DIE BAUTECHNIK

15. Jahrgang BERLIN, 10. Dezember 1937 Heft 53

Alle Rechte vorbehalten.

Tätigkeit der staatlichen Flußbauverwaltung in Bayern im Jahre 1936.

Bearbeitet in der Abteilung für das Bauwesen im Bayerischen Staatsministerium des Innern, von Regierungsbaurat I. Kl. Oexle, München.

Die Aufgaben des Landwasserbaues erstrecken sich auf

1. den Ausbau und die Unterhaltung der öffentlichen Flüsse ohne die Reichswasserstraßen und der außer den öffentlichen Flüssen der Staatsbauverwaltung unterstehenden Gewässer, wie z. B. Ammer, Regen, Mangfall, Prien, Alz, Traun, Fränkische Saale, Wildbäche im Isar-, Loisach- und Ammergebiet und im Bayerischen Wald;
2. die Herstellung und Unterhaltung von Hochwasserdämmen an den unter Ziff. 1 bezeichneten Gewässern und an den Reichswasserstraßen;
3. die Verwaltung der unter Ziff. 1 bezeichneten und der staatseigenen Gewässer und der im Zusammenhang mit ihrer Ausnutzung vom flußbautechnischen Standpunkte erforderlichen Vertretung.

Die folgende Abhandlung befaßt sich hauptsächlich mit den im Jahre 1936 ausgeführten flußbaulichen Maßnahmen an den unter Ziff. 1 bezeichneten Gewässern und bildet eine Fortsetzung der gleichartigen Tätigkeitsberichte für die Jahre 1934 und 1935[1]).

Abb. 1. Linkseitiger Korrektionsbau; Halblagenpackfaschinat mit Steinwurf von unterstrom gesehen zwischen Iller-km 99,5 bis 99,3.

Mit einem Aufwande von über 85 Mill. RM hat das Land Bayern in der Zeit 1910 bis 1936 die Korrektion der 1755 km öffentlicher Flüsse (ohne Reichswasserstraßen) so weit durchgeführt, daß am Ende des Jahres 1936

1060 km vollständig ausgebaut und in Unterhaltung übernommen sind,
155 km sind im Ausbau begriffen,
64 km sind noch neu zu korrigieren, und
476 km bedürfen voraussichtlich keiner Korrektion.

Im Jahre 1936 wurden für den Ausbau der öffentlichen Flüsse rd. 2,5 Mill. RM und für die Unterhaltung der ausgebauten Flußstrecken rd. 1 Mill. RM aufgewendet.

Für Wasserbauten an den nichtöffentlichen Flüssen, deren Herstellung und Unterhaltung dem Staate nicht obliegen, wurden in diesem Jahre 225 000 RM freiwillige Staatszuschüsse gegeben. Bei diesen durch freiwillige Staatszuschüsse geförderten Arbeiten werden noch vom Kreis und den Beteiligten ansehnliche Mittel aufgewendet. Diese Arbeiten sind deshalb für die Arbeitsbeschaffung besonders empfehlenswert und förderungswürdig, weil die finanziellen Lasten auf breitere Schultern verteilt werden.

1. Iller (Abb. 1 bis 10).

Die Iller zerfällt in drei Flußabschnitte:

1. die obere Iller vom Zusammenfluß der drei Quellbäche bis Kempten (km 147 bis 103);
2. die mittlere Iller von Kempten bis Ferthofen (km 103 bis 59);
3. die untere Iller von Ferthofen bis zur Mündung in die Donau (km 59 bis 0).

Die obere Illerstrecke (km 147 bis 103) ist zwischen km 147 und 122,1 auf HHW im Doppelprofil korrigiert. Die Korrektion hat sich gut entwickelt. Am Anfang der Korrektion (zwischen km 147 und 143) hat die Korrektion eine Überbreite, so daß diese Strecke als Kiesschüttplatz wirkt. An die Korrektion schließt sich die Felsenge bei Thanners an, auf die Strecken mit wechselnder Aufhöhung und Eintiefung folgen, und schließlich die Wehre bei Kempten, in deren Stauräumen fast kein Kies zur Ablagerung kommt, wohl aber Schlamm. Von der oberen Illerstrecke kommt also kein Geschiebe in die mittlere Illerstrecke. Der Grund dafür ist die Zurückhaltung im erwähnten Kiesschüttplatz und der rasche Abrieb des sehr weichen Illergeschiebes. Die beiden östlichen Quellflüsse Trettach und Stillach entspringen im Hauptdolomit der Kalkalpen, die Breitach im Molassegebiet. In seinem Lauf bis Kempten durchbricht der Fluß mehrmals tertiäre Schichten.

Abb. 2. Linkseitiger Korrektionsbau bei Brühl; Ansicht von oberstrom während des Einbauens der Faschinatlage zwischen Iller-km 79,830 bis 79,680.

Die mittlere Illerstrecke ist also auf selbsterzeugtes Geschiebe aus der Flußsohle und den Ufern angewiesen. Die Flußstrecke kann als im Beharrungszustande befindlich betrachtet werden. Die Geschiebebewegung ist nicht nennenswert; die Sohle weist grob sortiertes Geschiebe auf; der Fluß hat starke Krümmungen und Ausuferungsmöglichkeiten.

In der mittleren Illerstrecke beschränkten sich die flußbaulichen Maßnahmen wieder auf Unterhaltungsarbeiten, und zwar wurden die vorhandenen Bauten mittels Bruchsteinen ergänzt und instand gesetzt. Abb. 1 bis 5 zeigen einige Baustellen. Die Kosten dieser Unterhaltungsarbeiten betragen 33 000 RM; fast 3600 Tagschichten wurden geleistet.

In der unteren Illerstrecke hat das linke Ufer Württemberg und das rechte Bayern auszubauen und zu unterhalten. Die Linienführung der schon im vorigen Jahrhundert ausgeführten Korrektion ist sehr gestreckt; erst gegen die Mündung zu wurde der Fluß in immer noch zu flachen Krümmungen geführt. Die Folge der Streckung des Flusses war starkes Eingraben in den Flinz, das zunächst bis km 31 (Filzinger Wehr) fortgeschritten ist, während unterhalb des Filzinger Wehrs bis zur Donau die Molasse noch von Kies überlagert ist. Um diesem Vorgange Einhalt zu gebieten, mußten seit Anfang dieses Jahrhunderts eine Reihe von Stützwehren in dieser Strecke eingebaut werden. Mangels durchziehenden Geschiebes hat sich zwischen den einzelnen Stützpunkten allmählich ein fast waagerechtes Sohlengefälle ausgebildet. An bestehenden Wehren mußten weitere Abstürze angebaut werden, und mit der flußabwärts fortschreitenden Eintiefung müssen die Stützpunkte vermehrt werden.

[1]) Bautechn. 1935, Heft 36, 38, 40, 45, 48, 54 u. 55; 1936, Heft 37, 39, 42, 47, 49.

Abb. 3. Linkseitiger Korrektionsbau bei Brühl; Ansicht von unterstrom während des Baues zwischen Iller-km 79,830 bis 79,680.

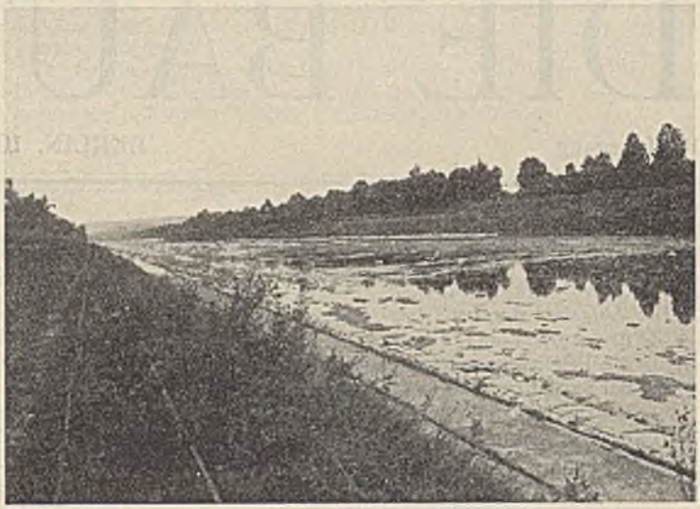


Abb. 6. Baustelle der Sohlenschwelle bei Iller-km 38,150.

Die zur Stützung der Flußsohle notwendigen Querbauten werden von Bayern und Württemberg gemeinsam ausgeführt.

In der Wasserentzugstrecke hat zwischen dem Feilheimer und Filzinger Wehr (km 39 bis 31) die Eintiefung durch Verwittern der Flinzsohle rasche Fortschritte gemacht (Abb. 6) und erfordert den Einbau einer Reihe von Sohlenschwellen. Bei km 38,15 wurde die erste im Jahre 1936 eingebaut.

Die Sohlenschwelle (Abb. 7 bis 9) wurde in Beton mit einer Überfallbreite von 58 m und einer Überfallhöhe von 1,80 m ausgeführt. Der Wehrkörper erhielt oberstromig eine Neigung von 1 : 1,5 und unterstromig eine Neigung 1 : 1; die Wehrkrone wurde mit einem Halbmesser von 0,40 m abgerundet. Der Wehrkörper wird in der Mitte durch eine 4,50 m breite Öffnung, die mit einem Dammbalkenverschluß geschlossen ist,

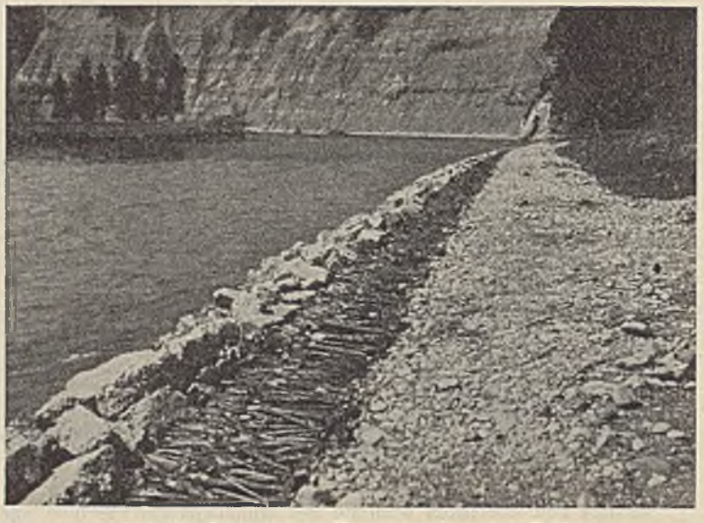


Abb. 4. Linkseitiger Korrektionsbau bei Brühl; Ansicht von unterstrom nach Fertigstellung des Baues, Packfaschinat und Steinwurf zwischen Iller-km 79,830 bis 79,680.

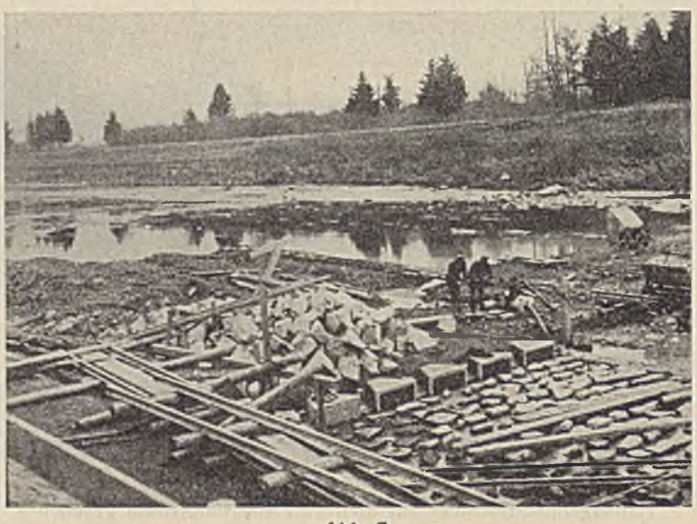


Abb. 7. Sohlenschwelle bei Iller-km 38,150 im Bau, Sturzbett mit Zahnschwelle.

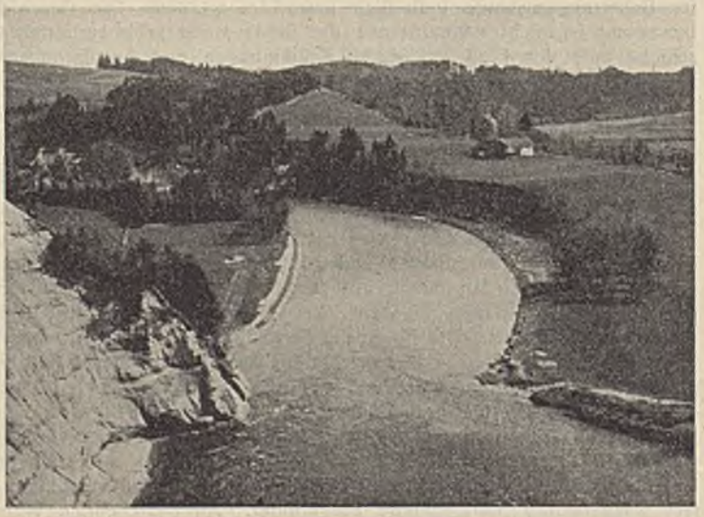


Abb. 5. Linkseitiger Korrektionsbau bei Brühl nach der Vollendung; Ansicht von oberstrom zwischen Iller-km 79,830 bis 79,680.

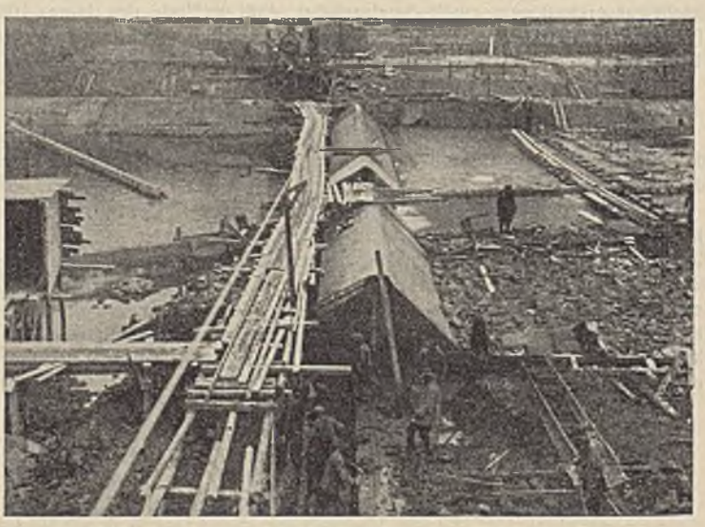


Abb. 8. Sohlenschwelle bei Iller-km 38,150 im Bau, Ansicht des Querschnitts.

Abb. 9. Sohlenschwelle bei Iller-km 38,150 nach Fertigstellung.

unterbrochen, um bei Instandsetzungsarbeiten den Wasserspiegel absenken zu können. Am rechtseitigen Uferanschluß wurde ein Fischpaß eingebaut. An den Wehrkörper schließt sich nach unten ein 9,30 m langes Sturzbett an, das durch eine 40 cm hohe Zahnschwelle, die sich bei anderen Schwellen bereits gut bewährt hat, abgeschlossen wird. In den Boden des Sturzbettes wurden zur Erhöhung der Rauhigkeit große wetterbeständige Granitsteine mit einbetoniert. Gegründet wurde auf festgelagertem Flinz.

Die Gesamtkosten der Schwelle zu 46000 RM wurden etwa zu gleichen Teilen von den oberschwäbischen Elektrizitätswerken in Biberach, den Ländern Bayern und Württemberg getragen.

Abb. 10. Durch Hochwasser und Verwitterung zerstörte Vorleger bei Iller-km 43,8 bis 43,9.

Im übrigen beschränkten sich die Arbeiten wie in den Vorjahren im wesentlichen auf die Ergänzung und Verstärkung der Uferversteinung, die durch die Sohlenvertiefungen und durch Hochwasserbeschädigungen notwendig wurden. Hierzu wurden teils Granitbruchsteine aus dem Bayerischen Wald, teils Betonspaltsteine verwendet. Die Betonspaltsteine wurden in der üblichen Weise hergestellt.

Im ganzen wurden im Jahre 1936 in der Flußstrecke Ferthofen—Mündung in die Donau rd. 3100 m Ufer gesichert; außerdem wurden rd. 1160 m³ Granitbruchsteine und 1700 m³ Betonspaltsteine eingebaut

Abb. 11. Leitwerksbau rechts mit Verlandungsöffnung, Lech-km 161,0.

Abb. 12. Herstellen eines Flechtzaunes zur Absperrung einer Seitenrinne bei Lech-km 161,0 rechts.

und rd. 4500 m² alte Versteinung umgelegt. 12 200 Tagschichten wurden geleistet. Die Ausgaben für diese Arbeiten betrugen rd. 120 000 RM.

