarkeit ist die Beschaffenheit der zu durchfahrenden Bodenschichten ausschlaggebend. Enthalten sie große und umfangreiche Einlagerungen (z. B. Holz- oder Bauwerksreste, große Steine usw.), so ist eine jener Gründungen nur zu empfehlen, wenn die von dem Hohlkörper umschlossene Baugrube ohne große Kosten und ohne Auflockerung der Gründungsschicht trocken gehalten werden kann. Ist das nicht möglich, so verursacht die Beseitigung der Hindernisse meist so große Schwierigkeiten und so unverhältnismäßig hohe Kosten, daß zweckmäßig eine andere Gründungsart gewählt wird. Man darf sich deshalb für eine Brunnengründung nur auf Grund sorgfältiger engesetzter Bohrungen an der Versenkungsstelle entscheiden, wenn nicht etwa der Aufbau der Bodenschichten das Vorkommen solcher Einlagerungen von vornherein mit Sicherheit ausschließt. Die Bohrlöcher müssen zum Teil mit nur 4 bis 5 m Abstand durchgeführt werden.

Einheitliche und aufgelöste Grundwerke. Die Brunnen-, Kasten- und Röhregründungen werden sowohl zur Herstellung einheitlicher Grundwerke als auch für die Ausführung von Einzelpfeilern aufgelöster Grundwerke verwendet. Die Vorteile, die die Auflösung eines auf tieflichem gutem Baugrunde stehenden Grundwerkes in Einzelpfeiler bietet, kommen durch die Auflösung in Pfeiler erst eigentlich zur Geltung.

Diese Auflösung birgt jedoch die Gefahr in sich, daß infolge ungleichmäßigen Setzens der einzelnen Pfeiler Risse in dem Bauwerke entstehen, das von den Pfeilern getragen wird. Sie ist daher nur ratsam, wenn der Baugrund an der Gründungsschicht sehr tragfähig ist oder die zu übertragenden Bauwerkslasten nicht außergewöhnlich groß sind. Die Pfeilergrundflächen müssen ferner mit großer Sorgfalt so bemessen werden, daß die Baugrundbeanspruchung unter allen Pfeilern annähernd gleich ist. Die Einzelpfeiler werden durch Gewölbe oder Balken aus Eisenbeton oder einbetonierten Eisenträgern zu einem zusammenhängenden Grundwerke vereinigt. Die Verbindungsbalken haben vor den Gewölben den Vorzug, daß sie keine Schubkräfte auf die Pfeiler übertragen. Balken müssen aber bei den meist recht großen Beanspruchungen viel kräftiger ausgebildet werden als Gewölbe und sind deshalb in der Regel teurer.

b) Ausbildung der Kasten, Röhren und Brunnen.

Allgemeine Anordnung.

Abmessungen der Hohlkörper. Die Querschnittsabmessungen der Hohlkörper werden durch die Bauwerkslasten bestimmt, die auf den Baugrund übertragen werden sollen. Dabei darf eine Entlastung des Baugrundes durch die Reibung zwischen Erdreich und senkrechten Außenwänden der Hohlkörper in Ansatz gebracht werden. Für schräge Außenwände wird, wenn die Neigung das Verhältnis 1:12 übersteigt, bei einigermaßen standfähigem Boden besser keine Seitenreibung mehr eingesetzt. Bei wenig standfähigem Boden kann der aktive Erddruck als Höchstwert des Seitendruckes auftreten. Die Höhe der Hohlkörper wird, wenn nicht besondere Gründe entgegenstehen, so bemessen, daß sie nach dem Absenken wenigstens über den mittleren Wasserstand hinausragen, weil dann die weiteren Gründungsarbeiten im Trocknen ausgeführt werden können. Dieser Grundsatz gilt besonders für aufgelöste Grundwerke, weil sich die Verbindungen zwischen den Einzelpfeilern unter Wasser nur sehr schwierig und mit hohem Kostenaufwande herstellen lassen.

Für die Durchbildung maßgebende Gesichtspunkte. Für die Ausbildung der Hohlkörper sind folgende Gesichtspunkte maßgebend:

1. Ihre Seitenwände müssen den Erd- oder den Erd- und Wasserdruck aufnehmen können.
2. Der Eindringungswiderstand am Fuß des Brunnens und der Reibungswiderstand zwischen Erdreich und Außenwand (Absenkungswiderstand) soll möglichst gering werden und möglichst gleichmäßig über den Hohlkörper verteilt sein.
3. Das Gewicht der Brunnen (Kasten oder Röhren) soll gleichfalls wegen der schwierigen Aufhängung nicht größer als erforderlich, aber größer als der Absenkungswiderstand sein, damit künstliche Belastungen für die Absenkung nicht notwendig werden. Kasten und Röhren wird man daher, da sie leichte Baukörper sind, durch Ballast schwer machen, die Stein- und Betonbrunnen aber besser innerhalb der gegebenen Grenze leicht halten.
4. Die Seitenwände müssen die bei der Absenkung zu erwartenden außergewöhnlichen Beanspruchungen aufnehmen können (z. B. bei einseitigem Aufsitzen des unteren Randes oder ungleichmäßiger Umfangsreibung). Damit sie nicht quer durchreißen, müssen sie eine entsprechende Längsbewehrung durch senkrecht stehende Balken (Kastengründung) oder eingelegte Eisen erhalten, die imstande sind, den oberen Teil am unteren festzuhalten.
5. Schließlich müssen die Hohlkörperwände möglichst wasserdicht sein, wenn der Boden unter Wasserhaltung ausgehoben oder der Hohlkörper im Trocknen ausgefüllt werden soll.

Form des Querschnittes. Die vorstehenden Forderungen werden durch den kreisförmigen Querschnitt am besten erfüllt. Ein Hohlkörper mit Kreis-

querschnitt setzt den Beanspruchungen der Seitenwände den größten Widerstand entgegen; gleichzeitig erreicht bei ihm bei gleich großer Grundfläche das Verhältnis zwischen Umfang und Querschnittsfläche und damit der Absenkungswiderstand einen Kleinstwert. Häufig muß jedoch aus anderen Gründen von dieser Grundrißform abgewichen werden.

Form des Aufrisses. Nach oben sich verjüngende Form des Aufrisses vermindert den Absenkungswiderstand. Gebräuchlich sind die aus Abb. 258 a und 258 b ersichtlichen Anordnungen mit einem gleichmäßig über die ganze

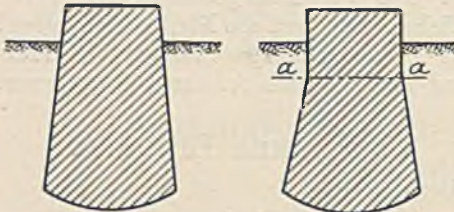


Abb. 258 a. Gleichmäßige Neigung der Außenwände.

Abb. 258 b. Gebrochene Außenwände.

Abb. 258 a und 258 b. Verschiedene Aufrißformen von Hohlkörpern.

Höhe oder einen Teil des Hohlkörpers verlaufenden Anzuge der Seitenwände von etwa $\frac{1}{12}$ bis $\frac{1}{24}$. Bei der Ausführungsweise nach Abb. 258 b braucht der obere Querschnitt nicht eingeschränkt zu werden, wenn sich beim Absenken eine Überschreitung der entwerfsmäßig geplanten Absenkungstiefe als notwendig herausstellt. Bei dieser Anordnung treten aber in der Übergangsfuge a—a infolge der verschiedenen großen Umfangsreibung am oberen und

unteren Teile Zugbeanspruchungen auf, die hauptsächlich bei Brunnen besondere Verstärkungen dieser Fuge erfordern. Häufig werden die Brunnen auch nur an zwei Gegenseiten verjüngt, während die beiden anderen Gegenseiten senkrecht aufgeführt werden. Die Seitenwände werden zweckmäßig nicht verjüngt, wenn der Baugrund an der Gründungsschicht wenig tragfähig ist, oder die Bauwerkslasten sehr groß sind. Es ist dann erwünscht, daß die Reibung am Umfange des Hohlkörpers einen möglichst großen Teil dieser Lasten aufnimmt und dadurch die Gründungsschicht entlastet.

1. Die Kasten.

Die in der Regel aus Holz hergestellten Kastenbrumen Abb. 259 bestehen, wie die hölzernen Baugrubenumschließungen, aus gespundeten, unten zugespitzten Bohlwänden. Die Wände werden im Inneren durch Rahmen verbunden und je nach den Abmessungen des Hohlraumes und der Absenkungstiefe gegeneinander abgesteift. Der Kreisquerschnitt ist für eine derartige Ausführungsweise nicht geeignet, die gebräuchlichste Grundrißform ist das Rechteck. Soll während oder nach dem Absenken der Hohlraum trockengelegt werden, so werden die Wände vor dem Absenken durch Kalfatern gedichtet. Das Eigengewicht der Kasten reicht für die Überwindung des Absenkungswiderstandes niemals aus, sie müssen deshalb mit Plattformen zur Aufnahme von Belastungsmaterial versehen werden.

Die Kastengründung wird hauptsächlich bei Hochbauten angewendet, kommt aber auch hier nur noch selten vor. Sie sollte besser ganz durch Betonbrunnen ersetzt werden.

2. Die Senkröhren.

Die Senkröhren sind aus Guß- oder Schmiedeeisen mit Kreisquerschnitt angefertigt worden.

Gußeiserne Senkröhren. Gußeiserne Senkröhren bestehen aus einzelnen einheitlichen oder in sich wieder aus Segmenten zusammengesetzten Ringen, ähnlich wie die im Bergbau verwendeten Tübbings, an deren Innenwänden Flansche sitzen, die durch Schrauben miteinander verbunden werden. Diese sauber bearbeiteten Verbindungsstellen werden durch Gummi, geteerter Hanf oder andere Dichtungstoffe gedichtet. Der untere Ring wird schnei-

denförmig ausgebildet, um das Eindringen zu erleichtern, und wegen der größeren Beanspruchungen meist aus Schmiedeeisen oder Gußstahl hergestellt. Bei den gußeisernen Röhren sind ungleiche Temperaturspannungen, die leicht Ribbildungen veranlassen können, sorgfältig zu vermeiden.

Flußeiserne Senkröhren. Flußeiserne Senkröhren sind entweder aus einzelnen Blechschüssen zusammengenietet, deren wagerechte und senkrechte Stöße an der Innenseite verlascht werden, oder sie bestehen, ähnlich wie die gußeisernen, aus einzelnen Ringen von kreisförmig gebogenen Blechtafeln, deren Ränder an der Innenseite mit Winkeleisenflanschen gesäumt sind. Die Ringe werden durch Zusammenschrauben der Winkelflansche verbunden. Bei größeren Beanspruchungen müssen die Blechwände durch Profileisen ausgesteift werden.

Anwendungsgebiet.

Auch bei den eisernen Senkröhren muß der Absenkungswiderstand meist durch künstliche Belastung überwunden werden, was bei den gemauerten Senkbrunnen in der Regel nicht der Fall ist. Dafür lassen sich die Senkröhren aber in-

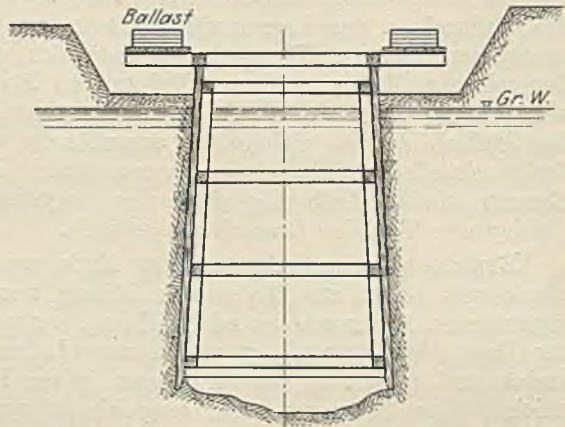


Abb. 250. Kastengründung mit hölzernen Kästen.

folge ihres geringeren Eigengewichtes bequemer herstellen und leichter an die Versenkungsstelle befördern, wenn sie abseits der Gründungsstelle zusammengebaut werden müssen. Außerdem ist der Reibungswiderstand an den eisernen Wänden kleiner als an gemauerten. Senkröhren sind deshalb dort am Platze, wo die Vorteile schneller Ausführung und leichter Beförderung von der Ausführungs- an die Versenkungsstelle die Mehrkosten rechtfertigen, welche die nur der Ausführung dienenden eisernen Wände verursachen (z. B. Rücksicht auf Wellenschlag oder Strömung), ferner dort, wo die sachgemäße Herstellung gemauerter Hohlkörper Schwierigkeiten bereitet. Sie sind hauptsächlich für die Gründung von Brückenpfeilern verwendet worden. Es werden hierfür aber nur noch selten gußeiserne Röhren verwendet, besser nimmt man flußeiserne oder, wie es heute durchweg üblich ist, Betonbrunnen.

3. Brunnen.

Querschnittsform. Die Einzelbrunnen aufgelöster Grundwerke lassen sich in vielen Fällen mit Kreisquerschnitt ausführen. Unzweckmäßig wird diese Form jedoch, wenn die Einzelbrunnen Teile einer längeren, durchlaufenden Wand (z. B. Kajemauern) sind. Es lassen sich dann die Verbindungen zwischen den Einzelpfeilern wegen der halbkreisförmigen Auflagerfläche nicht günstig ausgestalten.

Bei einheitlichen Grundwerken muß sich der Brunnenquerschnitt dem Bauwerksgrundrisse anpassen, er wird infolgedessen häufig von der für die Absenkung günstigsten Kreisform abweichen. Einheitliche Brunnen größerer Abmessungen müssen zur Aussteifung der Seitenwände mit Querwänden versehen werden, die man in der Regel so hoch über der Unterkante der Außenwände endigen läßt, daß sie bei dem Absenken den Boden nicht berühren und somit den Eindringungswiderstand nicht erhöhen (vgl. Abb. 264a und 264b).

Einheitliche und aufgelöste Brunnengründungen. Für die Absenkung haben einheitliche große Brunnenkörper gegenüber den Einzelbrunnen

gleiten des Brunnens von dem Kranze zu verhindern. Untereinander waren die Bohlen mit Schraubenbolzen verbunden. Abb. 261 zeigt ferner einen an der Schneide durch ein Winkeleisen verstärkten Holzkranz.

Eiserne Brunnenkränze werden aus Blechen und Walzprofilen zusammengesetzt. Abb. 262 zeigt einen solchen Kranz. Er ist mit keilförmigem Querschnitt aus Blechen, Winkel und U-Eisen hergestellt und an der Schneide durch ein außen angenietetes Flacheisen verstärkt. Die Ausfüllung mit Beton steift den Kranz aus und verbindet ihn gut mit dem aufgehenden Mauerwerk des Brunnenmantels. Abb. 262 ist eine Einzelheit der Abb. 265.

Um den Zusammenhang zwischen dem Kranze und dem Mauerwerke zu erhöhen und gleichzeitig dem Brunnenmantel einen größeren Widerstand gegen das Lostrennen einzelner Schichten zu geben, wird der Kranz zweckmäßig durch Anker mit dem Brunnenmauerwerke verbunden (Abb. 261, 262 u. 265). Diese Anordnung ist unbedingt zu empfehlen, wenn infolge der Bodenbeschaffenheit oder der Brunnenform beim Absenken größere Zugbeanspruchungen in der Brunnenwand durch Ungleichheit der Umfangsreibung oder ungleiches Setzen zu erwarten sind.

Brunnenwände. Die Stärke der Brunnenwandungen überschreitet in der Regel das in Rücksicht auf die Beanspruchungen durch den Erd- und Wasserdruk erforderliche Mindestmaß. Das dadurch gewonnene Mehrgewicht erleichtert das Absenken, erspart häufig eine künstliche Belastung und rechtfertigt damit die Vergrößerung der Masse des teureren Brunnenmauerwerkes. Bei kleineren Brunnen darf die Mauerstärke jedoch nur so groß sein, daß ein bequemes Arbeiten in dem verbleibenden Hohlraum immer noch möglich ist.

Bei der meist reichlich bemessenen Stärke der Brunnenwände besitzen Ziegelmauerwerk in Zementmörtel oder Beton für Brunnen mit Kreisquerschnitt die ausreichende Festigkeit zur Aufnahme der normalen Beanspruchungen. Eiseneinlagen sind bei dieser Brunnenform zur Sicherung gegen das Abreißen einzelner Teile nur notwendig, wenn aus den vorstehend angegebenen Gründen größere Zugbeanspruchungen in der Brunnenwand zu erwarten sind. Dagegen bietet bei anderen Brunnenformen die Anwendung des Eisenbetons wegen seiner größeren Festigkeit häufig Vorteile gegenüber dem Mauerwerk oder unbewehrten Beton.

Die Außenseite der Brunnenmauern wird mit einem glatten Putze aus fettem geglätteten Zementmörtel versehen, um den Reibungswiderstand zu verringern. Die Innenwände müssen nach der Schneide zu so verjüngt sein, daß diese überall bequem zugänglich bleibt. Bei einem Mauerwerkbrunnen erreicht man dies am einfachsten dadurch, daß man die Stärke der Brunnenwand von der Schneide aus durch Auskragen der einzelnen Schichten allmählich wachsen läßt (Abb. 262).

Abb. 263 a bis 263 c ¹⁾ zeigen eine aufgelöste Kaimauergründung in Duisburg-Ruhrort auf Einzelbrunnen, die mit einem gegenseitigen Mittenabstande von 12 m versenkt und durch Gewölbe aus Stampfbeton verbunden wurden. Der Querschnitt der Brunnen war quadratisch mit einer Grundfläche von 6,00 × 6,00 m. Die Vorder- und Hinterwand hatten einen Anlauf von 10 : 1, die Seitenwände waren unter 20 : 1 geneigt. Die Höhe betrug 6,60 m. Der Zwischenraum zwischen zwei Nachbarbrunnen wurde gegen die Hinterfüllung durch eine Eisenbetonspundwand abgeschlossen, die mit ihrem oberen Ende in das Verbindungsgewölbe einbetoniert war. Die Spundwand konnte wegen der guten Bodenverhältnisse kurz gehalten werden. Bei weicherem Boden muß die Spundwand tiefer geführt werden. Bei ähnlichen Ausführungen hat man für den Abschluß der

¹⁾ Vom Ausbau des Hafens Duisburg Ruhrort. Dt. Bauzg. 1909, S. 342.

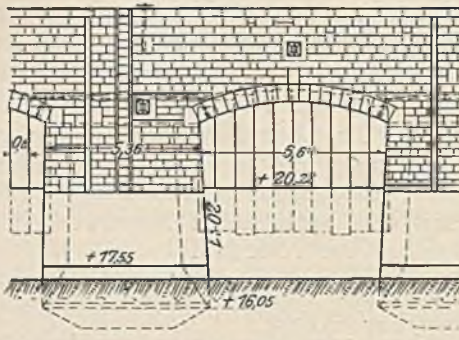


Abb. 263 a. Gesamtansicht.

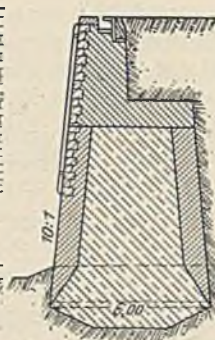


Abb. 263 b. Schnitt durch die Brunnen.

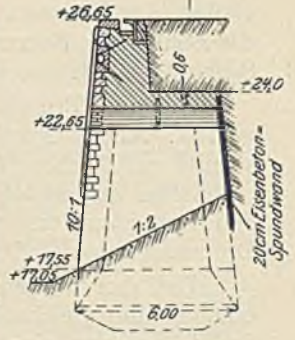


Abb. 263 c. Schnitt durch die Verbindungsgewölbe.

Abb. 263 a bis 263 c. Aufgelöste Brunnengründung einer Kaimauer im Ruhrorter Hafen.

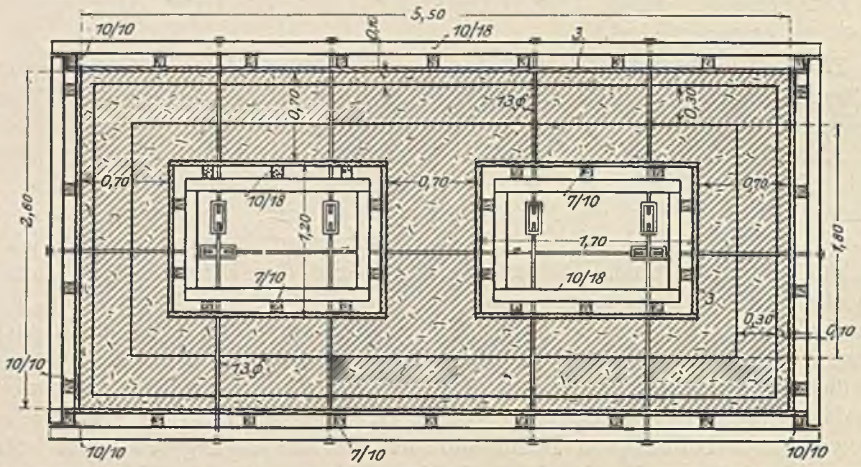


Abb. 264 a. Wagerechter Schnitt.

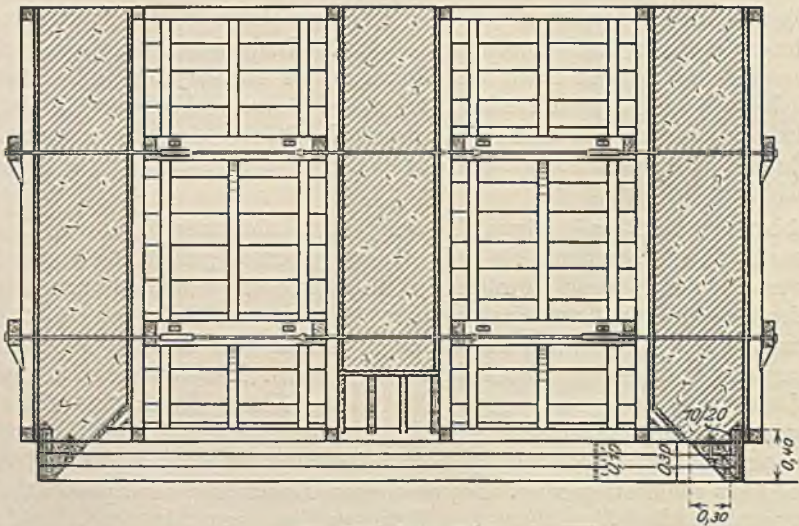


Abb. 264 b. Querschnitt.

Abb. 264 a und 264 b. Herstellung eines Betonbrunnens für eine Kaimauer im Hafen von Rinteln.

In Gewässern mit starker Strömung läßt sich eine solche Anschüttung nur durch umfangreiche Arbeiten und mit großen Kosten sichern, in tieferen Gewässern wird sie zu teuer. Unter solchen Verhältnissen muß der Hohlkörper daher von festen oder schwimmenden Gerüsten abgesenkt werden. Feste Gerüste verdienen den Vorzug, wenn einer oder mehrere nahe beieinander liegende Hohlkörper zu versenken sind, so daß für jeden neuen Brunnen immer nur ein neues Joch zu errichten ist. Müssen dagegen mehrere, weit voneinander entfernt liegende Grundwerke der gleichen Art ausgeführt werden, so sind schwimmende Gerüste vorteilhafter, weil sie wiederholt verwendet werden können.

Die Absenkungsgerüste bestehen aus einer unteren Arbeitsbühne, die auf Pfählen oder zwei fest miteinander verbundenen Schiffskörpern ruhen, und einem Obergerüst (Abb. 266 a und 266 b), an dem der Hohlkörper aufgehängt wird. Etwa 30 cm über dem angenommenen höchsten Bauwasserstand wird über der Versenkungsstelle zunächst eine

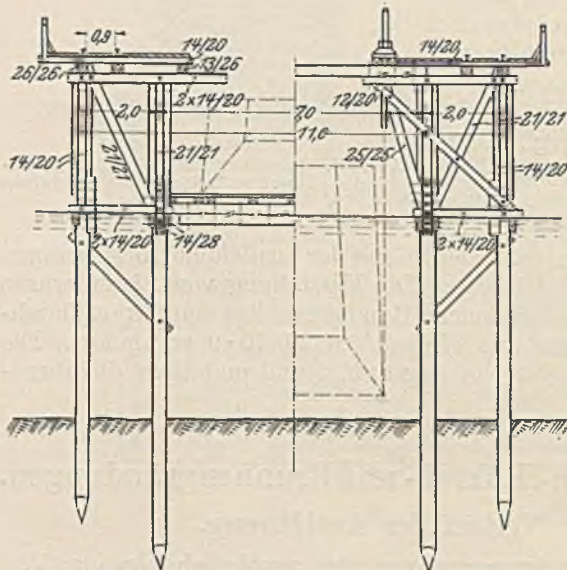


Abb. 266 a. Während des Zusammenbaues des Brunnens. Abb. 266 b. Während der Absenkung des Brunnens.
Abb. 266 a und 266 b. Absenkgerüst für eine Brunnengründung.

Plattform als untere Arbeitsbühne auf Eisenträgern oder verdübelten Balken hergerichtet. Auf dieser Arbeitsbühne wird der untere Ring der Senkröhre oder der Brunnenkranz verlegt, und der untere Teil des Hohlkörpers hergestellt. Darauf wird der Hohlkörper am Obergerüst aufgehängt, so weit angehoben, daß die Plattform entfernt werden kann, und dann unter gleichzeitiger Erhöhung seiner Wände allmählich auf die Sohle des Gewässers hinabgelassen. Die Arbeiter stehen dann entweder auf dem verbleibenden Kranz der Bühne oder auf einer Plattform im Brunnen, die von Zeit zu Zeit höher gelegt wird. Das Versenken in den Boden geschieht dann wie auf dem

Land unter Ausbaggerung. Das Lösen der Aufhängevorrichtung darf erst nach Beendigung des Absenkens geschehen, weil sonst jede Möglichkeit, einen schief gewordenen Brunnen wieder aufzurichten, fehlen würde. Die Ausbildung der Gerüste sowie der Aufhänge- und Ablaufvorrichtungen ist die gleiche wie bei den Druckluftsenkkästen. Sie soll bei diesen eingehender beschrieben werden (S. 252). Bei den Brunnen müssen die Aufhängevorrichtungen an dem Kranz befestigt werden. Sie endigen entweder in einem Haken, der unter den Brunnenkranz faßt, oder werden mit den Verankerungen zwischen Kranz und Mauerwerk durch Laschen verbunden. Die letzte Anordnung zeigt Abb. 262/6. Die Aufhängeeisen müssen so angebracht sein, daß sie sich nach vollendeter Absenkung von oben her lösen lassen, so daß sie wiedergewonnen werden können. Hierfür empfiehlt sich am meisten die Verschraubung in einer mit Vierkant versehenen Mutter, die sich also nicht drehen kann. Durch Rückdrehen kann man die Aufhängeeisen dann lösen.

Bei Brunnengründungen in großen Wassertiefen erfahren die Gerüste und Aufhängevorrichtungen durch das große Brunnengewicht bedeutende

Beanspruchungen. Um sie zu entlasten, hat man die Brunnen während der Absenkung durch das Wasser vorübergehend mit einem wasserdichten Boden versehen und dadurch das Brunnengewicht ganz oder zum Teil durch den Auftrieb aufgenommen. Auf diese Weise wurde der in Abb. 265 dargestellte Brunnen versenkt. Er wurde vorübergehend durch ein Kuppelgewölbe aus trockenen Tannenholzklötzen abgeschlossen, das sich über der Schneide gegen eine Abschrägung in der Brunnenwand stützte (Abb. 262). Die wagerechte Seitenkraft des Kämpferdruckes wurde durch Rundeisenanker aufgenommen, die in der Richtung von Brunnendurchmessern zwischen die Wände gespannt waren. Verankerungen zwischen Kranz und Mauerwerk verhinderten das Abreißen des aufgehenden Brunnenmauerwerkes von der Schneide durch die lotrechte Seitenkraft des Kämpferdruckes. Die Tannenholzklötze des Gewölbes wurden auf einer mit Persenning abgedeckten Lehre aus Holzlehrbögen und 1,5 cm starker Schalung in Asphaltkitt verlegt. Kranz und Gewölbe wurden an Spindeln von der Plattform abgehoben und unter gleichzeitiger Erhöhung des Mauerwerkes in das Wasser abgelassen. Obgleich das Brunnengewicht vom Auftrieb aufgenommen wurde, ließ man die Spindeln zur Sicherheit auch während des Absenkens am Brunnen sitzen. Nach Erreichen der Gewässersohle entfernte man die Zuganker zwischen den Gewölbekämpfern, zertrümmerte das Holzgewölbe und senkte den Brunnen dann weiter in der üblichen Weise ab.

2. Zusammenbau der Hohlkörper.

Auf dem Lande werden die Hohlkörper von besonderen Gerüsten aus zusammengebaut. Im Wasser dient dazu die untere Arbeitsbühne des Absenkgerüstes. Ist ein sehr großer Absenkungswiderstand zu erwarten, so empfiehlt es sich, das Brunnenmauerwerk gleich in halber oder ganzer Höhe auszuführen, um an künstlicher Belastung zu sparen. Besondere Sorgfalt ist bei der Aufmauerung auf eine glatte und gleichmäßig geneigte Außenseite der Brunnenwände zu legen.

Ein Beispiel für die Herstellung eines größeren Betonbrunnens geben die Abb. 264 a und 264 b (vgl. S. 218). Die Betonschalung wurde durch Rundeisenanker zusammengehalten, die in zwei wagerechten Ebenen verschiedener Höhenlage in der Quer- und Längsrichtung des Brunnens angeordnet waren und aus mehreren, durch Spanschlösser verbundenen Stücken bestanden. In der Brunnenwand wurden die Anker in Sand gebettet, um das Anbinden des Betons zu verhüten. Gutes und bequemes Stampfen des Betons ermöglichte man dadurch, daß man die Schalbretter erst dem Arbeitsfortschritte entsprechend einsetzte. Nach dem Abbinden wurden die Spanschlösser gelöst und die einzelnen Ankerenteile herausgezogen. Die Außenwände des Brunnens erhielten einen Anstrich mit dicker Zementmilch. Heute würde man einen solchen Brunnen besser in Gußbeton herstellen und dadurch auch eine wesentlich glattere Außenhaut erzielen.

3. Bodenaushub und Absenken.

Im Trocknen. Kann die von dem Hohlkörper umschlossene Baugrube ohne erheblichen Kostenaufwand und ohne Auflockerung der Gründungsschicht trocken gehalten werden, so empfiehlt es sich, den Boden im Trocknen auszuheben. Die Kosten der Wasserhaltung werden durch die Sicherheit aufgewogen, die der Trockenaushub für einen gleichmäßigen und ungestörten Verlauf der Absenkung bietet. Die Schneide ist unmittelbar zugänglich, Hindernisse im Boden lassen sich bei einiger Aufmerksamkeit feststellen, ehe der Hohlkörper auf ihnen festsetzt, und können dann durch Freilegen ohne erhebliche Schwierigkeiten entfernt werden. Der Bodenaushub läßt sich vollkommen der Absenkung anpassen.

Sinkt der Hohlkörper an einer Stelle zu rasch ab, so genügt es, die Schneide an dem zurückbleibenden Teile stärker frei zu graben, um ihn in die senkrechte Lage zurückzubringen. Solange der Aushub im Trocknen mit Sicherheit erfolgen kann, ist eine Aufhängung nicht nötig, sie muß aber vorgesehen und eingesetzt werden, sobald der Wasserandrang nicht mehr zu bewältigen ist oder sogar vielleicht ein Wassereinbruch droht.

Unter Wasser. In den vielen Fällen, in denen der Trockenaushub nicht möglich ist, muß der Boden durch Baggern vom oberen Rande des Hohlkörpers aus entfernt werden. Die Baggergeräte müssen einen möglichst geringen Raum einnehmen. Am gebräuchlichsten sind Hand-, Greif- und senkrechte Kettenbagger. Die Bagger arbeiten in der Mitte des Hohlkörpers, der Boden rutscht dem Baggergeräte von den Seitenwänden aus unter dem natürlichen Böschungswinkel der Bodenart zu. Bei kreisförmigem Querschnitte des Hohlkörpers und gleichmäßiger Bodenbeschaffenheit wird dabei die Schneide vollkommen gleichmäßig freigelegt und findet deshalb überall den gleichen Widerstand. Bei Hohlkörpern mit geradlinigen Seitenwänden rutscht jedoch der Boden von der Mitte der Seitenwände aus früher nach als von den Ecken. Bei ihnen tritt also an den Ecken außer der größeren Umfangsreibung auch ein größerer Schneidenwiderstand auf, die Gefahr des Abreißen einzelner Mauerwerksschichten in der Mitte der Seitenwände wird dadurch erhöht. Um diesem Übelstande abzuhelpen, hat man bisweilen den Schneidenrand von Hohlkörpern mit rechteckigem Querschnitt nach der hyperbolischen Durchdringungskurve zwischen der Hohlkörperwand und dem Rutschkegel des Erdreiches ausgebildet und dadurch eine gleichmäßige Bodenzufuhr nach dem Baggergeräte gesichert.

Von den Fördermaschinen kommt der Aushub durch die indische Schaufel oder den Sackbohrer nur noch selten bei sehr kleinen Brunnen zur Anwendung. Der Handaushub ist in der Regel viel zu teuer, um noch lohnend zu sein. Ist der Brunnen groß genug, um das Arbeiten mit dem Greifer zu erlauben, dann ist das eine der besten Baggermethoden. Senkrechte Schaufelkettenbagger mit kleinen Schaufeln ergeben einen gleichmäßigeren Aushub und die Möglichkeit, mehr an die Wände heranzukommen, wenn der Brunnen sich schief stellt. Es muß dann an der zurückbleibenden Seite der Boden tiefer herausgebagert werden. Das ist mit dem Greifer schlechter durchzuführen als mit dem Kettenbagger. Es kommt auch das Fördern mit der Saugpumpe in Frage. Genau so, wie man in der See mit den bekannten Saugbaggern Sand in großen Mengen aus der Sohle heraussaugt, kann man auch aus dem Brunnen den Sand saugen. Bedingung ist, daß die Oberkante des Brunnens nur wenige Meter über dem Wasserspiegel liegt, da sonst das Gewicht der aus Wasser und Sand bestehenden Saugsäule zu groß wird, so daß sie abreißt. Bei allen Baggerungen unter Wasser ist daran zu denken, daß stets eine größere Menge Wasser mit gefördert wird. Werden nicht besondere Vorkehrungen getroffen, so kann dieses Wasser nur unter der Schneide des Brunnens hindurch von außen her sich ersetzen. Das hat zwar scheinbar den Vorzug, den Eindringungswiderstand zu verringern, da dauernd ein Wasserstrom an der Brunnenwand von oben her zur Schneide und um sie herum in das Brunnennere verläuft. Diese Strömung birgt aber die große Gefahr in sich, daß sie bei einem zu starken Absenken des Innenwasserstandes plötzlich zu stark wird und einen Bodeneinbruch erzeugt. Es ist ganz gleich, ob man auf den Brunnen schlagartig eine hohe Belastung legt oder mit einem Ruck den Boden an einer Stelle unter dem Kranz wegrißt, stets ist ein harter Schlag in das Gestänge die Folge. Viele Gestängebrüche, Schiefstellen des Brunnens und womöglich Abreißen des unteren Teiles vom oberen (wenn sie nicht gut gegeneinander verankert waren) haben ihre Ursache in einem unvorsichtigen Absenken des Wassers im Inneren des Brunnens, ohne daß die Bauleiter sich

über diese Ursache immer klar wären. Es sollte daher als unübertretbare Regel bei dem Absenken von Brunnen unter Wasser gelten, daß man stets Wasser von der Seite oder von oben in das Brunneninnere leitet, so daß der Wasserstand im Brunnen stets um etwa 5 bis 10 cm höher als der äußere Wasserstand ist. Hat man großen Absenkungswiderstand, der in der Regel erst eintritt, wenn man mehrere Meter im Boden ist, dann ist es sogar vorteilhaft, den Innenwasserstand so lange zu heben (vielleicht 0,3 m höher), bis der Widerstand geringer wird. Es findet dann eine umgekehrte Strömung unter der Schneide statt, ohne daß der Boden unter der Schneide plötzlich weggespült werden kann; das wird durch die mehrere Meter hohe Außenüberdeckung verhindert. Es ist das letzten Endes auch nur ein Spülverfahren, ähnlich wie es bei dem Einspülen der Pfähle angewendet wird.

Besondere Schwierigkeiten bereitet beim Unterwasseraushub die Beseitigung von Hindernissen, die unter der Schneide liegen und nun in den freien Raum des Hohlkörpers hineinragen. Sie müssen unter Zuhilfenahme von Tauchern vom oberen Rande des Hohlkörpers aus scharf an der Außenkante der Schneide abgestemmt werden, wie dies auf S. 171 näher beschrieben wurde. Der Übergang von der Schneide zur Innenwand des Brunnenmantels muß deshalb so schlank ausgebildet sein, daß die Werkzeuge überall ohne Schwierigkeiten an die Schneidenaußenkante herangeführt werden können.

Ebenso sorgfältig, wie das einseitige Aufsitzen infolge von Hindernissen oder infolge ungleichmäßigen Freilegens der Schneide muß beim Unterwasseraushub das ungleichmäßige Absinken durch einseitige Baggerung des Hohlkörpers verhütet werden. Ruckweises Nachsinken verursacht große Beanspruchungen in den Wandungen und kann besonders für gemauerte Brunnen gefährlich werden. Außerdem besteht beim Zurückbleiben des Hohlkörpers die Gefahr, daß der Boden unter der freiliegenden Schneide stark in das Brunneninnere nachrutscht und dadurch eine Lockerung des Erdreiches in der Umgebung des Grundwerkes verursacht. Dies ist besonders bedenklich, wenn in der Nähe der Gründungsstelle andere Bauwerke stehen. Gleichförmiges Absenken des Hohlkörpers wird erreicht durch gleichmäßiges Freilegen der Schneide und Regelung des Hohlkörpergewichtes nach der Größe des Absenkungswiderstandes und vor allem Regelung des Wasserstandes im Brunnen, wie es vorher genauer gesagt ist. Ist das Eigengewicht des Hohlkörpers geringer als dieser Widerstand, so müssen künstliche Belastungen angebracht werden. Bei Röhren und Kasten ist das fast stets der Fall. Zur Aufnahme des möglichst gleichmäßig zu verteilenden Ballastes dienen Plattformen, die auf den Hohlkörper verlegt oder längs des Umfangs an ihm aufgehängt werden. Als Belastungskörper werden gewöhnlich Steine oder Schienen, bisweilen auch mit Wasser gefüllte Gefäße benutzt.

Trotz aller Vorsichtsmaßregeln ist jedoch in der Regel die Aushubmenge größer als der sich aus der Absenkungstiefe und dem Querschnitte des Hohlraumes ergebende Rauminhalt. Der Boden in der Nähe des Hohlkörpers wird also meist aufgelockert. Dies ist besonders störend, wenn zwei solche Körper dicht nebeneinander versenkt werden müssen. Der an zweiter Stelle ausgeführte Körper findet nach der Seite des bereits abgesenkten einen sehr geringen Widerstand und hat deshalb das Bestreben, sich nach dieser Seite schief zu stellen. Es empfiehlt sich deshalb, nebeneinander liegende Hohlkörper möglichst gleichzeitig abzusenken. Stehen eine ganze Reihe von Brunnen oder Röhren nebeneinander, so läßt man zweckmäßig zunächst jede gerade Nummer fort und versenkt sie erst, wenn die ungeraden Nummern die Gründungsschicht erreicht haben.

Auch bei dem Absenken vor vorhandenen Ufermauern muß man vorsichtig sein. Bei dem Absenken eines Brunnens für die neue Kaiserbrücke in

Bremen vor der Ufermauer des Teerhofes bewegte sich der Kopf des Brunnens, wahrscheinlich sogar der ganze Brunnen, zu der Ufermauer hin. Als Ursache wurde angenommen, daß die schmale Erdwand zwischen Mauer und Brunnen einen wesentlich geringeren Erddruck auf den Brunnen ausübte als auf der Flußseite, auf der sich der Erddruckteil völlig ausbilden konnte. Bei Brückenauflagern kann eine Vergrößerung der Auflagerlänge durch Wanderung des Brunnens sehr unangenehm werden, besonders, wenn die Eisenkonstruktion bereits in Arbeit ist, ehe die Brunnen abgesenkt sind, wie es meist der Fall sein wird.

4. Ausfüllen der Hohlkörper.

Die Hohlkörper werden nach beendigter Absenkung im Trocknen ausgefüllt, wenn die Wasserhaltung keine großen Kosten verursacht und dadurch keine Lockerung des Bodens an der Gründungsschicht zu befürchten ist. Lassen die Baugrund- und Wasserverhältnisse eine Wasserhaltung nicht ratsam erscheinen, so schließt man zunächst die Brunnensohle durch eine fettere Betonschüttung unter Wasser, hält nach dem Abbinden der Sohlenlage den verbleibenden Hohlraum wasserfrei und füllt ihn im Trocknen aus.

Die Röhren und Kasten, deren Wände nur eine beschränkte Lebensdauer besitzen, werden stets mit gutem Beton oder Mauerwerk ausgefüllt, während bei den Brunnen häufig eine Ausfüllung mit magerem Beton genügt. Voraussetzung ist natürlich, daß dieser die ausreichende Festigkeit zur Aufnahme der Bauwerkslasten besitzt. Füllmasse und Brunnenwand müssen gut durch Anker miteinander verbunden werden, damit sie als einheitliches Grundwerk wirken können. Statt des Betons oder Mauerwerkes kann man bisweilen auch scharfen, gut eingestampften oder eingeschlammten Sand zum Ausfüllen der Brunnen benutzen, muß dann jedoch mit einem nachträglichen Setzen der Füllmasse rechnen. Man wird deshalb in solchen Fällen die obere Abdeckplatte nur auf der oberen Wandung auflagern lassen, nicht aber mit einem Tragen der Füllmasse rechnen.

Dienen die Hohlkörper zur Herstellung von Pfeilern eines aufgelösten Grundwerkes, so bildet die Herstellung der Verbindungsgewölbe oder Verbindungsbalken den Abschluß der Gründungsarbeiten. Es muß dann die Oberkante, wie bereits gesagt, hoch genug über dem höchsten Bauwasserstand, bei dem noch gearbeitet werden soll, liegen, so daß das Mauern von Gewölben oder Betonieren von Platten keine Hinderung erfährt. Im Ebbe- und Flutgebiet kann man aber die Oberkante unter Mittelwasser legen und die Verbindungen, die weniger Zeit als das Absenken erfordern, in Tidarbeit, also während der NW-Zeiten, ausführen. Man kann hierbei auch Gußbeton verwenden, muß aber den frischen Beton vor dem Überfluten stets durch Säcke, die mit Steinen beschwert werden, abdecken. Bei dem Bau der Columbusmauer in Bremerhaven hat man dieses Verfahren der Herstellung von Gußbeton mit gutem Erfolge angewendet.

d) Berechnung der Kasten, Röhren und Brunnen.

Der Brunnenkranz ist größeren Beanspruchungen nur ausgesetzt, wenn die Schneide auf ein Hindernis trifft, oder der unter ihr stehende Boden vorzeitig dem Bagger zurutscht, so daß sie auf größere Länge freiliegt. Der freiliegende Teil des Brunnenkranzes muß dann die auf ihm ruhende Last des Brunnenmauerwerks, soweit sie nicht durch die Reibung am Brunnenumfange aufgenommen wird, tragen können. Für Brunnen, bei denen ein vorzeitiges Nachrutschen des Bodens möglich ist, ist deshalb bei Absenken im Trocknen ohne Aufhängung der Kranz so zu bemessen, daß er für eine gewisse anzunehmende Stützweite die auf ihm ruhende Last als Träger auf zwei Stützen aufnehmen kann.

Für die Größe dieser Last können ähnliche Annahmen gemacht werden, wie bei der Berechnung der Decke eines Druckluftsenkkastens (S. 259). Bei aufgehängten Brunnenkränzen muß der Kranz nur die Last innerhalb zweier Aufhängepunkte tragen können, wobei damit zu rechnen ist, daß der fertige und bereits erhärtete untere Teil des Brunnens die obere weichere Mauerlast mit gleichmäßig verteilt. Die Aufhängung wird dann der Teil sein, der besonders für diese Fälle berechnet werden muß.

Die Seitenwände der Kasten, Röhren und Brunnen müssen den bei der Ausführung auftretenden Beanspruchungen durch den Erd- und Wasserdruck standhalten können. Diese sind am größten, wenn der Hohlkörper während des Aushubes oder der Ausmauerung trockengelegt wird.

e) Anwendungsgebiet der Brunnen.

Die Brunnen finden heute hauptsächlich ihre Verwendung für die Erbauung von Pfeilern aller Art, Brücken, Kranauflagerung, Pfeilerunterstützung großer Gebäude usw., und zwar dann, wenn der gute Baugrund nicht tiefer als 15 m unter der Absenkungsfläche liegt. Bei größerer Tiefenlage verwendet man besser die Preßluftgründung, weil sonst die Brunnen zu schwer und die Gerüste und Aufhängevorrichtung zu teuer werden, auch die Gefahren bei dem Absenken zu sehr wachsen. Für die Erbauung von Ufermauern werden heute Brunnen gewöhnlich nicht mehr verwendet, weil diese Bauart zu teuer ist; es empfiehlt sich statt dessen eine der Pfahlgründungsarten, wie sie im folgenden Teil beschrieben werden.

Siebenter Teil.

Pfahlgründungen.

A. Allgemeines.

Eine Pfahlgründung kommt in zwei Fällen in Frage:

1. Wenn der feste Baugrund nicht erreichbar ist, und eine der in den vorigen Abschnitten beschriebenen unmittelbaren Gründungen auf schlechtem Baugrunde nicht in Betracht kommt.

2. Wenn unter wenig tragfähigen Bodenschichten in erreichbarer Tiefe ein fester Baugrund ansteht, dessen Freilegung wegen der Böden- und Wasserhältnisse zu große Kosten verursachen würde.

Der erste Fall tritt ein, wenn die für eine unmittelbare Gründungsart geeigneten Bodenschichten so tief liegen, daß ihre Frei- und Trockenlegung zu große Kosten verursachen würde, oder wenn die Bodenbeschaffenheit oder das Bauwerk ihre Anwendung ausschließen. Wie auf Seite 58 dargelegt wurde, ist eine unmittelbare Gründung auf schlechtem Baugrunde nicht ratsam, wenn die Lastverteilung im Bauwerke so ungleichmäßig und unsicher, oder der Boden so ungleichartig und nachgiebig ist, daß zu starke, ungleichmäßige Setzungen befürchtet werden müssen. Es ist dann die schwebende Pfahlgründung die geeignete Gründungsart.

In dem ersten Falle der Anwendung der schwebenden Pfahlgründung werden die Bauwerklasten hauptsächlich durch die Widerstände aufgenommen, die die weniger tragfähigen Bodenschichten auf den Pfahlumfang ausüben. Vom Pfahlumfang strahlen die Kräfte dann weiter in den Untergrund aus, so daß schließlich bei engerer Pfahlstellung der ganze Untergrund fast gleichmäßig, aber verhältnismäßig wenig belastet wird.

Mit größter Sorgfalt ist bei der schwebenden Pfahlgründung ferner jede nachträgliche Lockerung der tragenden und verdichteten Bodenschichten zu verhüten. Solche Störungen können durch Unterspülungen verursacht werden oder auch dadurch entstehen, daß die tragenden Schichten (z. B. zur Ausführung von Nachbargründungen) seitlich freigelegt und dadurch zum Ausweichen gebracht werden. Geeignete Schutzmaßnahmen gegen diese Störungen sind Steinschüttungen, Faschinenpackungen, in erster Linie aber tiefreichende Spundwandumschließungen.

Häufig zieht man bei der schwebenden Pfahlgründung neben den Pfählen auch den zwischen ihnen stehenden, verdichteten Boden unmittelbar zur Aufnahme der Bauwerkslasten heran. Die Gründung ist dann als eine Vereinigung der schwebenden Pfahlgründung mit einer der Gründungsarten anzusehen, die bereits im ersten Teil behandelt wurden.

Bei sehr schlechtem Baugrunde schafft man zur Lastaufnahme geeignete Bodenschichten dadurch, daß man der Pfahlgründung eine verdichtende oder verdrängende Sand- oder Kiesschüttung vorausgehen läßt. Solche Schüttungen bedürfen eines besonders sorgfältigen Schutzes gegen Unterspülungen und Auflockerungen.

In dem zweiten Anwendungsfalle der Pfahlgründung ist eine Tiefgründung auf Pfählen notwendig. Es sind dabei die Pfähle der Pfahlgründung als ebenso viele Einzelpfeiler oder Ankerpfähle anzusehen, die die Bauwerkslast und wahren Kräfte auf den tragfähigen Baugrund übertragen. Bei dieser Art der Pfahlgründung ist für Druckpfähle bei nicht tragenden Zwischenschichten eine möglichst große Aufstandsfläche der Pfähle auf der festen Bodenschicht und eine möglichst große Widerstandsfähigkeit des Pfahles gegen Druck- und Knickbeanspruchungen erwünscht. Pfähle mit Fußverbreiterungen und gleichbleibendem Querschnitte sind dann am geeignetsten, zylindrische und prismatische Pfähle verdienen den Vorzug vor den verjüngten. Für Zugpfähle eignen sich besonders prismatische Pfähle mit Fußverbreiterung oder ringförmigen Wulsten.

Die Grenze zwischen der schwebenden und der Pfahlgründung läßt sich nicht immer scharf ziehen. Man ist oft nicht in der Lage, die Tragfähigkeit der tiefliegenden Bodenschichten nach den Bohrungen mit Sicherheit zu schätzen. Häufig ist man sogar genötigt, ihre Größe nach dem Widerstande zu beurteilen, den Probepfähle beim Eintreiben erfahren. Dabei ist es natürlich vielfach schwer festzustellen, ob der erreichte Widerstand hauptsächlich auf den Gegenwirkungen des Bodens gegen den Umfang oder die Spitze des Pfahles beruht. Man muß in solchen Fällen die Pfahlgründung so durchbilden, daß die Lastaufnahme auch gesichert ist, wenn die feste Bodenschicht nicht die Tragfähigkeit besitzt, welche man anfänglich voraussetzte, so daß sich dann oft gerade die verjüngte Form als sehr vorteilhaft für Druckpfähle erweist.

B. Durchbildung der Pfahlgründungen.

a) Allgemeine Anordnung und Einteilung.

Die Pfahlgründungen bestehen in der Regel aus den tragenden Pfählen und einem die Pfahlköpfe verbindenden Tragwerke, einem Roste oder einer Platte, die die Bauwerkslasten auf die Pfähle übertragen. Oft wird die Aufgabe des Rostes durch den Pfahlkopf selbst übernommen, so daß besondere Rostausbildungen entbehrlich werden. Je nach der Höhenlage dieses Tragwerkes zur Bodenoberfläche unterscheidet man zwischen hoch- und tiefliegendem Pfahlrost (vgl. Abb. 268 bis 270 und Abb. 277 bis 286).

Die tiefe Lage des Rostes hat den Vorteil, daß die Pfähle stets auf der ganzen Länge im Boden stecken. Sie sind dadurch bei ausreichendem seitlichen

Bodenwiderstand gegen Verschiebungen durch normal zu ihrer Richtung wirkende Erddruckwiderstände gesichert und werden nicht auf Knicken beansprucht. Die Herstellung des tiefliegenden Rostes bereitet aber Schwierigkeiten, wenn er in bedeutender Tiefe unter dem Wasserspiegel liegt und im Trocknen ausgeführt

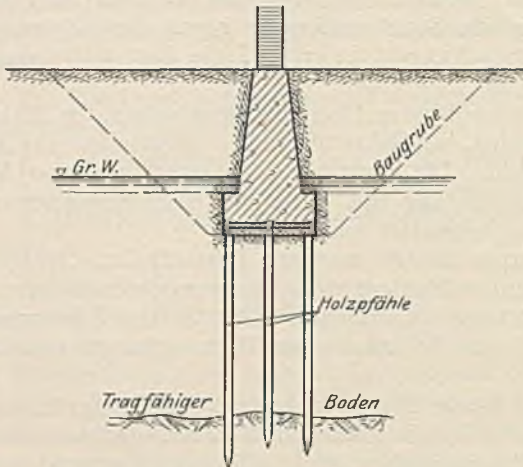


Abb. 268. Tiefliegende Pfahlgründung auf Holzpfählen.

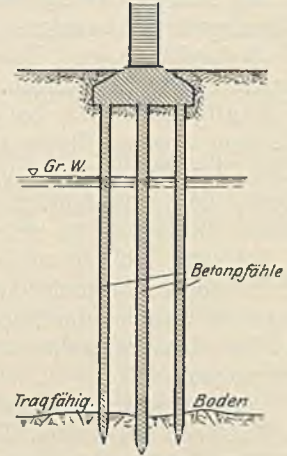


Abb. 269. Hochliegende Pfahlgründung auf Betonpfählen.

werden muß. Durch Abschneiden der Pfähle und Herstellung von Pfeilern aus Schüttbodyen unter Wasser ohne vorherige Aufbringung eines besonderen Rostes lassen sich die Schwierigkeiten vermindern. Der niedrige Pfahlrost hat den großen Vorteil, auch bei tiefer Lage des Grundwasserstandes die Verwendung von Holzpfählen zu gestatten, die bei hohem Pfahlrost aus Rücksicht auf die Fäulnisgefahr unmöglich sind.

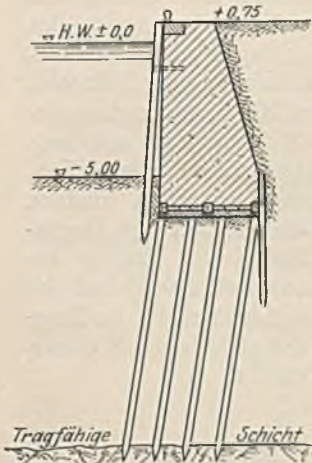


Abb. 270. Ufermauer auf tiefliegendem Pfahlrost.

Durch Hochlegen des Rostes werden diese Schwierigkeiten vermieden. Die hohe Rostlage verringert gleichzeitig die Mauerwerksmassen und damit die Größe der Pfahllasten. Hohe Pfahlroste können, wie die Abbildungen zeigen, z. B. bei Pfeiler- und Ufermauerbauten gut angewendet werden. Bei Pfeilerbauten im Lande sind alle Vorteile des tiefen Pfahlrostes vorhanden, man muß nur oft aus Rücksicht auf einen niedrigen Grundwasserstand Eisenbetonpfähle verwenden. Ob bei Pfeilern oder ähnlichen Gründungen im Lande ein hoher oder niedriger Pfahlrost verwendet werden muß, ergibt sich lediglich aus vergleichenden Kostenanschlägen. Man spart bei dem hohen Pfahlrost große Mauerwerks- oder Betonmassen, dazu einen bedeutenden Bodenaushub und u. U. eine kostspielige Wasserhaltung, muß an deren Stelle aber teure Beton- oder Eisenbetonpfähle verwenden. In den meisten Fällen ist der hohe Pfahlrost hier der billigere.

Bei dem Bau von Mauern kann man bei hohem Pfahlrost den geschlossenen mit vorn stehender Spundwand oder den frei stehenden mit hinten liegender Spundwand oder entsprechender Sicherung unterscheiden. Für den hoch liegenden Pfahlrost mit vorn liegender Spundwand oder Betonschürze gelten die vorstehenden Ausführungen. Für den hoch liegenden, frei stehenden Pfahlrost ist aber auf den Nachteil hinzuweisen, der darin besteht, daß die Pfähle

auf größerer Länge freistehen, infolgedessen auf Knicken beansprucht werden und oft bei Fehlen von Zugpfählen Biegebungsbeanspruchungen durch normal zu ihrer Achse wirkende Kräfte ausgesetzt sind. Neben der Anordnung von Schrägpfählen, die meist schon durch die Richtung der Bauwerkslast erforderlich werden, sind Spundwandumschließungen sowie Faschinenpackungen, Stein- und Betonschüttungen zwischen den freistehenden Pfahlteilen geeignet, die Pfähle gegen diese Gefahren zu schützen. Auch Umschließungen mit Steinkisten (S. 197) hat man zu diesem Zwecke verwendet. Besondere Aufmerksamkeit ist dieser Sicherung der Pfähle zu schenken, wenn auf das Grundwerk, wie z. B. bei Kajemauern, ein einseitiger Hinterfüllungsdruck wirkt.

Nach dem Baustoffe, der für die Pfähle verwendet wird, lassen sich die Pfahlgründungen einteilen in Gründungen auf Holz-, Beton- oder Eisenbeton- und Eisenpfählen. Die Einzelheiten der Behandlung von Pfählen und Pfahlwänden sind bereits im III. Teil behandelt worden. Es werden hier noch die Dinge nachgeholt, die bei der Rostausbildung usw. eine besondere Rolle spielen.

b) Holzpfahlgründungen.

1. Anwendungsgebiet.

Die Anwendung der Gründung auf Holzpfählen unterliegt wegen der Eigenschaften des Holzes (Seite 41) der Beschränkung, daß alle Holzteile, besonders aber der Rost, dauernd naß bleiben müssen. Dabei ist auf die Möglichkeit einer späteren dauernden oder zeitweiligen Absenkung des maßgebenden Wasserstandes Rücksicht zu nehmen, besonders bei Gründungen an Wasserläufen, deren Wasserstände Schwankungen durch Regulierungsarbeiten unterworfen sind, und in Großstädten, in denen häufig das auf Seite 155 u. f. beschriebene Verfahren der Grundwasserabsenkung bei der Herstellung von Kanalisationen, Untergrundbahnen usw. angewendet wird¹⁾. Im Seewasser ist eine Holzpfahlgründung nur anwendbar, wenn sie durch besondere Vorkehrungen gegen die Angriffe etwa vorhandener Holzzerstörer (Bohrwurm usw.) (S. 43) geschützt werden kann. Den sichersten Schutz gegen diese Angriffe bietet das Einbetonieren der mit dem Wasser in Berührung kommenden Pfahlteile (Einbringen von Betonrohren und dgl.) oder die Herstellung einer vorderen Eisen- oder Betonwand mit dahinter eingebrachter Bodenschüttung und ferner der Schutz durch das Rüpingische Verfahren.

2. Die Pfähle.

Holzart. Als Pfähle eignen sich am besten gerade gewachsene, von der Rinde und den Astansätzen befreite Rundstämme aus harzreichem Kiefernholz. Tannen- und Fichtenholz sind wegen ihrer geringeren Festigkeit und Widerstandsfähigkeit weniger geeignet, finden aber für Hilfsbauten (Gerüste usw.) vielfach Verwendung. Oft ist aber eine auf magerem Boden (Gebirge) gewachsene Tanne einer in fetter Niederung gewachsenen Kiefer vorzuziehen. Für sehr lange Pfähle wird man oft Tannen wählen müssen. Eichenholz ist zwar sehr dauerhaft und fest, wird aber in der Regel zu teuer und daher hauptsächlich für besonders stark und ungünstig beanspruchte Pfähle gebraucht. Die übrigen bekannten Bauholzarten werden nur verwendet, wenn sie besondere wirtschaftliche Vorteile bieten. In unseren großen Norsdeehäfen sind außerdem wiederholt Pfähle, meist kantigen Querschnittes aus ausländischen Holzarten (Pitchpine, Greenheart und gewisse Eukalyptusarten) mit gutem Erfolg benutzt worden. Bei dem Hafenanbau

¹⁾ In vielen Ländern, wie in Preußen, Bayern, z. B. müssen gegebenenfalls Entschädigungen für die Zerstörung von Holzbauten im Boden durch Grundwassersenkung gezahlt werden. Es ist ratsam, solchen Prozessen durch genaue vorherige Untersuchung der Umgebung aus dem Wege zu gehen.

bänder oder dergleichen, wie bei dem in Abb. 271 vor der Spundwand stehenden Pfahlbock, oder mittelbar durch den Rost (vgl. S. 236 bis 241) verbunden. Statt der Schrägpfähle können zur Aufnahme wagerechter Kräfte auch Verankerungen des Pfahlrostes an rückwärts liegenden Pfahlböcken und Bodenplatten verwendet werden. Bei den Pfahlböcken wird die Ankerzugkraft durch die Pfahlwiderstände, bei den Bodenplatten durch den passiven Erdwiderstand aufgenommen.

Pfahlanordnung. Die Pfähle werden bei gleichmäßig belasteter Rostfläche meist in Reihen (Abb. 272 a), seltener gegeneinander versetzt angeordnet (Abb. 272 b). Die versetzte Pfahlstellung eignet sich besonders für schwebende Pfahlgründungen und für stärker belastete Tiefgründungen, weil bei ihr die den Eindringungswiderstand des Bodens erhöhende Bodenverdichtung vollkommener und die Lastverteilung gleichmäßiger ist. Bei ungleichmäßiger Lastverteilung,

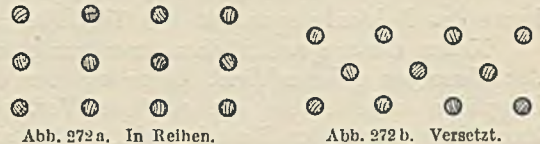


Abb. 272 a. In Reihen. Abb. 272 b. Versetzt.
Abb. 272 a und 272 b. Verschiedene Arten der Pfahlanordnung.

wie z. B. bei Ufermauern, ergibt sich die Pfahlanordnung oft aus der Berechnung als sehr unregelmäßig quer zur Mauer, wiederholt sich dann aber regelmäßig in der Längsrichtung. Der Pfahlabstand schwankt je nach der Belastung zwischen 0,75 m und 1,25 m. Er ist von der Härte der Bodenschichten und den wirkenden Kräften abhängig. In hartem Boden ist ein enges Rammen meist praktisch unmöglich, meist auch nicht so notwendig; in weichem Boden ist es leicht durchführbar und wegen des geringen Widerstandes der Pfähle auch erforderlich.

3. Der Rost.

Das die Pfahlköpfe verbindende Tragwerk wird bei der Holzpfaahlgründung aus Holz, Beton oder Eisenbeton hergestellt.

Holzrost. Der Holzrost besteht gewöhnlich (Abb. 277) aus den in der Längsrichtung des Bauwerkes auf den Pfählen verlegten Holmen (Rost- oder Grundswellen), den normal zu ihnen liegenden Zangen und dem zwischen den Zangen und gleichlaufend mit ihnen verlegten Bohlenbelag. Die Zangen liegen am besten unter den Holmen. Sicherung des Kopfes gegen Abschieben Abb. 277.

Die Holme werden entweder mit den Pfahlköpfen verzapft oder auf den stumpf abgeschnittenen Köpfen mit Schrauben befestigt. Das Aufzapfen gibt eine bessere Verbindung der Pfähle untereinander, läßt sich aber nur im Trocknen ausführen, erfordert also die Trockenlegung der Pfahlköpfe für die Rostzimmerung. Wird der Rost durch aufwärts wirkende Kräfte (z. B. den Auftrieb) beansprucht, so müssen die Holme gegen Abheben gesichert werden. Dazu eignet sich das Verkeilen des durch den ganzen Holm reichenden Zapfens (Abb. 273 und 274¹⁾ oder die Verbindung von Holm und Pfahl durch eiserne



Abb. 273. Schnitt durch Pfahlzapfen und Holm.



Abb. 274. Aufsicht auf Holm und Zapfen.

Abb. 273 und 274. Verkeilung des Zapfens.



Abb. 275. Verbindung durch Flacheisen.

Abb. 273 bis 275. Verbindung von hölzernen Zugpfählen mit dem Pfahlrost.

¹⁾ Brennecke: Der Grundbau. 3. Aufl. S. 235.

Bügel. In diesem Falle müssen zur Aufnahme der Schwerkkräfte, die von den Bolzen ausgeübt werden, eiserne Spangen seitlich in den Pfahl über die Bolzen gelegt werden (siehe Abb. 275). Die Stöße der Holme werden gegeneinander versetzt und so angeordnet, daß sie stets über einem Pfahl liegen. Sie werden am besten durch eiserne Laschen verbunden. Die Zangen werden mit den Holmen ohne Schwächung der Holme verkämmt. Der Bohlenbelag wird bündig mit der Zangenoberkante oder tiefer als sie verlegt und auf den Holmen festgenagelt. Die Abmessungen der einzelnen Rostteile hängen von den Belastungen ab, die auf sie entfallen.

Liegt der Rost wenig über der Bodenoberfläche (tiefliedender Pfahlrost), so werden die durch die Holme und Zangen gebildeten Rostfelder bis zur Unterkante des Bohlenbelages satt mit Ton, Steinen oder Beton ausgestampft.

Neben dieser gewöhnlichen Anordnung sind eine ganze Reihe abweichender Ausführungen gebräuchlich, besonders für den Fall, daß in dem Pfahlroste Zugpfähle stehen, und die zugfeste Verbindung zwischen den Druck- und Zugpfählen durch den Rost bewirkt werden soll. Die Schrägpfähle und Geradpfähle, oder die Schrägpfähle entgegengesetzter Neigung werden dann in der Regel abwechselnd in benachbarten Querreihen angeordnet, wie dies die Abb. 278 zeigt. Die Zangen übertragen die Kräfte in die Zugpfähle, sie werden zu diesem Zwecke beiderseits in sie eingelassen und mit ihnen verbolzt. Die Köpfe der Zugpfähle müssen so weit über die Zangen hinausragen, daß sie durch die übertragene Zugkraft nicht abgesichert werden können. Man bringt deshalb die Zangen vielfach auch unter den Holmen an. Die Holme werden mit den Zangen verbolzt und gegen Verschieben und Kanten dadurch gesichert, daß sie, wie in Abb. 277 b und 277 c, durch Anblatten an die Druckpfähle neben dem Auflager noch einen seitlichen Halt bekommen.

Die Verbolzung von Holmen und Zangen ist bei oben liegenden Zangen stets notwendig, ohne sie würden sich die Zangen einfach von den Holmen abheben, und es würde keine Bockwirkung entstehen. Man kann sich die Wirkung in folgender Weise vorstellen. Geben die Druckpfähle nicht nach, dann dreht sich das ganze System um die Spitze der Druckpfähle in der Kreisrichtung. Es muß dann also der Mauerkopf eine Bewegung nach oben durchführen. Die Bohlen an den Holmen ziehen dann an den Zangen und erzeugen durch sie die nötigen Zugkräfte in den Zugpfählen. Werden aber die Zugpfähle festgehalten und die Druckpfähle in den Boden gepreßt, dann tritt eine Bewegung auf einem Kreis um die Spitze der Zugpfähle nach unten ein. Es würden dann die Zangen sich nach abwärts bewegen, durch die Bolzen an den Holmen ziehen und sie auf die Druckpfähle aufpressen. Sowie man die Zangen über die Holme legt, dann ist streng genommen eine Verbolzung entbehrlich. Es müssen aber dann die Zugpfähle entsprechend länger werden. Deshalb ist die Anordnung der Zangen unter den Holmen billiger.

Häufig wird der Bohlenbelag fortgelassen und die Rostfelder mit Mauerwerk oder Beton ausgefüllt.

Die Nachteile des tiefliedenden Rostes machen sich beim Holzroste besonders geltend, weil er eine sorgfältige Verzimmerung erfordert, die nur im Trocknen ausgeführt werden kann. Seine Ausführung wird infolgedessen in größerer Wassertiefe durch eine länger dauernde Wasserhaltung in der Regel außerordentlich verteuert. Man ist deshalb heute durchweg zu den hochliedenden Rosten übergegangen. Mauern mit tiefliedendem Rost kommen so gut wie nicht mehr vor.

Man hat die Nachteile des tiefliedenden Rostes auch dadurch zu vermeiden gesucht, daß man den Rost außerhalb des Wassers herstellte, zum Boden eines Senkkastens machte (vgl. S. 205) und mit ihm auf den unter Wasser abgeschnittenen Pfahlrost versenkte. Die Wasserhaltung wird dadurch wohl vermieden, die Verbindung zwischen den Pfählen ist aber nicht so gut und das Aufliegen

des Rostes auf den Pfahlköpfen nicht so sicher und gleichmäßig wie bei dem im Trocknen gezimmerten Holzrost. Es ist von diesem Verfahren daher durchweg abzuraten.

Das gleiche Ziel verfolgt die Bauweise Heimbach¹⁾ (D. R. P.), eine Pfahlgründung auf Verbundpfählen, die bis zum Grundwasserspiegel aus Holz, darüber aus Eisenbeton bestehen. Zur Verbindung zwischen dem Holz- und Betonteil des Pfahles dient ein Blechrohr (Abb. 276 a). Durch Eintreiben des in Abb. 276 b dargestellten Keilringes wird der Kopf des Holzpfahles fest gegen das über ihn geschobene Blechrohr gepreßt. Diese Ausführungsweise eignet sich natürlich nur für Pfähle, die ausschließlich auf Druck und nicht auf Biegung oder Zug beansprucht werden. Ein weiterer Nachteil ist die beschränkte Lebensdauer des Blechrohres an der Verbindungsstelle zwischen Holz- und Betonteil. Die Bauweise kann aber zweifellos durch Ersatz des Blechrohres durch ein Eisenbetonrohr, das das untere Ende des Betonpfahles bilden würde, sehr verbessert werden.

Beton- und Eisenbetonrost. Geeigneter zur Vermeidung jener Schwierigkeiten ist der Ersatz des tiefliegenden hölzernen Rostes durch eine unter Wasser hergestellte Betonschüttung (vgl. S. 193). Diese Art der Rostausbildung ist als eine Vereinigung der im 5. Teil behandelten Betongründung unter Wasser mit einer Gründung auf tiefliegendem Pfahlrost anzusehen. Über dem unter Wasser geschütteten Betonrost wird das Grundwerk in der gleichen Weise wie bei der Betongründung hochgeführt.

Auch bei den hochliegenden Pfahlrosten und denjenigen tiefliegenden Pfahlrosten, die ohne Schwierigkeiten im Trocknen hergestellt werden können, tritt der Betonrost heute immer häufiger an die Stelle des gezimmerten Holzrostes, besonders seitdem man in der Bewehrung des Betons durch Eiseneinlagen ein Mittel gefunden hat, diesen Baustoff gegen größere Biegungs- und Scherbeanspruchungen widerstandsfähig zu machen. Der gute Verband zwischen den einzelnen Pfählen, den der gezimmerte Holzrost gewährleistet, wird bei dem Beton- bzw. Eisenbetonrost durch Eisenverbindungen zwischen den Pfahlköpfen erzielt.

4. Ausgeführte Pfahlrostgründungen auf Holzpfählen.

Abb. 273²⁾ zeigt eine im Roßhafen in Hamburg ausgeführte Kaimauer auf hochliegendem Holzrost. Die Mauer steht auf sechs Pfahlreihen. In den vorderen drei Reihen stehen Geradpfähle mit einer Neigung von 15 : 1 und 1,50 m Längsabstand. Der vierte und fünfte Holm wird von Schrägpfählen getragen, die unter 2,5 : 1 nach vorne geneigt sind. Die Schrägpfähle sind gegen die Pfähle der ersten Reihen in der Längsrichtung um den halben Pfahlabstand versetzt. Die letzte Reihe besteht aus zugfest verbundenen Pfahlböcken, deren Holm die Spundwand stützt, die den Hinterfüllungsboden abschließt. In der Querrichtung ist der Rost durch Rundeisen verankert.

Abb. 277 a bis 277 c³⁾ veranschaulichen eine in Lübeck ausgeführte Kaimauer auf hohem Holzpfahlrost mit entgegengesetzt geneigten Schrägpfählen. Es

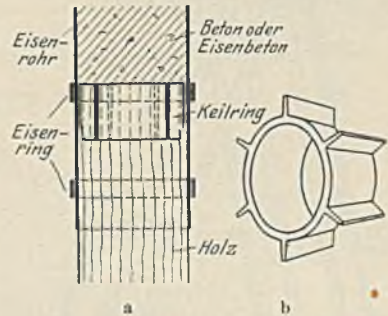


Abb. 276. Verbindung zwischen Holzpfählen und Betonpfählen bei der Bauweise Heimbach.

¹⁾ Neufeldt: Pfahlgründung mit Holzeisenbetonpfählen. Zentralbl. Bauverw. 1914, S. 470.

²⁾ Schulze: Seehafenbau. Bd. II, S. 214.

³⁾ Schulze: Seehafenbau. Bd. II, S. 222.

pfählen verkämmt sind. Der Bohlenbelag des Rostes ist fortgelassen, die Pfahlköpfe sind einbetoniert. Der Rost konnte infolgedessen über den Niedrigwasserstand gelegt werden. Auch rechnet man damit, daß der Wellenschlag selbst bei N. W. eine Austrocknung der Pfahlköpfe verhindern würde.

Die Vereinigung eines tiefliegenden Holzpfahlrostes mit einer Senkkasten-gründung zeigen die in Abb. 253 und 254 (Seite 205) gegebenen Beispiele. Erwähnenswert ist bei der ersten Ausführung der Schutz der Pfahlköpfe gegen Bohrwurmangriffe durch Ummantelung mit glasierten Tonrohren sowie der Schutz des Pfahlrostes gegen Unterspülung durch Umschließung mit einer Betonschürze, die zwischen einer äußeren Spundwand und einer inneren Wellblechwand hergestellt und mit einer Klinkerrollschicht abgedeckt wurde. Als weiterer Schutz diente eine Buschpackung an der Außenseite der Spundwand.

Abb. 278¹⁾ zeigt einen hochliegenden Eisenbetonrost auf Holzpfählen im Hafen von Göteborg. Die Beschaffenheit des Baugrundes erforderte vorherige Bodenverdichtung durch eine Kiesschüttung. Gegen Bohrwurmangriffe wurden die Zwischenräume der Pfähle mit Kies umschüttet und die Anschüttung see-seitig durch eine 35 cm starke und 10 m lange Eisenbetonspundwand abgeschlossen. Der Querschnitt der Spundwand ist bei der Besprechung der Betonspundwände wieder-gegeben. Mit Ausnahme der beiden vorderen Längs-reihen sind bei diesem Bei-spiel alle Pfähle Schrägpfähle, und zwar haben die Pfähle benachbarter Quer-reihen entgegengesetzte Neigung von 4 : 1 bzw. 3 : 1. Der Abstand der Quer-reihen beträgt 0,60 m. Rings um die Köpfe der Zugpfähle sind Ringe aus Rundeisen von 25 mm Durchmesser gelegt, die eine sichere Verbindung zwischen Beton und Pfählen gewährleisten. Der Betonrost ist gegen Biegebungsbeanspru-chungen an der oberen und unteren Seite mit Rundeiseneinlagen bewehrt.

Abb. 279 zeigt den Querschnitt und die Pfahlanordnung einer Ufermauer, wie sie 1925/26 in Bremen erbaut ist. Der Rost besteht hier gleichfalls aus Eisen-

Abb. 279 a. Querschnitt der Mauer.

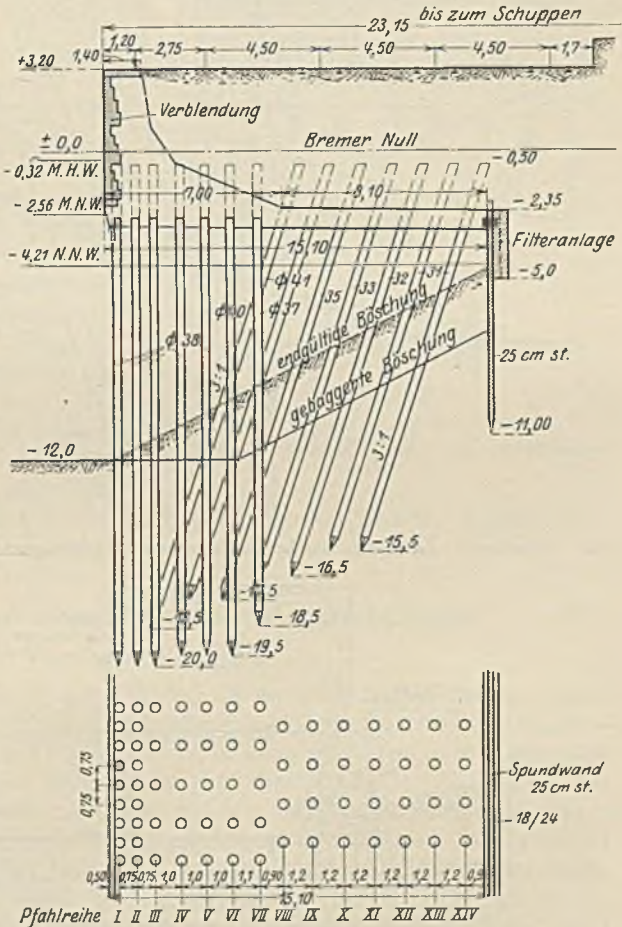


Abb. 279 b. Pfahlanordnung.

Abb. 279 a und 279 b. Ufermauer auf hochliegendem Pfahlrost im Hafen von Bremen.

¹⁾ Fellenius; Hafen von Göteborg. Bericht 100 zum XII. Int. Schiff.-Kongr.

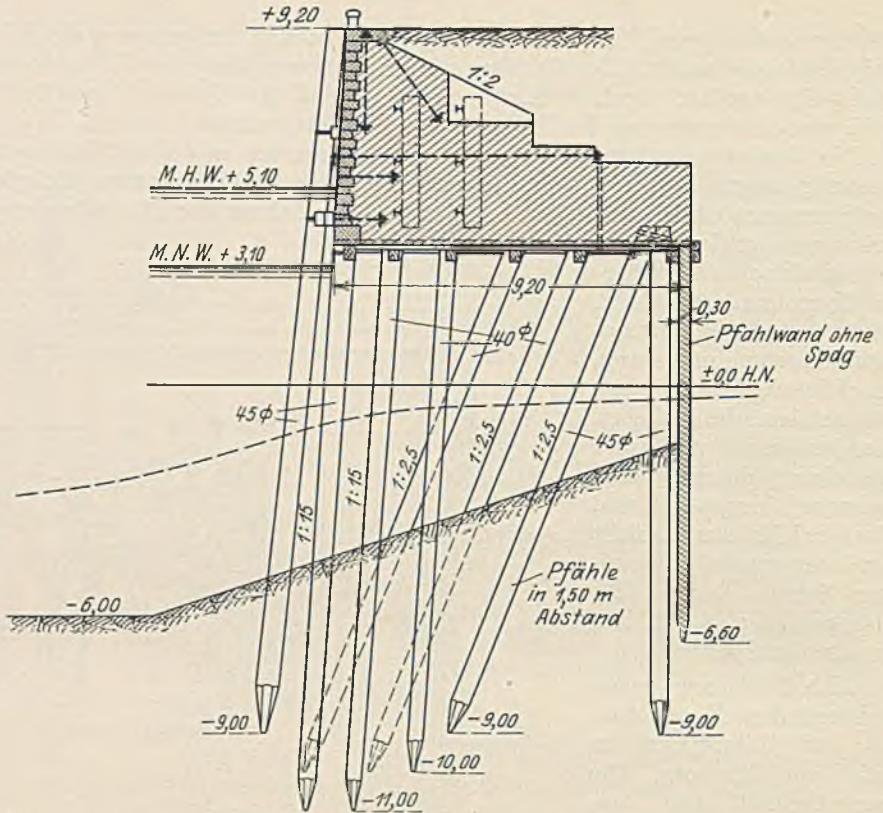


Abb. 280. Hamburger Ufermauer auf hochliegendem Holzpfahlrost.

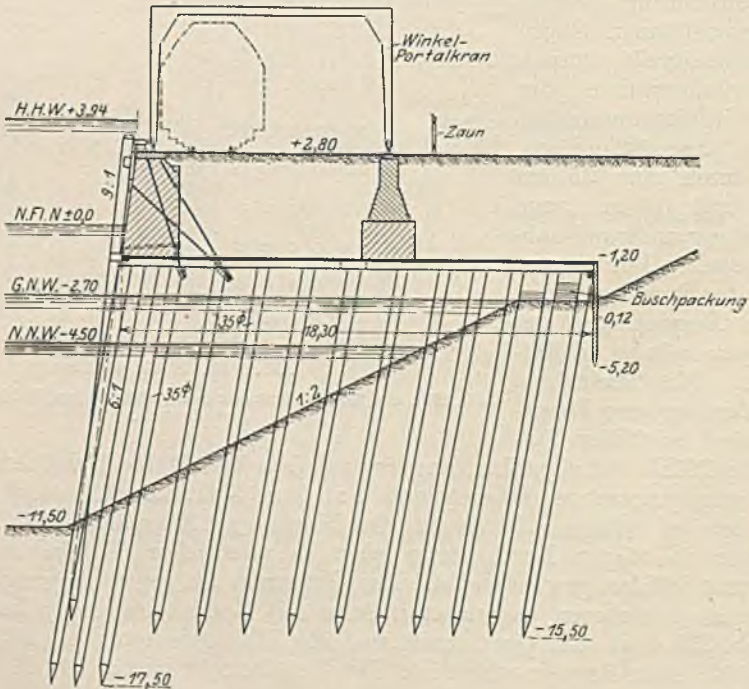


Abb. 281. Ufermauer auf Holzpfahlrost mit großer Tiefenerstreckung des Rostes in Emden.

beton und ist auf Holzpfählen gelagert. Es sind jeweilig in einer Pfahlreihe 7 senkrechte Druckpfähle bzw. 7 Schrägpfähle mit Neigung 3:1 angeordnet.

Abb. 280 stellt den Typ einer Ufermauer auf Holzrost dar, wie sie in Hamburg vielfach zur Ausführung gekommen ist. Hier befinden sich jeweilig drei schwach (1:15) geneigte Druckpfähle und ein Pfahlbock mit senkrechtem Zugpfahl in der gleichen Reihe, während sich in der nächstfolgenden Reihe nur zwei 1:2,5 geneigte Druckpfähle befinden. Die hinten liegende Wand ist 0,30 m stark ohne Spundung. In Abb. 281 und 282 sind zwei Ausführungen von Ufermauern auf hölzernem Pfahlrost mit großer Tiefenerstreckung des Rostes gezeigt. Es wird hierdurch eine möglichst große, senkrechte Last und eine kleine wagerechte Auflagerkraft der hinten liegenden Spundwand erzeugt. Die Bauert nach Abb. 279 ist im Außenhafen von Emden zur Ausführung gelangt und zeigt nur Druckpfähle in der Neigung 6:1. Die Mauer nach Abb. 282 ist im Königsberger Hafen zur Anwendung gekommen. Die in einer besonderen Reihe angeordneten Zugpfähle

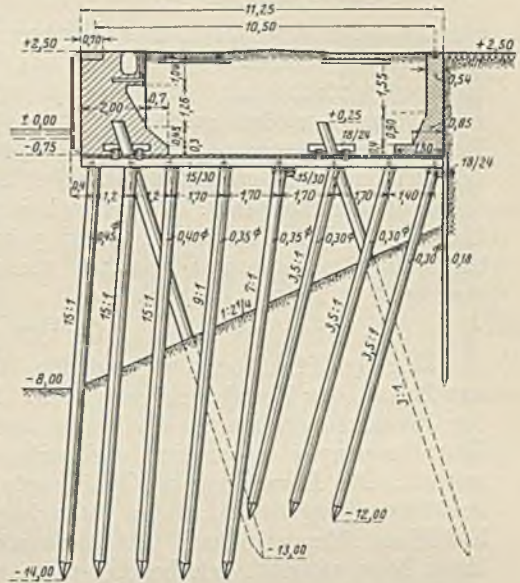


Abb. 282. Ufermauer auf Pfahlrost im Königsberger Hafen.

übertragen die Zugkraft als Druck auf die Längsholme des Rostes. Weitere Ausführungen sind in dem Werk Verkehrswasserbau vom gleichen Verfasser beschrieben.

c) Beton- und Eisenbetonpfahlgründungen.

1. Vor- und Nachteile.

Wie der Ersatz des Holzrostes durch den Beton- oder Eisenbetonrost bietet auch die Verwendung von Beton- oder Eisenbetonpfählen an Stelle von Holzpfählen eine ganze Reihe von Vorteilen. Die Abhängigkeit von dem niedrigsten Wasserstande fällt fort. Das bedeutet in den meisten Fällen eine große Ersparnis an Kosten für Ausschachtung, Wasserhaltung und Baugrubenumschließung. Von besonderem Vorteil ist die Unabhängigkeit vom Wasserstande, wenn an der Gründungsstelle mit einer nicht vorausbestimmbaren dauernden oder zeitweiligen Absenkung des niedrigsten Wasserspiegels gerechnet werden muß (vgl. S. 41). Vorsicht erfordert die Verwendung des Betons jedoch dort, wo das den Pfahl berührende Wasser Säuren oder andere Beimengungen enthält, die den Beton angreifen. Es sind heute aber bereits, wie schon ausgeführt wurde, Mittel vorhanden, um den Beton gegen solche Angriffe widerstandsfähiger zu machen.

Bei Tiefgründungen auf sehr festem Boden, bei denen die zulässige Beanspruchung des Pfahlbaustoffes die Größe der zulässigen Pfahlbelastung bestimmt, gestattet der Beton wegen seiner höheren Druckfestigkeit eine Verringerung der Pfahlzahl gegenüber der Holzpfahlgründung, und damit eine Ersparnis an Herstellungs- und Rammkosten. Für schwebende Pfahlgründungen und für die Ausbildung von Zugpfählen liegt in der Möglichkeit, die Pfahlform der Art der Belastung anzupassen, ein weiterer großer Vorteil der Beton- bzw. Eisenbetonpfähle gegenüber den Holzpfählen.

Die bei den Holzpfählen notwendige und oft schwierige Vorausbestimmung der Pfahlänge entfällt bei den unmittelbar im Boden hergestellten Pfählen

ganz, und ist bei den Eisenbetonrammpfählen von geringerer Wichtigkeit, weil eine einwandfreie Verlängerung dieser Pfähle weniger Schwierigkeiten bereitet, als bei den Holzpfählen.

Die Verbindung des Rostes mit den Pfählen läßt sich beim Beton und besonders beim Eisenbeton in vollkommenerer Weise ausbilden als beim Holze. Bauwerk und Grundwerk bestehen aus dem gleichen Baustoffe und lassen sich zu einem einheitlichen Ganzen vereinigen.

Diesen Vorteilen steht der Nachteil gegenüber, daß die Herstellung der Beton- und Eisenbetonpfähle große Sorgfalt und geschulte Arbeiter erfordert. Leider ist auch unter sonst gleichen Verhältnissen der Betonpfahl ganz bedeutend teurer als der Holzpfahl. So werden aus wirtschaftlichen Gründen immer wieder Mauern auf Holzpfählen ausgeführt werden müssen, trotzdem die Verbindung lange nicht so organisch gestaltet werden kann wie die reine Eisenbetonverbindung.

2. Der Rost.

Der die Pfahlköpfe verbindende Rost wird bei diesen Pfehlgründungen aus Beton oder Eisenbeton hergestellt. Der Eisenbetonrost wird oft nach Art der Eisenbetondecken in der Weise durchgebildet, daß über den Pfehlreihen Haupttragrippen angeordnet und zwischen sie biegungsfeste Platten gespannt werden. Die Bewehrung der Pfahlköpfe wird in der Regel freigelegt und mit den Eisencinlagen des Rostes so verbunden, daß Rost und Pfähle einen einheitlichen Körper bilden. Betonstampfpfähle werden häufig an ihrem oberen Ende bewehrt, um auch bei ihnen die gleich gute Verbindung mit dem Roste zu ermöglichen.

3. Beispiele für Eisenbetonpfehlgründungen.

Abb. 283 a bis 283 c¹⁾ zeigen die Gründung des Pfeilers einer Flutöffnung der Moselbrücke bei Novéant. Der Baugrund bestand an der Gründungsstelle aus blauem Letten, über dem feiner Sand und grober Sand und Kies lagen. Der

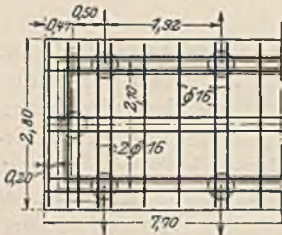


Abb. 283 a. Grundriß.

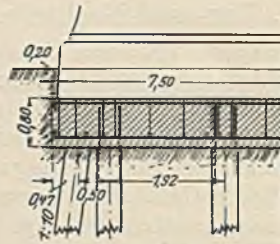


Abb. 283 b. Längsschnitt.

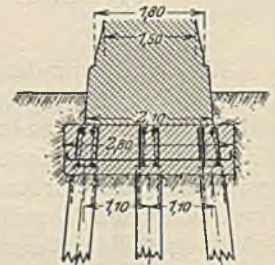


Abb. 283 c. Querschnitt.

Abb. 283 a bis 283 c. Gründung eines Brückenpfeilers mittels Eisenbetonrost auf Eisenbetonpfählen.

Pfeiler wurde auf Eisenbetonpfählen Bauart Züblin (S. 64) gegründet. Die 9 m langen Pfähle wurden durch die oberen Schichten hindurch 1,50 m tief in den Tonboden getrieben. Der Pfehlquerschnitt war ein regelmäßiges Fünfeck mit einem eingeschriebenen Kreis von 19 cm Halbmesser. Die Längs- und Querbewehrungen wurden in Rücksicht auf die großen Widerstände, welche man in den festgelagerten Kies- und Sandschichten erwartete, besonders kräftig ausgebildet. Der Pfeiler stand auf 10 Pfählen. Nach der Rammung wurden die Pfahlköpfe durch eine 0,80 m hohe Eisenbetonplatte verbunden, auf der das Pfeilermauerwerk ruhte.

¹⁾ Schürch: Die neue Brücke über die Mosel bei Novéant. Arm. Beton 1910 Heft 1 bis 3.

druck wird durch eine Spundwand und durch eine zwischen die hintersten Eisenbetonstiele gespannte Platte auf die Konstruktion übertragen.

Die Ausbildung einer Verladebrücke als hochliegender Eisenbetonpfahlrost zeigt Abb. 286. Die wagerechten Kräfte dieses Bauwerkes sind die Stöße und Trossenzüge der Schiffskörper. Das Bauwerk wurde bei einer Länge von 61 m, einer Breite von 15 m, einer Wassertiefe von 7 m von der Firma Christiani & Nielsen in Erith bei London ausgeführt. Abb. 287 zeigt eine leichte Ufermauer, die nur durch eine vorn liegende eiserne Spundwand und durch einen hinten angeordneten Pfahlbock aus Eisenbetonpfählen getragen wird.

C. Ausführung der Pfahlgründungen.

a) Allgemeines.

Die Ausführungsweise der Pfahlgründungen ist abhängig von dem Pfahlbaustoffe, von der Lage des Rostes (hoch- oder tiefliegender Rost) und von der Lage des Wasserspiegels zum Roste. Vielfach spielt auch die Art der vorhandenen Maschinen eine Rolle. Es wird im allgemeinen für eine Verwaltung ratsam sein, nicht zu starr die Ausführungsart vorzuschreiben, sondern gewisse Freiheiten zu lassen. Es kann dadurch erreicht werden, daß eine größere Firma auf Grund eines vorhandenen Maschinenparkes billiger anbieten kann, als es bei zu scharfem Vorschreiben der Ausführungsarten möglich wäre. Stets sollte aber vorgeschrieben werden, daß eine gewisse Zahl von Pfählen, z. B. jeder 20. zur Probe ausgezogen werden muß, wenn die Verwaltung es verlangt. Man soll aber dieses Ausziehen nicht unentgeltlich verlangen, da es doch in den Preis eingerechnet werden würde, sondern unter der Bedingung besonders bezahlen, daß sich an nicht mehr als 20 vH der ausgezogenen Pfähle Ausstände ergeben, die in ihrer Art genau beschrieben werden müssen.

b) Holzpfahlgründungen.

Tiefliegende Pfahlroste. Der tiefliegende Holzrost auf Holzpfählen liegt stets in gewisser Tiefe unter dem Wasserspiegel. Die verschiedenen Ausführungsmöglichkeiten für diese Pfahlgründung unterscheiden sich durch den Umfang der Wasserhaltung.

Sollen alle Arbeiten im Trocknen ausgeführt werden, so wird zunächst der Boden bis etwa 60 cm unter der Oberkante der Pfahlköpfe in offener Baugrube ausgeschachtet. Die Wasserhaltung kann bei Grundwasserabsenkung bereits vor dem Ausschachten oder auch erst nach dem Ausschachten eingesetzt werden. Auf der so hergestellten wasserfreien Rammebene werden die Gleise zum Verfahren der Rammgeräte verlegt, die Rammen und sonstigen zum Eintreiben der Pfähle dienenden Geräte aufgestellt, und die Pfähle eingetrieben oder eingespült. Darauf folgt das Abschneiden der Pfähle, das Verzimmern des Rostes und die Aufmauerung des Grundwerkes. Diese Herstellungsart gewährleistet eine gute und sorgfältige Ausführung, erfordert aber den Abschluß der Baugrube und eine lange dauernde Wasserhaltung, wird also bei großer Tiefenlage des Rostes und starkem Wasserandrang sehr teuer.

Die Dauer der Wasserhaltung läßt sich dadurch verkürzen, daß man die Rostebene vor der Rammung der Pfähle durch Baggerung unter Wasser freilegt und die Pfähle vom Wasserspiegel aus rammt. Die Rammen stehen dabei auf Prähmen, oder sie laufen auf festen Pfahlgerüsten oder den Baugrubenumschließungen, die vorher von schwimmenden Gerüsten aus geschlagen wurden. Die schwimmenden Rammgerüste bestehen entweder aus zwei durch Träger verbun-

denen Prahmen, über deren Zwischenraum die Ramme steht, oder aus einem Prahm, an dessen Außenseite die Ramme aufgestellt wird, während das gegenüberliegende Ende des Fahrzeuges eine dem Gewicht der Ramme entsprechende Belastung erhält. Die erste Gerüstanordnung verdient den Vorzug, weil sie beim Rammen weniger schwankt, sie läßt sich jedoch häufig, besonders bei enger Pfahlstellung, nicht anwenden, weil sie einen verhältnismäßig großen Raum einnimmt. Beim Rammen vom festen Gerüst aus steht die Ramme bei größerer Flächenausdehnung des Rostes auf einem Wagen, der normal zur Bewegungsrichtung der Ramme über die Baugrube verfahren werden kann. Die Ramme kann dabei auf diesem Wagen quer zur Baugrube hin- und herfahren.

Nach Beendigung der Rammarbeiten wird die Baugrube trockengelegt, die Pfähle werden abgesehen, der Rost verzimmert und das Gründungsmauerwerk ausgeführt. Diese Ausführungsweise hat, besonders bei großer Tiefenlage des Rostes unter dem Wasserspiegel, einen erheblichen Verlust an Pfahlholz zur Folge. Dieser Verlust kann zwar dadurch vermieden werden, daß man den Pfahl vom Wasserspiegel durch eine Jungfer hinab rammt. Dadurch wird jedoch die Wirkung des Rammschlages erheblich abgeschwächt und eine entsprechende Verstärkung des Ramngerätes oder eine Verlängerung der Rammarbeit bedingt.

Die Wasserhaltung läßt sich schließlich vollständig vermeiden, wenn man die vom Wasserspiegel aus gerammten Pfähle unter Wasser abschneidet, den über Wasser hergestellten Rost zum Boden eines Senkkastens macht und mit ihm auf die Pfahlköpfe absenkt (vgl. S. 205).

Die kostspielige Wasserhaltung wird ebenfalls unnötig, wenn die Pfähle vom Wasserspiegel aus eingetrieben und unter Wasser abgesehen werden und der Holzrost durch eine Betonschüttung unter Wasser ersetzt wird.

Hochliegende Pfahlroste. Der hochliegende Holzrost auf Holzpfählen liegt meist in geringer Tiefe unter dem niedrigsten Wasserstande. An der Ostsee oder ähnlichen Meeren mit selten eintretendem N. N. W. liegt der Rost zwischen M. N. W. und M. W., in Ebbe- und Flutgebieten meist etwas (10 bis 20 m) unter dem M. W.-Wasserspiegel (S. 42), stets aber so, daß Rost und Pfahlköpfe nicht austrocknen können. Die Pfähle werden vom Wasserspiegel aus von schwimmenden oder festen Gerüsten gerammt. Das Abschneiden der Pfähle und die Zimmerung des Rostes kann in Ebbe- und Flutgebieten während der Tide im Trocknen vorgenommen werden. Liegt der Rost dagegen dauernd unter dem Wasserspiegel, so werden diese Arbeiten unter Wasserhaltung oder mit Hilfe einer Taucherglocke ausgeführt, in der die Pfahlköpfe durch Druckluft trockengelegt werden. Bei geringer Tiefe unter dem Wasserspiegel kann man schließlich auch den über Wasser fertig verzimmerten Rost auf die unter Wasser abgesehenen Pfähle absenken. Es ist dann aber schwer, die Verbindung zwischen dem Rost und den Pfählen gut durchzuführen.

Hochliegende Eisenbetonroste auf Holzpfählen müssen unter Wasserhaltung hergestellt werden.

c) Betonpfahlgründungen.

Tiefliegende Pfahlroste auf Betonpfählen erfordern eine Trockenhaltung der Baugrube bis zur Rostebene während der Ausführung aller Betonierungsarbeiten.

Hochliegende Pfahlroste auf Betonpfählen werden meist so angeordnet, daß sie bei mittleren oder niedrigen Wasserständen ohne Wasserhaltung hergestellt werden können.

D. Berechnung der Pfahlgründungen.

a) Die wirkenden Kräfte.

Die Kräfte, die eine Pfahlgründung belasten, setzen sich aus senkrechten und wagerechten Kräften zusammen. Die senkrechten Lasten bestehen aus dem Eigengewicht des getragenen Bauwerkes und den zusätzlichen senkrechten Erd- und Stützlasten, sowie etwa wirkenden Auftriebskräften. Die wagerechten Kräfte bestehen bei Ufermauern hauptsächlich aus Erddrücken, Wasserdrücken, Trossenzug eines Schiffes, Winddruck, Wellenstößen usw.

b) Berechnung tiefliegender Roste.

Bei tief liegenden Pfahlrosten werden die von dem Bauwerke übertragenen Kräfte aller Art, Gewichte, Erddrücke, Bremskräfte bei Pfeilern usw. wie bei einem unmittelbar auf dem Baugrunde stehenden Grundwerk ermittelt und an der

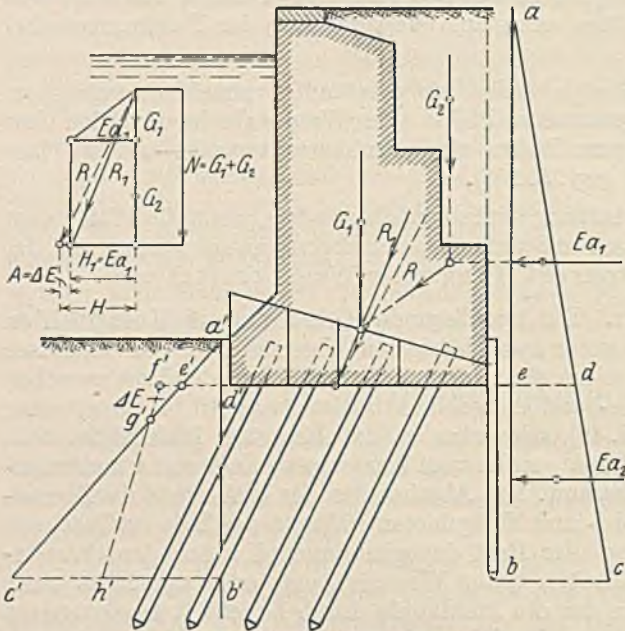


Abb. 288. Berechnung tiefliegender Pfahlroste.

Rostfuge zu einer Mittelkraft R_1 (Abb. 288) vereinigt. Es empfiehlt sich, die Breite der Rostfuge bei abwärts wirkender Mittelkraft so zu bemessen, daß R innerhalb des mittleren Drittels der Fuge bleibt, damit der Rost und das aufgehende Mauerwerk nicht wegen der entstehenden Zugspannungen miteinander verankert werden müssen. Dabei würden Zugpfähle erforderlich werden.

Die vom Bauwerke übertragene Mittelkraft R_1 wird in die Seitenkräfte N und H_1 senkrecht und gleichlaufend zur Rostebene zerlegt.

Dann wird die aus dem Spundwanddruck und anderen wagerechten Kräften in der Rostfuge vorhandene wagerechte Kraft A mit der Kraft H_1 zu der wagerechten Gesamtkraft H vereinigt. Die Gesamtergebnante R enthält nun alle Kräfte. Wenn sie schräger als etwa 25° gegen die Senkrechte liegt, dann empfiehlt es sich, die Druckpfähle in dieser Richtung zu rammen, wobei dann die Spundwand am besten hinter der Mauer liegt. Man kann auch die Druckpfähle steiler stellen und einen Teil der wagerechten Kräfte durch den Erddruck, die die Pfähle im Boden vor sich finden, oder durch ihre Biegungsspannung aufnehmen. Zugpfähle sind im allgemeinen bei tiefliegendem Rost entbehrlich.

Der Pfahlabstand ergibt sich durch Einteilung des Spannungsbildes der Grundfuge in gleich große Flächen und Ansatz der Pfähle im Schwerpunkt der Flächen. Bei anderer Pfahlanordnung müssen die im nächsten Abschnitt aufgeführten Gesichtspunkte beachtet werden.

c) Berechnung hochliegender Roste.

1. Allgemeines.

Bei hochliegenden Pfahlrosten müssen Pfähle, die auf größerer Länge freistehen oder in weichem Boden gerammt sind, immer auch auf Knickung berechnet werden. Bei schräger Lage der auf den Pfahlrost wirkenden Ersatzkraft aller Kräfte werden entweder wie beim tiefliegenden Pfahlrost die Pfähle in Richtung dieser Kraft geschlagen, oder es wird ein System von Zug- und Druckpfählen angewendet. Hochliegende Pfahlroste werden vielfach bei Ufermauern angewendet. In diesem Falle muß, wenn die Rostplatte der Mauer nicht in die Böschungslinie des Ufers einschneidet oder Sinkstücke unter der Mauer liegen, das hinter den Pfählen liegende Erdreich abgestützt werden. Das geschieht gewöhnlich durch eine Spundwand. Liegt diese Spundwand in der Hinterkante der Ufermauer, so ergeben sich für die einzusetzenden Erddruckkräfte keine besonderen Verhältnisse. Der Raum unter der Ufermauer ist dann mit Wasser gefüllt, und die Pfähle stehen bis zu der unter der natürlichen oder der künstlich befestigten Böschung der Uferlinie frei. Dagegen ermöglicht eine in der Vorderkante der Mauer liegende Spundwand einen erdgefüllten Raum unter der Mauer.

Die Pfähle stehen dabei auf der ganzen Länge im Boden, statt nur mit dem oberen Teil. Der obere Boden kann zwar für die Tragfähigkeit der Pfähle nicht mit dem ganzen Widerstand eingesetzt werden, wie der Teil, der unter der natürlichen Böschung liegt, da er bei einer Bewegung der Mauer auf der Gleitfläche abrutscht. Die Tragfähigkeit der Pfähle wird aber doch wesentlich verstärkt werden, denn auch in dem sich etwa bewegenden Bodenteil finden die Pfähle Reibungswiderstand. Man wird wenigstens die halbe Widerstandskraft gegen Eindringen für diesen Bodenteil rechnen müssen. Für die vordere Spundwand stellen sich ganz besondere Verhältnisse ein. Der Boden wird durch den eingerammten Wald von Pfählen am freien Abrutschen gehindert. Ein großer Teil des Erddruckes wird unmittelbar von den Pfählen selbst aufgenommen (Abb. 289). Die schraffierten Streifen können nicht abrutschen, da sie überall auf die Pfähle stoßen, nur ein kleiner Teil zwischen dem vordersten Pfahl und der

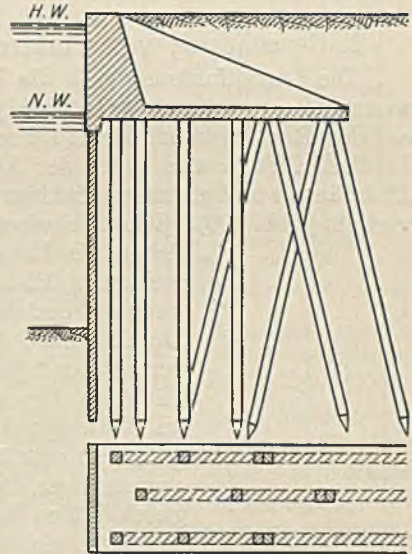


Abb. 289. Verminderung des Erddruckes auf die vornliegende Spundwand durch die Pfähle.

Spundwand kann einen ungehemmten Druck auf die Spundwand ausüben. Die nicht schraffierten Teile zwischen den Pfahlreihen sind aber auch nicht frei, sondern müssen, ehe sie abrutschen können, die Reibung an den stehenbleibenden „Erd- und Pfahlwänden“ überwinden. Setzt man die Reibungsflächen entsprechend den möglichen Erddrücken ein, so erhält man oft Druckkräfte auf die Spundwand, die nur noch $\frac{1}{4}$ — $\frac{1}{3}$ der freien Erddrücke betragen. Der größte Teil müßte von den Pfählen aufgenommen werden. Hierbei werden sich die Pfähle zweifellos stark durchbiegen, knicken können sie aber nicht, da sie allseitig vom Boden umgeben sind. Die Knickgefahr ist aber ohne jede Frage vergrößert.

Es steht aber außer Zweifel, daß niemals die vorne liegende Spundwand allein alle Erddrücke aufnimmt, sondern das zusammengesetzte System Bockpfähle und Spundwand. Aus diesem Zusammenwirken ist es zu erklären, daß

viele Spundwände, die theoretisch nicht halten könnten, trotzdem genügend stark gewesen sind. Aber hierin liegt auch die Möglichkeit, mit den Beanspruchungen für die Spundwände hochzugehen. Man darf sie wenigstens bis an eine Elastizitätsgrenze, wenn nicht noch höher, beanspruchen, sobald man den ganzen Erd- druck als unmittelbar auf die Spundwände wirkend ansetzt.

Bei vornliegenden Spundwänden wird eine Schirmwirkung, wie bei den Winkelstützmauern erzeugt, so daß die Spundwand eine sehr merkbare Entlastung erfährt. Diese Schirmwirkung beruht darauf, daß die Rostplatte es verhindert, daß Druckwirkungen der höher als die Rostplatte liegenden Erdteile über einer Linie, die in der Neigung der natürlichen Böschung durch die Hinterkante der Rostplatte gezogen ist, auf die Spundwand wirken können. Unterhalb einer Linie, die in der Neigung der maximalen Gleitfläche durch die Hinterkante der Rostplatte gezogen ist, muß dagegen wieder der ganze Erddruck von oben her gerichtet auf die Spundwand wirken. Dazu findet ein Übergang nach einer tangential anschließenden Kurve statt, die aber am einfachsten durch eine gerade Übergangslinie ersetzt wird. Die Schirmwirkung, die dadurch möglich ist, daß die Rostplatte die über ihr liegenden Erdgewichte aufnimmt, so daß sie nicht auf die unter ihr liegenden Erdteile wirken können, entlastet die Spundwand bei breiten Mauern sehr stark.

2. Berechnung von Pfahlrostgründungen auf hohem Pfahlrost.

Die Lastaufnahme durch die Pfähle des Pfahlrostes ist einfach zu erfassen, wenn bei symmetrisch zum Mittelpunkt angeordneten, senkrechten Pfählen die auf den Rost wirkende Kraft lotrecht gerichtet ist und im Mittelpunkt angreift. In diesem Falle wird unter der Annahme einer starren Rostebene bei gleichen Pfahllängen und gleichem Pfahldurchschnitt die Last gleichmäßig auf alle Pfähle verteilt (Abb. 290). Schon schwieriger ist die Erfassung der Pfahlkräfte bei seit-

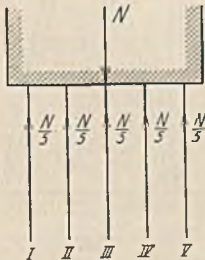


Abb. 290. Pfahlrost auf 5 senkrechten Pfählen mit im Mittelpunkt angreifender Kraft.

lichem Kraftangriff und bei ungleichmäßig zum Mittelpunkt stehenden Pfählen (Abb. 291). Die gebräuchliche Berechnungsart besteht darin, das nach der Kerntheorie bestimmte Druckbild auf die Pfähle zu verteilen. Werden die Pfähle so verteilt, daß jeder Pfahl aus dem nach der Kerntheorie ermittelten Druckbild den gleichen Lastanteil bekommt und im Schwerpunkt der auf ihn entfallenden Druckfläche angreift, so erhalten alle Pfähle bei den oben gemachten Voraussetzungen die gleiche Last, und die Rostebene erfährt eine gleichmäßige Senkung. Gleiche Pfahllast bedingt also bei der Annahme gleichen Pfahlquerschnittes und gleicher Pfahllänge bei exzentrischem Kraftangriff die Einteilung der Druckfigur in gleich große Flächen und die Anordnung der Pfähle in dem Schwerpunkte der Teilflächen. Bei ungleichem Pfahlquerschnitt müssen die Flächen im Verhältnis der Querschnitte stehen, wenn eine gleichmäßig elastische Setzung erreicht werden soll.

Für den Fall, daß die Voraussetzung, gleiche Pfahllast bei exzentrischem Kraftangriff, Einteilung der Druckfigur in gleich große Flächen und die Anordnung der Pfähle in den Schwerpunkten der Teilflächen, nicht zutrifft, hat Jakobi in der österreichischen Wochenschrift für den öffentlichen Bau- dienst 1909, S. 340 eine Berechnungsweise entwickelt. Er bestimmt zunächst die Lage des Schwerpunktes S der verschiedenen starken Rostpfähle, d. h. die Lage des Punktes S , durch den die Normalkraft N gehen muß, damit sie in sämtlichen Pfählen gleich große Senkungen erzeugt (s. Abb. 292). Er erhält durch Anbringung von zwei gleich großen, entgegengesetzt gerichteten Kräften in S eine Normalkraft N' und ein Moment $N \cdot y_n$. Die Normalkraft N' erzeugt eine gleichmäßige Senkung des Querschnittes, das Moment $N \cdot y_n$, eine Verdrehung der Rostebene

um den Schwerpunkt. Die für die Setzungen aus der Normalkraft zusätzlichen Setzungen aus dem Moment stehen dann im Verhältnis des Abstandes der Pfähle von dem Schwerpunkt. Auf diese Weise können die in den Pfählen wirkenden Kräfte leicht rechnerisch bestimmt werden. Für den Fall, daß alle Pfähle gleich lang sind und den gleichen Querschnitt besitzen, erhält J a k o b i als Schwerpunktsentfernung H vom hinteren Pfahl den Wert $H = \frac{\sum a}{n}$. Hierin ist a der Pfahlabstand von dem hintersten Pfahl und n die Anzahl der Pfähle. Für die Pfahlkraft erhält er die Formel $P_n = \frac{N}{n} + \frac{M \cdot y_n}{\sum y^2}$. Hierin ist M das Moment der Kraft N

für den Schwerpunkt und y_n der Abstand der einzelnen Pfähle von dem Schwerpunkt (Abb. 292). Im Jahrbuch der deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen 1925 bringt J a k o b i eine Ergänzung zu vorstehender Berechnungsweise für den Fall, daß außer der senkrechten Kraft noch eine wagerechte Kraft vorhanden ist, die durch Pfahlböcke aufgenommen werden muß. Das Problem der Verteilung der wagerechten Kräfte auf die einzelnen Böcke löst er durch die Bedingung, daß die horizontale Verschiebung der Bockköpfe, die er nach einem Williot'schen Verschiebungsplan ermittelt, gleich groß sein soll. Er vernachlässigt dabei allerdings die senkrechte Bewegung der Pfahlköpfe unter dem Einfluß der wagerechten Kraft. Dieses scheint, wie die weiteren Untersuchungen zeigen, nicht ohne weiteres gerechtfertigt, da je nach der Konstruktion der Böcke der senkrechte Verschiebungsanteil durch eine wagerechte Kraft auch beträchtlich sein kann und hierdurch die Verteilung der Pfahlkräfte wesentlich beeinflusst wird.

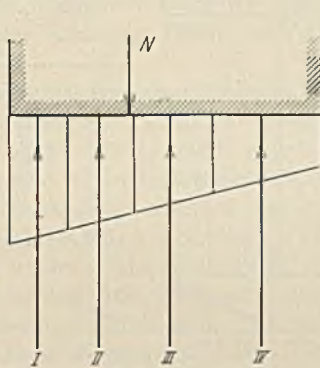


Abb. 291. Die Pfähle greifen in den Schwerpunkten der gleichgroßen Spannungsflächen an.

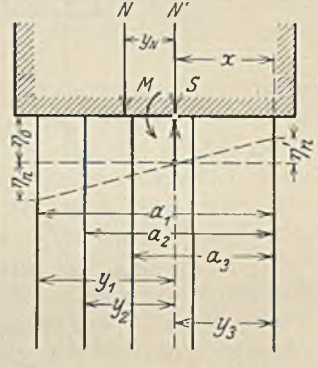


Abb. 292. Berechnung des Pfahlrostes bei beliebiger Verteilung der Pfähle.

Abb. 291 und 292. Pfahlrost mit senkrechten Pfählen unter exzentrischem Kraftangriff.

In Abb. 293 ist eine Pfahlrostuntersuchung durchgeführt. Die Pfahlkräfte, wie man sie ohne Berücksichtigung der Bewegung erhält, sind aus den Kräfteplänen Abb. 293 b und 293 c zu ersehen.

Die Kraft R erzeugt nach der Kerntheorie die in Abb. 293 a dargestellte Druckfigur. Diese Last ist zunächst auf die Pfähle 1 bis 6 gleichmäßig verteilt worden. Die wagerechte Teilkraft von R soll durch Böcke aufgenommen werden. Diese werden durch Verbindung der Schrägpfähle a bis e mit den senkrechten Pfählen 4 bis 6 gebildet. Die in den Bockpfählen wirkenden Kräfte sind aus den Kräfteplänen b und c zu entnehmen. Diese Art der Berechnung ist die bisher im allgemeinen übliche. Sie geht lediglich von der Zerlegung der Kräfte auf die Glieder des Systems aus, berücksichtigt aber nicht, ob die Bewegungen, die sich aus dieser errechneten Größe der Kräfte ergeben, der Form des Systems entsprechen. Es ist zu verlangen, daß auch bei Pfahlrosten Verhältnigleichheit besteht zwischen den möglichen Bewegungen und den wirkenden Kräften. Es ist daher weiter zu untersuchen, ob die Konstruktion die durch die ermittelten Pfahlkräfte bedingten Bewegungen ausführen kann. Hierfür soll angenommen werden, daß kein Pfahl über seine Tragfähigkeit hinaus belastet wird, daß die Pfähle also nur

Die Kraft R erzeugt nach der Kerntheorie die in Abb. 293 a dargestellte Druckfigur. Diese Last ist zunächst auf die Pfähle 1 bis 6 gleichmäßig verteilt worden. Die wagerechte Teilkraft von R soll durch Böcke aufgenommen werden. Diese werden durch Verbindung der Schrägpfähle a bis e mit den senkrechten Pfählen 4 bis 6 gebildet. Die in den Bockpfählen wirkenden Kräfte sind aus den Kräfteplänen b und c zu entnehmen. Diese Art der Berechnung ist die bisher im allgemeinen übliche. Sie geht lediglich von der Zerlegung der Kräfte auf die Glieder des Systems aus, berücksichtigt aber nicht, ob die Bewegungen, die sich aus dieser errechneten Größe der Kräfte ergeben, der Form des Systems entsprechen. Es ist zu verlangen, daß auch bei Pfahlrosten Verhältnigleichheit besteht zwischen den möglichen Bewegungen und den wirkenden Kräften. Es ist daher weiter zu untersuchen, ob die Konstruktion die durch die ermittelten Pfahlkräfte bedingten Bewegungen ausführen kann. Hierfür soll angenommen werden, daß kein Pfahl über seine Tragfähigkeit hinaus belastet wird, daß die Pfähle also nur

elastische Bewegungen ausführen können. Zur Vereinfachung sind in dem Schulbeispiel die Pfähle gleich lang und mit gleichen Querschnitten angenommen.

Der durch Aufteilung der Druckfigur erhaltenen gleichmäßigen Pfahlbelastung entspräche ein Senkung der Rostebene $a' b' c' d'$ (Abb. 293 d). Aus den in den Bockpfählen wirkenden Kräften (nach Abb. 293 c) ergibt sich nach Williot in starker Vergrößerung gemäß Abb. 293 e die Verschiebung OP für den Kopf des Pfahlbockes. Die Rostebene müßte also die Lage $a' b' c' d''$ einnehmen (Abb. 293 d). Diese Verschiebung verträgt sich nicht mit der angenommenen Starrheit des

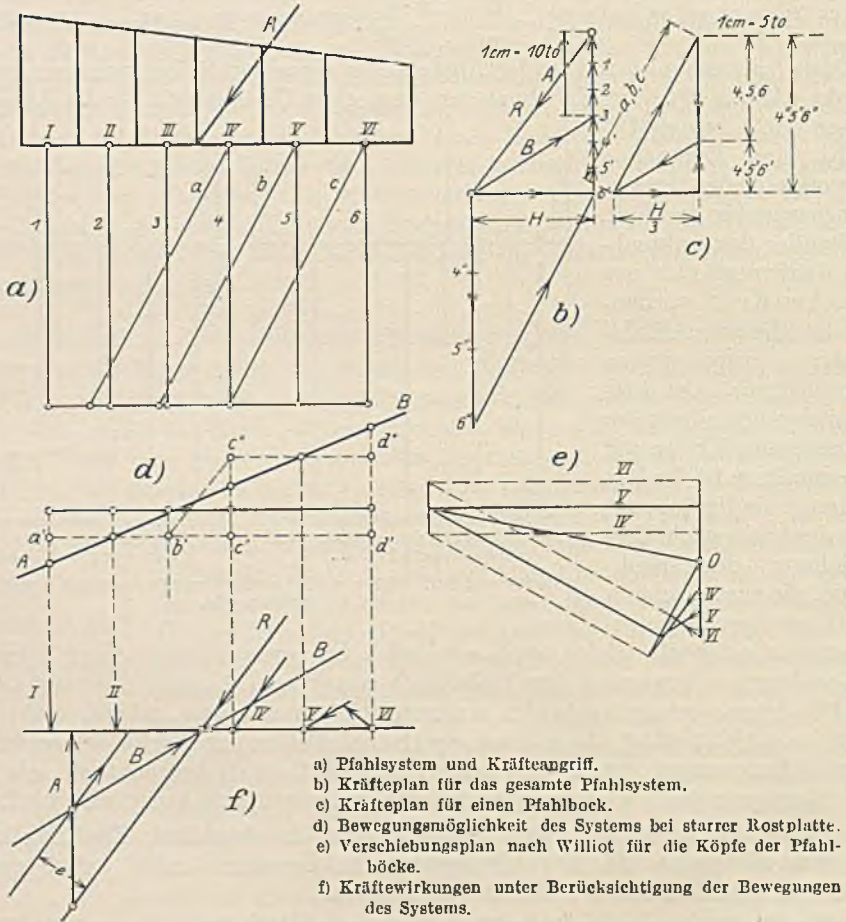


Abb. 293 a bis 293 f. Pfahlrost mit Pfahlböcken.

Mauerkopfes. Als Ersatz der unmöglichen Verschiebung des Rostes ist eine Verlagerung AB (Abb. 293 d) als wahrscheinlich anzunehmen. Aus dieser angenommenen Verlagerung ergibt sich unter der Bedingung, daß die wagerechte Verschiebung sämtlicher Punkte gleich groß sein soll, eine neue Verteilung der wagerechten und der senkrechten Kräfte.

Aus der Abb. 293 f, die einen Williot'schen Verschiebungsplan darstellt, ergibt sich, daß bei der Forderung eines gleichen wagerechten Weges verschiedene Spannungszustände in den Bockpfählen notwendigerweise eintreten müssen.

Aus letzterer Überlegung ergeben sich für die Lagenänderung AB des Rostes aus dem Kräfteplan in Abb. 293 e die auf die Böcke wirkenden Kräfte IV, V und VI, die Pfahlkräfte für die senkrechten Pfähle 1—3 ergeben sich nach der gleichen Überlegung, wie sie in Abb. 293 f eingezeichnet sind. Stellt hier A die Ersatzkraft

aus den drei senkrechten Pfählen und B die Ersatzkraft aus den auf die Böcke wirkenden Kräften dar, so ersieht man, daß sich diese beiden Kräfte mit der Kraft R nicht in einem Punkte schneiden, daß also noch kein Gleichgewicht vorhanden ist. Wenn man nach Jakobi die senkrechten Bewegungen vernachlässigt, so erhält jeder Pfahlbock den gleichen Anteil der Horizontalkraft, und man erhält, weil dann die auf die Böcke entfallenden senkrechten Kräfte nicht geändert werden, den falschen Eindruck einer Gleichgewichtsmöglichkeit. Gemäß der dort vorgenommenen Druckverteilung schneidet sich die Ersatzkraft aus den wagerechten und senkrechten Pfahlkräften in der Rostfuge mit der Ersatzkraft aus den angreifenden Kräften. Die Schwierigkeit ist hier nur umgangen, aber nicht beseitigt.

Die hier vorgenommene Untersuchung hat gezeigt, daß die bisher angenommene Kraftwirkung infolge der notwendigen Verdrehung des Pfahlrostes nicht eintreffen wird. Es scheint vielmehr infolge der Verdrehung eine vollkommen ungleichmäßige Belastung der einzelnen Pfähle und Böcke der Wirklichkeit mehr zu entsprechen.

Es ist nicht die Aufgabe, für irgend einen beliebigen Pfahlrost die Berechnung durchführen zu wollen, sondern den Pfahlrost so auszubilden, daß die Möglichkeit einer einfachen Berechnung in der Hinsicht gegeben ist, daß die Verschiebung auch den Kraftwirkungen, wie wir sie feststellen können, wirklich entspricht. Man wird daher den Pfahlrost am besten so entwickeln, daß man die Druckpfähle und auch die Böcke örtlich zusammenfaßt. Diese Forderung ergibt sich auch aus den Untersuchungen, die in Abb. 294 bis 296 dargestellt sind. Die Untersuchung Abb. 294 erstreckt sich auf einen Rost mit vier senkrechten Pfählen und einen Pfahlbock aus Schrägpfählen. Angenommen, daß Punkt O sich senkrecht so wenig verschiebt, daß diese Verschiebung vernachlässigt werden darf, dann müssen die senkrechten Pfähle sich in dem Verhältnis, wie es die Linie OR Abb. 294a angibt, zusammendrücken. Daraus ergibt sich,

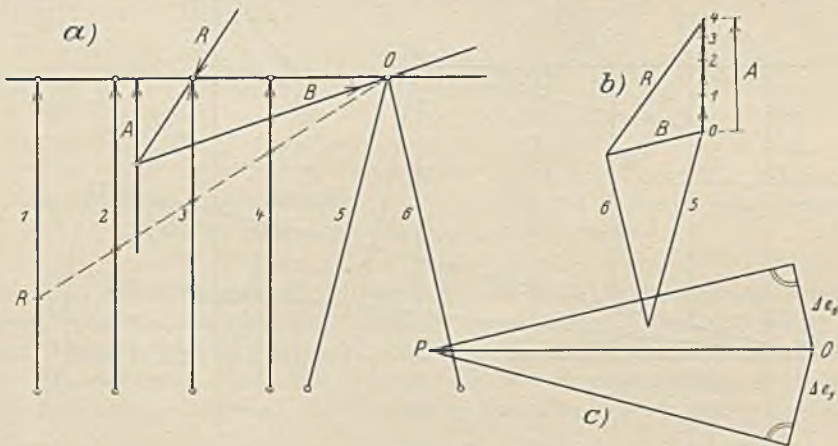


Abb. 294 a bis 294 c. Pfahlsystem mit 4 senkrechten Pfählen und 1 Bock aus Schrägpfählen.
a) Systemskizze und Kräftewirkungen. b) Kräfteplan. c) Verschiebungsplan für die Bockspitzen.

daß alle Kräfte, wie groß auch die Belastung der Mauer sein möge, sich verhalten müssen wie die senkrechten Verschiebungsstrecken. Daraus ist man in der Lage, die Mittelkraft A der senkrechten Pfähle zu finden und die Teilkräfte A und B der Ersatzkraft R . Aus B kann die Pfahlkraft in den Pfählen des Bockes und nach Williot die Verschiebung des Punktes O bestimmt werden. Ergibt die Untersuchung nach Williot, daß die Verschiebung von O in senkrechter Richtung sehr klein ist, dann ist die Annahme bestätigt. Bei dem angenommenen System

ergibt sich die Richtigkeit dieser Annahme gemäß Abb. 291c. Die Pfahllasten der senkrechten Pfähle sind als proportional der Pfahlentfernung vom Drehpunkt, d. h. Linie O bis R legt das Verhältnis der wirkenden Pfahlkräfte fest. Man ersieht daraus, daß die Pfähle 3 und 4 nur geringe Pfahlkräfte bekommen, daß die Anordnung bei gleicher Pfahlzahl in den Längsreihen also noch eine sehr ungünstige ist. Man muß somit entweder die Pfähle in den ersten Reihen dichter oder nach

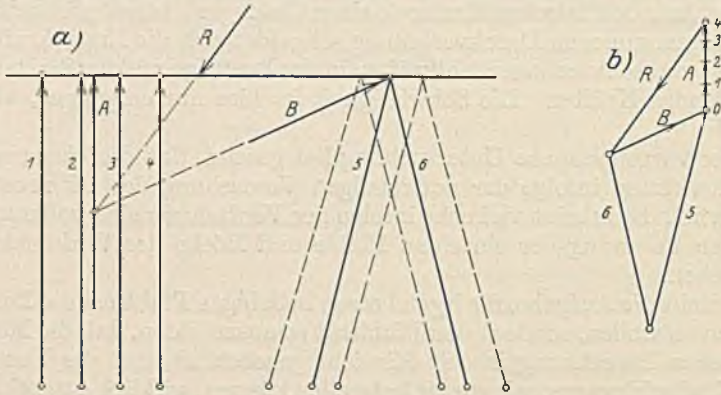


Abb. 295 a und 295 b. Pfahlsystem mit 4 senkrechten Pfählen und 3 Böcken aus Schrägpfählen. Druckpfähle und Böcke sind örtlich zusammengefaßt.
a) Systemskizze und Kraftangriff. b) Kräfteplan.

der Mauermitte weiter stellen, oder die Reihen enger aneinander setzen. Auf Abb. 295 sind die Druckpfähle örtlich zusammengefaßter angeordnet. Man ersieht daraus die günstigere Ausnutzung der Pfähle. Die Größtlast, die, wie auf Abb. 294, auch hier auf dem vordersten Pfahl ruht, ist bedeutend geringer ge-

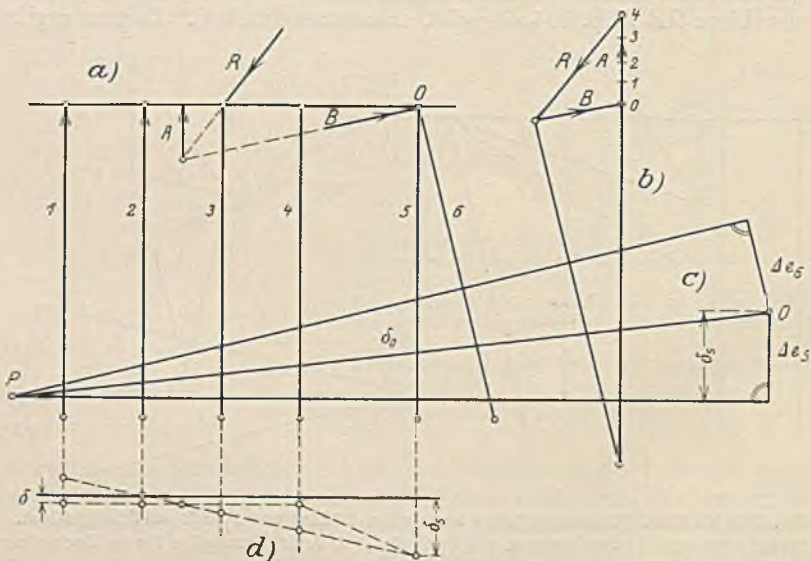


Abb. 296 a bis 296 d. Pfahlrost mit 4 senkrechten Pfählen und 1 Bock aus 1 senkrechten Pfahl und 1 Schrägpfahl.
a) Systemskizze und Kraftangriff. b) Kräfteplan. c) Verschlebensplan für die Spitze des Pfahlbockes. d) Bewegungsmöglichkeiten der starren Rostplatte.

worden. Die Anordnung einer vorderen Spundwand verbessert das System hinsichtlich der vorderen Pfähle. Die Anordnung einer Spundwand hinten verändert das System stark hinsichtlich der Unveränderlichkeit des Pfahlbockes in senkrechter Richtung.

Die großen Kräfte in den Bockpfählen bedingen die Anordnung mehrerer Böcke, die man dicht nebeneinander in der Längsrichtung des Rostes oder auch örtlich zusammengefaßt in der gestrichelt dargestellten Weise anordnen kann. Das Wesen der guten Konstruktion ist die richtige Ausbildung der Pfahlböcke. Wie die Bewegungen und die Kräfteverteilung durch ungünstige Pfahlbockanordnungen beeinflußt werden können, ersieht man aus der ersten Untersuchung und aus der Abb. 296, die eine nicht vorbildliche Anordnung darstellt. Die auf den Pfahlbock bei der ersten Annahme der gleichmäßigen Pfahlbelastung wirkende Kraft B bedingt die Formänderung δ , mit der senkrechten Komponente δ_0 . Die Kraft A bedingt in den Pfählen 1—4 die Senkung δ . Die Horizontalkraft muß unbedingt durch den Bock aufgenommen werden. Daher ist die Verschiebung δ , aus der Horizontalkraft als feststehend anzunehmen. Es ergibt sich daraus, daß bei Anordnung eines solchen Bockes die vorderen

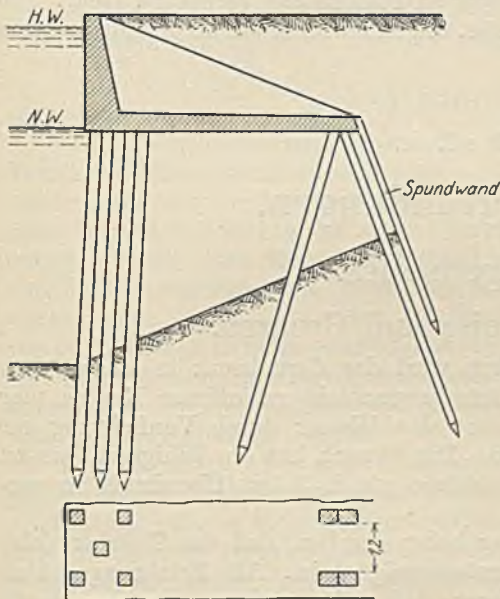


Abb. 297. Anzustrebende Ausführung.

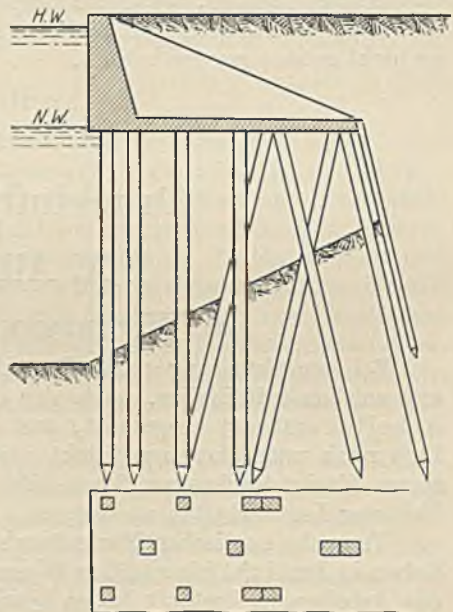


Abb. 298. Ausführung wenig zu empfehlen

Abb. 297 und 298. Pfahlrostausbildung für eine Ufermauer.

Pfähle (1, 2) entlastet und die hinteren Pfähle (3, 4) mehr belastet werden, allerdings unter der Voraussetzung, daß die gesamte Horizontalkraft durch den Bock in O aufgenommen wird und die Bockpfähle mit den anderen Pfählen gleichen Querschnitt haben. Durch entsprechende Bemessung und Ausbildung des Bockes kann allerdings die Senkung des Punktes O gering gehalten werden.

Zusammenfassend sei noch einmal darauf hingewiesen, daß es bei der Gestaltung eines hohen Pfahlrostes darauf ankommt, Übereinstimmung zwischen Kraft und Bewegung zu erzielen. Sie kann bei der Unmöglichkeit, verwickelte Systeme berechnen zu können, nur durch Ausbildung möglichst einfacher Systeme gewonnen werden. Das einfachste System ist das mit vorn angehäuften Druckpfählen und hinten möglichst zusammengedrängten Böcken, deren Druck- und Zugpfähle annähernd gleiche Neigung erhalten. Es kommt darauf an, daß die Böcke möglichst keine wesentlichen senkrechten Verschiebungen vornehmen können. Eine hinten angeordnete Spundwand, die sich möglichst dicht an den hinteren Pfahl der Böcke legt, erhöht die Sicherheit, daß solche Verschiebungen

nicht auftreten können. Muß man mehrere Bockreihen anwenden, weil man nicht genug Böcke in einer Reihe unterbringen kann, dann soll man möglichst nicht über zwei Bockreihen hinausgehen, eine Forderung, die bei Anwendung von Eisenbetonpfählen fast immer erfüllt werden kann. Es ist durchaus besser, die Tragpfähle vorn an der Mauer zu häufen, als solche Pfähle noch in der Mauermitte anzuordnen, da sie dort nur zum geringen Teil ausgenutzt werden. Solche Pfähle soll man besser ganz fortlassen, da sie nur eine Verstärkung der Mauer in einem Umfang vortäuschen, die in Wirklichkeit nur zum Teil vorhanden ist, da diese Pfähle erst mehr belastet werden, wenn die Tragfähigkeit anderer Pfähle überschritten ist und diese sich unter einer gleichbleibenden Last in den Boden drücken. Man kann die gleiche oder eine bessere Wirkung mit der Ramming der halben Zahl solcher Pfähle vorn in der Mauer erreichen. Die stärkere Beanspruchung der Platte muß durch eine stärkere Ausbildung der Rostplatte ausgeglichen werden, wofür die Ersparnis an Pfählen zur Verfügung steht. Die beiden Systemskizzen, Abb. 297 und 298, zeigen Mauern, wie sie gebaut und wie sie nicht gebaut werden sollten.

Achter Teil.

Druckluftgründungen.

A. Allgemeines.

a) Wirkungsweise und Grenzen.

Bei der Gründung unter Druckluft wird das Grundwerk in einem oben und seitlich luftdichten, nach der Gründungsschicht zu offenen Kasten (der Arbeitskammer) hergestellt, aus dem das Wasser durch Verdichtung der Luft nach unten herausgedrückt wird. Der Mensch hat die Fähigkeit, bis zu einem Höchstdrucke von 3,5 m Wassersäule gleich 3,5 at Überdruck in verdichteter Luft arbeiten zu können,

Versuche englischer Marinetaucher haben ergeben, daß das Tauchen (also Leben in Preßluft) bis zu 60 m Wassersäule möglich ist. Alle Erfahrungen über das Arbeiten in Preßluft haben bewiesen, daß es bei geringem Drucke (bis zu etwa 0,8 bis 1 at Überdruck) wenig gefährlich, bei höheren Drücken aber in hohem Maße gesundheitsschädlich ist. Druckluftarbeiten sollten daher aus Gründen der Menschlichkeit stets vermieden werden, wenn eine andere Gründungsart selbst unter Aufwendung hoher Kosten durchführbar ist.

b) Anwendungsgebiet.

Der große technische Vorzug der Druckluftgründungen liegt in der Möglichkeit, die Gründungsschicht selbst bei starkem Wasserandrang trocken-zulegen, ohne eine nachteilige Auflockerung des Baugrundes hervorzurufen. Dadurch wird ein sicheres Erreichen des guten, tragfähigen Baugrundes und eine gute Ausführung des Grundwerkes gewährleistet. Die Druckluftverfahren eignen sich deshalb für solche Unterwassergründungen, bei denen eine Ausführung im Trockenen erwünscht ist, eine Wasserhaltung sich aber mit gewöhnlichen Mitteln (Pumpen oder Grundwasserabsenkung) nicht durchführen läßt. Sie kommen in Frage, wenn eine Brunnen-, Pfahl- oder Beton Gründung unter Wasser aus irgendwelchen Gründen nicht ratsam ist. Die Druckluftgründung ist der Brunnen- und Pfahlgründung meist wirtschaftlich überlegen, wenn der Baugrund reich an Hindernissen ist, oder die Gründungsschicht sehr tief unter dem Wasserspiegel liegt. Sie tritt an die Stelle der Betongründung unter Wasser, wenn

große einheitliche Grundwerke herzustellen sind, die sich aus Schüttbodyeton nicht mit ausreichender Sicherheit gut ausführen lassen.

Meistens werden diese wirtschaftlichen Vorteile aber durch die Zerstörung der Gesundheit und damit der Arbeitskraft einer größeren Zahl von Volksgenossen erkauft. Wenn dadurch die Lebensbedingungen vieler anderer Volksgenossen verbessert oder verbesserte und neue Lebensmöglichkeiten geschaffen werden, dann können diese Schäden in den Kauf genommen werden, sonst aber nicht.

Die Druckluftverfahren erfordern die Beschaffung einer ganzen Reihe kostspieliger Einrichtungen und Geräte und die Zahlung höherer Löhne für die Arbeiten in der Druckluft, ihre Anwendung läßt sich deshalb nur für Bauwerke größeren Umfanges wirtschaftlich rechtfertigen. Ferner können die Druckluftgründungen nur bis zu Tiefen ausgeführt werden, bei denen ein Luftdruck von 3,5 kg/qcm zum Fernhalten des Wassers aus der Arbeitskammer ausreicht, weil ein längerer Aufenthalt in Druckluft von höherer Spannung ohne ganz besonders schwere Schädigungen für den menschlichen Organismus unmöglich ist.

c) Einteilung.

Man unterscheidet zwei Arten von Druckluftgründungen. Bei dem einen Verfahren (Druckluftsenkkasten, abgekürzt Druckkastengründung) werden, wie bei der Brunnen- und Röhrengründung, die über der Grundwerksohle liegenden Schichten mit der Druckluftkammer durchteuft. Die Arbeitskammer bleibt nach Erreichen des festen Baugrundes im Boden stecken und wird durch Ausfüllen mit Mauerwerk oder Beton zu einem Teil des Grundwerkes. Die Druckkastengründung eignet sich hauptsächlich zur Herstellung von einheitlichen Grundwerken kleiner und mittlerer Abmessungen (Gründungen von Brückenpfeilern, Wehren, Schleusenhäuptern usw.) oder von Einzelpfeilern aufgelöster Grundwerke, die wie Einzelbrunnen durch Balken oder Gewölbe miteinander verbunden werden.

Bei dem zweiten Verfahren (Taucherglockengründung) wird der Bodenaushub in der Arbeitskammer auf ein Mindestmaß beschränkt, der feste Baugrund wird, wenn er nicht freiliegt, vorher unter Wasser freigelegt. Unter Druckluft wird nur die Gründungsschicht gereinigt und eingeebnet und das Grundwerk aufgemauert. Nach Beendigung dieser Arbeiten wird die Taucherglocke wieder abgehoben und in gleicher Weise an anderer Stelle verwendet. Der Taucherglockengründung hat man sich früher zur Herstellung großer zusammenhängender Grundwerke unter Wasser bedient.

Heute würde sie vorwiegend zur Aufmauerung von Schleusenhäuptern, Pfeilern usw. in freiem Wasser in Frage kommen, bei denen die ganze Bauwerksfläche von einer Glocke gedeckt werden kann. Ferner kommt sie für die Herstellung von Rosten bei Pfahlrostgründungen mit Vorteil zur Anwendung.

d) Allgemeine Anordnung.

Eine Druckluftgründungsanlage erfordert außer der Arbeitskammer folgende Einrichtungen:

1. Verbindungen zwischen der Druckluftkammer und der Außenluft für die Personen- und Bodenbeförderung und die Baustoffzufuhr (Schachttrohre und Schleusen),
2. Anlagen zur Erzeugung und Zuführung der Druckluft,
3. Vorkehrungen zur Minderung der Gefahren, die den im Arbeitsraume befindlichen Arbeitern aus dem Aufenthalt in der Druckluft drohen.

Diese Anlagen und Einrichtungen, die für beide Arten der Druckluftgründung im wesentlichen die gleichen sind, sollen später im Zusammenhange behandelt werden.

B. Druckluftsenkkastengründung oder Druckkastengründung¹⁾.

a) Geschichtliche Entwicklung.

Die Druckluftsenkkastengründung ist aus der Röhrengründung hervorgegangen. Bei den ersten Ausführungen wurde eine eiserne Röhre durch den Einbau einer Abschlußdecke gegen die freie Luft in eine Druckluftkammer verwandelt und unter Trockenaushub in verdichteter Luft abgesenkt. Nach Erreichen der Gründungsschicht wurde der untere Teil der Röhre unter Druckluft durch Mauerwerk geschlossen, die Decke entfernt und der weitere Hohlraum in freier Luft ausgemauert.

Das schon als Nachteil der Röhrengründung erwähnte geringe Eigengewicht eines solchen Hohlkörpers erwies sich bei diesem Verfahren in erhöhtem Maße als störend, weil beim Absenken außer dem Widerstand an der Schneide und der Reibung am Umfange noch der Druck der verdichteten Luft gegen die Decke der Arbeitskammer überwunden werden mußte. Die zur Überwindung dieser Widerstände notwendigen künstlichen Belastungen nahmen einen bedeutenden Umfang an und erhöhten die Kosten des Verfahrens durch das Aufbringen und Wiederentfernen des Ballastes erheblich.

Diese Ausführungsart ist deshalb heute nur noch für die Absenkung dauernd im Boden verbleibender Hohlkörper (Brunnen oder Schächte) gebräuchlich. Für geschlossene Grundwerke legt man dagegen die Decke der Arbeitskammer so tief, wie dies in Rücksicht auf ein bequemes Arbeiten in dem Senkkasten möglich ist, und führt auf ihr das endgültige Grundwerk in solchem Umfange aus, daß sein Gewicht zur Überwindung des Absenkungswiderstandes ausreicht. Die Arbeitskammer wird nach beendetem Absenken ausgefüllt und bildet so einen Teil des Grundwerkes. Die Druckkastengründung wird daher auch wohl als „Druckluftgründung mit verlorener Arbeitskammer“ bezeichnet.

Ein Nachteil dieser Ausführungsweise ist der Verlust der Arbeitskammer, deren Kosten bei der Ausführung der Senkkasten z. B. in Eisen recht bedeutend sind. Man ging deshalb dazu über, die Senkkasten ganz oder teilweise aus anderen Baustoffen: Holz, Mauerwerk, Beton oder Eisenbeton herzustellen.

b) Ausbildung der Arbeitskammer.

1. Abmessungen.

Die Abmessungen der Senkkasten werden durch den Grundriß des Bauwerkes, die zu übertragenden Lasten und die zulässige Belastung des Baugrundes bestimmt. Bei großen Bauwerksabmessungen empfiehlt es sich, über gewisse Höchstmaße mit der Senkkastengröße nicht hinauszugehen. Sehr große Kasten lassen sich nur schwer so gleichmäßig belasten und absenken, daß größere Verbiegungen nicht auftreten. Die Verbiegungen können aber den Bestand des über dem Senkkasten liegenden Mauerwerkes gefährden. Solche Bauwerke werden entweder auf einzelnen Senkkasten kleinerer Abmessungen gegründet, die man nach dem Absenken durch Ausfüllen der Zwischenräume zu einem zusammenhängenden Körper vereinigt, in freiem Wasser aber in gleicher Behandlung besser mit Hilfe von Taucherglocken.

Die Höhe der Kammer muß wenigstens so hoch sein, daß auch große Arbeiter ohne Bücken unter allen Trägern hindurchgehen können, auch wenn 20

¹⁾ Hiermit werden in Zukunft die Gründungsarten unter Luftdruck bezeichnet, die bisher mit Caissongründungen, Luftdruckgründungen mit verlorener Arbeitskammer usw. benannt wurden.

bis 30 cm Boden in die Kammer eingedrungen sein sollte. Das Maß von 2,2 m ist vielfach angewendet worden. Will man an der Decke großer Arbeitskammern Kübel an Laufschiene laufen lassen, dann empfiehlt sich die Erhöhung auf das Maß von 2,5 m.

2. Eiserne Druckkasten.

Eiserne Druckkasten bestehen aus einem Trägergerippe, das gegen die Arbeitskammer und am Kastenumfange mit einer Blechhaut bekleidet wird, die den Arbeitsraum wasser- und luftdicht abschließt. Die Hauptglieder des Trägergerippes sind in der Regel die Querträger der Decke. Sie werden meist mit den konsolartigen Aussteifungen der Seitenwand zu einheitlichen, rahmenartigen Gebilden verbunden. An ihnen wird auch der Druckkasten aufgehängt, wenn er von Gerüsten abgesenkt wird. Die Querträger werden durch Längsträger und diese bei größerer Feldteilung nochmals durch Querträger zweiter Ordnung verbunden.

Quer- und Längsträger werden vollwandig oder als Fachwerkträger ausgebildet. Die letzte Anordnung ist mehr zu empfehlen, weil bei ihr das Füllmauerwerk zwischen den Trägern nicht durchgehend unterbrochen wird. Der Trägerrost wird meist über der Decke angeordnet, damit der Arbeitsraum von allen den Betrieb störenden und gefährdenden Einbauten frei bleibt, obgleich die Anordnung der Träger unter der Arbeitskammerdecke den Vorteil hat, daß die Höhe des Senkkastens kleiner wird. Die Seitenwandkonsolen endigen in einer Schneide, die dem Senkkasten das Vordringen in den Boden erleichtern soll. Die Neigung der Konsolen und die Ausbildung der Schneide richten sich nach den zu durchfahrenden Bodenschichten. In weichem Boden liegt die Innenwand der Konsolen flacher, die Konsolen werden durch Beton ausgefüllt, und die Schneiden bekommen eine möglichst stumpfe Spitze, damit der Eindringungswiderstand schnell nach oben wächst und dadurch zu schnelles Einsinken verhindert wird. Die Stärke der Blechhaut für die Decke und die Seitenwände ist im Mittel 8 bis 12 mm, sie richtet sich nach der Größe der auftretenden Beanspruchungen. Die Dichtigkeit der Nietstellen wird durch Zwischenlegen mit Mennige getränkter Leinwandstreifen und Verstreichen der Fugen mit Teer und Asphalt oder anderen Dichtungsmitteln erhöht. Druckkasten größerer Abmessungen werden durch eine bis auf Schneidenhöhe hinabreichende Längswand unterteilt, um die Abmessungen der Deckenträger und den Bodendruck an der Kastenschneide zu verringern. Die Trennwand wird nach Art der Seitenwandkonsolen mit schneidenförmigem Querschnitt am besten als Fachwerkkonstruktion ausgebildet. Sie braucht nicht mit einer Blechhaut verkleidet zu werden.

Um dem Druckkasten größere Steifigkeit zu geben und ihn so luftdicht wie möglich zu machen, wird der Raum in den Seitenwandkonsolen, zwischen den Trägern der Kastendecke und der Hohlraum in einer etwa vorhandenen Längstrennwand mit gutem Mauerwerk oder Beton ausgefüllt. In den Längstrennwänden sind jedoch eine Reihe von Öffnungen zu lassen, die den Verkehr zwischen den Einzelabschnitten der Arbeitskammer gestatten und die Überwachung des gleichmäßigen Arbeitsfortschrittes beim Absenken ermöglichen.

Der vollkommene Blechabschluß der Arbeitskammerdecke hat einen zweifachen Nachteil. Er bedingt einen großen Verbrauch an verloreinem Eisen und trennt das Füllmauerwerk der Arbeitskammer von dem Grundwerke, das über der Druckkastendecke liegt. Das Wasser findet oft in der durch die Blechhaut gebildeten Fuge einen Weg in das Grundwerk, dem Wasserdrucke widersteht infolgedessen nur der über der Decke liegende Teil des Grundwerkes, das Füllmauerwerk der Arbeitskammer wirkt nicht mit. Dieser Nachteil macht sich besonders fühlbar, wenn die Mauerwerkshöhe über der Kastendecke be

leren und linken Strompfeiler der Ruhrorter Rheinbrücke. Der Druckkasten war 41 m lang, 14 m breit und 5 m hoch. Die Arbeitskammer hatte eine lichte Höhe von 2,20 m und war frei von allen Einbauten. Die Haupttragglieder des Druck-

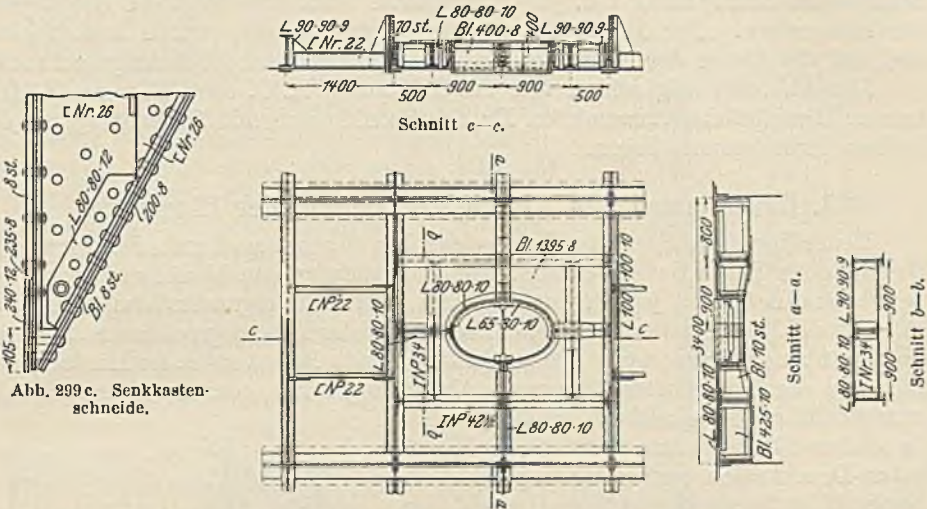


Abb. 299 d, Ausbildung des Durchganges eines Schachtrohres durch die Senkkastendecke.

kastens bildeten fachwerkartig durchgebildete Querträgergerahmen, die 3,40 m voneinander entfernt angeordnet waren (in Abb. 299 a mit den Zahlen 1 bis 6 bezeichnet). An den mit *AA* und *BB* bezeichneten Längsachsen waren die Querträger durch vier ebenfalls 2,80 m hohe Fachwerkträger verbunden. An den Umfassungswänden waren zwischen den Längs- und Querträgern fachwerkartige Versteifungsträger Q_1 und Q_2 angeordnet. Die übrigen Deckenfelder wurden durch je einen Längsträger zweiter Ordnung aus I-Trägern N. P. 42½ und je zwei Querträger zweiter Ordnung aus \square -Eisen N. P. 22 ausgesteift. Auf dieses Trägergerippe war eine 8 bis 10 mm starke Blechhaut genietet, die alle Innenwände des Arbeitsraumes sowie die Umfassungswände des Kastens bekleidete. Auf den Öffnungen *E* der Arbeitskammerdecke saßen die nach den Luftschleusen führenden Schachtrohre, durch die Öffnungen *L* und *B* führte die Luftleitung und die Leitungen für elektrische Beleuchtung und Fernsprecher. Die Einzelaus-

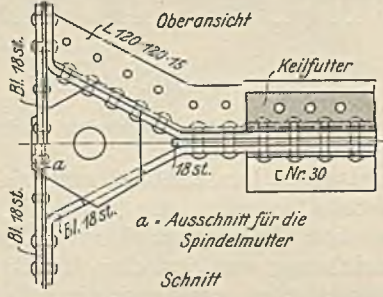


Abb. 299 e, Befestigung der Spindelmutter an den Querträgern.