2. Lech.

Korrektion Füssen—Deutenhausen (Abb. 11 bis 14).

Der obere Teil dieser Korrektionsstrecke von km 166,1 bis 161,5 wurde in einer geraden bis schwach gekrümmten Linienführung doppelseitig ausgebaut. Der anschließende Teil von km 161,5 bis 158,2 wurde in den Jahren 1927 bis 1934 als Korrektion mit einseitigen Leitwerken ausgeführt.

Die Linienführung der Korrektionsbauten wurde durch wechselseitig angeordnete, am Anfang und Ende sich übergreifende Lemniskatenbogen gebildet, deren oberster Krümmungshalbmesser 900 m und deren unterster kleinster 300 m beträgt.

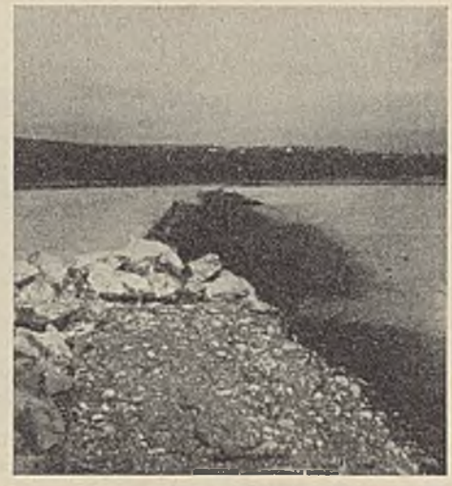


Abb. 13. Führungsgehänge; Lech-km 160,880 rechts.

Obwohl die Korrektion im Jahre 1934 im allgemeinen fertiggestellt wurde, sind immer noch neben den regelmäßigen Unterhaltungsarbeiten Ergänzungsmaßnahmen notwendig, die die Führung und Festhaltung des Flußlaufes in dem noch stark mit Geschiebe überlasteten Flußbett zum Ziele haben. Das niederschlagreiche Jahr 1936 hat zu häufigen größeren Anschwellungen des Lechs geführt, die neben verschiedenen kleineren Beschädigungen einen größeren Anbruch des rechtseitigen ungeschützten Ufers im unmittelbaren Anschluß an den rechtseitigen Leitwerksbau bei km 161,0 zur Folge hatten.

Dabei ist der Stromstrich unter gleichzeitiger Anschüttung einer mächtigen Kiesbank am linken Ufer auf das rechtseitige konvexe Ufer gewechselt und hat dort eine beträchtliche Eintiefung der Flußsohle verursacht.

Die notwendigen Baumaßnahmen umfaßten die Verlängerung des rechtseitigen Leitwerksbaus von km 161,0 abwärts um 120 m, eine Reihe von Führungsgehängen von zusammen 360 m Länge, ferner zur Erleichterung des Stromrichtungswechsels vom rechten auf das linke Ufer einen 100 m langen und 20 m breiten Durchstich.

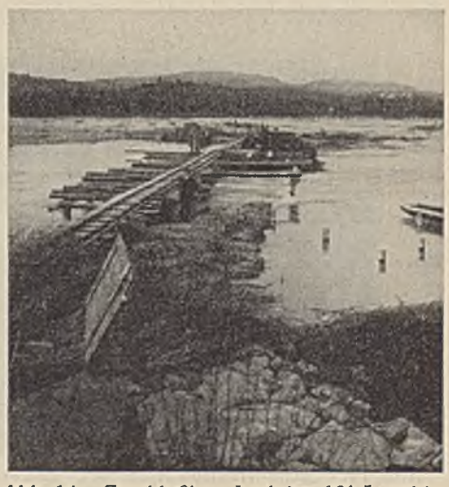


Abb. 14. Zuschlußbau Lech-km 161,5 rechts.

Abb. 15. Lechkorrektion Lechbruck—Illachmündung; unregelmäßige Kiesbankbildung vor dem Längsbau bei km 144,5.

Die Kosten der aufgeführten Baumaßnahmen betrugen 51 000 RM. Hierbei wurden 7868 Tagschichten geleistet.

Korrektion Lechbruck—Illachmündung (Abb. 15 u. 16).

Die Herstellung der Längsbauten in der Lechkorrektion Lechbruck—Illachmündung wurden im wesentlichen bereits im Jahre 1935 abgeschlossen.

Abb. 16. Lechkorrektion Lechbruch—Illachmündung; unregelmäßige Kiesbankbildung infolge von Felsbänken in der Flußsohle bei km 144,5.

1936 mußten nur an zwei Stellen die Bauten um je 100 m verlängert, zur besseren Führung des Flußlaufes Gehänge geschlagen und die Längsbauten nachversteint werden.

Die Kosten der ausgeführten Arbeiten betrugen 55 000 RM. Im ganzen wurden 6600 Tagschichten geleistet und 600 m³ Betonbruchsteine sowie 1600 m³ Bruchsteine aus Sandsteinbrüchen eingebaut.

Abb. 18. Lechkorrektion Apfeldorf. Alter Korrektionsbau bei km 111,6 und Bauverlängerung bei km 111,5.

Korrektion bei Apfeldorf und Dornstetten (Abb. 17 u. 18).

Die Gefährdung der bei Fluß-km 111 auf einer Hochterrasse an den Lech sich vorschiebenden Ortschaft Apfeldorf hatte bereits im Jahre 1922 Anlaß zur Inangriffnahme der Lechkorrektion bei Apfeldorf zwischen km 110,9 und 112,8 gegeben.

Von dieser Korrektion war seinerzeit ein Teilstück zwischen km 111,23 bis 111,55 zurückgestellt worden, da das Lechufer hier über die Baulinie vorsprang und vom Fluß erst abgetragen werden sollte. Nachdem diese Abtragung inzwischen durchgeführt ist, wurde im Winter 1936/37 der Bau zwischen km 111,23 bis 111,55 hergestellt, und zwar noch auf festem Land; bei späterer Ausführung wäre bereits ein Hineingreifen des Flusses in die Baulinie und damit eine Erhöhung der Baukosten zu befürchten gewesen.

Ferner wurde die Korrektion flußabwärts von km 110,9 bis 110,45 durch einen 450 m langen Bau auf dem linken Ufer verlängert. Hierdurch wird verhindert, daß der Fluß in eine noch nicht aufgelandete alte westwärts ziehende Rinne ausbricht, verwildert und wertvolle Auen zerstört.

Die Kosten der genannten Arbeiten betrugen 37 000 RM, die Zahl der geleisteten Tagschichten 3200.

Zum Schutze der Fluren der Gemeinde Seestall wurde am Beginn der Korrektionsstrecke auf dem linken Ufer 350 m Längsbau zwischen km 97,1 und 96,75 hergestellt.

Die Herstellungskosten betrugen 25 000 RM, die Zahl der geleisteten Tagschichten 3000.

Korrektion bei Pitzling (Abb. 19 u. 20).

Die im Winter 1935/36 in Angriff genommene Korrektion bei Pitzling wurde im Jahre 1936 fortgesetzt durch Herstellung des rechtsufrigen

Abb. 17. Lechkorrektion Apfeldorf. Bauverlängerung am linken Ufer (Herstellung von Betonspaltsteinen auf dem Faschinenbau) bei km 111,5.

Abb. 19. Lechkorrektion Pitzling. Fertiger, teilweise eingekiester Bau am linken Ufer bei km 91,1 bis 92.

Abb. 20. Lechkorrektion Pitzling.
Durch freistehende Gehängebauten am rechten Ufer bei km 91,5 wurde die Einkiesung des linksufrigen Baues beseitigt.

Längsbaues von km 90,750 bis 90,320. Die Herstellung geschah auf einer Kiesbank. Ferner wurden die 1935/36 ausgeführten Leitwerke nachversteint und durch Gehängebauten wirkungsvoller gestaltet.

Der Kostenaufwand für die geschilderten Arbeiten betrug 55 000 RM. An Tagschichten fielen 6700 an. Eingebaut wurden 1100 m³ Beton- und 200 m³ Granitbruchsteine.

Für die Unterhaltung früher ausgeführter Korrektionsbauten und der verschiedenen Stützwehre wurde in der ganzen Lechstrecke von Füssen bis zur Mündung in die Donau im Jahre 1936 ein Betrag von rund 200 000 RM aufgewendet, mit dem rd. 21 500 Tagschichten geleistet wurden. Die Leitwerksbauten, Wehre und Schwellen haben sich gut gehalten und erforderten nur gewöhnliche Unterhaltungsarbeiten.

3. Wertach.

In der öffentlichen Wertachstrecke von der Pforzener Brücke bis zur Mündung in den Lech (km 62,5 bis 0) fielen im Jahre 1936 nur Unterhaltungsarbeiten an. Besonderes Augenmerk wurde auf die Aufforstung der Uferschutzstreifen und die Zucht von Weiden zur Versorgung des Handwerks und der Blinden- und Gefangenenanstalt mit billigem Flechtmaterial gerichtet.

Für die Unterhaltungsarbeiten an der Wertach wurden im Jahre 1936 25 000 RM aufgewendet und rd. 3000 Tagschichten geleistet.

4. Isar (Abb. 21 bis 27).

An der Isar oberhalb Mittenwald zwischen Fluß-km 260,4 und 263,315 (Landesgrenze) wurden vier Teilstrecken am rechten Ufer durch Uferschutzbauten gesichert. Dort hatte das Hochwasser am 21. Juni 1935 eine Reihe von Uferanbrüchen, die eine Länge bis zu 60 m und eine Tiefe von 16 m erreichten, verursacht. Die Schutzmaßnahmen waren notwendig, um das Ufer vor weiteren Abrissen zu bewahren. Die Arbeiten umfaßten die Herstellung einer berauhwehrten Böschung mit Steinabdeckung.

Die Baukosten betrugen insgesamt 41 750 RM.

Abb. 22. Fertiger Leitwerksbau bei Isar-km 203.
Faschinengrundlagen, Drahtnetzaufbau und Betonschlauen, die als Bruchstein aufgespalten und vorgelegt werden.

Tagschichten fielen rd. 5000 an. Bruchsteine wurden 2427 m³ eingebaut und zu den Berauhwehrungen 760 Bund Faschinen verbraucht.

In der Flußstrecke Fall—Bad Tölz (km 225,8 bis 201,7) wurden einzelne Korrektionsbauten, deren Vorfuß und Böschungsberollung mit der fortgeschrittenen, nunmehr ziemlich beendeten Ausbildung der Flußsohle nicht mehr unbedingte Sicherheit boten, entsprechend verstärkt. Bei km 209,5 ergab sich die Notwendigkeit, durch einen Leitwerksbau von 200 m Länge eine noch vorhandene Lücke der Korrektion zu schließen.

Abb. 23. Bau durch tiefes Wasser mittels Versenklagen an Pfahlreihen bei Isar-km 203,5.

Die Endstrecke der Korrektion Lenggries (km 212) — Gaißach (km 203,5) wurde infolge schädlicher Schlängelung des Flusses (Abb. 21) mittels eines 350 m langen Leitwerksbaues (Abb. 22) bis zur Korrektion bei Bad Tölz weitergeführt, so daß nunmehr der Fluß von km 212 bis 200,5 durchgehend reguliert ist. Interessant ist der Abbau des Flußlaufes mittels Faschinenlagen, die an vorgeschlagenen Pfahlreihen versenkt wurden. Dadurch wird die beim Abbau von Flußrinnen sonst unvermeidbare örtliche Kolkbildung vermieden (Abb. 23). Verausgabt wurden bei 4100 geleisteten Tagschichten und Verbrauch von 1200 m³ Bruchsteinen 41 000 RM.

Abb. 21.
Abbau der Flußschlängelung mittels Leitwerks bei Isar-km 203.

Abb. 24.
Bau mittels Vorsteckklagen bei Isar-km 199.

Abb. 25.
Drahtnetzreihe auf Faschinengrundlagen bei Isar-km 199.

Von Tölz flußabwärts bis zur Loisachmündung (km 201,7 bis 175,7) ist eine zusammenhängende Flußregulierung vorerst entbehrlich, da das Flußufer auf große Länge von Flinzhängen begleitet wird; letztere sind aber nicht durchweg genügend widerstandsfähig, weichen auch streckenweise so weit vom Ufer zurück, daß einzelne Teilkorrektionen zur Erzielung eines geregelten Flußlaufes und zum Schutze land- und forstwirtschaftlich genutzten Ufergeländes nicht zu umgehen sind.

Unmittelbar unterhalb Bad Tölz zwischen km 200,5 und km 199,0, woselbst in den letzten Jahren Anbrüche an den Ufern durch Hochwasser ein bedrohliches Maß angenommen haben, wurde eine Teilkorrektion durchgeführt. Bei dieser Korrektion soll der Fluß ohne Eingriffe in das Flußregime und ohne störende Veränderung des Landschaftsbildes in seiner derzeitigen Lage durch einzelne Uferdeckwerke und Leitwerksbauten festgehalten werden. Die Beibehaltung der derzeitigen Flußlage ergibt eine Linienführung in ziemlich flachen Kurven. Wie üblich, wird nur die konkave Flußseite durch Bauten gesichert, die sich allerdings an den Kurvenwendepunkten zur Vermeidung vorzeitigen Abspringens des Stromstriches ziemlich weit übergreifen müssen. Die Arbeiten wurden mit einem Leitwerksbau von 350 m Länge begonnen. Der Bau durchs Wasser geschah bei geringeren Tiefen in der üblichen Weise durch Vorstecklagen (Abb. 24), bei größeren Tiefen mit den erwähnten Versenklagen im Zusammenhang mit vorher geschlagenen Pfahlreihen. Über Wasser wird das Leitwerk aus Drahtnetzsäcken von rd. 2,20 m Länge und 0,70 m Durchm., die mit Grobkies gefüllt werden, gebildet. Die Oberfläche erhält eine Abdeckung mit Betonschlauen. Flußseits wird die Reihe der Drahtnetze (Abb. 25) durch eine Bruchsteinberollung — durchschnittliche Größe 30/50/70 cm, Menge je lfdm von 2,5 bis 3,5 m³ — gegen Abrieb gesichert, die gleichzeitig den Schutz des Leitwerks gegen Unterspülung bildet (Abb. 26). Das Gewicht eines gefüllten Drahtsackes beträgt etwa 1,3 t. Diese Bauart hat sich bei Flußbauten an Stellen, die schwersten Wasserangriffen ausgesetzt sind, gut bewährt. Verausgabt wurden bei 1400 geleisteten Tagschichten und Verbrauch von 300 m³ Bruchsteinen sowie rd. 5000 Bund Faschinen 14000 RM. Die Arbeiten dieser Teilkorrektion werden 1937 weitergeführt.

Die im Jahre 1934 hergestellte Teilkorrektion zwischen km 193 und 191 bei Unterleiten, Gemeinde Kirchbichl, bedurfte im Jahre 1936 noch der Verlängerung einzelner Bauten, sowie der Verstärkung des Vorfußes und der Böschungsberollungen, die bei der seinerzeitigen Bauausführung auf das augenblicklich Notwendige beschränkt worden waren und mit fortschreitender Ausbildung der Flußsohle verschiedentlich lückenhafte Stellen aufwiesen. Auf den ausgedehnten Kiesbankflächen hinter den Korrektionsbauten wurden zur Befestigung dieser Flächen und Beschleunigung der Vegetationsbildung umfangreiche Weidenpflanzungen vorgenommen. Die für vorgenannte Arbeiten in der Korrektionsstrecke km 193 bis 191 und für kleinere Instandhaltungsmaßnahmen in der Flußstrecke Bad Tölz—Loisachmündung im Jahre 1936 erwachsenen Kosten betrugen bei 8100 geleisteten Tagschichten und Verbrauch von 2800 m³ Betonbruchsteinen 75 000 RM.

Abb. 27. Durchstich mit Uferbefestigung bei Isar-km 194.

Nachdem durch die Teilkorrektion (km 193 bis 191) bisher bei Hochwasser besonders in Mitleidenschaft gezogenes Ufergelände gesichert und diese stärkst verwilderte Flußstrecke in Ordnung gebracht wurde, konnte man darangehen, Maßnahmen zur Regelung der gleichfalls bedrohlichen Flußlage flußaufwärts zu treffen. Für die Jahre 1936 und 1937 wurde daher die Weiterführung der Korrektion bis km 194,1 mit einem Betrage von 240 000 RM in Aussicht genommen. Der Entwurf hierfür sieht die Errichtung einseitiger, mit der Baukrone auf MW liegender Leitwerksbauten in gleicher Bauweise wie in der bereits korrigierten Strecke vor. Die Führung der Korrektionslinie wurde nach Möglichkeit der bisherigen Flußlage angepaßt. Auf 500 m Länge jedoch war eine seitliche Verlegung des Flußlaufs zur Erzielung einer befriedigenden Linienführung in zügigen Kurven nicht zu umgehen. Der durch diese Verlegung bedingte Durchstich im Auengelände und einem alten Flußrinnsal umfaßte 22 000 m³ Kiesaushub (Abb. 27). Die Baukosten für diese Arbeiten betragen rd. 85 000 RM. Hierbei wurden 2400 Tagschichten geleistet. Die Weiterführung der Korrektion bis km 194,1 geschieht im Jahre 1937.