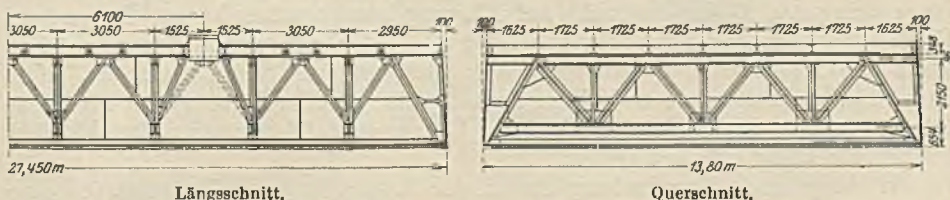


Abb. 300, Druckkasten der Rüdeshelmer Rheinbrücke. Deckenträger in der Arbeitskammer.

bildung der Querträger zeigt Abb. 299 b, die der Druckkastenschneide Abb. 299 c und die der Anschlußöffnung für die Schachtrohre Abb. 299 d. Die ovale Öffnung in der Arbeitskammerdecke war an dieser Stelle von einem Z-förmigen Blech-

träger eingeschlossen, auf dem das Schachtrohr saß. Das Stehblech dieses Blechträgers reichte etwas über den unteren Gurtwinkel hinaus und diente als Anschlag für den hier angebrachten Abschlußdeckel. Das Gewicht des eisernen Senkkastens betrug 62 kg f. d. qm Grundfläche. Abb. 299e zeigt die Befestigung der Hängeisen. Der Hohlraum der Senkkastenschneide wurde ausbetoniert und auf die Decke der Arbeitskammer eine 30 cm starke Betonlage gebracht.

Die Abb. 300 zeigt einen von der Holzmann A. G. beim Bau der Rüdeshheimer Rheinbrücke verwendeten Druckluftsenkkasten mit Deckenträgern, die in dem Arbeitsraume liegen.

3. Druckkasten aus Mauerwerk, Beton oder Eisenbeton.

Neuerdings hat man das Eisen vielfach vollkommen durch Mauerwerk, Beton oder Eisenbeton ersetzt. Die Verwendung von Mauerwerk oder unbewehrtem Beton ist jedoch nur statthaft, wenn außergewöhnliche Beanspruchungen des Druckkastens beim Absenken mit Sicherheit ausgeschlossen sind. Sie sind stets zu erwarten, wenn der zu durchteufende Boden reich an Hindernissen ist, wenn der Druckkasten sehr große Abmessungen hat, oder wenn er eine sehr unregelmäßige Grundrißform erhalten muß. In solchen Fällen ist dem eisernen oder Eisenbeton-Druckkasten der Vorzug zu geben. Von Nachteil ist ferner das größere Gewicht der

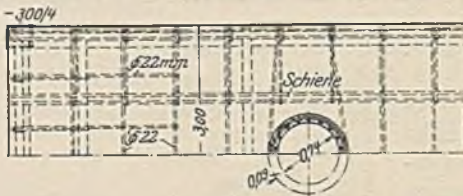


Abb. 301 a. Grundriß.



Abb. 301 b. Querschnitt.

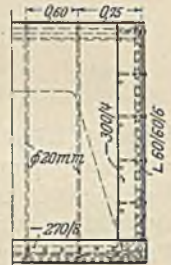


Abb. 301 c. Seitenansicht.

Abb. 301 a bis 301 c. Beispiel eines Druckluftsenkkastens aus Eisenbeton. (Wasserkraftanlage Aue.)

gemauerten Druckkasten, wenn sie von Gerüsten abgesenkt werden müssen. Ihre Vorteile liegen in der Ersparnis an Eisen, in dem Fortfall jeder Trennung zwischen Füllmauerwerk und Übermauerung und in der Unabhängigkeit der Ausführung von jeglicher Werkstattarbeit, auf die die Bauleitung der Gründungsarbeiten meist nur einen mittelbaren Einfluß hat.

Die Arbeitskammer der gemauerten Kasten wird bei größeren Abmessungen durch ein in Mauerwerk oder Beton hergestelltes Kuppelgewölbe abgeschlossen. Der Seitenschub des Gewölbes muß durch Querverbindungen zwischen den Seitenwänden aufgenommen werden, die in der Regel aus eisernen Zugbändern bestehen und so hoch über der Schneide liegen müssen, daß der in den Arbeitsraum dringende Boden sie nicht auf Biegung beanspruchen kann. Der untere Rand der gemauerten Druckkasten wird wie der der gemauerten Brunnen durch einen im Mauerwerke verankerten schneidenförmigen Kranz versteift, seine Innenwände erhalten einen dichten Zementputz, da Ziegelmauerwerk für Preßluft in hohem Maße durchlässig ist. Unbewehrte Mauerwerks-Druckkasten können als völlig veraltet gelten.

Weitergehende Verwendung findet der Eisenbeton. Er gestattet eine ebenso gute konstruktive Durchbildung, auch bei unregelmäßigen Grundrißformen, wie das Eisen, schränkt die Eisenverluste erheblich ein und gewährleistet durch die Gleichartigkeit der Baustoffe eine gute Verbindung zwischen Füllmauerwerk und Grundwerk. Bei kleinen Abmessungen werden Decke und Seitenwände zu einem einheitlichen Eisenbetonkörper vereinigt. Größere Druck-

kasten erhalten aufgelöste Konstruktionen, bei denen die Konsolrahmen durch Rippenbalken und die Blechhaut der eisernen Arbeitskammern durch zwischen die Rippenbalken gespannte Platten ersetzt werden.

Abb. 301 a bis 301 c¹⁾ zeigen einen für die Gründung einer Ufermauer des Oberwasserkanals der Wasserkraftanlage Aue verwendeten Druckluftsenkkasten aus Beton mit Eiseneinlagen (Ausführung von C. Zschokke). Es wurde hier auf kiesigem Baugrunde gegründet. Die Druckkasten waren bei rechteckigem Grundriß 10,50 m lang, 3,00 m breit und 2,80 m hoch. Die lichte Höhe des Arbeitsraumes betrug 2,00 m, die Stärke der Arbeitskammerdecke 0,80 m. Die Art der Bewehrung und die Ausbildung der eisener verstärkten Schneide sind aus den Abbildungen ersichtlich. Die Ecken des Senkkastens, welche wegen des dort herrschenden größeren Reibungswiderstandes während der Absenkung der Zerstörungsgefahr am meisten ausgesetzt sind, waren gleichfalls mit Eisen verkleidet. Diese Eckverstärkung bestand aus einem Winkeleisen 60 × 60 × 6 und zwei mit ihm vernieteten Blechen von 300 × 4 mm, die in dem Beton durch Bolzen verankert waren. Bemerkenswert ist ferner der in Eisenbeton hergestellte Anschluß des Schachtrohres an die Decke der Arbeitskammer. Der Senkkasten wurde, soweit es möglich war, offen unter Wasserhaltung abgesenkt.

Abb. 302 a bis 302 c²⁾ zeigen einen ebenfalls von C. Zschokke ausgeführten Eisenbetonsenk- kasten, der bei der Gründung des Trockendocks in Cadix verwendet wurde. Er war 22,50 m lang, 7 m breit und 2,72 m hoch. Die Decke der 2,05 m hohen Arbeitskammer war in Rippen und Platten aufgelöst, ebenso ihre Seitenwände. Eine Schneide war bei dieser Ausführung nicht erforderlich, da der Senkkasten sehr weichen Schlamm- boden zu durchfahren hatte. Die Art der Bewehrung (Bau- art Hennebique) ist aus den Abbildungen zu ent- nehmen. Die Seitenwände waren etwas über ihrer Unterkante durch Querverbindungen aus Eisenbeton gegeneinander verankert. Den Quer- schnitt dieser Verbindungen zeigt Abb. 302 c. Der luftdichte Abschluß des Arbeitsraumes wurde nach der angegebenen Quelle bei einer Atmo- sphäre Überdruck durch einen einfachen inneren Zementverputz vollkommen erreicht. An den beiden Querwänden wurde der Senkkasten an

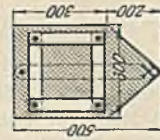


Abb. 302 c. Querschnitt der Querverbindung.

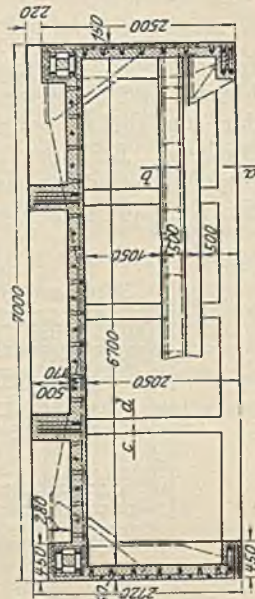


Abb. 302 b. Querschnitt.

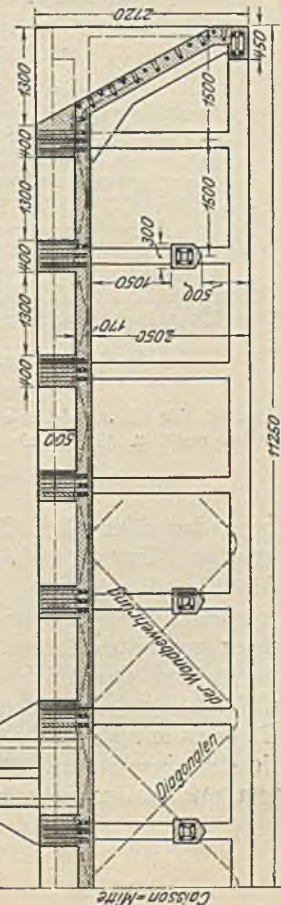


Abb. 302 a. Längsschnitt.

Abb. 302 a bis 302 c. Beispiel eines Druckkastens aus Eisenbeton für ein Trockendock in Cadix.

¹⁾ Wasserkraftanlage Aue der Elektrizitätsgesellschaft Baden. Schweiz. Bauz. Bd. 56, S. 99, 1910.

²⁾ Hdb. d. Ing.-Wiss., 1. Teil, Bd. 3, 4. Aufl., S. 334 u. ff. 1906.

ander und bekleidet das Balkengerippe außen und innen an Stelle der Blechhaut mit Bohlen. Der Hohlraum zwischen den Bohlenbekleidungen der Seitenwände sowie der Raum über der Arbeitskammerdecke werden mit Beton oder Mauerwerk ausgefüllt.

Abb. 303 a bis 303 c¹⁾ zeigen einen beim Bau der Strompfeiler der alten Mainbrücke bei Kostheim von der Holzmann A. G. verwendeten hölzernen Druckluftsenkkasten. Er hatte bei rechteckigem Grundriß 5 m Breite und 16,8 m Länge und hing an drei Paar Spindeln. Das Gerippe des Kastens bildeten rahmenförmige Binder, die 1,10 m voneinander entfernt waren; an den Aufhängepunkten waren Doppelbinder angeordnet. Die auf die Binder genagelte Außenwand des Kastens bestand aus einem lotrecht stehenden gespundeten Bohlenbelag von 6 cm Stärke, die Innenwand und die Decke der Arbeitskammer waren mit wagerecht liegenden gespundeten Bohlen von 5 cm Stärke bekleidet. Der Hohlraum zwischen Innen- und Außenwand wurde mit Beton ausgefüllt. Die Spindeln wurden in einen Wirbel mit Gewindebohrung eingeschraubt, der zwischen zwei Flach- und zwei \square -Eisen eingebaut war. Die Flacheisen gingen bis zu den Längsbalken der Senkkastenschneide hinunter und trugen mittels Knaggenblechen diesen Balken, die Verstrebung der Seitenwände des Senkkastens und die beiden oberen Querbalken der Binder. Die Ausbildung der Schneide zeigt Abb. 303 c.

c) Berechnung der Druckkasten.

1. Hölzerne und eiserne Kasten.

a) Berechnung der Deckenträger.

Die Deckenträger werden ihre stärkste Belastung erhalten, solange das Mauerwerk des aufgehenden Pfeilers noch frisch und nicht tragfähig ist. Sobald aber das Mauerwerk eine gewisse Dicke erreicht hat, wirkt es zwar nicht wie ein biegungsfester Balken (oder nur in geringem Maße), wohl aber infolge der inneren Reibungskräfte druckverteilend. Brennecke hat deshalb als Druckverteilung eine solche gemäß Abb. 304 und 305 vorgeschlagen, von denen die

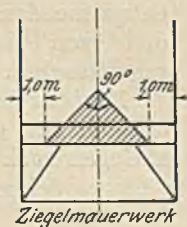


Abb. 304.

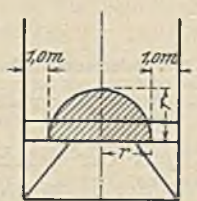


Abb. 305.

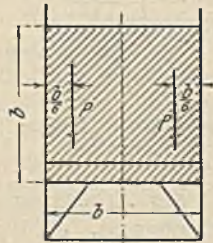


Abb. 306.

Abb. 304 bis 306. Belastungsannahmen für die Berechnung der Deckenträger.

erste für Ziegelmauerwerk, die zweite für Bruchsteinmauerwerk gelten soll. Ein weiterer Vorschlag für Zementbeton, Abb. 306, ist offenbar viel zu ungünstig, da ein guter Zementbeton heute wohl mit gleichem Zutrauen behandelt werden kann wie Mauerwerk, wenn nicht noch mit höherem. Im allgemeinen wird es ausreichen, die Druckbelastung bei Zementbeton auch gemäß Abb. 304 anzunehmen und damit zu rechnen, daß die Lasten der nicht schraffierten Teile der Ausfüllung nach den Seiten auf die Konsole hin abgelenkt werden. Hat man aber kein genügendes Zutrauen zu dem Mauerwerk, dann genügt die Einlage einiger alter Eisenbahnschienen, für bestimmte Träger, um die Wirkung mit Sicherheit zu erreichen.

¹⁾ Strompfeiler der Mainbrücke bei Kostheim. Zentralbl. Bauverw. 1888, S. 176.

Die Gewichte der Belastungskörper sind ohne Abzug des Gewichtsverlustes im Wasser zu ermitteln, weil es denkbar ist, daß im Falle einer Betriebsstörung die Druckluft aus dem Druckkasten so schnell entweicht, daß das Wasser nicht in gleichem Maße nachdringen kann, also die gewichtsvernindernde Wirkung des Auftriebes zeitweise nicht vorhanden ist. Für Druckkasten, die durch eine auf dem Boden ruhende Längswand unterteilt sind, ist die Belastung für jede Arbeitskammerhälfte in gleicher Weise anzusetzen.

Für die obigen Belastungsannahmen sind die Querträger als auf den Schneiden ruhende Träger auf zwei Stützen durchzurechnen. Die Längsträger und Querträger zweiter Ordnung sind in gleicher Weise zu berechnen. Die Deckenbleche werden als Platten von der Größe des größten Rostfeldes berechnet.

Ungünstigere Beanspruchungen erfahren die Deckenträger für den bei gewissen Ausführungen möglichen, wenn auch nur bei Unachtsamkeit oder Gestängebruch vorkommenden Belastungsfall, den Abb. 307 zeigt. Der Kasten ist in den Boden an der Gewässersohle eingedrungen, jedoch noch nicht mit Druckluft gefüllt, während der Boden an den Kastenwänden durch die Strömung fortgespült ist. Es sei für einen Teil des Druckkastens, dessen Länge gleich dem Querträgerabstand ist:

g das Gewicht des halben, den Deckenträger beanspruchenden Belastungskörpers (hier aus Ziegelmauerwerk oder Beton), vermindert um den Gewichtsverlust im Wasser.

G das Gewicht des nach Abzug von g noch verbleibenden halben Übermauerungskörpers, gleichfalls soweit es unter Wasser liegt, um den Gewichtsverlust im Wasser vermindert. (Der Gewichtsverlust im Wasser ist hier zu berücksichtigen, weil

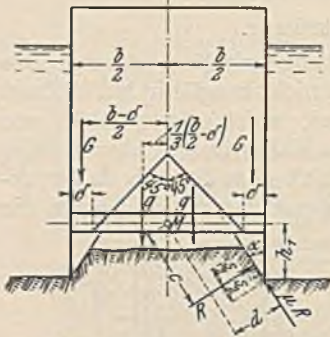


Abb. 307. Berechnung der Deckenträger der Druckkasten.

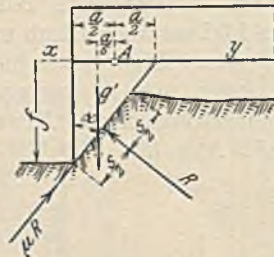


Abb. 308. Belastungsannahme für die Berechnung der Seitenwandkonsolen des Druckkastens.

der Druckkasten noch nicht mit Druckluft gefüllt ist, der oben erwähnte Fall der Betriebsstörung also nicht eintreten kann.) Die Gewichte g und G wirken in den aus Abb. 307 zu entnehmenden Abständen von der Querschnittsachse.

R sei der Gegendruck des Bodens gegen die Seitenwand der Arbeitskammer, μR der durch diesen Gegendruck erzeugte Reibungswiderstand. s ist die von der Erde gedrückte innere Schneidentiefe.

Dann ist:

$$g + G = R \cdot \sin \alpha + \mu \cdot R \cdot \cos \alpha = R (\sin \alpha + \mu \cdot \cos \alpha),$$

$$d = \frac{b}{2} \cos \alpha - h_1 \sin \alpha,$$

$$c = \frac{b}{2} \sin \alpha + h_1 \cos \alpha - \frac{s}{2},$$

und das Moment in bezug auf die Mitte M des Deckenträgers:

$$M_{(M)} = g \cdot \frac{\frac{b}{2} - \delta}{3} + G \cdot \frac{b - \delta}{2} - R \cdot c - \mu \cdot R \cdot d,$$

worin $\delta = 1,00$ m gesetzt werden kann.

β) Berechnung der Seitenwandkonsolen.

Die Beanspruchung der Seitenwandkonsolen ist für den gewöhnlichen Fall aus den jeweils auf die Seitenwände wirkenden Kräften: Erddruck, Wasserdruck und innerer Luftdruck zu ermitteln. Eine sehr ungünstige Beanspruchung tritt auch für sie in dem Belastungsfall Abb. 308 ein. Für ihn ist das Moment für den Punkt $A M_{(A)}$, in dem wagerechten Schnitt xy , wenn g' das Gewicht des Mauerwerkes zwischen den Konsolen abzüglich Gewichtsverlust im Wasser bedeutet:

$$M_{(A)} = R \left(\frac{f}{\cos \alpha} - \frac{a}{2} \sin \alpha - \frac{s}{2} \right) - \mu \cdot R \cdot \frac{a}{2} \cos \alpha - g' \frac{a}{6}.$$

2. Gemauerte Beton- und Eisenbeton-Druckkasten.

Für sie gelten die gleichen Belastungsannahmen und Berechnungsweisen wie für die eisernen und hölzernen, wenn die Arbeitskammer eine gerade Decke erhält. Bei gewölbter Begrenzung der Arbeitskammer wird die Untersuchung, wie bei den Gewölben, am besten zeichnerisch durchgeführt. Auf die Aufnahme des Gewölbeschubes durch Querverbindungen sei dabei nochmals besonders aufmerksam gemacht.

d) Absenken der Druckkasten.

1. Absenken vom Lande aus.

Die bei einer Druckkastengründung auszuführenden Arbeiten lassen sich trennen in:

1. die Arbeiten, die ohne Zuhilfenahme der Druckluft durchgeführt werden, und
2. die Arbeiten in der Druckluftkammer.

Wird der Druckkasten vom Lande ohne Gerüst abgesenkt, so bestehen die Arbeiten außerhalb der Druckluftkammer in dem Abschachten des Bodens bis auf den Grundwasserspiegel in offener Baugrube, der Herstellung des Druckkastens auf der Sohle dieser Baugrube, dem Aufmauern des Mauerwerks über der Arbeitskammer entsprechend dem Fortschritte der Absenkung, der Fortschaffung des geförderten Bodens und der Zufuhr der Baustoffe nach den Förderschleusen. Den gleichen Umfang besitzen die Arbeiten, wenn bei einer Ausführung im offenen Wasser, wie bei der Brunnengründung, eine künstliche Insel hergestellt werden kann. Eine besondere Aufhängung ist erforderlich, wenn sehr weiche Schichten durchteuft werden müssen. Es kann dann durch plötzliches Einsenken eine Gefahr für die Arbeiter entstehen. Nach den Durchteufungen solcher Schichten kann die Aufhängung abgenommen werden, da die Bewegung des Kastens durch die Ausschachtung vom Innern des Kastens aus geregelt werden kann. Meistens ist eine Aufhängung bei Absenken vom Lande aus aber nicht notwendig. Das Absenken vom Lande aus wurde aber hier mit besprochen, weil auch hier die Aufhängung manchmal nötig ist.

In beiden Fällen ist die Übermauerung so hoch über dem Gelände zu halten, daß das Mauerwerk bereits eine gewisse Festigkeit besitzt, wenn es den Boden erreicht und von da an dem seitlichen Erddruck bzw. dem Wasserdruck ausgesetzt ist. Der Absenkungswiderstand wird wesentlich verringert, wenn man den Übermauerungskörper wie die Brunnen nach oben verjüngt und seine Außenfläche mit einem glatten Putz in fettem Zementmörtel versieht. Dadurch wird aber das lotrechte Absenken erschwert. Durch Umkleidung des Mauerwerks mit einer Blechhaut läßt sich die Umfangsreibung noch weiter verringern. Die dadurch bedingte Mehrausgabe läßt sich jedoch in den meisten

Fällen nicht rechtfertigen. In stark ungleichartigem Boden ist die Übermauerung durch eiserne Anker mit dem Druckkasten zu verbinden, um sie gegen etwaige Zugbeanspruchungen widerstandsfähiger zu machen (vgl. Brunnengründung).

2. Absenken im offenen Wasser von Gerüsten.

a) Die Arten der Absenkung.

Bei Ausführung in offenen Gewässern, die die Anschüttung einer Insel nicht gestatten, tritt zu den erwähnten Arbeiten das Absenken des Druckkastens bis auf die Sohle des Gewässers, von der aus die weiteren Arbeiten alsdann in gleicher Weise ausgeführt werden wie bei den Gründungen auf dem Lande. Die Senkkasten werden entweder von festen oder schwimmenden Gerüsten auf die Gewässersohle abgelassen oder als Schwimmkörper ausgebildet und durch Belasten versenkt. Der letztere Fall wird unter „3.“ besonders besprochen.

β) Absenken von festen Gerüsten.

Von festen, hölzernen Gerüsten werden die Druckkasten bei Gründungen in stark strömendem und unruhigem Wasser dann abgesenkt, wenn die Wassertiefe an der Gründungsstelle so gering ist, daß sich ein schwimmender Senkkasten nicht ausführen läßt oder wenn man nicht von vornherein auf die Aufhängung verzichten will. Die Tragwände der festen Gerüste (Abb. 306), die gleichlaufend mit den Längswänden des Grundwerkes und in geringem Abstände von ihnen angeordnet werden, bestehen meist aus je zwei in der Querrichtung 2 bis 3 m voneinander entfernten Pfahlreihen. Die Pfähle (oder bei größeren Lasten die Pfahlbündel) der beiden inneren Pfahlreihen tragen die Träger, an denen der Druckkasten aufgehängt ist, ihre gegenseitige Entfernung entspricht dem Abstand der Aufhängepunkte des Druckkastens und stimmt in der Regel mit dem Hauptquerträgerabstand der Arbeitskammerdecke überein. Die äußeren Pfahlreihen bestehen aus Einzelpfählen, die in den gleichen Querebenen wie die der inneren Reihen angeordnet sind. In der Längs- und Querrichtung sind die Tragwände durch einen Kreuzverband aus Holzzangen oder eisernen Ankern (diese besonders unter Wasser) ausgesteift. Bei großer Breite der Kasten müssen die Querwände ebenso wie die Längswände an kräftigen Trägern aufgehängt werden, die auf verstärkten Jochen der Längstragwände ruhen. In schiffbaren Wasserläufen ist das Gerüst durch ein Leitwerk oder Abweispfähle, die mit ihm in keiner Verbindung stehen dürfen, gegen das Anfahren der Schiffe zu schützen.

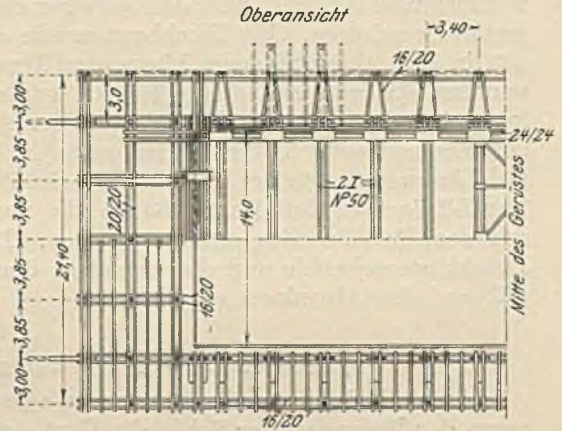
Der Druckkasten wird an zwei oder mehr gekuppelten I- oder C-Trägern oder bei kleineren Abmessungen an verdübelten Balken aufgehängt. Zwischen diesen Trägern ist eine Plattform angeordnet, von der aus die Absenkungsvorrichtungen betätigt werden. Unter ihr liegt innerhalb der Längstragwände eine Arbeitsbühne, von der aus der Kasten während des Absenkens übermauert und in vielen Fällen auch bei Arbeitsbeginn selbst hergestellt wird. Die untere Arbeitsbühne muß so hoch liegen, daß sie bei dem höchsten Bauwasserstande wasserfrei bleibt, die obere Plattform muß so hoch über der unteren Arbeitsbühne liegen, daß der Druckkasten von ihr abgehoben werden kann. Über den Aufhängeträgern läuft ein fahrbarer Bockkran, der zum Anheben und Versetzen der Luftschleusen und Schachtrohre dient und gleichzeitig beim Zusammenbau des Kastens und seiner Übermauerung benutzt wird.

Soll der Druckkasten an der Gründungsstelle hergestellt werden, so wird der lichte Raum zwischen den Tragwänden des Gerüsts in Höhe der unteren Arbeitsbühne vorübergehend durch Träger überbrückt und auf ihnen der Arbeitsplatz für den Zusammenbau oder die Aufmauerung des Druckkastens hergerichtet. Nach Fertigstellung wird er mit den Absenkvorrichtungen angehoben, die Plattform entfernt, der Kasten abgesenkt und zum Teil aufgemauert (von

der Kastendecke aus) und dann bei genügend tiefer Lage des Kastens die Arbeitsbühne wieder aufgebaut.

Sollen die Druckkasten abseits der Gründungsstelle erbaut werden, dann baut man sie am besten auf einem von Schiffen getragenen Arbeitsgerüst auf und fährt mit ihnen in den lichten Raum des Gerüsts hinein. In diesem Falle muß eine genügend breite Einfahrtsöffnung an der einen Gerüstquerwand freigelassen werden, am besten in der stromabwärts gelegenen, weil die Fahrzeuge gegen den Strom leichter und sicherer zu lenken sind. Mit der Absenkvorrichtung wird der Kasten dann von der Arbeitsbühne gehoben, die Schiffe werden unter dem hängenden Kasten aus dem Gerüste wieder herausgezogen. Durch den Zusammenbau abseits der Versenkungsstelle wird die Gesamtdauer der Gründungsarbeiten vermindert, weil Absenkgerüst und Druckkasten gleichzeitig hergestellt werden können. In erster Linie kürzt diese Ausführungsart aber die Arbeiten an der Versenkungsstelle ab und ist daher besonders für Gründungen in Gewässern mit starkem Schiffsverkehr zu empfehlen, für die die Gerüsteinbauten stets eine Störung bedeuten.

Abb. 309 a bis 309 c zeigen das Gerüst, von dem der auf S. 254 dargestellte Druckkasten der Rheinbrücke Ruhrort abgelassen wurde. Die Pfahlbündel der inneren Längstragwände bestanden aus je drei Pfählen und waren dem Abstand der Querträgerrahmen des Senkkastens entsprechend



Wagerechter Schnitt

Abb. 309 a. Grundriß.

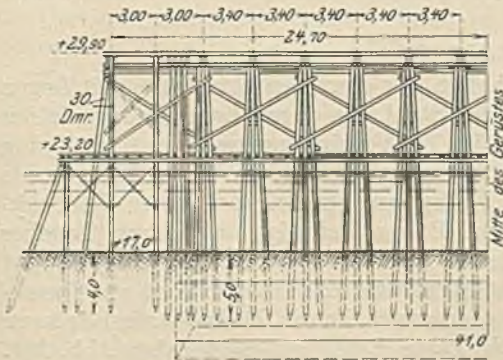


Abb. 309 b. Längsschnitt.

Abb. 309 a bis 309 c. Beispiel eines Druckkastenabsenkgerüsts.

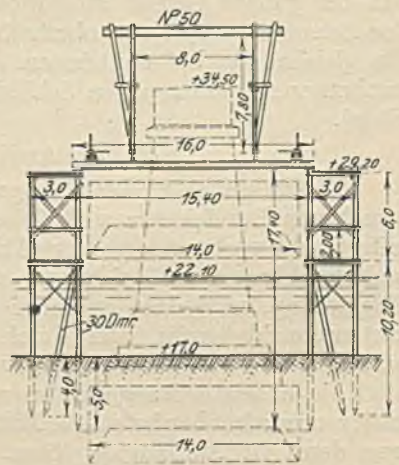


Abb. 309 c. Querschnitt.

3,40 m voneinander entfernt. Die Zangen der Längsverstrebungen wurden am Ende der Wände gegen zwei Pfahlböcke festgelegt. Die Spindelköpfe der Längswandhängeisen ruhten auf zwei I-Trägern N. P. 50, die Querwände des Senkkastens hingen an je vier I-Trägern N. P. 50, die auf besonderen Pfahlbündeln der Tragwände lagen. An den Längswänden waren die Aufhängungen an den Endpunkten der Querträger, in den Querwänden an den Enden der Längsträger befestigt. Die Spindelast betrug äußerstenfalls 60 t, so daß jeder Pfahl des

Bündels höchstens 20 t erhielt. Die Pfähle hatten bei dieser Last noch eine 6,7 fache Knicksicherheit. Die untere Arbeitsbühne lag 1,10 m über M. W., stand aber trotzdem während der Ausführung längere Zeit unter Wasser. Sie hätte also höher gelegt werden müssen. Die obere Plattform lag 6 m über der unteren. Die Laufleise für den Bockkran wurden auf den Spindelträgern befestigt. An der Oberstromseite des Gerüstes war eine \wedge -förmige Pfahlwand gerammt, die den Druckkasten beim Ablassen gegen die Strömung schützen und das Anfahren der Schiffe an das Gerüst verhindern sollte.

Bei dem in der Abb. 309 dargestellten Pfeiler wurde das Eisengerippe des Druckkastens abseits der Gründungsstelle auf zwei gekuppelten Fahrzeugen zusammengebaut und mit der schwimmenden Arbeitsbühne in das Absenkgerüst eingefahren. Die Blechhaut wurde dann an der Versenkungsstelle auf den in den Absenkspindeln hängenden Druckkasten genietet. Bei den beiden anderen Strompfeilern dieser Brücke wurde der Druckkasten an der Versenkungsstelle auf einem in Höhe der unteren Arbeitsbühne liegenden Arbeitsboden zusammengebaut. Dieser Boden ruhte in den Längstragwänden des Gerüstes auf Längszangen, in der Mitte der Gerüstöffnung auf einem I-Träger N. P. 36. Der I-Träger lag auf Rammpfählen, die nach dem Abheben des Druckkastens mit dem Arbeitsboden entfernt wurden. Die Ausfüllung des Hohlraumes der Druckkastenschneide und die Betonlage über der Arbeitskammerdecke wurden während des Absenkens eingebracht.

γ) Absenken von schwimmenden Gerüsten.

An Stelle der festen Gerüste werden schwimmende Absenkgerüste verwendet, wenn der Boden an der Sohle des Gewässers das Rammen von Pfählen nicht gestattet, oder wenn in einem langsam fließenden Gewässer bei nicht zu großer Wassertiefe mehrere Grundwerke gleicher Abmessungen herzustellen sind, so daß das gleiche Gerüst wiederholt verwendet werden kann. Die Ausbildung der Schwimngerüste ist oberhalb der unteren Arbeitsbühne im wesentlichen die gleiche wie bei den festen. Statt auf Pfählen ruht das Obergerüst auf zwei zusammengekuppelten Schiffskörpern, deren Deck die untere Arbeitsbühne bildet.

δ) Die Aufhängevorrichtungen.

Die Hängestangen bestehen gewöhnlich aus einzelnen beiderseits mit Augen versehenen Rundeisen aus Flußeisen oder Stahl, die durch Laschen und Bolzen miteinander verbunden werden (Abb. 307). Die Verbindung zwischen Aufhängung und Druckkasten muß sich nach dem Absenken leicht lösen lassen. Die untere Hängestange wird dazu entweder als Haken ausgebildet, der unter die Senkkastenschneide greift, oder durch einen Bolzen befestigt, der durch Taucher oder besser vom Arbeitsraume aus leicht gelöst werden kann. Weniger gut wird die unterste Stange unten mit Gewinde versehen und in eine am Druckkasten unverdrehbar befestigte Mutter geschraubt. Durch Rückwärtsdrehen kann man dann die Aufhängung lösen. Die letzte Befestigungsart zeigt Abb. 264. Bei ihr muß besondere Vorsorge dagegen getroffen werden, daß nicht durch Drehen der Spindeln die untere Verschraubung gelöst wird. Die Hängestangen sind gewöhnlich 1,2 bis 1,5 m lang, je nachdem, wie lang man die Aufhängespindeln machen will. Ihre Dicke hängt von der berechneten Last und dem Material ab. Sie sollen nicht schwerer sein, als daß ein Arbeiter die Stange bequem tragen kann, zwei Arbeiter eine Stange bequem einsetzen können. Um das Gewicht auf dieses Maß zu bringen, muß man unter Umständen hochwertigen Stahl verwenden. So hat Verfasser einmal hochwertigen Stahl für Aufhängevorrichtungen verwendet. Werden die Stangen zu schwer, dann sind die Verluste durch Indaswasserfallenlassen zu groß. Kann man die Stangen bei dem

Einsetzen an einer Winde aufhängen, dann ist man im Gewicht nicht so begrenzt.

Das oberste Glied der Aufhängung ist meist eine Schraubenspindel, die am unteren Ende wie die Hängestangen augenförmig ausgeschmiedet ist und mit dem oberen Gewindeende in einer Mutter steckt, die drehbar auf den Aufhängerträgern gelagert ist. Die Mutter muß an der Auflagerfläche kugelförmig ab-

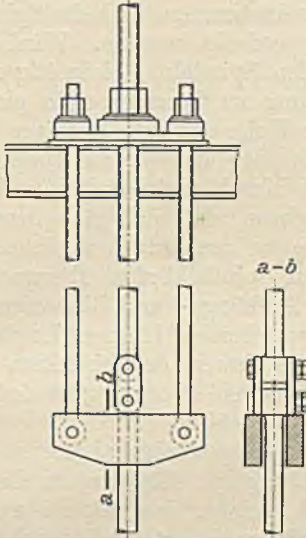


Abb. 310. Vorrichtung zur Aufhängung und Verlängerung der Hängestangen.

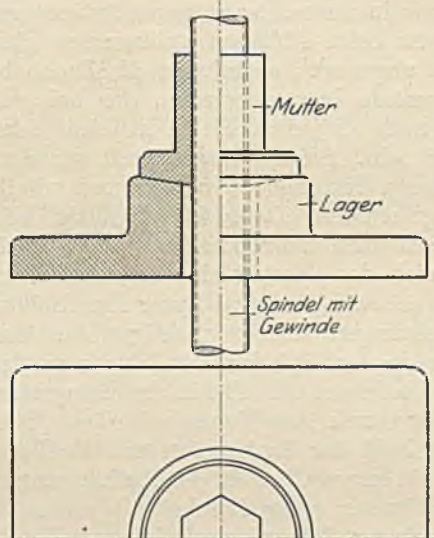


Abb. 311. Obere Lagerung der Schraubenspindel.

gedreht (Abb. 311) sein oder zwischen zwei sich rechtwinklig kreuzenden waagerechten Achsen gelagert werden, damit sich die Aufhängung bei jeder Bewegung des Gerüsts (z. B. ungleichmäßiges Setzen bei festen, Schwanken bei schwimmenden Gerüsten) senkrecht einstellen kann und nur auf Zug und nicht auf Biegung beansprucht wird.

Durch Drehen der Spindelmutter in der einen oder anderen Richtung wird der Senkkasten gehoben oder gesenkt.

Am besten stimmt die Drehrichtung für das Absenken mit der überein, bei der man die unterste Stange in ihr

Haltegewinde einschraubt. Es kann dann kein ungewolltes Lösen des Kastens eintreten. Die Aufwärtsbewegung der Spindeln erfolgt in der Regel ohne Last, nur zum Einsetzen einer neuen Höhenstange. Zur Spindelbewegung dienen lange Hebel, an denen Sperrklinken sitzen, die in Zähne am Umfange der Mutter eingreifen. Vielfach erhält jeder Hebel zwei Sperrklinken, von denen je nach der Drehrichtung die eine durch eine Feder gegen die Mutter gedrückt, die andere dagegen durch Feststellen am Eingriffe verhindert wird. Sitzt an dem Hebel nur eine Sperrklinke, so muß er so ausgebildet werden, daß er beim Wechsel der Drehrichtung von der Mutter abgehoben und umgedreht werden kann (Abb. 312). Sperrklinke und Zähne müssen wie bei einer Bohrkranne so geformt sein, daß

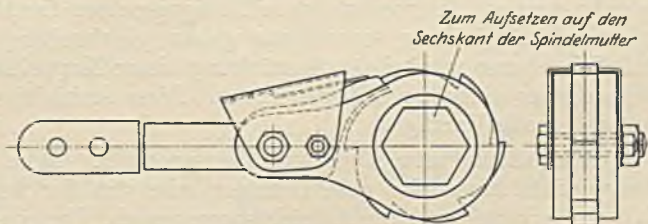


Abb. 312. Sperrklinke zur Bedienung der Spindelmutter.

Abb. 310 bis 312. Teile der Aufhängevorrichtungen.

beim Vorwärtsdrehen des Hebels die Mutter mitgenommen wird, während bei der Rückwärtsbewegung die Sperrklinke über die Zähne der Mutter hinweggleitet.

Der Senkkasten muß beim Absenken an allen Aufhängepunkten gleichmäßig gesenkt oder gehoben werden, damit die Spindeln dauernd gleichmäßig belastet bleiben und unzulässige Beanspruchungen des Senkkastens, der Gerüste und Aufhängungen nicht eintreten. Dazu ist es notwendig, daß die Spindelgewinde in ihren Abmessungen äußerst genau übereinstimmen, und die Spindelmuttern beim Ablassen vollkommen gleichmäßig gedreht werden. Wird von Hand abgesenkt, so müssen die Drehhebel an allen Spindeln gleichzeitig nach Kommando bewegt werden, der bei jeder Drehung zu beschreibende gleiche Weg muß an jedem Hebel in leicht erkennbarer Weise für den Arbeiter festgelegt sein. Bei Senkkasten mit geraden Seitenwänden können die Drehhebel durch ein Gestänge verbunden und mit ihm durch Maschinenkraft hin und her bewegt werden. Dabei ist sorgfältig darauf zu achten, daß sich die einzelnen Muttern auch tatsächlich bei jeder Gestängebewegung drehen. Am leichtesten läßt sich das durch kleine Signalscheiben auf den Spindelköpfen überwachen. Aber selbst bei sorgfältigster Durchbildung der Aufhänge- und Versenkungsvorrichtungen und vorsichtiger Ausführung der Arbeiten können Ungleichheiten in den Spindellasten durch ungleichmäßiges Setzen der einzelnen Gerüsteile entstehen. Die in den Hängestangen herrschende Spannung ist deshalb ständig durch Anschlagen mit dem Hammer nachzuprüfen.

Sobald der Senkkasten um die Länge des Spindelgewindes abgesenkt ist, muß ein neues Glied in die Aufhängung eingefügt werden. Sie wird zu diesem Zweck unter einer Lasche mit einem Querstück gefaßt, das mittels zweier schwächerer Schraubenspindeln an den Spindelträgern hängt und durch Anziehen dieser Spindeln zum Tragen gebracht wird. Sobald dies erreicht ist, löst man die nunmehr entlastete Tragspindel von der Aufhängung, dreht sie um die Länge einer Hängestange in die Höhe und setzt die neue Hängestange ein. Dann wird die Spindel so scharf wie möglich angedreht. Ist die Aufhängung so wieder in Spannung gesetzt, wird in gleicher Weise nacheinander an den übrigen Aufhängungen verfahren. Abb. 307 veranschaulicht diese Vorrichtung.

An Stelle der Spindeln können auch Zahnstangen mit Zahnradantrieb verwendet werden. Hierbei ist durch Einlegung einer durchlaufenden Welle mit ausrückbarer Kuppelung sowohl das genau gleichzeitige Absenken aller Stangen möglich, ebenso wie bei der Ausrückung dieser Kuppelung ein Absenken und Anheben eines einzelnen Hängepunktes. Diese Antriebsart hat vor dem Spindel-antrieb große Vorzüge.

Absenken mit Druckwasserpressen. Beim Absenken mit Schraubenspindeln hängt das gute Gelingen sehr von der Aufmerksamkeit und Sorgfalt der Arbeiter und der Aufsichtsbeamten ab. Um die darin liegende Unsicherheit zu beseitigen, hat Brennecke¹⁾ vorgeschlagen, die Spindeln durch Druckwasserkolben und die Muttern durch Druckwasserzylinder zu ersetzen, die wie jene auf den Aufhängeträgern gelagert sind. Der Druckkasten wird dann durch Ein- und Auslassen von Druckwasser gesenkt, die Bewegungen sind vollkommen gleichmäßig, wenn alle Zylinder an eine gemeinsame Druckwasserleitung angeschlossen sind. Die nach den Zylindern führenden Zweigleitungen müssen aber mit Abschlußhähnen versehen sein, damit einzelne Aufhängungen im Bedarfsfalle, z. B. für den Einbau neuer Hängestangen ausgeschaltet werden können. Diese Absenkvorrichtung hat zweifellos große Vorzüge, ist aber für die Druckluftsenkkastengründung in der Regel zu kostspielig. Auch besteht der Nachteil, daß bei Bruch eines Zylinders alle Kolben drucklos werden und der Kasten

¹⁾ Brennecke: Der Grundbau, 3. Aufl., S. 456. 1906.

ruckartig sinkt. Das Absperren einzelner Hähne ist dann aber unmöglich, wenn man nicht das Ganze noch mehr gefährden will. Eine Druckkolbenvorrichtung, jedoch mit Spindel, wurde bei der weiter unten beschriebenen Taucherglocke der Holzmann A. G. angewendet. Hier war durch enge Begrenzung des Hubes der Preßkolben Sicherheit gegen die oben geschilderte Gefahr getroffen.

Der aus dem Senkkasten geförderte Boden wird auf festen Förderbrücken oder durch Schiffe abgefahren. In gleicher Weise werden die Baustoffe für die Übermauerung und die Ausfüllung des Senkkastens zugeführt.

ε) Ausführung der Übermauerung.

In der Regel ist beim Absenken von Gerüsten ein Schutzmantel für die Übermauerung entbehrlich. Das Mauerwerk muß nur stets so hoch über der Wasserlinie bleiben, daß der Mörtel beim Eintritt in das Wasser bereits erhärtet ist, während das Abbinden unter Wasser erfolgen kann. Für die Ausbildung der Außenfläche des gemauerten Senkkastenteiles, der in den Boden versenkt wird, gelten die auf S. 217 angegebenen Grundsätze.

Das Übermauerungsgewicht muß stets größer sein als der Auftrieb, weil bei vollkommener Entlastung der Aufhängungen ein Verschieben des Senkkastens in wagerechter Richtung zu befürchten ist. Die nach unten wirkende Überlast darf aber auch einen gewissen Grenzwert nicht überschreiten, damit die Bewegungswiderstände in den Absenkvorrichtungen nicht zu groß werden. Meist müssen Hohlräume in der Übermauerung ausgespart werden, die während des Absenkens gegebenenfalls durch Auspumpen wasserfrei gehalten und erst nach dem Erreichen des Bodens ausgefüllt werden. Die Spindellast läßt sich auch dadurch verringern, daß man die Arbeitskammern schon während des Absenkens mit Druckluft füllt. Es muß dann jedoch dafür gesorgt werden, daß die Entlastung nicht über einen bestimmten Wert hinausgeht und keine plötzliche Lastvergrößerung durch Entweichen der Druckluft unter der Schneide eintritt. Beim Bau der Ruhrorter Brücke wurde der Druckkasten angeblasen, sobald die Spindellast 30 t erreicht hatte. Die Druckluftfüllung der Arbeitskammer wurde durch ein sogenanntes Tauchrohr begrenzt, das vom Wasserspiegel durch die Senkkastendecke bis etwas über die Senkkastenschneide hinabreichte. Hatte die Druckluft die untere Rohrmündung erreicht, so entwich die weiter zutretende Luftmenge durch das Rohr. Die Spindeln und Aufhängungen müssen aber auch bei dieser Art der Entlastung so bemessen sein, daß sie bei einer Betriebsstörung die unverminderte Last noch mit einer gewissen Sicherheit gegen Bruch tragen können.

Die Übermauerung aus Bruchsteinmauerwerk in Zementmörtel des in Abb. 309 a bis 309 c dargestellten Senkkastens mußte während des Absenkens mit Rücksicht auf die zulässige Spindellast auf eine Umfassungswand von 1,60 m Breite beschränkt werden. Zur Erhöhung der Dichtigkeit wurde das Mauerwerk an der Außenseite mit einem Zementmörtel 1 : 2 verputzt. Nach Erreichen der Flußsohle wurde die Schneide im Drucklufttraume überall gleichmäßig freigelegt und der Druckkasten zunächst bis 0,70 m unter die Flußsohle abgesenkt. Erst dann wurden die Aufhängungen gelöst und der Raum zwischen den Umfassungswänden unter Wasserhaltung ausbetoniert. Während der weiteren Absenkung des nunmehr von den Spindeln gelösten Druckkastens wurde die Oberkante der Übermauerung stets 1,4 bis 1,5 m über dem jeweiligen Wasserstand gehalten, um zu verhüten, daß das frische Mauerwerk zu früh eintauchte.

Sind die zu durchteufenden Bodenschichten außerordentlich weich, so muß, wie bereits erwähnt, ein zu tiefes Einsinken des Druckkastens durch möglichste Gewichtsverminderung und Beibehaltung der Aufhängung bis zum Erreichen festerer Schichten verhindert werden. Man umgibt den Hohlraum für

die Übermauerung mit einem Mantel, unter dessen Schutz das Mauerwerk erst nach Erreichen der festen Schichten hergestellt wird.

Eine derartige Anordnung wurde bei der von der Firma Harkort¹⁾ ausgeführten Gründung einer Havelbrücke notwendig. Der tragfähige Baugrund war an der Gründungsstelle zum größten Teile von Schlamm- und Moorschichten überlagert. Der Schutzmantel bestand aus einem nach oben verjüngten Eisen-

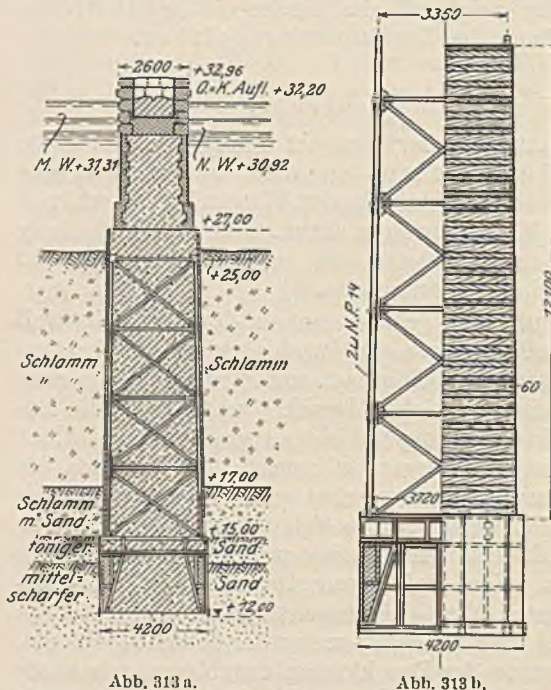


Abb. 313 a.

Abb. 313 b.

Abb. 313 a und 313 b. Beispiel einer Druckkastengründung in sehr weichen Bodenschichten. Beibehaltung der Aufhängung während der Absenkung durch die weichen Schichten. Ausführung der Übermauerung nach der Absenkung unter dem Schutze eines Mantels aus hölzernen Bohlen. (Havelbrücke bei Spandau.)

fachwerkpfiler, dessen Seitenwände mit 6 cm starken, gespundeten, kiefernen Bohlen verschalt waren. Die Ständer des aus vier Geschossen bestehenden Fachwerkpfilers (Abb. 313 a und 313 b) waren zwischen je zwei Geschossen gestoßen und an den Stoßstellen sowie mit dem Senkkasten durch Gelenkbolzen verbunden. An diesen Stoßstellen wurden während des Absenkens die Spindelaufhängungen befestigt. Dem Fortschritte der Absenkung entsprechend wurden die einzelnen Ständerstücke in der gleichen Weise, wie die Hängestangen der gewöhnlichen Aufhängungen eingefügt. Den Mantelhohlraum betonierte man nach Erreichung des festen Baugrundes unter Wasser aus. Ist bei den Druckkassen nach Lösung der Aufhängung das Antreffen von weicheren Bodenschichten trotz der Boden-

untersuchungen doch nicht ganz ausgeschlossen, dann müssen Aufhängvorrichtungen im Kasten selbst (Abb. 314) angebracht werden. Sie bestehen aus Gerüsten, die an der Decke befestigt sind und unten breite, druckfeste Platten tragen, deren Unterkante wenigstens 1,5 m unter der

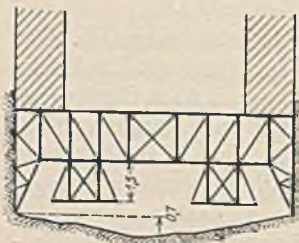


Abb. 314. Abfangvorrichtung in weichen Bodenschichten.

Decke ruhen. Sinkt dann der Kasten durch Entweichen von zu viel Prelluft oder Antreffen einer zu weichen Schicht plötzlich tief ein, dann ist das Leben der Arbeiter dadurch gerettet, daß der Kasten sich auf die Platte stützt und nun nicht weiter als vielleicht 20 cm einsinken kann. Die Platten sollen dabei nicht höher über der jeweiligen Sohle liegen als etwa 0,7 m, damit die Arbeiter nicht in die Versuchung geraten, unter ihnen arbeiten zu wollen.

3. Absenken als Schwimmkörper ohne Aufhängung.

Bei Gründungen in tiefem Wasser und bei großen Abmessungen des Druckkastens wird das Absenken von Gerüsten wegen des großen Absenkgewichtes undurchführbar. Man macht in solchen Fällen den Druckluftsenkkasten da-

¹⁾ Z. Bauw. 1904, S. 72 u. f.

durch zu einem Schwimmkörper, daß man den Raum über der Kastendecke mit einem wasserdichten Schutzmantel umgibt. Die Schutzmäntel sind früher meist aus Eisen, bei hölzernen Druckkasten auch aus Holz hergestellt worden, können heute aber auch in Eisenbeton erbaut werden. Diese Ausführung dürfte jeder anderen vorzuziehen sein. Sie werden durch einseitigen Wasserdruck beansprucht und sind dagegen in gehöriger Weise durch Rippen oder Holzbalken auszusteifen.

Die Schwimmkörper werden entweder am Lande auf einer Helling oder in einem Baudock (Seite 209) oder über der Wasserfläche auf besonderen Gerüsten zusammengebaut. Nach Fertigstellung wird der Druckkasten ins Wasser gelassen, an die Gründungsstelle geschleppt und hier je nach den örtlichen Verhältnissen entweder allmählich durch Übermauerung innerhalb des Schutzmantels oder schnell durch Ausfüllen des Mantelhohlraumes mit Wasser versenkt. Die letzte Absenkungsart muß angewendet werden, wenn an der Gründungsstelle nur während kurzer Zeiträume ruhiges Wasser herrscht und nur während dieser abgesenkt werden kann, wie z. B. bei Gründungen an der Meeresküste. Der Mantelhohlraum muß dann nach dem Absenken unter Wasser mit Beton gefüllt werden.

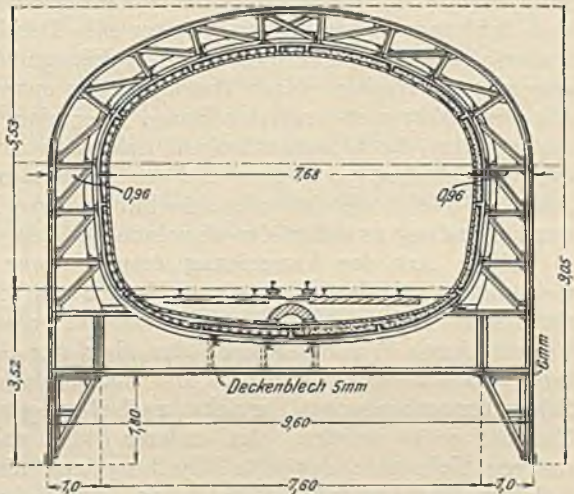


Abb. 315 a. Querschnitt des Senkkastens.

Abb. 315a und 315b¹⁾ zeigen einen als Schwimmkörper ausgebildeten Druckkasten vom Bau der Pariser Untergrundbahn sowie den Vorgang seiner Ab-

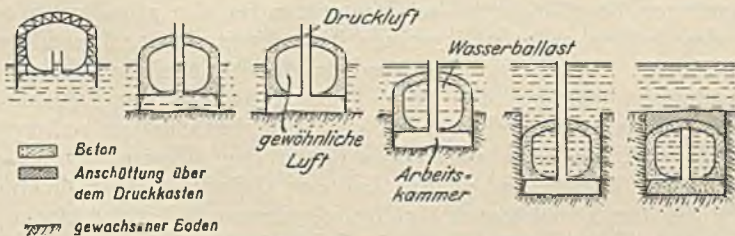


Abb. 315 b. Verlauf der Absenkung.

Abb. 315a und 315b. Beispiel eines als Schwimmkörper ausgebildeten Druckluftsenkkastens.

senkung. An einer Seinekreuzung war der Bahnkörper in mehrere derartige Senkkasten von 19,80 bis 43,20 m Länge aufgelöst, die nacheinander versenkt wurden. Der Querschnitt Abb. 315a zeigt ihre Ausbildung. Die 9,60 m breite und 1,80 m im Lichten hohe Arbeitskammer wurde durch Querträgerrahmen mit Schneidenkonsolen gebildet, die 1,20 m voneinander angeordnet und durch Längsträger verbunden waren. Auf diesen Trägerrost war die 5 mm starke Blehhautverkleidung der Arbeitskammerwände genietet. Auf den Querträgern der Arbeitskammer saßen die als Fachwerkrahmen ausgebildeten Haupttragglieder der Umschließungswände des Bahnkörpers, die ebenfalls durch Längs-

¹⁾ Génie civil 1905, v. 2. 12. 1905.

träger miteinander verbunden und auf der Außenseite bis über die Schwimmlinie der Senkkasten hinaus mit einer Blechhaut bekleidet waren. An den Stirnseiten wurde die Tunnelröhre während des Absenkens gleichfalls durch Blechwände abgeschlossen.

Das Eisengerüst wurde auf einer Helling zusammengebaut, zu Wasser gebracht und an die Versenkungsstelle geschleppt. Hier baute man die gußeiserne Verkleidung der Innenwand des Bahntunnels ein — und stampfte den Raum zwischen der inneren und äußeren Verkleidung mit Beton aus. Der Druckkasten erhielt dadurch so viel Gewicht, daß er sich auf die vorher durch Baggerung eingeebnete Flußsohle aufsetzte. Darauf wurden die Schachtrohre und Schleusen eingebaut und weiter mit Druckluft abgesenkt. Die dafür erforderliche Belastung erhielt der Druckkasten durch Anfüllen des Tunnelhohlraumes mit Wasser. Nach Erreichen der entwurfsmäßigen Absenktiefe wurde die Arbeitskammer und der Raum über der Tunneldecke bis zur Flußsohle ausbetoniert, die Schachtrohre und Schleusen entfernt, die Durchgangsöffnungen der Schachtrohre geschlossen und der Tunnelraum durch Pumpen trockengelegt. Abb. 315 b zeigt die einzelnen Abschnitte dieses Bauvorganges. Die Herstellung der Verbindung zwischen den einzelnen Druckkasten wird auf S. 211 beschrieben.

Diese Art der Versenkung erspart zwar die Gerüste und Absenkvorrichtungen, erfordert aber einen Mantel zum Schutze der Übermauerung und vergrößert dadurch den Aufwand an verlorenem Material. Man hat diesen Verlust durch Wiedergewinnen der über der Gewässersohle liegenden Mantelteile einzuschränken gesucht. Die Mantelbleche erhielten zu diesem Zwecke Schraubenverbindungen, welche nach Fertigstellung des Mauerwerkes durch Taucher gelöst wurden. An anderer Stelle gab man dem Mantel in seinem unteren Teile eine doppelte Wandung und löste die Schraubenverbindungen zwischen Senkkasten und Mantel in dem Hohlraum der doppelten Wandung unter Druckluft. Es ist sogar versucht worden, auch die im Boden steckenden Mantelteile wiederzugewinnen. Dies erfordert jedoch großen Kraftaufwand und ist deshalb nur bei geringer Tiefe und Bodenarten mit geringer Reibung ohne übermäßige Kosten durchführbar.

Bei Ausführungen in Ebbe- und Flutgebieten mit großer Fluthöhe macht sich bei geringer Tragfähigkeit des Meeresgrundes der ständige Wechsel in der Größe des Auftriebes beim Absenken frei schwimmender Druckkasten sehr nachteilig fühlbar. Das beim Flutwasserstande erforderliche Übermauerungsgewicht verursacht während der Ebbe tiefes Einsinken des Druckkastens in den weichen Boden. Dadurch werden die Druckluftarbeiten außerordentlich erschwert, unter Umständen sogar das Leben der Arbeiter gefährdet. Um diesem Übelstand abzuhelpen, wurde bei der Gründung einer Kaimauer in Bordeaux¹⁾ über den Druckkasten eine freischwimmende Taucherglocke gestülpt und beide durch Ketten miteinander verbunden. Die Belastung der Taucherglocke wurde so geregelt, daß bei Ebbe die Oberkante ihrer Arbeitskammerdecke nicht über dem Wasserspiegel lag. Ferner wurde dafür gesorgt, daß sich bei steigendem Außenwasser der Raum über der Arbeitskammerdecke der Taucherglocke jeweils um das Maß der Zunahme des Außenwasserstandes mit Wasser füllte. Dadurch erreichte man, daß bei steigendem Wasserstande das Gewicht der gesamten Anordnung um das gleiche Maß zunahm, wie der Auftrieb, die Glocke und der Druckkasten also unabhängig von dem Steigen und Fallen des Außenwasserstandes ihre Höhenlage zum Meeresgrunde nicht veränderten. Durch schrittweises Verlängern der Ketten ließ man den an der Taucherglocke hängenden Druckkasten dem Aushube entsprechend ab. Die Übermauerung des Druckkastens wurde unter der Taucherglocke in Druckluft

¹⁾ Z. Bauw. 1891.

ausgeführt. Eine andere Lösung, durch die die Übermauerung unter Druckluft erspart wird, hat Brennecke angegeben. Bei ihr dient ein am Druckkasten aufgehängter Hohlkörper, der nach Bedarf mit Wasser oder Druckluft gefüllt werden kann, dazu, den Wechsel im Auftriebe bei den verschiedenen Wasserständen auszugleichen.

Schließt sich bei einer Druckkastengründung im offenen Wasser an die Absenkung auf die Gewässersohle nicht unmittelbar die weitere Versenkung in den Boden unter Druckluft an, so muß der Druckkasten gegen Fortspülen des ihn umlagernden Bodens durch Steinschüttungen oder dergl. gesichert werden, weil das Freilegen der Druckkastenwände zu sehr hohen Beanspruchungen führen kann, wie bei der Berechnung der Kasten bereits gezeigt ist.

Ebenso wie nun die Absenkung eines solchen Tunnelkörpers mit Einbetonieren einer dicken Schicht bis zur Flußsohle möglich ist, ist das Absenken eines Pfeilers, dessen Mantelwand immer bis über Wasser reicht, ausführbar. Von dem Augenblick an, in dem solch ein Druckkasten sich auf die Flußsohle aufgesetzt hat, ist kein Unterschied mehr gegenüber einer Gründung vom Lande aus vorhanden. Die oben geschilderte Tunnelabsenkung ist dargestellt worden, weil sie größere Schwierigkeiten bereitet als eine Pfeilerabsenkung.

C. Taucherglockenarbeiten und Taucherglockengründung.

a) Anwendungsgebiet und allgemeine Anordnung.

Auf die Nachteile, welche mit der Verwendung von Druckluftsenkkasten sehr großer Abmessungen verknüpft sind, wurde bereits hingewiesen (S. 252). Einheitliche Grundwerke großer Abmessungen muß man wegen jener Nachteile mit Hilfe kleinerer Senkkasten aus mehreren Teilen herstellen, und diese durch Ausfüllen der Zwischenräume zu einem zusammenhängenden Körper vereinigen. Das bietet jedoch oft große Schwierigkeiten und läßt sich meist nicht so sorgfältig ausführen, daß die sichere Gewähr für einen einwandfreien Zusammenhang der einzelnen Teile des Grundwerkes gegeben ist. Es empfiehlt sich deshalb, große einheitliche Grundwerke dann, wenn die Druckluftgründung unvermeidlich ist, nicht mit Druckluftsenkkasten, sondern mit Hilfe einer beweglichen Druckluftkammer oder Taucherglocke auszuführen.

Bei der Taucherglockengründung ist die Druckglocke lediglich ein Hilfsgerät, unter dessen Schutz die Gründungsarbeiten ausgeführt werden. Während der Druckkasten nach Beendigung der Arbeiten im Boden stecken bleibt und einen Bestandteil des Grundwerkes bildet, wird die Taucherglocke wieder entfernt und an anderer Stelle in gleicher Weise verwendet. Sie ist also gewissermaßen die bewegliche Umschließung einer Baugrube, die durch Druckluft trockengelegt und wasserfrei gehalten werden kann. Tieferes Eindringen in den Boden ist mit der Taucherglocke nicht möglich, weil die Reibung zwischen den durchfahrenen Schichten und der Außenwand der Glocke das Abheben von der Gründungsschicht unmöglich machen würde. Die Gründungsschicht muß deshalb, soweit sie nicht von Natur freiliegt, vor der Verwendung der Taucherglocke durch Baggern freigelegt werden. Die Arbeiten unter der Glocke beschränken sich auf das Einebnen, Abgleichen und Reinigen der Gründungsschicht und die Ausführung des Mauerwerkes. Das Grundwerk wird in einzelnen Schichten hergestellt. Die Glocke kann zur Ausführung der einzelnen Schichten in der gleichen Höhenlage über die ganze Gründungsfläche verfahren und zwischen je zwei Schichten um das Maß der Schichtenhöhe angehoben werden. Besser, aber auch teurer ist es, einzelne Blöcke des Bauwerkes bis nach oben in einem

Arbeitsgang fertigzustellen, dann daneben den nächsten und die Zwischenräume durch Versenken von Beton zu schließen. Durch Aussparen von Hohlräumen (Federn) kann dabei eine Verbindung der Einzelteile erreicht werden. Auf die Gefahren der flächenartigen Gründung im Gegensatz zur Pfeilerartigen wird weiter hinten eingegangen werden.

Außerdem bedient man sich der Taucherglocke im Grundbau bei der Ausführung mancher Unterwasserarbeiten, z. B. der Beseitigung von Felsbänken oder sonstiger über die Gründungsschicht hinausragender Hindernisse, zur Verzimmerung unter dem Wasserspiegel liegender Holzroste bei Pfahlgründungen und dgl.

b) Ausbildung der Taucherglocke.

1. Arbeitskammer.

Die Taucherglocken werden ausschließlich aus Eisen hergestellt. Die Ausbildung der Arbeitskammer unterscheidet sich wenig von der der eisernen Druckluftsenkkasten. Die Abmessungen der Einzelteile können jedoch im allgemeinen schwächer gehalten werden als bei Druckkassen, weil die oft erheblichen Beanspruchungen beim Eindringen in den Boden fortfallen, und die auf der Decke ruhenden Belastungen geringer sind. Da das Eigengewicht der Taucherglocken zum Absenken auf die Gründungsschicht in der Regel nicht ausreicht, müssen sie künstlich belastet werden. Man füllt zu diesem Zwecke den Hohlraum zwischen den Seitenwandkonsolen und einen Teil des Raumes zwischen den Trägern der Arbeitskammerdecke mit Beton aus (fester Ballast).

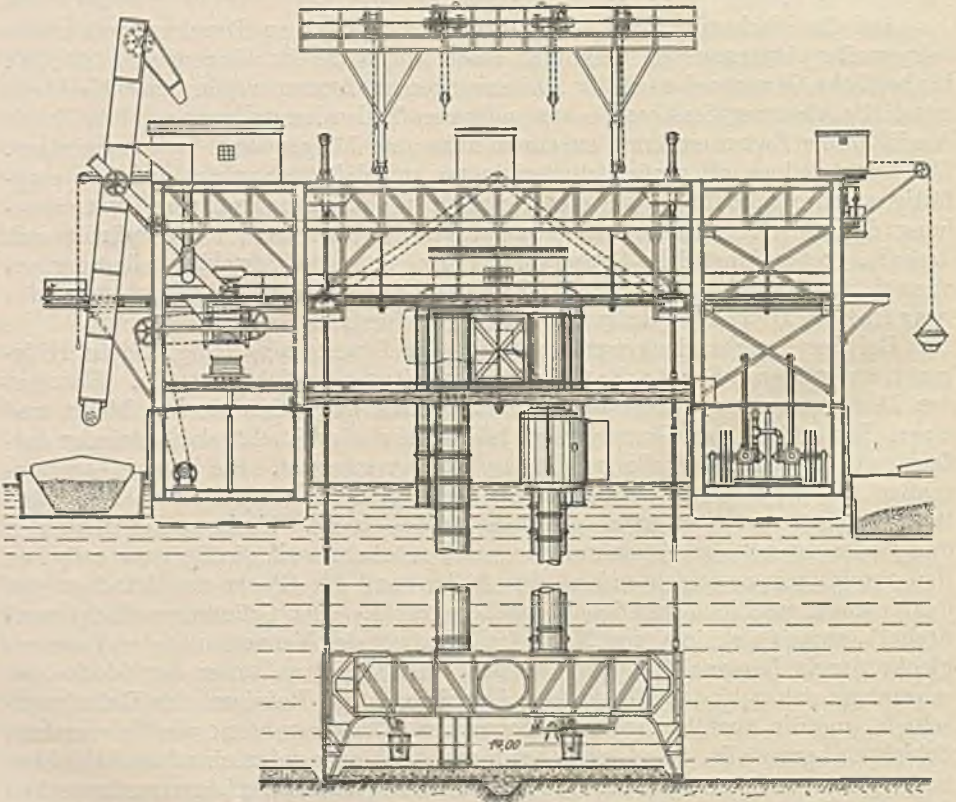


Abb. 316. Beispiel einer an schwimmender Rüstung aufgehängten Taucherglocke. (Trockendocks Kiel und Wilhelmshaven.)

2. Ballastkammer (Schwimmkammer).

Außer diesem festen Ballast erhält die Glocke eine nach der Größe des Auftriebes regelbare Wasserbelastung, zu deren Aufnahme auf der Arbeitskammerdecke allseitig wasser- und luftdicht geschlossene Hohlkörper befestigt werden, die je nach Bedarf mit Wasser gefüllt oder durch Druckluft entleert werden können. Bisweilen bestehen diese Hohlkörper aus allseitig geschlossenen eisernen Zylindern, die symmetrisch zu den Glockenachsen auf der Decke angeordnet sind. Meist bildet jedoch die Decke der Arbeitskammer den Boden der Ballastkammer (auch Gleichgewichts- oder Schwimmkammer genannt), während die Deckenträger als Haupttragglieder für die Aussteifung ihrer Wände dienen. Die Ballastkammer muß durch Quer- und Längswände in verschiedene Abteilungen getrennt werden, damit der Wasserballast beim Schiefstellen der Glocke nicht nach der tieferliegenden Seite überschießen kann. Zum Aus- und Einlassen des Wassers dienen Öffnungen in den Schwimmkammerwänden, die durch Ventile geöffnet und geschlossen werden können. Die Druckluft wird von der Arbeitskammer aus oder durch eine besondere Druckluftleitung zugeführt. Die Ventile für die Wasser- und Druckluftzufuhr werden von der Druckluftkammer oder der oberen Arbeitsbühne aus bedient.

Die in Abb. 316¹⁾ dargestellte Taucherglocke wurde von der Holzmann A. G. beim Bau der Trockendocks in Kiel und Wilhelmshaven sowie von Schleusen in Wilhelmshaven verwendet. Sie war 42,00 m lang, 14,00 m breit und 5,0 m hoch. Die Arbeitskammer hatte eine lichte Höhe von 2,5 m. Über ihr lag die ebenso hohe Schwimmkammer, die durch die Querträger der Arbeitskammerdecke ausgesteift wurde. Die Querträger bildeten mit den keilförmigen Seitenwandkonsolen Fachwerkrahmen. Dazwischen waren Längsträger angeordnet und auf den so gebildeten Trägerrost die Blechhautverkleidung der Arbeitskammer- und Schwimmkammerwände genietet. Der feste Ballast bestand aus der Betonfüllung des keilförmigen Hohlraumes der Scheide und einer 0,35 m starken Betonschicht, die auf die Decke der Arbeitskammer gebracht wurde. Außer diesem festen Betonballast war noch ein abnehmbarer Ballast aus Masselisen und Eisenbahnschienen teils auf der Arbeitskammer-, teils auf der Schwimmkammerdecke gleichmäßig verteilt. Die zur Aufnahme des Wasserballastes dienende Schwimmkammer wurde durch zwei Querschotten aus doppelten Bohlen mit Betonzwischenlage in drei gleich große Abteilungen zerlegt und dadurch das Überschießen des Wasserballastes beim Schiefstellen der Glocke verhindert. Außerdem befand sich in der Schwimmkammer in der Längsachse der Glocke ein allseitig luft- und wasserdicht abgeschlossener eiserner Ballastzylinder von etwa 100 cbm Inhalt.

Die Taucherglocke Abb. 317 a und 317 b²⁾ wurde bei der Herstellung der Molen für die neue Einfahrt des Hafens in Saint-

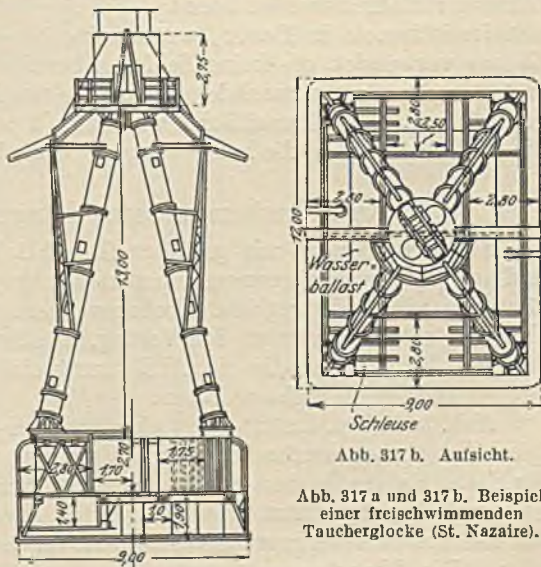


Abb. 317 b. Aufsicht.

Abb. 317 a und 317 b. Beispiel einer freischwimmenden Taucherglocke (St. Nazaire).

¹⁾ Z. Bauw. 1903, S. 313, und Atlas, Tafel 41/42.

²⁾ Ann. ponts chauss. 8. Serie, Bd. 33, S. 23 und Tafel 13. 1908.

Abb. 317 a. Querschnitt.

Nazaire benutzt. Sie war 12,00 m lang, 9,00 m breit und 4 m hoch. Die Arbeitskammer hatte eine lichte Höhe von 1,90 m, sie war durch eine Blechhaut von der über ihr liegenden Schwimmkammer getrennt. Die Schwimmkammer- und die Arbeitskammerdecke sowie ihre Seitenwände wurden durch konsolartig an der Schneide endigende Querträgerrahmen ausgesteift. Die Schwimmkammer war in 9 Abteilungen zerlegt. In drei der Eckabteilungen befanden sich die Luftschleusen, in der vierten stand ein Kompressor. Die vier zwischen den Eckabteilungen liegenden Räume waren allseitig luftdicht geschlossen und dienten zur Aufnahme des Wasserballastes, in dem verbleibenden offenen Mittelraume wurde ein fester Ballast aus Masseisen untergebracht.

c) Arbeitsweise der Taucherglocken.

1. Einteilung.

Je nach der Art und Weise, in der die Beweglichkeit der Taucherglocke gewahrt ist, unterscheidet man

1. die Aufhängung an festen Rüstungen oder an auf fester Unterlage laufenden Kranen,
2. die Aufhängung an schwimmenden Rüstungen und
3. das Fortlassen der Aufhängung, so daß die Glocken frei beweglich sind.

2. An festen Gerüsten hängende Taucherglocken.

Die Aufhängung an festen Gerüsten eignet sich nur für die Herstellung kleinerer Grundwerke, bei denen die Taucherglocke nur auf kleine Entfernungen versetzt werden muß.

Die Gerüste sind den bei der Druckluftsenkkasten-Gründung beschriebenen sehr ähnlich, sie unterscheiden sich von ihnen nur dadurch, daß das Obergerüst, an dem die Arbeitskammer hängt, auf dem Untergerüste verfahren werden kann.

Eine ähnliche Aufhängung ist mehrfach bei der Ausführung von Wehrschwelen angewendet worden. Es wurden zunächst die Wehrpfeiler hergestellt, die zwischen ihnen liegende Öffnung vorübergehend durch ein Tragwerk überbrückt und an ihm die Taucherglocke so aufgehängt, daß sie über der Wehröffnung verfahren werden konnte. Bei der Gründung von Molen, z. B. der neuen Admiralitätsmole in Dover, wurde eine an einem Drehauslegerkran hängende Glocke verwendet, die keine Schleuse besaß. Sie wurde von den Arbeitern betreten und verlassen, nachdem sie durch den Kran auf die Mole auf Böcken abgesetzt war. Die Grundfläche war etwa 2×4 m. Solche Glocken zeigen mit die einfachste Form, die heute verwendet wird.

3. An Schwimmgerüsten hängende Taucherglocken.

Für Grundwerke mit größerer Grundfläche, bei denen die Glocke häufiger und auf größere Entfernungen versetzt werden muß, werden an Schwimmgerüsten hängende oder freibewegliche Glocken verwendet. An Schwimmgerüsten hängende Taucherglocken verdienen den Vorzug, bei Ausführungen in fließendem Wasser und bei Bodenarten, die die Abstützung einer freibeweglichen Glocke auf der Gründungsschicht nicht zulassen.

Abb. 316 (vgl. S.272) zeigt eine an zwei Schiffen hängende Taucherglocke. Diese Anordnung mußte hier gewählt werden, weil auf dem weichen Untergrund des Kieler Hafens, in dem die Glocke zuerst benutzt wurde, eine freischwimmende Glocke nicht abgestützt werden konnte. Die beiden Fahrzeuge waren durch ein eisernes Fachwerkgerüst verbunden, an dem die Glocke mit 20 Tragstangen hing. Die Tragstangen wurden an den Enden der Querträgerrahmen der Taucherglocke befestigt. Ihr oberstes Glied war in seinem unteren Teile als

Spindel ausgebildet und endigte als Kolben in einem Preßwasserzylinder. Im Ruhezustande wurde die an dem Gestänge hängende Last durch eine auf dem Spindelgewinde sitzende Mutter auf das Gerüst übertragen. Die Glocke wurde jedoch nicht durch Drehen der Mutter, sondern durch Druckwasser gehoben und gesenkt. Die Mutter wurde dabei von ihrem Lager abgehoben und diente zur Steuerung des Druckwasserzulaufes. Wegen der Einzelheiten dieser Vorrichtung sei auf die Ausführungen in der unten genannten Quelle¹⁾ verwiesen. In dem Gerüst lagen die Arbeitsbühnen für die Betonbereitung und die Baustoffzu- und abfuhr. Die Baustoffe wurden in Schiffen an das Schwimmergerüst gebracht, durch Hebezeuge entladen und den Schleusen über eine in Höhe des Deckes der Fahrzeuge liegende Arbeitsbühne zugeführt. Auf dem Gerüst lief ein von Hand betriebener Portalkran, der zum Abheben der Luftschleusen beim Einsetzen oder Entfernen von Schachtrohrteilen diente. In dem einen Tragschiffe waren die Luftpumpen und Antriebmotoren für die Druckluft-erzeugung untergebracht. Der Strom für die durchweg elektrisch betriebenen Arbeitsmaschinen wurde in einer am Lande befindlichen Kraftanlage erzeugt. Die weiteren Schiffsräume dienten als Aufenthaltsräume für Aufsichtsbeamte und Arbeiter.

4. Regelung der Belastung.

Die Belastung einer aufgehängten Glocke muß nach folgenden Gesichtspunkten geregelt werden. Es sei:

E die Summe aus dem Eigengewicht der Glocke, der Schächte, der Schleusen und der mit der Glocke festverbundenen Belastung in der Luft bei der größten Arbeitstiefe H unter dem Wasserspiegel,

e die Gewichtsabnahme f. d. m., die durch Abnehmen von Schachtröhren bei geringerer Arbeitstiefe entsteht,

B das Gewicht des etwa sonst noch auf der Glocke ruhenden massiven Ballastes vom Raumeinheitengewichte γ_1 ,

F die Grundfläche der Glocke,

f der Gesamtquerschnitt der Schachtröhre,

V der Rauminhalt der Arbeitskammer,

n die Anzahl der Aufhängungen,

φ der Querschnitt einer Aufhängung,

k die Bruchfestigkeit des für die Aufhängungen verwendeten Baustoffes,

γ das Raumeinheitengewicht des Wassers.

Es sind folgende Bedingungen zu erfüllen:

1. Die Glocke muß im Arbeitszustande in der größten Arbeitstiefe H (Abb. 318a, Arbeitskammer mit Druckluft der Spannung $\gamma \cdot H$, Schwimmkammer mit Wasser gefüllt) eine gewisse Überlast nach unten besitzen, damit sie gegen Auftreiben gesichert ist. Die Überlast nach unten beträgt:

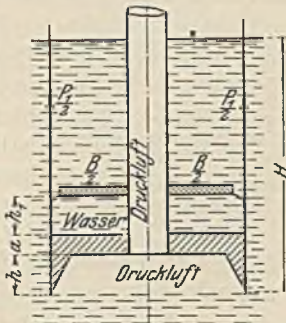


Abb. 318a. Arbeitszustand in der größten Arbeitstiefe.

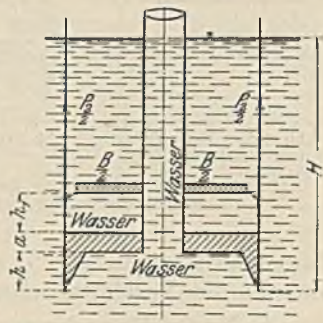


Abb. 318b. Fall der Betriebsstörung.

$$P_1 = E + B - F(h + a) \cdot \gamma - f[H - (h + a)]\gamma - \frac{B}{\gamma_1} \cdot \gamma$$

¹⁾ Z. Bauw. 1903, S. 307.

und die Last für eine Aufhängung:

$$p_1 = \frac{P_1}{n}.$$

Nach Möglichkeit werden die Aufhängungen während der Arbeit durch Absetzen der Glocke entlastet. Die Glocke ruht dann auf ihren Schneiden.

2. Die Aufhängungen müssen imstande sein, die Last zu tragen, die im Falle einer Betriebsstörung (Abb. 318 b, Entweichen der Druckluft aus der Arbeitskammer und den Schleusen) auftritt, ohne daß dabei die zugelassene Höchstspannung des Baustoffes der Aufhängungen überschritten wird. Diese Höchstspannung kann jedoch für diesen Ausnahmefall höher als gewöhnlich angenommen werden (bei der Taucherglocke Abb. 316 war sie nur gleich $m = 0,5$ der Bruchfestigkeit). ($m =$ Sicherheitsziffer.)

Für diesen Belastungsfall ist:

$$P_2 = E + B - F(h + a) \cdot \gamma + (V + fa) \cdot \gamma - B \frac{\gamma}{\gamma_1},$$

auf eine Aufhängung entfällt die Last:

$$p_2 = \frac{P_2}{n},$$

für welche die Bedingung:

$$p_2 < k \cdot \varphi \cdot m$$

gilt.

3. Die Belastung, die beim Heben und Senken der Glocke in den Aufhängungen auftritt, muß unter einem nicht zu hoch zu bemessenden Grenzwerte p_2 für eine Aufhängung bleiben, damit die Bewegungswiderstände in den Absenkvorrichtungen möglichst niedrig gehalten werden. Diese Forderung ist für eine Taucherglocke von größerer Bedeutung als für einen Druckluftsenkkasten, weil bei ihr die Bewegungen häufig wiederholt werden müssen und umgekehrt werden. Die auf die Aufhängungen entfallende Last nimmt mit der Abnahme der Arbeitstiefe um folgenden Wert f. d. m. Arbeitstiefe zu:

$$\Delta P = f \cdot \gamma - e,$$

für eine Aufhängung also um:

$$\Delta p = \frac{\Delta P}{n} = \frac{f\gamma - e}{n}.$$

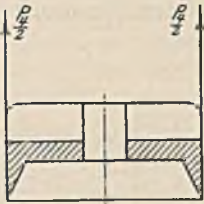


Abb. 319 a. Herausheben der entlasteten Glocke.



Abb. 319 b. Aufschwimmen der entlasteten Glocke.

Abb. 319 a und 319 b. Regelung der Belastung einer an einem Schwimmgerüste aufgehängten Taucherglocke.

In der Tiefe H_1 ($H_1 < H$) entfällt also auf eine Aufhängung die Last:

$$p_3 = p_1 + (H - H_1) \Delta p.$$

Erreicht diese den Wert p_2 , so muß die Glocke durch Ausblasen eines Teiles des Wasserballastes aus der Schwimmkammer entlastet werden. Bei der Glocke Abb. 316 wurde die jeweils an dem Gerüste

hängende Last an der Tauchtiefe der Tragschiffe festgestellt, die zu diesem Zwecke mit Pegeln versehen waren.

4. Nach Beendigung der Gründungsarbeiten wird die Glocke aus dem Wasser gehoben, damit sie nicht bis zur Wiederverwendung verrostet. Sie muß sich dazu durch Entfernen des beweglichen massiven Ballastes B und Abheben aller Schleusen und Schachtrohre so weit entlasten lassen, daß sie mit den Hebevorrichtungen, ohne sie zu überlasten, aus dem Wasser gehoben werden, oder freischwimmend abgeschleppt und in einem Baudock oder sonstwie (z. B.

mit der Flut) aufs Trockne gebracht werden kann. Das Gewicht E möge sich dabei auf den Wert E_1 vermindern.

Dann ergibt sich:

a) für das Herausheben der Glocke aus dem Wasser die Last an den Aufhängungen zu (Abb. 319 a)

$$P_4 = E_1$$

und

$$p_4 = \frac{P_4}{n},$$

b) für das Aufschwimmen der Glocke mit einem Freibord von der Größe x (Abb. 319 b)

$$E_1 = [F(h_1 + a + h - x) - V - f(h_1 + a - x)] \gamma.$$

5. Freibewegliche Taucherglocken.

Die freibeweglichen Glocken haben vor den aufgehängten den Vorzug, daß das Gerüst für die Aufhängung sowie die Absenk- und Hebevorrichtungen fehlt. Sie schwimmen im entlasteten Zustande frei und werden durch Regelung ihrer Belastung gesenkt und gehoben. Freibewegliche Glocken eignen sich für Gründungen in stillem Wasser, wenn der Baugrund so tragfähig ist, daß die Glocke auf der Gründungsschicht abgestützt werden kann.

Abb. 317 a und 317 b zeigen eine freibewegliche Taucherglocke. Ihre Arbeits- und Schwimmkammer wurden bereits auf Seite 273/4 beschrieben. Die Luftschleusen und der Kompressorraum waren mit einer 13 m über der Schwimmkammerdecke liegenden Arbeitsbühne durch vier geneigte Steigrohre von 0,75 m innerem Durchmesser verbunden, die die Personen- und Baustoffzufuhr vermittelten. Der wechselnden Tauchtiefe entsprechend waren sie in verschiedenen Höhenlagen mit Eintrittsöffnungen versehen. Auf der Arbeitsbühne standen zwei elektrisch betriebene Winden für das Verholen der Glocke. Die Glocke diente zum Bau der Hafensmole in St. Nazaire. Zwischen den einzelnen Mauerwerksschichten wurde die Glocke durch 12 hydraulische Pressen von je 50 t Tragkraft angehoben, die sich auf den aus Fels bestehenden Baugrund stützten. Die Mole wurde in diesem Falle nicht aus durchgehenden Lagen, sondern aus einzelnen gleich in voller Höhe hochgeführten Abschnitten hergestellt. Nach Fertigstellung eines Molenabschnittes wurde die Glocke entlastet, bei Flut über den fertigen Mauerkörper verholt und zur Ausführung eines neuen Abschnittes neben dem fertig gestellten Mauerwerkkörper versenkt. Die einzelnen Molenabschnitte wurden zwischen Spundwänden oder Abschlußmauern durch Beton in Säcken verbunden. Der mangelhafte Anschluß dieser Verbindungskörper gab zweimal zu einem unangenehmen Durchbruch Veranlassung.

Die Belastung einer frei beweglichen Glocke wird in ähnlicher Weise geregelt wie die der aufgehängten (S. 275). Eigengewicht und fester Ballast müssen so bemessen werden, daß die Glocke frei schwimmt. Der feste Ballast ist möglichst tief anzuordnen, damit die Schwimmsicherheit der Glocke durch die tiefe Lage des Glockenschwerpunktes erhöht wird. Die nach unten wirkende Überlast der Glocke muß in den einzelnen Arbeitsstellungen durch die Glockenschneide oder durch Schraubenwinden oder hydraulische Pressen, die die Arbeitskammerdecke abstützen, auf den Boden oder die älteren Mauerwerksschichten übertragen werden. In der gleichen Stellung wird die Glocke mit Hilfe dieser Winden oder Pressen angehoben. Das Ändern der Glockenstellung erfordert jeweils eine Entlastung der Glocke, die durch Ausblasen des in der Schwimmkammer enthaltenen Wasserballastes oder mit Hilfe offener über Wasser reichender Regulierschächte erreicht wird. Die von der Firma Zschokke & Terrier in Genua

und Marseille¹⁾ verwendeten Taucherglocken hatten derartige, symmetrisch zu den Achsen angeordnete Schächte, die je nach Bedarf mit Wasser gefüllt oder durch Pumpen ganz oder teilweise entleert wurden.

D. Die Arbeiten unter Druckluft.

a) Behördliche Vorschriften.

Die Arbeiten unter Druckluft unterliegen im Deutschen Reiche besonderen in der „Verordnung zum Schutze der Preßluftarbeiten vom 28. 6. 20“²⁾ (weiterhin kurz Preßluftverordnung genannt) niedergelegten Vorschriften. Sie erstrecken sich auf alle Druckluftarbeiten (Preßluftarbeiten), bei denen der Luftdruck im Arbeitsraum den äußeren Luftdruck um mindestens 0,1 kg/qcm überschreitet, mit Ausnahme der Arbeiten in solchen Taucherglocken, die keine Schleusen besitzen. Die Druckluftarbeiten sind der Anzeigepflicht unterworfen und der Überwachung des zuständigen Gewerbeaufsichtsbeamten oder einer von der Landeszentralbehörde bestimmten Stelle unterstellt.

Die in den Vorschriften enthaltenen Maßnahmen wenden sich:

A. gegen die Gefahren allgemeiner Natur, die der Aufenthalt in einem allseitig geschlossenen, künstlich wasserfrei gehaltenen Raume für die Sicherheit und Gesundheit mit sich bringt. Sie bestehen:

1. In der Möglichkeit eines Wassereintritts, verursacht:

a) durch plötzliche, starke Luftverluste, die nicht sofort genügend ersetzt werden können, oder

b) durch Unterbrechung der Luftzufuhr infolge von Betriebsstörungen im Maschinenhause oder Beschädigungen der Luftleitung.

2. In mangelhafter Beschaffenheit und in unzureichender Erneuerung der in den Arbeitsräumen enthaltenen Luft.

B. gegen die besonderen Gefahren, die mit einem Aufenthalt in Druckluft für den menschlichen Organismus verknüpft sind

Soweit die Vorschriften auf die Durchbildung der Betriebseinrichtungen und die Arbeitsweise Einfluß haben, werden sie in den folgenden Abschnitten erwähnt. Am Ende dieses Abschnittes soll dann zusammenhängend auf die außerdem zu beachtenden Gesundheitsvorschriften eingegangen werden.

b) Druckluftversorgung.

1. Luftbedarf.

Nur in Ausnahmefällen (z. B. in größeren Städten mit Druckluftanlagen) kann die Druckluft aus vorhandenen Leitungsnetzen entnommen werden. In der Regel muß eine besondere Maschinenanlage für die Druckluftherzeugung errichtet werden. Die Leistungsfähigkeit der Maschinen ist so zu bemessen, daß sie imstande sind:

1. die Druckluft Räume bei der größten vorgesehenen Gründungstiefe innerhalb einer bestimmten Zeit trocken zulegen,

2. die Arbeitsräume nach der Trockenlegung trotz der Luftverluste, die durch Undichtigkeiten, durch Entweichen von Luft unter der Schneide und durch die Schleusungen entstehen, dauernd trocken zu halten, und

3. den Arbeitsräumen dauernd die zur Vermeidung schädlicher Kohlenensäureansammlungen (Höchstgehalt 1 v. T.) erforderlichen Mengen frischer Luft zuzuführen.

¹⁾ Hdb. d. Ing.-Wiss., 1. Teil, Bd. 3, 4. Aufl., S. 367 u. f. 1906.

²⁾ Vgl. Reichsgesetzblatt 1920 Nr. 146 vom 5. 7. 1920.

Für diese Bedingungen läßt sich der Luftbedarf aus folgenden von Brennecke¹⁾ entwickelten Gleichungen ermitteln:

Es sei:

- V die Luftmenge von atmosphärischer Spannung in cbm, die die Luftpumpen in einer Stunde ansaugen müssen,
 G die Grundfläche der Druckluftkammer in qm,
 U der Umfang der Druckluftkammer in m,
 h ihre Höhe in m,
 I der Gesamtrauminhalt von Senkkasten, Schachtrohren, Schleusen und Leitungen in cbm,
 I' der Inhalt des Teiles dieser Räume, der vor dem Trockenlegen mit Wasser gefüllt ist, in cbm,
 H die Tiefe der Schneide unter dem Wasserspiegel in m,
 F die ganze innere Wandfläche des Hohlraumes einer gemauerten Druckluftkammer bis an die eisernen Schachtrohre in qm,
 S die Zahl der Luftschleusen.

Dann ist:

1. Die zur Trockenlegung innerhalb von x Stunden erforderliche theoretische stündliche angesaugte Luftmenge ergibt sich aus

$$x V_1 = \frac{I \cdot H}{10,33} + I'.$$

2. Die zur Trockenhaltung erforderliche Luftmenge:

A. Für Gründungen in Sand- bis Kiesboden:

a) Für eiserne und hölzerne Senkkasten:

α) bei $G < 30$ qm

$$V_2 = [0,17 (G + 10 U \cdot h) + 3 S + \mu U] \left(1 + \frac{H}{10,33} \right).$$

β) bei $G \geq 30$ qm

$$V_2 = [0,17 (G + 10 U \cdot h) + \mu U] \left(1 + \frac{H}{10,33} \right),$$

worin μ den Wert von 1 bis 3 annehmen kann, und zwar um so höher, je weniger die Schneide unten abdichtet.

b) Für gemauerte Senkkasten oder solche aus Beton und Eisenbeton:

α) bei $G < 30$ qm

$$V_2 = [0,67 F + 3 S + \mu U] \left(1 + \frac{H}{10,33} \right).$$

β) bei $G \geq 30$ qm

$$V_2 = [0,67 F + \mu U] \left(1 + \frac{H}{10,33} \right).$$

In diesen Gleichungen ist der Faktor von μ um so größer zu wählen, je durchlässiger der Boden ist. In Ton- und Lehm Boden kann er gleich Null gesetzt werden.

Bezüglich der Entwicklung dieser Gleichungen muß auf die angeführte Quelle verwiesen werden. Die Druckverluste in langen Rohrleitungen sind in diesen Gleichungen durch die zum Teil recht reichlich hemmenden allgemeinen Beiwerte mit gedeckt.

3. Zur Verhütung schädlicher Kohlensäureansammlungen verlangt die Preßluftverordnung (§ 4):

¹⁾ Brennecke: Der Grundbau, 3. Aufl., S. 428 bis 441. 1906.

bei einem Überdrucke bis zu 0,5 kg/qcm

$$V_{3 \text{ min}} = 20 A \text{ cbm/Stunde angesaugte Luft,}$$

bei höherem Überdrucke

$$V_{3 \text{ min}} = 30 A \text{ cbm/Stunde,}$$

wenn A die Anzahl der im Drucklufttraume tätigen Personen ist.

Der sich aus diesen drei Bedingungen ergebende Größtwert für V ist der Bemessung der Maschinenleistung zugrunde zu legen.

2. Ausbildung der Druckluftherzeugungsanlage.

Für die Ausbildung der Maschinenanlage für die Druckluftherzeugung sind neben wirtschaftlichen Rücksichten die Forderungen der Preßluftverordnung maßgebend. Sie soll eine durchaus reine Luft von höchstens 20° C liefern und die ununterbrochene und gleichmäßige Luftzufuhr in jeder nur denkbaren Weise sicherstellen. Es wird deshalb angeordnet:

„Die Frischluft muß zu den Druckpumpen durch besondere Leitungen geführt werden, deren Öffnungen in der freien Luft enden und so liegen, daß nur reine Luft hineingelangen kann. Die angesaugte Luft ist durch Filter zu reinigen (§ 5).“ Die durch die Verdichtung erwärmte Luft muß durch Oberflächenkühlung (§ 5) gekühlt werden. „Zum Schmieren der Luftpumpen sind möglichst geruchlose Schmiermittel zu benutzen. Vor dem Eintritt in den Arbeitsraum und die Schleusen muß die gepreßte Luft durch Ölabscheider gereinigt werden (§ 5).“

Allgemeine Anordnung der Maschinenanlage. Zur Sicherstellung der ununterbrochenen Luftzufuhr müssen „für jeden Druckluftarbeitsraum mindestens je eine Betriebs- und eine Hilfsdruckluftpumpe mit besonderen, von einander gänzlich unabhängigen Antriebsvorrichtungen vorhanden sein. Sind nur zwei Pumpen vorhanden, so muß jede groß genug sein, um den erforderlichen Arbeitsdruck zu erzeugen und dauernd zu erhalten. Sind mehr als zwei Pumpen vorhanden, so müssen zwei Drittel der beliebig ausgewählten Pumpen nach Größe

und Anzahl genügen, um den erforderlichen Arbeitsdruck zu erzeugen und dauernd zu erhalten. Die Antriebsvorrichtungen müssen in allen Fällen so eingerichtet sein, daß jede unabhängig von der anderen auf jede einzelne Pumpe wirken kann (§ 4)“. Werden die Luftdruckpumpen durch Kraftmaschinen angetrieben, so wird diesen Vorschriften dadurch genügt, daß zwischen Kraft- und Arbeitsmaschinen-Gruppe eine mit Kupplungen sowie Los- und Festscheiben versehene Vorlegewelle eingelegt wird. Abb. 320 zeigt die Grundrißanordnung einer solchen Maschinen-

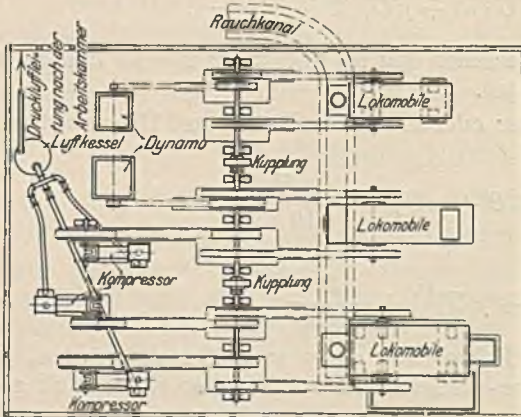


Abb. 320. Druckluftherzeugungsanlage mit Riemenkompressoren, die von einer gemeinsamen Vorlegewelle aus angetrieben werden.

anlage (Schachtabsenkung Elbetunnel Hamburg). Bei einer Dampfkompresorenanlage müssen die Dampferzeuger und die Luftdruckpumpen an eine Zentraldampfleitung angeschlossen sein, jede Maschine muß für sich abgesperrt werden können. Eine solche Anlage zeigt Abb. 321 (Druckluftanlage für den Vortrieb des Elbetunnels).

„Bei Senkkasten und Schächten, bei denen der Überdruck 1,3 kg/qcm nicht übersteigt, und bei Taucherglocken kann“ nach der Verordnung (§ 4) „davon abgesehen werden, Hilfsdruckluftpumpen aufzustellen, wenn

1. die Betriebsluftdruckpumpen für jede in dem Arbeitsraume tätige Person mindestens 35 cbm angesaugte Frischluft stündlich zusammenpressen und in den Arbeitsraum befördern können, und wenn

2. die Schleusen so groß sind, daß die gesamte Preßluftmannschaft mit einem Male ausgeschleust werden kann.“

Bezüglich der Ausbildung und Wirkungsweise der Druckluftpumpen sei auf den diesbezüglichen Teil dieses Werkes verwiesen.

3. Druckluftleitung.

Die Druckrohre der Luftdruckpumpen vereinigen sich an einem Sammelbehälter (Windkessel), der die Druckschwankungen ausgleichen soll. Von ihm zweigen die Leitungen nach den Arbeitsräumen ab. Nach der Verordnung (§ 4) „müssen die Luftdruckpumpen mit dem Arbeitsraume durch mindestens zwei getrennte Leitungen verbunden und derart an eine Ringleitung geschaltet werden, daß bei einem Bruche der Ringleitung oder einer Hauptdruckleitung an beliebiger Stelle oder beim Versagen einer Luftdruckpumpe die beschädigten Teile durch entsprechend angeordnete Absperrvorrichtungen ausgeschaltet werden können, ohne daß die ausreichende Luftzufuhr nach den Arbeitsräumen gefährdet wird“.

Die Luftleitung besteht meist aus schmiedeeisernen, seltener aus gußeisernen Muffen- oder Flanschenrohren. Die Verbindungen zwischen den einzelnen Rohren werden bei Muffenrohren durch Ausgießen und Verstemmen der Muffen mit Blei, bei Flanschenrohren durch Zwischenlegen von Gummiringen gedichtet. Bei längeren Leitungen ist auf die Möglichkeit einer Wärmeausdehnung Rücksicht zu nehmen. Die Leitungen müssen so verlegt werden, daß sie gegen Beschädigungen geschützt, den Einflüssen der Wärmeschwankungen möglichst entzogen, für Ausbesserungen und für die Nachprüfung der Dichtigkeit an den Verbindungsstellen aber leicht zugänglich sind.

Bei unzureichender Kühlung in den Luftpumpen „muß die Luft in der Leitung durch Oberflächenkühlung abgekühlt werden, so daß sie möglichst nicht unter 10° und nicht über 20° Celsius warm ist, wenn sie in den Arbeitsraum kommt“. Bei sehr langen Leitungen kann die natürliche Abkühlung der Luft so weit gehen, daß sie vor dem Eintritt in die Druckluft Räume erwärmt werden muß. In Hamburg ließ man z. B. die Luft in der kalten Jahreszeit über eine Reihe durch Dampf erwärmter Röhren streichen.

„Jede Druckluftleitung ist mit einem Druckmesser, einer Absperrvorrichtung und einem Sicherheitsventile zu versehen, das in stande sein muß, mindestens die halbe Menge der Luft, die von den Pumpen gefördert wird, abzublasen. Zwischen Pumpe und Sicherheitsventil darf keine Absperrvorrichtung angebracht werden (§ 7).“

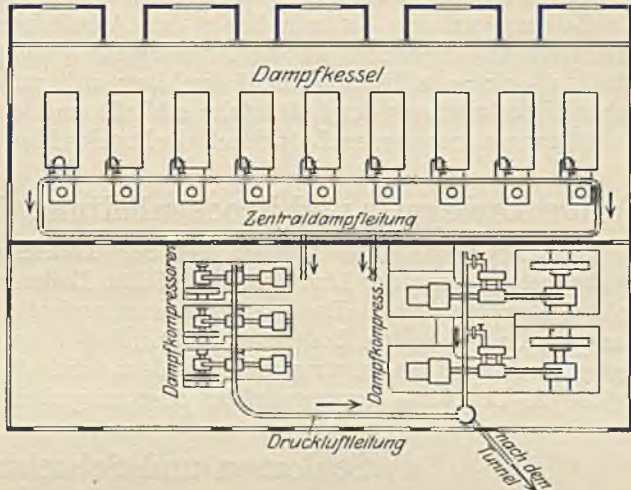


Abb. 321. Druckluftherzeugung mit Dampfkompressorenanlage (Elbtunnel Hamburg).

An die Druckluftkammer wird die Leitung durch Druckschläuche angeschlossen, deren Länge so bemessen werden muß, daß sie einem plötzlichen Absinken des Senkkastens gefahrlos folgen können. In die Druckluft Räume wird die Luft durch ein Schachtrohr oder unmittelbar durch die Decke der Arbeitskammer eingeführt. Bei Gründungen in wenig durchlässigem Boden, bei denen eine künstliche Entlüftung der Arbeitskammer erforderlich ist, muß die Leitung nahezu bis zur Sohle der Arbeitskammer reichen, damit die Frischluft mit Sicherheit an die Arbeitsstelle gelangt. Die Leitungsmündung wird mit einem selbsttätigen Rückschlagventil versehen, das sich bei plötzlicher Unterbrechung der Luftzufuhr schließt und das Entweichen der in dem Arbeitsraume enthaltenen Luft durch die Druckluftleitung unmöglich macht (§ 7).

c) Trockenlegung und Trockenhaltung der Druckluft Räume.

Die Druckluft Räume werden bei der Druckkastengründung meist erst trockengelegt, wenn der Druckkasten auf dem Boden steht und bis zum Wasserspiegel übermauert ist. Das in den Räumen enthaltene Wasser wird bei durchlässigem Boden in den Boden gedrückt. Bei undurchlässigem Boden müssen besondere Rohrleitungen vorgesehen werden, durch die das Wasser durch die entweichende Druckluft herausgedrückt oder mitgerissen werden kann.

d) Schleusen und Schachtrohre.

1. Allgemeine Ausbildung und Anordnung.

Der Verkehr zwischen den Druckluft Räumen und der Außenluft wird durch die Schleusen vermittelt. Dies sind allseitig geschlossene Kammern, die mit wenigstens zwei Klappen oder Türen versehen sind, von denen die innere zwischen Druckluft Raum und Schleuse, die äußere zwischen der Schleuse und der Außenluft sitzt. Bei dem Einschleusen ist die Innentür geschlossen, die Schleuse zur Außenluft offen, dann wird nach Eintritt der Arbeiter die Außentür geschlossen und die Schleuse durch eine unmittelbar von der Hauptdruckluftleitung her führende Leitung (§ 15) mit verdichteter Luft gefüllt. Die Füllung vom Arbeitsraum her, die viel geschieht, ist unzweckmäßig, weil dabei die zu warme verbrauchte Luft eingeatmet werden muß. Sobald die Luft in der Schleuse den in der Arbeitskammer herrschenden Druck erreicht hat, kann die Innentür geöffnet werden. Beim Ausschleusen wird die Druckluft nach Abschluß der Innentür durch einen Hahn in die Atmosphäre abgelassen.

Die Schleusen liegen bisweilen in oder unmittelbar über der Arbeitskammer und sind dann mit den außenliegenden Arbeitsstellen durch wasserdichte Schächte verbunden, die mit der Außenluft unmittelbar in Verbindung stehen. Gebräuchlicher und auch billiger ist jedoch die Anordnung der Schleusen über der Wasserlinie und ihre Verbindung mit den Arbeitsräumen durch Schachtrohre, die ständig mit Druckluft gefüllt sind. Die tiefe Lage der Schleusen hat den Vorteil, daß durch den Fortfall der unter Druck stehenden Steigerohre die Luftverluste geringer werden, daß die Steigeschächte ohne Abheben der Schleusen verlängert werden können und die Zeitdauer des Aufenthaltes in der Druckluft verkürzt wird. Sie bietet aber geringere Betriebsicherheit als die hochliegende Anordnung. Durch Wassereinträge oder plötzliches Eindringen größerer Bodenmassen in die Arbeitskammer kann die Handhabung der tiefliegenden Schleusen unmöglich gemacht werden, während bei den hochliegenden Schleusen in solchem Falle die Schachtrohre den Arbeitern als Zufluchtsräume dienen. Ferner können die in der Decke oder Kammer fest eingebauten Schleusen in der Regel bei anderen Ausführungen nicht wieder verwendet werden. Auch müssen die Schachtrohre bei tiefliegenden Schleusen oft durch

Lenzpumpen trocken gehalten werden. Abb. 316 und 324 zeigen die Anordnung hochliegender Schleusen.

Die Schleusen werden ausschließlich aus Flußeisen hergestellt. Wegen der häufigen Spannungswechsel, denen die Schleusenwände ausgesetzt sind, müssen an die Güte der verwendeten Baustoffe besonders hohe Anforderungen gestellt und die Baustoffbeanspruchungen entsprechend niedrig gehalten werden. Andererseits ist durch entsprechende Ausbildung der Einzelteile dafür zu sorgen, daß das Schleusengewicht nicht zu groß wird. Gewöhnlich bestehen die Schleusen aus stehenden oder liegenden Blechzylindern, die an den Grundflächen durch gekrümmte Blechböden abgeschlossen sind. In der Einzeldurchbildung ähneln sie sehr den Dampfkesseln.

2. Durchbildung der Einzelheiten.

Schleusentüren. Die Türen müssen aus Sicherheitsgründen in Personenschleusen stets (§ 13), in den Materialschleusen nach Möglichkeit auf der Seite des größeren Druckes liegen, damit sie durch den Luftdruck auf ihren Sitz gepreßt werden und sich erst nach dem Druckausgleich öffnen lassen. Eine Ausnahme ist nur für die sogenannten Materialhosen (vgl. S. 288) nach den Vorschriften gestattet, „bei denen die untere Tür von außen sich anlegen darf unter der Voraussetzung, daß sie nicht plötzlich geöffnet werden kann und auch während des Öffnens gegen den Luft- und Materialdruck zurückgeschlossen werden kann (§ 14)“. Die Vorschriften sind in diesem Punkte nicht scharf genug. Es gibt gute Materialschleusenausbildungen, bei denen unter Verwendung einer Zwischenklappe die Außenklappe auch durch die Druckluft angepreßt wird, so daß ein willkürliches Öffnen unmöglich ist. Da das Leben der Arbeiter von einer solchen Klappe abhängen kann, ist die Weichheit der Behördenvorschrift in diesem Punkte ganz unverständlich. Auch die beste automatische Sicherung gegen Öffnen einer nach außen klappenden Tür kann versagen.

Die Schleusentüren werden als Schiebe- oder Drehtüren ausgebildet. Die Türklappen müssen derart beweglich sein, daß sie sich beim Schließen der Tür ohne jede Zwängung am ganzen Umfange dicht gegen die Anschlagfläche legen. Bei den Drehtüren befestigt man daher die Türbänder an der Klappe derart, daß sich beide gegeneinander drehen können. Abb. 324 a und 324 b zeigen in dieser Weise ausgebildete Drehtüren. Die Schiebetüren werden so an den Laufrollen aufgehängt, daß sie ohne Beeinflussung der Laufrollen geringe Bewegungen in der Richtung der Durchgangsöffnung ausführen können (Abb. 322 a bis 322 c). Die Türansschläge müssen völlig eben und sauber bearbeitet sein. Die Verbindungen zwischen den Anschlagleisten und der Schleusenwand dürfen nicht über die Anschlagfläche hinausragen. Die Tür und Anschlagfläche werden am besten und sichersten durch einen am Umfange der Türklappe befestigten Gummiwulst gegeneinander abgedichtet.

Es empfiehlt sich, hierfür nur reine, gute Gummisorten zu verwenden, weil minderwertiger Gummi durch den häufigen Wechsel der Beanspruchung sehr schnell seine Nachgiebigkeit verliert. Das Gummi muß verhältnismäßig hart sein, weil es sonst bei starkem Überdruck herausgequetscht wird. Wie stark die Pressung auf die Gummileiste ist, geht daraus hervor, daß bei 20 m Wassertiefe auf einer Tür von $0,7 + 1,20$ bereits 17 t Überdruck



Abb. 322 c. Querschnitt.

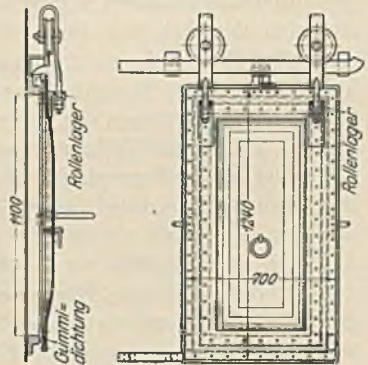


Abb. 322 a und 322 b. Längsschnitt.

Abb. 322 a bis 322 c. Schleusenschiebetür.

lastet, d. h. auf jedem cm Gummileiste 45 kg, also fast 1 Zentner. Der Gummiwulst muß so befestigt werden, daß er sich leicht auswechseln läßt. Eine Befestigungsweise, die sich als sehr zweckmäßig erwiesen hat, zeigt Abb. 322 c. Auch bei sorgfältig bearbeiteten Anschlagflächen zeigen sich meist wegen der notwendigen Härte der Gummileiste zwischen ihm und der Anschlagfläche eine Reihe kleiner Undichtigkeiten, die erst verschwinden, wenn auf der Tür ein gewisser Überdruck lastet. Die Folge ist, daß das Einschleusen durch eine plötzliche Drucksteigerung eingeleitet werden muß, während beim Ende des Ausschleusens der Druckabfall sehr rasch vor sich geht. Da beides gesundheitsschädlich ist, müssen die Türen der Schleusen, die von Personen benutzt werden, mit Schraubenbügeln oder Hakenhebeln versehen sein, durch die die Türklappen vom Inneren des Schleusenraumes aus gegen den Anschlag gepreßt werden können. Abb. 324 zeigt eine Schleusentür mit Schraubenbügel, Abb. 322 und 327 eine solche mit Hakenhebel. Trotz dieser Einpressung ist die Undichtigkeit meist noch so groß, daß in wenig Sekunden ein Überdruck von 0,2 bis 0,3 at oder am Ende des Ausschleusens ein entsprechender Druckabfall in den Kauf genommen werden muß. Bei Anfängern treten dann leicht die bei diesen geringen Drücken allerdings ungefährlichen Ohrenscherzen ein.

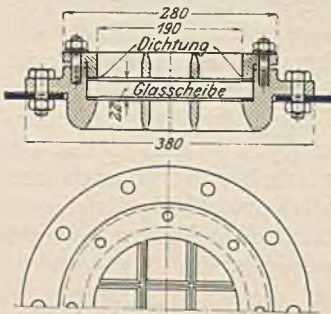


Abb. 323. Schleusenfenster.

Schleusenfenster. Die Schleusen werden bei Tage durch starke Glasfenster beleuchtet, die durch kräftige Eisengitter in kleine Felder geteilt und gegen Beschädigungen geschützt sind. Abb. 323 veranschaulicht ein zur Schleuse Abb. 324 gehöriges Fenster. Um bei der Beschädigung eines Fensters starke Luftverluste zu verhüten, empfiehlt es sich, an der Innenseite eine Klappe anzubringen, durch die die Fensteröffnung luftdicht abgeschlossen werden kann. Bei Nacht werden die Schleusen wie die Druckluft Räume elektrisch beleuchtet. Die Beleuchtung soll stets durch zwei unabhängig voneinander beschickte Stromleitungen erfolgen. Nichts

wirkt ungünstiger auf das Nervensystem der schon stets scharf angespannten Preßluftleute, als ein völliges Versagen der Beleuchtung. Man muß bedenken, daß sich der Arbeiter dann oft tief unter dem Wasser oder in der Erde befindet, daß alle Geräusche usw. dann viel erschreckender auf den Menschen einwirken. Trotz doppelter Stromleitungen ist es aber bei Preßluftausführungen des Verfassers vorgekommen, daß innerhalb kurzer Zeit beide Kreise durchgeschlagen waren. Für diese Fälle soll jeder Mann ein Talglicht und Streichhölzer bei sich haben. Die sonst empfohlene elektrische Taschenlampe ist oft gerade dann nicht in Ordnung, wenn sie am nötigsten gebraucht wird.

3. Schleusenarten.

In den weiteren Einzelheiten ist die Durchbildung der Schleusen je nach dem Zwecke, dem sie dienen sollen, sehr verschieden. Bei kleinen Druckluftkammern und geringem Druck begnügt man sich meist mit einer Schleuse, die dann gleichzeitig der Personen- und Bodenförderung und der Baustoffzufuhr dient. „Getrennte Schleusen mit besonderen Steigschächten müssen vorhanden sein, wenn der Überdruck 1,3 kg/qcm übersteigt. An Stelle von zwei getrennten Schächten kann mit Zustimmung des zuständigen Aufsichtsbeamten ein Steigschacht mit zwei getrennten Abteilungen benutzt werden, sofern dadurch der Personenverkehr nicht erschwert oder verhindert wird. Weitere Ausnahmen kann der zuständige Aufsichtsbeamte zulassen, wenn die Arbeitsräume so klein oder so gestaltet sind, daß zwei Steigschächte oder ein Steigschacht mit getrennten Abteilungen oder zwei Schleusen nicht angebracht werden können, oder wenn die

besonderen Verhältnisse eine Abweichung von den Vorschriften notwendig machen; jedoch ist unter allen Umständen dafür zu sorgen, daß die Arbeiter im Notfall schnell ins Freie gelangen können (§ 10).“

Personenschleusen. Es sollen hier zunächst nur die reinen Personenschleusen beschrieben, die Sonderzwecken dienenden Vorrichtungen dagegen später gleichzeitig mit den betreffenden Arbeiten behandelt werden.

„Die Personenschleusen müssen mindestens 1,85 m hoch sein und für jede gleichzeitig auszuschleusende Person mindestens 0,75 cbm Luftraum besitzen.“ „Bei einem Überdrucke von mehr als 1,3 kg/qcm ist die Personenschleuse mit Sitzgelegenheit zu versehen.“ „Sind die Schleuseneingänge nur durch Leitern oder Treppen zu erreichen, so sind vor den Eingangsöffnungen Bühnen mit Geländern anzubringen (§ 13).“ „Die Luftleitungen sind so zu legen, daß sie die Benutzung der Schleusen nicht erschweren. Die Öffnungen zum Einlassen der Preßluft sind so anzubringen, daß die in der Schleuse befindlichen Personen nicht unmittelbar von dem Luftstrahl getroffen werden (§ 16).“ Von diesen Forderungen ist die

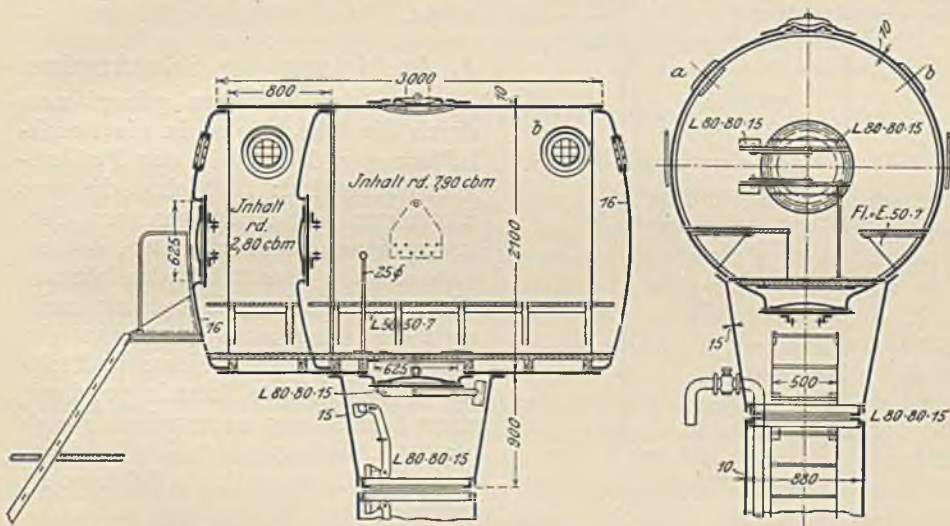


Abb. 324 a.

Abb. 324 b.

Abb. 324 a und 324 b. Personenschleuse, die im Bedarfsfalle als Krankenschleuse benutzt werden kann.

nach einem Mindestluftraum ohne jede Bedeutung. Da man dauernd frische Luft zuströmen lassen kann, so kann der Zweck stets dadurch erreicht werden — auch bei einer mit Leuten vollgepreßten Schleuse, wie es im Betrieb oft genug vorkommt —, daß man bei Einblasen der Luft den Ausblasehahn etwas öffnet, so daß eine schwache Durchströmung stattfindet. Die Forderung, daß die Menschen nicht von dem Luftstrom getroffen werden dürfen, ist aber sehr wichtig, weil der Preßluftmann sehr zu rheumatischen Erkrankungen neigt.

Abb. 324 a und 324 b zeigen die Personenschleuse, die auf der Kieler Taucherglocke Abb. 316 angebracht war. Die Schleuse war ein liegender Zylinder von 3,00 m Länge und 2,10 m Durchmesser mit einem konischen Stutzen für den Anschluß an die 0,88 m weiten Schachtrohre. Der Schleusenraum war durch eine Zwischenwand mit Tür in zwei Abschnitte geteilt, von denen der kleinere zum Durchschleusen weniger Personen (Aufsichtsbeamten) bei geringem Luftverbrauch diente, während der größere für die Schleusungen beim Schichtwechsel benutzt wurde. Der größere Raum wurde gegen das Steigrohr durch eine Klappe abgeschlossen, die in der Durchgangsöffnung nach dem konischen Stutzen angebracht war. Die an den Schleusenwänden angeordneten Sitzbänke waren so lang, daß auf ihnen im Bedarfsfalle Erkrankte ausgestreckt liegen konnten.

Die Anbringung einer Vorschleuse hat dazu den großen Vorteil, daß der Verkehr zwischen Arbeitsraum und Schleuse nicht so oft unterbrochen wird, wie es bei dem Schließen der Klappe über dem Steigrohr sonst nötig wäre. Die Arbeiter

können sich auch bei nicht geschlossener Klappe stets in die Schleuse retten, während sie sonst bei Gefahr im Schachtrohr bleiben müßten. Die Schleusenform gemäß Abb. 324 ist die zweckmäßigste; sie ist leicht zu erbauen und statisch zweckmäßig geformt. Verfasser hat bei Wiederherstellung des beschädigten Trockendocks V in Kiel eine ähnliche aus einem alten Dampfkessel erbauen lassen, die allen Ansprüchen voll genügt.

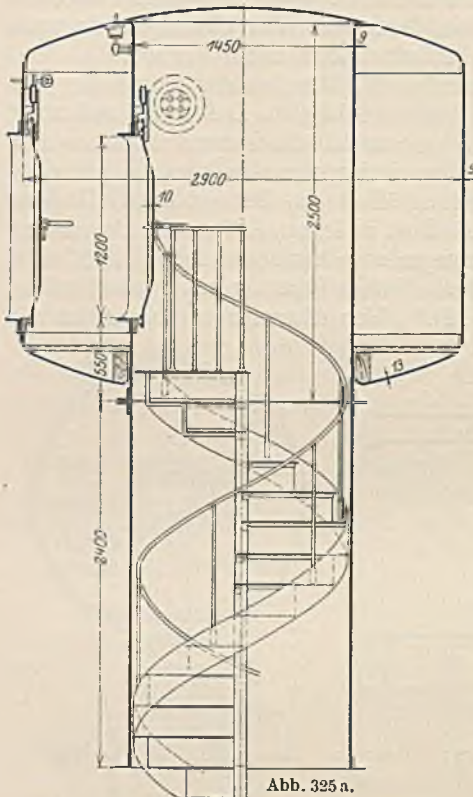


Abb. 325 a.

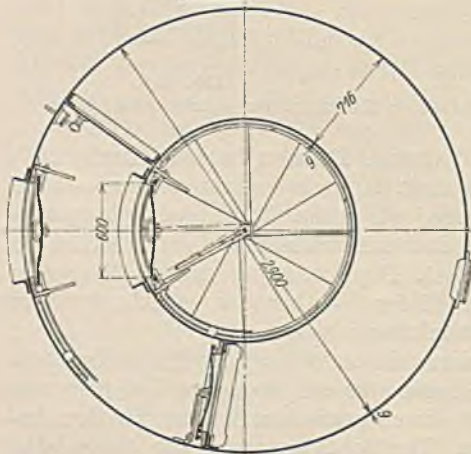


Abb. 325 b.

Abb. 325 a und 325 b. Personenschleuse beim Bau des Hamburger Elbtunnels.

4. Ausbildung der Schachtrohre.

Von den Schleusen gelangt man durch die Schachtrohre in die Druckluftkammer. Nach § 11 der Preßluftverordnung sind: „Schächte, die zum Einsteigen und Aussteigen von Personen dienen, so einzurichten, daß sie ohne Gefahr benutzt werden können. Wenn der höchste Überdruck mehr als 0,5 kg/qcm beträgt, ist einer der zum Personenverkehre dienenden Steigschächte mit einem Notaufzug und mit einer Einrichtung zu versehen, die es gestattet, Verletzte oder Kranke sicher und ohne Schaden in die Schleuse zu befördern.“

Die Schachtrohre setzen sich meist aus 1,00 bis 2,50 m langen zylindrischen oder elliptischen Blechrohren zusammen, welche an den Enden mit am besten innen liegenden Winkeisenflanschen gesäumt sind. Die einzelnen Rohrschüsse werden unter Einlegung von dichtenden Gummiringen zusammengeschraubt. Die Anordnung der Winkeisenflansche an der Außenseite bietet den Vorteil, daß die innere Rohrwand völlig glatt bleibt. Sie ist aber nur zu empfehlen, wenn die Außenseite der Schachtrohre während des Absenkens trocken zugänglich bleibt, so daß die Dichtungen jederzeit nachgeprüft werden können. Ist dies nicht der Fall, so ist es ratsam, sie mit

Innenflanschen zu versehen, deren Dichtigkeit von dem Drucklufttraume aus ständig überwacht werden kann. Gewöhnlich werden die Rohre mit Steigleitern ausgerüstet (Abb. 324). Bei größeren Absenktiefen sind diese jedoch

recht unbequem, bei größerem Druck können sie bei etwaigen Schwindel- oder Ohnmachtsanfällen geradezu gefährlich werden. Verfasser fiel bei der Reparatur der Kieler Docks einmal fast einen solchen Schacht hinab, weil er mit den Händen in eine gebrochene, elektrische Leitung, die nicht vorschriftsmäßig lag, hineingeriet und Kurzschluß bekam. Mehr zu empfehlen ist bei großen Höhen die Anordnung von Wendeltreppen, wie sie die Abb. 325 der beim Bau des Hamburger Elbetunnels verwendeten Schachttrohre der Personenschleuse zeigt. Diese Anordnung ist aber so teuer, daß sie nur bei großen Bauausführungen zur Anwendung gelangt ist. Am unteren Ende müssen die Steigrohre durch eine, nach Art der Schleusentüren ausgebildete Klappe gegen den Druckluftraum abgeschlossen werden können, damit man beim Einsetzen neuer Schachttrohre die Schleusen ohne Entleerung der Druckluft Räume abheben kann.

Bei den Gründungen mit Druckkasten werden die Steigrohre in der Form von Schächten ummauert, die das Wiedergewinnen der Rohre nach Beendigung der Druckluftarbeiten ermöglichen.

Bei Eisenbetonsenkasten hat man die Schachttrohre oder wenigstens deren Anschluß an die Arbeitskammerdecke auch aus Eisenbeton hergestellt.

e) Die Bodenförderung.

1. Lösen des Bodens.

Bei den Taucherglockengründungen ist, wie erwähnt, eine nennenswerte Bodenförderung nur selten erforderlich. Die Druckkasten durchfahren dagegen wie die Brunnen die über der Gründungsschicht liegenden Bodenschichten, die in der Arbeitskammer gelöst werden müssen. Es sind daher bei dieser Gründungsart meist recht beträchtliche Bodenmengen zu fördern.

Der Boden wird ausschließlich im Trocknen gelöst. Die Beseitigung etwaiger Hindernisse sowie das gleichmäßige Absenken durch entsprechende Regelung des Aushubes bietet infolgedessen keine großen Schwierigkeiten. Darin besteht der große Vorzug der Druckkastengründung vor der Brunnengründung. Zum Zertrümmern größerer Hindernisse oder für das Lösen festerer Bodenarten können sogar leichte Sprengladungen zu Hilfe genommen werden. Gegen Schädigungen durch die Sprenggasse sind die Arbeiter dabei durch erhöhte Luftzufuhr, besser aber durch Verlassen der Arbeitsräume zu schützen.

2. Zufuhr nach den Förderanlagen.

In kleineren Arbeitsräumen wird der Boden den Förderanlagen zugeworfen, bei größeren Abmessungen der Arbeitskammer durch Förderwagen zugeführt. Die Fördergleise für diese Wagen werden entweder auf der Sohle des Arbeitsraumes verlegt oder an der Arbeitskammerdecke angebracht. Abb. 316 zeigt eine Förderanlage, bei der die Fördergefäße an der Decke des Arbeitsraumes an Hängebahnen laufen.

3. Förderung des Bodens.

Aus der Druckluftkammer wird der Boden auf verschiedene Weise in die Außenluft befördert.

Schleusenförderung. Am gebräuchlichsten ist die Förderung durch Schleusen. Die Bodenförderschleusen bestehen gewöhnlich aus einem in der Verlängerung der Schachttrohre liegenden zylindrischen Mittelraum und zwei Seitenräumen, den Materialhosen, die durch Türen mit dem Mittelraum und der Außenluft in Verbindung stehen. In dem Mittelraum sind die Winden untergebracht, die den Boden in Kübeln durch die Schachttrohre hochziehen. Schachttrohre mit Innenflanschen müssen besondere Führungsleisten, die dicker als die

Flanschen sind, erhalten, die verhindern, daß sich der Kübel beim Aufziehen oder Herablassen festhängt. Aus dem Mittelraum, der stets unter Luftdruck bleibt, wird der Boden abwechselnd in die Hosen geschüttet und von dort ausgeschleust. Dient die Schleuse, wie das bei kleineren Ausführungen zulässig

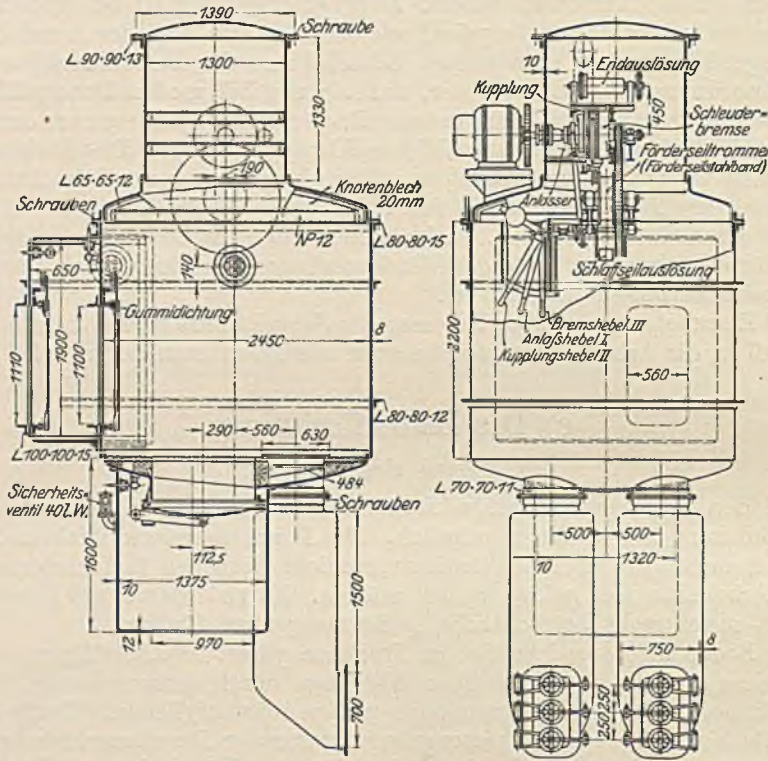


Abb. 326 a und 326 b. Längsschnitte.

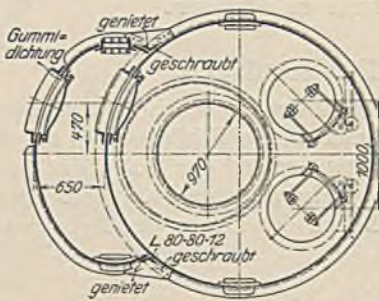


Abb. 326 c. Querschnitt.



Abb. 326 d. Ausbildung der Erdhosen.

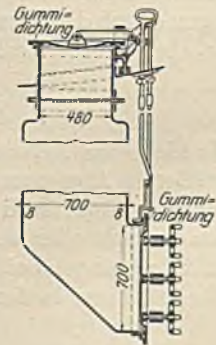


Abb. 326 e.

Abb. 326 a bis 326 e. Bodenförderschleuse.

ist, gleichzeitig als Personenschleuse, so wird der Mittelraum mit einem Klappenverschluß nach dem Schachtrohre versehen, und dadurch die Möglichkeit geschaffen, die ganze Schleuse einschließlich der Vorräume für das Einschleusen der Belegschaft zu benutzen. Auch bei Trennung zwischen Personen- und Materialschleusen empfiehlt sich die Anbringung einer solchen Klappe, damit die Förderschleuse im Notfalle als Personenschleuse dienen kann.

Die Förderkübel werden bei kleinen Anlagen durch Handwinden mittels Seilrollen, bei größeren Ausführungen mit maschinell betriebenen Windenvorrichtungen hochgezogen. Die Förderwinden werden heute fast ausschließlich durch Elektromotoren angetrieben, von denen in der Regel nur die Antriebswelle durch eine Stopfbüchsendichtung in den Schleusenraum geführt wird. Statt der Förderwinden hat man auch Vertikalbagger und Paternosterwerke verwendet.

Die Förderkübel werden durch Kippen in die Seitenräume der Schleuse entleert. Das Ausräumen der Seitenkammern läßt sich bei leicht beweglichem Boden dadurch ersparen, daß man ihnen die Form von Schüttrinnen gibt, aus denen der Boden nach dem Öffnen der äußeren Verschlusstür von selbst in die Förderwagen fällt. Die Verschlusstür der Schüttrinne schlägt bei dieser Anordnung nach außen, also nach der Seite des kleineren Druckes auf, muß deshalb in geschlossenem Zustande gegen die Anschlagfläche gepreßt und gegen vorzeitiges Öffnen gesichert werden (Materialhosen, § 14 der Verordnung). Die mit dem Ausschleusen des Bodens verbundenen Luftverluste lassen sich gleichzeitig dadurch auf ein Mindestmaß beschränken, daß man den Schüttrinnen oder Erdhosen die Größe des einfachen oder mehrfachen Kübelinhaltes gibt, so daß sie beim Ausschleusen völlig mit Boden gefüllt sind. Da die Erdhosen für das Durchschleusen von Personen nicht benutzt werden können, muß bei einer derartigen Schleuse an dem Förderraum ein Vorraum angebracht werden, durch den das Bedienungspersonal ohne Betriebsunterbrechung ein- und ausgeschleust werden kann.

Abb. 326 a bis 326 c zeigen eine solche von der Holzmann A.-G. beim Absenken des Fahrschachtes für den Hamburger Elbetunnel benutzte Schleuse. Die äußere Verschlusstür der Erdhose wurde durch Schraubenspindeln gegen die Anschlagflächen gepreßt. Die Erdhose wurde durch einen Dreiwegehahn, der vom Innern der Schleuse aus bedient wurde, abwechselnd mit dem Mittelraume der Schleuse und der Außenluft verbunden. Mit dem Hahne und der inneren Verschlussschleuse standen Gestänge in zwangläufiger Verbindung, die sich bei Verbindung der Erdhose mit den Luftdruckräumen und beim Öffnen der inneren Verschlussschleuse vor die äußere Verschlussschleuse schoben und dadurch dem außenstehenden Bedienungsmann anzeigen, daß die äußere Tür nicht geöffnet werden durfte. Bei entgegengesetzter Stellung des Hahnes und bei geschlossener Innenklappe gaben die Gestänge die äußere Klappe frei. Abb. 326 d und 326 e zeigen die Einzelheiten der Erdhosen. In ähnlicher Weise läßt sich die Sicherung gegen vorzeitiges Öffnen durch eine Signalscheibe erzielen, die sich in der Gefahrstellung vor das Handrad der einen Schraubenspindel der äußeren Verschlusstür schiebt. Nach Entleeren der Hose und Abschluß der Außentür gibt der außenstehende Arbeiter dem Bedienungsmann in der Schleuse durch Klopfen das Zeichen zum Umstellen des Hahnes. Trotz aller Signaleinrichtungen bietet diese Hose keine volle Sicherheit.

Die Bodenhosen mit nach außen schlagender Klappe können durch andere ersetzt werden, die gemäß Abb. 327 eine innere Zwischenklappe zur Auflage des Bodens und eine äußere Dichtungs- oder Zwischenklappe besitzen, die nach innen schlägt. Diese Einrichtung ist so einfach, daß sie stets angewendet werden sollte. Sie wird in der Weise bedient, daß nach Ausblasen der Preßluft bei oben geschlossener Klappe zuerst die unterste Dichtungs- oder Zwischenklappe *a* hochgeklappt wird. Dann wird der Riegel, der durch eine Stopfbüchse geführt ist oder der auch an der inneren Auffang-

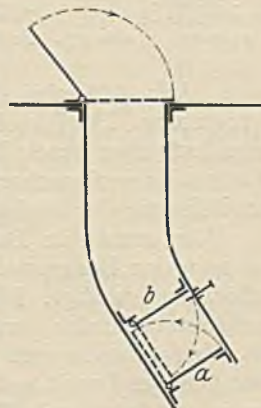


Abb. 327. Bodenhose mit innerer Zwischenklappe.

klappe sitzen kann, zurückgeschlagen, so daß die Klappe *b* nun von selbst über die Klappe *a* fällt. Sie schützt dabei zugleich große Teile der Gummidichtung der Klappe *a*. Der Boden stürzt dann heraus. Der Nachteil dieser Klappen ist, daß sie um den Durchmesser der Materialaosen länger werden müssen als die mit nach außen schlagender Klappe. Ihr ausschlaggebender Vorteil ist aber, daß sie niemals gegen den Luftdruck geöffnet werden können. Die Sicherungsvorrichtungen der Hosen mit nach außen schlagender Klappe können so gut wie nur irgend denkbar durchgebildet sein: einmal tritt doch ein Versager ein, und dann ist das Leben der Arbeiter im unteren Raum auf das höchste gefährdet. Dem Verfasser wurde ein Fall genannt, bei dem bei offener oberer Klappe der Arbeiter die untere Klappe nach Art der Abb. 326 löste. Nur durch die große Geistesgegenwart des Schleusenwärters, der die Oberklappe zuschlug, trotzdem er den geradezu furchtbaren Luftstoß bekommen hatte, wurde großes Unglück

Abb. 328 b.



Abb. 328 a.

Abb. 328 a und 328 b. Schachtröhre für Bodenerförderung.

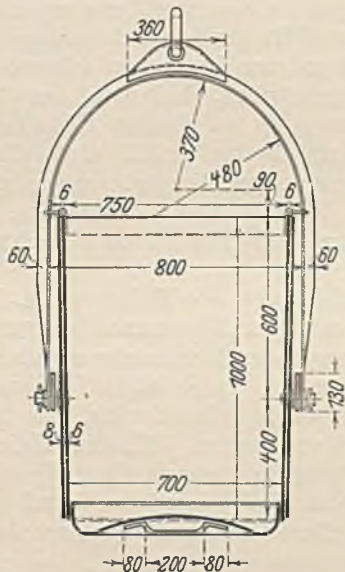


Abb. 329. Ausbildung der Förderkübel.

verhütet. Man soll stets an die Psyche der Arbeiter denken, die gegen die Gefahren der Betriebe, in denen sie täglich zu tun haben, sehr gleichgültig werden. Man sollte nicht das Leben vieler Arbeiter nur von der Aufmerksamkeit eines solchen Mannes abhängig machen, wenn eine andere, einfache Lösung mit voller Sicherheit wie in diesem Falle gegeben ist.

Die Förderwinde saß bei der vorbeschriebenen Schleuse (Abb. 326) an der Schleusendecke. Als Förderseil diente ein Stahlband. Die gefüllten Kübel (Förderlast 1200 kg) wurden mit Kraft bei einer Geschwindigkeit am Förderseil von 0,4 m/sec gehoben und gesenkt, der leere Kübel (200 kg) durch Nachlassen einer Bremse mit einer Geschwindigkeit von 2,4 m/sec abgelassen. Die Vorrichtung war für eine Höchstförderhöhe von 30 m gebaut.

Abb. 329 zeigt die in dieser Anlage verwendeten Kübel, Abb. 328 die Förderrohre. Die Kübel waren in Aufhängebügeln drehbar gelagert und wurden beim Aufziehen durch Klauen, die um die Bügel griffen, in ihrer Lage gehalten. Die mit Innenflanschen versehenen Förderrohre waren mit hölzernen Leisten zur Führung des hochgehenden Kübels versehen (Abb. 328 a und 328 b).

Förderung in Baggerschächten. Statt der Förderung durch Schleusen hat man den Boden durch Baggern in offenen, mit der Außenluft verbundenen Schächten beseitigt. Die Schächte reichten in der Arbeitskammer bis unter die Senkkastenschneide hinab und waren dementsprechend bis zur Höhe des äußeren Wasserstandes mit Wasser gefüllt. Dieser, bei jedem oben offenen, unten aber genügend weit unter die Unterkante der Arbeitskammer reichenden Rohr von selbst eintretende Wasserverschluß verhindert, daß die Druckluft des Arbeitsraumes durch den Baggerschacht entweichen kann. Diese Sicherung ist aber nur so lange vorhanden, als nicht bei zu stark angespanntem und unten vielleicht in dem Boden abgedichtetem Kasten größere Mengen von Preßluft durch den Boden in den Schacht eintreten und nun Wassermassen nach oben herausreißen. Der unter die Schneide reichende Schacht kann ferner bei plötzlichem Absinken des Senkkastens durch Auftreffen auf den Boden beschädigt werden und dann einen Luftausbruch verursachen. Unachtsamkeit in der Überwachung der im Schachte

stehenden Wassersäule kann den gleichen Unfall herbeiführen. Diese Art der Bodenförderung hat sich als gefährlich erwiesen und ist deshalb nicht zu empfehlen.

Förderung durch Druckluftgebläse. In weichflüssigen Bodenarten sowie in Sandboden wird der Aushub vielfach mit Hilfe der Druckluft durch Rohrleitungen gefördert, die durch die Decke der Arbeitskammer führen und an der Durchtrittsstelle sowie an der Mündung in den Drucklufttraum mit Abschlußvorrichtungen versehen sind. Beim Öffnen dieser Abschlüsse entweicht die Druckluft durch das Rohr und reißt die vor seiner Mündung liegenden leicht beweglichen Bodenteile mit. Durch Anhäufen des Bodens vor der Rohrmündung kann eine ununterbrochene Förderung bei möglichst kleinen Luftverlusten erreicht werden. Um die Entnahmestelle innerhalb gewisser Grenzen verlegen zu können, läßt man die Leitung in der Arbeitskammer zweckmäßig in einem Druckschlauch endigen. Diese sehr einfache Vorrichtung besitzt jedoch den Nachteil, daß ihre Leistungsfähigkeit und Wirtschaftlichkeit vollkommen von der Sorgfalt abhängt, mit der ihr der Boden zugeführt wird. Die Rohrwände unterliegen ferner, besonders bei scharfkörnigem Boden sehr schnellem Verschleiß. Schließlich ist die Förderweise für Bodenarten, die reich an Einlagerungen (z. B. größere Steine) sind, nicht geeignet, weil die festen Teile leicht die Rohrmündung verlegen oder sich im Rohrrinnern festsetzen. Dagegen ist das Verfahren für das Reinigen und Einebnen der Gründungsschicht sowie das Trockenlegen und Reinigen der einzelnen Mauerwerkslagen bei der Taucherglockengründung sehr zu empfehlen. Abb. 324 b zeigt die obere Mündung eines hier in dem Schachtrohre der Personenschleuse hochgeführten Ausblaserohres. Das Prinzip ist im übrigen das gleiche wie bei der Mammutpumpe.

Wird der Eindringungswiderstand des Bodens so groß, daß die auf dem Senkkasten ruhende Überlast selbst bei völliger Freilegung der Schneide nicht ausreicht, um ihn zu überwinden, so kann der Senkkasten durch plötzliche Verminderung des Druckes in der Arbeitskammer zum Absinken gebracht werden. Zu diesem Zwecke werden gleichzeitig alle nach außen führenden Hähne geöffnet und nach dem Absinken das eindringende Wasser durch erhöhte Luftzufuhr wieder zurückgedrängt. Dieses Mittel ist jedoch nicht zu empfehlen, wenn in dem Boden Hindernisse vorhanden sind, an denen sich der Senkkasten aufhängen kann. Es hat ferner den Nachteil, daß der plötzliche Druckabfall die Entstehung von Drucklufterkrankungen begünstigt. Die Vorschriften des § 6 der Verordnung sind dabei sorgfältig zu beachten. Das Mittel ist vielfach bei dem Absinken der Schächte für den St. Pauli-Tunnel in Hamburg angewendet worden. Die Folge sind starke Preßlufterkrankungen bei den Beamten und Arbeitern gewesen, die in dem Schacht während dieser Arbeit zur Kontrolle geblieben waren. Die Preßluftstöße sind deshalb so stark, weil durch das ruckweise Absinken des Kastens ein plötzliches Ansteigen des Druckes schlagartig eintritt. Das Verfahren sollte nur angewendet werden, nachdem alles Personal die Kammer verlassen hat.

f) Mauerwerksarbeiten.

1. Ausfüllen der Druckkasten.

Bei der Druckluftsenkkastengründung beschränken sich die unter Druckluft auszuführenden Mauerwerksarbeiten auf das Ausfüllen der Arbeitskammer mit Mauerwerk oder Beton. Bei dieser Arbeit muß die Druckluft so lange behalten werden, bis der Füllkörper den gegen ihn wirkenden Wasserdruck aufnehmen kann. Auf möglichst guten und dichten Anschluß der Füllmassen an

die Druckkastendecke ist besondere Sorgfalt zu verwenden. Nach dem Erhärten des Füllmauerwerkes wird die Druckluft abgelassen, die Schleusen und die Schachtröhre werden entfernt und die Steigerrohrschächte in atmosphärischer Luft ausgemauert oder mit Beton gefüllt.

Der in Abb. 313 dargestellte Druckluftsenkkasten wurde in folgender Weise ausgefüllt. Als die Schneide 5 bis 9 cm über der Gründungsschicht stand, wurde der Senkkasten unter jedem Querträger durch zwei kräftige Holzstempel abgefangen, die ihrerseits auf Eichenbohlen standen, darauf der Arbeitsraum ausbetoniert, die Druckluft abgelassen und Schleusen und Schachtröhre entfernt. Die Schachtöffnungen in der Übermauerung wurden mit Hilfe eines Trichters geschlossen. Wie wichtig die Ausfüllung solcher Arbeitskammern mit völlig unangreifbarem Beton ist, hat der Bau der Sternbrücke über die Elbe in Magdeburg gezeigt. Hier waren artesische, höchst betongefährliche Quellen im Untergrund vorhanden, die einen höheren Druck besaßen als das Grundwasser. Der Beton wurde zersetzt, die Pfeiler sind dann durch Treiberscheinungen des Betons völlig zerstört worden. Man sollte deshalb die Druckluft besser erst dann ablassen, wenn der Beton gut erhärtet und in den unteren Schichten auch abgebunden hat.

2. Ausführung des Mauerwerkes unter einer Taucherglocke.

Bei der Taucherglockengründung bildet die Ausführung des Mauerwerkes den Hauptteil der Druckluftarbeiten. Es handelt sich dabei meist um die Herstellung größerer zusammenhängender Mauerwerkskörper, die sich aus einzelnen Schichten und innerhalb der Schichten aus einzelnen nebeneinander liegenden Körpern von der Größe der Glockengrundfläche zusammensetzen, wie das die

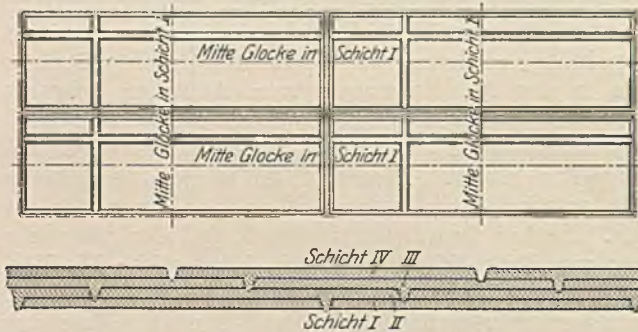


Abb. 330. Ausführung zusammenhängender Mauerwerkskörper unter der Taucherglocke.

Schichten zu verhüten. Um diese Arbeiten im Trocknen ausführen zu können, muß die Glockenschneide beim Beginn einer neuen Schicht etwas unter der Oberfläche der alten stehen. Diese Gräben 2. Ordnung, in denen die Glockenschneide in den einzelnen Schichten stehen soll, müssen also schon bei der Ausführung der vorhergehenden angelegt werden (Abb. 316, S. 272). Das sachgemäße Schließen der Trennunggräben ist für die Einheitlichkeit des Mauerwerkes von außerordentlicher Bedeutung und erfordert deshalb größte Sorgfalt. Es wird dadurch erschwert, daß die Gräben erst bei der Ausführung der folgenden Mauerwerksschicht zugänglich sind und dann bis zur Oberkante der vorhergehenden Schicht voll Wasser stehen. Um die Arbeit möglichst zu erleichtern und gleichzeitig zu verhüten, daß sich durchgehende Stoßfugen im Mauerwerk bilden, werden die Glockenstellungen in den einzelnen Schichten gegeneinander versetzt (Abb. 330). Die dadurch zugänglich gemachten Gräben werden an den

Abb. 330 veranschaulicht. Diese Körper werden in der Längs- und Querrichtung durch die Gräben getrennt, in denen die Glockenschneide jeweils gestanden hat. Das Entstehen von Lagerfugen zwischen den einzelnen Schichten ist durch sorgfältiges Reinigen und Aufräumen der Oberfläche der alten Mauerwerkskörper vor dem Aufbringen neuer

Enden durch Betonschüttungen unter Wasser, hölzerne oder eiserne Schütztafeln gegen das Außenwasser abgeschlossen. Die Schütztafeln werden mit Dichtungswulsten versehen und durch Spannstanzen oder durch Absteifen nach der Wand der Arbeitskammer gegen das Mauerwerk gepreßt. Darauf wird der Grabenhohlraum durch Handpumpen oder einfacher durch Druckluftausblasen trockengelegt, sorgfältig gereinigt und im Trocknen mit Beton oder Mauerwerk ausgefüllt. Dieses Reinigen der Gräben ist nicht so einfach, wie es zuerst erscheint. Trotzdem bei dem Bau der Kieler Trockendocks das Reinigen der Gräben mit größter Sorgfalt geschehen sollte, waren sie, wie die Arbeiten bei der Reparatur der Docks zeigten, zum großen Teil mit zähem, flüssigem Schlamm gefüllt¹⁾. Das Reinigen der Gräben hatte während der Arbeiten so viel Zeit erfordert, daß man dazu übergegangen war, den Beton von der Grabenmitte aus nach den Seiten hinzuschütten in der Hoffnung, daß man durch das Schütten des weichen Betons den Schlamm nach den Seiten verdrängen würde. Die Hoffnung hat sich als irrig erwiesen.

Der Hauptnachteil der Druckluft-Gründungsart liegt darin, daß unter Abschluß der Öffentlichkeit Stampfbeton gemacht wird. Gleichfalls bei der Reparatur des Docks, die durch den Verfasser durchgeführt worden ist, hat sich gezeigt, daß der Zusammenhang der einzelnen Stampfbetonschichten ein so mangelhafter war, daß an der Stelle einer besonders starken Unterspülung zwei der unteren Stampfschichten sich von der Sohle abgelöst hatten und in den ausgespülten Kolk unter der Sohle gefallen waren. An den meisten Stellen war Triebsand zwischen die Stampfschichten gedrungen, ein Zeichen dafür, daß sich zwischen den Schichten Wasser bewegt hatte. Will man somit derartige Taucherglocken-Gründungen aus ganz besonderen Gründen durchführen, dann sollte man möglichst hohe Gußbetonschichten herstellen, nach wirklich gut ausgeführter Reinigung der nun viel höheren Gräben diese mit Schüttbeton füllen, der ja eine ganz geringe Versenkttiefe bekommt, vor allem aber durch starke Verdübelung der Schichten dafür sorgen, daß die Schubkräfte auch wirklich in den Fugen aufgenommen werden. Das Verfahren wird aber immer unsicher bleiben, darf auch nur ganz besonders erfahrenen Firmen zur Ausführung anvertraut werden.

3. Zufuhr von Beton und Mauerwerksstoffen.

Die Zufuhr der Mauerwerksmaterialien in die Druckluftkammer gestaltet sich verschieden, je nachdem Beton oder Mörtelmauerwerk ausgeführt wird. Der Beton wird in fertigem Zustande in die Arbeitsräume gebracht und muß hier lediglich verteilt und eingebaut werden. Er wird der Arbeitskammer durch Beton- oder Mörtelhasen oder besondere Betonschleusen (umgekehrt wie der Bodenaushub) zugeführt. Auch hier wird die Zufuhr wesentlich vereinfacht, wenn die Zufuhrkammern als Schütttrichter ausgebildet sind, die vollkommen mit Beton gefüllt werden und sich nach dem Druckausgleich in die Schachtröhre entleeren. Die Schütttrichter erhalten wie die Erdhasen zwei Klappen, die jedoch stets auf der Seite des stärkeren Druckes liegen. Abb. 321 und 332 zeigen zwei derartige, von der Holzmann A.-G. verwendete Betonschleusen.

Die Schleuse Abb. 321 gehörte zur Taucherglocke Abb. 316. Sie hatte die Form eines stehenden Zylinders von 2,50 m Höhe und 2,50 m Durchmesser. In ihr befand sich ein konischer Fülltrichter, der durch eine senkrechte Blechwand in zwei Abteilungen von je 1,50 cbm Fassungsraum geteilt war. Die eine Abteilung wurde mit der Druckluft verbunden und nach der Arbeitskammer entleert, die andere mit der Außenluft verbunden und von neuem mit Beton gefüllt usw. abwechselnd. Ihre Verschlussklappen lagen auf der Seite des größeren Druckes und waren mit Riegeln versehen, die zwangsläufig verhinderten, daß die

¹⁾ Behrend und O. Franzius: Z. Bauw. 1908.

untere Klappe durch die Betonlast aufgedrückt wurde, solange die obere offen stand. Die Druckluftzufuhr wurde wie bei den Erdhosen durch Dreiwegehähne geregelt. Zwei Arbeiter, die durch eine Vorschleuse in die Schleuse gelangten, bedienten die Hähne und reinigten die Dichtungsflächen der unteren Verschlussklappe zwischen den einzelnen Trichterfüllungen.

Abb. 332 zeigt eine Schleuse mit nur einem Fülltrichter, die in Verbindung mit der Bodenförderschleuse Abb. 326 benutzt wurde. Nach Beendigung des Bodenaushubes wurde der Abschlußdeckel der Bodenförderschleuse mit dem Windwerk abgehoben und durch den Deckel Abb. 332 ersetzt.

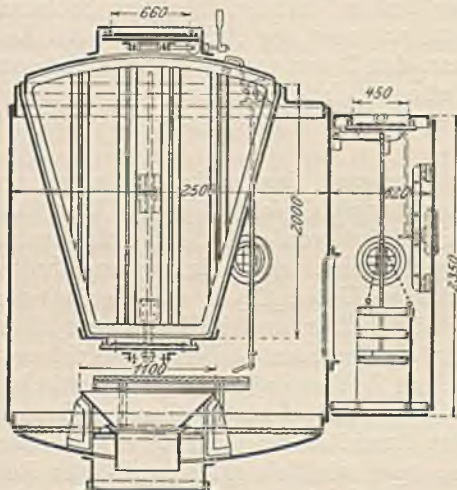


Abb. 331 a.