In der ausgebauten Isarstrecke von der Loisachmündung bis zur Mündung in die Donau (km 175,7 bis 0) fielen nur die üblichen Unterhaltungsarbeiten an. Mit den hierfür aufgewendeten rd. 132 000 RM wurden über 17 000 Tagschichten geleistet.

5. Ammer.

Wildbachverbauungen im Quellgebiet.

Die seit 1924 im Gang befindliche Verbauung des Linder- und Eimaugrieses wurde fortgesetzt und eine Reihe von bestehenden Verbauungen wieder instand gesetzt:

Der Sägertalbach wurde durch einen in seinem Einzugsgebiete niedergehenden Wolkenbruch vermurt und der neben dem Bachbett liegende Holzabfuhrweg an verschiedenen Stellen zerstört. Durch Ausräumen des Bachbettes und Sicherung der Anbruchstellen wurde der Weg wieder in-

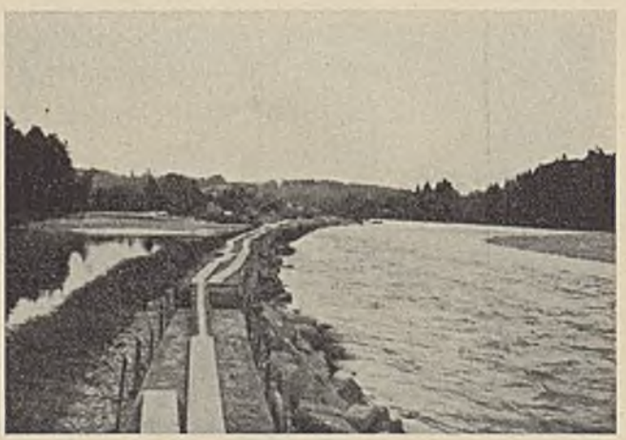


Abb. 26.
Das entstehende Leitwerk bei Isar-km 199.

Abb. 28. Ammerkorrektion bei Unterammergau.
Blick von km 7,700 flußabwärts gegen die Eisenbahnbrücke.

Abb. 29.
Ammerkorrektion bei Unterammergau. Blick von km 7,700 flußaufwärts. Aufbringen der Berauhwehrung.

stand gesetzt. An der Lotterslahne, am Spitzgraben und am Dreisäulerbach bei Linderhof, im Graswangtal, Lindergries und Elmaugries wurden an den beschädigten Verbauungen und Sperren größere Instandsetzungsarbeiten durchgeführt.

Die Aufwendungen betrugen rd. 10 000 RM, mit denen 1000 Tagschichten geleistet wurden.

An der Windbachlaine in Oberammergau mußte das durch Hochwasser stark vermurte Bachbett geräumt werden; ebenso mußten die an der Engen Laine und Kappellaine durch den am 22. Juni 1936 über Kohlgrub und das Hörndlegebiet niedergegangenen Wolkenbruch entstandenen Schäden an den vorhandenen Verbauungen mit einem Aufwande von 7650 RM wieder ausgebessert werden.

Ammerkorrektion Rote Brücke bis Altenau (Abb. 28 bis 31).

Die im Tätigkeitsbericht für das Jahr 1935 beschriebenen Arbeiten der Ammerkorrektion bei Unterammergau wurden im Jahre 1936 zwischen km 8,255 und 6,150 fortgesetzt und auch zum größten Teile beendet. Das alte Ammermühlwehr bei Unterammergau wurde entfernt. Die im Zuge der Reichsstraße „Augsburg—Oberau" befindliche alte Brücke wurde durch eine Eisenbeton-Plattenbalkenbrücke mit einer lichten Öffnung von 17,70 m und 10 m Gesamtbreite (8 m Fahrbahn und 2 × 1 m Gehsteige) ersetzt. Die letztere Maßnahme wurde im Rahmen der Erbauung einer Umgehungsstraße bei Unterammergau, Hand in Hand mit der Ammerkorrektion, ausgeführt. Die Bahnbrücke in Unterammergau der Lokalbahn Murnau—Oberammergau genügte hinsichtlich ihrer Abmessungen; es wurde nur das linke Widerlager unterfangen und mit einer Holzspundwand gesichert und beide Widerlager außerdem mit Bruchsteinpflasterung geschützt. An der Einmündung der Engen Laine in die Ammer war die Herstellung einer Kiesfang- und Abschlußsperre und von anschließenden Hochwasserstaudämmen erforderlich, um die ankommenden Geschiebemassen von der Ammer fernzuhalten. Bei der Herstellung der Durchstiche für den neuen Flußschlauch wurden insgesamt rd. 103 900 m³ Erdmaterial gefördert und 19 500 m² Rasen abgehoben. Zur Sicherung der

Abb. 30. Ammerkorrektion bei Unterammergau.
Alter Ammerlauf etwa 400 m oberhalb Landhaus Wagner, Nieder-Wasserspiegel-Absenkung 1,84 m gegenüber dem alten Zustande.

Abb. 31. Ammerkorrektion bei Unterammergau.
Regulierter Ammerlauf etwa 400 m oberhalb Landhaus Wagner nach Fertigstellung der Böschungsversteinung.

Uferböschungen wurden 15 200 m² Berauhwehrung eingebaut und 5000 lfdm Kiessenkstücke sowie 7400 t Wasserbausteine vorgelegt. Bei den Arbeiten wurden 22 400 Tagschichten geleistet.

Die Gesamtbaukosten betrugen 421 000 RM.

Ammerkorrektion Thalhausen—Weilheim (Abb. 32 bis 35).

Die im vorjährigen Bericht beschriebenen Arbeiten wurden in der Strecke Oderding—Weilheim fortgesetzt und zu Ende geführt. Mit einem Aufwande von 7280 Tagschichten wurden rd. 18 000 m³ Aushub aus dem

Abb. 32. Ammerkorrektion Thalhausen—Weilheim.
Anschluß des linken Hochwasserdammes oberhalb der Eisenbahnbrücke.

Flußschlauch gefördert und zur Herstellung der Hochwasserdämme verwendet bzw. abgelagert und anplaniert. Außerdem wurden 2200 lfdm Leitwerk aus Faschinenbau hergestellt und die Böschungen mit 4151 t Wasserbausteinen gesichert.

Die Gesamtkosten betrugen rd. 87 000 RM.

Für die Unterhaltung der Ammer wurden 13 200 RM aufgewendet und 1550 Tagschichten geleistet.

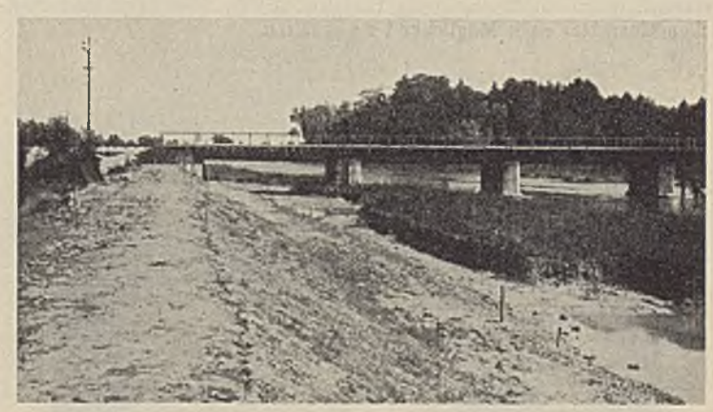


Abb. 33.
Ammerkorrektion Thalhausen—Weilheim. Herstellung des neuen Flußschlauches links oberhalb der Eisenbahnbrücke.

Abb. 34. Ammerkorrektion Thalhausen-Weilheim. Flußbettherstellung links unterhalb des Trifthofwehrs.

6. Amper (Abb. 36 bis 40).

Die im Laufe der Jahre eingetretene Erhöhung der Flußsohle und die infolge Anlandung und Verwachsung entstandene Verengung des Flußbettes zwischen der Lände in Grafrath und dem Wehr in Wildenroth haben die Abfluß- und damit die Entwässerungsverhältnisse im Bereich des Ampermooses zwischen Stegen und Grafrath höchst ungünstig beeinflußt.

Zur Wiederherstellung eines entsprechenden Abflußquerschnitts waren rd. 17 000 m³ kiesiges und erdiges Material aus dem Flußbett mittels Bagger bis durchschnittlich 2,60 m Tiefe auszuheben. Das Baggergut wurde verwendet zu einer gleichmäßigen leichten Auffüllung des seitlichen, vollständig versumpften, etwa elf Tagwerk umfassenden Streuwiesen- und Moosgeländes (Abb. 36 u. 37 vor und nach der Baggerung).

Abb. 35. Ammerkorrektion Thalhausen—Weilheim. Herstellung des Flußschlauches gegenüber dem Trifthofauslauf.

Die mit Schilf stark verwachsenen Ufer der Amper fallen nahezu senkrecht bis zur Flußsohle ab. Dieser natürliche Zustand wurde zur Erhaltung des Landschaftsbildes auch anläßlich der Baggerarbeiten wiederhergestellt. Lediglich aus diesem Grunde sah man von der sonst im Wasserbau üblichen Anlage flacher Böschungen ab. Außerdem wurde versucht, durch Anpflanzung der Uferstreifen den bisherigen landschaftlichen Charakter nach Möglichkeit zu erhalten.

Abb. 36. Amper bei Grafrath vor der Baggerung.

Abb. 37. Amper nach der Baggerung.

Durch den vergrößerten Abflußquerschnitt beträgt die Absenkung des Wasserspiegels an der Lände in Grafrath bei einer Niederwasserführung der Amper von 14 m³/sek 17 cm, bei einer Mittelwasserführung von 21,5 m³/sek 23 cm und steigt bis zu einer Hochwasserführung von 60 m³/sek auf 38 cm an.

Bei 1560 geleisteten Tagschichten betrugen die Kosten des Unternehmens 56 000 RM.

Zwischen den beiden Korrektionsstrecken oberhalb der Bezirksstraßenbrücke bei Esting und unterhalb des Wehres bei Olching, km 76,647 bis 76,060, war die Amper noch unkorrigiert.

Infolge der unregelmäßigen Strömung war das rechte Ufer auf der gesamten Strecke, das linke Ufer stellenweise ständig sich erweiternden Anbrüchen ausgesetzt, wodurch große Flächen guten Kulturlandes dem Fluß bereits zum Opfer fielen. Die hierdurch verursachten übermäßigen Geschiebeablagerungen und Sohlenerhöhungen beeinflußten das Abflußvermögen im Amperbett derart ungünstig, daß alljährlich und regelmäßig in der Vegetationszeit das aus guten Wiesen- und Ackerböden bestehende Ampergelände bereits bei Mittelwasserständen in ausgedehntem Maße überflutet wurde; bei größeren Hochwässern bestand Überflutungsgefahr für den Ort Olching.

Abb. 38. Amper bei Esting-Olching. Von der Brücke nach abwärts vor der Korrektion.

In der vom Wehr bei Olching nach abwärts anschließenden Regulierungsstrecke störten abgetriebene Geschiebemassen das Flußregime nicht unerheblich.

Abb. 39. Amper bei Esting-Olching nach der Korrektion.

Abb. 40. Amperkorrektion unterhalb der Estinger Brücke; das letzte Baggerstück.

Abb. 41. Inn: Herstellung der Betonkrone am linkseitigen Leitwerk bei km 76,2. Blickrichtung stromaufwärts.

Abb. 42. Inn: Fast fertiggestelltes Leitwerk bei km 76,2 links, bestehend aus Betonsenkstücken, Betonbruchsteinen und Betonkrone. Blickrichtung stromabwärts.

Abb. 43. Inn: Leitwerksverlängerung km 69,125 bis 69,0 rechts. Einkiesen der Vorschußlage.

Die Korrektion hatte die Herstellung eines geregelten Abflußquerschnitts — wo erforderlich — zwischen beiderseitigen Leitwerksbauten für eine Wasserführung von 140 m³/sek zum Ziel.

Es waren eine Kies- und Erdbewegung von 13500 m³, Ufersicherungen mit 400 m³ Dolomit- und 1100 m³ Betonbruchsteinen und 2500 m² Weidenberauhwehrungen notwendig. Des weiteren waren 5500 m² aufgefüllte Flächen und Böschungen der Korrektionsbauten mit Rasen abzudecken (Abb. 38 bis 40).

Die Baukosten betragen 70300 RM. Die Zahl der geleisteten Tagschichten 3500.

Die weitere Ausbildung des Flußbettes der 1933 und 1934 ausgebauten Korrektionsstrecken zwischen Esting, Feldgeding, zwischen Ampermoching und Halmhausen erforderte auf einer Gesamtlänge von 7560 m ein Nachregulieren der Steinvorfüße. An den Eintiefungsstellen der ausbiegenden Ufer waren Verstärkungen durch Vorlage von 350 lfdm Kiessenkstücken und 370 m³ Betonbruchsteinen notwendig.

Die Kosten betrugen rd. 29000 RM; die hierbei angefallenen Tagschichten 3400.

7. Loisach.

Wildbachverbauungen.

Die Verbauung des Dorfbaches in Obergrainau wurde fortgesetzt. Außerhalb der Ortschaft wurden 165 m offenes und in der Ortschaft 150 m gedecktes Gerinne gebaut.

Abb. 44. Leitwerksverlängerung bei Inn-km 69,125 bis 69,0 rechts. Die Einbettung ist mit Wippen und Heftlingen festgenagelt, das Aufsteckert wird eingebracht.

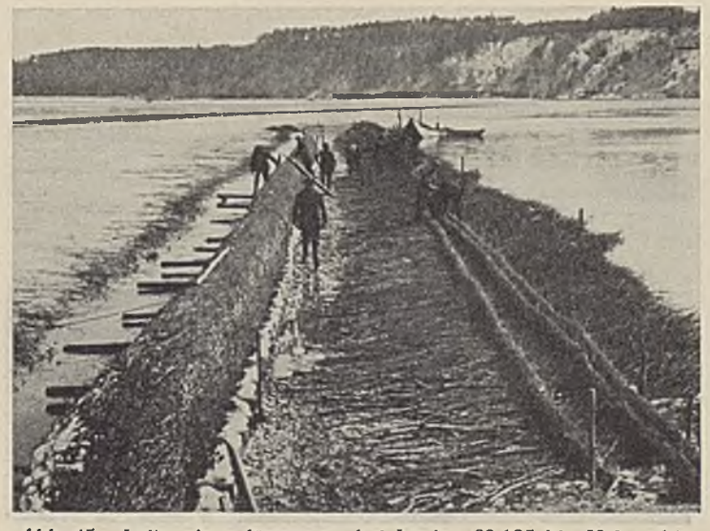


Abb. 45. Leitwerksverlängerung bei Inn-km 69,125 bis 69,0 rechts. Der Bau ist etwa 100 m vorgetrieben und die Kiesbank bereits angegriffen. Die erste der vier je 65 m langen Kiessenkfaschinen ist gebunden, liegt zum Versenken bereit.

Abb. 46. Leitwerksbau bei Inn-km 69,125 bis 69,0 rechts. Der Bau ist bereits bis 69,0 vorgetrieben. Die Senkfaschinen der unteren Bauhälfte werden auf der Rüstung gebunden.

Abb. 47.
Leitwerksbau bei Inn-km 69,125 bis 69,0 rechts.
Die Arbeiter stellen sich zum Versenken der Senkfaschine an.

An der Degerniahne bei Schmölz wurden zwei Steinsperren und zwei Holzsperren eingebaut, am Laingraben in Garmisch wurde eine Seitensicherung in Zementmörtel hergestellt.

Abb. 48.
Leitwerksbau bei Inn-km 69,125 bis 69,0 rechts.
Die Senkfaschine ist bereits im Ablaufen.

Abb. 49. Leitwerksbau bei Inn-km 69,125 bis 69,0 rechts.
Die Senkfaschine ist bei 3,50 m Wassertiefe bald verschwunden.

An der Urlaine in Eschenlohe mußten zwei Sperren durch Fußsperren aus Beton mit Steinverkleidung gesichert und an der Kaltwasserlaine in Ohlstadt das vermurte Bachprofil wiederhergestellt werden.