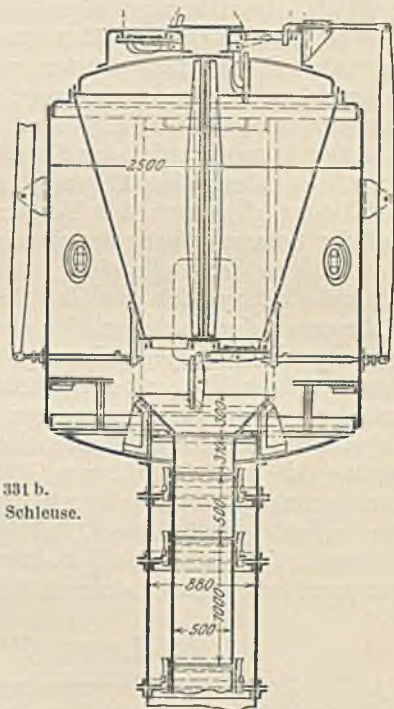


Abb. 331 b.

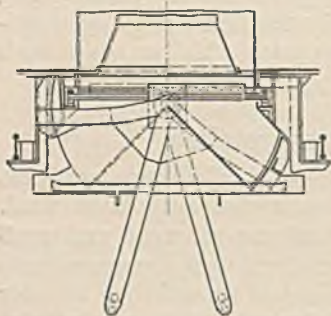
Abb. 331 a und 331 b.
Schnitte durch die Schleuse.Abb. 331 c. Verteilungsvorrichtung am
unteren Ende des Schachtrohres.

Abb. 331 a bis 331 c. Schleuse für Betonförderung.

Aus den Trichtern läßt man den Beton entweder frei durch die Schachtröhre in den Druckluftraum herabfallen, oder man versieht die Rohre mit einem Abschluß am unteren Ende und hält sie dauernd bis oben hin mit Beton gefüllt. Durch die zweite Anordnung wollte man verhindern, daß sich der Beton während des freien Falles entmischt, sie ist deshalb empfohlen worden. Versuche des Verfassers haben aber ergeben, daß der Beton sich bei freiem Fall durch die Luft so gut wie nicht entmischt, so daß gegen das freie Fallenlassen keine Bedenken zu erheben sind.

Die an die Schleuse Abb. 331 anschließenden Schachtröhre waren durch Klappen abgeschlossen. Abb. 331 c zeigt die am Schachtröhrende angebrachte Abschluß- und Verteilungsvorrichtung. Sie bestand aus einer zweiseitigen Rinne, deren Verschlüsse durch kräftige Gegengewichte gegen den Druck der Betonsäule zugehalten wurden. Bemerkenswert ist hier die Ausbildung der

Schachtrohre, in die ein 0,50 m weites Fallrohr lose eingesetzt war, das unter dem Fülltrichter in einem Schüttrumpf endigte. Das Fallrohr ließ sich leicht zur Reinigung herausziehen und verhütete, daß der herabfallende Beton die Schachtrohrwände durchscheuerte. Diese Ausführungsart kann als Vorbild gelten.

Innerhalb der Arbeitskammer wird der Beton durch Werfen oder auf Fördergleisen verteilt. In der Taucherglocke Abb. 316, S. 272, dienen zu diesem Zwecke Kübel, die auf Hängebahnen unter der Decke der Arbeitskammer liefern.

Für die Herstellung von Mörtelmauerwerk können der außerhalb der Druckluft Räume fertiggestellte Mörtel und kleinere Steine der Arbeitskammer in gleicher Weise durch Schleusen zugeführt werden wie der Beton. Für den gleichen Zweck lassen sich auch einfache, beiderseits durch Klappen verschlossene Schachtrohre benutzen, die mit einzelnen Plattformen zur Aufnahme der Baustoffe versehen sind. Die

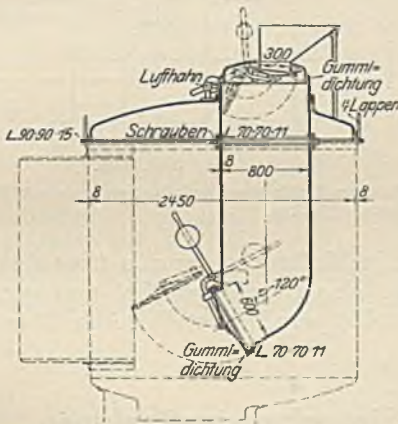


Abb. 332. Deckel zur Schleuse mit Betonförderhose.

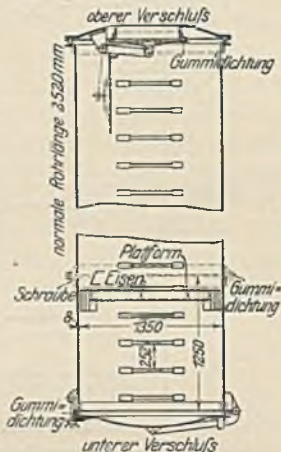


Abb. 333 a.



Abb. 333 b.

Abb. 333 a und 333 b. Für die Durchschiebung größerer Gegenstände oder größerer Massen eingerichtetes Schachtrohr.

Rohre (Abb. 333 a und 333 b) werden auf die ganze Höhe mit Baustoffen gefüllt und nach dem Einlassen der Druckluft nach dem Arbeitsraume entleert. Große Werkstücke (Werksteine, größere Eiseneinlagen) sind bei Druckluftsenkkastengründungen selten erforderlich. Bei Taucherglockengründungen werden sie zweckmäßig nicht durch eine Schleuse eingebracht, sondern von schwimmenden Kranen aus vorher an der Stelle versenkt, an der sie später unter der Glocke Verwendung finden sollen.

4. Verbinden einzelner Druckluftsenkkasten.

Die Herstellung größerer zusammenhängender Grundwerke mit Hilfe von Senkkasten ist nur ratsam, wenn sich eine Taucherglockengründung mit vorhergehendem Bodenaushub unter Wasser nicht anwenden läßt. Das Ausfüllen der Zwischenräume zwischen den Einzelkörpern bedarf besonderer Sorgfalt und bereitet ohne Zuhilfenahme der Druckluft meist große Schwierigkeiten.

Beim Bau einer Mole in La Pallice überbrückte man den Zwischenraum zwischen zwei Senkkasten durch ein Gewölbe, schloß ihn seitlich durch hölzerne oder eiserne Schütztäfel ab und führte in dem so gewonnenen Raume die Arbeiten unter Druckluft aus. Der Verkehr mit dem Arbeitsraume wurde durch eine im Abschlußgewölbe sitzende Schleuse vermittelt. Mit dem Fortschreiten

des Bodenaushubes wurde der seitliche Abschluß des Zwischenraumes nach unten verlängert.

Bei der Ausführung einer Seinekreuzung der Pariser Untergrundbahn wurde der Zwischenraum zwischen zwei Senkkästen seitlich durch Betonmauern geschlossen, die mit einer an festem Gerüste hängenden Taucherglocke ausgeführt

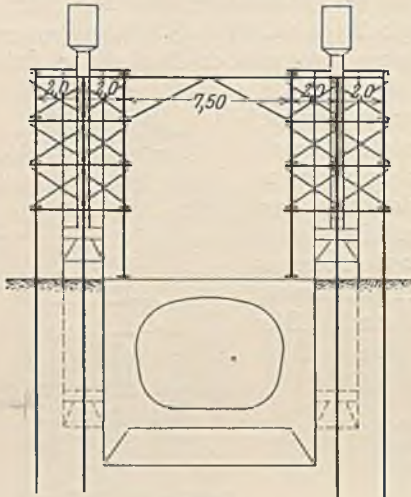


Abb. 334 a.

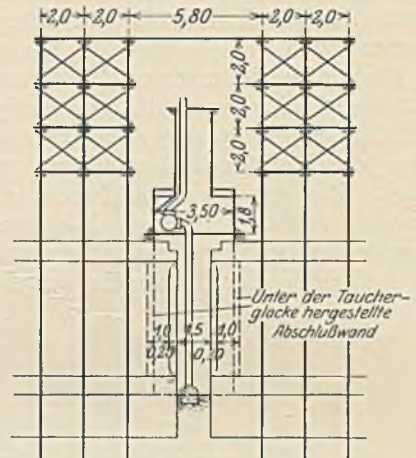


Abb. 334 b.

Abb. 334 a und 334 b. Verbindung der einzelnen Senkkästen durch Betonmauern mit Hilfe von Taucherglocken.

wurden. Nach Fertigstellung der Abschlußmauern wurde über den nunmehr allseitig geschlossenen Zwischenraum eine Glocke gestülpt und unter ihr die Verbindung zwischen den beiden Einzelkörpern hergestellt. Abb. 334 a und 334 b zeigen diesen Vorgang.

g) Gefahren und Sicherheitsmaßnahmen.

1. Gefahren allgemeiner Natur.

Außer den bei den einzelnen Betriebseinrichtungen bereits erwähnten Maßnahmen enthält die Preßluftverordnung zur Abwendung dieser Gefahren (vgl. S. 278) folgende Vorschriften:

Wassereinbruch. Ausreichende Wasserdichtigkeit und Festigkeit der Wandungen der Arbeitsräume (§ 3) und Prüfung aller Betriebseinrichtungen vor der Inbetriebnahme mit „Wasserdruck auf den einundeinhalbfachen Betriebsdruck, mindestens aber auf 3 kg/qcm“, bei Arbeiten von mehr als 0,5 kg/qcm Überdruck (§ 4) sollen dem Entstehen stärkerer Luftverluste vorbeugen.

Gute Verständigungsmöglichkeit zwischen den Arbeitsräumen und den äußeren Betriebsstellen soll das rechtzeitige Erkennen einer Gefahr sichern. „Von jedem Arbeitsraume muß eine zuverlässige Fernsprechorrichtung nach der Schleuse und nach dem Maschinenraume führen.“ Bei Belegschaften von höchstens zehn Arbeitern in jeder Schicht kann an ihrer Stelle eine andere zuverlässige Signaleinrichtung (Klopf-, Klingel- oder Lichtzeichen) zugelassen werden (§ 8).

Der Rückzug aus den Arbeitsräumen wird bei einem Wassereinbruch gesichert:

1. wenn große Luftverluste die Ursache sind, durch sofortiges Inbetriebsetzen der jederzeit betriebsfähig zu haltenden Reservekompressoren (§ 4);

2. bei Unterbrechungen der Luftzufuhr durch Festhalten der im Druckluft- raume enthaltenen Luftmenge durch sofortigen Abschluß des Luftzuführungs- rohres mittels eines selbsttätigen Rückschlagventiles und Verschließen aller sonstigen in den Arbeitsraum führenden Leitungen (§ 7);

3. durch leichte und bequeme Zugänglichkeit der nach den Schleusen führenden Schachtrohre, die möglichst an ihrem unteren Ende eine Klappe erhalten, durch die sie gegen den Druckluftraum abgeschlossen werden können;

4. durch Offenhalten der Schleusen nach dem Drucklufttraume, solange sie nicht zum Durchschleusen benutzt werden (§ 38).

Unzureichende Zufuhr guter Luft. Über die Beschaffenheit, Tem- peratur und Menge der zuzuführenden Luft geben die §§ 4 und 5 genaue Vor- schriften (vgl. auch S. 278). Im Hinblick auf die Reinerhaltung der Luft wird elek- trische Beleuchtung aller Arbeitsräume gefordert (§ 18) und das Rauchen in den Arbeitsräumen untersagt (§ 49). „Jeder Arbeitsraum muß ferner mit mindestens einer besonderen absperrbaren Einrichtung zum Ablassen der Luft versehen werden. Beim Arbeiten in undurchlässigem Boden ist die verbrauchte Luft durch diese Einrichtung abzulassen und gleichzeitig eine genügende Menge frischer Luft zuzuführen. Dasselbe muß geschehen, wenn die Ausfüllung der Arbeitskammer begonnen hat. Die Austrittsstelle der verbrauchten Luft und die Eintrittsstelle der frischen Preßluft müssen möglichst weit auseinander liegen“ (§ 12).

2. Besondere Gefahren des Druckluftaufenthaltes.

Art der Folgeerscheinungen. Als Folgen des Druckluftaufenthaltes sind Schwindelanfälle, Ohnmachten sowie vorübergehende und dauernde Läh- mungserscheinungen beobachtet worden. Die Krankheitserscheinungen treten nur äußerst selten während des Aufenthaltes in der Druckluftkammer, sondern fast ausschließlich während oder nach dem Ausschleusen auf. Über ihre Ent- stehungsursachen sei auf die zahlreichen Veröffentlichungen von ärztlicher Seite verwiesen¹⁾.

3. Vorbeugende Maßnahmen.

Altersgrenze und ärztliche Überwachung. Lebensalter, Körper- beschaffenheit und Lebensweise spielen beim Entstehen der Drucklufterkran- kungen eine große Rolle. Die Preßluftverordnung zieht deshalb in § 30 für die Tätigkeit in Druckluft gewisse Altersgrenzen, schließt Personen, die mit gewissen Gebrechen behaftet sind, völlig von einer solchen aus und fordert bei Druckluft- arbeiten unter mehr als 0,5 kg/qcm Überdruck dauernd ärztliche Überwachung der unter Druckluft tätigen Personen (§ 27). Wenn der Überdruck in den Arbeitsräumen mehr als 1,3 kg/qcm beträgt, muß der Arzt möglichst in der Nähe der Betriebsstelle wohnen und seine Wohnung mit dieser durch Fern- sprecher verbunden werden. Er muß jederzeit zu erreichen sein und im Behinde- rungsfalle für einen Vertreter sorgen. Beträgt der Überdruck mehr als 2,5 kg/qcm, so muß dauernd ein Arzt auf der Arbeitsstelle anwesend sein. Die Tätigkeit des Arztes wird durch eine der Verordnung beigefügte Dienstweisung (An- lage 1) geregelt, zu deren Befolgung er sich ausdrücklich verpflichten muß. Es besitzt nicht jeder Arzt die nötige Erfahrung auf dem Gebiet der Preßlufterkran- kungen. Bei einem größeren Bau ist es vorgekommen, daß ein Ingenieur durch einen Oberarzt als preßlufttauglich erklärt wurde und nach viermaligem Besuche der Preßluftstollen unter schweren Herzstörungen zusammenbrach. Der Be- treffende ist jahrelang arbeitsunfähig gewesen, die Behörde lehnte erstaun- licherweise Schadenersatz ab, da es sich um eine Betriebserkrankung, nicht

¹⁾ Besonders genannt werde das Werk von Dr. Richard Keller und Hermann v. Schröter über Arbeiten in Preßluft. Wien.

gehandelt hätte. Jedem Arbeiter ist nach § 35 der Verordnung ein der Verordnung beigefügtes Merkblatt (Anlage 2) auszuhändigen, das ihn auf die Gefahren der Druckluftarbeit hinweist und ihm Anweisungen zur Bekleidung, Nahrung, Lebensweise und Verhalten in den Druckluftträumen gibt.

Die Erkrankungsgefahr nimmt erfahrungsgemäß zu:

1. mit der Höhe des verwendeten Druckes und seiner Gleichmäßigkeit,
2. mit der Zeitdauer des Aufenthaltes in den Druckluftträumen,
3. mit der Verkürzung der Ausschleusungsdauer und hängt
4. von der Art und Weise der Ausschleusung ab.

Höchstdruck. Der höchste Druck, bei dem eine länger dauernde Tätigkeit in den Druckluftträumen bei großer Vorsicht noch zugelassen ist, beträgt etwa 3,5 kg/qcm Überdruck. Dieser Druck bedeutet aber für viele Arbeiter bereits eine große Gefahr für die Gesundheit, ohne daß man stets vorher sagen könnte, ob der Mann für Preßluftkrankheit besonders empfänglich ist.

Aufenthaltsdauer. Die Dauer des Aufenthaltes in den Druckluftträumen wird durch § 34 der Verordnung geregelt. Sie darf täglich höchstens betragen:

- a) wenn der Überdruck nicht mehr als 2 kg/qcm beträgt, 8 Stunden einschließlich Pausen und Zeit des Ein- und Ausschleusens,
- b) wenn er mehr als 2 kg/qcm, aber nicht mehr als 2,5 kg/qcm beträgt, 6 Stunden,
- c) wenn er mehr als 2,5 kg/qcm, aber nicht mehr als 3 kg/qcm beträgt $4\frac{1}{5}$ Stunden,
- d) wenn er mehr als 3 kg/qcm, aber nicht mehr als 3,5 kg/qcm beträgt, 4 Stunden,
- e) wenn er mehr als 3,5 kg/qcm beträgt, 2 Stunden.

In den Zeiten zu b bis e sind die Pausen, nicht aber die Zeit des Ein- und Ausschleusens eingerechnet. Neu eingestellte Arbeiter dürfen am ersten Tage nur die Hälfte dieser Zeiten, wenn sich dabei keine Beschwerden zeigen, vom nächsten Tage ab zwei Drittel der vollen Zeit und vom vierten Tage ab die volle zulässige Zeit in Druckluft beschäftigt werden. Dauert die Schicht länger als 4 Stunden, so sind innerhalb der Arbeitszeit Pausen von zusammen einer halben Stunde zu gewähren. Zwischen je zwei Arbeitsschichten muß eine arbeitsfreie Zeit von mindestens 12 Stunden liegen.

Schleusungen. Das Ein- und Ausschleusen wird durch die §§ 35 und 36 der Verordnung geregelt. Durch das ihm ausgehändigte Merkblatt wird jeder Arbeiter über die Vorgänge beim Ein- und Ausschleusen belehrt und auf die ihm durch Nichtbefolgen der Vorschriften drohenden Gefahren hingewiesen.

Beim Einschleusen soll der Druck langsam und allmählich (bei Neulingen höchstens 0,1 kg/qcm in jeder Minute) gesteigert werden.

Besondere Vorsicht erfordert das Ausschleusen. Die einzuhaltenen Mindestzeiten sind im § 36 in Stufen von 0,1 kg/qcm für jeden Überdruck angegeben. Der Überdruck soll ferner zunächst in je einer Minute um 0,15 kg/qcm ermäßigt werden, bis er auf die Hälfte gesunken ist, und sodann in dem Reste der vorgeschriebenen Zeit allmählich gleichmäßig auf den äußeren Luftdruck herabgesetzt werden. Daraus ergibt sich beispielsweise bei einem Überdruck von 3 bis 1 kg/qcm der in Abb. 335 veranschaulichte Verlauf der Ausschleusung. „Während des Ausschleusens ist durch Öffnen der Preßluftleitung für Nachströmen frischer Luft zu sorgen (§ 36).

Die Einhaltung der vorgeschriebenen Mindestzeiten für die Schleusungen wird durch eine Reihe weiterer Bestimmungen gesichert. „Werden gleichzeitig mehr als 4 Personen geschleust oder beträgt der Überdruck im Arbeitsraume mehr als 1,3 kg/qcm, so muß für jede Personenschleuse ein besonderer verantwortlicher und erfahrener Schleusenwärter vorhanden sein (§ 37).“ Seine Tätig-

keit wird durch eine schriftliche Dienstanweisung (Anlage 3 der Verordnung und §§ 37 bis 48 der Verordnung) geregelt, von der ein Abdruck in jeder Schleuse aufgehängt werden muß. Die sorgfältige Überwachung der Schleusungen wird ihm durch einen Druckmesser und eine Uhr, die nach § 15 in jeder Schleuse an-

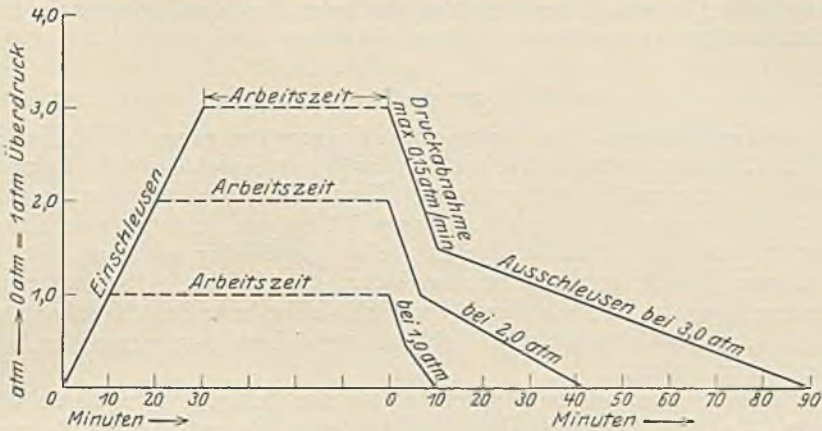


Abb. 335. Verlauf der Ausschleusung für 3 bis 1 atm Überdruck.

gebracht sein müssen, ermöglicht. Bei einem Überdruck von mehr als 1,3 kg/qcm muß seine Tätigkeit ferner durch einen selbstschreibenden Druckmesser überwacht werden (§ 15).

Die Schleusen sind so einzurichten, daß die sie benutzenden Personen während der verhältnismäßig langen Schleusungen nicht unter zu großer Wärme oder Kälte leiden. Sie müssen gegen Sonnenstrahlen geschützt und nötigenfalls im Sommer gekühlt, im Winter erwärmt werden. „In jeder Schleuse müssen so viel trockene wollene Decken vorrätig gehalten werden, wie Personen gleichzeitig ausgeschleust werden dürfen (§ 17).“

Verhalten nach dem Ausschleusen. In der Nähe der Personenschleuse sind ein geschlossener, heizbarer, angemessen eingerichteter Wasch-, Aufent-

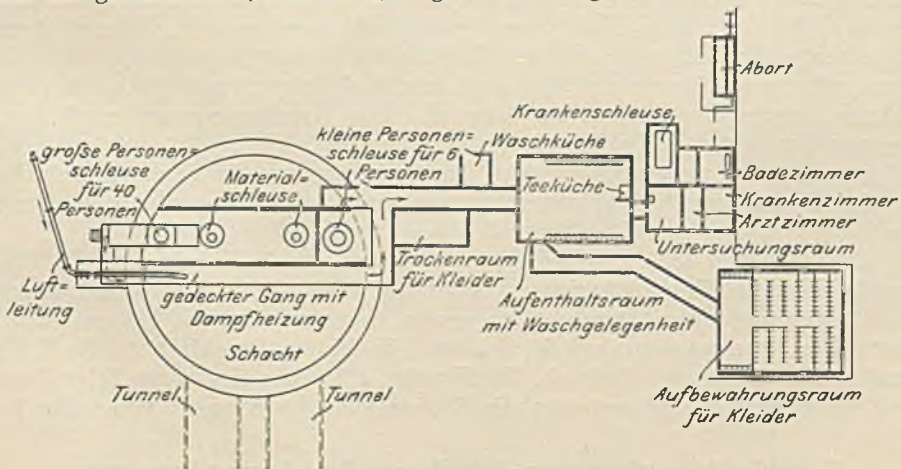


Abb. 336. Anordnung der Aufenthaltsräume usw. beim Bau des Hamburger Elbetunnels.

halts- und Umkleide- und davon getrennt ein Speiseraum herzustellen, zu deren Größe und Einrichtung die §§ 23 bis 25 nähere Bestimmungen enthalten. In diese Räume sollen sich die Arbeiter nach dem Ausschleusen zum Umkleiden begeben. Nach dem Umkleiden sollen sie noch einige Zeit unter leichter körper-

licher Bewegung im Aufenthaltsraum verweilen, da die Krankheitserscheinungen oft erst einige Zeit, oft erst Stunden nach dem Ausschleusen auftreten. Treten nach dem Verlassen der Baustelle Erkrankungen ein, so soll sich der Erkrankte, wenn möglich, nach ihr zurückbegeben.

Abb. 336 gibt eine Übersicht über die beim Bau des Elbetunnels für die Druckluftarbeiter angeordneten Aufenthaltsräume usw.

4. Gegenmaßnahmen.

Krankenkammer. Als wirksamstes Gegenmittel gegen die Folgeerscheinungen des Druckluftaufenthaltes hat sich das Wiedereinschleusen des Erkrankten erwiesen. Hierfür muß (§ 21), wenn der Überdruck in den Arbeitsräumen zeitweilig 2 kg/qcm oder an mehr als 14 Tagen 1,3 kg/qcm erreicht, eine Krankenkammer vorhanden sein, in der der Erkrankte gleichzeitig mit dem Arzte unter den höchsten Druck gebracht werden kann, der in den Arbeitsräumen zur Anwendung kommt. Ist nach dieser Vorschrift keine besondere Krankenkammer erforderlich, so muß eine geeignete Schleuse zur Behandlung erkrankter Arbeiter zur Verfügung stehen.

Die Krankenkammer muß einschließlich der Schleuse mindestens $3\frac{1}{2}$ m lang sein, 2 m Durchmesser haben und genügend Raum für zwei Ruhebetten

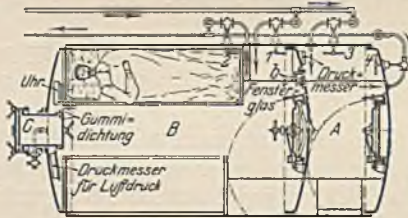


Abb. 337 a. Grundriß.

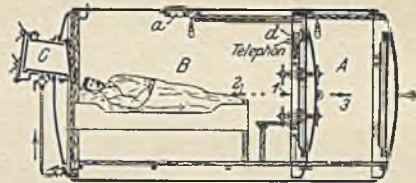


Abb. 337 b. Längsschnitt.

Abb. 337 a und 337 b. Krankenkammer beim Bau des Hamburger Elbetunnels.

besitzen. Sie muß mit einer Schleuse von mindestens 90 cm Länge, einer Vorrichtung zum Durchschleusen von Arzneimitteln und dergleichen und mit einigen Fenstern, die mit festem Glase verschlossen sind, versehen sein. Sie muß ferner durch besondere Leitungen mit den Luftdruckpumpen verbunden werden. Die Türen müssen so eingerichtet und groß sein, daß Schwerkranke bequem in die Schleuse hineingebracht werden können. Die Krankenkammer muß durch Fernsprecher mit dem Baubüro verbunden werden. Sie muß ferner zu heizen und gut elektrisch zu beleuchten sein. Im übrigen gelten für sie die Vorschriften für die Einrichtung der Schleusen. In ihr sind Vorrichtungen zum Einatmen von Sauerstoff und gepreßter Sauerstoff vorrätig zu halten. (§ 22.)

Abb. 337 a und 337 b zeigen die von der Holzmann A.-G. beim Bau des Elbetunnels benutzte Krankenkammer. *A* ist die Schleuse, *B* der Krankenraum, *C* die Vorrichtung zum Durchschleusen von Arzneimitteln, die Hähne 1 und 3 führen dem Krankenraum und der Schleuse die frische Druckluft zu, die Hähne 2 und 4 die verbrauchte Luft ab. Die Fenster *a*, *b* und *c* dienen zur Beleuchtung des Krankenraumes und gestatten die Beobachtung des Kranken von außen her.

5. Schlußbemerkung zu der Frage der Anwendung von Preßluftarbeiten.

Es ist bereits ausgeführt worden, daß Preßluftarbeiten nur im Notfall angewendet werden sollten. Jeder Ingenieur, der wie der Verfasser Preßlufterkrankungen und ihre Folgen durchgemacht hat, hat erst das richtige Verständnis für die Gefahren, in die sich der Preßluftmann begibt. Es sollte als Selbstverständ-

lichkeit gelten, daß jeder Preßluftbeamte wie auch jeder Preßluftarbeiter besonders gegen die Gefahren dieses Berufszweiges gesichert werden muß. Die großen Firmen, die Preßluftarbeiten als Sondergebiet betreiben, neigen stets dazu, die Gefahren zu unterschätzen. Es sollten aber die Bauleitungen viel energischer als bisher darauf drängen, die Preßluftmethoden durch andere zu ersetzen, ganz gleichgültig, daß auch noch an vielen Stellen Preßluftgeräte in großer Zahl vorhanden sind, die zur Betätigung drängen. Die Schäden, die der Volksgemeinschaft durch Erkrankung von Arbeitern und Ingenieuren erwachsen, sind insgesamt viel größer als die des Brachliegenlassens von vorhandenen Preßluftgeräten. Ebenso wie man den Bergbau trotz seiner großen Gefahren nicht entbehren kann, wird man auch unter gewissen Verhältnissen den Preßluftbau nicht vermeiden können. Sicher ist es aber, daß er heute noch vielfach unter Verhältnissen angewendet wird, unter denen man eine Grundwasserabsenkung, Beton-schüttung, Gefrierverfahren oder andere Verfahren verwenden kann.

Es sei zum besseren Verständnis der Schmerzen, die ein Preßluftkranke durchmachen muß, kurz gesagt, daß diese Schmerzen einer schweren, mittelalterlichen Tortur kaum nachstehen dürften. Das Gefühl ist bei schweren Pressionen im Arm z. B. so, als ob glühende Nadeln unter die Fingernägel gestoßen und an den Ellbogengelenken wieder herausgezogen werden und umgekehrt, manchmal in wenig angenehmer Abwechslung mit dem Schultergelenk. Daß ein Preßluftkranke oft nach dreitägiger Erkrankung so geschwächt ist, daß er kaum gehen kann, ist keine Seltenheit. Verfasser hat manche seiner Arbeiter gesehen, die blaß wie der Kalk an der Wand nach wenig-tägigem Krankenlager waren. Die Bauleiter sollten somit nicht nur im Interesse ihrer Arbeiter, sondern auch im eigenen Interesse eine Bauweise möglichst vermeiden, die solche Gefahren in sich birgt.

Als weiterer, sehr wichtiger Grund gegen Preßluftarbeiten ist ihr fast völliger Abschluß gegen die Öffentlichkeit zu nennen. Es ist für keinen Bauleiter möglich, unangemeldet in die Arbeitskammer zu gelangen, es sei denn, daß es ihm gelingt, als Arbeiter unerkannt durchzuschlüpfen. Sowie er erkannt wird, wird mit völliger Sicherheit durch Klopfsignal nach unten mitgeteilt werden, daß der Aufsichtsbeamte auf der Strecke ist. Da stets längere Zeit vergeht, bis er durchgeschleust ist, so sind dann meist die etwa vorhandenen Unregelmäßigkeiten in Ordnung gebracht worden oder wenigstens möglichst verdeckt worden. Daß im übrigen auch der zuverlässigste Aufsichtsbeamte innere Hemmungen zu überwinden hat, sich in die Preßluft zu begeben, ist sehr verständlich. Er wird stets, auch bei bestem Willen, viel seltener die Arbeitsstätte untersuchen können als bei Freiluftarbeiten, schon allein deshalb, weil immer viel Zeit durch das Ein- und Ausschleusen, vorheriges Anziehen von Arbeitskleidung usw. verloren geht.

Besonders hervorgehoben wird noch, daß auch der Verfasser die Ausführung von Preßluftgründungen bei kleinen Drucken, also bis z. B. 1,3 atm Überdruck, nicht für so gefährlich ansieht, daß man sie hier durchweg vermeiden sollte. Wohl aber treffen die obigen Ausführungen für Arbeiten zu, die über diese Druckgrenze hinausgehen.

Neunter Teil.

Gefriergründungen.

a) Anwendungsgebiet.

Ein anderes Mittel zur Bewältigung sehr starken Wasserandranges bietet das von Poetsch erfundene Verfahren, dem wasserhaltigen Boden durch Gefrieren des in ihm enthaltenen Wassers zeitweise eine steinartige Beschaffenheit zu ver-

leihen. Diese Ausführungsweise, die hauptsächlich im Bergbau für Schacht-
abteufungen in schwimmendem Gebirge verwendet wird, läßt sich auch für
Gründungen in größerer Tiefe unter dem Wasserspiegel benutzen. Wegen der
großen Kosten und des erheblichen Zeitaufwandes, den ihre Durchführung er-
fordert, ist sie jedoch bisher nur dann in Frage gekommen, wenn die Gründungs-
tiefe die Anwendung einer Druckluftgründung nicht mehr gestattet hat (Tiefen,
bei denen ein Luftdruck von 3,5 kg/qcm zur Trockenhaltung der Arbeiterräume
nicht ausreicht). Auch hier ist sie häufig nur als Fortsetzung der Druckluft-
gründung als wirtschaftlich gerechtfertigt angesehen worden. Vergleiche aber
das über Preßluftarbeiten vorher Gesagte. Das Gefrierverfahren ist nur in
stehendem oder sehr schwach fließendem Grundwasser mit sicherer Aussicht auf
Erfolg anwendbar, weil bei stärker fließendem Grundwasser die ständige Erneue-
rung des den Frostkörper umspülenden warmen Wassers das Fortschreiten der
Gefrierwirkung beeinträchtigt.

b) Ausführungsweise der Gefriergründung.

Ausbildung der Gefrierrohre. In die wasserführenden Erdschichten,
die gefrieren sollen, werden Rohre getrieben, in denen eine stark abgekühlte
Flüssigkeit, meist Chlorkalzium- oder Chlormagnesiumlauge, umläuft. Diese
Gefrierrohre (Abb. 338) bestehen aus dem äußeren, unten wasserdicht verschlos-
senen eigentlichen Kühlrohre, in dem ein zweites, unten offenes Rohr von
kleinerem Durchmesser hängt, durch das die von der Kältemaschine kommende
abgekühlte Flüssigkeit zugeführt wird. Die Kühlrohre sind an ihrem oberen
Ende mit einer gemeinsamen Saugleitung an eine Pumpe angeschlossen, die die
zwischen Kühlrohr und Zuflußrohr langsam aufsteigende Kältelauge absaugt
und der Kältemaschine zur erneuten Abkühlung wieder zuführt. Die Zuführungs-
rohre hängen gleichfalls an einer Ringleitung, die von der Kältemaschine aus
gespeist wird.

An Stelle einer kühlenden Flüssigkeit ist auch mit Erfolg künstlich gekühlte
und, in nordischen Gegenden, sogar die natürliche Winterluft benutzt worden.

Anordnung der Gefrierrohre. Die Anordnung der Gefrierrohre richtet
sich nach der Beschaffenheit des Baugrundes. Ist er auch an der Gründung-
schicht in größerer Tiefe wasserdurchlässig, so muß der ganze, von dem Grund-
werke eingenommene Boden so weit gefroren werden, daß sowohl die gefrorene
Sohle als auch die Seitenwände der Baugrube dem Drucke des Grundwassers
widerstehen können. Liegt dagegen an oder in geringer Tiefe unter der Gründungs-
schicht eine wasserundurchlässige Schicht, so genügt die Umschließung der Bau-
grube des Grundwerkes durch eine bis auf die undurchlässige Schicht reichende
Frostmauer, die dem Wasserdruck standhält. In diesem Falle kann man sich
also mit der Herstellung einer Reihe, am besten kreisförmig angeordneter Ge-
frierrohre am Umfange der Baugrube begnügen, während im ersten Falle auch
innerhalb der Baugrube Gefrierrohre abgetrieben werden müssen. Dadurch
werden nicht nur die Anlage- und Betriebskosten vergrößert, sondern auch
die Ausführung des Grundwerkes erheblich erschwert, weil der zu lösende Boden
ebenfalls gefroren und infolgedessen steinhart ist, und das Mauerwerk während
der Ausführung der unmittelbaren Frostwirkung ausgesetzt wird. Um diese
Nachteile zu vermeiden, haben Lang und Pötsch für die innerhalb der Bau-
grube stehenden Kühlrohre eine andersartige Ausbildung vorgeschlagen, durch
die die Gefrierwirkung auf bestimmte Stellen des Rohres beschränkt und damit
die Möglichkeit gegeben werden soll, die seitlich durch eine Frostmauer begrenzte
Baugrube gegen den Wasserandrang von unten durch eine unter der Grund-
werksohle liegende Frostplatte abzuschließen (vgl. dazu Brennecke: Der Grund-
bau, S. 516 ff. 1906).

Der gegenseitige Abstand der Gefrierrohre ist von wesentlichem Einfluß auf die Zeitdauer des Gefrierfahrens und darf nicht zu groß gewählt werden. Er schwankt je nach der Tiefe zwischen 1 und 2 m.

Der Frostkörper muß über den höchstmöglichen Wasserstand an der Baustelle so weit hinausragen, daß das warme Außenwasser nicht über ihn hinweg in die Baugrube strömen kann. Ein zu niedriger Bauwasserstand muß gegebenenfalls durch künstliche Wasserzufuhr in den oberen Bodenschichten erhöht werden.

Die Gefrierrohre werden in der wiederholt beschriebenen Weise (S. 7) mit Hilfe von Bohrrohren eingebracht, in die die Kühlrohre eingesetzt werden. Die Bohrrohre müssen mit größter Sorgfalt genau senkrecht abgeteuft werden, weil Abweichungen von der lotrechten Richtung die Herstellung einer Frostmauer gleicher Stärke erschweren. Solche Abweichungen lassen sich durch besondere Meßgeräte feststellen, die an der unten genannten Stelle¹⁾ beschrieben werden.

Die Bildung der Frostmauer geht in der Weise vor sich, daß zuerst um jedes Rohr ein birnenförmiger Körper gefriert, dessen Raum sich mehr und mehr ausdehnt, bis sich schließlich die einzelnen Frostkörper aneinander schließen. Sowie dann schließlich auch die Sohle durchgefroren ist, ist der ganze Raum ringsherum gegen das Außenwasser abgeschlossen. Das zeigt sich sofort durch ein nun folgendes Ansteigen des Grundwassers innerhalb der Frostmauer. Da weiter gekühlt wird, so dehnt das weiter frierende Wasser sich aus, nimmt daher mehr Raum ein und verdrängt das flüssige Wasser, das nun nach oben ansteigen muß. Das Gefrierverfahren muß während der ganzen Dauer der Bauausführung fortgesetzt werden, da sonst durch Auftauen Wassereinträge erfolgen können.

Eine neuere Anwendung des Gefrierfahrens ist in der unten genannten Quelle beschrieben²⁾. Es handelte sich hier um die Gründung eines tiefliegenden Maschinenkellers in der Nähe eines großen Berliner Geschäftshauses. Die Gründung sollte ursprünglich innerhalb von Spundwänden unter Wasserhaltung ausgeführt werden. Die Spundwand erwies sich jedoch beim Bodenaushub als so undicht, daß durch das Nachrutschen des Bodens aus der Umgebung der Baugrube gefährliche Sackungen der angrenzenden Gebäudeteile verursacht wurden. Da ein nochmaliges Rammen einer dichteren Wand zu gefährlich erschien, entschloß man sich, die Baugrube außerhalb der undichten Spundwand durch eine Frostmauer abzuschließen. Es wurden zu diesem Zwecke um die Baugrube herum 120 Gefrierrohre bis 5 m unter die künftige Kellersohle hinabgetrieben. Das Bohren der Rohre nahm 2 Monate, die Herstellung der 1,50 m starken Frostmauer $1\frac{1}{2}$ Monate in Anspruch. Das Gefrierverfahren hat aber in einem solchen Falle doch nicht zum gewünschten Ziel geführt, es ist schließlich durch das Verfahren der Grundwasserabsenkung ersetzt worden, das dann die vorhandenen Schwierigkeiten gut überwunden hat. Es dürfte heute auch wohl keinem Zweifel unterliegen, daß bei derartigen, nicht sehr tiefen Gründungen nur noch das Verfahren der Grundwasserabsenkung dort in Frage kommen kann, wo es wegen der Art des Untergrundes anwendbar ist.

Als weiteres Beispiel für das Gefrierverfahren diene die nachstehend beschriebene Ausführung eines Teiles der Linie 4 der Pariser Untergrundbahn³⁾. Man beabsichtigte ursprünglich, die ganze 64 m lange Strecke zwischen dem Bahnhof St. Michel und der Tunnelstrecke unter dem kleinen Seinearm, die beide mit Hilfe von Druckluftsenkkasten ausgeführt worden waren (vgl. Abb. 338 und 339), durch Gefriergründung herzustellen. Es war in Aussicht genommen, von dem Bahnhofe aus mit Hilfe wagerecht vorgetriebener Gefrierrohre eine

¹⁾ Rogge: Das Gefrierverfahren. Zentralbl. Bauverw. 1915, S. 9 ff.

²⁾ Dt. Bauzg. 1908, S. 36.

³⁾ Calfas: Traversée de la Seine par la ligne No. 4. Génie civil, Bd. 56. 1910.

hatte den Boden hinter dem Frostkörper fortgespült, sich einen Weg nach der Seine gesucht und einen erheblichen Wassereinbruch in die fertige Tunnelstrecke verursacht. Die Baustelle wurde nunmehr mit einem zweiten Fangedamm umgeben, der jeden Wasserzufluß abseht, und die eingedrungenen Wassermengen durch Pumpen entfernt. Der Frostkörper hatte durch den Wassereinbruch nur wenig gelitten. Nach Vollendung des Verbindungsstückes wurden die im lichten Raum des Tunnels stehenden Gefrierrohre entfernt und die Löcher im Mauerwerk mit Beton geschlossen. Ob die Ausführung dieser Strecke mit Hilfe des Gefrierfahrens eine unbedingte Notwendigkeit war, erscheint zweifelhaft. Wahrscheinlich könnte man heute diese Ausführung, ähnlich, wie es bei dem Bau des Untergrundbahntunnels an der Jannowitzbrücke in Berlin durch die Siemens Bauunion geschah, durch Grundwasserabsenkung unter dem Flußbett durchführen. Vgl. hierüber S. 166.

Zehnter Teil.

Baumaschinen.

A. Allgemeines.

Das Kapitel über Baumaschinen soll sich im Rahmen dieses Buches darauf beschränken, die Maschinen zu beschreiben, die zur Bereitung von Beton dienen. Die für die Herstellung von Beton erforderlichen Sand- und Gesteinsarten werden in der Natur entweder schon in geeigneter Körnung, manchmal auch Kornzusammensetzung gefunden oder müssen aus gröberem Material durch Zerbrechen oder Zermahlen künstlich zubereitet werden. Die für einen bestimmten Verwendungszweck günstigste Zusammensetzung wurde im zweiten Teil schon besprochen. Damit die Bindemittel gut in Wirksamkeit treten können, ist es notwendig, daß nur sauberes Material zur Betonherstellung verwendet wird. Die Zubereitung der Zuschlagstoffe besteht also in der Sortierung vorhandenen Sandes oder Kieses, oder in der Sortierung von gebrochenen Steinen, dazu Zerkleinerung eines Teiles zu Sand und meist in der Säuberung der zur Verwendung gewählten Materialien. Es geht aber alles darauf hinaus, jede Handarbeit zu vermeiden und den Beton vom gebrochenen Stein ab bis zur einbringungsreifen Masse in richtigen Betonfabriken fertigzustellen, da nur dann Gewähr für einen hochwertigen Beton gegeben ist. Zur Ausführung dieser Arbeiten dienen Steinbrecher, Walzenmühlen, Sortiertrommeln und Waschmaschinen. In den Betonmischmaschinen werden diese Zuschlagstoffe dann mit dem Bindemittel innig vermischt.

B. Maschinen zur Aufbereitung der Beton-Zuschlagstoffe.

a) Steinbrecher.

Die künstlich zuzubereitenden Zuschlagstoffe werden in der Natur als anstehendes massiges Felsgestein oder als Findlinge gefunden und, nachdem sie durch Sprengen entweder gelöst oder auf eine gewisse Größe gebracht sind, heute meist maschinell bearbeitet. Bei kleineren Mengen findet allerdings auch heute noch vielfach eine Zurichtung von Hand auf die für die Verwendung in der Maschine mögliche Größe statt. Die marktgängigen Brechmaschinen (Steinbrecher) gestatten, je nach der Weite des Brechmauls, Material bis zur Größe eines Kalbskopfes auf Schotter von 40—80 mm bzw. Grus von 0—20 mm zu zerkleinern. In neuerer Zeit sind aber auch Steinbrecher von erheblich größeren Aus-

maßen gebaut worden. So wurde beim Bau der Schwarzenbachsperre als Vorbrecher eine Maschine von 1300/900 mm Maulbreite benutzt, in der Granitblöcke bis zu $\frac{3}{4}$ cbm Inhalt auf ~ 160 mm Korngröße gebrochen wurden. Die Anlage wurde noch im 3. Baujahr in Betrieb genommen, da sich herausstellte, daß die vordem gebräuchliche Zerkleinerung von Hand im Steinbruch wesentlich teurer war.

Als Steinbrecher sind heute meist sogenannte Backenbrecher in Gebrauch, neuerdings auch Rundbrecher mit Exzenter, wie sie z. B. am Panamakanal verwendet wurden. Bei den Backenbrechern wird eine starke Gußstahlplatte (die bewegliche Brechbacke) gegen eine feststehende Platte von demselben Material mit großer Gewalt bewegt und dadurch auf das zwischen die Brechbacke rutschende Material eine zermahlende Wirkung ausgeübt. Der Spalt, aus dem das zerkleinerte Material austritt, kann auf ein bestimmtes Maß festgelegt werden. Die bewegliche Brechbacke sitzt entweder unmittelbar oben exzentrisch auf der Antriebswelle und unten auf einem Pendelstützenlager, oder sie ist oben an einer besonderen Welle aufgehängt, wobei die untere Stütze als Doppelkniehebel ausgebildet ist. Die Betätigung des Kniehebels geschieht durch die exzentrisch auf der Antriebswelle sitzende Mittelstütze der Hebel.

Die Brechbacke sitzt für leichtere Ausführungen in einem Gehäuse aus Stahlplatten, für schwerere Ausführungen besteht das Gehäuse aus Gußstahl. Zur Erhaltung eines fortlaufenden Arbeitsvorganges sind an der Exzenterwelle schwere Schwungräder angebracht.

Gewöhnlich ist hinter dem Steinbrecher eine Sortieranlage, Sortiertrommel oder Sortier-Rüttelsieb, eingeschaltet, durch die das gebrochene Gut nach Korngröße getrennt wird. Je nach der erstrebten Korngröße wird das noch zu grobe Material in Nachbrechern und Walzwerken weiter zerkleinert. Fast sämtliche Firmen liefern die Steinbrecher für ortsfesten Einbau oder bis zu gewissen Größen auch fahrbar.

Die Abb. 340 zeigt die Bauart eines Steinbrechers, wie er von dem Hüttenamt Sonthofen hergestellt und unter der Bezeichnung „Sonthofener Hochleistungssteinbrecher D. R. P.“ auf den Markt gebracht wird.

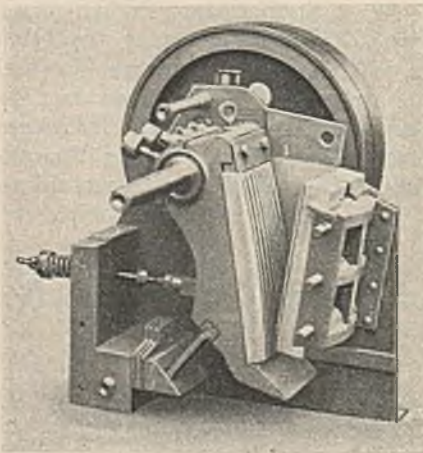


Abb. 340. Sonthofener Hochleistungssteinbrecher, D. R. P.

Der Rahmen dieses Brechers besteht aus seitlichen Panzerstahlplatten, die kräftig gegeneinander abgesteift sind. Im oberen Teil sitzt die Exzenterwelle, die außerhalb des Rahmens 2 Schwungradscheiben und eine Leerlaufriemenscheibe trägt. Zwischen den Rahmenplatten ist auf dieser Welle die Schwinge oben exzentrisch gelagert und unten durch eine Pendelstütze gestützt. Das untere Stützlager ist leicht verstellbar und kann durch Einsetzen von verschiedenen starken Zwischenplatten verschoben werden. Die Pendelstütze wird durch eine leichte Feder in den Pfannenlagern gehalten. Die bewegliche Brechbacke ist auf der Schwinge befestigt. Die ruhende leicht auswechselbare Brechbacke ist mit dem Rahmen

fest verbunden. Der Rahmen ist im Gebiete des Brechraumes durch auswechselbare Stahlkeile gegen Verschleiß geschützt. Der Brecher wird in vier verschiedenen Größen ausgeführt.

Ausführungstafel für Sonthofen-Brecher.

Größe	Brechmaul		Um- drehungen pro Min.	Grobbruch 80—40 mm		Feinbruch 20—0 mm	
	Breite mm	Weite mm		Leistung cbm pro Stunde	Kraft- bedarf PS	Leistung cbm pro Stunde	Kraft- bedarf PS
I	200	150	300	2—3	4—6	1	6
II	300	200	300	3—6	6—8	1—2	8
III	400	250	300	6—10	8—12	2—4	12
IV	500	300	300	10—14	12—18	3—6	18

Der Brecher kann ortsfest oder fahrbar geliefert werden. Bei beiden Ausführungen kann mit dem Brecher in einfacher Weise eine Sortieranlage (Rundsortierer oder Rüttelsieb) und ein Materialaufzug (Becherwerk oder Muldenaufzug) verbunden werden.

Abb. 341 zeigt die Bauweise eines Steinbrechers, wie er von der Ibag¹⁾ als Nachbrecher für schon auf Schottergröße vorgebrochenes Material zur Zerkleinerung auf Gruskörnung (0—20 mm) auf den Markt gebracht wird. Die Brechbacke ist exzentrisch auf der Antriebswelle gelagert, der Brecher wird in 5 verschiedenen Größenabstufungen hergestellt mit Abmessungen des Brechmaules von 300 × 60 mm bis 1000 × 200 mm. Der Kraftbedarf beträgt bei der

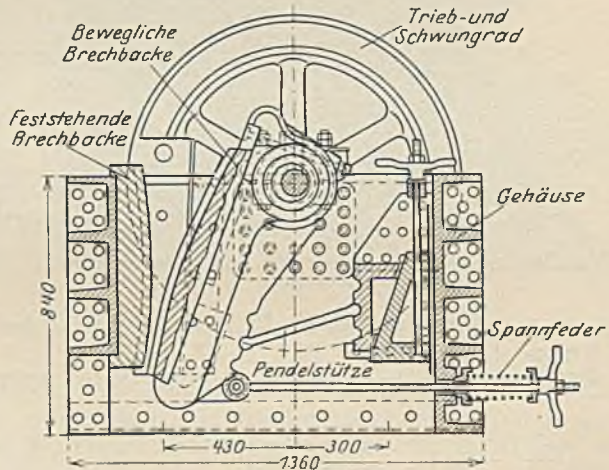


Abb. 341. Steinbrecher der Ibag (zum Nachbrechen von schon auf Schottergröße vorgebrochenem Material).

kleineren Ausführung 1 PS, bei der größeren Ausführung 20—25 PS, bei einer Stundenleistung von 0,15 bzw. 6—8 cbm bei 25 mm Spalt. Die bewegliche Brechbacke ist umdrehbar, sie wird durch die Exzenterwelle in elliptische Bewegungen versetzt. Zum Festhalten der festen Brechbacke sowie zum Schutz des Rahmens gegen Verschleiß dienen Seitenkeile. Durch die elliptische Bewegung wird eine transportierende, nach unten ziehende Wirkung auf das Brechgut ausgeübt, durch die der Materialdurchgang beschleunigt wird. Nach Angabe der Firma war die Leistung eines solchen Brechers 100 vH höher als die eines gleich großen Brechers nach dem Doppelkniehebelsystem. Des weiteren führt die Firma die geringe Tourenzahl (200 Touren/Minute) mit dem Vorteil geringerer Abnutzung an. Nach dem System des soeben beschriebenen Grusbrechers baut die Ibag Backenbrecher bis zu den schwersten Konstruktionen. Bei den großen Brechern ist die Welle außerdem noch außerhalb der Leerlaufscheiben, also in 4 Lagern gelagert, und der Brecher erhält alsdann beiderseitigen Antrieb (siehe Abb. 342). Die ortsfesten Brecher dieser Art werden in verschiedenen Größen von 250 × 190 bis 1300 × 900 mm Brechmaulweite gebaut. Dementsprechend ist der Kraftbedarf mit 4—6 bzw. 100—150 PS und die Stundenleistung bei 50 mm Spalt mit 1—1,5 bzw. 60—70 cbm trockenes Gut angegeben.

¹⁾ Ibag = Internationale Baumaschinenfabrik A. G. in Neustadt a. Haardt.

Weitere Ausführungen von Steinbrechern mit unmittelbar exzentrisch auf der Antriebswelle gelagerter beweglicher Brechplatte werden von den Maschinenfabriken Dr. Gaspary u. Co., Markranstädt bei Leipzig, und Dr. Bernhardt u. Sohn, Eilenburg bei Leipzig, hergestellt.

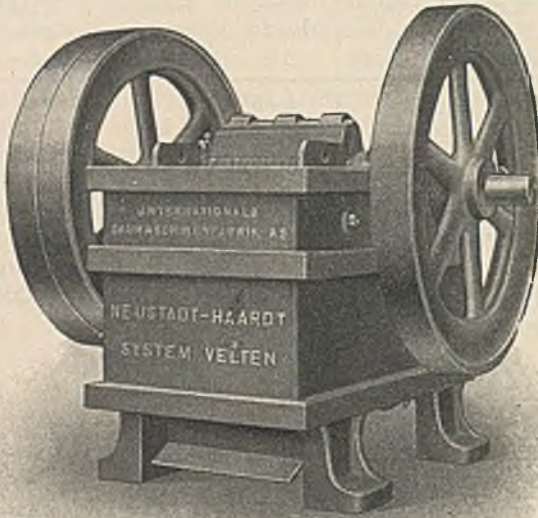


Abb. 342. Schwerer Backenbrecher der Ibag mit beiderseitigem Antrieb.

Die von den Kruppwerken Abteilung Grusonwerk, Magdeburg-Buckau, hergestellten Steinbrecher sind nach dem Doppelkniehebelsystem konstruiert. Die Bauart geht aus Abb. 343a und 343b hervor. Es werden verschiedene Normalgrößen mit einer Stundenleistung von 1,4—18 cbm bei 60 mm Spaltenbreite bei engster Backenstellung hergestellt. Der Kraftbedarf für den Brecher beträgt zwischen 3 und 22 PS bei obiger Stundenleistung. Der Preisliste der Firma sind folgende genaueren Angaben entnommen:

Werte der Krupp-Brecher	Leistung:	cbm/Std.	1,5	2,5	4—5	6—8	10—12	16—10
	Kraftbedarf:	PS	3	6	10	16	25	35—40
	Maulweite:	mm	250/150	320/200	400/230	500/280	650/300	800/600

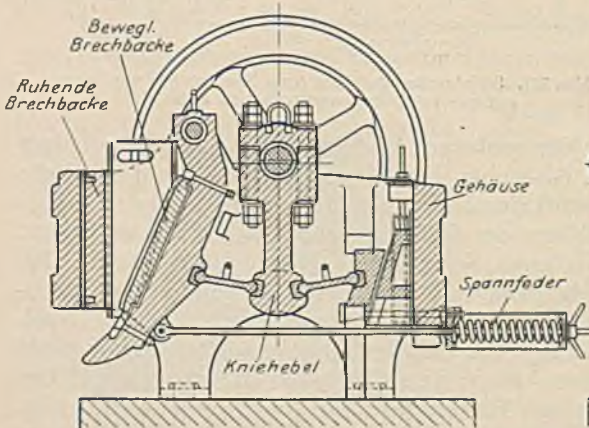


Abb. 343a. Längsschnitt.

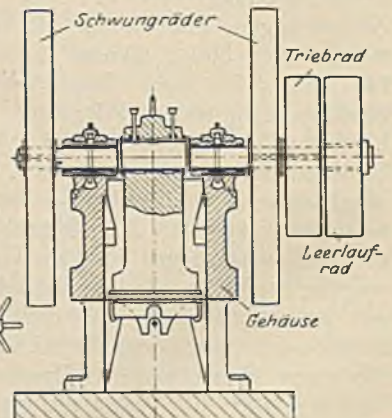


Abb. 343b. Querschnitt.

Abb. 343a und 343b. Steinbrecher nach dem Doppelkniehebelsystem Bauart Krupp-Gruson.

Krupp baut für besondere Verhältnisse bei längerer Lieferzeit Brecher mit einer Maulweite von 1200/900 mm. Sie haben eine Leistung von 80 bis 90 cbm/Std. bei 100 mm Spaltweite. Als fahrbarer Steinbrecher kommt besonders Größe 3: Leistung 4—5 cbm/Std., Kraftbedarf 10 PS., Maulweite 400/230 in Frage.

Die fahrbaren Steinbrecher und Schotteranlagen werden

1. fahrbar ohne Betriebskraft,
2. fahrbar mit Antriebsmaschinen,

3. fahrbar mit Antriebsmotor und besonderer Sortieranlage und Silowagen,
4. selbstfahrend mit eigenem Motor

von den meisten der angeführten Firmen gebaut.

Bei sämtlichen fahrbaren Steinbrechern können Sortiertrommeln oder Schüttelsiebe eingebaut werden. Das Brechgut wird von einer besonderen Bühne oder durch einen Schrägaufzug in das Brechmaul befördert. Bei den kleineren Ausführungen fällt das gebrochene Material unmittelbar in die Sortiertrommeln oder auf Schüttelsiebe und muß unter diesen entweder von Hand wegbefördert werden oder kann bei genügend hoher Lage dieser Maschinenteile in bereit gestellte Karren fallen.

Abb. 344 zeigt eine fahrbare Brechanlage, wie sie von der Ibag auf den Markt gebracht wird. Das Brechgut wird durch einen Schrägaufzug in den Stein-

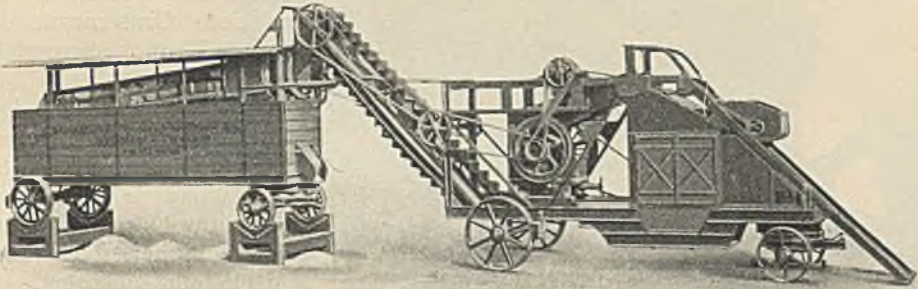


Abb. 344. Fahrbare Brechanlage der Ibag.

brecher befördert. Das zerkleinerte Gut gelangt durch ein Becherwerk in die über einem Silowagen befindliche Sortiertrommel. Die Leistung dieser Anlage wird von der Firma zu 5—6 cbm bei einem Kraftbedarf von 20—24 PS angegeben.

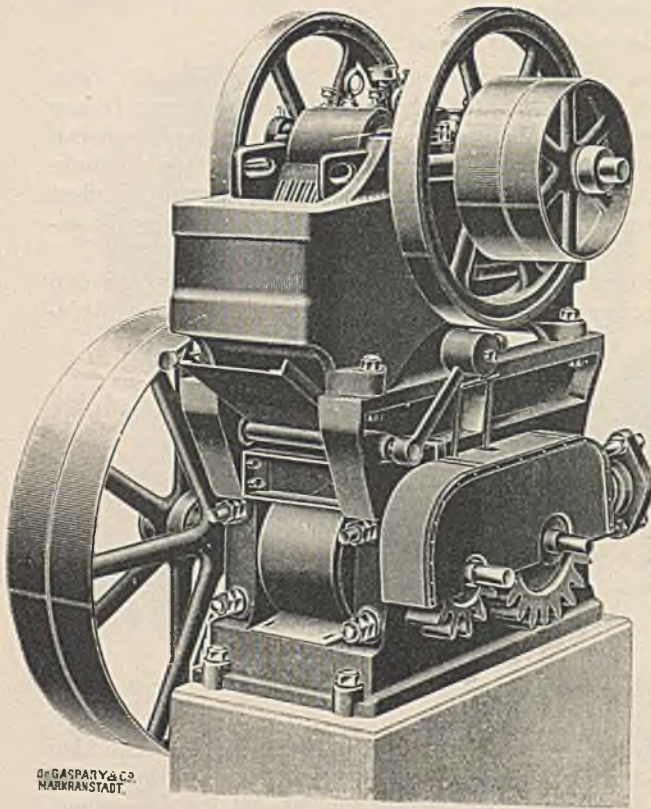
Bei der Kalkulation einer Brechanlage spielt naturgemäß der Verschleiß der Brechbacke eine erhebliche Rolle, und es muß auf einen Vorrat an Brechbacken gesehen werden, damit kein Stillstand im Betriebe eintritt.

b) Walzenmühlen.

Da bei der Betonbearbeitung stets eine größere Menge feinkörniger Zuschlagstoffe notwendig ist, müssen sie, wenn sie nicht als Sand an natürlicher Lagerstätte gewonnen werden können, aus der Zerkleinerung groberer Materials gewonnen werden. Hierzu können Walzwerke, Kollergänge und Kugelfallmühlen verwendet werden. Kollergänge und Kugelfallmühlen haben aber für den Baubetrieb wenig Anwendung gefunden. Das im Steinbrecher und zum Teil im Nachbrecher (Grusbrecher) vorgebrochene und auf Walnußgröße zerkleinerte Material wird im Baubetrieb meist in Walzwerken auf Sandfeinheit zerquetscht.

Diese Maschinen sind sehr widerstandsfähig gebaut. Die Zerkleinerung geschieht zwischen einer festen und einer beweglichen Walze aus Hartstahl, die in einem Rahmen aus Gußstahl (Stahlguß) oder auch starkem Profileisen gelagert sind. Die bewegliche Lagerung kann geradlinig verschiebbar oder ausschwingend ausgebildet sein. Die Anpressung der Walzen geschieht durch starke Federn. Es werden einfache Walzenmühlen, bei denen nur ein Walzenpaar vorhanden ist, und Doppelwalzenmühlen, bei denen 2 untereinander liegende Walzenpaare von dem Material durchlaufen werden müssen, hergestellt. Die Walzen selbst werden, da sie naturgemäß der Abnutzung sehr unterliegen, leicht auswechselbar eingebaut. Eine außerdem noch ausgeführte Bauweise ist der

Zusammenbau eines einfachen oder Doppelwalzwerkes mit einem Steinbrecher, derart, daß das Brechgut aus dem Steinbrecher sofort in die Walzmühle fällt.



DR. GASPARY & CO.
MAGNANSTADT.

Abb. 345. Steinbrecher mit nachgeschalteter Walzmühle, Bauart Dr. Gasparly & Co.

Eine derart ausgeführte Konstruktion, wie sie von der Maschinenfabrik Dr. Gasparly auf den Markt gebracht wird, zeigt Abb. 345.

Abb. 346 zeigt eine einfache Walzmühle mit wagerechter Verschiebung der beweglichen Walze und Abb. 347 eine einfache Walzmühle mit ausschwingender beweglicher Walze, wie sie von dem Grusonwerk der Firma Krupp hergestellt werden.

Abb. 348 zeigt eine doppelte Walzmühle derselben Firma. Das Brechgut wird den Mühlen je nach dem Walzendurchmesser bis zur Faustgröße meist durch einen Rüttelschuh zugeführt. Bis 260 mm \varnothing werden die Walzen aus Schalenhartguß, darüber aus einem Kern und einem Mantel hergestellt.

Einfache Walzmühlen der Firma Krupp werden in 8 Größen geliefert, für die in folgendem

die Leistung und der Kraftbedarf gegeben werden.

Werte der Krupp- Walzen- mühlen	Stündliche Leistung:	kg	750	1250	2000	2700	3500	5000
	Kraftbedarf:	PS	2	3	5	8	11	20
	Walzendurchmesser:	mm	260	320	400	550	700	950
	Walzenbreite:	mm	260	260	260	275	300	320

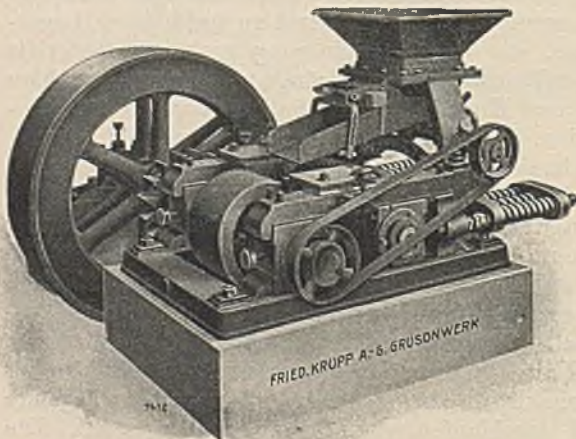


Abb. 346. Einfache Walzmühle mit wagerechter Verschiebung der beweglichen Walze, Bauart Krupp-Gruson.

Größe 4—7 wird auch mit schwingender Walze geliefert. Bei Verarbeitung größerer Steine wird zwischen dem Steinbrecher und die Walzmühle am besten noch ein Nachbrecher eingeschaltet, der das Material auf Walnußgröße zerkleinert und dem Walzwerk zuführt. Zweckmäßig ordnet man zwischen Nachbrecher und Walzwerk ein Rüttelsieb zwecks Ausscheidung des bereits vorhandenen feinen Sandes an, um das Walz-

werk von dem nutzlosen Durchgang dieses feinen Materials zu entlasten. — Abb. 349 zeigt eine Ausführung, wie sie von der Ibag hergestellt wird. Die Firma erwähnt als Vorteil ihrer Walzwerke die Länge der Walze im Verhältnis

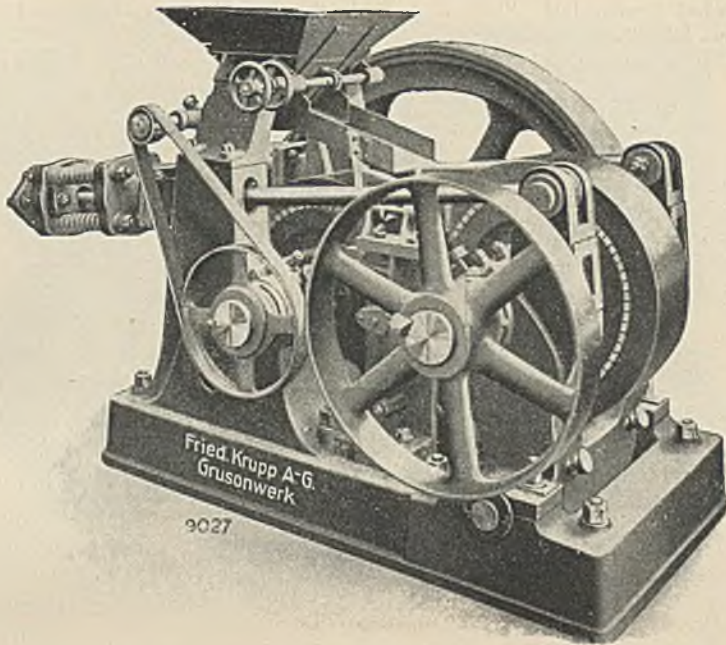


Abb. 347. Einfache Walzenmühle mit ausschwingender beweglicher Walze. Bauart Krupp-Gruson.

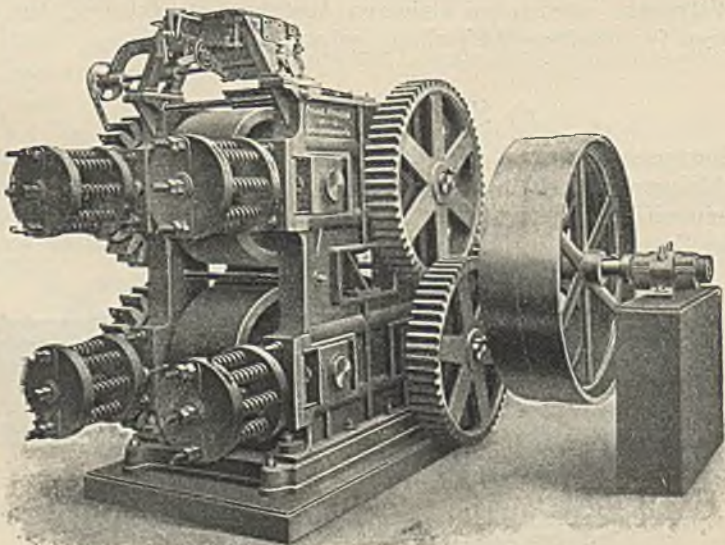


Abb. 348. Doppelte Walzenmühle der Krupp-Grusonwerke.

zum Walzendurchmesser, weil dadurch das aufgegebene Material auf eine längere Fläche verteilt wird und ein zu schneller Verschleiß der arbeitenden Teile vermieden wird. Falls das zu verarbeitende Material nicht von irgend einer anderen vorgeschalteten Maschine gleichmäßig zugeführt wird, ist die Anordnung

eines besonderen Beschickungsapparates nötig. Es werden 6 verschiedene Typen hergestellt mit folgenden Werten:

Werte der Ibag-Walzenmühlen	Durchmesser \times Breite der Walzen mm		270 \times 350	350 \times 400	400 \times 500	600 \times 500	750 \times 600	850 \times 760
	Erforderl. Kraftbedarf PS		3—4	4—6	6—8	8—10	10—12	12—16
Stündl. Leistung bei 10-mm-Spalt ca. kg		2000	2500	3500	4500	6000	10 000	

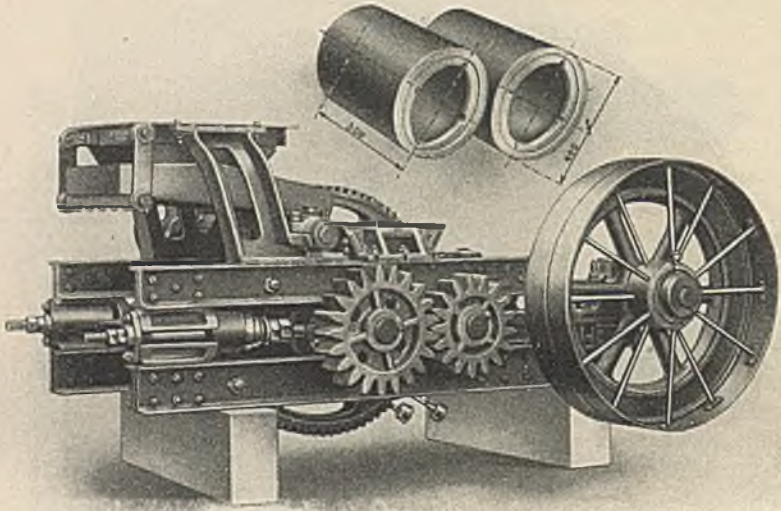


Abb. 349. Walzenmühle der Ibag.

Die Walzwerke werden bei kleineren Ausführungen fahrbar, bei größeren Ausführungen für ortsfeste Aufstellung gebaut.

c) Sortiermaschinen.

Die Sortiermaschinen dienen dazu, das an natürlicher Lagerstätte oder durch Zerkleinerungsmaschinen gewonnene Material von verschiedener Korngröße auf einheitliche Körnung zu sortieren. Daß man bei richtiger Zusammensetzung der Zuschlagstoffe in bezug auf die Körnung wesentliche Ersparnisse



Abb. 350. Sortiermaschine der Maschinenfabrik Dr. Bernhardt (Trommel aus starkem gelochten Stahlblechen. Befestigung an auf den Wellen aufgesetzten Armsternen).

machen kann, ist im zweiten Teil ausgeführt worden. Zu dieser Sortierung dienen Sortiertrommeln und Rüttelsiebe. Die Sortiertrommeln sind Hohlzylinder, deren Wandungen mit Löchern von verschiedenen Durchmessern versehen sind. Für kleinere Leistungen, wie sie besonders für direkt hinter den fahrbaren Steinbrechern angeordnete Sortiermaschinen in Frage kommen, werden die Trommeln mit durchgehender Welle gebaut. Bei größeren Leistungen und

besonders wenn die Anzahl der gewünschten Einzelkörnungen sehr groß ist, wird die Trommel sehr lang, sie wird dann meist auf Rollen aus Stahlguß gelagert. Der Antrieb der Trommeln kann durch ein Stirnradvorgelege, oder auch durch eine

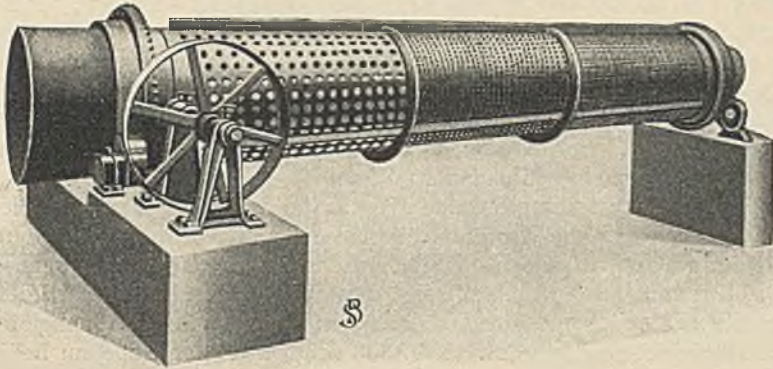


Abb. 351. Sortiermaschine der Maschinenfabrik Dr. Bernhardt (Befestigung der Siebbleche an einem Rahmen aus Profil-Eisen).

Riemenscheibe erfolgen. Längere Trommeln (etwa von 10 m an) erhalten häufig auch in der Mitte noch eine Stützrollenlagerung, an der sich dann gleichzeitig der Antrieb befindet. Die Siebbleche werden leicht abgenutzt und sind daher meist leicht auswechselbar angeordnet.

Die Abb. 350 und 351 zeigen zwei Ausführungen, wie sie von der Maschinenfabrik Dr. Bernhardt auf den Markt gebracht werden.

Die Trommel besteht bei der Abb. 350 aus starken gelochten Stahlblechen, die an einzelnen auf die Wellen aufgesetzten Armsternen befestigt sind. Bei der Ausführung nach Abb. 351 werden die Siebbleche an einem Rahmen, aus T-Eisen befestigt, der an den Enden durch kräftige gußeiserne

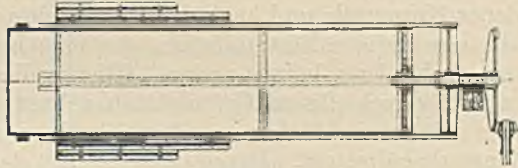


Abb. 352. Schnitt durch eine Sortiertrommel der Ibag mit 2 Überleben.

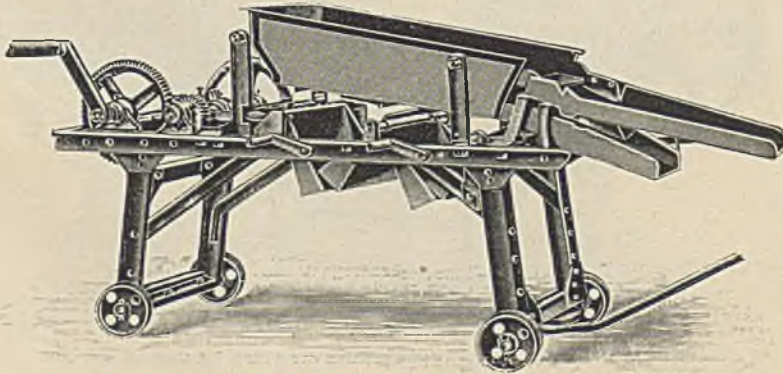


Abb. 353. Von Hand zu bedienende Kies- und Sandsortiermaschine der Firma Dr. Gaspary.

Ringe zusammengehalten wird, die gleichzeitig als Laufringe für die Trommel dienen. Die Trommel bildet in beiden Fällen eine innen vollständig glatte Fläche, so daß das zu sortierende Material ungehindert die Trommel durchlaufen kann.

Die Ausführung nach Abb. 350 wird in den Grenzen von 400—1000 mm Trommeldurchmesser, 2000—5500 mm Trommellänge mit einem dazu gehörigen Kraftbedarf von 0,3—3 PS als Marktware hergestellt. Die stündliche Leistung in Schotter von 25, 50 und 80 mm Körnung beträgt 1,5—14 cbm, bei Feinkörnung (3, 9, 12 mm) 0,5—7 cbm in der Stunde.

Die auf Abb. 351 dargestellte Ausführung wird in verschiedenen Abstufungen von 600—1000 mm Trommeldurchmesser, 3000—8000 mm Trommellänge und einer Leistung von 5—20 cbm bei Schotter und 2—10 cbm bei Feinkörnung vom Lager geliefert. Der Kraftbedarf schwankt von 1,2—6 PS. Für größere Leistungen sind Spezialausführungen nötig.

Bei großer Unterteilung in der Korngröße wird ein Teil der Siebfelder als doppelte oder dreifache Trommel übereinander angeordnet (Übersieb). Vielfach sind die glatten, ungelochten Flächen der Trommeln mit auswechselbaren Schleißblechen versehen. Abb. 352 zeigt den Schnitt durch eine Sortiertrommel der Ibag mit 2 Übersieben. Für das Aussieben kleinerer Materialmengen werden meist die Rüttelsiebe verwendet. Abb. 353 zeigt eine von Hand zu bedienende Höchstleistung von 25 cbm/Tag. Es können damit 2 Sorten Kies und 1 Sorte Sand ausgesiebt werden.

d) Waschmaschinen.