Der Lindenbach samt Seitenbächen in der Gemeinde Kohlgrub und der Lahngraben in Grafenaschau hatten unter dem im Hörndlegebiet im Juni 1936 niedergehenden Wolkenbruche zu leiden. Es mußten drei weitere Holzsperren eingebaut werden, eine Anzahl bestehender Holz- und Betonsperren und viele Anbruchstellen wieder instand gesetzt werden. Mit den Gesamtkosten der Baumaßnahmen an den Wildbächen im Loisachgebiet wurden in Höhe von fast 50 000 RM rd. 5900 Tagschichten geleistet.

Korrektion der Loisach.

Mit einem Aufwande von rd. 30 000 RM und über 4200 Tagschichten wurde an der Loisach bei Achmühle ein Korrektionsbau von 524 m Länge errichtet. Die Ufer wurden durch Berauhwehrung und Steinvorfuß gesichert.

In den übrigen Loisachstrecken wurden die in den letzten Jahren durchgeführten umfangreichen Flußkorrektionen mit einem Aufwande von 90 000 RM nachversteint und die Böschungsversteinung nachgeschoben und reguliert, teilweise wurden auch Verlegungen an Korrektionsbauten mit Vorlandabgrabungen durchgeführt. Im ganzen fielen dabei über 11 000 Tagschichten an.

8. Inn.

Korrektion Landesgrenze—Einmündung des Unterwasserkanals der Innwerke (km 217,6 bis 96,6).

In dieser Strecke wurden mit einem Aufwande von 122 000 RM und 10 000 Tagschichten eine Reihe kleinerer Baumaßnahmen (Vorfußverstärkungen, Böschungspflasterungen, Ausbau von Traversen und Längsbauten) durchgeführt.

Abb. 50. Leitwerksbau bei Inn-km 69,125 bis 69,0 rechts.
Der Bau ist bereits 70 m vorgetrieben. Die linke Kiesbank ist noch nicht angegriffen.

Abb. 51. Leitwerksbau Inn-km 69,125 bis 69,0 rechts.
Der Bau ist fertiggestellt. Mit der Versteinung wird begonnen.

Korrektion von der Einmündung des Unterwasserkanals der Innwerke bis zur Salzachmündung (km 96,6 bis 67,56; Abb. 41 bis 53).

Im Jahre 1936 wurde die Korrektion des Inn in den Strecken Mühlehring—Neuötting und Alzmündung—Salzachmündung fortgeführt.

An verschiedenen Stellen wurden auf den in früheren Jahren hergestellten Leitwerksbauten die Kronen auf eine Breite von 1,50 m mit einer 0,15 m dicken Betonabdeckung versehen.

Im Mündungsgebiete der Salzach wurde der Inn durch schrittweisen Bau des südlichen Leitwerkes zusammengefaßt und an seinem Bestreben, nach Süden auszuweichen, gehindert. Das bestehende Leitwerk wurde im Jahre 1936 um 125 m nach Osten verlängert. Infolge der großen Wassertiefen war der Materialaufwand verhältnismäßig hoch: 4300 m³ Faschinat, 225 m³ Kies für den Kern und 4 Stück Kiessenkfaschinen (1 m Durchm.) von je 65 m Länge. Den Hergang der Baumaßnahme zeigen Abb. 43 bis 53.

Insgesamt wurden für die Inn-Neubaustrecken zwischen km 96,6 und 67,56 aufgewendet: 12 200 Tagschichten und 106 000 RM, 48 000 Stück Faschinen, 2150 Ztr. Zement und 3300 m³ Bruchsteine.

Korrektion von der Salzachmündung bis zur Mündung in die Donau (km 67,46 bis 0, Abb. 54 bis 57).

Die Rückseite des im Herbst 1935 zum Zuschluß einer 50 m langen, dem österreichischen Hochufer bei Suben in Fluß-km 22 gegenüberliegenden Durchbruchstelle aus Packfaschinat mit vorläufiger Steinabdeckung der Böschungen ausgeführten Baues[2]) erhielt im Frühjahr 1936 zum endgültigen Ausbau und zur Verstärkung ein Sturzbett aus 100 lfdm Faschinenlage mit Kiesfüllung und Bruchsteinabdeckung; die Baukrone wurde mit 130 m² Betonschlauen belegt, der Bauvorfuß mit 40 m³ Bruchsteinen ergänzt (Abb. 54).

Um die Wiederholung eines Durchbruchs an dieser infolge der örtlichen Verhältnisse bei Hochwasser und namentlich bei Grenzwasserständen zwischen Hoch- und Mittelwasser besonders bedrohten Stelle der Korrektion so gut wie möglich zu verhindern, wurden ober- und unterhalb der Durchbruchstelle die vorhandenen Bauten verstärkt, nach Bedarf erhöht und die Hinterrinne abwärts der Durchbruchstelle mit einem Querbau versehen, der den Zuschlußbau des Leitwerks und den Querbau an dessen oberem Ende zu stützen und den Zug des Wassers in der Hinterrinne zu brechen hat. Zu diesem Behufe wurde der 385 m lange Redinger Einleitungsbau an seiner Hinterseite mit 2370 lfdm kiesgefüllten Faschinenlagen als Sturzbett versehen und diese sowie 2370 m² Baukrone mit einem gerichteten Steinwurf aus Granitbruchsteinen abgedeckt (Abb. 55 u. 56).

Der Querbau am oberen Ende des Zuschlußbaues wurde nach Abnahme seiner Steinabdeckung mit 2250 lfdm kiesgefüllten Faschinenlagen um 0,70 m erhöht und entsprechend verstärkt, seine Krone und seine Böschungen mit 800 m² Pflaster und 1830 m² gerichtetem Steinwurf versehen, der Vorfuß des Baues mit 200 m³ Bruchsteinen ergänzt (Abb. 57).

[2]) Bautechn. 1936, Heft 47, Abb. 62 u. 63.

Abb. 53. Leitwerksbau bei Inn-km 69,125 bis 69,0 rechts.
Die Versteinung des Leitwerkes ist weiter fortgeschritten.

Abb. 54. Ausbau und Verstärkung des im Jahre 1935 zum Abschluß des Durchbruchs bei Inn-km 22,0 ausgeführten Zuschlußbaues.

Abb. 52.
Leitwerksbau bei Inn-km 69,125 bis 69,0 rechts.
Versteinungsarbeiten, Blickrichtung nach oberstrom.

Abb. 55. Teilansicht des Redinger Einleitungsbaues oberhalb der Durchbruchstelle bei Inn-km 22,0 mit Faschinensturzbett und Steinbedeckung der Baukrone.

Abb. 56. Redinger Einleitungsbau, vollständig ausgebaut und mit Bruchsteinen abgedeckt bei Inn-km 22,0.

Abb. 57. Vollständig ausgebauter, erhöhter und verstärkter Querbau bei Inn-km 22,0.

Im ganzen wurden für die Baustelle bei Fluß-km 22 im Jahre 1936 9850 Tagschichten geleistet. Die Kosten betrugen 85 000 RM.

Zur ordnungsgemäßen Instandhaltung und Wiederherstellung der im Unterhaltungszustande befindlichen Flußstrecken am Inn wurden im Jahre 1936 noch rd. 200 000 RM aufgewendet und über 18 000 Tagschichten geleistet.

9. Salzach und Saalach.

Zwischen km 59,3 und 0,00 wurden im Flußgebiete der Salzach die Versteinungen der Böschungen und der Vorfüße ergänzt; dabei kamen 5100 t Granitbruchsteine und 2200 m³ Betonsteine zur Verwendung. Es fielen über 8000 Tagschichten an; die Kosten betrugen 108 000 RM.

An der Saalach wurden Nachversteinungen auf 190 m Länge vorgenommen und Sträucher an den Böschungen entfernt. Der Aufwand betrug einschl. Beschaffung von 360 m³ Granitbruchsteinen 5500 RM und 330 Tagschichten.

10. Donau.

Die Donau zwischen Ulm und Kelheim untersteht dem Lande Bayern, während die anschließende Strecke bis zur Reichsgrenze gegen Österreich unterhalb Passau Reichswasserstraße ist. In der schon im vorigen Jahrhundert ausgebauten Donaustrecke zwischen Ulm und Kelheim fielen nur Unterhaltungsarbeiten an. Auch an den Hochwasserdämmen fielen kleinere Arbeiten an, so für die Erhaltung des Graswuchses, Ergänzung der Steinsicherungen, Räumung der Entwässerungsgräben, Befestigung von Überfahrten u. dgl. Für die Unterhaltung der Donaustrecke Ulm—Kelheim (173 km) wurden etwa 125 000 RM ausgegeben und 9000 Tagschichten geleistet.

11. Übrige öffentliche Flüsse des Donaugebiets.

An den übrigen kleineren öffentlichen Flüssen des Donaugebiets (Ramsach, Naab, Vils, Itz und Regengebiet) wurden keine nennenswerten Arbeiten durchgeführt.

12. Alz und Traun (hochwassergefährliche Flüsse).

Für kleinere Baumaßnahmen und Unterhaltungsarbeiten wurden an der Alz und Traun insgesamt 61 000 RM aufgewendet und 7000 Tagschichten geleistet.

13. Mangfall (hochwassergefährlicher Fluß).

An der Mangfall wurden die Arbeiten in der in den früheren Tätigkeitsberichten geschilderten Weise fortgeführt. 2000 m Korrektion einschließlich Auffüllen und Einebnen der Vorländer zwischen Westerham und Heufeld und 830 m Hochwasserdämme zwischen Heufeld und Kolbermoor waren die wichtigsten Baumaßnahmen an der Mangfall, für die bei einem Kostenbetrage von 117 000 RM 14 800 Tagschichten anfielen.

14. Main (Abb. 58).

Am Tosbecken unterhalb des Mainwehres Lichtenfels wurde ein rechtseitig rd. 300 m und linkseitig rd. 100 m langer Uferbau, wodurch die Floßfahrt hindernde Uferabbrüche beseitigt wurden, ausgeführt (Abb. 58).

Unterhalb der Zapfendorfer Brücke war das Ufer in der geraden Flußstrecke und in der flußabwärts liegenden schwachen Krümmung größtenteils abgebrochen und sehr verwildert.

An den niedrigen Uferböschungen wurde zur Sicherung ein Grundwurf von 1 m Breite über NW eingelegt und daran anschließend bis zum MHW eine Pflasterböschung aus Sandsteinen im Neigungsverhältnis 1 : 2 ausgeführt. Den Abschluß entlang dieser Uferstrecke bildete eine 1 m breite waagerechte Kronenpflasterung.

An den höheren Uferböschungen wurde die an den Grundwurf anschließende Pflasterböschung in gleicher Neigung bis zu 30 cm über die mittlere Hochwasserhöhe geführt, an die sich die Rasenböschung möglichst flach (1 : 3) anschloß.

Zwischen dem Unterleiterbacher Durchstich und der Unterleiterbacher Gemeindebrücke war in der unteren, leicht nach links gekrümmten Flußstrecke das linke Ufer durchweg stark abgebrochen. Um weitere Abbrüche zu verhindern, wurde im Anschluß an den im Jahre 1907 ausgeführten Unterleiterbacher Durchstich der Ausbau in der soeben geschilderten Bauweise durchgeführt.

Einschließlich der Unterhaltungsarbeiten wurden am Main zwischen Mainleus und Bamberg über 82 000 RM aufgewendet und rd. 10 000 Tagschichten geleistet.

15. Floßbare Regnitz (Abb. 59).

In der rechtseitigen Uferstrecke der Regnitz, rd. 1 km unterhalb der Hirschaider Brücke, befand sich eine 400 m lange Baulücke, in der das Flußbett und auch das Ufergelände auf eine beträchtliche Breite stark verwildert waren. Bei Hochwässern wurde sowohl das neuausgebaute gegenüberliegende Ufer wie auch die unmittelbar flußabwärts anschließende korrigierte Flußstrecke als Folge der ungünstigen Einwirkungen des verwilderten, rechten Ufers auf den Wasserabfluß stark in Mitleidenschaft gezogen. Zur Verhütung weiterer Hochwasserschäden geschah der Ausbau der Baulücke z. T. durch ein Uferdeckwerk, z. T. durch einen Leitwerksbau. Durch Planierung und Humusierung konnte die außerhalb des Flusses liegende Fläche der landwirtschaftlichen Nutzung zugeführt werden. Um die Verbindung des hinter dem Leitwerksbau liegenden Altwassers, das eine gute Laichstätte für Fische bildet, auch bei kleinsten Wasserständen sicherzustellen, wurde der Leitwerksbau am unteren Ende auf rd. 10 m Länge unterbrochen.

Abb. 58. Uferbau am Tosbecken unterhalb Mainwehr Lichtenfels.

Abb. 59. Baustelle an der Regnitz bei Hirschaid.

Abb. 60. Hochwasserfreilegung von Unterrodach; hier Zusammenfluß von Rodach und Börstla.

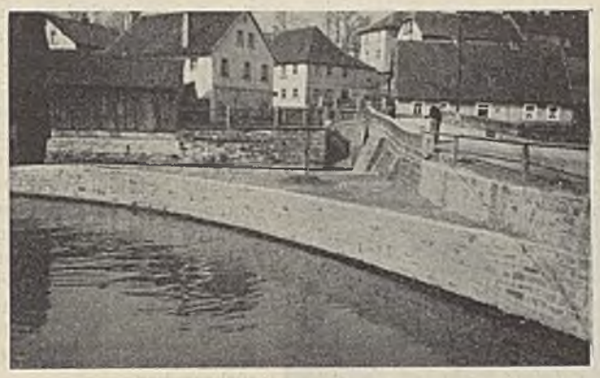


Abb. 61. Hochwasserfreilegung Unterrodach; hier Erweiterung des Börstlas vor der Vereinigung mit der Rodach.

In der fast vollkommen ausgebauten Regnitzstrecke Strullendorf—Bamberg befand sich am linken Ufer zwischen km 10,7 und 11,2 noch eine Baulücke, in der die Flußbreite zwischen 35 und 70 m wechselte. Da der größte Teil dieser Strecke in einer Flußkrümmung liegt, wurden die Uferabbrüche und Auskolkungen immer bedenklicher. Durch die ausgeführte Korrektion dieser Uferstrecke konnten weitere Hochwasserschäden verhindert und rd. 3000 m² Wiesenneuland geschaffen werden. Bauweise: Uferdeckwerk mit Grundwurf.

Im übrigen fielen nur Unterhaltungsarbeiten an. Gesamtkostenaufwand 70 000 RM; über 8000 Tagschichten.

16. Floßbäche des Frankenwaldes (Abb. 60 u. 61).

Im Jahre 1936 wurden an den Floßbächen des Frankenwaldes wieder eine Reihe auf das ganze Notstandsgebiet des Frankenwaldes verteilte Neubaumaßnahmen durchgeführt und die bestehenden Flußkorrektionen unterhalten. Mit einem Gesamtaufwande von 378 000 RM wurden rund 45 000 Tagschichten geleistet und die Floßbarkeit der Frankenwaldbäche weiter verbessert und die Verwertbarkeit der reichen Holzschätze wesentlich gehoben.

An der Rodach bei Unterlangenstadt wurde zur Beseitigung der jährlich auftretenden Hochwasserausuferung eine scharfe Krümmung abgeflacht. Da hierbei größere Erdarbeiten auszuführen waren, konnte die Arbeit fast den ganzen Winter hindurch betrieben werden.

Am alten Hummendorfer Wehr bei Neuses und am Hammermühlwehr in Kronach waren größere Uferschutzbauten erforderlich geworden.

Die größte Baumaßnahme stellt die Hochwasserfreilegung von Unterrodach dar, wobei durch Verbreiterung der Rodach und durch Ausbau ihres Nebenarmes, des Börstlas, die unschädliche Ableitung auch großer Hochwasser angestrebt wurde. Im vergangenen Jahre konnte nur ein Teilabschnitt dieser Maßnahme erledigt werden.

Die Steinwiesener Rodach mußte wegen eines Straßenbaues bei Nordhalben auf rd. 250 m Länge verlegt und ein neues Mühlwehr errichtet werden.

Die Ölsnitz, die unterhalb Nordhalben in die Steinwiesener Rodach fließt, wurde in der Ortschaft Dürrenwald verbreitert und verbaut, um die dort auftretenden Ausuferungen abzuwenden.

Die Lamitz war durch die Blöchertrift streckenweise derart verwildert, daß größere Wiesenflächen und Waldstreifen gefährdet waren. 400 lfdm Uferschutzbau wurden dort ausgeführt.

Abb. 62. Uferabbrüche an der Fränkischen Saale bei Steinach (Bez.-Amt Bad Kissingen).

Der Wellesbach, der kein Floßbach ist, erhielt zum Anschluß an die Rodachverlegung (1935/36) bei Wellesbach auf 100 m Länge ein neues Bachbett, damit das alte Rodachbett auf rd. 400 m Länge eingefüllt und landwirtschaftlicher Nutzung zugeführt werden konnte.