Das von natürlicher Lagerstätte stammende kiesige Material von verschiedener Korngröße und auch das im Steinbruch gewonnene Material muß vielfach von den erdigen Bestandteilen, die eine innige Verbindung mit den Bindemitteln verhindern, befreit werden. Hierzu dienen die Waschanlagen. Sie werden nach 2 verschiedenen Grundsätzen gebaut. Bei der einen Ausführung taucht eine mit feinen Sieben versehene Drehtrommel mit dem unteren Teil in einen Wasserbehälter ein. Durch das Sieb fällt das feinste Material in den Waschtrog, aus dem es durch Mitnehmer entfernt wird. Schneckengänge im Siebzylinder sorgen für die Weiterbeförderung des nicht durchfallenden Materials im nun

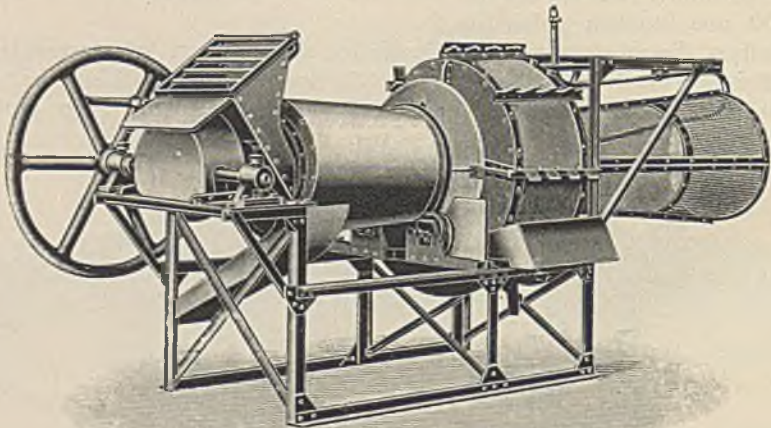


Abb. 354. Waschtrog-Waschmaschine der Firma Dr. Gaspary.

gewaschenen Zustande. Vielfach ist dem Sieb- oder Waschzylinder noch ein Sortierzylinder nachgeschaltet. Abb. 354 zeigt eine derartige Ausführung, wie sie von der Maschinenfabrik Gaspary für die Waschung von Material unter 3 mm Korngröße hergestellt wird. Die folgende Tafel gibt die wichtigsten Angaben für 3 verschiedene Größenabstufungen.

Werte für Waschmaschinen Dr. Gaspary	Leistung:	bei Handantrieb:	obm/Std.	1,8	2,3	2,8
		bei Kraftantrieb:	"	2,5	3,0	4
	Kraftbedarf:	bei Handantrieb:	Arb.	1	1—2	1—2
		bei Kraftantrieb:	PS	$\frac{1}{2}$ —1	$\frac{1}{2}$ —1	2

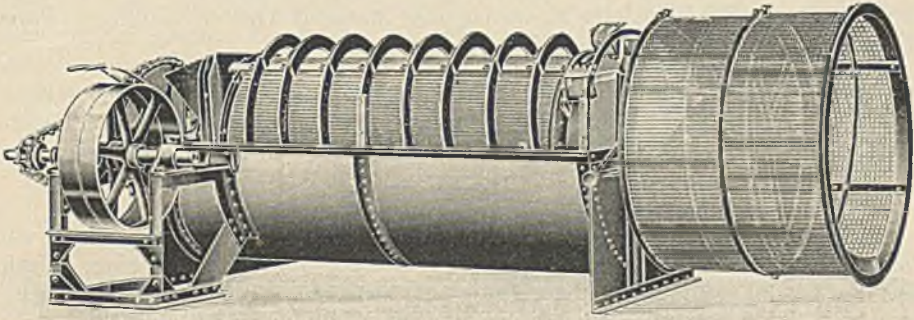


Abb. 355. Waschtrog-Waschmaschine der Firma Dr. Gaspary für größere Leistung.

Bei den Typen 2 und 3 ist ein Gegenstrom-Zylinder der Siebtrommel vorgeschaltet.

Abb. 355 zeigt eine nach dem gleichen Prinzip gebaute Maschine der gleichen Firma für größere Leistungen.

Die zweite Art der Waschmaschinen ist nach dem Gegenstromprinzip durchgebildet. Die Waschtrommel erhält eine geneigte Lage und ist mit einem Schnecken- gang versehen. Das Material wird an dem tiefer liegenden Ende der Trommel eingebracht und durch die Schnecke nach dem höher liegenden Ende bewegt, während das Wasser im oberen Ende der Trommel zugegeben wird und den umgekehrten Weg macht. Abb. 356 zeigt eine derartig gebaute Maschine, System

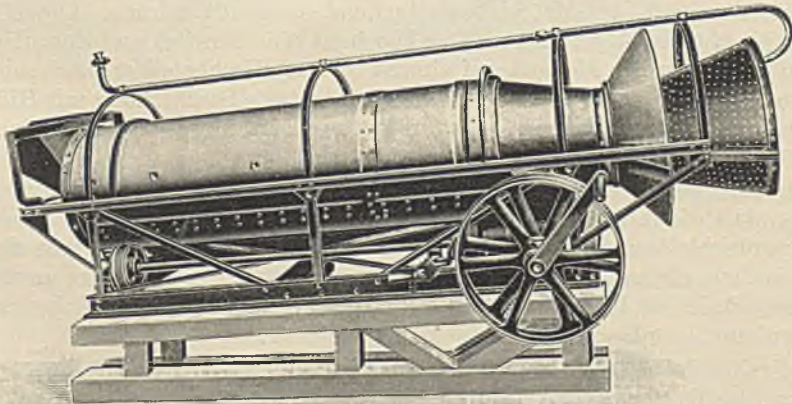


Abb. 356. Waschmaschine der Firma Dr. Gaspary nach dem Gegenstromprinzip.

Gaspary. Der Zylinder bewegt sich auf Rollen und wird durch Kegelräder und Festscheibe an einem Ende angetrieben. Nach dem Austritt aus dem Wasch- zylinder gelangt das Material zur Abgabe des Wassers erst auf ein Sieb und zur gleichzeitigen Sortierung dann auf einen Sortierzylinder. Der Wasserverbrauch ist von der Größe der Verunreinigung abhängig. Unter normalen Verhältnissen

soll er 1 cbm Wasser für 11 cbm Rohmaterial betragen. Die Maschinen dienen hauptsächlich zum Waschen von 3 mm Körnung aufwärts bis zur größten Körnung, können aber in Verbindung mit Klär- und Schlemmanlagen auch für kleinere Körnungen verwendet werden. Marktgängige Typen werden in Ausführungen von 1,8—7,5 cbm Stundenleistung für Hand- und Kraftbetrieb gebaut.

Durch eine mechanische Beschickungsanlage kann die Leistung um 10 vH erhöht werden. Für schwierig zu waschendes Material wird ein ähnlicher Apparat für 2,5—7,5 cbm Leistung gebaut.

C. Betonmischmaschinen.

a) Allgemeines.

In den Betonmischmaschinen sollen die Zuschlagstoffe unter Zusatz von Wasser innig vermischt werden. Das Kennzeichen für die Güte einer Mischmaschine ist daher die erreichbare Innigkeit der Mischung und erst bei gleicher Güte der Mischung die Zeit der Mischung, d. h. die Leistungsfähigkeit.

In der gebräuchlichen Bauweise sind zunächst die Maschinen mit ununterbrochenem Betriebe und die Zeitmischer zu unterscheiden. Bei der ersten Art, die auch als Dauermischer bezeichnet werden, findet eine dauernde Beschickung des Mischbehälters an dem einen Ende statt und eine Abnahme des gemischten Gutes fortlaufend an dem entgegengesetzten Ende. Diese Mischmaschinen sind zwar meist billig und einfach, gewährleisten aber nicht immer eine innige Mischung, weil die Dauer des Mischvorganges auf die Zeit begrenzt ist, die das Mischgut für das Durchlaufen durch den Behälter gebraucht. Sie werden aus dem angeführten Grunde (der nur wenig beeinflussbaren Mischdauer) heute zur Betonbearbeitung im Tiefbau nur noch wenig benutzt, finden aber vielfach noch Anwendung zur Herstellung von Mörtel besonders im Hochbau und für kleinere Betonmengen. Bei der 2. Art wird jeweils eine bestimmte Materialmenge in den Mischbehälter eingebracht und so lange dem Mischverfahren ausgesetzt, als es das Material jeweils erfordert. Die Dauer des Mischvorganges kann also den Erfordernissen des Materials weitgehend angepaßt werden. Die Mischzeit beträgt im Mittel 2—3 Minuten. Das Mischgut (Bindemittel und Zuschlagstoffe) wird in abgemessenen Mengen auf einmal in den Mischbehälter mechanisch eingebracht. Liegt dieser Behälter hoch, so geschieht die Beschickung mit Hilfe eines Kastenaufzuges mit Kippung. Die Entleerung wird durch die Maschine selbst ausgeführt.

An eine gut durchgebildete Mischmaschine muß die Anforderung gestellt werden, daß die Entleerung eine vollständige ist, damit eine Krustenbildung durch zurückbleibende Betonreste vermieden wird. Vor jeder längeren Betriebspause ist aus diesem Grunde die Maschine gründlich zu säubern und auszuwaschen. Es ist ein Vorzug der Maschine, wenn die Reinigung in einfacher Weise erfolgen kann.

Bei allen Maschinen, den Dauermischern und den Zeitmischern, wird erst nachdem das Gut eine Zeit hindurch trocken gemischt ist, das Wasser zugegeben. Die Zugabe des Wassers geschieht meist selbsttätig in dem angestrebten Verhältnis. Die Mischung selbst kann durch besondere Rührwerke oder durch Ausnutzung der Schwerkraft erfolgen. Die ersten Ausführungen werden als Zwangsmischer, die zweiten als Freifallmischer bezeichnet. Hinsichtlich der Güte der bei den verschiedenen Systemen erzielten Mischung ist kein so klares Urteil der Praxis vorhanden, daß man bereits ein System als das beste bezeichnen könnte. Je nach dem Zwecke wird bald das eine, bald das andere System Vorträge bieten.

b) Die Zwangsmischer.

Bei diesen Maschinen läuft in einem Behälter ein Rührwerk, das meist aus einer Welle mit darauf befestigten Armen besteht. Die Rührarme sind so angeordnet, daß das Mischgut sowohl eine Bewegung quer zur Welle als auch gleichlaufend zur Welle ausführt. Das Material wird also innig durchgeknetet und eine Klumpenbildung verhindert. Die Beschickung erfolgt von oben in der ganzen Breite des Mischbehälters. Die Entleerung kann durch Drehung des Troges oder durch eine Seiten- oder Bodenklappe (Schieber) erfolgen. Ein Vorzug dieser Ausführung ist, daß der Mischvorgang unter den Augen der Bedienung stattfindet und die Dauer und der Wasserzusatz daher noch während der Mischung beeinflusst werden kann.

1. Rührwerksmischmaschinen.

Bei den zwangsweisen Maschinen mit stetigem Materialdurchgang laufen in einem zylindrischen oder trichterförmigen Trog Rührschaufeln, die das Material unter Vermischung stetig durch die Mischtrommel hindurch bewegen. Der Mischtrogtrog kann eine senkrechte, d. h. stehende Lage haben oder wagrecht oder schwach schräg geneigt angeordnet sein. Im letzteren Falle ist er oben offen, so daß der Mischvorgang beobachtet werden kann. Abb. 357 zeigt eine Trichtertellermaschine

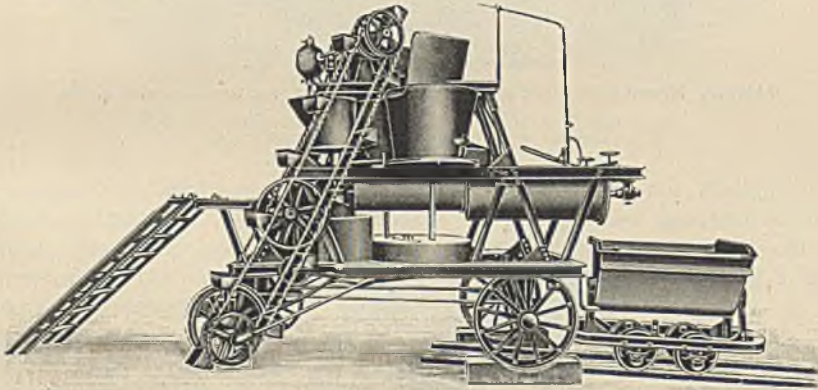


Abb. 357. Trichtertellermaschine der Firma Dr. Gaspary.

der Firma Dr. Gaspary u. Co. Für die verschiedenen Rohstoffe (Zement, Sand) sind Behälter (Trichter) angeordnet, aus denen die Stoffe einem wagrecht liegenden Trog zugeführt werden, in dem sie durch eine Mischschnecke innig vermengt werden.

Mischungsverhältnis und Stundenleistung sind einstellbar. Die größte Ausführung dieser Gattung in Gruppenherstellung leistet bei 6—7 PS Kraftbedarf 15—20 cbm/Std. Größere Maschinen nach Sonderangebot.

Abb. 358 zeigt eine derartige Maschine mit stehendem Zylinder, wie sie von der Firma Gauhe, Gockel u. Co., Oberlahnstein, hergestellt wird.

Abb. 359 zeigt einen einfachen Trogmischer der Firma Gaspary. Die Beschickung erfolgt durch einen Schrägaufzug. Der Trog ist feststehend und wird durch eine untere Bodenklappe entleert. Die Maschine wird in 6 Größenabstufungen von 150—1000 Liter Troginhalt gebaut. Die Leistungsfähigkeit ist mit 4,5—30 cbm in der Stunde angegeben. Der Kraftbedarf beträgt 6 PS bei der kleinsten Ausführung und 17 PS bei der größeren Ausführung.

Abb. 360 zeigt eine Trogmischmaschine von Gauhe, Gockel u. Co., bei der der Trog zum Entleeren gekippt wird. Das Rührwerk besteht aus den auf

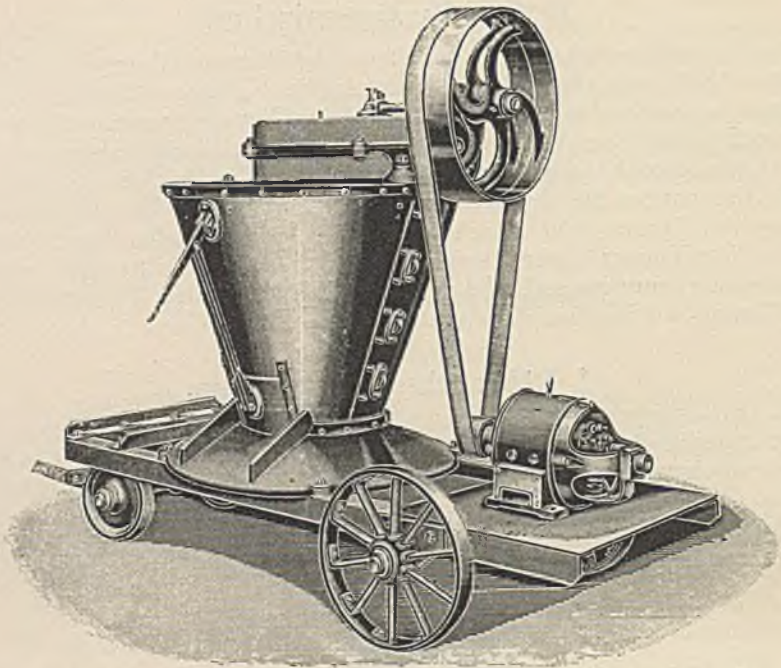


Abb. 358. Mischmaschine mit stehendem Zylinder der Firma Gaulhe, Gockel u. Cie.

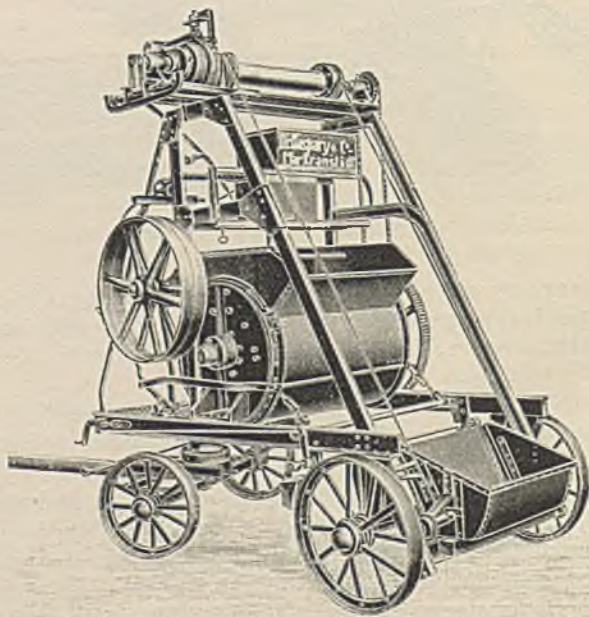


Abb. 359. Einfacher Trogmischer der Firma Dr. Gaspary.

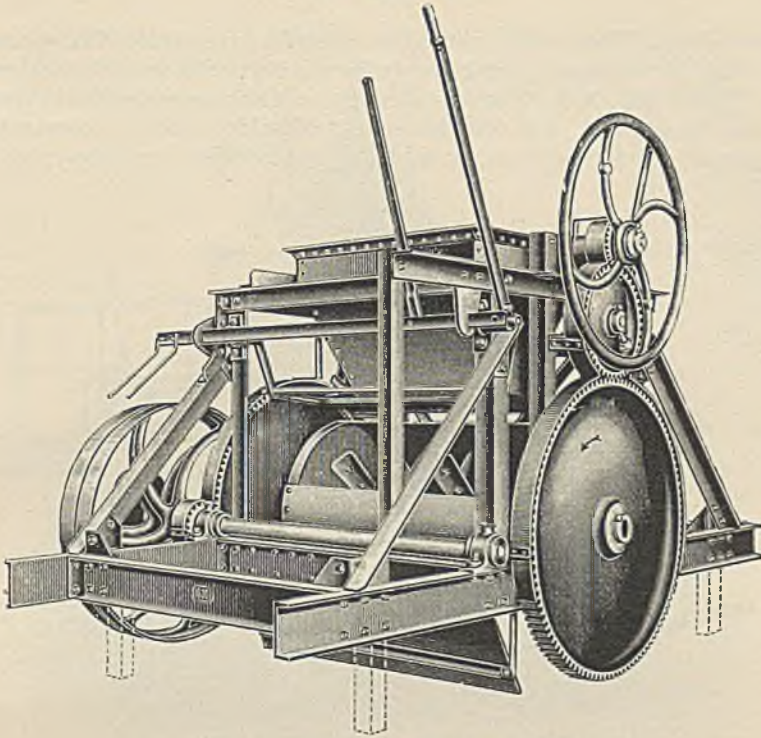


Abb. 360. Trogmischmaschine der Firma Gauhe, Gockel u. Cie.
(der Trog muß zum Entleeren gekippt werden).

einer wagrechten Welle sitzenden Rührarmen mit schräg zur Wellenachse angeordneten Rührschaufeln. Benachbarte Schaufeln sind gegeneinander verschränkt. Der Trog kann um eine wagerechte Achse, die mit der Wellenachse zusammenfällt, für das Entleeren gedreht werden. Da der Mischtrog keine besonderen Entleerungsklappen besitzt, eignet sich diese Maschine besonders für Gußbeton und flüssige Mörtel. Nach diesem Grundsatz werden Maschinen von 75—1000 Liter Trogfüllung feststehend und für fahrbaren Betrieb hergestellt. Bei der ortsfesten 500-Liter-Maschine beträgt der Kraftbedarf etwa 12 PS die Höchstleistung 40 Mischungen in der Stunde. Abb. 361 zeigt einen Querschnitt durch den Mischtrog. Abb. 362 zeigt einen Doppeltrogmischer, wie ihn das Bayrische Hüttenamt in Sonthofen herstellt. Die Mischschaufeln sitzen drehbar an den Mischarmen mit einem Abstand von 1—2 mm von den Mantelblechen des Troges. Bei den doppelt wirkenden

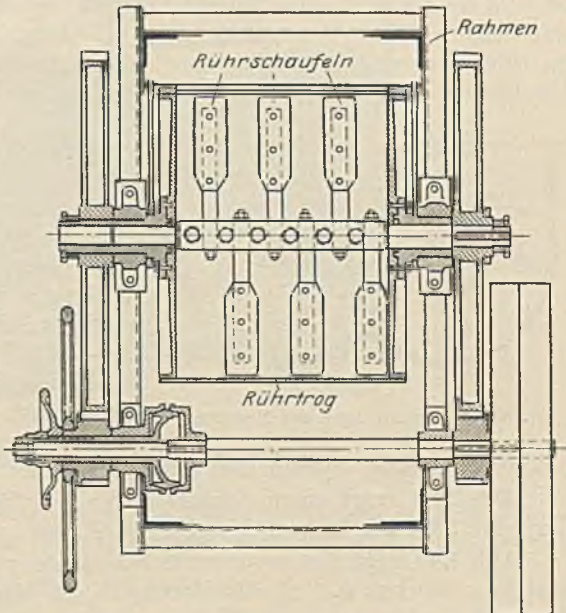


Abb. 361. Querschnitt durch den Mischtrog derselben Maschine.

Maschinen sind 2 Mischwellen mit gegeneinander versetzten Rührarmen vorhanden. Die Bewegungsrichtung der beiden Rührwerke ist einander entgegengesetzt. (Siche Abb. 363.) Die Entleerung des Mischtroges geschieht durch eine Klappe am Trogboden. Die Trogbleche der Maschine sind so konstruiert, daß sie umgedreht werden können, sobald der untere Teil der Klappe abgenutzt

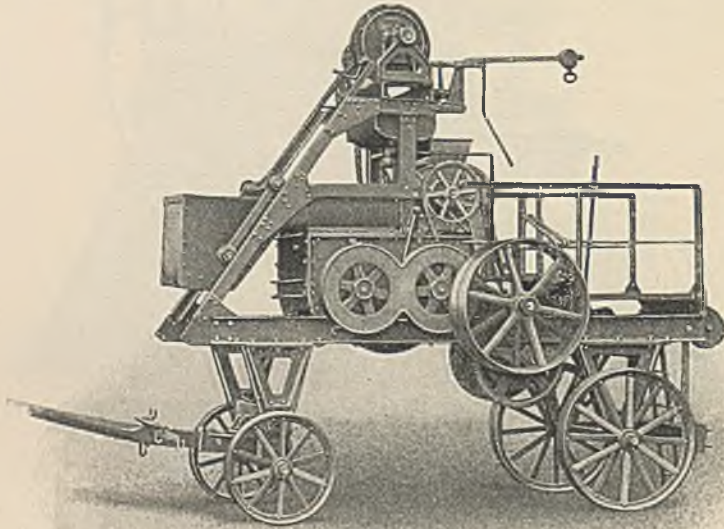


Abb. 362. Ansicht.

Abb. 362 und 363. Doppeltrogmischer des Bayrischen Hüttenamts in Sonthofen.

ist. Da die Wasserzugabe unter den Augen des Arbeiters stattfindet, ist allgemein eine automatische Wasserzuteilung bei diesen Maschinen nicht vorgesehen. Es dürfte aber zweckmäßig sein, sie stets zu verlangen. Die erforderliche Mischdauer wird je nach dem verwandten Material mit $\frac{1}{2}$ —1 Minute angegeben.

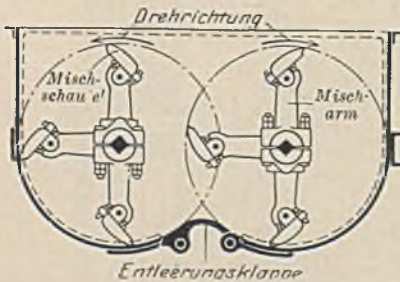


Abb. 363. Schnitt durch den Mischtrogl.

6—50 cbm. Das System hat sich auf vielen Großbaustellen gut bewährt.

Abb. 364 zeigt einen Schnitt durch den Trogl des einfachen Trogmischers der Abb. 365, wie er von der gleichen Firma auf den Markt gebracht wird.

Abb. 366 zeigt eine sogenannte Kreislaufdoppeltrogmischmaschine der Firma Gauhe, Gockel u. Co. Als Vorzug dieser Maschine werde erwähnt, daß die Schaufelanordnung so getroffen ist, daß eine besonders gute Vermischung des Gutes dadurch entsteht, daß neben der Bewegung des Gutes in der Bewegungs-

richtung der Rührarme eine kräftige Bewegung quer dazu so erzwungen wird, daß das Gut auch einen Kreislauf um die senkrechte Achse des Troges vollführt. Die Maschine ist bisher mit 300 und 750 l Trommelfüllung gebaut

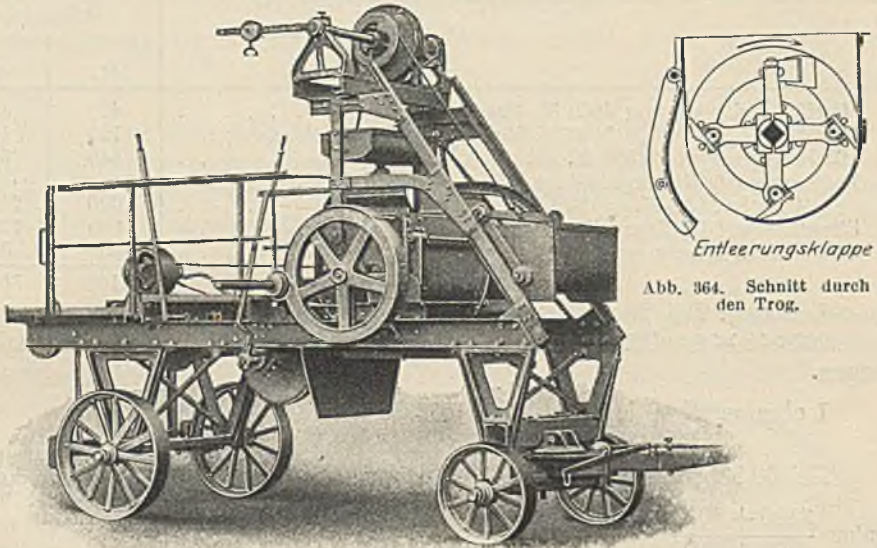


Abb. 365. Ansicht.

Abb. 364 und 365. Einfacher Trogmischer des Bayrischen Hüttenamts.

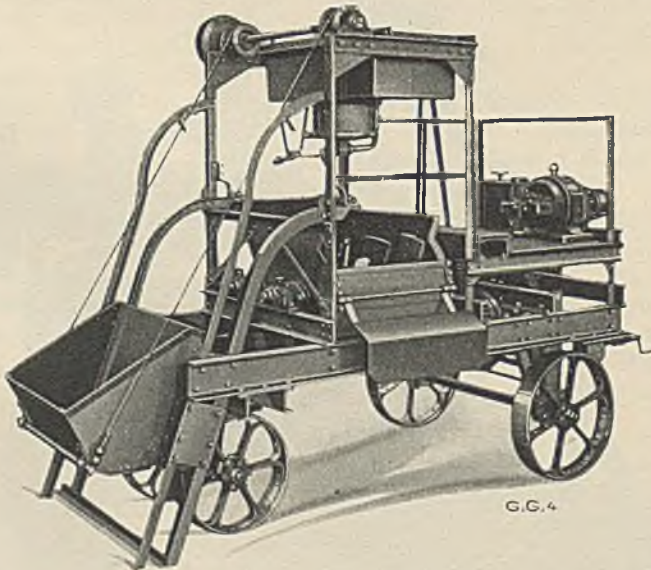


Abb. 366. Kreislaufdoppeltrogmischmaschine der Firma Gauhe, Gockel u. Cie.

worden und kann mit einem Beschickungshebwerk und auch noch mit einem zweiten Hebwerk geliefert werden. Der Preis stellt sich z. Zt. ohne zweites Windwerk
 mit zweitem Windwerk

	auf 4200 und 8450 M.
	auf 4500 und 9000 M.

Die Betriebskostenaufstellung gestaltet sich nach Angabe der Fa. wie folgt:

Betriebskostenberechnung
für einen Kreislauf-Doppeltrogmischer 300 Liter Füllung der Fa. Gauhe, Gockel u. Cie.

	Betriebsdauer	
	100 Tage M.	200 Tage M.
10 vH Verzinsung von 4200 M. Maschinenpreis	420	420
10 vH " " 1000 M. Motor- und Installationspreis . . .	100	100
12 vH Tilgung von 4500 M.	540	540
Bedienung (für 100 Arbeitstage à 8 Stunden à 1,25 M., 1 Mann = 100 × 8 × 1,25 M. = 1000 M.)	1000	2000
Stromkosten (100 Tage à 8 Stunden × 7,4 kW à 0,15 M. = 890 M.)	890	1770
Schmierung, Reserveteile	150	300
	3100	5060

Leistung: Bei 20 Mischungen in der Stunde 6 cbm/Std.

200 × 8 × 6 = 9600 cbm in 200 Arbeitstagen oder 4800 cbm in 100 Arbeitstagen.

1 cbm mischen kostet $\frac{5060}{9600} = 0,52$ M. oder $\frac{3100}{4800} = 0,65$ M.

Bei 30 Mischungen stdl. und 2 Bedienungsarbeitern $\frac{5060 + 2000}{9600 + 4800} = 0,49$ M.

oder $\frac{3100 + 1000}{4800 + 2400} = 0,57$ M.

Bei mehr als 30 Mischungen und längerer Nutzzeit wird die Mischung noch billiger, da der Anteil für Verzinsung und Tilgung unverändert bleibt.

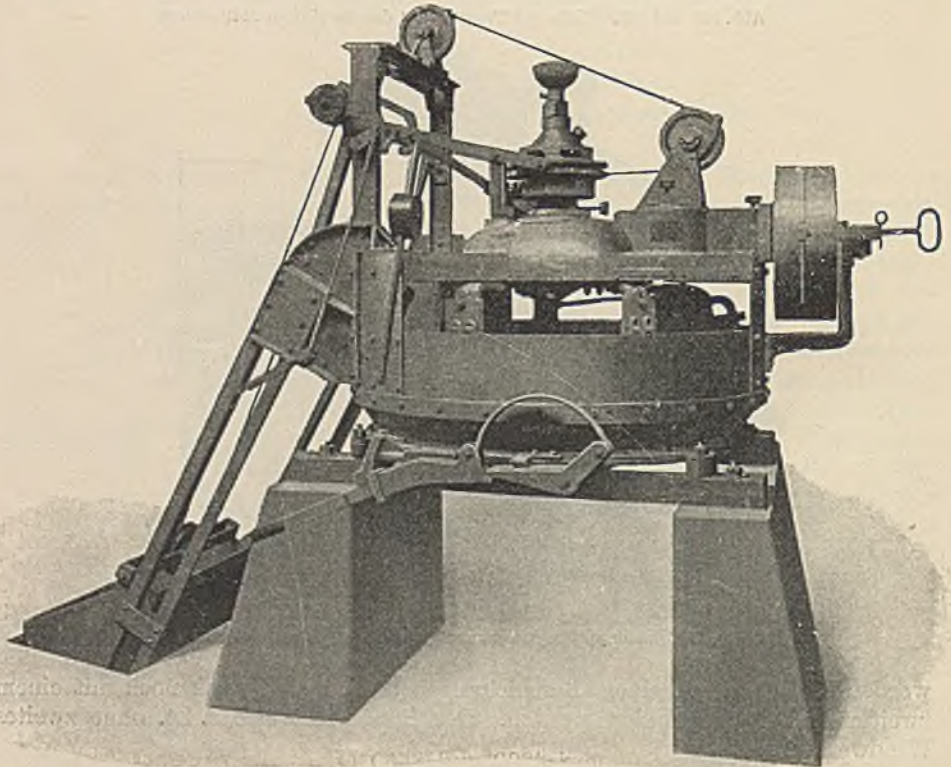


Abb. 367. Ansicht.

Abb. 367 und 368. Kollergang der Maschinenfabrik Bernhardt.

Diesen Herstellungskosten für Betonbearbeitung durch die Maschine müssen bei der Erfassung der Wirtschaftlichkeit die Kosten für Handmischung gegenübergestellt werden.

Kosten für Handmischung.

Handmischung bei 1,25 M. Stundenlohn einschl. Zuschläge wie oben.

Leistung: 1 Mann in 8 Stunden 2,5 cbm. Kosten per 1 cbm $\frac{8 \times 1,25}{2,5} = 4$ M.

d. h., Handmischung ist 8mal so teuer als Maschinenmischung. Es muß auch darauf hingewiesen werden, daß bei Erzielung gleicher Güte des Betons durch die Maschinenmischung eine 15—20prozentige Ersparnis an Bindemittel (Zement, Kalk, Traß etc.) gegenüber der Handmischung erzielt werden kann (Angaben der Firma).

2. Kollergänge.

Zu den Zwangsmischern gehören auch die Kollergänge. Bei den zur Betonherstellung verwendeten Kollergängen sitzen an den Armen einer senkrechten Welle Mischschaufeln und Knetkoller. Die Mischschaufeln erfassen das Material stets wechselnd von allen Seiten und bewirken ein planmäßiges zwangsweises Verschieben der ganzen Masse in allen Richtungen. Der Knetkoller hat den Zweck, die größeren Teile der Mischung in die weicheren Bestandteile hineinzudrücken, gleichzeitig aber auch die sich etwa bildenden Knoten zu zerreiben. Abb. 367 zeigt einen Kollergang, wie er von der Maschinenfabrik Bernhardt hergestellt wird. Abb. 368 zeigt den Weg der Knet- und Mischwerkzeuge bei diesen Maschinen. Die Firma baut derartige Kollergänge von 50—500 l Füllung fahrbar und für ortsfesten Einbau. Der Kraftbedarf schwankt zwischen 2 und 15 PS. Die Mischschaufeln sind so eingebaut, daß sie den sich etwa einklemmenden Steinstückchen leicht ausweichen können. Es werden hierdurch Bruchgefahren für die Schaufeln vermieden. Das Wasser wird dem Mischgut durch die durchbohrte Welle und ein am unteren Ende angebrachtes Brauserohr zugeführt. Dieses macht die Drehbewegung der Hauptachse mit und verteilt das Wasser regenförmig und vollkommen gleichmäßig auf das Mischgut. Die Entleerung erfolgt durch Öffnen einer Bodenklappe.



Abb. 368. Weg der Knet- und Mischwerkzeuge.

Kollergänge haben für die Betonherstellung auf Baustellen wenig Bedeutung, sie werden hauptsächlich in Kunststeinfabriken verwendet.

c) Freifallmischer (zwangsfreies Mischen).

Für diese Mischmaschinen werden heute fast stets sich drehende Trommeln verwendet. Die Trommeln sind als zylindrische Rohre ausgebildet oder aus zwei abgestumpften Kegeln usw. zusammengesetzt. Die Lagerung der Trommeln geschieht meist auf Rollen, der Antrieb durch einen auf die Trommel aufgesetzten Zahnkranz mit Zahnradantrieb oder mit Kettenantrieb. Im Innern der Mischtrommeln sind an dem Trommelmantel Schaufeln angebracht, die das Mischgut bei der Drehung mit hochheben und es nach erreichter Schräglage wieder herabfallen lassen. Der Mischvorgang wird hier also nicht in stets gleicher Weise durch Rührwerke erzwungen, sondern beruht auf dem durch die Schwerkraft hervor-

gerufenen freien Fall des Mischgutes, der nach Überschreitung des Reibungswinkels eintritt. Er ist also abhängig von der Reibung der einzelnen Teilchen unter sich und an den Gefäßwandungen. Weil deshalb feine Teilchen anders fallen als grobe, rollige Stücke, sind die Bewegungen sehr vielseitig. Durch die Bauweise und verschiedene Stellung der einzelnen Schaufeln wird außer der Querbewegung des Mischgutes eine Bewegung in Richtung der Achse angestrebt. Nach diesem System sind eine ganze Reihe von Mischmaschinen gebaut worden und haben in der Praxis eine weite Verbreitung gefunden. Ein Vorzug der Freifallmischer gegenüber den Zwangsmischern besteht in der einfacheren Konstruktion, dem dadurch bedingten billigeren Beschaffungspreis und den geringeren Unterhaltungskosten. Die Beschickung und die Entleerung der Trommeln erfolgt meist an den Stirnseiten; bei den Ausführungen als Zeitmischer geschieht die Entleerung durch einen am Trommelmantel angebrachten Schieber, durch das Auseinanderziehen der aus zwei Hälften bestehenden Trommeln, oder es wird bei

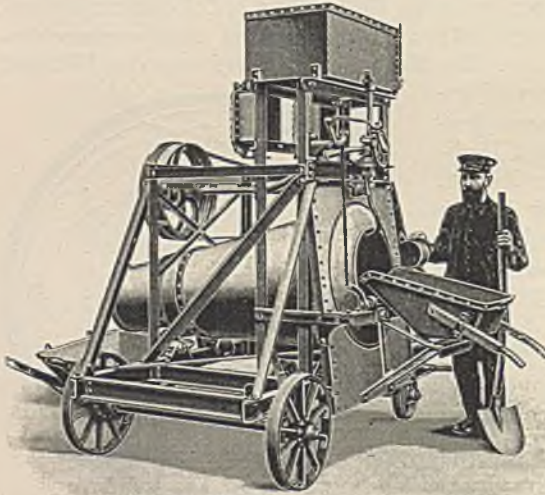


Abb. 369. Mischmaschine „Vielfraß“ der Firma Gauhe, Gockel u. Cie.
Zwangsfreies Mischen mit stetigem Materialdurchgang.

Entleerung an der Stirnseite entweder eine schräge Entleerungsrinne in das Trommelinnere eingeschwenkt, auf die das Gut fällt und nach außen abrutscht, oder es wird die gesamte Trommel um eine wagerechte Achse gekippt.

Die zwangsfreien Mischmaschinen mit stetigem Materialdurchgang sind Drehtrommeln, die an der Innenseite mit Mitnehmern derart versehen sind, daß das Gut in die Höhe gehoben wird und beim Herunterfallen sich vermischt und gleichzeitig durch die Trommel hindurchwandert.

Abb. 369 zeigt eine nach diesem System konstruierte Mischmaschine „Vielfraß“ der Firma Gauhe, Gockel u. Cie. Sie wird in 2 verschiedenen Ausführungen gebaut.

1. „Vielfraß“ kleine Bauart:

Leistung bis 7 cbm/Std.

Kraftbedarf $1\frac{1}{2}$ —2 PS.

Beschickung durch Einschaufeln in den Mischbehälter oder durch Vorfüllkasten von 50 l Inhalt. Trichterartige konische Form des Mischbehälters.

2. Große Bauart:

Leistung bis 15 cbm/Std.

Kraftbedarf 2—3 PS.

Beschickung durch Einschaufeln, Vorfüllkasten und Schiebkarren.

Abb. 370 und 371 zeigen den sehr stark verbreiteten Herkules-Mischer der Firma Gauhe u. Gockel. Das Mischgut wird durch einen Fülltrichter während des Ganges der Maschine seitlich in die zylindrische Trommel eingebracht. Durch die Drehung wird das Material gehoben, um durch die Schwerkraftwirkung wieder zurückzufallen. Durch die schräge Lage der im Trommelinnern angebrachten Schaufeln wird es gezwungen, während der Bewegung in der Richtung der Drehungsachse hin und her zu wandern. Die Entleerung geschieht durch einen am Trommelmantel angebrachten Schieber, der zum Öffnen in

tangentialer Richtung bewegt wird. Die Maschinen werden ortsfest und fahrbar von 150—750 l Füllung ab Lager geliefert. Die Firma liefert aber auch auf besonderen Wunsch Maschinen für 1000, 1500 und 2000 l Füllung. Bei der fahrbaren Ausführung kann neben dem Aufzug für das Mischgut auch noch

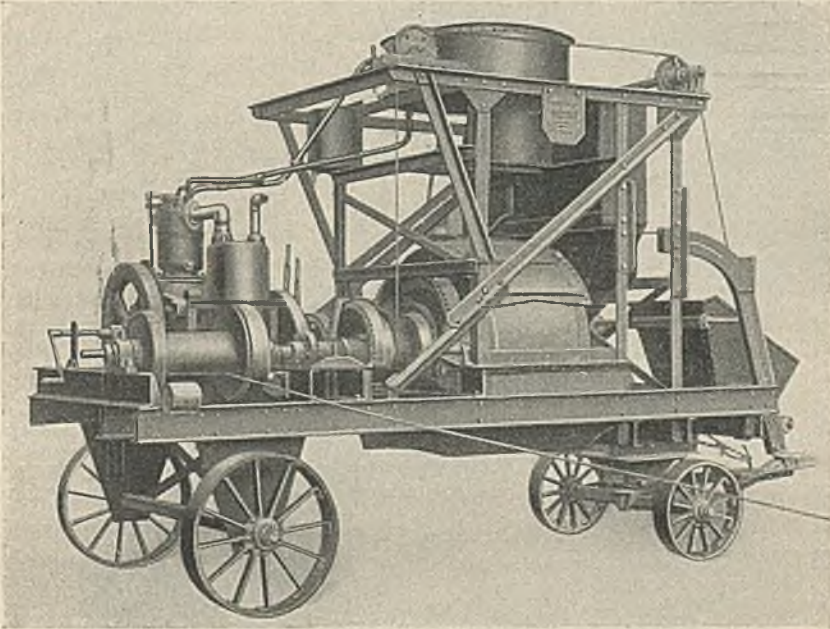


Abb. 370. Ansicht.

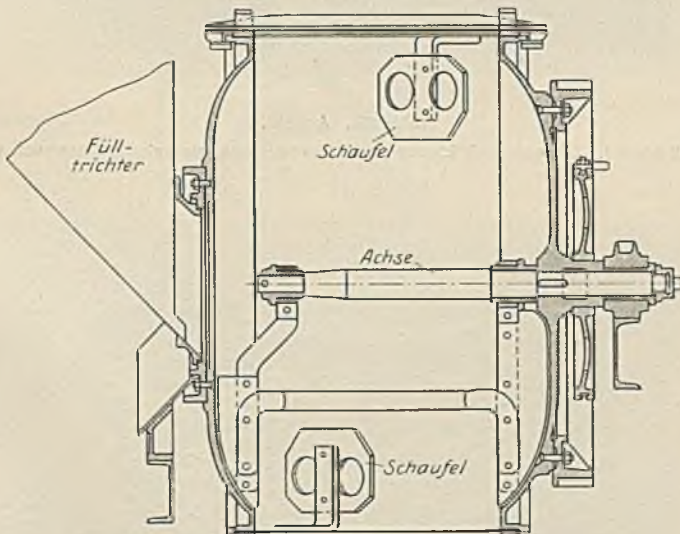


Abb. 371. Schnitt durch die Trommel.

Abb. 370 und 371. „Herkules-Mischer“ der Firma Gauhe, Gockel u. Cie.

eine Aufzugwinde für das gemischte Material eingebaut werden. Der Kraftbedarf beträgt nach Angabe der Firma bei 20—40 Füllungen in der Stunde, wenn bei gefüllter Trommel nur jeweils ein Hebwerk in Betrieb ist:

Füllung:	Liter	150	250	375	500	750
Kraftbedarf:	PS	6	8	11	15	16

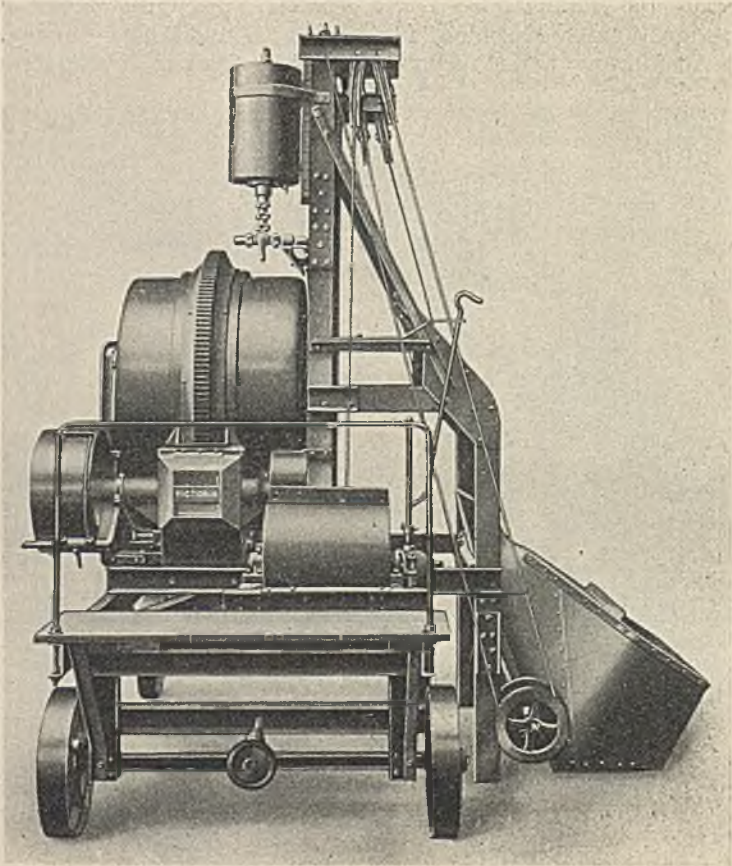


Abb. 372. Ansicht.

Abb. 372 bis 374. „Betonhexe Viktoria“ der Deutschen Industrierwerke in Mannheim-Waldhof.

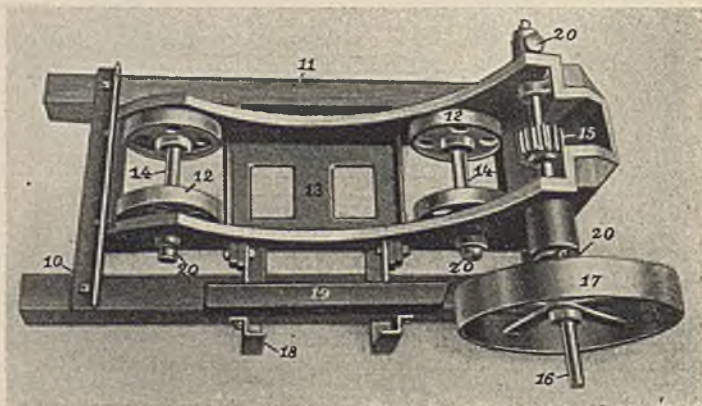


Abb. 373. Ansicht des Rahmens für die Lagerung der Trommel

Die Maschine ist mit selbsttätiger, automatischer Wasserzufuhr und einem Trommelreiniger ausgestattet. Der Antrieb der Trommel erfolgt durch einen seitlich an der Trommel angebrachten Zahnkranz. Einen Schnitt durch die Trommel zeigt Abb. 371.

Eine andere Maschine mit zylindrischer Trommel ist die von den Deutschen Industrie-Werken in Mannheim-Waldhof hergestellte Betonmischmaschine Viktoria (Betonhexe Viktoria). Bei dieser Ausführung, die in Abb. 372 bis 374 dargestellt ist, geschieht der Antrieb der Trommel durch einen Zahnkranz in Trommelmitte und die Entleerung durch eine Einschwenkkrinne. Die Trommel ruht auf vier starken Rollen, die mit dem Antriebsrad, Welle und Scheibe in einem gußeisernen Rahmen gelagert sind und somit ein Ganzes bilden (Abb. 373). Im Innern der Trommel befinden sich eigenartig geformte Schaufeln (siehe Abb. 374), die eine vollständig gleichmäßige Mischung und eine restlose Entleerung bewirken sollen.

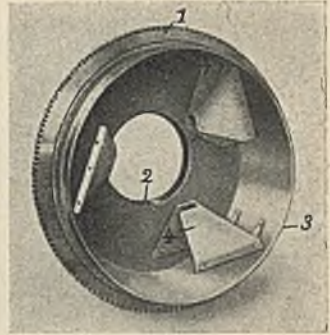


Abb. 374. Innenansicht der Trommel.

Eine weitere Ausführung der Trommelmischer mit wagerecht liegender zylindrischer Trommel ist der in Abb. 375 dargestellte Saxonia-Mischer der Firma Rammer u. Co. in Mügeln bei Leipzig. Er unterscheidet sich von ähnlichen Ausführungen dieser Art dadurch, daß die Beschickung der Trommel durch einen besonders konstruierten Wagen mit abnehmbarer Mulde von unten erfolgt. Die Mulde wird von dem untergeschobenen Wagen nach Feststellung an der Trommel abgehoben und bildet während des Mischvorganges einen Teil der Trommel. Nach Beendigung der Mischung wird sie automatisch wieder auf dem Unterstell abgesetzt. Die Mischer werden mit 100—350 l Trommelinhalt auf Fahr-

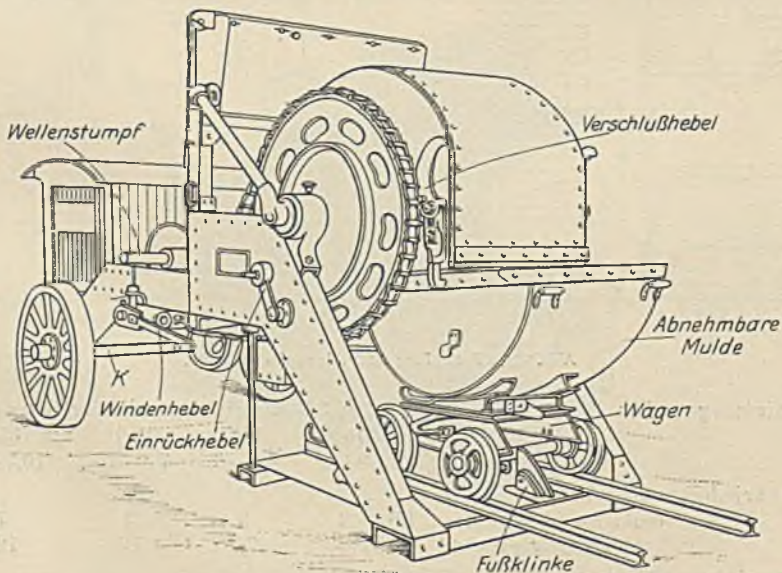


Abb. 375. „Saxonia-Mischer“ der Firma Rammer & Co., Mügeln bei Leipzig.

gestell hergestellt. Die Maschine eignet sich besonders für Hochbauten. Sie erfordert einen vollständig eignen Wagenpark, gliedert sich somit nicht so leicht in vorhandene Betriebe ein wie die meisten anderen Arten. Für Hochbauten kann von der Firma dazu ein Bauaufzug in sehr einfacher Ausführung

geliefert werden, durch den die Mulde von dem Untergestell abgehoben und in beliebiger Höhe in weitere Transportgefäße ausgekippt werden kann. Siehe Abb. 376. Die wesentlichen Daten sind folgende:

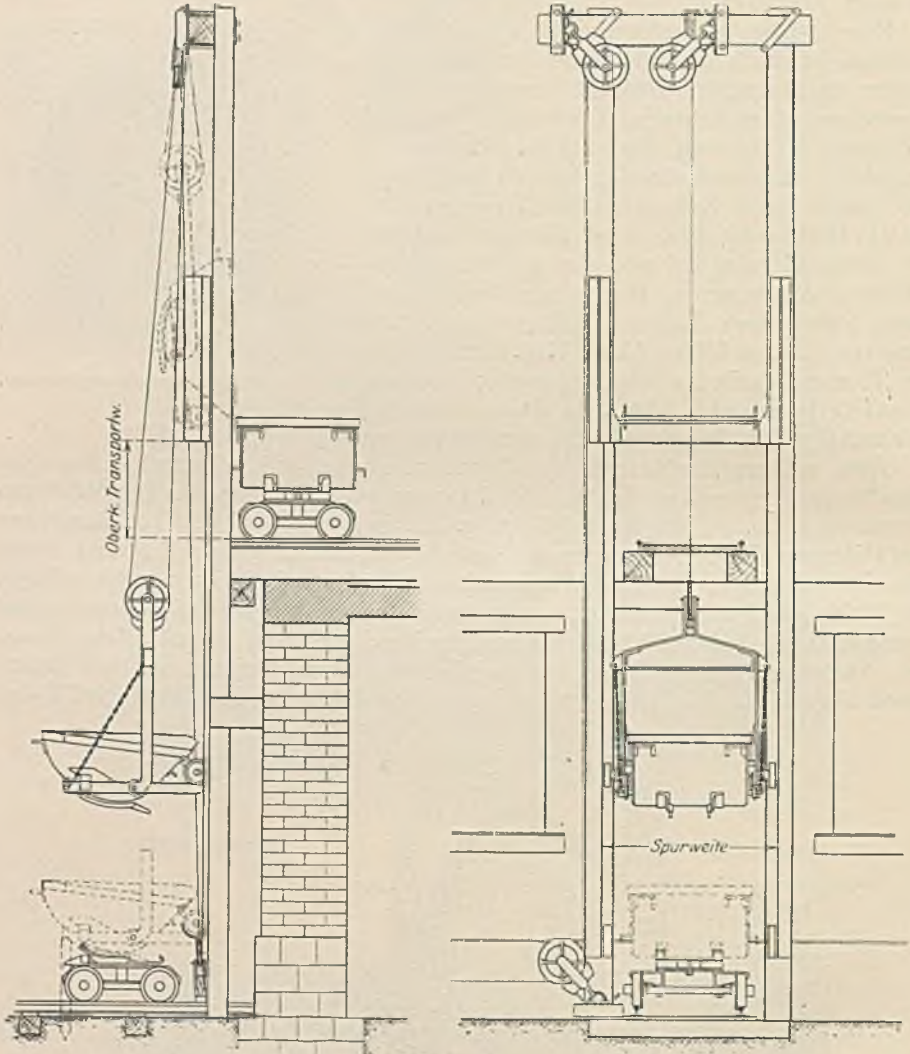


Abb. 376. Bauaufzug zum „Saxonia-Mischer“.

Leistungen der Saxonia-Mischer: Bei 30—40 Füllungen in der Stunde:

Mischer Liter	100	150	250	350
cbm/Std.	3—4	4,5—6	7,5—10	10,5—14

Antriebskraftbedarf:

ohne Hochbauwinde:	PS	2	3	3	5
mit Hochbauwinde:	PS	—	7,5	10	12,5

Betriebsstoffverbrauch der Motoren:

1. Elektromotor:	PS	7,5	10	12,5
	kW	6,5	8,7	10,6

2. Benzin- oder Rohölmotor:

2—3 PS Benzinmotor	6 PS Rohölmotor	8 PS Rohölmotor	10 PS Rohölmotor
600—900 g Rohöl	1680 g Rohöl	2240 g Rohöl	2800 g Rohöl
200—300 g Schmieröl	300 g Schmieröl	400 g Schmieröl	500 g Schmieröl

Abb. 377 zeigt einen Trommelmischer mit zylindrischer Trommel, wie er von der Maschinenfabrik Gaspary hergestellt wird. Er wird besonders zum Mischen von Grobbeton empfohlen und kann als Dauermischer und als Zeitmischer verwendet werden. Die um eine wagrechte Achse sich drehende

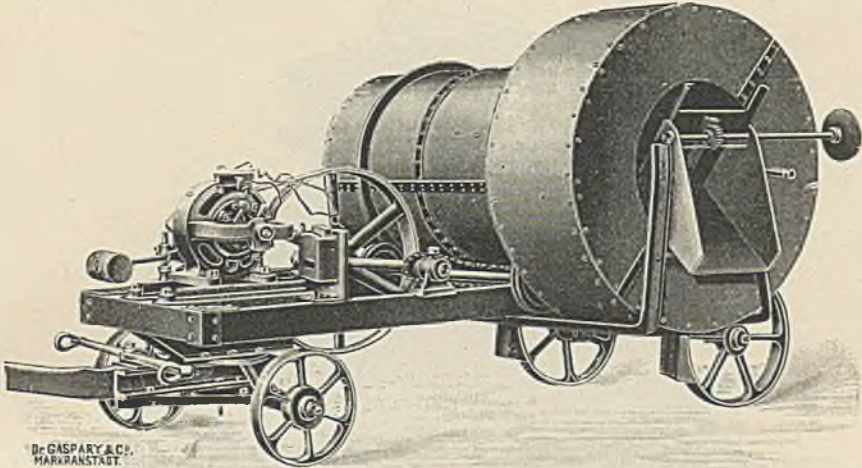


Abb. 377. Trommelmischer der Firma Dr. Gaspary.

Doppeltrommel hat 2 verschiedene Durchmesser. An den Trommelwandungen sind Schaufeln zum Mitnehmen und Streuen des Materials angebracht. Bei Übergang von der kleinen Trommel zur großen Trommel hat das Mischgut einen größeren Fall und größeren Streuwinkel. Die Füllung erfolgt durch Füll-

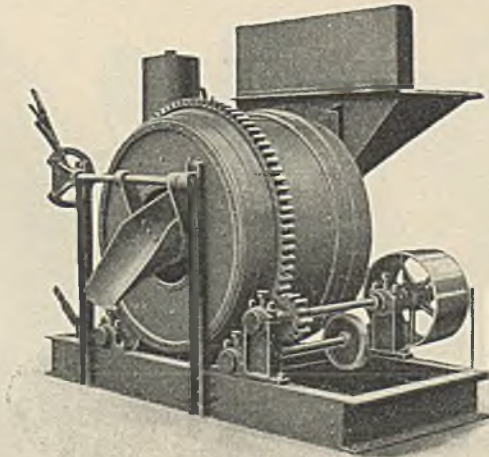


Abb. 378. Ortsfeste Ausführung.

Abb. 378 und 379. Ransome-Mischer (Vertretung Torkret G. m. b. H.).

eimer, die Entleerung durch eine einschwenkbare Auslaufrinne in untergeschobene Wagen.

Die Herstellung erfolgt in 6 Größen mit folgender Stundenleistung:

Trommelmischer	Dr. Gaspary	1. Stetiger Betrieb:	cbm/Std.	2	4	6	10	15	20
		2. Unterbrochener Betrieb:	cbm/Std.	1,3	2,5	4	6,5	10	13,5

Zu den Maschinen mit zylindrischer Trommel gehört auch der in Abb. 378 u. 379 gezeigte Ransome-Mischer. Er ist hier erwähnt, weil er eine der ältesten und am weitesten verbreiteten Mischmaschinen ist. Die Maschinen werden auch in Deutschland durch die Torkret-Gesellschaft m. b. H. Berlin vertrieben. Die

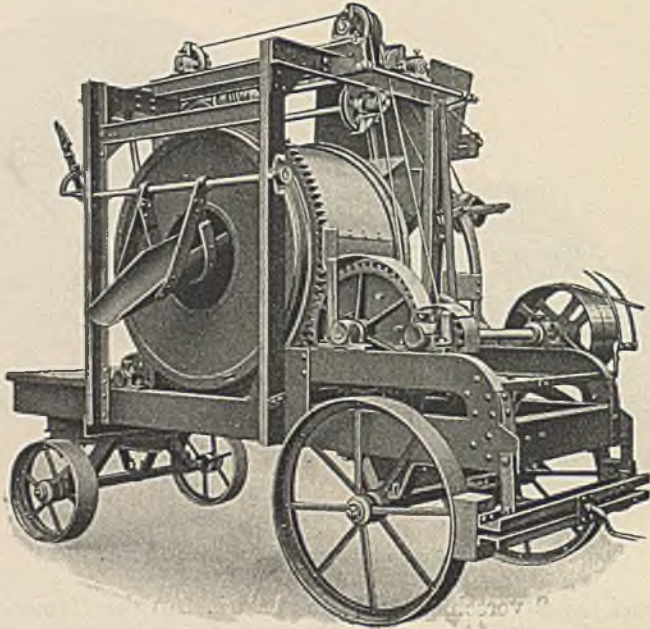


Abb. 379. Fahrbare Ausführung.

Abb. 378 und 379. Ransome-Mischer (Vertretung Torkret G. m. b. H.).

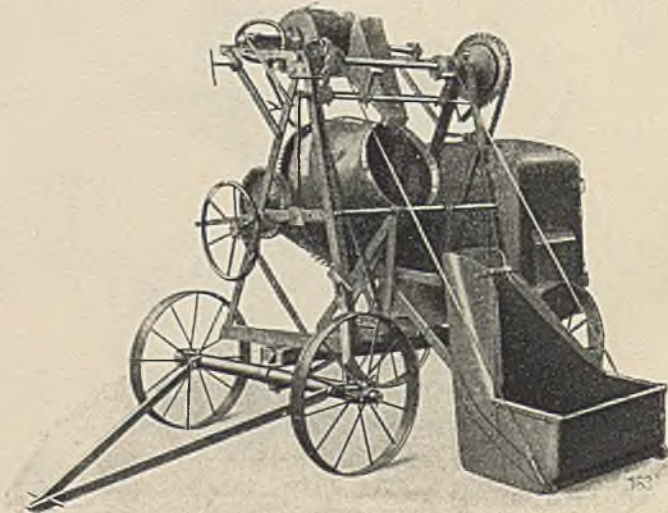


Abb. 380. Ansicht gegen die Trommelöffnung.

Abb. 380 und 381. Deubag-Schnellmischer, Patent Jaeger, der Firma Vögele, Mannheim.

Inhaberin des Patentes ist eine englische Maschinenfabrik. Die Einzelheiten der Konstruktion sind aus der Abbildung zu ersehen.

Eine sehr zweckmäßige Maschine wird in Deutschland von der Firma Vögele in Mannheim (Vertretung für den Osten Noskowski u. Jeltsch, Breslau)

und Torkret G. m. b. H. auf den Markt gebracht. (Dieser Deubag-Schnellmischer, Patent Jaeger, soll in Amerika und England zu den am meisten gebauten Beton- und Mörtelmaschinen gehören.) Die Maschine wird durch die gleiche Öffnung

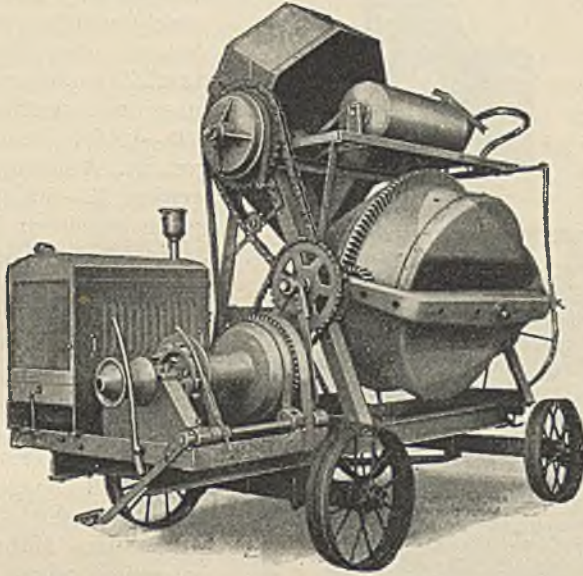


Abb. 381. Ansicht gegen den Trommelboden.

Abb. 380 und 381. Deubag-Schnellmischer, Patent Jaeger, der Firma Vögele, Mannheim.

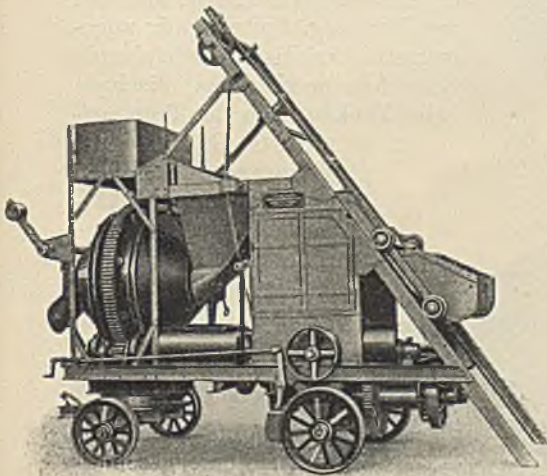


Abb. 382. Fahrbare Ausführung.

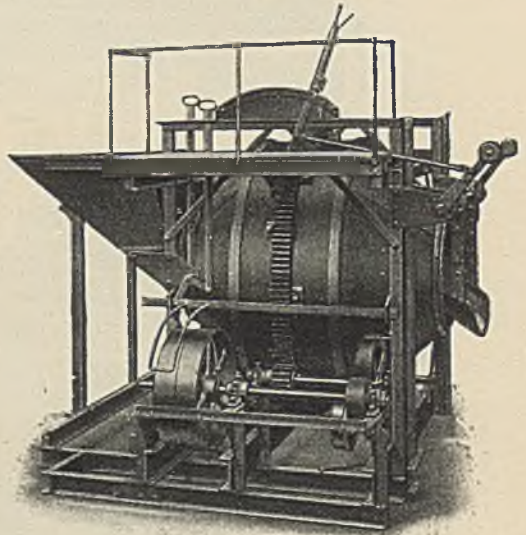


Abb. 383. Ortsfeste Ausführung.

Abb. 382 und 383. Mischmaschine der Ibag (System Velten).

gefüllt, durch die sie entleert wird, eignet sich daher besonders gut für Gußbeton, da praktisch kein Mörtelverlust eintreten kann (vgl. Abb. 380 und 381).

Eine Maschine, in der eine beidseitig konische Trommel sich um eine wagrecht liegende Achse bewegt, wird von der Ibag hergestellt (System Velten, Abb. 382 u. 383). Das Mischgut gelangt auf der einen Seite durch einen Fülltrichter in die Trommel, wird dort durch an dem Trommelmantel angebrachte Schaufeln

mit hochgeführt, um dann bei genügend schräger Lage dieser Schaufeln sich beim Herabfallen innig zu vermischen. Die Entleerung geschieht durch eine Schwenkrinne gegenüber der Beschickungsseite. Die Wasserzuführung geschieht automatisch. Der Antrieb der Trommel erfolgt durch Zahnradantrieb. Die Mischmaschinen werden ortsfest von 150—1000 l Trommelinhalt hergestellt. Als stündliche Leistung werden 25—30 Füllungen angegeben bei einem Kraftbedarf von 3 bis 12 PS. Die fahrbare Ausführung geschieht in zwei Größen mit einem Trommelinhalt von 150 und 250 l auf hohem Fahrgestell. Ein Materialaufzug kann in einfacher Weise angebracht werden.

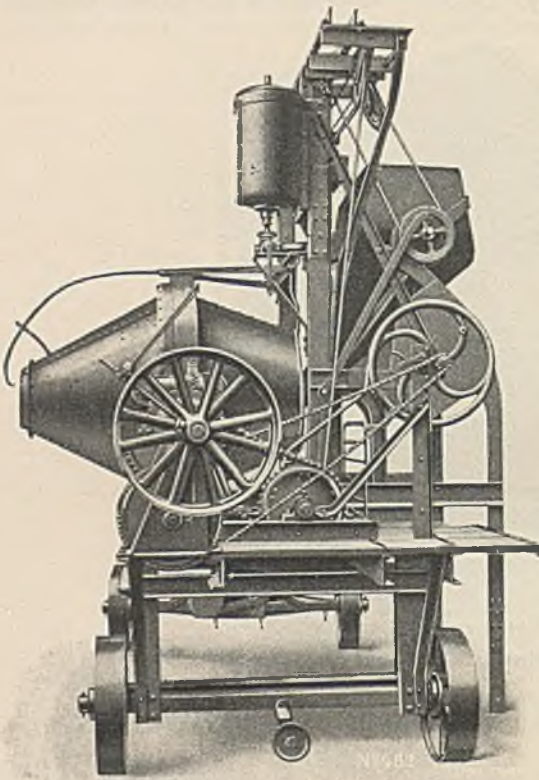


Abb. 384. Ansicht der Drais-Maschine.

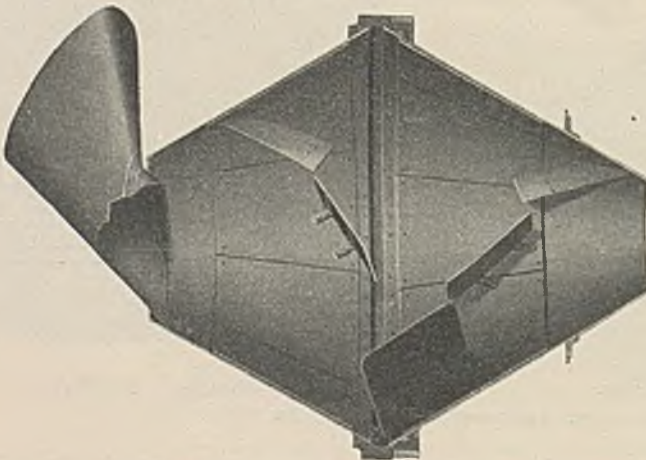


Abb. 385. Innenansicht der Trommel.

Abb. 384 und 385. Mischmaschine mit Doppelkonus-Trommel der Draiswerke in Mannheim-Waldhof.

Eine andere Ausführung mit Doppelkonus-Trommel ist die in Abb. 382 dargestellte Mischmaschine, die von den Draiswerken in Mannheim-Waldhof hergestellt wird. Bei dieser Ausführung geschieht die Entleerung durch das Kippen der Trommel um eine wagrechte Achse während der Drehung. Spiralförmig angeordnete kräftige feststehende Schaufeln werfen das Mischgut beim Drehen nach der Trommelmitte (s. Abb. 383). Als Vorzug wird das Fehlen von besonderen Rührwerken angegeben. Das Innere der Mischtrommel ist mit einer auswechselbaren Kesselblecheinlage versehen. Die Maschine hat sich besonders für Gußbeton gut eingeführt, weil sie eine geschlossene Trommel besitzt und die Entleerung in einem Guß erfolgen kann. Die Maschine wird ortsfest und fahrbar, im letzteren Fall auch in Verbindung mit einer Bauwinde und dem Antriebsmotor geliefert.

Es werden 6 Größen angefertigt mit einer Füllung von 100—1000 l und einer Leistung von 3—40 cbm Beton bei 30—40 Füllungen in der Stunde.

D. Ausgeführte Anlagen zur Betonbereitung und Aufbereitung der Zuschlagstoffe, Betonfabriken.

Bei den Großbauten der Neuzeit wird die Herstellung von ganz erheblichen Betonmengen erforderlich. Es ist daher eine ganz natürliche Forderung, daß auf die Organisation der Herstellung des Betons besondere Sorgfalt verwendet wird. Das gleiche gilt für den Einbau des fertigen Betons. Es ist üblich, die Betonherstellung fabrikmäßig in einer Betonfabrik durchzuführen, und zwar derart, daß der ganze Arbeitsvorgang im wesentlichen maschinell erfolgt und nur geringe Arbeitskräfte für die Überwachung des Betriebes erforderlich sind. Bei dieser Art der Herstellung werden die Einheitspreise verringert, und gleichzeitig wird

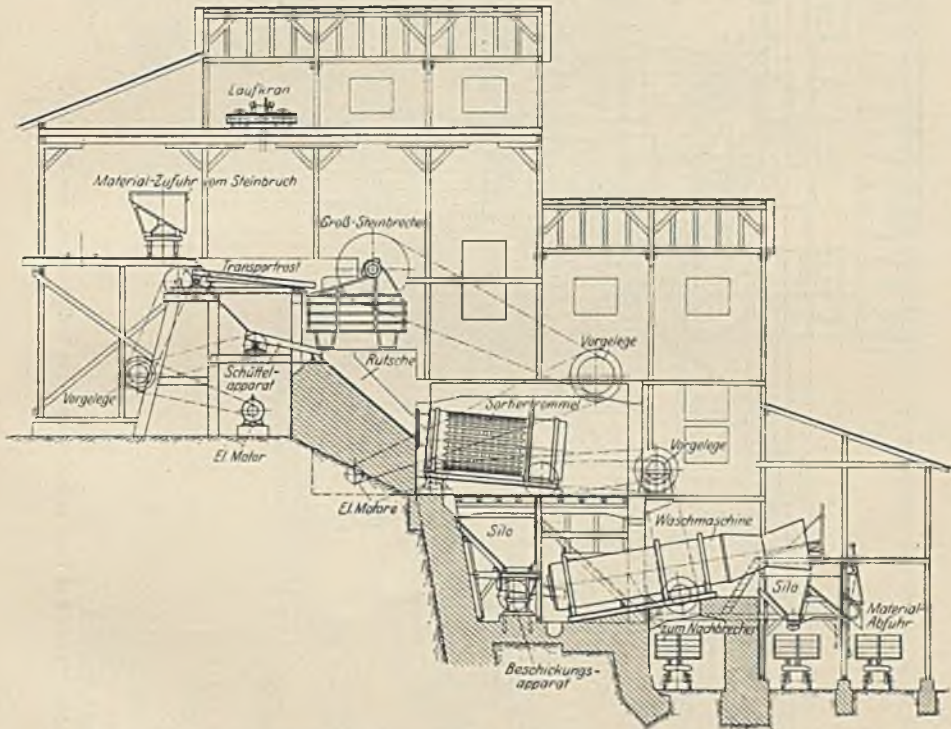


Abb. 386. Brech-, Sortier- und Waschanlage für 600 cbm Tagesleistung (erbaut von der Ibag für den Bau der Schwarzenbachsperre).

eine gleichmäßige Beschaffenheit des Baustoffes gewährleistet. Bei vielen Talsperrenbauten, bei denen naturgemäß die Betonherzeugung eine ganz überwiegende Rolle spielt, ist derartige fabrikmäßige Herstellung angewendet worden. Abb. 386 zeigt eine Brech-, Sortier- und Waschanlage für 600 cbm Tagesleistung, wie sie von der Ibag für die Baustelle der Schwarzenbachsperre in Forbach (ausführende Firma: Siemens-Bauunion) verwendet wurde. Bei diesem Talsperrenbau wurde das Steinmaterial in einem Steinbruch gewonnen. Die größten Blöcke bis zu 1 cbm wurden, nachdem sie mit Druckwasser gereinigt waren, in den Gußbeton eingebettet, bis zu 18 vH der ganzen Masse. Das im Steinbruch gewonnene, kleinere Material wurde so, wie es anfiel, in Selbstentladewagen in die erwähnte Anlage verfahren. Dort gelangte es auf einen Transportrost, auf dem die feineren Bestandteile von den größeren Blöcken geschieden wurden. Während das grobe Material durch einen großen Steinbrecher Bauart Krupp zerkleinert wurde, rutschte das durch den Rost gehende Material unmittelbar in die Steinbrecher-

rutsche und gelangte mit dem Brechgut in eine Sortiertrommel, in der das Material bis zu 160 mm Korngröße abseibt und einer Waschmaschine zugeführt wurde.