Das Bett der Haßlach oberhalb der Stadt Kronach war im Laufe der Zeit immer mehr verwildert. Uferabbrüche beim Roten Felsen gefährdeten den dort vorüberziehenden, viel begangenen Fußweg. Es wurde deshalb nötig, regelnd einzugreifen und durch Befestigung der Ufer der Verwilderung Einhalt zu tun und gleichzeitig auch das immer enger gewordene Flußbett zu erweitern, um die Überschwemmung der Ufergrundstücke zu verhindern.

Im Kronachgebiet wurde die im Vorjahre begonnene Verlegung der Kremnitz bei Lahn fortgesetzt. Die Verlegung des Bachbettes an den Fuß des rechten Berghanges verbessert die Floßfahrt und den Wasserablauf, sie ermöglicht die Entwässerung der sumpfigen Talwiesen und erleichtert ihre Bewirtschaftung. Die Abdeckung der Ufer mit Bruchsteinen schützt sie vor Abrissen.

Die gleiche Aufgabe erfüllen eine Reihe weiterer Bauten an der Kronach und ihren Quellflüssen, der Kremnitz, dem Dober, der Teuschnitz und Grümpel.

17. Fränkische Saale (Abb. 62 bis 65).

Die Fränkische Saale ist von ihrer Mündung in den Main bei Gemünden (km 0,0) bis zur Schondramündung bei Gräfendorf (km 11,327) öffentlicher Fluß, von hier bis zur Brendmündung bei Bad Neustadt (km 96,325) hochwassergefährlicher Fluß im Eigentum des Landes Bayern und von hier ab bis Wülfershausen Staatsprivatfluß, während sie in ihrem Oberlauf Privatfluß ist.

Die öffentliche Flußstrecke mit 11,3 km Länge ist vollständig genormt und größtenteils mit Uferschutzbauten versehen. Dagegen wurde die Strecke von der Schondra- bis zur Brendmündung erst im Jahre 1910 zum Fluß mit erheblicher Hochwassergefahr erklärt und bedarf infolge der bisher sehr geringen zur Verfügung gestellten Mittel auf der 85 km langen Strecke noch fast überall des Ausbaues.

Die Haupteinzugsgebiete der Fränkischen Saale sind die Ausläufer des Thüringer Waldes und der Haßberge und die Rhön. Das Gesamteinzugsgebiet der Fränkischen Saale beträgt unterhalb der Brendmündung bei Bad Neustadt, also am Beginn der Strecke des hochwassergefährlichen Flusses, rd. 1038 km² und oberhalb der Schondramündung, am Ende dieser Strecke, rd. 1949 km².

Infolge des geologischen Aufbaues der Einzugsgebiete findet ein rascher Abfluß der Niederschläge statt, der einen äußerst raschen Wechsel in der Wasserführung der Fränkischen Saale zur Folge hat. Insbesondere die aus der Rhön kommenden Nebenflüsse Streu und Brend schwellen schon nach stärkeren Gewitterregen sofort rasch an, ebben jedoch auch ebenso schnell wieder ab.

Als Beispiel kann hier angeführt werden, daß die Saale bei Bad Kissingen bei Normalniederwasser etwa 3 m³/sek führt, während das höchste Hochwasser 1909 mit rd. 530 m³/sek gemessen wurde und ein kleineres Hochwaser etwa 70 m³/sek bringt.

Die Saale schlängelt sich in unzähligen Windungen, oft von der einen zur anderen

Abb. 63. Uferabbruch an der Fränkischen Saale bei Steinach (Bez.-Amt Bad Kissingen).

Abb. 64. Regulierung der Fränkischen Saale bei Bad Neustadt (Vorfuß-Steinwurf, Uferpflasterung und Uferböschung).

Talseite wechselnd, meist tief eingeschnitten durch das Tal von Neustadt bis Gräfendorf. Die Talsohle, die ausschließlich von äußerst ertragreichen Wiesen bedeckt ist, weist eine wechselnde Breite auf. Während diese bei Neustadt etwa 1000 m beträgt, verengt sich das Tal sehr bald auf 500 m, und zwischen Bad Kissingen und Hammelburg schwankt die Breite zwischen 300 und 500 m, um unterhalb Hammelburg bis Gräfendorf stellenweise sogar auf 100 m zurückzugehen.

Infolge der rasch wechselnden Wasserstände, des durchschnittlich 4 bis 5 m tief eingeschnittenen Flußbettes und der unzähligen Windungen des Flußlaufes sind die teilweise fast senkrecht abfallenden Ufer sehr stark dem Abbruch ausgesetzt (Abb. 62 u. 63). Kleinere Hochwasser führt der Flußschlauch meistenteils ohne wesentliche Überschwemmungen ab, jedoch wird schon bei den häufig auftretenden mittleren Hochwassern die ganze Talsohle überschwemmt, während bei größeren Hochwassern der Wasserstand auf den Fluren teilweise 1 bis 2 m erreicht. Außerdem werden durch diese Überschwemmungen 16 Ortschaften, darunter die Stadt Kissingen, in Mitleidenschaft gezogen.

In der Zeit vor dem Jahre 1910 beschränkten sich die Arbeiten an der Fränkischen Saale auf Uferschutzbauten in Bad Kissingen; die Kosten hierfür wurden großenteils vom Badeärar, teilweise auch von der Stadt getragen.

Nach der im Jahre 1910 stattgefundenen Erklärung der Saalestrecke von Neustadt bis Gräfendorf zum Flusse mit erheblicher Hochwassergefahr konnten jährlich etwa 20 000 RM für den Ausbau der Saale in dieser Strecke aufgewendet werden, die vom Staat, vom Kreis und den beteiligten Uferanliegern aufgebracht wurden (Abb. 64). Infolge dieser geringen Beiträge und der großen Länge der auszubauenden Strecke konnten natürlich nur die dringenden Arbeiten ausgeführt werden, zu denen allerdings außer Uferschutzbauten auch kleinere Regulierungsarbeiten zur Erzielung eines besseren Hochwasserabflusses zählten.

Bis zum Jahre 1934 waren neben den nötigsten Uferschutzbauten rd. 11 km Saale in der 85 km langen Strecke reguliert. Diese regulierten Strecken bestehen fast nur aus kleineren Stücken, da immer nur die am meisten gefährdeten Strecken ausgebaut werden konnten (Abb. 65).

Im Jahre 1934 konnte dann durch Heranziehung des Reichsarbeitsdienstes eine größere Regulierungsarbeit in Angriff genommen werden, und zwar im Anschluß an ein bereits reguliertes Stück unterhalb Hammelburg von km 23,900 bis km 25,630 in der Gemeinde Diebach.

Im Jahre 1936 wurde diese Regulierung fertiggestellt. Außerdem wurde die Regulierung des Teilstückes km 94,380 bis 95,500 bei Bad Neustadt in Angriff genommen. Die im Jahre 1936 aufgewendeten Mittel belaufen sich auf 59850 RM, die sich auf das Land Bayern (22500 RM), den Kreis Unterfranken (33750 RM) und die beteiligten Uferanlieger (3600 RM) verteilen. Mit diesen Mitteln konnten durch den Einsatz des Arbeitsdienstes rd. 13500 Lohntagewerke geleistet werden. Da ein Lohntagewerk dem Arbeitsdienst durchschnittlich mit 0,75 RM vergütet wird, stellen diese Gesamtlohntagewerke noch einen Wert von rd. 55250 RM dar, so daß also im Jahre 1936 rd. 115 000 RM für den Ausbau der Fränkischen Saale aufgewendet wurden.

Abb. 65. Regulierte Strecke der Fränkischen Saale oberhalb der Ludwigsbrücke in Bad Kissingen.

Der Ausbau der Regulierungsstrecken geschieht derart, daß kleinere Hochwasser, wie sie in den Sommermonaten sehr häufig auftreten, im bordvollen Flußbett restlos abgeführt werden. Die Ufer werden bis zur Niederwasserhöhe durch einen Steinwurf gesichert, der im Verhältnis 3 : 2 abgeböscht ist. Darüber wird die Uferböschung unter Anordnung einer 1 m breiten Berme bis 25 cm über MW ebenfalls im Verhältnis 3 : 2 gepflastert. Über der Pflasterung wird das Ufer dann im Verhältnis 3 : 1 abgeböscht und mit Rasen abgedeckt. Sehr starke, den Abfluß der Hochwasser hindernde Krümmungen werden hierbei abgeflacht, im übrigen beschränkt sich die Regulierung auf die Befestigung der Ufer, um das malerische Bild, das der durch das Tal sich schlängelnde Flußlauf bietet, möglichst zu erhalten. Aus diesem Grunde werden auch einzelne Baum- und Gebüschgruppen, die nicht unmittelbar im Flußlauf stehen, möglichst geschont und abgeschnittene Flußschleifen mit ihrem Bestande an Bäumen und Gebüschen als Altwasser belassen, letztere auch zum Vorteil der Fischerei.

18. Hochwasserdammbauten (Abb. 66).

a) Isar.

In der Mündungsstrecke der Isar wurde in den Jahren 1903 bis 1906 am rechten Ufer der sogenannte Holzerwieserdamm als Überlaufdamm gebaut. Gegen einen Volldammausbau standen seinerzeit Belange der Landeskultur, da durch die Erhöhung der Rückstauwirkung am linken Ufer eine Schädigung der angrenzenden Fluren befürchtet wurde, solange die linkseitigen Volldämme von Landau abwärts fehlten.

Da der Damm bei überlaufenden Hochwassern verschiedene Male starke Schäden erlitt, wurde 1910 die landseitige Böschung und 1916 und 1921 die Krone durch Betonauflagen geschützt.

Mit dem Vollausbau der Isardämme wurde 1922 die Erhöhung des Holzerwieserdammes vom Überlaufdamm zum Volldamm nötig. Diese Erhöhung wurde der Kostenersparnis wegen durch Aufsetzen einer Betonmauer auf die bestehende Dammkrone durchgeführt.

Allmählich stellten sich namhafte Schäden ein. Die Dehnungsfugen klafften weit auseinander, und teilweise war die Mauer vollständig unterspült, so daß bei größeren Hochwassern mit dem Einsturz der Mauer gerechnet werden mußte. Die Einschüttung der Mauer ist aus Abb. 66 ersichtlich. Sie wurde mit einem Betrage von 71000 RM und mit 4500 Tagschichten durchgeführt.

Die gegenüberliegenden Volldämme bei Plattling wurden in den letzten Jahren undicht. An einzelnen Stellen sprudelte das Wasser an den landseitigen Böschungen der Dämme heraus. Da ein Bruch des bestehenden Dammsystems katastrophale Folgen für die Siedlungen im Hinterland haben würde, mußte mit den einstweilig vorhandenen Mitteln durch Verstärkung der Dämme in der Engstelle bei Plattling eine größtmögliche Sicherung angestrebt werden. Die Verstärkung geschieht in der Hauptsache durch Abflachen der landseitigen Böschung, und an sehr gefährdeten Stellen wird vor der wasserseitigen Böschung eine Dichtungsschürze eingebaut. Der im Jahre 1936 durchgeführte Teil der Dammverstärkung kostete rd. 20000 RM; fast 2600 Tagschichten fielen bei den Arbeiten an.

b) Donau.

In den Jahren 1928 bis 1932 wurden in der Donau zwischen Ulm und Passau mit einem Kostenaufwande von rd. 25 000 000 RM drei größere Dammabschnitte ausgebaut, und zwar zwischen Gremheim und Donauwörth (km 2524,6 bis 2510,4), zwischen Frengkofen und Niederachdorf (km 2360,8 bis 2344) und zwischen Pfelling und Mühlhamm (km 2305,8 bis 2269,8); über 10000 ha wurden durch diese Maßnahmen vor den häufigen Schäden der Hochwasser der Donau geschützt.

Die segensreiche Wirkung dieser Damm-

Abb. 66. Holzerwieserdamm. Querschnitt der Einschüttung der Betonmauer.

bauten ließ den Wunsch nach Hochwasserschutz auch in dem Überschwemmungsgebiet bei Straubing (Straubinger Becken) und unterhalb Deggendorf, dem sogenannten Pleintinger Becken, laut werden. Bei beiden Unternehmungen soll neben dem eigentlichen Hochwasserschutz durch Volldämme die Verlegung der Bachläufe flußabwärts, die Binnenentwässerung, die landwirtschaftlichen Folgemaßnahmen und die Flurbereinigung durchgeführt werden.

Durch den Hochwasserschutz im Straubinger Becken wird ein Gebiet von 4140 ha vor Überschwemmung geschützt. Die Kosten der Baumaßnahmen sind auf 21 318 000 RM veranschlagt. Die Volldämme und Kunstbauten werden als Notstandsarbeit durch Unternehmer, die übrigen Arbeiten durch den RAD durchgeführt. Durch den Einsatz des Reichsarbeitsdienstes sollen die Kosten auf 16 700 000 RM verringert werden. Die seit 1935 eingesetzten fünf Arbeitsdienstlager haben Bachverlegungen und ein kurzes Stück des Volldammes bei Straubing in Angriff genommen. Im Jahre 1937 wird der Vollbetrieb aufgenommen.

Im Pleintinger Becken wird durch die Baumaßnahmen eine Fläche von 2450 ha geschützt. Die Kosten dieses Unternehmens sind auf 7 220 000 RM veranschlagt. Durch den Einsatz des RAD, der mit Ausnahme der Kiesbaggerungen und Kunstbauten hier auch die Volldämme ausführt, werden die Kosten auf 4 554 000 RM verringert. Seit 1935 ist ein Arbeitsdienstlager eingesetzt; im Laufe des Jahres 1936 wurden zwei weitere eingesetzt, und 1937 wird der Vollbetrieb mit acht Arbeitsdienstabteilungen aufgenommen. Weitere Ausführungen über den Hochwasserschutz an der Donau sind einer gesonderten Abhandlung vorbehalten.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Storstrømbrücke.

Von G. Schaper.

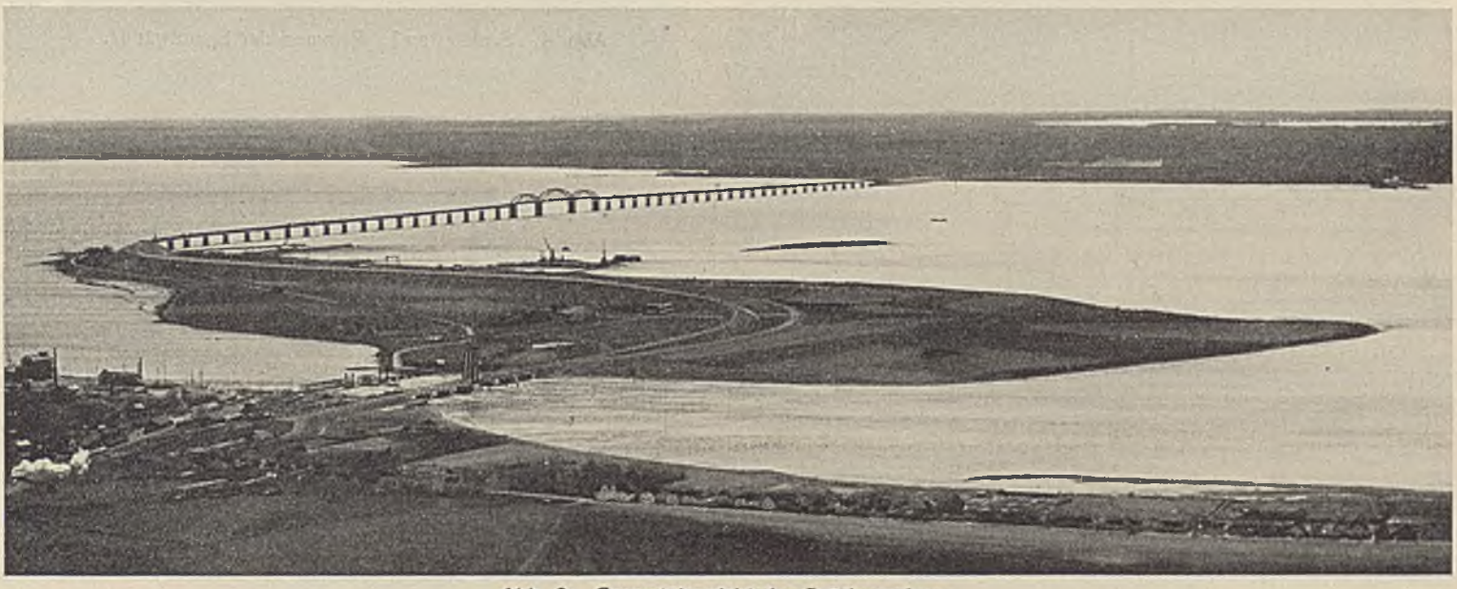


Abb. 2. Gesamtübersicht der Brückenanlage.