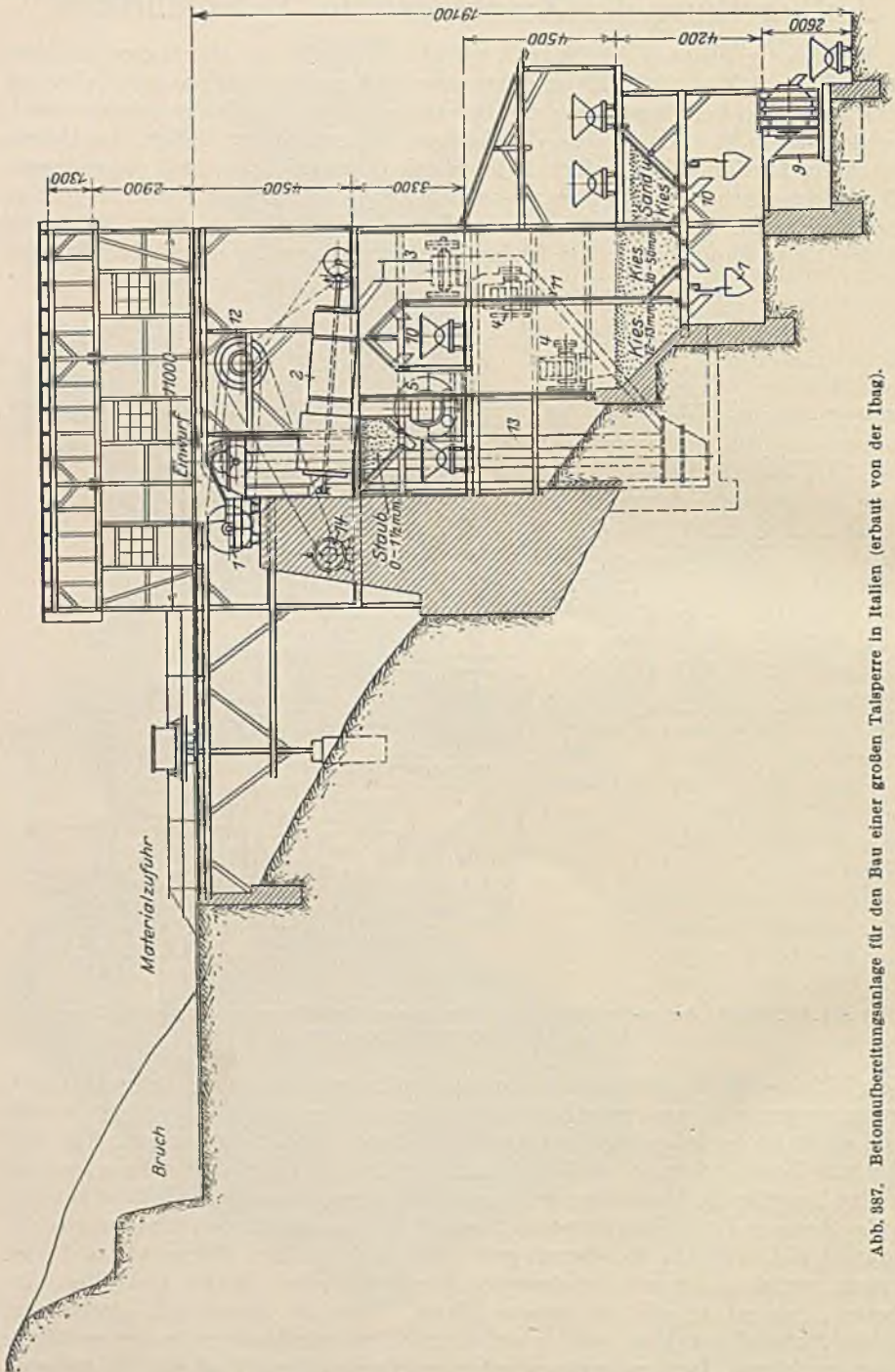


Abb. 387. Betonaufbereitungsanlage für den Bau einer großen Talsperre in Italien (erbaut von der Ibag).

Durch einen an die Waschmaschine angebauten Sortiertrichter wurde das gewaschene Material noch in zwei Größen (0—50 mm und 50—160 mm) aussortiert. Die Weiterverarbeitung des aus der Anlage kommenden Materials ge-

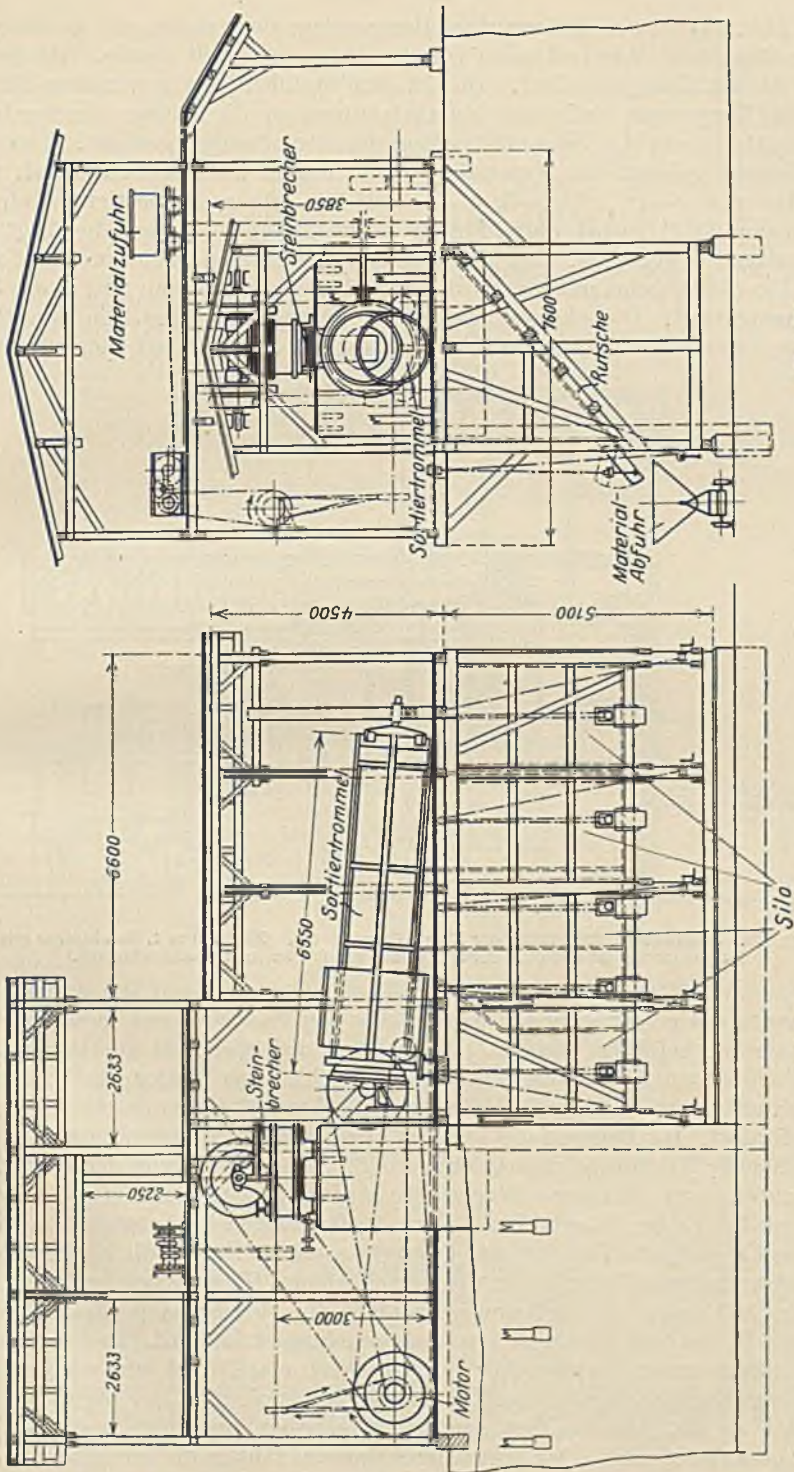


Abb. 888 a. Abb. 888 b. Betonaufbereitungsanlage für die Hafnarbeiten von Makassar (erbaut von der Ibag).

schah in der Betonfabrik. Der Feinsand, der sich in dem aus der Waschmaschine kommenden Wasser befand, wurde in einer Feinsandrückgewinnungsanlage zur Betonherstellung zurückgewonnen.

In Abb. 387 ist eine Betonaufbereitungsanlage dargestellt, wie sie beim Bau einer großen Staumauer in Italien von der Ibag hergestellt wurde. Die gesamte Anlage ist am Hang errichtet. Das in den Steinbrüchen gewonnene Material wird mit Kippwagen auf einer Zufahrtsbühne an die Anlage herangebracht und unmittelbar in die Einwurfstrichter der Steinbrecher gekippt. Vermittels einer Rutsche gelangt das Material von hier aus in die Sortiertrommel, wo es in Größen von $0-1\frac{1}{2}$, $1\frac{1}{2}-5$, $5-30$ und $30-50$ mm aussortiert wird. Das Material von $0-1\frac{1}{2}$ wird, da es für die Betonaufbereitung nicht benötigt wird, in Kippwagen abgefahren. Der Sand von $1\frac{1}{2}-5$ mm gelangt von der Sortiertrommel in die Waschmaschine, wird dort gründlich gewaschen und in die Sandsilos transportiert. Die übrigen Materialien gelangen in Silos, die unmittelbar unter der Trommel angebracht sind, aus denen sie nach Bedarf entnommen und

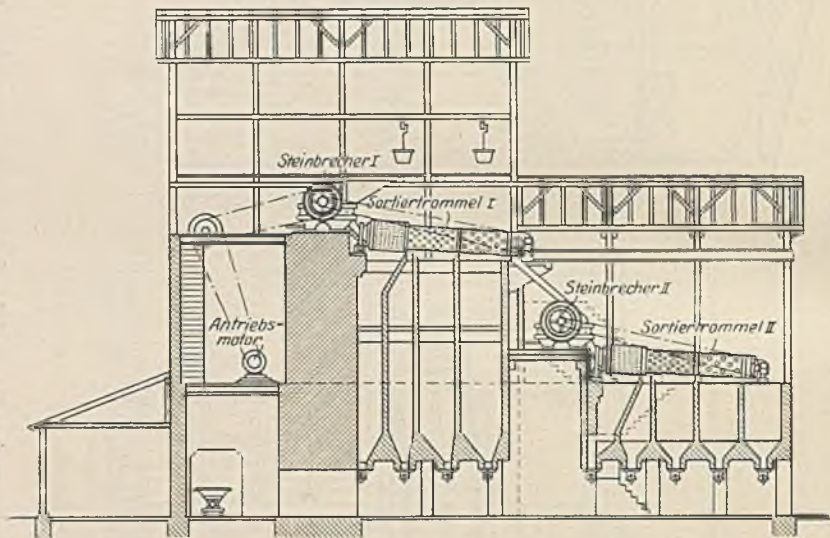


Abb. 389. Schotterbereitungsanlage der Krupp-Grusonwerke. (Hinter dem 1. Steinbrecher mit Sortiertrommel ist noch ein 2. Steinbrecher mit Sortiertrommel angeschlossen.)

nach Zusatz des entsprechenden Sandes aus den Sandsilos mit Meßhunden zur Betonmaschine befördert werden. Das in der Sortiertrommel überlaufende Material über 55 mm Korngröße wird durch Nachbrecher weiter bis 12 mm zerkleinert und von hier aus mit Hilfe eines Becherwerkes in die entsprechenden Silos befördert. Im Bedarfsfalle kann es auch in zwei Mahlwerken zu Sand von entsprechender Korngröße zermahlen werden. Eine weitere von der Ibag für die Hafengebauten von Makassar hergestellte Aufbereitungsanlage zeigt Abb. 388. Hier wird das grobe Material auf einer schiefen Ebene hochgezogen und in die Steinbrecher gekippt. Von dort aus gelangt es unmittelbar in die Sortiertrommel und wird mittels Rutschen in die verschiedenen Silos weiter befördert.

Abb. 389 zeigt eine Aufbereitungsanlage für Betonzuschlagstoffe, die von der Firma Friedrich Krupp-Grusonwerk hergestellt wird. In dieser Anlage ist hinter dem ersten Steinbrecher mit Sortiertrommel noch ein zweiter Steinbrecher mit anschließender Sortiertrommel angeordnet. Der Arbeitsvorgang spielt sich so ab, daß das Gut nach oben gehoben und dort in den obersten Brecher geschüttet wird. Das gebrochene Material fällt in die großen Silos, nicht ganz zerkleinertes in den zweiten Brecher und von dort in die 2. Siebtrommel. Von dort erfolgt die Verteilung in die kurzen Silos. Aus den Silos kann weiter unten unmittelbar abgezapft werden.

Literaturverzeichnis*).

Bedeutung der Abkürzungen.

- Z. Bauw. = Zeitschrift für Bauwesen.
Zentralbl. Bauverw. = Zentralblatt der Bauverwaltung.
Dt. Bauzg. = Deutsche Bauzeitung.
Dt. Bauzg. E. = Eisenbetonteil der Deutschen Bauzeitung.
Schweiz. Bauzg. = Schweizerische Bauzeitung.
Beton Eisen = Beton und Eisen.
Z. d. V. = Zeitschrift des Verbandes deutscher Architekten und Ingenieur-Vereine.
Z. V. d. I. = Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure.
Génie civil = Le Génie civil.
Ann. ponts. chaus. = Annales des ponts et chaussées.
N. A. d. I. C. = Nouvelles Annales de la Construction.
Bauing. = Der Bauingenieur.
Gl. Ann. = Glaser, Annalen für Gewerbe und Bauwesen.
A. B. = Armierter Beton.

Werke über Grundbau.

- Hagen, G.: Handbuch der Wasserbaukunst, Abschnitt über Fundierungen.
Brennecke, L.: Der Grundbau, Handbuch der Baukunde.
Strukel, M.: Der Grundbau.
Willmann, L. v. und C. Zschokke: Der Grundbau, Handbuch der Ingenieurwissenschaften, 1. Teil, 3. Bd.
v. Emperger: Der Grundbau, Handbuch des Eisenbetonbaues.
Lückemann, H.: Der Grundbau.
Förster: Taschenbuch für Bauingenieure, Abschnitt über Grundbau.

Erster Teil.

Maßgebende Gesichtspunkte für die Ausbildung und Ausführungsweise der Gründungen.

Baugrund.

- Engesser: Geometrische Erddrucktheorie. Z. Bauw. 1880.
Brennecke: Über die Größe des Wasserdrucks im Boden. Z. Bauw. 1886, S. 101 ff.
Forchheimer: Zentralbl. Bauverw. 1887, S. 314.
Brennecke: Über die Größe des Wasserdrucks im Boden. Zentralbl. Bauverw. 1887, S. 421.
Donath: Erddruck. Z. Bauw. 1891, S. 491 ff.
Gromsch: Dockberechnung. Z. Bauw. 1891, S. 538 ff.
Schwedler: Zur Theorie des Baugrundes. Zentralbl. Bauverw. 1891, S. 90.
Brennecke: Dockberechnung. Z. Bauw. 1892, S. 523.
Kurdjümoſſ: Zur Frage des Widerstandes der Gründungen auf natürlichem Boden. Civilingenieur 1892, S. 293.
Engesser: Zur Theorie des Baugrundes. Zentralbl. Bauverw. 1893, S. 306.
Engels: Erddruck und Reibung. Z. Bauw. 1896, S. 410 ff.
Hoech: Über Erddruck und Stützmauern. Zentralbl. Bauverw. 1896, S. 134 u. S. 314.
Brennecke: Über Erddruck und Stützmauern. Zentralbl. Bauverw. 1896, S. 178.
— Über Erddruck und Stützmauern. Zentralbl. Bauverw. 1896, S. 354.

*) Der folgende Abschnitt soll eine möglichst vollständige Zusammenstellung aller aufgefundenen Werke, Aufsätze usw. über die Gebiete des Grundbaues geben, nicht aber eine Zusammenstellung der für dieses Buch verwendeten Quellen. Es werden sich darunter genügend finden, die auf einem gegensätzlichen Standpunkt stehen. Ihre Kenntnis liegt aber im Interesse der Erlangung einer objektiven Stellung und kann den Lesern nur erwünscht sein. Es sind im Interesse der Vollständigkeit alle aufgefundenen hierher gehörigen Arbeiten aufgenommen worden, trotzdem der Verfasser viele wegen der großen Zahl nicht selbst lesen konnte.

- Engels: Zur Frage der Richtung des Erddrucks auf Stützmauern. Zentralbl. Bauverw. 1897, S. 144 ff.
- Roloff: Vorrichtungen zur Untersuchung der Festigkeit des Baugrundes. Zentralbl. Bauverw. 1897, S. 427.
- Engels: Zur Berechnung der Bohlwerke. Zentralbl. Bauverw. 1903, S. 273 ff.
- Brennecke: Über Ufermauern mit Ebbe- und Flutwechsel. Zentralbl. Bauverw. 1904, S. 93.
- Engels: Zur Theorie der Schloosenkörper (Bodengegendruck). Zentralbl. Bauverw. 1905, S. 275.
- Müller-Breslau: Erddruck auf Stützmauern. Verlag Kröner 1906.
- Bernhard: Baugrundbelastung. Zentralbl. Bauverw. 1907, S. 241 ff.
- Franzius, O.: Messungen von Bewegungen des Trockendocks V und VI der Kaiserlichen Werft Kiel. Z. Bauw. 1908, S. 83 ff.
- Über die Berechnung von Trockendocks (Bodengegendruck). Z. Bauw. 1908, S. 475 ff.
- Probekbelastungen des Baugrundes. Génie civil, Bd. 53, S. 293. 1908.
- Kayser: Zur Berechnung von Bohlwerken. Zentralbl. Bauverw. 1909, S. 219.
- Schaper: Zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Rhein unterhalb Duisburg-Ruhrort im Zuge der Linie Oberhausen-West-Hohenbudberg (Probekbelastung des Baugrundes). Z. Bauw. 1911, S. 562.
- Engels: Über die Größe des Wasserdruckes im Boden. Z. Bauw. 1911, S. 469 ff.
- Krey: Praktische Beispiele zur Bewertung von Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes in größerer Tiefe. Z. Bauw. 1912, S. 95 ff.
- Schaper: Muß bei der Berechnung der Standsicherheit von Pfeilern der Auftrieb des Wassers berücksichtigt werden? Zentralbl. Bauverw. 1912, S. 522.
- Franzius, O.: Über die Größe des Auftriebes unter Pfeilern und Ufermauern. Zentralbl. Bauverw. 1912, S. 583.
- Zimmermann: Über die Wirkung des Auftriebes unter Pfeilern. Zentralbl. Bauverw. 1912, S. 617.
- Mattern: Zentralbl. Bauverw. 1912, S. 26.
- Link: Die Zerstörung der Austin Talsperre in Pennsylvania (Nordamerika). (Auftrieb bei Talsperren.) Zentralbl. Bauverw. 1912, S. 36.
- Soldan: Die Berücksichtigung des Unterdruckes bei Talsperren. Zentralbl. Bauverw. 1912, S. 134.
- Schäfer, R.: Unterdruck bei Staumauern. Z. Bauw. 1913, S. 101 ff.
- Franzius, O., und Zimmermann: Über die Wirkung des Auftriebes unter Pfeilern. Zentralbl. Bauverw. 1913, S. 96/97.
- Krey: „Auftrieb“! Z. d. V. 1913, S. 67 ff.
- Fröhlich, Dr.-Ing.: Berechnung von Fundamenten unter Berücksichtigung der Elastizität des Baugrundes. Beton Eisen 1913, S. 318 ff.
- Hovermann: Über die statische Berechnung von Eisenbetonfundamentplatten. Beton Eisen 1913, S. 275/276.
- Ritter, Dr.-Ing.: Der biegungsfeste Rahmen mit Flächenlagerung (Einfluß der Nachgiebigkeit des Baugrundes). Schweiz. Bauz., Bd. 61, S. 265. 1913.
- Fillinger, Dr.-Ing.: Der Auftrieb in Talsperren. Oest. Wochenschr. Baudienst. 1913, S. 523 ff.
- Beyerhaus: Der Unterdruck bei Staumauern nach hydraulischen Erwägungen. Z. Arch. Ing.-Wes. 1913, S. 367 ff.
- Singer: Geologische Erfahrungen im Talsperrenbau. Z. d. ö. V. 1913, S. 305 ff.
- Heimbach: Flachgründungen auf Schlamm- und Moorboden und Rekonstruktionen mit Hilfe dieses Verfahrens (Probekbelastung). Beton Eisen 1913, S. 370 ff.
- Bernhard: Belastung von Spundwänden aus Larssen-Eisen. Zentralbl. Bauverw. 1913, S. 712 ff.
- Schulte und Hillebrand: Der Bau von Schleppzugschleusen an der oberen Oder von Cosel bis Neißemündung (Beobachtung über die Höhe des Grundwasserstandes unter der Schleusensole). Z. Bauw. 1914, S. 395 ff.
- Franzius, O.: Der Unfall an der Schleppzugschleuse in Hemelingen-Bremen, dessen Ursachen und die Wiederherstellung der Schleuse. Zentralbl. Bauverw. 1914, S. 146; Z. d. V. 1914, S. 66 ff.
- Brugsch und Briske: Der Einfluß der Nachgiebigkeit des Baugrundes auf die Berechnung äußerlich statisch unbestimmter Bauwerke. Beton Eisen 1914, S. 15 ff.
- Mentzel: Bauanlagen für die Herstellung der elektrischen Zuförderung auf den Eisenbahnlinien Magdeburg—Bitterfeld—Leipzig—Halle. Z. Bauw. 1914, S. 547 ff.
- Schultze, Dr.-Ing.: Berechnung von Eisenbeton-Docksohlen. Beton Eisen 1914, S. 334.
- Hayashi: Über Balken auf elastischer Grundlage. Eisenbau 1914, S. 241 ff.
- Zimmermann, Dr.-Ing.: Die Rammwirkung im Erdreich, Versuche auf neuer Grundlage. Beton Eisen 1915, S. 188.

- Lange, O.: Die hydrostatischen Druckverhältnisse bei massiven Talsperren. Braunschweig 1915.
- Thieme: Probelastungen auf aufgeschüttetem Sandboden. Dt. Bauz. E. 1915, S. 107—110.
- Schürch: Eine eigenartige Eisenbetonpfahlgründung. Beton Eisen 1915, S. 11 ff.
- Schultze, Dr.-Ing.: Berechnung von Tragwerken auf elastischer Grundlage. Beton Eisen 1915, S. 110 ff.
- Schaper: Auftrieb unter der Grundsohle von Bauwerken, die im Wasser gegründet sind. Zentralbl. Bauverw. 1916, S. 514 ff.
- Winkel, Dr.-Ing.: Entwässerung der Schleuñenhinterfüllung. Zentralbl. Bauverw. 1916, S. 426 ff.
- Nitzsche: Baugrunduntersuchung mit der Baugrundprüfungsmaschine (System Buchheim und Heister). Dt. Bauz. E. 1916, S. 166.
- Ziegler: Die tatsächlichen Gefahren des Unterdrucks. Z. Bauw. 1916, S. 407 ff.
- Franzius, O.: Vereinfachte Berechnung von tropfenden Betonkörpern, wie Docks, Schleusen usw. Beton Eisen 1916, S. 85 ff.
- Freund: Theorie der gleichmäßig elastisch gestützten Körper. Beton Eisen 1917, S. 144 ff.
- Möller: Die neuen Kaibauten Gothenburgs. Dt. Bauz. E. 1917, S. 106 ff.
- Busemann: Versuche zur Ermittlung des Auftriebes unter Bauwerken im Grundwasser. Zentralbl. Bauverw. 1917, S. 205 ff.
- Gaede: Über die Größe des Auftriebs unter der Sohle von Bauwerken. Zentralbl. Bauverw. 1917, S. 501 ff.
- Fruchthändler, Dr.-Ing.: Über exzentrische Fundamente (sog. Stiefelfundamente). Beton Eisen 1917, S. 125 ff.
- Jacoby: Zur Erddrucklehre. Zentralbl. Bauverw. 1918, S. 81 ff.
- Freund: Die Berechnung von Schleusenböden nach der Elastizitätslehre. Z. Bauw. 1918, S. 83 ff.
- Mattern: Standsicherheitsfragen beim Bau von Schiffsschleusen für hohe Gefälle. Zentralbl. Bauverw. 1919, S. 289 ff.
- Freund, Dr.-Ing.: Die Berechnung von Bohlwänden nach der Elastizitätslehre. Z. Bauw. 1919, S. 482 ff.
- Link: Über Sohlenwasserdruck bei Staumauern mit entwässerter Gründungsfläche. Z. Bauw. 1919, S. 518 ff.
- Engesser: Über den Einfluß des Wasserauftriebes auf die Standsicherheit der Bauwerke. Zentralbl. Bauverw. 1919, S. 429 ff.
- Ambronn, Dr. R., Göttingen: Die Untersuchung des Untergrundes von Baustellen mittels physikalischer Messungen. Bauing. 1920, S. 206.
- Erdrutsch an der Südküste von England (im Dezember 1915, Nähe Folkestone). Bauing. 1920, S. 52.
- Knauff: Schwierigkeiten beim Ablassen von Senkkästen infolge Auftretens von Schwefelwasserstoffgas. Bauing. 1921, S. 48 (nach Railway Age 1921, Nr. 12).
- Schleusen zum Abschluß des Zuidersees. Bauing. 1921, S. 75.
- Messung des Auftriebs unter einem Staudamm (Ort: Aufstau des Great-Miami-Flusses der Island Park Damm in Dayton Ohio). Bauing. 1921, S. 76 (nach Eng. N. Rec. 1920, Nr. 21).
- Der Spannungszustand der Erdoberfläche bei Bodensenkungen. Zentralbl. Bauverw. 1921, S. 393.
- Freund: Der Spannungszustand in loser Erde. Zentralbl. Bauverw. 1921, S. 589.
- Henneking: Zerstörung der unter Luftdruck gegründeten Standpfeiler einer Brücke über die Elbe in Magdeburg durch angreifendes Grundwasser und ihr Wiederaufbau. Zentralbl. Bauverw. 1922, S. 141.
- Haußmann: Neuere Erdkrustenbewegungen. Zentralbl. Bauverw. 1922, S. 387.
- Dörr: Die Standsicherheit von Masten und Wänden im Erdreich. Verl. Ernst u. Sohn 1922.
- Krey: Betrachtungen über Größe und Richtung des Erddruckes. Bautechnik 1923, S. 219 und 279.
- Feld, J.: Lateral earth pressure. Trans. o. the American S. of Civ. Ing. 1923, S. 1348.
- Briske: Das Erdbebenunglück in Japan vom Standpunkt des Bauingenieurs. Bauing. 1924, S. 327.
- Christiansen: Versuche über passiven Erddruck. De Ingenieur 1924.
- Kayser: Belastungsversuche für die Tragfähigkeit von Pfeilerbauten in Sandboden. Bautechnik 1924, S. 670.
- Landgraaber: Moderne Bodenuntersuchung. Bauing. 1925, S. 388.
- Wernecke: Untergrund, Tunnel und Brückengründungen in London. Bauing. 1925, S. 495.
- Die Anwendung der geophysikalischen Methoden zur Bodenuntersuchung im Tief- und Wasserbau. Bautechnik 1925, S. 55.
- Stern, O.: Erläuterungen zum Normenentwurf f. d. Belastung des Baugrundes. Österr. Bauz. 1925, S. 437.

- Kögler: Über die Verteilung des Bodendruckes unter Gründungskörpern. Bauing. 1926, S. 101.
 Streok, A.: Beitrag zur Frage des Erdwiderstandes. Dr.-Arbeit Hannover 1926.
 — Die Grundwerte der Erddruckberechnung. Bautechnik 1926, S. 431.
 Strohschneider: Elastische Druckverteilung usw. Wiener Akad. Bd. 121, Abt. IIa., S. 299, 1912.
 Krey: Erddruck, Erdwiderstand usw. Berlin: Verl. Ernst u. Sohn 1926.

Baustoffe.

Holz.

- Pfahlschutz. Beton Eisen 1906, S. 227.
 Giese: Einige Bemerkungen über den Hafen von San Franzisko (Sicherung von Pfählen gegen Bohrwurmangriffe). Zentralbl. Bauverw. 1907, S. 226.
 Vogeler: Erweiterung der Kaiserlichen Werft in Kiel. Zentralbl. Bauverw. 1909, S. 144.
 Engg. News. Rec. 1909, S. 67, 131, 399, 601.
 — — 1910, S. 363, 651.
 Troschel: Holzzerstörer unter Wasser. Zentralbl. Bauverw. 1912, S. 394/395.
 — Ein neuer Feind unserer Wasserbauhölzer. Zentralbl. Bauverw. 1913, S. 273 ff.
 Madsen: Einige vergleichende Untersuchungen über die Leistungsfähigkeit von Holzschutzmitteln gegen Fäulnis. Zentralbl. Bauverw. 1914, S. 228.
 Lang, G.: Das Holz als Baustoff. Wiesbaden: Kreidels Verl. 1915.
 Hölzerne Pfähle mit Betonumhüllung. Bauing. 1923, S. 93 (nach Eng. N. Rec. vom 2. 11. 1922, Bd. 89, Nr. 18).
 Schönhöfer: Zur Frage der zulässigen Beanspruchung von Bauholz. Zentralbl. Bauverw. 1922, S. 241.
 Marcuse: Z. Frage der zul. Beanspr. von Bauholz. Zentralbl. Bauverw. 1922, S. 351.
 Feuersgefahr bei vorbehandeltem Holz. Bauing. 1925, S. 494 (nach Eng. N. Rec. 1924, Nr. 21, S. 825).
 Feuerschutzanstrich für Baubuden. Bauing. 1925, S. 907.
 Holzwürmer zerstören Pfähle in 2 $\frac{1}{2}$ Monaten. Bauing. 1925, S. 609.
 Schutz für Holz gegen Feuchtigkeit. Bautechnik 1924, S. 541.
 Kögler: Über die Festigkeit von Holz quer zur Faser. Bauing. 1926, S. 61.

Eisen.

- Kölle: Rostgefahr und Lebensdauer eiserner Spundwände. Z. Bauw. 1925, Nr. 4.
 Heusen: Erfahrungen mit eisernen Spundwänden beim Bau der neuen Seeschleuse in Ymuiden. Zentralbl. Bauverw. 1926, S. 427.

Mauerwerk, Beton und Eisenbeton.

- Hoech: Prüfung von Zementen in dem Grundwasser der Baugrube. Zentralbl. Bauverw. 1905, S. 111.
 Scheelhaase: Über Maßnahmen gegen die angreifenden Eigenschaften des Frankfurter Grundwassers. Dt. Bauz. 1908, S. 153 ff.
 Lehmann: Der Bau des Abwasser-Sammelkanales in Osnabrück und die an demselben beobachteten Zerstörungserscheinungen durch Entwicklung schwefelsauren Moor- bzw. Grundwassers. Dt. Bauz. 1908, S. 466 ff.
 Kölle: Über Einfluß säurehaltiger Grundwässer auf Beton. Zentralbl. Bauverw. 1908, S. 624.
 Hambloch, Dr.-Ing.: Die Folgen des Gebrauches unrichtig zusammengesetzter Mörtel. Zentralbl. Bauverw. 1909, S. 639 ff.
 Bericht über das Verhalten hydraulischer Bindemittel im Seewasser (nach Versuchen auf Sylt). Dt. Bauz. E. 1909, S. 107 ff.
 Bericht über das Verhalten hydraulischer Bindemittel im Seewasser. Mitt. Materialpr.-Amt 1909, S. 239 ff.
 Möller: Zur Verwendung von Beton und Eisenbeton im Meere. Beton Eisen 1909, S. 366.
 Burchartz: Das Verhalten hydraulischer Bindemittel im Seewasser. Beton Eisen 1909, S. 390.
 van der Kloes: Aufzeichnungen über Beton im Meerwasser. Beton Eisen 1910, S. 79.
 Eisenbeton im Meer. Beton Eisen 1910, S. 273.
 Gerlach: Die elektrische Untergrundbahn der Stadt Schöneberg (Gründung im säurehaltigen Grundwasser). Z. Bauw. 1911.
 Schick: Versuch zur Wasserdichtung von Beton (Seifenzusatz). Beton Eisen 1911, S. 15.
 Burchartz: Versuche über den Einfluß des Zusatzes von Alaun und Seife auf das Abbinden von Zement sowie die Erhärtungsfähigkeit (Festigkeit) und Wasserdichtigkeit von Zementmörtel. Beton Eisen 1911, S. 348 ff.

- Ölzusatz bei Beton und Mörtel. Zentralbl. Bauverw. 1912, S. 71 ff.
- Neumann: Zu den Fragen der Frostwirkung im Beton. Beton Eisen 1912, S. 83.
- Hoffmann: Versuche mit wasserdichtem Beton (Seifenzusatz). Beton Eisen 1912, S. 365.
- Franzius, O.: „Mehr Wasser“. Z. d. V. 1912, S. 33.
- Stampfbeton unter Preßluft. Z. d. V. 1912, S. 50.
- Brennecke, Dr.-Ing.: Stampfbeton unter Preßluft. Z. d. V. 1912, S. 119.
- Symphier: „Mehr Wasser“. Z. d. V. 1912, S. 60.
- Berichte zum XII. Internationalen Schifffahrtkongreß Philadelphia 1912 über die Frage: Verwendung des Eisenbetons bei Wasserbauten. (Bericht 28—35.)
- Ostendorf: Die Verwendung von Zement-Traß-Kalkbeton für die Schleusen des Rhoine-Herne-Kanals. Z. Bauw. 1913, S. 335.
- Rohland: Schnelle Betonierung. Zentralbl. Bauverw. 1913, S. 174 ff.
- Brabandt: Stampfbeton oder Gußbeton. Zentralbl. Bauverw. 1913, S. 463 ff.
- Schoelhaase, Dr.-Ing.: Beitrag zur Frage der Betonzerstörung durch sulfathaltiges Grundwasser (Moorwasser). Z. d. V. 1913, S. 127.
- Franzius, O.: Erfahrungen mit Stampfbeton. Z. d. V. 1913, S. 207 ff.; A. B. 1913, S. 259 ff.
- Burchartz: Versuche über den Einfluß von Dichtungsstoffen auf die Erhärtung (Festigkeit) von Kalk-Trass-Zementmörtel. Mitt. Materialpr.-amt 1913, H. 2, S. 69—79.
- Versuche mit Mörtel und Beton (Einfluß von Traßzusatz sowie des Anmachens mit Kalkwasser und Seifenlösung auf die Festigkeit und Wasserdichtigkeit von Mörtel und Beton). Mitt. Materialpr.-Amt 1913, S. 80 ff.
- Die Eigenschaften von Traß und Traßmörtel. Mitt. Materialprüf.-Amt 1913, S. 1 ff.
- Das Verhalten des Betons im Moor und gegenüber den Einwirkungen von Säuren. Tiefbau 1913, S. 16 u. 19 ff.
- Zander: Erweiterung des Emdener Hafens (Kohlensäure im Grundwasser). Z. Bauw. 1914, S. 434 ff.
- Franzius, O.: Erfahrungen mit Gußbeton. Beton Eisen 1914, S. 49 ff.
- Stampfbeton, Gußbeton, Schüttbodyen. Tiefbau 1914, S. 54 ff., 60 ff. und 64 ff.
- Rohland: Die Wirkung der Schwefelverbindungen auf den Zement bzw. Beton. Beton Eisen 1914, S. 241/242.
- Nitzsche, Dr.-Ing.: Versuche über das Verhalten von Beton in sulfathaltigem Moorwasser. Beton Eisen 1914, S. 387.
- Über Versuche mit Beton im Seewasser. Dt. Bauzg. E. 1914, S. 159.
- Von der 37. Generalversammlung des „Vereins Deutscher Portland-Zement-Fabrikanten“ zu Berlin 1914 (Betonversuche im Moor). Dt. Bauzg. E. 1914, S. 63.
- Spangenberg: Zwei Betonbauten vom Stuttgarter Bahnhofs-Umbau (Schutz gegen im Grundwasser enthaltene Kohlensäure). Dt. Bauzg. E. 1914, S. 91.
- Esling: Über größere Betongründungen (Gußbeton). Beton Eisen 1914, S. 191—93.
- Rank: Neue Anwendungen des Gußbetonverfahrens. Dt. Bauzg. E. 1915, Nr. 24.
- Zander: Untersuchungen über das Verhalten von Mörtel- und Betonmischungen mit Traßzusatz beim Bau der neuen Seeschleuse in Emden. Zentralbl. Bauverw. 1915, S. 582 ff.
- Rohland: Das Verhalten des Betons gegen Meerwasser. Zentralbl. Bauverw. 1915, S. 223 ff.
- Die Wasserstraße von Sault St. Marie vom Oberen See zum Huron-See. Zentralbl. Bauverw. 1915, S. 338.
- Rohland: Schmiedeeisenbeton oder Gußeisenbeton. Gl. Ann. 1915, S. 22.
- Rodt: Über das Verhalten von Portlandzementmörteln in verschiedenen Salzlösungen. Mitt. Materialpr.-Amt 1915, S. 229 ff.
- Labes: Die Riß- und Rostbildung bei Eisenbetonbrücken. Zentralbl. Bauverw. 1916, S. 97.
- Über die Südbrücke in Magdeburg. Beton Eisen 1916, S. 70.
- Perkuhn: Riß- und Rostbildung bei ausgeführten Eisenbetonbrücken der Eisenbahndirektionsbezirke Kattowitz und Breslau. Z. Bauw. 1916, S. 98 ff.
- Die Riß- und Rostsicherheit des Eisenbetons. Beton Eisen 1917, S. 19 ff.
- Perkins: Moderne amerikan. Verteilungsanl. von Gußbeton. Beton Eisen 1917, S. 170 ff.
- Bredtschneider: Beschädigung von Bauwerken durch Grundwasser und Sickerwasser. Zentralbl. Bauverw. 1917, S. 104 ff. Ferner Zentralbl. Bauverw. 1917, S. 215, 252, 292, 354, 408.
- Gary, Dr.-Ing.: Hydraulische Bindemittel. Zentralbl. Bauverw. 1917, S. 610 ff.
- Risse im Beton. Zentralbl. Bauverw. 1917, S. 217.
- Hildebrand: Falsche Mischverhältnisse bei Eisenbetonbauten. Dt. Bauzg. 1917, S. 6 ff.
- Burchartz und Wrochem: Versuche über die Einwirkungen von Magnesiumsulfatlösung auf Zement. Mitt. Materialpr.-Amt 1917, S. 206 ff.
- Beschädigung von Tunnelmauerwerk durch Rauchgase. Zentralbl. Bauverw. 1917, S. 488.

- Betonieren bei Frost, Zusatz von Chlormagnes. Wasser. Schweiz. Bauzg. 1918, S. 230.
 Gary, Dr.-Ing.: Beton im Meere. Dt. Bauzg. E. 1919, S. 89 ff.
 Beschädigungen von Betonbauwerken durch Grundwasser und Abwasser. Dt. Bauzg. E. 1919, S. 94.
 Das Verhalten von bewehrtem Beton im Seewasser. Zentralbl. Bauverw. 1919, S. 533 ff.
 Helbing und Dr. Bach: Über Zerstörungen von Betonbauwerken durch Sickerwässer. Zentralbl. Bauverw. 1919, S. 250 ff.
 Ribbildung im Eisenbetonbau und ihre Beschränkung. Dt. Bauzg. E. 1919, S. 50.
 Probst: Ein Nachweis für die Rostsicherheit des Eisens bei Eisenbeton. Dt. Bauzg. E. 1919, S. 68.
 Lange, Dr.-Ing.: Versuche über Wasserundurchlässigkeit von Putzmörtel mit verschiedenen Dichtungsmitteln. Z. Bauw. 1919, S. 659.
 Petry, Einwirkung von Säuren und Salzen auf Beton. Bauing. 1920, S. 12 ff.
 Das Verhalten hydraulischer Bindemittel im Seewasser. Z. V. d. I. 1920, S. 407.
 Graf: Wasserdurchlässigkeit von Mörtel und Beton. Z. V. d. I. 1920, S. 598.
 Amos: Das Torkretverfahren und seine Anwendung. Zentralbl. Bauverw. 1922, 541.
 Petry: Würfelfestigkeit und Feuchtigkeitsgrad des Betons. Zentralbl. Bauverw. 1922, S. 428.
 Beton in sauren Grundwässern. Zentralbl. Bauverw. 1922, S. 431.
 Abdichtungsversuche. Bauing. 1923, S. 278.
 Mitteilungen der Abdichtungs-Kommission des Schweizerischen Wasserwirtschafts-Verbandes. Schweiz. Bauzg. Bd. 80, Nr. 14.
 Enzweiler: Über die neuesten Erfahrungen im Gußbetonbau. Bauing. 1923, S. 161.
 Hermann, Dr. P., Charlottenburg: Über Betonzerstörungen durch Sulfate und andere schwefelhaltige Stoffe. Zentralbl. Bauverw. 1923, S. 1.
 Weichtiere und Bohrmuscheln im Beton. Zentralbl. Bauverw. 1923, S. 598.
 Wasserdurchlässigkeit von Mörtel und Beton. Bauing. 1923, S. 221.
 Bethke: Das Wesen des Gußbetons. Bauing. 1924, S. 793.
 Eggenberger: Verschiedene Untersuchungen beim Bau der Staumauer Barberine. Bauing. 1924, S. 189.
 Graf: Weitere Untersuchungen über die zweckmäßige Kornzusammensetzung des Zementmörtels im Beton. (Mitteilg. aus d. Materialprüfungsanstalt der Techn. Hochsch. Stuttgart.) Bauing. 1924, S. 736.
 Hummel: Über Volumenänderung, die Festigkeit und die Wasserdichtigkeit von Beton bei Verwendung von Portlandzement und dem hochwertigen Tonerde-Zement. Bauing. 1924, S. 110.
 — Zum Verhalten des Tonerde-Zementes gegenüber chemischen Angriffen. Bauing. 1924, S. 482.
 — Über den Einfluß des Sandgehaltes und des Wassergehaltes auf die Konsistenz und die Festigkeit von Beton. Bauing. 1924, S. 817.
 Zimmermann: Über die Einwirkung verschiedener chemischer Stoffe auf Festigkeit und Abbindezeit von Zement und Beton. Bauing. 1924, S. 416.
 Rüh: Versuche über die Verwertung hochwertigen Portlandzementes in der Praxis. Bauing. 1924, S. 193.
 Erfahrungen und Versuche über chemische Angriffe auf Beton. Bauing. 1924, S. 257.
 Gaye: Die Einschleusung und Erweiterung des Fischereihafens zu Geestemünde, insbesondere der Bau der Doppelschleuse und die bisherigen Erfahrungen mit Gußbeton. Bauing. 1924, S. 256.
 Beton und seine Bestandteile. Bauing. 1924, S. 716.
 Beton und Eisenbeton im Seebau. Bauing. 1924, S. 216.
 Über die Einwirkung von Chlor auf Zement und Beton. Bauing. 1924, S. 556.
 Wirkung von Gerbsäure auf die Festigkeit von Beton. Bauing. 1924, S. 752.
 Wernecke: Betonbau bei Frost. Bautechnik 1924, S. 78.
 Graf: Aus Versuchen über die Druckelastizität von Mauerwerk. Bautechnik 1924, S. 151.
 Grün: Über die Einwirkung von Verunreinigungen im Sand auf die Betonfestigkeit. Zentralbl. Bauverw. 1924, S. 4.
 Beton im Meerwasser (nach „Ingenieuren“ 1923, Nr. 45). Zentralbl. Bauverw. 1924, S. 105.
 Anwendung von Chlorkalzium bei Zement- und Betonarbeiten zum Schutze gegen Kälte. Zentralbl. Bauverw. 1924, S. 147.
 Ein neuer wasserdichter Zement. Zentralbl. Bauverw. 1924, S. 239.
 Natho: Einfache Prüfung von Zement für Verbraucher. Zentralbl. Bauverw. 1924, S. 423.
 Wasser zum Anmachen von Beton. Bautechnik 1925, S. 194.
 Gaye: Das Wesen des Gußbetons. Bautechnik 1925, S. 249.
 Weise: Der Wassergehalt des Gußbetons, auf Grund von Erfahrungen beim Bau der neuen Geestemünder Doppelschleuse. Bautechnik 1925, S. 490.
 Nils Buer: Zur Frage der Einwirkung von Säuren auf Beton. Bauing. 1925, S. 760.
 v. Bülow, Helbing: Chemische Angriffe auf Beton. Bauing. 1925, S. 76.

- Enzweiler: Der Bau der Schwarzenbach-Talsperre. Bauing. 1925, S. 401.
 Probst: Die Sulfatbeständigkeit bei Tonerde-Zementbeton. Bauing. 1925, S. 179.
 Hohe Abbinde temperaturen beim Tonerde-Zementbeton und ihre Ausnutzung beim Frost (nach Eng. N. Rec. 1925, Nr. 8, S. 320). Bauing. 1925, S. 762.
 Probst: Kritische Betrachtungen zu den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom September 1925. Bauing. 1925, S. 900.
 Schnell: Über den „bayerischen Traß“ und seine technische Verwenduug. Bauing. 1925, S. 563.
 Einfluß von Vibrationen, stoßweisen Erschütterungen und Druck auf frischen Beton. Bauing. 1925, S. 345.
 Rohrmuscheln im Beton. Bauing. 1925, S. 655.
 Kalziumchlorid als Zusatz zum Beton. Bauing. 1925, S. 740. Schnelle Erhärtung.
 Neue Untersuchungen über die Eigenschaften von Portlandzement. Bauing. 1925, S. 152.
 Der Einfluß der Lagerung von Zement auf seine Eigenschaften. Bauing. 1925, S. 152.
 Einwirkung von Ölen und verschiedenen Flüssigkeiten auf Beton. Bauing. 1925, S. 191.
 Probst: Gußbeton. Bauing. 1926, S. 87.
 Nils Buer: Neue amerikanische Methoden zur Bestimmung des Einflusses des Wasserzusatzes und der Korngrößenverhältnisse auf die Betonfestigkeit. Bauing. 1926, S. 129.
 Gebauer: Spritzbeton im Naßverfahren. Bauing. 1926, S. 204.
 Kann Traß durch anderes Steinmehl ersetzt werden? Bauing. 1926, S. 248.
 Kammüller: Sind Blockeinlagen in Gußbeton vorteilhaft? Bauing. 1926, S. 588.
 Agatz: Erfahrungen mit Gußbeton beim Bau der Nordkaje des Hafens II in Bremen. Bauing. 1926, Heft 36.
 — Die rationelle Bewirtschaftung des Betons usw. (Gußbeton). Berlin: J. Springer 1927.

Maschinenfundamente.

- Föppl, Prof. A.: Techn. Mechanik, Bd. IV.
 Ehlers, Dipl.-Ing.: Die Berechnung der Schwingungen von Turbinen-Fundamenten. In der Festschrift der Reichs- u. Freitags A.-G. 1926.
 Mörsch, Prof. E.: Eisenbetonbau. 5. Aufl., Bd. 2, S. 359 ff.
 Rausch, Dr.-Ing.: Maschinenfundamente. Bauing. 1926, H. 44—45.

Zweiter Teil.

Einzelheiten der Grundwerke.

Pfähle.

- Auf Holzpfähle aufgepfropfte Eisenbetonpfähle. Dt. Bauzg. E. 1904, S. 32.
 Anwendungen von umschnürtem Beton beim Bau der Schokoladenfabrik Menier in Noisiel sur Marne bei Paris. Beton Eisen 1906, S. 297.
 Schürch: Eisenbetonpfähle und ihre Anwendung für die Gründungen im neuen Bahnhof in Metz (Züblin). Beton Eisen 1906, S. 398.
 Die Gründung auf Eisenbetonpfählen beim Bau des Polizeidienstgebäudes in Charlottenburg. Zentralbl. Bauverw. 1907, S. 530 ff.
 Geiß: Eine neue Kaimauer mit Eisenbeton-Pfahlgründung. Z. Bauw. 1907, S. 549 ff.
 Gründung Kursaal Cannstatt (Considerepfähle). Dt. Bauzg. 1907, S. 190/91.
 Custer: Kanalüberdeckung mit Markthalle und Straßenbrücke in Mühlhausen i. E. Schweiz. Bauzg., Bd. 52, S. 18. 1908.
 Gaugusch: Umschnürung von Eisenbetonpfählen mit Streckmetall. Beton Eisen 1909, S. 31.
 Amiras: Der Eisenbetonbau auf der Weltausstellung in Brüssel (Frankignoul). Beton Eisen 1911, S. 1 ff.
 Kersten: Straußpfahlgründungen in der Schweiz. Schweiz. Bauzg. Bd. 59, S. 263 ff. 1912.
 Colberg: Gründung einer Kirche auf Betonpfählen System „Mast“. Dt. Bauzg. E. 1912, S. 58 ff.
 Raymondpfähle. Engg. News Rec. 1913, S. 36 ff.
 Das neue Dienstgebäude des bayerischen Verkehrsministeriums in München (Simplexpfähle). Zentralbl. Bauverw. 1913, S. 218.
 Schönhöfer, Dr.-Ing.: Der Verbund Holz-Eisenbeton-Pfahl, Bauart Heimbach. Dt. Bauzg. E. 1913, S. 150 ff.
 Schürch: Eine eigenartige Eisenbetonpfahlgründung (Eisenbetonpfähle mit Fußverbreiterung). Beton Eisen 1914, S. 373 ff. u. 1915, S. 11 ff.
 Mentzel: Bauanlagen für die Herstellung der elektrischen Zugförderung auf den Eisenbahnlinien Magdeburg—Bitterfeld—Leipzig—Halle. Z. Bauw. 1914, S. 551 ff.

- Ein neues Gründungsverfahren zur Herstellung von tragfähigen Betonpfählen in nicht tragfähigen Bodenschichten. Dt. Bauzg. E. 1914, S. 54.
- van Bioma: Über die Wiederherstellung der durch Sturmflut beschädigten Darßbahn (Straußpfähle). Zentralbl. Bauverw. 1914, S. 613 ff.
- Das Preßzement-Bauverfahren (Preßbetonpfähle). Dt. Bauzg. E. 1915, S. 60.
- Koll: Verstärkung der Gründung eines Durchlasses durch Preßbetonpfähle. Zentralbl. Bauverw. 1915, S. 69.
- Gelius: Verfahren zur Herstellung von Betonkörpern in wasserhaltigem Boden oder in Gewässern unter Verwendung eines Vortreibrohres. Dt. Bauzg. 1915, S. 57.
- Verfahren zur Herstellung von Betonpfählen, Betonsenkchächten usw. an Ort und Stelle mit Verbreiterungen durch Sprengungen. Dt. Bauzg. E. 1915, S. 152.
- Wolfsholz: Ausführungen v. Gründungen m. Preßbetonpfählen. Beton Eisen 1916, S. 9.
- Hermanns: Dampfzement für geschüttete Betonpfähle. Zentralbl. Bauverw. 1916, S. 603.
- Nitzsche, Dr.-Ing.: Der neue Ortpfahl System Zimmermann (D. R. P.). Dt. Bauzg. E. 1917, S. 46 ff.
- Fucker, Dr.-Ing.: Der Stauchpfahl D. R. P. Dt. Bauzg. E. 1919, S. 69 ff.
- Pfahlgründung mit Eisenbetonpfählen bis 61 m Länge im offenen Wasser (nach Ing. 1920, 11. Juni). Bauing. 1920, S. 628.
- Lange Spülpfähle mit Fußversteinerung. Bauing. 1921, S. 278.
- Im Erdreich herzustellender Betonpfahl. Zentralbl. Bauverw. 1921, S. 188.
- Pfahlbewegung beim Rammen (nach Eng. 15. Juli 1921). Bauing. 1921, S. 656.
- Verfahren zur Versteifung von im Erdreich steckenden schadhafte Holzpfählen. Zentralbl. Bauverw. 1921, S. 455.
- Schultze, J.: Der Wolfsholzische Preßzementpfahl und seine Berechnung. Zentralbl. Bauverw. 1922, S. 382.
- Bernhard: Herstellung und Belastung von gepreßten Bohrspfählen (Bauart Michaelis-Mast). Zentralbl. Bauverw. 1922, S. 97.
- Hölzerne Pfähle mit Betonumhüllung (nach Eng. N. Rec. vom 2. November 1922; Bd. 89, Nr. 18). Bauing. 1923, S. 93.
- Möbus: Verfahren zur Absenkung von Betonpfählen im lockeren Erdreich. Zentralbl. Bauverw. 1923, S. 346.
- Verfahren zum Eintreiben von zwei fernrohrartig ineinander gleitenden Vortreibrohren für Betonpfähle (Patent von E. Frankiguoul). Bautechnik 1925, S. 224.
- Kayser: Die Gründung einer Kranbahn mit Preßbetonpfählen im städtischen Industriehafen zu Emmerich (Verfahren von Eugen Fischer). Bautechnik 1925, S. 624.
- Vorrichtung zum Herstellen von Ortpfählen aus Beton in einem Vortreibrohr (Pat. Lancaster). Bautechnik 1925, S. 734.
- Durchbohrte Vortreibspitze (Patent Ernest Herne). Zentralbl. Bauverw. 1925, S. 453.
- Hummel: Verbundpfähle aus Holz und Beton (nach Eng. N. Rec. 1925, Nr. 5, S. 186). Bauing. 1925, S. 630.
- Verfahren zur Herstellung von Ortpfählen in moorsäurehaltigem Boden (Patent Wolfsholz). Bautechnik 1925, S. 674.

Wände.

- Rechtern: Eisenbetonspundbohlen und ihre Verwendung bei den Kaibauten in Kiautschau. Zentralbl. Bauverw. 1900, S. 616.
- Ottmann: Eisenbeton-Uferbefestigungen in den Duisburg-Ruhrorter Häfen. Zentralbl. Bauverw. 1908, S. 466 ff.
- Grusewski: Herstellung einer Uferschälung aus Eisenbeton-Spundbohlen beim Bau des neuen Industrie- und Umschlaghafens der Stadt Spandau. Dt. Bauzg. 1908, S. 91 ff.
- Vom Ausbau des Hafens zu Duisburg-Ruhrort. Dt. Bauzg. 1909, S. 342.
- Spundwände aus Eisenbeton. Oest. Wochenschr. Baudienst 1913, S. 247 ff.
- Gutacker: Ummantelte Spundwandisen. Beton Eisen 1915, S. 153 ff.
- Kittel: Eisenbetonspundwände. Bautechnik 1925, S. 263.
- Hohler Eisenbetonspundpfahl (Patent von Willem Coenroad Köhler in Amsterdam). Bautechnik 1925, S. 642.

Gründungsmethoden.

- Neue Gründungsmethoden I. Gründung auf eingerammten und ausbetonierten Pfeilern. (Methode Dulac). Beton Eisen 1905, S. 12 ff.
- Neue Gründungsmethoden II. Die Pfähle Simplex. Beton Eisen 1905, S. 110 ff.
- Mast: Anwendung neuer Gründungsverfahren (Dulac). Dt. Bauzg. 1905, S. 303.
- Hilgard: Über neuere Fundierungsmethoden mit Betonpfeilern. Schweiz. Bauzg. Bd. 47, S. 32. 1906.
- Neuere Gründungsmethoden VII. Betonpfähle System Strauß. Beton Eisen 1906, S. 133 ff.
- Reiner: Die Symplex-Pfahlfundierung. Beton Eisen 1907, S. 245 ff.
- Stern: Künstl. Befestig. des Baubodens mitt. „schwebender“ Pilotage. Beton Eisen 1907, S. 1.

- Siegfried: Die Gründung mit „Simplex“-Betonpfählen. Dt. Bauzg. B. 1907, S. 65.
 Raymondpfahlgründung. Dt. Bauzg. E. 1907, S. 48.
 Stroß: Bericht über die Wiederherstellung eines eingegangenen Brückenwiderlagers in Eisenbetonkonstruktion (Dulac). Beton Eisen 1908, S. 110.
 Burchartz: Die Betonpfahlbauten für das neue Hospitalgebäude auf Ellis Island, New York (Raymondpfähle). Beton Eisen 1908, S. 257.
 Betonpfähler System Strauß D. R. P. Nr. 189182. Beton Eisen 1908, S. 90 ff.
 v. Emperger: Probel. einer „Compressol“-Pylone (Dulac). Beton Eisen 1908, S. 49.
 Colberg: Eine Probelastung mit dem Betonpfahl-Gründungssystem „Strauß“. Beton Eisen 1909, S. 54.
 Simplexpfähle. N. A. d. I. C. 1910, S. 56.
 Spangenberg: Zwei monumentale Hallenbauten in Eisenbeton (Strauß). Schweiz. Bauzg. Bd. 56, S. 274. 1910.
 Kafka: Konusbetonpfähle. Z. öst. Ing.-V. 1910, S. 422.
 Siegfried: Der Konusbetonpfahl, ein neues Fundierungs-System. Schweiz. Bauzg. Bd. 56, S. 235. 1910.
 Joannini: Ein neues Betonpfahlgründungsverfahren. Beton Eisen 1910, S. 161 ff.
 Stroß: Gründung mittels mechanischer Bodenverdichtung „System Compressol“ in Ägypten. Beton Eisen 1910, S. 93 ff.
 Spangenberg: Zwei monumentale Hallenbauten in Eisenbeton. Dt. Bauzg. 1910, S. 219.
 Betonpfähle mit Fußverbreiterung. Beton Eisen 1910, S. 64.
 Stroß: Eisenbetonbrücke mit Compressolgründung über den Kanal Ferkha in Alexandrien. Beton Eisen 1911, S. 412 ff.
 Gesteschi: Die Brücke der „Wiedergeburt“ über den Tiber in Rom (100 m Spannweite, Dulac). Beton Eisen 1911, S. 316 ff.
 Brennecke: Versuche über den Widerstand von Schraubpfählen gegen Herausreißen. Z. Bauw. 1886, S. 449.
 Die Landungsbrücke in Lome. (Eiserne Hohlpfähle.) Z. V. d. I. 1904, S. 1803.
 Einschraubpfähle. (Holzschaft mit gußeiserner Schraube.) N. A. d. I. C. 1912, S. 2 ff., S. 164 ff.
 Zander: Ersatz von beschädigten Pfählen eines Pfahlrostes. Zentralbl. Bauverw. 1915, S. 66.
 Schwonkbrücke über den Suezkanal bei Kantara (Schraubpfähle). Schweiz. Bauzg. Bd. 7, S. 240 ff.
 Maschine zum Einschrauben von Schraubpfählen (nach Eng. vom 4. August 1922). Bauing. 1922.
- Tragfähigkeit von Pfählen.**
- (Siehe auch S. 353: Berechnungen von Pfahlgründungen.)
- Brennecke: Anordnung von Pfahlbündeln und von gleichmäßig über die Grundfläche verteilten Pfählen. Zentralbl. Bauverw. 1896, S. 355.
 Bubendey: Die Tragfähigkeit gerammter Pfähle. Zentralbl. Bauverw. 1896, S. 533.
 Kreuter: Zur Bestimmung der Tragkraft von Pfählen. Zentralbl. Bauverw. 1896, S. 145, S. 190.
 — Die Tragfähigkeit gerammter Pfähle. Zentralbl. Bauverw. 1897, S. 46.
 Geiß: Tragfähigkeit von Pfählen in nachgiebigem Baugrund. Zentralbl. Bauverw. 1904, S. 162.
 Die Gründung auf Eisenbetonpfählen beim Bau des Polizeidienstgebäudes in Charlottenburg. Zentralbl. Bauverw. 1907, S. 350 ff.
 v. Willmann: Beitrag zur Beurteilung der Wirkung ruhender Lasten auf Rostpfähle. Beton Eisen 1909, S. 311 ff.
 Kafka: Praktische Anwendungen der Methoden zur Bestimmung der zulässigen Pfahlbelastung. Beton Eisen 1909, S. 161.
 Benabeng: Résistance des pieux. Ann. ponts chauss. 1911.
 Geiß: Ein Beitrag zum Problem des Rammpfahls. Beton Eisen 1911, S. 246 ff.
 Buchwald: Die Berechnung von Pfahlrostgründungen. Dt. Bauzg. E. 1913, S. 188 ff.
 Stern: Das Problem der Pfahlbelastung.
 Buchwald: Die Berechnung von Pfahlrostgründungen. Dt. Bauzg. E. 1915, S. 77.
 Zimmermann, Dr.-Ing.: Die Rammwirkung im Erdreich, Versuche auf neuer Grundlage. Beton Eisen 1915, S. 188 ff.
 Will: Rammformeln und Tragfähigkeit der Pfähle. Beton Eisen 1907, S. 25 ff.
 Zimmermann, Dr.-Ing.: Proberammung in den Königlichen Anlagen in Stuttgart. Beton Eisen 1917, S. 177 ff.
 Henkel: Zur Berechnung der Pfahlroste. Dt. Bauzg. E. 1918, S. 111 ff.
 Buchwald: Die Berechnung von Pfahlrost-Gründungen. Dt. Bauzg. E. 1915, S. 77.
 Englische Rammformeln (nach Eng. 18. November 1921). Bauing. 1922, S. 285.

- Möller, Max: Der Widerstand von Pfahlböcken. Bauing. 1923, S. 137.
 Dörr, Dr.-Ing.: Widerstand von Pfahlböcken. Bauing. 1923, S. 137.
 Schultze, J.: Der Wolfsholzische Preßzementpfahl und seine Berechnung. Bauing. 1922, S. 382.
 Butzer: Druck- und Zugvers. an Eisenb.-Pfählen f. Hafenkabauten. Bauing. 1924, S. 401.
 Colberg: Bestimmung von Einzelpfahllasten bei einseitiger Belastung von Gründungsplatten. Bauing. 1925, S. 25.
 Jacoby: Zuschrift zum Aufsatz Colberg im Bauing. 1925. Bauing. 1925, S. 305.
 Berror: Standsicherheitsuntersuchung von Kaimauern in weichem Lehmboden. Bau-technik 1925, S. 728.

Dritter Teil.

Die Baugrube.

Abschluß und Abdichtung der Baugrube.

- Bubendey: Die Tragfähigkeit gerammter Pfähle (Anwendung der verschiedenen Rammgeräte bei den verschiedenen Bodenarten). Zentralbl. Bauverw. 1896, S. 547.
 Caspar: Z. Banw. 1903, S. 321 ff.
 Lang: Über die Brauchbarkeit der Pfahlschuhe. Zentralbl. Bauverw. 1904, S. 278 ff.
 Hilgard: Neue Querschnittsformen für eiserne Spundwände. Ausziehbare Sprießen. Schweiz Bauz. Bd. 45, S. 224 ff. 1905.
 Lang: Baugrubenumschließungen mit Bogenblechen. Dt. Bauz. 1906, S. 10 ff., 268 ff.
 Leibbrand: Fortschritte im Bau weitgesprengter flacher, massiver Brücken (Fangedamm hergestellt durch Einpressen von Zement in den Boden in der Umgebung der Baugrube). Zentralbl. Bauverw. 1906, S. 464.
 Lang: Eiserne Bohle in Hängeblechform für Spundwände. Zentralbl. Bauverw. 1908, S. 656.
 Mallat: La nouvelle entrée et les travaux de transformation du port de Saint-Nazaire. Ann. ponts. chaus., 8. Serie, Bd. 33, S. 34 ff. 1908.
 Guiffart: Note sur les travaux de construction de l'écluse à sas de la Floride au port du Havre. Ann. ponts. chaus., 8. Serie, Bd. 35, S. 65. 1908.
 Franzius, Fr.: Spundwände aus Eisen. Zentralbl. Bauverw. 1909, S. 432 ff.
 Fangedamm. Engg. News. Rec. 1910, S. 427/428.
 Gerlach: Die elektrische Untergrundbahn der Stadt Schöneberg. Z. Bauw. 1911, S. 294 ff.
 Stockhausen: Der Elbetunnel in Hamburg und sein Bau (Fangedamm aus Beton). Zentralbl. Bauverw. 1912, S. 1301.
 Scheck: Eiserne Spundwände in Deutschland. Zentralbl. Bauverw. 1913, S. 156 ff.
 Zimmermann: Eiserne Spundwände. Zentralbl. Bauverw. 1913, S. 333.
 Lang: Neue Pfahlschuhform für Holzbohlen. Zentralbl. Bauverw. 1913, S. 707.
 Bernhard: Belastung von Spundwänden aus Larssen-Eisen. Zentralbl. Bauverw. 1913, S. 712—714.
 Schulte und Hildebrand: Der Bau von Schleppzugschleusen an der oberen Oder von Cosel bis Neißemündung. Z. Bauw. 1914, S. 375 ff.
 Scheck: Bauwissenschaftliche Versuche über eiserne Spundwände. Zentralbl. Bauverw. 1914, S. 489.
 Groth: Die Erweiterung des Kaiser-Wilhelm-Kanales (Kräftiger Fangedamm gegen 6,77 m Wasserdruck). Zentralbl. Bauverw. 1914, S. 373.
 Stecher: Versenkung eines hölzernen Kastenfangedammes beim Bau des Spreetunnels der Berliner Untergrundbahn. Zentralbl. Bauverw. 1914, S. 574.
 Gutacker: Über die statische Wirkung verschiedener Spundwandeneisen. Zentralbl. Bauverw. 1915, S. 263 ff.
 Scheck: Eine neue Form für eiserne Spundbohlen. Zentralbl. Bauverw. 1915, S. 360 ff.
 Range: Eiserne Spundbohlenform „Rote Erde“. Zentralbl. Bauverw. 1915, S. 43 ff.
 Gutacker: Ummantelte Spundwandeneisen. Beton Eisen 1915, S. 153.
 v. Horn: Über das Einrammen von schweren Betonpfählen beim Bau der neuen Fischhalle in Ymuiden. Zentralbl. Bauverw. 1915, S. 499.
 Haug: Die Neckarbrücke Ziegelhausen-Schlierbach. Dt. Bauz. 1915, S. 60.
 Erler: Die Untergrundbahn im Bereiche des Hauptbahnhofs Leipzig. Beton Eisen 1920, S. 21 ff.
 Spundwände (nach Eng. N. Rec., 30. Oktober 1920). Bauing. 1920, S. 372.
 Dr.-Ing. Krieb: Vom Bau der Berliner und Hamburger Untergrundbahn. Bauing. 1922. Abdichtungsversuche. Bauing. 1923, S. 278.
 Veröffentlichte Mitteilungen der Abdichtungs-Kommission des Schweizerischen Wasserwirtschaftsverbandes: Letten. Manegg. Schweizer Wasserwirtschaft. Schweiz. Bauz., Bd. 80, Nr. 14.

- Reinigen von Spundwandschlössern. Zentralbl. Bauverw. 1920, S. 8.
 Erfahrungen mit eisernen Spundwänden im See- und Hafenanbau. Zentralbl. Bauverw. 1920, S. 205.
 Freund, G., Mülheim: Die Verwendung eiserner Spundwände. Zentralbl. Bauverw. 1921, S. 231.
 Gespülte Staudämme auf abzudichtendem Untergrund in Amerika. Zentralbl. Bauverw. 1921, S. 478.
 Schmidt, F. W.: Abdichtung des Untergrundes von Staudämmen (nach Eng. N. Rec.). Zentralbl. Bauverw. 1923, S. 139.
 Möbus: Eiserner Spundwand aus Tonnenblechen zwischen I-Eisen. Grundwasserabdichtung aus geschweißter Blechhaut. Bauing. 1925, S. 99.
 Die nietlose Spundwand „Bauart Larssen“ und ihre Verwendungsgeb. Bauing. 1924, S. 640.
 Kropf: Neuzeitliche Arbeitsverfahren und Ausführungen zur Versteinerung von Bergwerksschächten. Bautechnik 1924, S. 415.
 Kittel: Der Bau der neuen Schiffsschleuse zu Ijmuiden (nach De Ingenieur 1924, Heft 39 u. 40). Bautechnik 1926, S. 57.
 Martell: Über Grundwasserdichtungen. Bautechnik 1925, S. 233.
 Meyer: Über Einrahmen von T-Trägern. Bautechnik 1925, S. 652.
 Der Betonfangedamm des Trockendock-Neubaues in Stockholm (Betongewölbedamm). Bautechnik 1925, S. 781.
 Kölle: Rostgefahr und Lebensdauer eiserner Spundwände. Zentralbl. Bauverw. 1925, S. 545.
 Klauenverschluß mit eisernen Spundbohlen (Patent der Lackawanna Steel Comp., Newyork).
 Uhlfelder: Erfahrungen mit eisernen Spundwänden. Bauing. 1926, S. 9.

Trockenhaltung von Baugruben.

- Prinz: Die Trockenhaltung des Untergrundes mittels Grundwassersenkung. Zentralbl. Bauverw. 1906, S. 594 ff.
 Bernhard: Untertunnelung eines Geschäftshauses durch die Untergrundbahn in Berlin. Zentralbl. Bauverw. 1906, S. 607 ff.
 Nachträgliche Unterfahrung eines in Benutzung stehenden Geschäftshauses durch die Untergrundbahn in Berlin. Dt. Bauz. 1906, S. 695 ff.
 Zimmermann: Die Anwendung von Grundwassersenkung zu Umbauten und Wiederherstellungsarbeiten im Bezirk der Wasserbauinspektion Fürstenwalde. Z. Bauw. 1907, S. 411 ff.
 Brennecke: Etwas über Schleusen und Schleusenbau. Dt. Bauz. 1907, S. 167 ff.
 Gesztessy: Fundierung und Grundwasserabdichtung für den Erweiterungsbau der Bank für Handel und Industrie zu Berlin. Beton Eisen 1907, S. 194—198.
 Gerlach: Die elektrische Untergrundbahn der Stadt Schöneberg (Tiefpumpen Bauart Siemens Schuckert). Z. Bauw. 1911, S. 304 ff.
 Steen: Mammutpumpenanl. z. Untertunnel. d. Spree. Zentralbl. Bauverw. 1911, S. 524 ff.
 Trauer, Dr.-Ing.: Die Kaiserbrücke in Breslau. Dt. Bauz. 1911, S. 48 ff.
 Kyrieleis, Dr.-Ing.: Grundwasserabsenkung bei Fundierungsarbeiten. Berlin: J. Springer 1913.
 Gähns und Prietze: Die Betriebseinrichtungen beim Bau der neuen Ostseeschleusen des Kaiser-Wilhelm-Kanals. Z. Bauw. 1913, S. 315 ff.
 Zimmermann: Grundwassersenkungs- und Betonierungsanlagen beim Bau von Schleppzugschleusen im Emsabstieg des Dortmund-Ems-Kanals. Z. Bauw. 1913, S. 523 ff.
 Kemmann: Der Spreetunnel der Hoch- und Untergrundbahn in Berlin. Zentralbl. Bauverw. 1913, S. 283 ff.
 Liez: Aus der Praxis der Grundwasserabsenkung. Z. öst. Ing.-V. 1913, S. 817 ff.
 Haack, Dr.: Gase im Grundwasser, ihre Bedeutung und Wirkung. Journ. Gasb. Wasserw. 1913, S. 761 ff.
 Schulte und Hillebrand: Der Bau von Schleppzugschleusen an der Oder von Cosel bis zur Neiße mündung. Z. Bauw. 1914, S. 378 ff.
 Zander: Erweiterung des Emdener Hafens. Z. Bauw. 1914, S. 424 ff.
 Himmer: Senkung des Grundwasserspiegels bei Gründung von Bauwerken. Zentralbl. Bauverw. 1914, S. 128 ff.
 Groth: Die Erweiterung des Kaiser-Wilhelm-Kanals (Fangedamm gegen 6,77 m Wasserdruck). Zentralbl. Bauverw. 1914, S. 373.
 Menningen: Die Ufersicherungen unter der Levensauer Hochbrücke bei der Erweiterung des Kaiser-Wilhelm-Kanals (Larssenwände, Grundwasserabsenkung, Allgemeine Anordnung der Baugrube). Zentralbl. Bauverw. 1914, S. 697 ff.
 Degwert: Die abgesteifte Baugrube. Dt. Bauz. 1914, S. 346 u. 354 ff.
 Thalenhorst: Über das Absteifen von Baugruben. Z. d. V. 1914, S. 10.
 Range: Eiserner Spundbohlen, Form „Rote Erde“. Zentralbl. Bauverw. 1915, S. 43.
 Giese: Das Bauverfahren für die Spreeuntertunnelung der A. E. G. Schnellbahn in Berlin (Grundwasserspiegelsenkung). Verk. Woche 1914, Nr. 10.
 Verbesserte Verfahren zur Untertunnelung von Wasserläufen (Grundwasserspiegelsenkung). Zg. V. Eisenb.-Verw. 1915, Nr. 33/34.

- Scheck: Bau der zweiten großen Schleuse in Fürstenwalde a. d. Spree. Zentralbl. Bauverw. 1916, S. 336 ff.
- Fischer, Dr.-Ing.: Die Untersuchung der Anlagen zur Grundwasserabsenkung auf ihre Dichtigkeit. Zentralbl. Bauverw. 1915, S. 556.
- Der Straßenbahn-Tunnel unter den Linden zu Berlin. Dt. Bauzg. 1916, S. 173 u. 405.
- Scheck: Erleichterung für Schüttbetongründungen. Dt. Bauzg. E. 1916, S. 5.
- Lesser, Dr.-Ing.: Der Bau und die Bedeutung von Tiefkellern in Industriegebäuden der Großstadt. Zentralbl. Bauverw. 1917, S. 510 ff.
- Erler: Die Untergrundbahn im Bereiche des Hauptbahnhofs Leipzig. Beton Eisen 1920, S. 21 ff.
- Sichardt: Fortschritte des Grundwasserabsenkungsverfahrens. Bauing. 1923, S. 599.
- Schmidt, F. W., Münster: Abdichtung des Untergrundes von Staudämmen. Zentralbl. Bauverw. 1923, S. 139 (nach Eng. N. Rec.).
- Bautze: Grundwasserabsenkungen beim Unterfangen von Gebäuden. Bautechnik 1924, S. 573.
- Kittel: Der Bau der neuen Schiffsschleuse von Ijmuiden (nach De Ingenieur 1924, Heft 39 und 40).
- Schonnop: Der Bau der drei Trockendocks der Nederlandsche Dok-Maatschappij in Amsterdam. Tiefbau 1926.

Baustelleneinrichtung.

- Kabelkrane. Z. V. d. I. 1900, S. 1096.
— Z. V. d. I. 1902, S. 270.
- Buhle: Über Massentransport. Dt. Bauzg. 1904, S. 528.
— Über Neuerungen im Massentransport. Dt. Bauzg. 1906, S. 251.
— Seilschwebbahn für Personenbeförderung. Dt. Bauzg. 1910, S. 722.
- Zentralbl. Bauverw. 1911, S. 232.
- Wettich: Eine eigenartige Kabelkranform zum Bau der neuen Donaubrücke in Ulm. Dt. Bauzg. 1911, S. 163 ff.
- Wintermeyer: Kabelkrane für Bauzwecke. Zentralbl. Bauverw. 1912, S. 682 ff.
- Buhle: Neuzeitliche Kabelkrane und ihre Anwendung auf das Bauwesen. Dt. Bauzg. 1913, S. 716, 734, 748.
- Gährs und Prietze: Die Betriebseinrichtungen beim Bau der neuen Ostseeschleusen des Kaiser-Wilhelm-Kanals. Z. Bauw. 1913, S. 315 ff.
- Zimmermann: Grundwasserabsenkungs- und Betonierungsanlagen beim Bau von Schleppzugschleusen im Emsabstieg des Dortmund-Ems-Kanals. Z. Bauw. 1913, S. 523 ff.
- Groth: Die Erweiterung des Kaiser-Wilhelm-Kanals. Zentralbl. Bauverw. 1914, S. 373.
- Schäfer: Der Kabelkran bei dem Umbau der Camsdorfer Brücke. Dingler 1914, S. 247 ff.
— Die Lastförderung durch Kabelkrane, insbesondere beim Bau der Camsdorfer Brücke. Beton Eisen 1914, S. 361.
- Buhle: Kabelkrane und Luftseilbahnen. Glasers Ann. 1915, S. 105 ff.
- Dietrich: Kabelkrane bei der Ausführung von Hochbauten. Dt. Bauzg. E. 1916, S. 105.
- Bau einer 2 englische Seemeilen langen Ufermauer. Bauing. 1920, S. 244.
- Anwendung des Betongußverfahrens beim Bau von 2 Staumauern für San Francisco (nach Eng. N. Rec., Bd. 88, Nr. 22/23 und Bd. 89, Nr. 12). Bauing. 1923, S. 248.
- Arp und Gaye: Das Gußbetonverfahren beim Bau der Doppelschleuse in Geestemünde und die Erfahrungen mit Gußbeton. Zentralbl. Bauverw. 1924, S. 319.
- Schmidt: Gußbeton in Deutschland und in Nordamerika. Zentralbl. Bauverw. 1924, S. 456.
- Gründungsarbeiten und Bauplatz-Einrichtung für ein amerikanisches Hochhaus (nach „Concrete“, Juli 1924). Bautechnik 1924, S. 497.
- Greiff: Die Baueinrichtung am Kraftwerk Wäggital. Bautechnik 1924, S. 673.
- Enzweiler: Der Bau der Schwarzenbach-Talsperre. Bauing. 1925, S. 401.
- Tropitzsch und Arndt: Die Talsperre bei Muldenberg. Bauing. 1925, S. 441.
- Müller, Paul: Die Bauarbeiten zur Schiffahrtsschleuse bei Duisburg. Bauing. 1925, S. 705.
- Gußbetonanlage zum Bau der Schleuse in Anderten. Bauing. 1925, S. 762.
- Kasbauer: Bemerkenswerte Anordnung und Betrieb der gleichzeitigen Betonierung (Gußbeton) von 4 großen Bauten in Dalles-Texas (nach Eng. N. Rec. vom 11. Dez. 1924). Bauing. 1925, S. 631.
- Windolf: Arbeitsmethoden und Erfahrungen beim Bau der Fischereihafenerweiterung in Cuxhaven. Bautechnik 1925, S. 81.
- Eine schwimmende Gußbetonanlage für Hafengebauten. Bautechnik 1925, S. 94.
- Die Talsperre von Montejaque in Andalusien. Bautechnik 1925, S. 271.
- Verfahren zur Ausführung von Gußbetonarbeiten bei Talsperren, Schleusen usw. mittels Seilbahnen. (Patent von Ad. Bleichert & Co. und Siemens-Bauunion.) Bautechnik 1925, S. 284.
- Wilhelm: Fahrbare Gußbetonanlage beim Bau einer 240 m langen Schleuse in Flaesheim bei Haltern i. Westf. Bautechnik 1925, S. 731.