Die dänischen Staatsbahnen haben in den letzten Jahren mit außerordentlicher Tatkraft an der Verbesserung ihrer Eisenbahnverbindungen gearbeitet. Die letzte Großtat ist der Bau der 3200 m langen Hochbrücke über den Storstrøm und einer neuen Brücke über den Masnedsund im Zuge der seeländischen Südbahn, die den Verkehr zwischen Kopenhagen und Hamburg—Berlin vermittelt (Abb. 1).

Der Eisenbahnverkehr wurde bis zum 26. September d. J., dem Tage der Inbetriebnahme der beiden Brücken, über den Storstrøm zwischen Falster und der Insel Masnedø mit einer Fähre und über den Masnedsund zwischen Masnedø und Seeland mit einer im Jahre 1884 erbauten Brücke, deren mittelster Überbau eine Drehbrücke war, geführt.

Um den lästigen Fährbetrieb über den Storstrøm zu beseitigen, beschloß der dänische Reichstag durch Gesetz vom 8. April 1932 den Bau einer vereinigten Eisenbahn- und Straßen-Hochbrücke über den Storstrøm und den Ersatz der alten Eisenbahnbrücke über den Masnedsund durch eine neue vereinigte Eisenbahn- und Straßenbrücke, deren beweglicher Teil eine Klappbrücke ist.

Hier soll nur die Hochbrücke über den Storstrøm näher beschrieben werden, während die Masnedsundbrücke nur kurz am Schluß erläutert wird.

Die Ausführung der gesamten Brückenanlage wurde der englischen Stahlbauanstalt Dorman, Long & Co. in Middlesborough übertragen, für die die dänische Firma Christiani & Nielsen in Kopenhagen die Ausführung der Tiefbauarbeiten übernahm.

Der Entwurf für die Brücke wurde von den dänischen Staatsbahnen ausgearbeitet.

Abb. 1. Lageplan.

Die Wassertiefe im Storstrøm ist gering, sie beträgt durchschnittlich nur 7 m, die größte Wassertiefe an den Stellen der Pfeiler erreicht den Wert von 14 m. An der Küste von Falster ist das Wasser sehr flach; der Damm wurde deshalb hier 400 m in den Storstrøm hinausgeführt. Auf der anderen Seite steht das Widerlager unmittelbar an der Küste von Masnedø.

Die Brücke überschreitet den Storstrøm in 50 Öffnungen, von denen 47 mit parallelgurtigen, vollwandigen, unter der Fahrbahn liegenden Trägern überbrückt werden (Abb. 2). Der Mittenabstand der zu diesen Öffnungen gehörigen Pfeiler beträgt abwechselnd 62,23 m und 57,79 m. In den Hauptträgern über den größeren Öffnungen liegen zwei Gelenke; die Stützweite der hier eingehängten Träger beträgt 44,45 m. In der Mitte der Brücke liegen drei große Öffnungen, diese sind mit Überbauten, die über der Fahrbahn liegen, überbrückt. Die Hauptträger dieser Überbauten sind durch Vollwandträger versteifte Stabbogen. Der Mittenabstand der diese Überbauten stützenden Pfeiler ist 103,91 m — 137,77 m — 103,91 m. Die Durchfahrthöhe in der mittelsten Öffnung über 0,0 beträgt 26 m; von den Enden dieser Öffnung fällt die Gradiente der Brücke nach beiden Seiten mit 6,67 ‰.

Pfeiler.

Der Untergrund besteht aus einer 4 bis 10 m dicken Schicht aus hellgrauem Moräneton, der mit Kalk und Steinen durchsetzt ist, und darunter aus steinfreien Tonschichten, die auf der Kreide ruhen. Die Tragfähigkeit des Moränetons ist so gut, daß auf ihm die Pfeiler gegründet werden konnten. Nur ein Pfeiler mußte einen Pfahlrost erhalten.

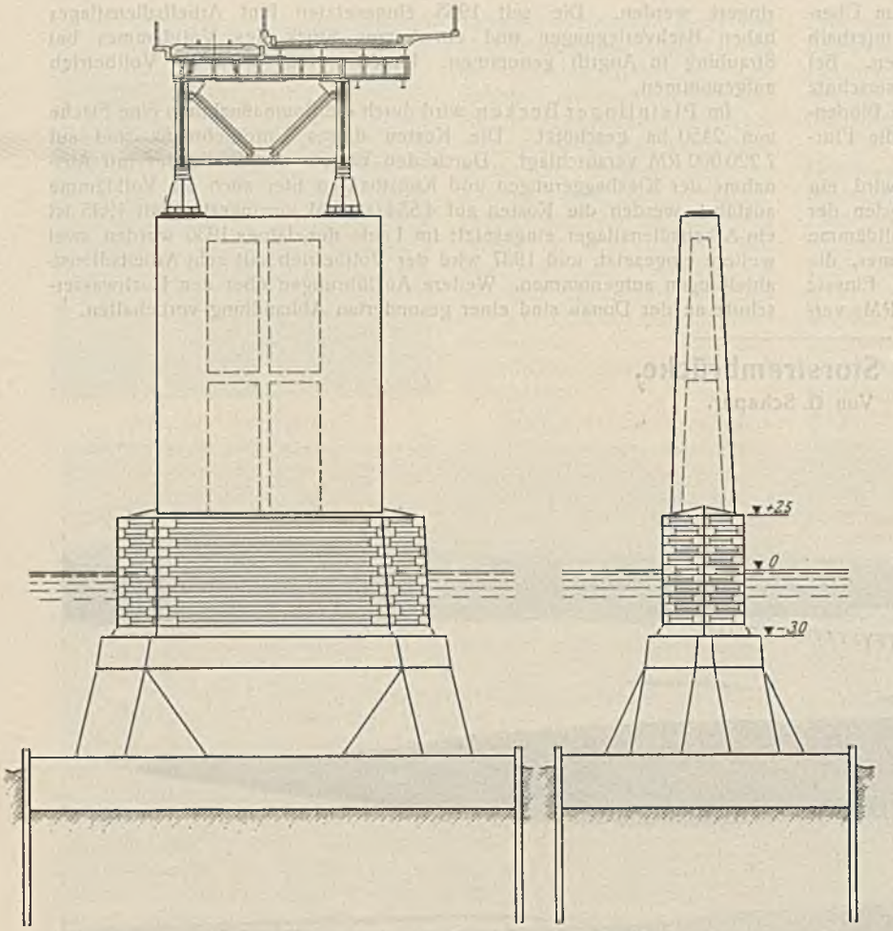


Abb. 3. Typ der Pfeiler der kleinen Öffnungen.

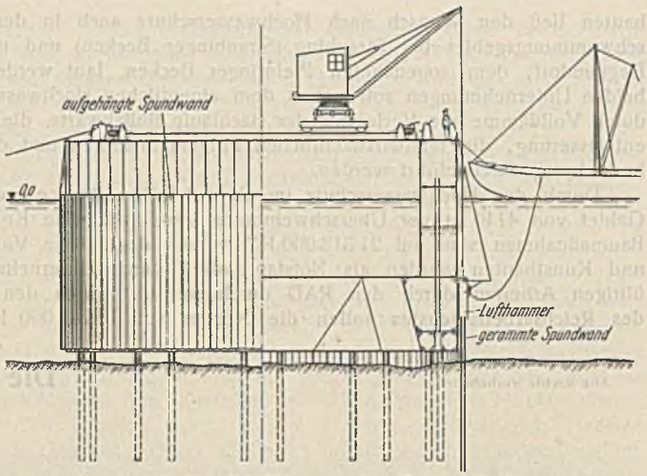


Abb. 4. Senkkasten I. Rammen der Spundwände.

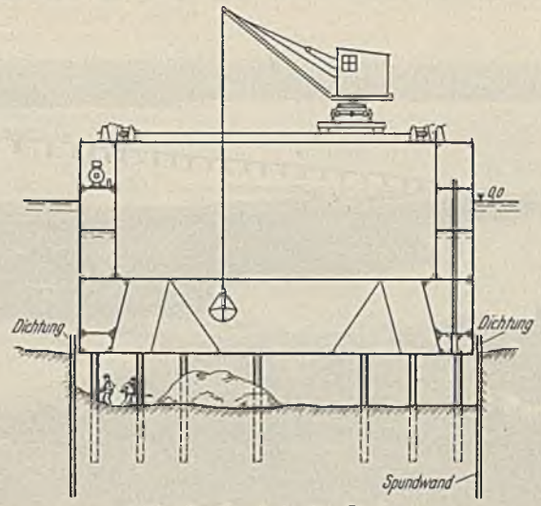


Abb. 5. Aushub des Bodens.

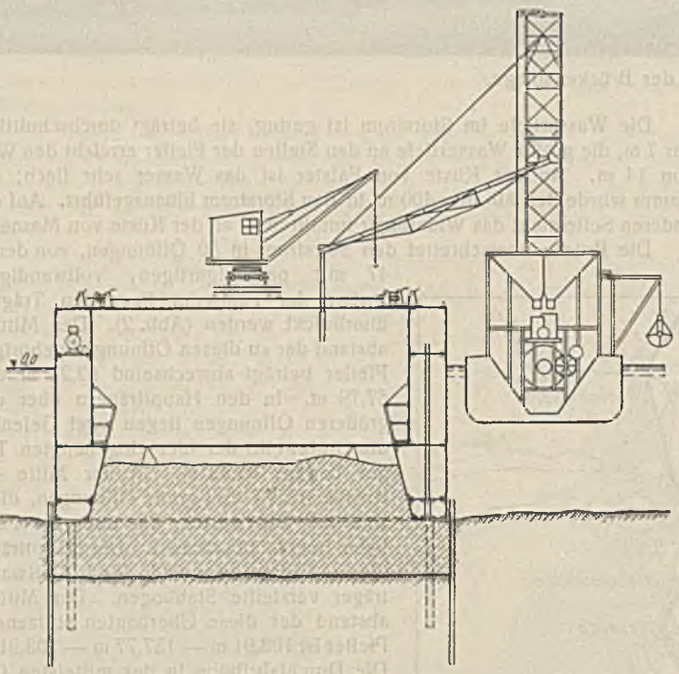


Abb. 6. Betonieren.

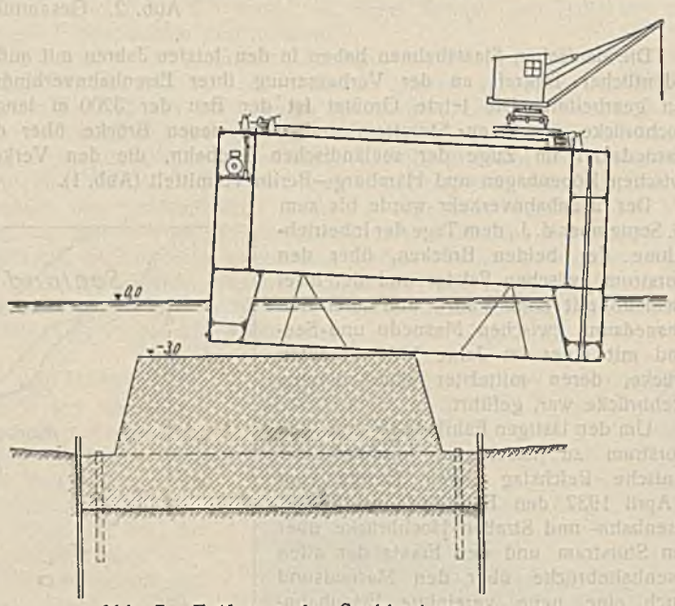


Abb. 7. Entfernen des Senkkastens.

Abb. 3 stellt den Typ der Pfeiler der kleinen, unter der Fahrbahn liegenden Überbauten dar. Die aus Beton bestehende Grundplatte ist 2,5 bis 4,3 m dick; sie ist zur Sicherung gegen Unterspülung von einer stählernen Spundwand umschlossen. Von der Oberkante der Grundplatte bis zur Ordinate —3,0 ist ein massiver Teil, der den Übergang von der Fundamentplatte zum Pfeilerschaft bildet, in Beton ausgeführt. Darüber befindet sich der Pfeilerschaft, der bis Ordinate + 2,5 ebenfalls massiv ist und zum Schutze gegen Eis einen Mantel aus Granit erhalten hat. Oberhalb der Ordinate + 2,5 hat der Pfeilerschaft einen Hohlraum erhalten.

Beim Bau der 49 Pfeiler sind drei verschiedene Gründungsarten angewendet worden. 8 Pfeiler sind in üblicher Weise zwischen hohen Stahlspundwänden, 27 mit Hilfe von stählernen, oben offenen Senkkasten, bei denen die kurzen Spundwände (Abb. 3) außerhalb dieser Senkkasten gerammt wurden (Senkkasten I im folgenden genannt), und 14 mit Hilfe von stählernen, oben offenen Senkkasten, bei denen die Spundwände innerhalb dieser Senkkasten gerammt wurden (Senkkasten II im folgenden genannt), gegründet worden.

Zuerst wurde das Gründungsverfahren mit Hilfe hoher, über den Wasserspiegel reichender Spundwände angewendet. Die Schwierigkeiten, die sich beim Rammen der hohen Wände und beim Einziehen der Wandaussteifungen ergaben, und die Kosten für die langen Spundwände selbst und für ihr Abschneiden unter Wasser veranlaßte die Tiefbaufirma Christiani & Nielsen, einem einfacheren und wirtschaftlicheren Verfahren nachzusinnen. Sie kam dabei schließlich auf ein Gründungsverfahren mit oben und unten offenen Senkkasten, die nach der Benutzung für einen Pfeiler auch für die anderen Pfeiler verwendet werden konnten. Wenn der Senkkasten an und für sich auch teuer war, so wurde doch das

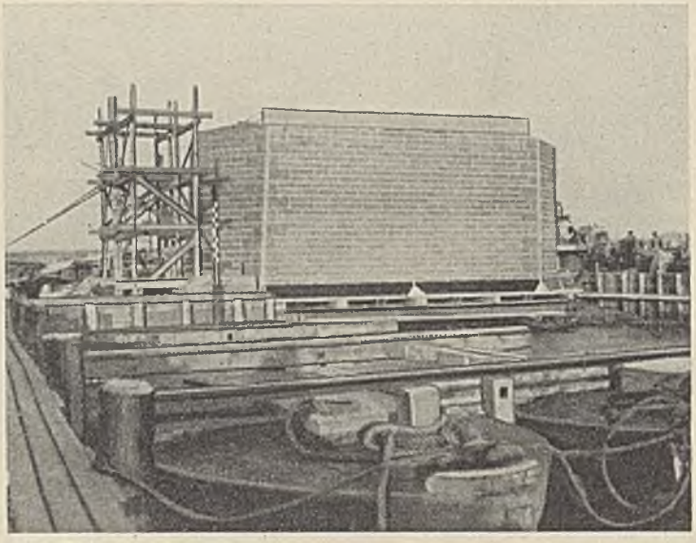


Abb. 8. Herstellung des unteren Teiles des Pfeilerschaftes auf der Helling.

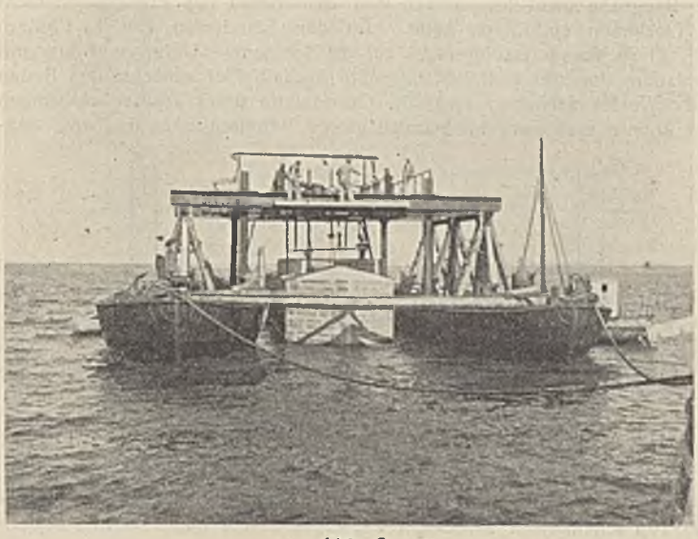


Abb. 9. Absenken des Pfeilerschaftes.

Gründungsverfahren billig, weil der Senkkasten bei der großen Anzahl von Pfeilern oft verwendet werden konnte.