- Einrichtung zur Förderung von Gußbeton zu den Verbrauchsorten auf einer Baustelle (Patent der Siemens-Bauunion). Bautechnik 1925, S. 734.
- Garbotz: Die Bedeutung des Einsatzes von Maschinen für die Wirtschaftlichkeit des Baubetriebes. Zentralbl. Bauverw. 1925, S. 401.
- Probst, E.: Die Entwicklung des Beton- und Eisenbetonbaues in den Vereinigten Staaten. Bauing. 1926, S. 193.
- Kaumanns: Die Baustelleneinrichtung der Zwillingsschachtchleuse in Fürstenberg a. Oder. Bauing. 1926, S. 469.
- Eggers: Die Betriebseinrichtung bei der Schleuse in Flaesheim. Bauing. 1926, S. 542.
- Sturm: Einrichtung von Gußbetonbaustellen. Bauing. 1924, S. 256.

Vierter Teil.

Unmittelbare Gründungen im Trocknen.

Flachgründungen.

- Müller, S.: Hohe Wohngebäude in Nordamerika (Eisenträger in Betonplatten). Dt. Bauzg. 1905, S. 284.
- Die Verstärkung der Fundamente der Alexander-Kirche in Zweibrücken i. d. Pfalz. Dt. Bauzg. E. 1905, S. 78/79.
- Neuere Gründungsmethoden III. Beton Eisen 1906, S. 10.
- Gesztesy: Fundierung und Grundwasserabdichtung für den Erweiterungsbau der Bank für Handel und Industrie zu Berlin. Beton Eisen 1907, S. 194—198.
- Balhorn und Börner: Künstliche Fundierung des Geschäftshauses für das Oberlandesgericht zu Düsseldorf. Beton Eisen 1908, S. 340 ff.
- Lufft: Bau-Unfälle an Getreidesilos. Dt. Bauzg. 1909, S. 146 ff.
- Bachner: Rippenfundam. in Eisenbeton für gr. Stützlasten. Beton Eisen 1910, S. 62.
- Zipkes: Siloanlage der Portland-Zement-Fabrik „Croatia“ A.-G. in Podused bei Agram. Dt. Bauzg. E. 1910, S. 69 ff.
- Bernhard: Der Turm des neuen Stadthauses in Berlin in seiner konstruktiven Ausbildung. Zentralbl. Bauverw. 1912, S. 3 ff.
- Heimbach: Flachgründungen auf Schlamm und Moorboden und Rekonstruktionen mit Hilfe dieses Verfahrens. Beton Eisen 1913, S. 343.
- Schömburg: Schwere Betonfundierungen auf Hüttenwerken. Beton Eisen 1913, S. 315 ff.
- Hövermann: Über die statische Berechnung von Eisenbetonfundamentplatten. Beton Eisen 1913, S. 275 ff.
- Lewe, Dr.: Über Fundamentplatten für Einzellasten unter besonderer Berücksichtigung der Kreisplatte. Beton Eisen 1913, S. 189 ff.
- Das neue Dienstgebäude des bayerischen Verkehrsministeriums in München. Zentralbl. Bauverw. 1913, S. 218.
- Fröhlich, Dr.-Ing.: Berechnung von Fundamenten unter Berücksichtigung der Elastizität des Baugrundes. Beton Eisen 1913.
- Martin: Fundamentplatte in geteilter Eisenbetonkonstruktion. Beton Eisen 1914, S. 355.
- Roßmann: Der Getreidespeicher der Aktien Gesellschaft Lehmkering & Co. zu Duisburg. Beton Eisen 1914, S. 377.
- Dischinger: Kohlensilo für die Gelsenkirchener Bergwerks A.-G. Hütte Vulkan, Duisburg-Hochfeld. Beton Eisen 1914, S. 175.
- Székely: Flachgründungen bei Wohnhausbauten in Budapest. Beton Eisen 1915, S. 222 ff.
- Pappit: Die Tragkonstruktionen des Rathaus-Neubaues in Mülheim a. d. Ruhr. Dt. Bauzg. E. 1915, S. 2.
- Steinberger: Der Eisenbeton beim Neubau eines Verwaltungsgebäudes der chemischen Fabrik von E. Merck bei Darmstadt. Beton Eisen 1915, S. 27 ff.
- Kohrt: Gründungsplatte eines Lagerhauses aus Eisenbeton. Dt. Bauzg. E. 1916, S. 131.
- Wiederaufrichtung und Unterfangung eines gekippten und versackten Getreidesilos in Eisenbeton. Dt. Bauzg. E. 1916, S. 53.
- Marcus: Eisenbetonarbeiten vom Bau der Hafentmühle S. Bienert, Dresden-Friedrichstadt. Dt. Bauzg. E. 1916, S. 30.
- Schmidtman: Bodenpressung unter Eisenbetongrundplatten. Zentralbl. Bauverw. 1916, S. 157 ff.
- Broschmann: Zur Berechnung der Grundplatten. Beton Eisen 1916, S. 28 ff.
- Fruchthändler, Dr.-Ing.: Über exzentrische Fundamente. Beton Eisen 1917, S. 122 ff.
- Bau eines Fabrikschornsteins auf einer Eisenbetonplatte. Beton Eisen 1917, S. 52 ff.
- Gründungen auf Eisenbetonplatten. Dt. Bauzg. E. 1917, S. 79 ff.
- Kiehne, Siegfried, Dipl.-Ing.: Zur Frage der Gebäudesicherung im Bergbausenkungsbereich. Bauing. 1922, S. 42.

- Baumstark: Neuere Ausführungen in Eisenbeton für Kohlenförderung und -verarbeitung. Bauing. 1924, S. 527.
Bernhard: Deutsche Ingenieurarbeit am Straßburger Münster. Bauing. 1926, S. 360.

Verbesserung des Baugrundes vor der Gründung.

- Paulsdorff: Moorbauten. Zentralbl. Bauverw. 1904, S. 423.
Wolfsholz: Dichtungs- und Fundierungsarbeiten mittels Einpressen von flüssigem Zementmörtel. Beton Eisen 1907, S. 143 ff.
Herstellung einer wasserdichten Brunnenschacht-Auskleidung mit Beton nach dem sogenannten Versteinerungsverfahren. Dt. Bauzg. E. 1907, S. 90 ff.
Anlage und Bauart freistehender Gebäude in Ostpreußen. Zentralbl. Bauverw. 1909, S. 329 ff.
Suguet: Note sur les injections de coulis de ciment dans les maçonneries. Ann. ponts chauss., Bd. 40, Nr. 39. 1909.
Wolfsholz: Neue Gründungsverfahren. Zentralbl. Bauverw. 1911, S. 82 ff.
Baumstark: Schachtbau und Versteinerungsverfahren. Dt. Bauzg. E. 1912, S. 101 ff.
Lundberg und Fellenius: Kiesschüttung. Bericht 100 zum XII. Int. Schiff.-Kongreß 1912, S. 8 ff. und 18.
Schmidt, F. W.: Über einen Versuch zur Herstellung einer Herdmauer durch Einspritzen von Zement. Zentralbl. Bauverw. 1913, S. 546/754.
Brosche: Über Dammschüttungen in Mooren. Zentralbl. Bauverw. 1913, S. 248.
Witteveen: Die Erweiterung des Hafens von Rotterdam im Zeitabschnitt 1907 bis 1912 (Sandschüttung). Zentralbl. Bauverw. 1914, S. 172.
Schürch: Eine eigenartige Eisenbetonpfahlgründung (Zement einspritzung). Beton Eisen 1915, S. 11 ff.
Wolfsholz: Das Preß-Zement-Bauverfahren. Dt. Bauzg. E. 1915, S. 60 ff.
Möller: Die neuen Kaibauten Gothenburgs. Dt. Bauzg. E. 1917, S. 106 ff.

Gründungen in Bergwerksgebieten.

- Blau: Mittel gegen die Einwirkung des Bergbaues auf die Erdoberfläche. Zentralbl. Bauverw. 1905, S. 621.
Nast: Gebäudeverankerungen gegen Bergschäden. Beton Eisen 1907, S. 113 ff.
Breil: Die Sicherung von Gebäuden gegen Bergschäden. Beton Eisen 1909, S. 325.
Giese: Neubau einer 28klassigen Gemeindeschule für die Stadt Essen-Ruhr. Beton Eisen 1910, S. 117 ff.
Hermann: Zum Bau des Rhein-Herne-Kanals. Zentralbl. Bauverw. 1912, S. 243 ff.
Müller, Dr.-Ing.: Eisenbetonarbeiten in der Volksbade- und Schwimmanstalt in Gladbeck i. W. Dt. Bauzg. E. 1913, S. 25 ff.
Volk: Einzelheiten der Schleusen des Rhein-Herne-Kanals. Zentralbl. Bauverw. 1913, S. 307 ff. und 320 ff.
Unger: Ausführungen vom Rhein-Herne-Kanal. Zentralbl. Bauverw. 1914, S. 308 ff.
Dischinger: Bemerkenswerte Ausführungen in Eisenbeton. Beton Eisen 1914, S. 1 ff.
Bahse: Die Drahtseilbahn Erdmannsdorf—Augustusburg. Dt. Bauzg. 1916, S. 37.
Hartkopf: Bergschäden an Straßenbahngleisen. Zentralbl. Bauverw. 1917, S. 485.
Mautner: Gebäudesicherung im Bergbausenkungsgebiet. Bauing. 1920, S. 144.
Kiehne: Zur Frage der Gebäudesicherung im Bergbausenkungsgebiet. Bauing. 1922, S. 42.
Baumeister: Gründungen, in erster Linie Gründungen von Brückenpfeilern in druckhaftem Gelände. Bauing. 1922, S. 357.

Fünfter Teil.

Unmittelbare Gründungen unter Wasser.

Gründungen auf Beton unter Wasser.

- Wiederherstellungsarbeiten und Neugründungen unter Wasser mit Hilfe von Zement-Einpressung (Versteinerungsgründung). Dt. Bauzg. 1905, S. 483.
Herstellung einer wasserdichten Brunnenschachtauskleidung mit Beton. Dt. Bauzg. E. 1907, S. 90.
Merling: Die Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Oberhafen in Hamburg. Z. Bauw. 1907, S. 43 ff.
Building a sea wall on a sloping rock bottom. Engg. News Rec. Bd. 59, S. 481 ff. 1909.
Lundberg und Fellenius: Beton in Säcken. Bericht 100 zum XII. Int. Schiff.-Kongreß 1912, S. 18.
Schulte und Hillebrand: Der Bau von Schleppzugschleusen an der oberen Oder von Cosel bis Neißemündung (Trichterbetonierung). Z. Bauw. 1914, S. 380 ff.

- Bernhard: Die neue Straßenbrücke über die Spree in Fürstenwalde. Dt. Bauzg. 1914, S. 106.
 Haché: Der Seekanal von Gent nach Terneuzen und der Hafen von Gent. Dt. Bauzg. 1914, S. 273 ff und 289 ff.
 Paxmann: Der neue Osthafen der Stadt Berlin. Zentralbl. Bauverw. 1914, S. 322.
 Ostmann: Die Havelregulierungsbauten bei Brandenburg. Z. Bauw. 1915, S. 252.
 Scheck: Erleichterung für Schüttbetongründungen. Dt. Bauzg. E. 1916, S. 5.
 Vom Neubau zweier Oderbrücken zu Breslau. Dt. Bauzg. E. 1916, S. 145 ff
 Betonpfeilergründung mit fertiger abgesenkter Unterwasserschalung (Ort: Amerikanische Südbahn, alte Brücke über den Tennessee bei Chattanooga) (nach Railway Age 1920, Nr. 15). Bauing. 1921, S. 75.
 Grünberg, A. W.: Schütttrichter für das Versenken von Beton unter Wasser. Zentralbl. Bauverw. 1923, S. 310.

Grundwerke aus Trockenmauerwerk usw.

- Denicke: Der Hafen von Haidarpascha gegenüber Konstantinopel (Blockbau). Z. Bauw. 1903, S. 475 ff.
 Baviar: Die bauliche Entwicklung des Hafens von Genua (Kaimauer aus Blöcken auf Steinschüttung). Schweiz. Bauzg., Bd. 46. 1905.
 Blockbau. Ann. ponts. chauss., 8. Serie, Bd. 34, S. 36 ff. 1908.
 — Engg. News. Rec. Bd. 59, S. 481 ff. 1909.
 Steinkistengründung. Engg. News. Rec. Bd. 59, S. 102 ff. 1909.
 Inglese: Blockbau. Bericht 97 zum XII Int. Schiff.-Kongreß 1912.
 Lundberg und Fellenius: Steinkistengründung. Bericht 100 zum XII. Int.-Schiff. Kongreß 1912.
 Molen mit senkrechten Seitenflächen (nach Ann. ponts. chauss.). Bautechnik 1924, S. 81.
 Der Straßen- und Eisenbahndamm durch die Meerenge von Singapore. Zentralbl. Bauverw. 1924, S. 231.
 Müller: Die Vergrößerungsbauten des Hafens von Le Havre. Bautechnik 1925, S. 27.
 Kittel: Die neuere Entwicklung des italienischen Talsperrenbaues. Bautechnik 1925, S. 29.
 Überquerung des Ärmelkanals. Bauing. 1926, S. 407.

Siebenter Teil.

Pfahlgründungen.

Holzpfahlgründungen.

- Verwendung von Faschinendämmen bei Gründung von Kaimauern auf weichem Untergrund. Zentralbl. Bauverw. 1893, S. 353.
 Das neue großherzogliche Hoftheater zu Weimar. Dt. Bauzg. 1908, S. 138.
 Schacht: Der Umbau der St. Pauli-Landungsbrücken in Hamburg. Dt. Bauzg. 1909, S. 14.
 Vogeler: Die Erweiterung der Kaiserlichen Werft in Kiel. Zentralbl. Bauverw. 1909, S. 144.
 Janetzki: Gründung eines Brückenpfeilers auf Braunkohlenuntergrund. Zentralbl. Bauverw. 1910, S. 241.
 Thouvenot: Notice sur les ports de Rotterdam et Amsterdam, leurs voies d'accès à la mer et le port d'Ymuiden. Ann. ponts. chauss. 1911, S. 532.
 Bericht 100 zum XII. Int. Schiff.-Kongreß 1912 in Philadelphia. S. 10 ff. und S. 28 ff.
 Krakau: Die Beton- und Eisenbetonbauten der neuen Emden Hafenanlagen (Holzpfahlrost und Holzpfähle mit Eisenbetonrost). Beton Eisen 1914, S. 351, 383.
 Bernhard: Die neue Straßenbrücke über die Spree in Fürstenwalde (Holzpfähle mit Betonrost). Dt. Bauzg. 1914, S. 106.
 Haché: Der Seekanal von Gent nach Terneuzen und der Hafen von Gent (Kaimauer auf Holzpfahlrost). Dt. Bauzg. 1914, S. 273 ff. und 289 ff.
 Paxmann: Der neue Osthafen der Stadt Berlin (Kaimauer auf Holzpfählen). Zentralbl. Bauverw. 1914, S. 322.
 Neufeldt: Pfahlgründung mit Holzisenbetonpfählen. Zentralbl. Bauverw. 1914, S. 470.
 Tröschel: Pfahlgründung mit Holzisenbetonpfählen. Zentralbl. Bauverw. 1914, S. 599.
 Witteven: Die Erweiterung des Hafens von Rotterdam im Zeitabschnitt 1907 bis 1912. Zentralbl. Bauverw. 1914, S. 175.
 Haug: Die Neckarbrücke Ziegelhausen—Schlierbach (Holzpfähle mit Betoneisenrost auf Fels). Dt. Bauzg. 1915, S. 60 ff.
 Zander: Ersatz von beschädigten Pfählen eines Pfahlrostes. Zentralbl. Bauverw. 1915, S. 66.
 Bau einer Kaimauer im Sand. Bauing. 1920, S. 234.
 Lewerenz: Die neue Pregelbrücke zu Königsberg. Bautechnik 1925, S. 329.

- Ehrenberg: Der Umbau der Warnowbrücke bei Niex an der Strecke Rostock-Laage. Bautechnik 1925, S. 541.
- Knoll und Schöff: Der neue Königsberger Seehafen. Zentralbl. Bauverw. 1925, S. 153. Hafengebäuden in Bremen. Bauing. 1926, S. 92.
- Beton- und Eisenbetonpfahlgründungen.
- Möller: Die Ausführung des Empfangsgebäudes des Hauptbahnhofes in Hamburg, insbesondere die Gründungsarbeiten. Dt. Bauzg. 1904, S. 69.
- Haché: Der Seekanal von Gent nach Terneuzen und der Hafen von Gent (Kaimauern auf Eisenbetonpfahlrost). Dt. Bauzg. 1914, S. 273 ff. u. S. 289 ff.
- Montzel: Bauanlagen für die Herstellung der elektrischen Zugförderung auf den Eisenbahnlinien Magdeburg—Bitterfeld—Leipzig—Halle (Straußpfähle). Z. Bauw. 1914, S. 543 ff.
- v. Horn: Über das Einrammen von schweren bewehrten Betonpfählen beim Bau der neuen Fischhalle in Ymuiden. Zentralbl. Bauverw. 1915, S. 499 ff.
- Ritter: Ringförmiger Lokomotivschuppen im Rangierbahnhof Blockland bei Bremen. Beton Eisen 1916, S. 25 ff.
- Andersson: Eine Eisenbetonbogenbrücke in Kristianstad (Schweden). Beton Eisen 1916, S. 6.
- Müller: Die neue Entwässerungsanlage in Codigoro. Schweiz. Bauzg., Bd. 74, S. 14 ff. 1919.
- Der Eisenbeton-Unterbau des großen Gasbehälters am Gaswerk Grasbrook in Hamburg (Bauweise Consideré). Dt. Bauzg. E. 1909, S. 101.
- Voß: Gründung des neuen Regierungsgebäudes in Düsseldorf auf Eisenbetonpfählen (Bauweise Züblin). Zentralbl. Bauverw. 1909, S. 482 ff.
- Eisenbetonpfähle. Beton Eisen 1909, S. 139/40.
- Amiras: Die Fundierung einer Bahnunterführung in Eppenheim (Eisenbetonplatte auf umschnürten Pfählen). Beton Eisen 1910, S. 341.
- Stephenson: Concrete pile foundation for the Evansville filters. Engg. News Rec. Bd. 61, S. 218 ff. 1910.
- Reinken: Die Gründung der neuen Rheinspeicher am Agrippina-Ufer der Stadt Köln mit streckmetallumschnürten Eisenbetonpfählen. Dt. Bauzg. E. 1910, S. 13 ff.
- Pfahlgründung für das Palacky-Monument in Prag. Beton Eisen 1910, S. 132.
- Hanst: Rheinspeicher für die Stadt Köln (streckmetallumschnürte Pfähle, Patent Weirich und Reinken). Beton Eisen 1911, S. 311 ff.
- Concrete quay wall on a coral foundation. Engg. News Rec., Bd. 66, S. 526 ff. 1912.
- Kleinlogel, Dr.-Ing.: Der neue Hauptbahnhof in Leipzig. Beton Eisen 1912, S. 144.
- Berman: Zwei Eisenbahnbrücken in Eisenbeton (Eisenbetonrost auf Eisenbetonpfählen). Beton Eisen 1913, S. 361.
- Christiani: Über Eisenbeton-Kaimauern der norddeutschen Seehäfen (Eisenbetonpfähle mit Eisenbetonrost). Dt. Bauzg. E. 1913, S. 97 ff.
- Mörsch, Dr.-Ing.: Verstärkung dreier Straßenbrücken im Zuge des Ems-Weser-Kanales bei Hannover (Eisenbeton-Zug- und -Druckpfähle). Dt. Bauzg. 1913, S. 43.
- Krakau: Die Beton- und Eisenbetonbauten der neuen Emdener Hafenanlagen. Beton Eisen 1914, S. 383.
- Butzer: Druck- und Zugversuche an Eisenbetonpfählen für Hafengebäuden. Bauing. 1924, S. 401.
- Schroeter: Die Stütz- und Ufermauern am Südufer des Spandauer Schiffahrtskanales in Berlin. Bauing. 1924, S. 423.
- Uferbefestigung in Eisenbeton. Bautechnik 1924, S. 248.
- Schaper: Bau der Lidingsbrücke bei Stockholm. Bautechnik 1924, S. 405.
- Kreß: Bemerkenswerte Bauausführungen bei der Berliner und Hamburger Hochbahn (Mast-Pfähle). Bautechnik 1924, S. 408.
- Uferbefestigung in Eisenbeton. Bautechnik 1924, S. 248.
- Eisenbeton-Ufermauer im Hafen von Pesaro. Bautechnik 1925, S. 24.
- Müller: Die Vergrößerungsbauten des Hafens von Le Havre. Bautechnik 1925, S. 27.
- Die Bauarbeiten für das Jamaika-Bay-Boulevard in Newyork. Bautechnik 1925, S. 54.
- Eisenbetonpfähle von 33,0 m Länge zur Gründung von Pier VII im Hafen von Manila. Bautechnik 1925, S. 461.
- Thiele: Veränderung der Gründung eines Eisenbahnbrückenpfeilers infolge Tieferlegung der Sohle des durchgeführten Mühlgrabens unter Aufrechterhaltung des Eisenbahnbetriebes. Bauing. 1926, S. 681.
- Windolf: Arbeitsmethoden und Erfahrungen beim Bau der Fischereihafenerweiterung in Cuxhaven. Bautechnik 1925, S. 81.
- Müller: Der Freihafen von Gothenburg. (Pfahlgründung mit Taucherglocke.) Zentralbl. Bauverw. 1926, S. 453.

Berechnungen von Pfahlgründungen.

(Siehe auch S. 345: Tragfähigkeit von Pfählen.)

- Jacobi: Berechnung von Pfahlgründungen. Öst. Monatsschr. Baudienst 1909, S. 201.
 Ostenfeld: Berechnung von Pfahlgründungen. Beton Eisen 1922, S. 21 u. 30.
 — und Jacobi: Berechnungen von Pfahlgründungen. Beton Eisen 1922, S. 287 und 1923, S. 178.
 Jacobi: Berechnung von Pfahlgründungen. Jahrb. dt. Ges. f. Bauing.-Wes. 1925.
 Hedde: Neuere Kaimauern. Jahrb. dt. Ges. f. Bauing.-Wes. 1925.
 Schultze: Pfahlrostberechnung. Zentralbl. Bauverw. 1926, S. 469 ff.

Achter Teil.

Druckluftgründungen.

Druckkastengründungen.

- Strompfeiler der Mainbrücke bei Kostheim (Holzdruckkasten). Zentralbl. Bauverw. 1888, S. 176.
 Harkort: Straßenbrücke über die Havel zwischen Spandau und dem Eiswerder. Z. Bauw. 1904, S. 66 ff.
 Die Verkehrswege New Yorks (Holzdruckkasten). Schweiz. Bauz. 1904, S. 172.
 Pariser Untergrundbahn. Génie civil, 2. Dez. 1905.
 Gutzwiller: Die neue Basler Rheinbrücke (Eisenbetondruckkasten). Schweiz. Bauz. Bd. 47, S. 46. 1906.
 Benduhn: Neue Stettiner Straßenbrücken (eiserner Druckkasten auf Pfahlrost). Schweiz. Bauz. 1906, S. 121.
 Neuere Gründungsmethoden VI. Herstellung von Tunneln unter Wasserläufen. Dt. Bauz. 1906, S. 81 ff. und S. 112 ff.
 Cougnola: Bauausführung des Gettico-Tunnels im Zuge der Santhia—Borgomanero—Arona-Bahn. Schweiz. Bauz., Bd. 50, S. 29. 1907.
 Niculescu: Druckluftgründung in Eisenbeton. Beton Eisen 1907, S. 61.
 Schleich: Die Seine-Unterfahrung durch die Linie IV der Pariser Untergrundbahn (eiserner Druckkasten). Schweiz. Bauz. 1909, S. 319 ff.
 Die Wasserkraftanlage Aue der Elektrizitätsgesellschaft Baden (Eisenbetondruckkasten). Schweiz. Bauz. Bd. 56, S. 97. 1910.
 Abbildung eines Eisenbetonkastens. Beton Eisen 1910, S. 139.
 Die neue Weichselbrücke bei Marienwerder (Druckkasten aus Holz und Eisen). Z. Bauw. 1910, S. 70 ff.
 Schaper: Zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Rhein unterhalb Duisburg-Ruhrort im Zuge der Linie Oberhausen-West-Hohenbudberg (Druckkasten aus Eisen). B. Bauw. 1911, S. 568 ff. u. 1912, S. 243 ff.
 Vom Bau der beiden neuen Rheinbrücken in Köln. Dt. Bauz. 1912, S. 397 ff.
 Hunzicker-Habich: Die Wasserkraftanlage Augst-Wyhlen (Druckkasten aus Eisenbeton). Schweiz. Bauz., Bd. 61, S. 183. 1913.
 Kapsa: Eisenbeton caisson der Elbebrücke in Obristoi (Druckkasten aus Eisenbeton). Beton Eisen 1913, S. 425.
 Locher: Zum Bau der Walchebrücke in Zürich (Druckkasten aus Eisenbeton). Beton Eisen 1913, S. 313 ff.
 Vom Neubau zweier Oderbrücken zu Breslau. Dt. Bauz. E. 1916, S. 145 ff.
 Zschokke: Die Hafenanlagen an der See. Schweiz. Bauz. Bd. 63, S. 91 ff. 1916.
 Voß und Schwyzer: Straßenbrücke über die Eider bei Friedrichstadt. Dt. Bauz. 1919, S. 213 ff.
 Die Wasserkraftanlage „Gösgen“ an der Aare der A.-G. Elektrizitätswerk Olten-Aarburg. Schweiz. Bauz. Bd. 75, S. 11. 1920.
 Projekt für die Untertunnelung der Schelde in Antwerpen (nach Génie civil 1922, Bd. 80, Nr. 21). Bauing. 1922, S. 540.
 Haag, A.: Druckluft-Arbeitskammern von veränderlicher Höhe. Bauing. 1924, S. 489.
 Sperber: Die dritte Elbebrücke bei Hamburg (sog. Freihafen-Elbebrücke). Bautechnik 1924, S. 289.
 Haag, A.: Die Grundzüge des Unterwassertunnelbaues. Bautechnik 1924, S. 318.
 Butzer: Über Anwendungen von Druckluftgründungen im Bergwerks- und Hüttenbetriebe. Bautechnik 1924, S. 531.
 Schlodtmann: Neubau der Eisenbahnbrücke über die Ems bei Weener. Bautechnik, 1925, S. 297.
 Lewerenz: Die neue Pregelbrücke zu Königsberg. Bautechnik 1925, S. 329.
 Gaber: Das Ergebnis des Wettbewerbes für die dritte Neckarbrücke in Mannheim. Bautechnik 1925, S. 643.
 Druckluft- und Senkkastengründung beim Bau der Delaware-Brücke zwischen Philadelphia und Camden. Bautechnik 1925, S. 659.
 Herbst: Über Druckluftgründung mit Eisenbeton-Senkkasten. Bautechnik 1925, S. 699.

Taucherglockengründung.

- Franzius, G. und Mönch: Der Bau der neuen Trockendocks auf der Kaiserlichen Werft in Kiel. Z. Bauw. 1903, S. 291 ff.
- Mallat: La nouvelle entrée et les travaux de transformation du port de Saint-Nazaire. Ann. ponts chauss., Bd. 33, S. 13 ff. 1908.
- Behrendt und O. Franzius: Der Unfall und die Wiederherstellung von Dock V auf der Kaiserlichen Werft in Kiel. Z. Bauw. 1912, S. 613 ff.
- Zschokke: Die Hafenanlagen an der See. Schweiz. Bauzg. Bd. 68, S. 91 ff. 1916.

Arbeiten unter Druckluft.

- Rules and legislation regarding compressed air work. Engg. News Rec. Bd. 66, S. 435.
- Lemaire: La maladie des caissons à air comprimé. Génie civil Bd. 52.
- Französische Vorschriften für Druckluftarbeiten. Ann. ponts chauss. Bd. 41, Nr. 57. 1909.
- Lüscher, Dr.: Bemerkenswerte Neuerungen bei Druckluftgründungen (Sandfördergebläse, Sicherheitsverschluß an Schleusentüren). Schweiz. Bauzg. Bd. 56, S. 309. 1910.
- Bornstein, Dr.: Versuche über die Prophylaxe der Preßluftkrankheit. Berliner klinische Wochenschrift 1910, Nr. 27.
- Die Verordnung des Reichsarbeitsministers zum Schutze der Preßluftarbeiter vom 28. Juni 1920. Bauing. 1921.
- Haag, A.: Senkrechter und wagerechter Raumvortrieb. Bauing. 1922, S. 213.
- Schutz gegen Drucklufterkrankungen. Lit.: Heller: Die Kissonkrankheit. Verlag Seemann & Co., Zürich 1912. Zentralbl. Bauverw. 1920, S. 151.
- Bestimmungen zum Schutze der in Preßluft beschäftigten Arbeiter. (Bau der dritten Elbbrücke in Hamburg.) Bautechnik 1924, S. 298.
- Heller, R., Meyer, V. u. H. v. Schrötter: Luftdruckkrankheiten. Wien 1900.

Neunter Teil.

Gefriergründungen.

- Fischer: Studien über die industrielle Verwertung der Kälte. Ziv.-Ing. 1892, S. 327.
- Leitholf: Maschinentiefkeller im Hause Rudolph Hertzog in Berlin. Dt. Bauzg. 1908, S. 36 ff.
- Schleich: Die Seine-Unterfahrung durch die Linie IV der Pariser Untergrundbahn. Schweiz. Bauzg. 1909, S. 325.
- Calfas: Traversée de la Seine par la ligne No. 4. Génie civil Bd. 57. 1910.
- Mautner: Neuere Eisenbetonkonstruktionen im Bergbau. Beton Eisen 1911, S. 281.
- Zander: Erweiterung des Emdener Hafens. Z. Bauw. 1914, S. 415 ff.
- Rogge: Das Gefrierverfahren. Zentralbl. Bauverw. 1915, S. 9.
- Kropf: Abteufen von Schächten in Bergwerken mit Hilfe des Gefrierverfahrens auf durchgehende Tiefe bzw. mit Absatz. Bautechnik 1924, S. 521.
- Abteufen von Bergwerksschächten nach dem Gefrierverfahren in neuzeitlich verbesserten Ausführungen. Bautechnik 1925, S. 325.

Elfter Teil.

Baummaschinen.

- Garbotz: Die Bedeutung des Einsatzes von Maschinen für die Wirtschaftlichkeit des Baubetriebes. Zentralbl. Bauverw. 1925, S. 401.
- Amerikanische Betonmischmaschinen. Engineer 1921, S. 60—63.
- Förster: Taschenbuch für Bauingenieure. Abschnitt: Maschinenkunde.
- Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften. IV. Teil: Baummaschinen. 4 Bände u. Anhang.
- Weihe: Betonmischer. Zentralbl. Bauverw. 1926, Heft 5.

Sachverzeichnis.

- Abdichtung d. Baugrube** 142.
 — des Grundwerkes 139.
Abschluß der Baugrube 142.
Abschlußdämme (s. a. Fangedämme).
 — in Erde 144.
 — in Beton 149.
Abschneiden der Pfähle und Wände 102.
 — unter Wasser 103.
Absenkung d. Grundwassers, Berechnung von Thiem und Forchheimer 169.
Anker der Langschen Hängeblechwand 146.
Arbeitskammer, Ausbildung im Senkkasten 252.
Artesische Wasser 11.
Aufbereitung der Beton-Zuschlagstoffe 305.
Auftrieb 35, 36, 37.
Auffropfen der Pfähle 96.
Aushub, Baugrube und Beseitigung von Hindernissen 171.
Ausschleifungen beim Wehr Döverden 49.
Aussteifungen von Baugruben 143.
Baudoek für Senkkasten 209.
Baugrube, Abmessung und Form 140.
 — Abschluß und Abdichtung 142.
 — Abschlußdämme 141.
 — Anordnung der Pumpenanlage 152.
 — Ausbildung der Abschlüsse 142.
 — Aushub 171.
 — Aussteifungen 143.
 — Baustoffzufuhr 175.
 — Böschung, freistehend 141.
 — Bodenabfuhr 175.
 — Grundwasserabsenkung 151, 155.
 — Herstellung 140.
 — Hemelinger Wehr 144.
 — Schachtzimmerung 143.
 — Trockenlegung 151.
 — unmittelbares Abpumpen des Grundwassers 151.
Baugrube, Umschließungswand, künstliche 141.
 — —, einfache (Bohlwände) 142.
 — —, Fangedämme 144.
Baugrund, Ausfüllen der Hohlräume mit Zement 189.
 — Befestigung 188.
 — Belastungsprobe 21.
 — Bettungsziffer 40.
 — Fels 2.
 — Kies 3.
 — Lehm 5.
 — Sand 4.
 — Ton 4.
 — Tragfähigkeit 14.
 — Trockenlegung 189.
 — Verbesserungen 187.
 — Verdichtende Sand- und Kiesschüttung 187.
 — Verdichtung 188.
 — — des Baugrundes durch Preßbeton (Wolfsholz) 189.
Baumaschinen:
 — Allgemeines 305.
 — Betonmischmaschine 316.
 — Sortiermaschinen 312.
 — Steinbrecher 305.
 — Walzenmühlen 309.
 — Waschmaschinen 314.
 — Zur Aufbereitung der Betonzuschlagstoffe 305.
Baustoffe:
 — Beton 46.
 — Eisen 44.
 — Eisenbeton 53.
 — Holz 41.
Belastungsproben des Baugrundes 21.
 — von Pfählen 108.
Belastung, Regelung bei Taucherglocken 275.
 — zulässige, des Baugrundes 20.
Berechnung von Pfahlrosten:
 — tiefliegender Roste 242.
 — hochliegender Roste 243.
Berechnung von Grundwasserabsenkungsanlagen 168.
 — —, Gesetz von Darcy 168.
 — —, Gesetz von Thiem und Forchheimer 169.
Bergwerksgebiet, Gründung 190.
 — — tiefreichende Pfeiler 190.
 — — eines Wohnhauses 192.
 — — einer Schleuse 192.
 — Stollenausmauerung 190.
Beseitigung von Hindernissen in der Baugrube 171.
Beton:
 — Bahnhöfe 124.
 — dichtigkeit 118.
 — einbringung 127.
 — ergiebigkeit 118.
 — gründung unter Wasser 150.
 — halbabgebunden 131.
 — herstellung 116.
 — —, Gleisanlagen 123.
 — im Trockenen 125.
 — mischen 120.
 — mischmaschinen, Anforderungen 123.
 — maschinen 316.
 — mischungsverhältnis 118.
 — säcke versenken 132.
 — seitendruck 130.
 — schlamm 134.
 — schüttung dichten 137.
 — —, auftretende Kräfte 137.
 — trichter 134.
 — unter Wasser 130.
 — aufbereitung bei den Hafnarbeiten v. Makassar 335.
 — aufbereitungsanlage bei Talsperren Italiens 334.
 — fabriken 333.
 — —, Brech-, Sortier- und Waschanlage der Schwarzenbachsperre 383.
Betonmischmaschinen (s. a. Baumaschinen):
 — Betonhexe Viktoria 326.
 — Betriebskostenberechnung 322.
 — Deubag-Schnellmischer 334.
 — Doppeltrogmischer 320.
 — Draismaschine 332.
 — Freifallmischer 323.
 — Kollergang 322.

- Betonmischmaschinen (s. a. Baumaschinen):
 — Kreislaufdoppeltrogmischer 321.
 — Mischer Herkules 325.
 — Mischtrog 319, 320.
 — mischer v. Ransome 329.
 — Mischmaschinen - Rührwerk 317.
 — Mischmaschine m. stehendem Zylinder 318.
 — System Velten 331.
 — Trichterteller 317.
 — Trogmischer 318.
 — —, einfacher 321.
 — Trommelmischer 329.
 — Zwangsmischer 317.
- Betonpfahl 63 (s. a. Ortpfahl und Ramppfahl).
 — pfahlgründungen 241.
 — —, hochlieg. Roste 241.
 — —, tiefliegende Roste 241.
- Betonrost 233.
 — dichtung Sika 51.
 — Wasserdichtigkeit 47.
- Blockbau, Kaimauer des Hafens von Haidar Pascha 199.
- Bodenabfuhr 175.
- Bodenförderung aus Taucherglocken 287.
 — Lösen des Bodens 287.
 — aus Baugruben 175.
- Bodensäure 49/140.
- Bohlenbelag bei Holzrost von Pfahlgründungen 232.
- Bohlenwände 142.
- Bohrassel 42.
- Bohrer für Bodenuntersuchungen 7, 8.
- Bohrkrebs 42.
- Bohrmuschel, Vorkommen Helgoland 52.
- Bohrungen für Bodenuntersuchungen 7.
 — artesische Brunnen 11.
 — an d. Sternbrücke Magdeburg 11.
 — Lage der Bohrl. 10.
- Bohrwurm 42, 43.
- Brunnen(gründung), Anwendungsgebiet 225.
 — hölzerne, eiserne 217.
 — Querschnittsform 215.
 — wände 217.
- Brunnengründung, allg. 212.
 — allgemeiner Verlauf 219.
 — Absenkgerüst 220.
 — auf dem Lande 219.
 — einheitliche und aufgelöste 215.
 — im Wasser 219.
- Brunnenkranz 216.
- Brunnenwände aus Beton 217.
 — aus Ziegelmauerwerk 217.
- Brunnenwände bei der Gründung der Drehbrücke in Rüstingen 219.
- Considèrepfahl 98.
 Coulombsche Theorie 24.
 Culmann-*E*-Linie 26.
- Darcy, Filtergesetz 168.
 Dichten der Betonschüttung bei auftretenden Quellen 137.
 Dichtungsmittel 145.
 Doppeltrogmischmaschine 321.
 Dörrsche Formel für Pfahlbelastung 107.
- Dörwerden, Weserwehr 49.
- Druckkasten 243.
 — Absenken vom Lande aus 261.
 — — von fest. Gerüsten 262.
 — — im offenen Wasser 262.
 — — von schwimmenden Gerüsten 264.
 — — mit Druckwasserpumpen 266.
 — — der Schwimmkörper 268.
 — Aufhängevorrichtung 264 und 265.
 — Ausfüllen 291.
 — Ausführung der Übermauerung 267.
 — Belastungsannahme 259.
 — Berechnung 259.
 — — der Seitenwandkonsolen 261.
 — — der Deckenträger 259.
 — Beseitigung von Felsbänken 272.
 — Beton, Mauerwerk, in Eisenbeton 256.
 — eiserne 262.
 — Havelbrücke 263.
 — hölzerne 258.
 — Lagerung der Schraubenspindeln beim Absenken 265.
- Druckkastengründung, Entwicklung und Anwendung 252.
- Druckluftaufenthalt und Altersgrenze 297.
 — ärztliche Überwachung 297.
 — Folgeerscheinungen 297.
 — Gefahren 297.
 — vorbeugende Maßnahmen 297.
- Druckluftherzeugungsanlage 280.
- Druckluftgründung, allgemeine Anordnung 251.
 — Anwendungsgebiet 250.
 — Arbeiten unter Druckluft 278.
- Druckluftgründung, Ausbildung d. Schachtrohre 286.
 — behördliche Vorschriften 278.
 — Bodenförderung 287.
 — Bodenhose 289.
 — Bodenschleuse 288.
 — Druckleitung 281.
 — Druckluftherzeugungsanlage 280.
 — Einteilung 251.
 — Förderung durch Druckluftgebläse 291.
 — — durch Förderkübel 290.
 — Gefahren 296.
 — Luftbedarf 278.
 — Mauerwerksarbeiten 291.
 — Mauerwerk unter einer Taucherglocke 292.
 — Personen und Krankenschleuse 285.
 — Schleusenarten 284.
 — Schleusenfenster 284.
 — Schleusenförderung 287.
 — Schleusentüren 283.
 — — Schiebe- u. Drehtüren 283.
 — Schleusen und Schachtrohre 282.
 — Schleusen, allgemeine Anordnung 282.
 — —, Einzelheiten 282.
 — Sicherheitsmaßnahmen 296.
 — Wirkungsweise und Grenzen 250.
 — Zufuhr von Beton und Mauerwerk 293.
- Druckluftleitung 281.
 Druckluftmaschinen 280.
 Druckluftträume, Trockenlegung und -haltung 282.
- Druckluftkasten (s. a. Druckkasten), Ufermauer des Oberwasserkanals des Kraftwerkes Aue 257.
 — Rüdeshelm, Rheinbrücke 256.
 — Verbindung einzelner Kasten 295.
 — — durch Betonmauern 296.
- Druckkastengründung 252.
 — Ausbildung der Arbeitskammer 252.
 — eiserne Druckkasten 253.
 — Entwicklung 252.
- Druckwasserpresse für Druckkastenabsenkung 265.
- Einsenkung, Bauwerke, Dr. Thieme 16.
- Einbringen von Pfählen und Wänden 94.
- Einspülen von Pfählen und Wänden 94.
- Eisen, Lebensdauer 44.

- Eiserne Wände 86.
 Eiserne Pfähle 76.
 Eisenbeton als Baustoff 53.
 — elektr. Ströme 53.
 — Spundbohle 83.
 — Pfähle siehe Ramppfähle.
 Eisenbetonkastengründung
 der Trockendocks in Ca-
 dix 257.
 Eisenbetonpfeilergründg. 237.
 — Beispiele 238.
 — Kaimauer im Hafen von
 Vlissingen 239.
 — Pfeiler der Moselbrücke
 bei Novéant 238.
 — Pfeiler der Ausstellungshalle
 in München 239.
 — Rostausbildung 238.
 Eisenbetonplatte, Gründung
 183.
 Eisenbetonrost 233.
 — auf Holzpfählen im Hafen
 von Göteborg 235.
 — auf Holzpfählen 241.
 Eiseinlagen in Schüttbodyen
 139.
 Elmopumpe 159.
 Emdener Seeschleuse (Grund-
 wasserabsenkung) 51, 164.
 Erddruck auf vorliegende
 Spundwand 243.
 — auf Seitenwände d. Grund-
 werkes 23.
 Erzzement 52.
 Fangdamm aus Mauerwerk
 und Beton 149.
 — aus Erde 144.
 — beim Bau des Hafens von
 St. Nazaire 150.
 — beim Bau des St.-Pauli-
 Fahrshachtes des Ham-
 burger Elbtunnels 150.
 — Undichtigkeiten 150.
 Fäulnisgrenze, Holz 42.
 Fels als Baugrund 2.
 Festigkeitsmaterial für eiser-
 ne Wände 146.
 Feststehende Türme f. Kabel-
 kran 176.
 Folgeerscheinungen b. Druck-
 luftgründungen (Krank-
 heiten) 297.
 Forchheimer Berechnungs-
 weise der Absenkung von
 Grundwasser 169.
 Frankignoulpfeiler 71.
 Freifallmischer, Betonhexe
 Viktoria 326.
 — Herkules 323, 325.
 — Saxonia 327.
 — Trommelmischer 329.
 Freistehende Bohlwand 109.
 Fundamentpfeiler 17.
 Füllstoff bei Fangdämmen
 148.
 Gaspary Dr., Waschmaschine
 315.
 Gefahren, Druckluftgründung
 296.
 — Druckluftaufenthalt 297.
 Gefriergründungen, Anwen-
 dungsgebiet 301.
 — Anordnung der Gefrier-
 rohre 302.
 — Ausbildung der Gefrier-
 rohre 302.
 — Ausführungsweise 302.
 — Beispiel eines Gefrierver-
 fahrens 304.
 Gegenmaßnahmen, Kranken-
 kammer bei Druckluft-
 gründung 300.
 Gießrinne für Beton, Verteil-
 ungsweise 129.
 Grenzbelastung f. schüttbaren
 Boden 14.
 Gründung auf gutem Bau-
 grund 177.
 — — Ausführung 177.
 — — Größe der Grundfläche
 177.
 — auf schlechtem Baugrund
 178.
 — — Anwendungsgebiet 178.
 — allg. Grundsätze 178.
 — auf Holzschwellrost 181.
 — auf Plattenrost aus Eisen-
 beton 182.
 — auf durchgehenden Beton
 und Eisenbetonplatte 183.
 — auf Schüttkörper aus Stei-
 nen 196.
 — auf umgekehrten Gewöl-
 ben 182.
 — auf druckverteiler
 Sandschüttung 186.
 — auf verdrängender Sand-
 und Kiesschüttung 187.
 — auf Steinkistenunterbau
 197.
 — Bergwerksgebiet 190.
 — einer Mole auf Stein-
 schüttung 197.
 — einer Mole in Kiel 188.
 — durch Stollenausmaue-
 rung 190.
 — durch tieferreichende Pfeiler
 190.
 Gründungen an der Gelände-
 oberfläche 191.
 — auf Beton unt. Wasser 193.
 — auf Schüttbodyen 193.
 — unmittelbar im Trockenen
 177.
 Gründungen unmittelbar un-
 ter Wasser 192.
 Gründungsschicht 55.
 Grundwasser 145.
 Grundwasserabsenkung 151.
 — Anordnung der Brunnen
 156.
 — Anwendungsgebiet 155.
 Grundwasserabsenkung.
 — Ausbildung der Entnahme-
 anlage 158.
 — Beispiele 162.
 — Berechnung von Thiem
 und Forchheimer 169.
 — Emders Seeschleuse 164.
 — Filtergesetz v. Darcy 168.
 — Heberschaltung 166.
 — Mammut- u. Elmopumpe
 159.
 — Probeabsenkung 166.
 — Reserve an Pumpen 166.
 — Rohrbrunnen 156.
 — Saugrohr 159.
 — Stafflabsenkung 161.
 — stufenweise Stafflung 166.
 — Tiefbrunnenpumpe 161.
 — Tiefpumpen 161.
 — Versuchsanlage 168.
 — Vorausbestimmung der
 Pumpenanlage 166.
 Grundwasserabsenkungsan-
 lage, Berechnung 168.
 Grundwasserproben 51.
 Grundwasserstauung vor
 Spundwänden 38.
 Grundwerk, allgemeines 195.
 — Angriffe des Wellenschla-
 ges 196.
 — Anwendungsgebiet 195.
 — allgemeine Grundsätze bei
 schlechtem Baugrund 178.
 — Ausführung 177.
 — Größe u. Grundfläche 177.
 — Sohlenverbreiterung durch
 Absätze 179.
 — — durch Eisenbetonplatte
 180.
 — aus Trockenmauerwerk
 195.
 Gußbeton 126.
 — Prüftisch 130.
 — Verteilungsanlagen 127.
 — Mischanlagen s. Beton-
 mischmaschinen.
 Hamburger Elbtunnel. (An-
 ordnung der Aufenthalts-
 räume bei Druckluftgrün-
 dung) 150, 299.
 Handmischung von Beton
 323.
 Hängeblechspundwand 87.
 Hauptachse bei eisernen
 Spundwänden 91.
 Hausschwamm 44.
 Havelbrücke bei Spandau,
 Druckkastengründg. 268.
 Heberschaltung bei Grund-
 wasserabsenkung 166.
 Helgoland, Bohrmuschel 52.
 Hennebique, Spundbohle 84.
 Hochofenzement 52.
 Hohlkörpergründung, Allge-
 meines 199.

- Hohlkörpergründung,
 — Brunnen-, Kasten- und Röhrengründung 212, 219.
 — — Ausfüllen der Körper 224.
 — — Berechnung 224.
 — — Brunnen, Querschnittsform 215.
 — — Kasten, Kastenbrunnen 214.
 — — Mantelgründung, Anwendung und Durchbildung 199.
 — — Maßgebende Gesichtspunkte für die Durchbildung 213.
 — — Senkröhren 214.
 — Bodenaushub u. Absenken 221.
 — im Trockenen 222.
 — unter Wasser 222.
 — Zusammenbau 221.
 Holzbetonpfahl (Kombinationspfahl) 71.
 Holzfäulnisgrenze 41, 42.
 Holzpfahlgründungen, Anwendungsgebiet 229.
 — Bohlenbelag 232.
 — Holzart 229.
 — Holzrost 272.
 — Pfähle 229.
 — Pfahlanordnung 231.
 — Pfahllänge 230.
 — Pfahlrichtung 230.
 — hochliegende Pfahlroste 241.
 — tiefliegende Pfahlroste 240.
 — Ufermauer Bremen 235.
 Holzrost bei Pfahlgründung, Ufermauer Hamburg 237.
 Holzschwellrost 181.
 Isolierungen 134.
 Jacobi, Berechnung v. Pfahlgründungen 244.
 Kabelkrane 175.
 — fahrbare Türme 176.
 — feststehende Türme 176.
 — Türme als Pendelstützen 176.
 Kaimauer im Hafen von Vlissingen, Eisenbetonpfahlg. 239.
 — im Hafen von Haidar Pascha 199.
 Kaimauergründung mittels Steinkisten 198.
 — mittels Steinschüttung 198.
 Kampfschriften gegen den Stampfbeton 126.
 Kastenbeton 133.
 Kastenfangdamm 145.
 — steife Zangen 146.
 — Wasserdruck 146.
 Kastengründung 212.
 — allgemeiner Verlauf 219.
 — auf dem Lande 219.
 — im Wasser 219.
 Keilspundung 81.
 Kernspundwand in Fangedämmen 165.
 Kies als Baugrund 3.
 — Einfüllen von Zementmilch 131.
 Kollergang 316, 322.
 Konusbetonpfahl 68.
 Kreiselpumpe 161.
 — Grundwasserabsenkung 162.
 Kuchenprobe, Beton 130.
 Kupferstahl 44, 45.
 Laboratoriumsbeton 126.
 Lampwand 90.
 Langsche Hängeblechwand 146.
 Larssenbohle 88.
 Lebensdauer, Eisen 41.
 — Holz 42.
 — Beton 47.
 — Eisenbeton 53.
 Lehm als Baugrund 5.
 Mantel, eiserner des Molenkopfes in Stolpmünde 200.
 Mantelfuß, Dichten 202.
 Mantelgründung, Anwendungsgebiet 199.
 — Ausführung 201.
 — Ausfüllen und Entfernen der Mäntel 202.
 — Bau und Versenken der Mäntel 201.
 — Dichten des Mantelfußes 202.
 — Durchbildung der Mäntel 199.
 — Mäntel aus Holz und Flußeisen 200.
 Maschinenfundamente, Literaturübersicht S. 342.
 Mauerwerk-Ausführung unter einer Taucherglocke 292.
 Mayerscher Fundamentprüfer 17.
 Meißelbohrer 8.
 Mischtrogl 320.
 Mole auf Steinschüttung 197.
 — in Kiel, Gründung auf verdrängender Sandschüttung 188.
 Neukirch, Verdichtung des Baugrundes 189.
 Norderney, Versuche mit Erzement 52.
 Ortpfähle 68.
 — mit verlорerener Form:
 — — Bauart Mast 67.
 — — Raymond 67.
 — — Stern 68.
 Ortpfähle mit zurückgewonnener Form:
 — — Bauart Simplex von Wayß u. Freytag 69.
 — — Zimmermann 71.
 — — Frankignoul 71.
 — — Wilhelmi Explosiv 71.
 — — Strauß 27.
 — — Wolfsholz 73.
 — — Mast Michaelis 74.
 — ohne Form Dulac 75.
 Pariser Untergrundbahn, Druckkasten a. Schwimmkörper 269.
 Pfähle:
 — Stampfbeton s. Ortpfähle.
 — Eisenbeton s. Ramm-
 pfähle.
 — Holz s. Ramm-
 pfähle.
 — Last zulässig 103.
 Pfahlring 97.
 Pfahlschuh 62, 82.
 Pfahlspitze 62.
 Pfahlzieher der Demag-Union 101.
 Pfahlgründung, Allgemeines 225.
 — allgem. Anordnung und Einteilung 227.
 — Berechnung hochliegenden Roste 243.
 — — tiefliegenden Roste 242.
 — Durchbildung 227.
 — schwebende 225.
 — Holzpfahlgründung 229, 277.
 — Standsicherheit 226.
 Pfahlgründungen, Eisenbeton und Beton 237.
 — — allgemeine Ausführung 240.
 — — Berechnungen 242.
 — — Beton 241.
 — — wirkende Kräfte 242.
 Pfahlrost, hoch- und tief-
 liegender 227.
 Pfahlrostgründungen, ausgeführte Beispiele 233.
 — hoher Pfahlrost 244.
 — Kaimauer Bremen, Lübeck, Hamburg usw. 233.
 Pfeiler der Ausstellungshalle München 239.
 — der Moselbrücke bei Novéant 238.
 Plattenrost aus Eisenbeton 182.
 Preblutarbeiten 301.
 Probeabsenkung des Grundwassers 168.
 Prüftisch für Gußbeton 130.
 Prüfungsmethoden für Beton 129, 130.
 Pumpen, Elmopumpe 159.
 — Mammutpumpe 159.

- Pumpenanlage, Anordnung 152.
 — Bestimmung der Pump-
 leistung 153.
 — Probeabsenkung 168.
 — Vorausbestimmung 168.
- Quellen in Betonschüttung 137.
- Rammen der Pfähle 91.
 — ohne Anspitzen 61.
 Rammformeln 104 bis 107.
 Rammliste 96.
 Rammpfahl:
 — Holz 62.
 — Eisen 76.
 — Eisenbeton 63.
 — — Bauart Considère 63.
 — — Weirich 63.
 — — Züblin 64.
 — — Holzmann 64.
 — — Wolle 65.
- Rankine, Erddruck-Berechnung 24.
- Raymondpfahl 67.
- Reibungswiderstände nach Brennecke 18.
- Reserve einer Pumpe bei Grundwasserabsenkung 166.
- Rohrbrunnen 156.
- Röhrengründung, allgemeine 212.
- Rost, Holzrost bei Pfahlgründung 231.
 — Bohlenbelag 232.
 — Beton und Eisenbeton 233.
 — hochliegende Ausführung 231.
- Rostgeschwindigkeit des Eisens 44.
- Rote Erde, Spundwand 90.
- Rouquayrol-Denyrouzscherscher Tauchersapparat 172.
- Rüpingisches Verfahren gegen Bohrwurmangriff 43.
- Sackbeton 133.
- Sägeschlitten 102.
- Salze, schwefelsaure 50.
- Sand als Baugrund 4.
- Sandschüttung und Druckverteilung 186.
- Sandsortiermaschine von Hand zu bedienen 313.
- Scaphander Tauchapparat 174.
- Schachtrohre bei Druckluftgründung 282.
- Schachtzimmerung 143.
- Schalungen 130.
- Schlaghauben 97.
- Schleuse bei Druckluftgründung 282.
 — (Schiffs-) Gründung im Bergwerksgebiet 192.
- Schleusenarten für Druckluftarbeiten 284.
- Schleusenarten (Preßluft):
 — für Personenverkehr 285.
 — für Material 294.
- Schleusentüren bei Druckluftgründung 283.
 — Schiebedrehtüren 283.
- Schrägpfähle im Fangdamm 146.
- Schürfeisen 6.
- Schürflöcher 7.
- Schüttbeton, Berechnung der Stärke 194.
 — Eiseneinlagen 139.
 — Fangdamm 147, 193.
 — Gründungsausführung 193.
 — Schüttungsstärke 194.
 — Sohle der Helling 147.
- Schüttkörper aus Steinen 196.
 — aus Erde 196.
 — freie Schüttung 196.
 — zwisch. Pfahlwänden 196.
- Schutzvorrichtungen beim Versenken halb abgebundenen Betons 131.
- Schwarzenbachsperre, Brech-, Sortier- und Waschanlage 333.
- Schwollrost 181.
- Schwingungen in Fundamenten, Literatur-Verz. S. 342 (Maschinenfundamente).
- Seeschleuse Emden Baugrube 51.
- Senkkasten, Auflagerfläche 268.
 — aus Mauerwerk oder Beton 205.
 — Berechnung 211.
 — Eisenbeton 206.
 — eiserne 204.
 — Heranbringen und Absenken 210.
 — hölzerne 204.
 — Gründungsmauerwerk 210.
 — Schließen der Zwischenräume 211.
 — Einchwimmen 203.
 — Vergleich der Ausführungsarten 211.
 — Zusammenbau auf Hellingen 209.
- Senkkastengründung, allgemein 202.
 — Auflagerfläche 208.
 — Ausbildung d. Senkkasten 203.
 — in Ebbe und Flutgebiet unter Druckluft 270.
- Senkröhren, Anwendungsgebiet 215.
 — flußeiserne 215.
 — gußeiserne 214.
- Sicherheitsmaßnahmen bei Druckluftgründung 296.
- Sicherheitsmaßnahmen bei Gründungen an der Geländeoberfläche 191.
- Sika, Betondichtung 51.
- Simplexfahl 69.
- Sohlenverbreiterung durch Absätze 179.
 — durch Eisenbetonplatte 180.
- Sohlenwasserdruck 35.
- Sortiermaschinen 312.
 — Antrieb 313.
 — Sortiertrommeln 312.
- Spundbohle (s. a. Spundwand).
 — eiserne 86.
 — aus Eisenbeton 83.
 — aus Holz 80.
- Spundungsarten 81.
- Spundwand (s. a. Abschlußwände) 81, 143.
 — Anker 146.
 — Bund oder Eckpfahl 82.
 — Dichtigkeit 82.
 — Festigkeitsmaterial 146.
 — Lage der Hauptachse 91.
 — Hängeblech, Bauart Lang 87.
 — Kastenprofil der Dortmund-Union 92.
 — Krupp 82.
 — Profifeisen, Bauart Friedstedt 88.
 — Bauart Lamp 90.
 — — Larssen, alte und neue 89.
 — — Ransome 91.
 — — Rote Erde 90.
 — — Vanderkloot 88.
 — verankerte 115.
 — freistehend 109.
- Staffelsenkung bei Grundwasserabsenkung 161.
- Staffelung, stufenweise bei Grundwasserabsenkung 166.
- Stau des Grundwassers 88.
- Steife Zangen bei Fangedämmen 146.
- Steinbrecher 305.
 — Backenbrecher 306.
 — Brechbacken:
 — der Ibag 307.
 — des Krupp-Gruson-Werkes 308.
 — der Maschinenfabrik Dr. Gaspary & Co. 308.
 — — — Dr. Bernhardt & Sohn 308.
 — fahrbare Anlage 309.
 — Kniebellagerung 306.
 — mit nachgeschalteter Walzenmühle 310.
 — Pendelstützenlager 306.
 — Rundbrecher 306.
 — Sonthofener Hochleistungssteinbrecher D.R.P. 306.

- Steinbrecher, Sortiertrommel oder Sortier-Rüttelsieb 306.
 — Verschleiß der Brechbacken 309.
 Steinkiste, Kaimauergrdg. 198
 Steinkistenbau 197.
 Steinzangen zur Beseitigung von Hindernissen 171.
 St. Nazaire, Fangedamm f. d. Hafeneinfahrt 180.
 Stollenausmauerung 190.
 Stollmünde, eiserne Mantelgründung des Molenkopfes 201.
 — und Dievenow-Mündung, Rammen stumpfer Pfähle 61.
 St. Pauli-Fahrschacht vom Hamburger Elbtunnel (Luftdruckgründung) 150.
 Strompfeiler, Ruhrorter Rheinbrücke 255.
 Sulfathaltige Wasser 49.
 Taucher 172.
 Taucheranzug 172.
 Taucherapparat und Anwendungsgrenzen 174.
 — Beleuchtung 174.
 — Glocke 175.
 — Scaphander 174.
 — Rouquayrol Denayrouze 176.
 — Verständigung 174.
 Taucherglocke 175.
 — an festen Gerüsten 274.
 — an Schwimmgerüsten 274.
 — frei beweglich 277.
 — Arbeitskammer 272.
 — Arbeitsweise 274.
 — Ausbildung 272.
 — Ballastkammer 273.
 — Bau des Trockendocks Kiel 273.
 — f. d. Einfahrt des Hafens von St. Nazaire 273.
 — Regelung der Belastung 275.
 — schwimmende Rüstung 272.
 Taucherglockenarbeiten 271.
 — Anwendung und allgemeine Anordnung 271.
 — Gründung 271.
 Tauchervorrichtung 172.
 — Anzug 172.
 Tiefbrunnenpumpen 161.
 Tiefgründungen auf Pfählen 227.
 Ton (als Baugrund) 4.
 Torkret A.-G., ihr Verfahren 140.
 Torkretierung 139.
 Tragfähigkeit des Baugr. 12.
 Tränkung, Holz 43.
 — Rüpingsches Verfahren 43.
 Traß 51.
 Tronnungsfugen 56.
 Trichterbeton 133.
 Trichterbetonierung (drei nebeneinander sitzende) 135.
 Trockendock Kiel 52.
 Trockenlegung d. Baugrundes 189.
 Trockenmauerwerk, Allgem. 195.
 — Anwendungsgebiet 195.
 Trogmischer 318.
 Trommelmischer 329.
 Turbinenfundamente Literatur-Verz. S. 345.
 Türme für Kabelkrane, Konstruktion 176.
 — fahrbare 176.
 — feststehende 176.
 — Pendelstützen 176.
 — (Gieß-) für Gußbeton 129.
 Übermauerung, Ausführung bei Druckkasten 267.
 Ufermauer Bremen, Pfahlanordnung 25/26, 238.
 — Hafen von Vlissingen 239.
 — Hamburger Hafen, Holzrost 237.
 Ufermauer, Königsberger Hafen 237.
 — Oberwasserkanal der Wasserkraftanlage Aue 257.
 Umschließungswände (s. a. Fangedämme), Bildung von Wasseradern 145.
 — Bohlwände aus Holz 142.
 — Hohlräume 142.
 — Spundwände 143.
 Undichtigkeiten beim Leerpumpen d. Baugrube 150.
 — Fangedamm 150.
 Ventilbüchse, Bohrer 8.
 Verbesserung des Baugrundes 187.
 — Verdichten durch Kies- und Sandschüttung 187.
 Verdrängende Sandschüttung 187.
 Verblendungen von Beton 139.
 Verbundpfahl, Bauweise Heimbach 233.
 Verdichtung, Baugrund 188.
 — durch Ausfüllen der Hohlräume mit Zement 189.
 Versenken von Beton 132.
 — mit Kasten und Säcken 136.
 Versenkung mit Trichter 133.
 Verteilungsrinne, Aufhängen 129.
 Vorbeugende Maßnahmen bei Druckluftaufenthalt 297.
 — — Altersgrenze und ärztliche Überwachung 297.
 — — Aufenthaltsraum 298.
 — — Schleusungen 298.
 — — Verhalten beim Durchschleusen 299.
 Walzenmühlen 309.
 — doppelte 311.
 — Doppelwalzwerk 310.
 — einfache mit ausschwingender beweglicher Walze 411.
 — mit wagrochter Verschiebung der beweglichen Walze 310.
 Waschmaschinen 314.
 — Gegenstromzylinder 315.
 — Waschtrog 314.
 Wasseradern, Kastenfangedämme 145.
 Wasserdruck, Fangdämme 146.
 Williot'scher Verschiebungsplan bei Pfahlrostberechnung 245.
 Wolfsholz, Verdichten des Baugrundes 189.
 Zähigkeit, Baustoffe 49.
 Zementbazillus 50.
 Zementkanone 140.
 Zementmilcheinfüllen in Kies und Schotter unter Wasser 131.
 Zementtraßmörtel 52.
 Zementversuche mit Erzelement auf Norderney 52.
 Zulässige Belastung des Baugrundes 20.
 Züblin-Betonpfahl 84.



Verkehrswasserbau. Von Prof. O. Franzlus, Hannover. Mit etwa 700 Abbildungen. Erscheint im Frühjahr 1927.

Die Hauptgesichtspunkte für die Wasserbauarten, die zum Wasserverkehr gehören oder mit ihm in naher Verbindung stehen, werden behandelt. Unter Ausscheidung alles Nebensächlichen wird auch in den Zeichnungen das innere Wesen der Anlagen hervorgehoben und durch kritische Vergleiche das Anwendungsgebiet scharf umrissen. Die für die Praxis notwendigen Rechnungen werden erläutert.

Kulturtechnischer Wasserbau. Von E. Krüger, Geh. Regierungsrat, ord. Professor der Kulturtechnik an der Landwirtschaftlichen Hochschule zu Berlin. Mit 197 Textabbildungen. (Otzen, „Handbibliothek für Bauingenieure“, III. Teil: Wasserbau, 7. Band.) X, 290 Seiten. 1921. Gebunden RM 9.50

See- und Seehafenbau. Von H. Proetel, Regierungs- und Baurat in Magdeburg. Mit 292 Textabbildungen. (Otzen, „Handbibliothek für Bauingenieure“, III. Teil: Wasserbau, 2. Band.) X, 221 Seiten. 1921. Gebunden RM 7.50

Von der Bewegung des Wassers und den dabei auftretenden Kräften. Grundlagen zu einer praktischen Hydrodynamik für Bauingenieure. Nach Arbeiten von Staatsrat Dr.-Ing. e. h. Alexander Koch, s. Zt. Professor an der Technischen Hochschule zu Darmstadt, herausgegeben von Dr.-Ing. e. h. Max Carstanjen. Nebst einer Auswahl von Versuchen Kochs im Wasserbau-Laboratorium der Darmstädter Technischen Hochschule zusammengestellt unter Mitwirkung von Studienrat Dipl.-Ing. L. Hainz. Mit 331 Abbildungen im Text und auf 2 Tafeln sowie einem Bildnis. XII, 228 Seiten. 1926. Gebunden RM 28.50

Technische Hydrodynamik. Von Prof. Dr. Franz Prášil, Zürich. Zweite, umgearbeitete und vermehrte Auflage. Mit 109 Abbildungen im Text. IX, 303 Seiten. 1926. Gebunden RM 24.—

Handbuch der Hydrologie. Wesen, Nachweis, Untersuchung und Gewinnung unterirdischer Wasser: Quellen, Grundwasser, unterirdische Wasserläufe, Grundwasserfassungen. Von Zivilingenieur E. Prinz, Berlin. Zweite, ergänzte Auflage. Mit 334 Textabbildungen. XIII, 422 Seiten. 1923. Gebunden RM 18.—

Der Durchfluß des Wassers durch Röhren und Gräben, insbesondere durch Werkgräben großer Abmessungen. Von Hofrat Prof. Dr. Ph. Forchheimer, Wien. Mit 20 Textabbildungen. IV, 50 Seiten. 1923. RM 2.—

✓ **Druckrohrleitungen.** Berechnungs- und Konstruktionsgrundlagen der Rohrleitungen für Wasserkraft- und Wasserversorgungsanlagen. Von Oberingenieur Dr.-Ing. Felix Bundschu, Berlin-Charlottenburg. Mit 12 Abbildungen. IV, 60 Seiten. 1926. RM 6.—

Zeichnerische Bestimmung der Spiegelbewegungen in Wasserschlössern von Wasserkraftanlagen mit unter Druck durchflossenem Zulaufgerinne. Von Ingenieur Dr. techn. Ludwig Mühlhofer, Innsbruck-Wien. Mit 11 Textabbildungen. V, 75 Seiten. 1924. RM 3.90

✓ **Zur Bestimmung strömender Flüssigkeitsmengen im offenen Gerinne.** Ein neues Verfahren. Von Dipl.-Ing. Oscar Poebing, München. Mit 23 Textabbildungen und 1 Tafel. IV, 55 Seiten. 1922. RM 1.65

✓ **Ⓜ Geschiebebewegung in Flüssen und an Stauwerken.** Von Prof. Dr. tec n. Armin Schoklitsch, Brünn. Mit 124 Abbildungen im Text. IV, 108 Seiten. 1926. RM 8.70; gebunden RM 10.20

✓ **Die Grundwasserabsenkung in Theorie und Praxis.** Von Dr.-Ing. Joachim Schultze, Privatdozent, Berlin. Mit 76 Textabbildungen. V, 138 Seiten. 1924. RM 6.—; gebunden RM 7.—

Geologische Voraussetzungen für Wasserkraftanlagen. Von Prof. Dr. J. L. Wilser, Freiburg i. Br. 58 Seiten. 1925. RM 3.60

Über Querprofile von Binnenschiffahrtskanälen. Von Dr.-Ing. Paul Schmies. Mit 51 Textabbildungen und 4 Tabellen. VI, 57 Seiten. 1925. RM 5.10

Beiträge zur Kenntnis des Schleusenbetriebs unter besonderer Berücksichtigung der Verhältnisse am Rhein-Herne-Kanal. Von Dr.-Ing. Georg Mahr, Regierungsbaumeister. Mit 9 Textabbildungen. 66 Seiten. 1925. RM 3.60

✓ **Aufgaben aus dem Wasserbau.** Angewandte Hydraulik. 40 vollkommen durchgerechnete Beispiele von Dr.-Ing. Otto Streck. Mit 133 Abbildungen, 35 Tabellen und 11 Tafeln. IX, 362 Seiten. 1924. Gebunden RM 11.40

✓ **Lehrbuch der Hydraulik** für Ingenieure und Physiker. Zum Gebrauche bei Vorlesungen und zum Selbststudium. Von Prof. Dr.-Ing. Theodor Pöschl, Prag. Mit 148 Abbildungen. VI, 192 Seiten. 1924. RM 8.40; gebunden RM 9.90

Die Wasserkräfte, ihr Ausbau und ihre wirtschaftliche Ausnutzung. Ein technisch-wirtschaftliches Lehr- und Handbuch. Von Bauinspektor Dr.-Ing. **Adolf Ludin**. Zwei Bände. Mit 1087 Abbildungen im Text und auf 11 Tafeln. Preisgekrönt von der Akademie des Bauwesens in Berlin. XX, 1404 Seiten. 1913. Unveränderter Neu-
druck. 1923. Gebunden RM 66.—

Die Staumauern. Theorie und wirtschaftlichste Bemessung mit besonderer Berücksichtigung der Eisenbetontalsperren und Beschreibung ausgeführter Bauwerke von Dr.-Ing. **N. Kelen**. Mit 307 Textabbildungen und Bemessungstafeln. VIII, 294 Seiten. 1926. Gebunden RM 39.—

Der Beton. Herstellung, Gefüge und Widerstandsfähigkeit gegen physikalische und chemische Einwirkungen. Von Dr. **Richard Grün**, Direktor am Forschungsinstitut für Hüttenzementindustrie in Düsseldorf. Mit 54 Textabbildungen und 35 Tabellen. X, 186 Seiten. 1926. RM 13.20; gebunden RM 15.—

Das Wesen des Gußbetons. Eine Studie mit Hilfe von Laboratoriumsversuchen. Von Dr.-Ing. **G. Bethke**. Mit 33 Textabbildungen. 58 Seiten. 1924. RM 3.30

Untersuchungen über den Einfluß häufig wiederholter Druckbeanspruchungen auf Druckelastizität und Druckfestigkeit von Beton. Von Dr.-Ing. **Alfred Mehmel**. Mit 30 Textabbildungen. IV, 74 Seiten. 1926. RM 6.60

Das Torkretverfahren und seine technischen Probleme. Von Dr.-Ing. **Adalbert Szilard**. Mit 25 Textabbildungen. 70 Seiten. 1925. RM 3.—

Wasserdurchlässigkeit von Beton in Abhängigkeit von seinem Aufbau und vom Druckgefälle. Von Dr.-Ing. **Gustav Merkle**. (Mitteilungen des Instituts für Beton und Eisenbeton an der Technischen Hochschule in Karlsruhe i. B. Leitung: E. Probst.) Mit etwa 33 Textabbildungen. Erscheint im März 1927.

Die rationelle Bewirtschaftung des Betons. Erfahrungen mit Gußbeton beim Bau der Nordkaje des Hafens II in Bremen. Von Baurat Dr.-Ing. **Arnold Agatz**, Hafenbauamt Bremen. Mit 60 Abbildungen. (Erweiterter Sonderabdruck aus „Der Bauingenieur“, Zeitschrift für das gesamte Bauwesen, 7. Jahrgang, 1926, Heft 34, 36 u. 37.) IV, 124 Seiten. 1927. RM 7.50

Organisation und Betriebsführung der Betontiefbaustellen. Von Baurat Dr.-Ing. **A. Agatz**, Bremen. Mit 29 Abbildungen und Musterformularen. 88 Seiten. 1923. RM 3.60

Über Kostenberechnung im Tiefbau, unter besonderer Berücksichtigung größerer Erdarbeiten. Von Dr.-Ing. **Heinrich Eckert**. Mit 5 Abbildungen im Text und 96 Tabellen. IV, 120 Seiten. 1925. RM 6.—; gebunden RM 7.—

② **Taschenbuch für Ingenieure und Architekten.** Unter Mitwirkung von Prof. Dr. H. Baudisch, Wien, Ing. Dr. Fr. Bleich, Wien, Prof. Dr. Alfred Haerpfer, Prag, Dozent Dr. L. Huber, Wien, Prof. Dr. P. Kresnik, Brünn, Prof. Dr. h. c. J. Melan, Prag, Prof. Dr. F. Steiner, Wien, herausgegeben von Ing. Dr. Fr. Bleich und Prof. Dr. h. c. J. Melan. Mit 634 Abbildungen im Text und auf einer Tafel. X, 706 Seiten. 1926. Gebunden RM 22.50

Das Werk enthält: Mathematik. Mechanik. Elastizitäts- und Festigkeitslehre. Bau- statik. Vermessungskunde. Baustoffe. Eisenbetonbau. Erd- und Felsarbeiten. Grün- dungen. Hochbau. Brückenbau. Wasserbau. Straßen- und Wegebau. Eisenbahnbau. Maschinenbau. Elektrotechnik.

Taschenbuch für Bauingenieure. Unter Mitwirkung von Fachleuten heraus- gegeben von Geh. Hofrat Prof. Dr.-Ing. e. h. M. Foerster, Dresden. Vierte, ver- besserte und erweiterte Auflage. Mit 3193 Textfiguren. In zwei Teilen. XVI, 2399 Seiten. 1921. Gebunden RM 16.—

Ergänzungen zur vierten Auflage des Taschenbuchs für Bauingenieure, betreffend neue deutsche Bestimmungen für den Eisenbeton- bau und den Eisenbau vom Jahre 1925. Von Geh. Hofrat Prof. Dr.-Ing. e. h. Max Foerster, Dresden. Mit 16 Textfiguren. 30 Seiten. 1925. RM 0.60

Betriebskosten und Organisation im Baumaschinenwesen. Ein Beitrag zur Erleichterung der Kostenanschläge für Bauingenieure mit zahlreichen Tabellen der Hauptabmessungen der gangbarsten Großgeräte. Von Privatdozent Dipl.- Ing. Dr. Georg Garbotz, Darmstadt. Mit 23 Textabbildungen. IV, 124 Seiten. 1922. RM 4.20

Die Bagger und die Baggereihilfsgeräte. Ihre Berechnung und ihr Bau. Von M. Paulmann, Regierungs- und Baurat in Emden, und R. Blaum, Regierungs- baumeister, Direktor der Atlas-Werke, A.-G., Bremen.

Erster Band: **Die Naßbagger und die dazu gehörenden Hilfsgeräte.** Bearbeitet von M. Paulmann und R. Blaum. Zweite, vermehrte Auflage. Mit 598 Text- figuren und 10 Tafeln. VIII, 281 Seiten. 1923. Gebunden RM 32.—

Zweiter Band: **Die Trockenbagger.** In Vorbereitung.

Die Knickfestigkeit. Von Dr.-Ing. Rudolf Mayer, Privatdozent an der Tech- nischen Hochschule in Karlsruhe. Mit 280 Abbildungen und 87 Tabellen. VII, 502 Seiten. 1921. RM 20.—

Erddruck auf Stützmauern. Von Prof. Richard Petersen, Danzig. Mit 80 Abbildungen. 84 Seiten. 1924. RM 5.40

Grenzzustände des Erddruckes auf Stützmauern. Von Prof. Richard Petersen, Danzig. (Sonderdruck aus „Der Bauingenieur“, Zeitschrift für das gesamte Bauwesen. 6. Jahrgang, 1925. Heft 13.) Mit 26 Abbildungen. 16 Seiten. 1925. RM 0.90

Die gewöhnlichen und partiellen Differenzgleichungen der Baustatik. Von Ing. Dr. Friedrich Bleich und Prof. Ing. Dr. E. Melan. Mit 74 Abbildungen im Text. VII, 350 Seiten. 1927. Gebunden RM 28.50

Die mit ② bezeichneten Werke sind im Verlage von Julius Springer in Wien erschienen.



BG Politechniki Śląskiej

nr inw.: 102 - 136621



Dyr.1 136621