Der Senkkasten I (Abb. 4) besteht aus einem unten und oben offenen Hohlkörper, der von einem hohlen ovalen Ring umschlossen ist. Die Innen- und die Außenwand dieses Ringes sind aus Stahlblechen gebildet. Die Außenwand ist senkrecht, die Innenwand ist unten der Form des Pfeilerfußes entsprechend nach innen geneigt, um zugleich als Schalung für den Beton zu dienen. Der hohle Ring ist durch senkrechte und waagerechte Schotten in verschiedene Zellen geteilt, die mit Wasserballast gefüllt werden können.

Der Senkkasten hat verschiedene Zwecke zu erfüllen; er dient als Arbeitsbühne und als Rammführung zum Rammen der bei Abb. 3 beschriebenen Spundwände, die die Grundplatte des Pfeilers umschließen, und im Verein mit den Spundwänden als Fangedamm für die Herstellung des Pfeilers bis Ordinate — 3,0.

Die Senkkasten wurden von der Firma Burmeister & Wain in Kopenhagen hergestellt und zur Brückenbaustelle geschleppt. Hier wurde der Senkkasten über der Pfeilerbaustelle genau eingerichtet und durch Wasserballast mit der Schneide auf einige Rammpfähle abgesetzt (Abb. 4). Dann wurden die Spundwandeisen wie ein Mantel um die ganze Außenwand aufgehängt (Abb. 4, links) und mit einem Lufthammer so tief eingerammt (Abb. 4, rechts), daß ihre Oberkante 1 m über der Schneide lag. Taucher dichteten dann unten den Spielraum zwischen einem Stahlwulst an der Außenhaut des Senkkastens und den Spundwänden mit einem fettgetränkten Hanftau und Ton. Nach Leerpumpen der Baugrube wurde der Boden ausgehoben (Abb. 5); alsdann wurde der Beton des Pfeilers im Trockenen bis Ordinate — 3 eingebracht (Abb. 6). Die Oberfläche des Betonkörpers wurde genau waagerecht abgeglichen und am Umfange des auf den fertigen Pfeilerfuß zu setzenden unteren Teiles des Pfeilerschaftes mit einer Dichtungsschicht aus Asphaltbeton versehen. Die Baugrube wurde nun wieder mit Wasser gefüllt; nach Auspumpen des Wasserballastes aus den Zellen des ovalen Ringes schwamm der Senkkasten auf und wurde dann abgeschleppt (Abb. 7). Er stand nun zu weiterer Verwendung bereit.

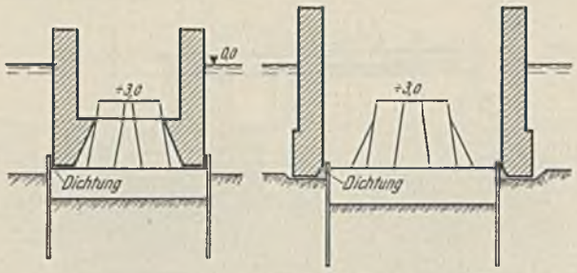
Der weitere Aufbau des Pfeilers vollzog sich folgendermaßen: Der Pfeilerschaft von Ordinate — 3,0 bis + 2,5 wurde zunächst als Hohlkörper mit einem Eisenbetonmantel und mit Verkleidung aus Bornholmer Granitquadern, die durch Kupferdrähte mit dem Eisenbetonmantel verbunden wurden, auf einer Helling im Arbeitshafen von Masnedø hergestellt (Abb. 8), auf einem Wagen ins Wasser gelassen, hier zwischen zwei Pontons an einem von diesen getragenen Gerüst aufgehängt (Abb. 9), über den Pfeiler geschleppt und auf den fertigen Pfeilerfuß abgesenkt. Dabei dienten zwei Dollen im Pfeilerschaft und zwei Löcher im Pfeilerfuß als Führung. Der vorhin erwähnte Dichtungsring aus Asphaltbeton schloß den Hohlraum im Pfeilerschaft wasserdicht ab; der Hohlraum wurde nun leergepumpt und ausbetoniert. Der obere Teil des Pfeilerschaftes wurde dann in üblicher Weise fertiggestellt.

Das geschilderte Gründungsverfahren setzt voraus, daß der Untergrund unter der künftigen Sohle des Pfeilers vollständig wasserundurchlässig ist, da man sonst

Abb. 12. Entwurf aus dem Jahre 1931.

Abb. 13. Ausführungsentwurf.

die Baugrube nicht leerpumpen und den Beton des Pfeilerfußes nicht im Trockenen einbringen kann. An den Standorten von 14 Pfeilern trifft diese Voraussetzung nicht zu, da der tonige Untergrund hier mit Sandadern durchsetzt ist. Man mußte deshalb hier zunächst den Boden unter Wasser ausheben und die Grundplatte unter Wasser einbringen und konnte erst dann im Schutze dieses Betonschlusses und des Senk-



a) Senkkasten I. b) Senkkasten II.

Abb. 10.

kastens die Baugrube leerpumpen. Die Form des Senkkastens I, der in Abb. 10a schematisch dargestellt ist, eignete sich nicht für den Boden-

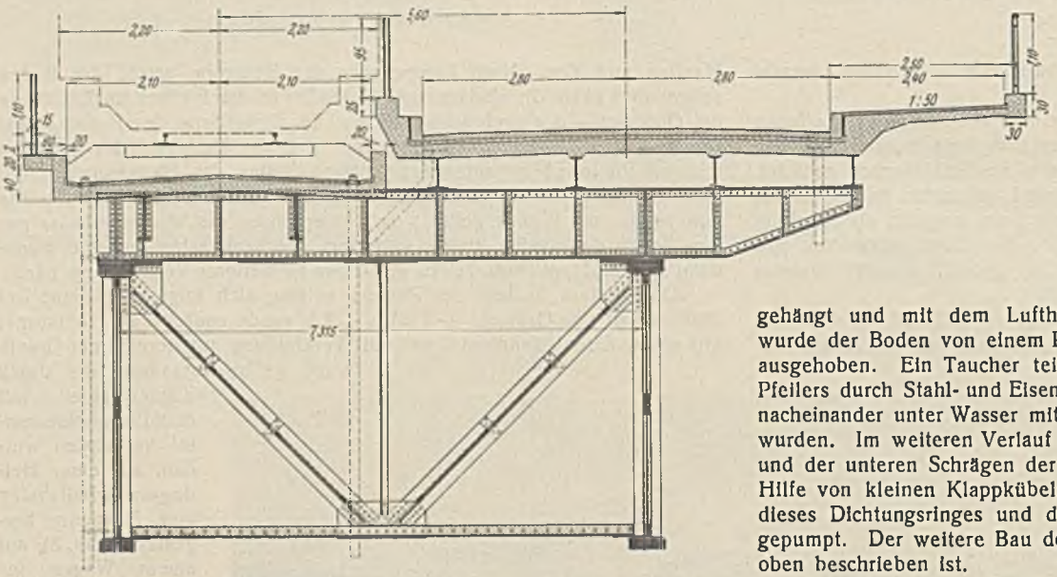


Abb. 16. Querschnitt durch die unter der Fahrbahn liegenden Überbauten.

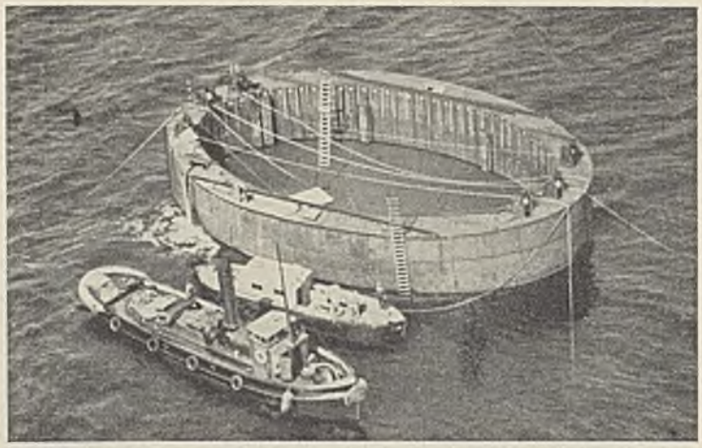


Abb. 11. Senkkasten II.

aushub unter Wasser und für das Einbringen des Betons für die Grundplatte unter Wasser. Man verwendete deshalb hier die Form des Senkkastens II, der in Abb. 10b schematisch veranschaulicht ist. Er ist auch ein unten und oben offener Hohlkörper, der von einem ovalen, hohlen Ring umschlossen ist. Die Außen- und die Innenwand dieses Ringes haben aber bis auf eine kleine Schräge unten an der Innenwand nur senkrechte Wände. Der Senkkasten wurde durch Einnahme von Wasserballast auf den vorher durch Taucher mit Kies und Sandsäcken eingeebneten Boden abgesetzt. Dann wurden die Spundwandeisen an der Innenwand aufgehängt und mit dem Lufthammer eingerammt. Im Anschluß daran wurde der Boden von einem Ponton aus durch einen Bagger unter Wasser ausgehoben. Ein Taucher teilte nun den Raum für die Grundplatte des Pfeilers durch Stahl- und Eisenbetonwände in verschiedene Zellen ein, die nacheinander unter Wasser mit dem Contractorverfahren mit Beton gefüllt wurden. Im weiteren Verlauf wurde der Raum zwischen der Spundwand und der unteren Schrägen der inneren Ringwand von einem Taucher mit Hilfe von kleinen Klappkübeln mit Mörtel gefüllt. Nach dem Erhärten dieses Dichtungsringes und der Grundplatte wurde die Baugrube leergepumpt. Der weitere Bau des Pfeilers vollzog sich ebenso, wie es schon oben beschrieben ist.

Abb. 11 zeigt den Senkkasten in dem Zustande, in dem er auf den Meeresgrund abgesetzt ist.

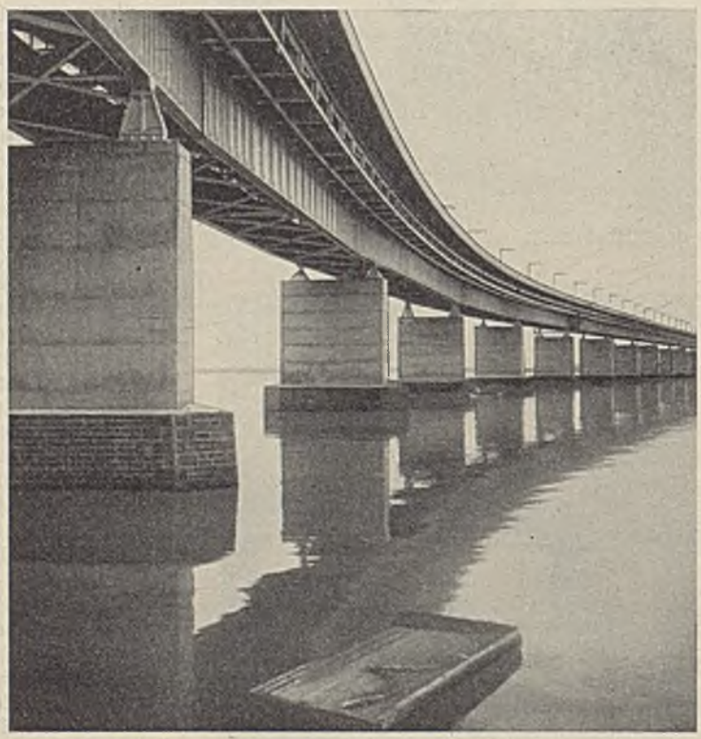


Abb. 14.
Überbauten am Brückenende bei Masnedø.

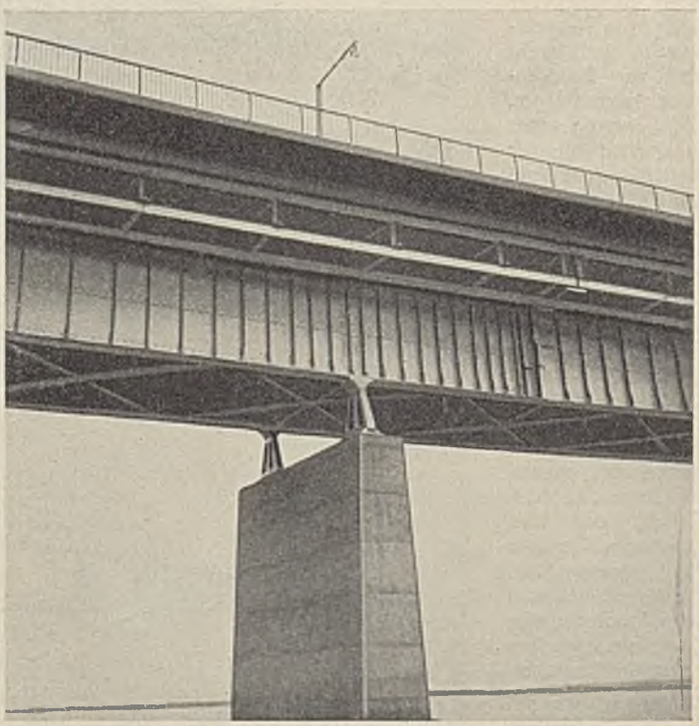


Abb. 15. Bewegliches Lager über einem Pfeiler und rechts davon Stützpendelgelenk.

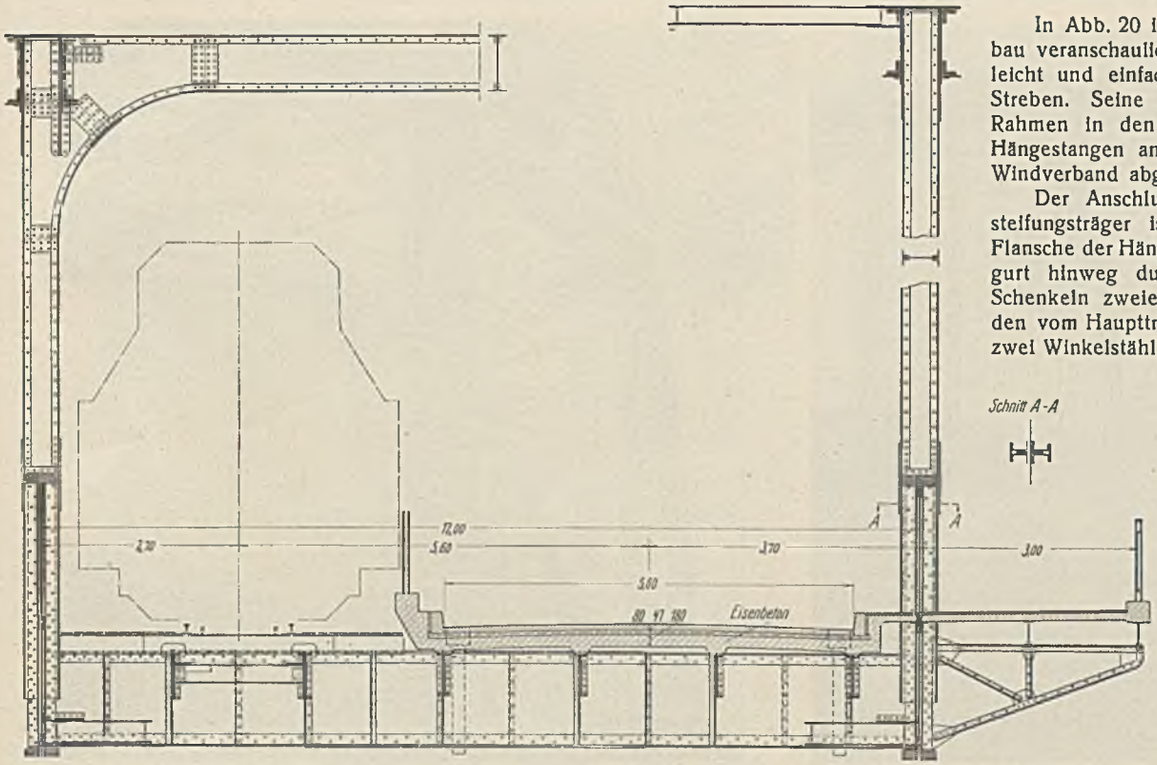


Abb. 17. Querschnitt durch einen der großen Überbauten.

In Abb. 20 ist ein Blick in den mittelsten Überbau veranschaulicht. Der Bogenwindverband ist sehr leicht und einfach, er besteht nur aus gekreuzten Streben. Seine Kräfte werden durch vollwandige Rahmen in den Ebenen der beiderseitigen letzten Hängestangen an den unter der Fahrbahn liegenden Windverband abgegeben.

Der Anschluß der Hängestangen an die Versteifungsträger ist aus Abb. 21 zu ersehen. Die Flansche der Hängestangen sind über den Hauptträgergurt hinweg durch Laschen mit den abstehenden Schenkeln zweier Winkelstähle verbunden, die mit den vom Hauptträger abstehenden Schenkeln der aus zwei Winkelstählen bestehenden Stegblechaussteifung vernietet sind (vgl. auch Abb. 17).

Der Zusammenschluß des zweiwandigen Bogens mit dem einwandigen Versteifungsträger am Überbauende ist in Abb. 22 dargestellt. Der Obergurt des Versteifungsträgers ist in die zweiwandige Ecke des Bogens hineingeführt und mit Winkelstählen an den Wänden angeschlossen (vgl. die waagerechten Nietreihen am linken Überbau unter und über der Verlängerung der oberen Gurtlamellen des Versteifungsträgers). Außerdem ist das Stegblech des Versteifungsträgers im oberen

Die Überbauten.

In Abb. 12 ist ein Entwurf der dänischen Staatsbahnen für die Storstrømbrücke aus dem Jahre 1931 veranschaulicht. Bei ihm sind alle Öffnungen von Bogenträgern mit tiefliegenden Kämpfern überspannt, und zwar die drei großen Öffnungen in der Mitte der Brücke mit stählernen, sich hoch über die Fahrbahn erhebenden Bogen und alle anderen Öffnungen mit Eisenbetonbogen, die unter der Fahrbahn liegen. Das Brückenbild dieses Entwurfes ist sehr schön, es zeigt einen herrlichen Rhythmus und eine geschlossene Einheit.

Bei dem bereits oben kurz beschriebenen Ausführungsentwurf (Abb. 13) sind alle Öffnungen mit stählernen Überbauten überbrückt.

Der Baustoff der stählernen Überbauten ist ein hochwertiger, dem deutschen St 52 ähnlicher Baustahl.

Die Auslegerträger-Überbauten, die unter der Fahrbahn liegen, haben abwechselnd auf den Pfeilern feste und bewegliche Lager. Die festen Lager sind Kugelkipplager, die beweglichen 2,2 m hohe Pendellager (Abb. 14). Die in jeder zweiten Öffnung liegenden Gelenke sind hohe Stützpendel (Abb. 15). Das eine dieser Gelenke wird durch festen Zusammenschluß des Windverbandes über dem Gelenk zu einem festen Gelenk gemacht.

Der Querschnitt der unter der Fahrbahn liegenden Überbauten ist aus Abb. 16 zu ersehen. Die Querträger liegen auf den beiden vollwandigen 3,7 m hohen Hauptträgern, die 7,315 m Mittenabstand voneinander haben. Auf der Straßenseite kragen die Querträger über den Hauptträgern vor[1]). Die vier Längsträger, die die Eisenbetonfahrbahntafel der 5,6 m breiten Straße und des ausgekragten, 2,40 m breiten Fußgänger- und Radfahrweges tragen, liegen auf den Querträgern. Die beiden Längsträger, die den Eisenbetontrog des Eisenbahnschotterbettes stützen, liegen zwischen den Querträgern.

Bei den drei großen Überbauten mit den versteiften Stabbogen liegt die Fahrbahn tief und zwischen den Hauptträgern, der Fußgänger- und Radfahrweg liegt außerhalb der Hauptträger und wird von 3 m weit auskragenden Konsolen gestützt (Abb. 17). Die Ausbildung der Straßenfahrbahn und des Fußgänger- und Radfahrweges ist grundsätzlich die gleiche wie bei den unter der Fahrbahn liegenden kleinen Überbauten. Die Schienen der Eisenbahn werden von hölzernen Brückenbalken getragen, die unmittelbar auf den Fahrbahnlängsträgern ruhen.

Die Stützweiten der drei großen Überbauten betragen 102,30 — 136,37 — 102,30 m. Der Mittenabstand der Hauptträger mißt 12 m. Der Querschnitt der Bogen ist zweiwandig, die Versteifungsträger sind 3,7 m hoch, einwandig und vollwandig. Abb. 18 gibt einen Blick auf die großen Überbauten vom Wasser aus, Abb. 19 vom Flugzeug aus.

[1]) Die vorkragenden Konsolen sind nicht, wie in Abb. 16 dargestellt, mit einer Spitze, sondern mit waagerechter Begrenzung oben und unten ausgeführt worden (Abb. 3).

Abb. 18. Die großen Überbauten.

Abb. 19. Die großen Überbauten.

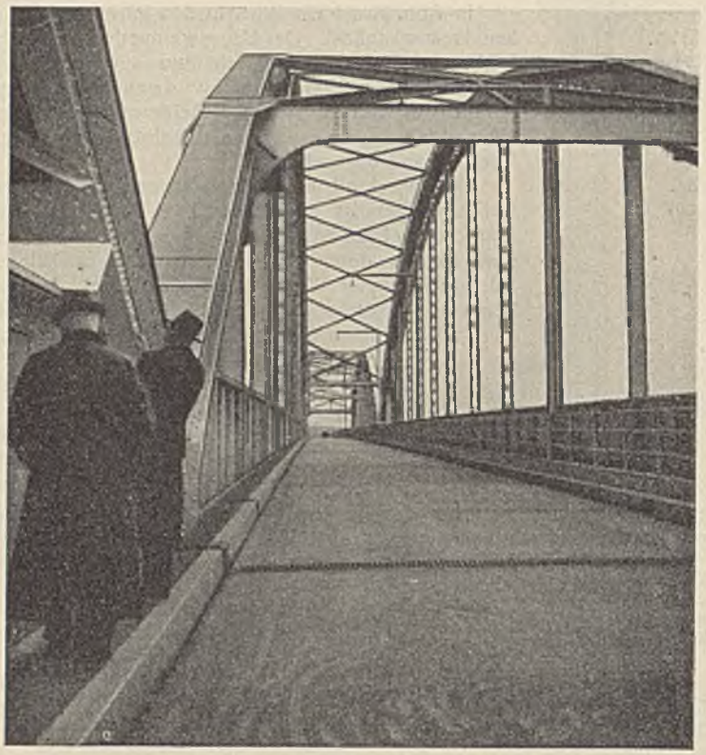


Abb. 20. Blick in den mittelsten großen Überbau.

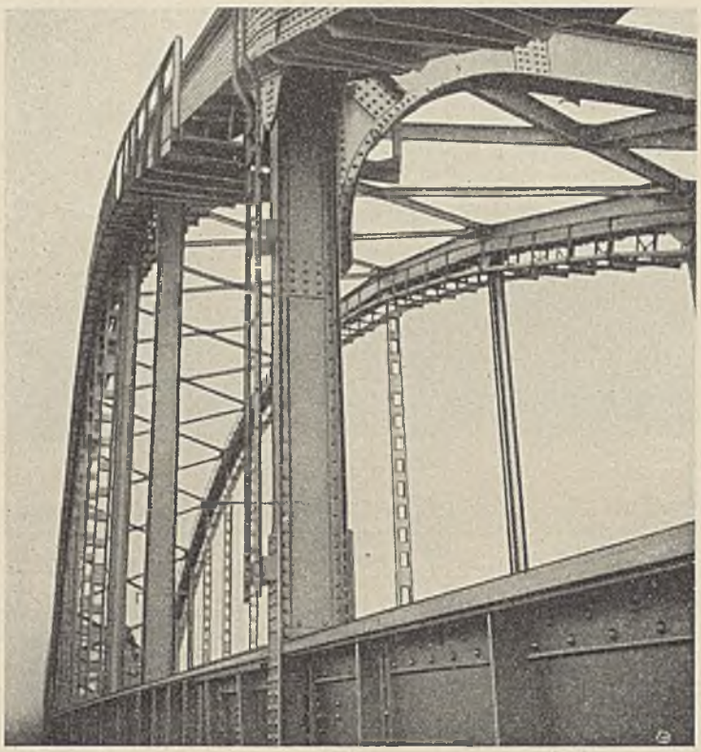


Abb. 23. Besichtigungssteige der Bogen der großen Überbauten.

Drittelpunkte durch Winkelstähle in der dargestellten Weise mit den beiden Wänden der Bogenecke in Verbindung gebracht.

Die Vorrichtungen zur Besichtigung und zur Unterhaltung der Überbauten sind folgende: Die Bogen der drei großen Überbauten sind mit Besichtigungssteigen ausgerüstet (Abb. 23), die zwar das Aussehen der schönen Bogen beeinträchtigen, aber durchaus nötig sind. Sie sind durch senkrechte Leitern an den letzten Hängestangen der Überbauten zu erreichen. Zur Besichtigung und Unterhaltung der Fahrbahnen und der äußeren Seiten der vollwandigen Versteifungsträger der drei großen Überbauten sind diese mit je einem fahrbaren, unter der Fahrbahn liegenden Wagen versehen (Abb. 24). Die Gesamtheit der je zu beiden Seiten der großen Überbauten liegenden Überbauten ist nur mit je einem fahrbaren Besichtigungswagen ausgerüstet (Abb. 25), der außerhalb der Hauptträger an der Seite der Straße läuft und dessen unter den Hauptträgern liegender Teil ausgeschwenkt werden kann, damit der Wagen an den Pfeilern vorbeifahren kann.

Die Hauptträger wurden in Längen von 12 bis 14 m in England zusammengenietet und auf dem Wasserwege nach Masnedø geschafft. Hier wurden sie mit der Fahrbahn und mit den Windverbänden für die unter der Fahrbahn liegenden Überbauten zu ganzen Überbaueinheiten, die den Kragträgerüberbauten und den Einhängeträgerüberbauten entsprachen, zusammengebaut, von einem großen, zweiteiligen Schwimmkran von 500 t Tragkraft gefaßt und zur Baustelle geschwommen (Abb. 26). Die beiden 45 m hohen Krantürme wurden von zwei Pontons (8 × 50 m im Grundriß) getragen; unten sind sie durch Fachwerkträger miteinander verbunden. Die Überbauten hängen mit Hilfe von zwei dreieckförmigen Trägern (Abb. 27) in Flaschenzügen an dem Schwimmkran. Die Kragträgerüberbauten wurden vom Kran auf die zugehörigen beiden Pfeiler abgesetzt (Abb. 28), die Einhängeüberbauten auf die beiden Enden der benachbarten Kragträger (Abb. 29).

Die drei großen Überbauten konnten wegen ihres großen Gewichts nicht in einem Stück auf die zugehörigen Pfeiler abgesetzt werden. In

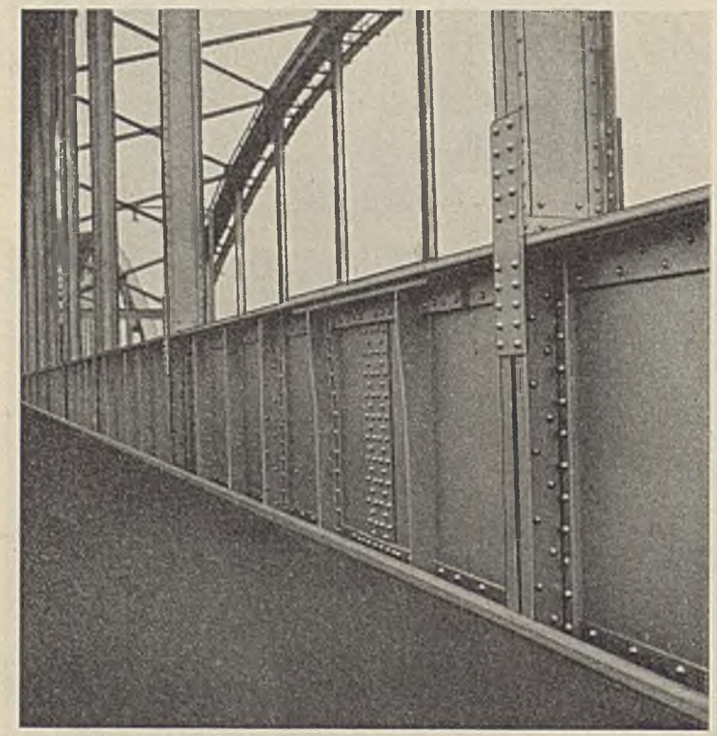


Abb. 21. Anschluß der Hängestangen an den Versteifungsträger.

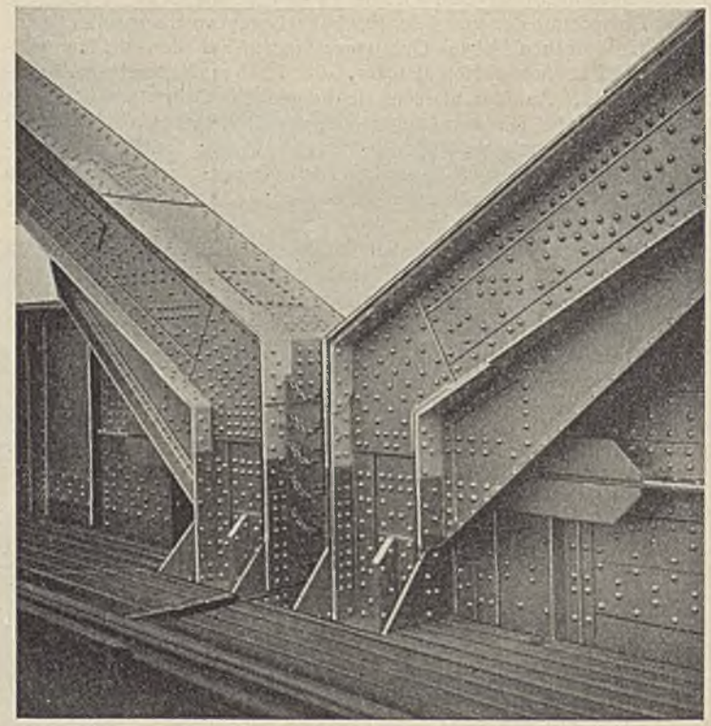


Abb. 22. Endknotenpunkte der großen Überbauten.

Abb. 24. Besichtigungswagen der Fahrbahnen der großen Überbauten.

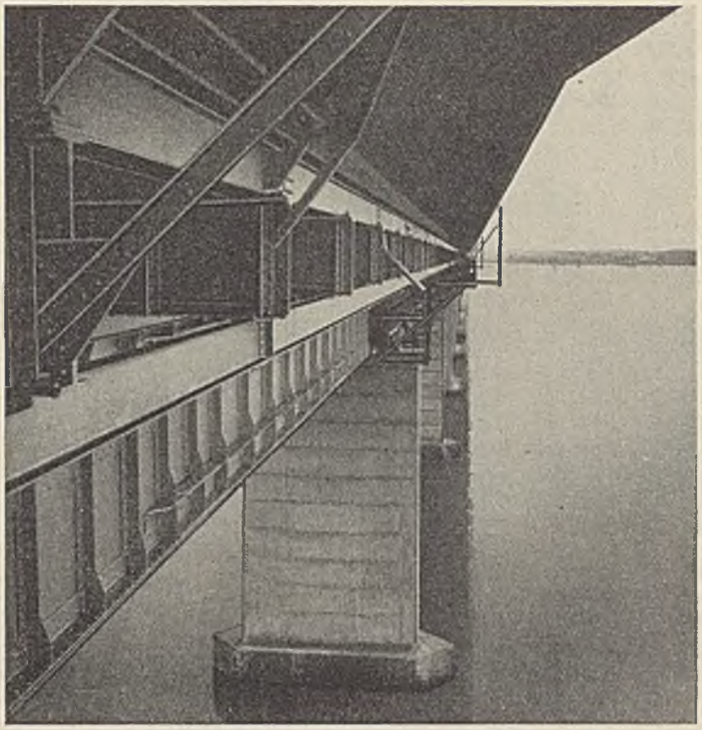


Abb. 25. Besichtigungswagen für die unter der Fahrbahn liegenden Überbauten.

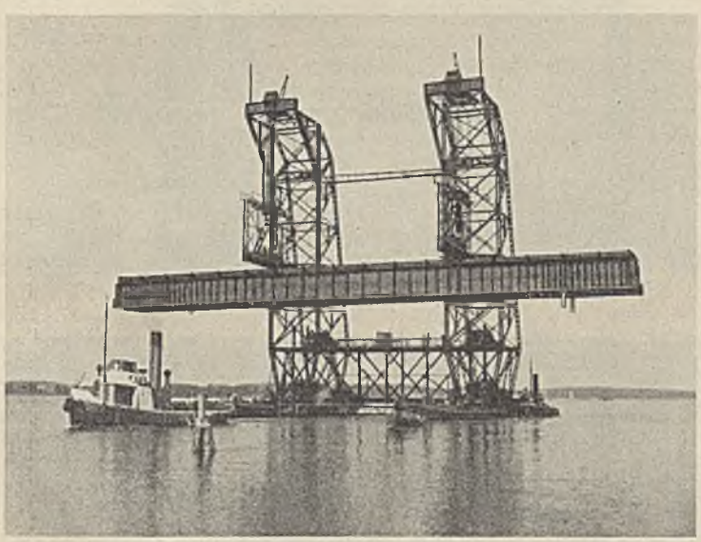


Abb. 26. Der Schwimmkran mit einem Kragträgerüberbau fährt zur Baustelle.

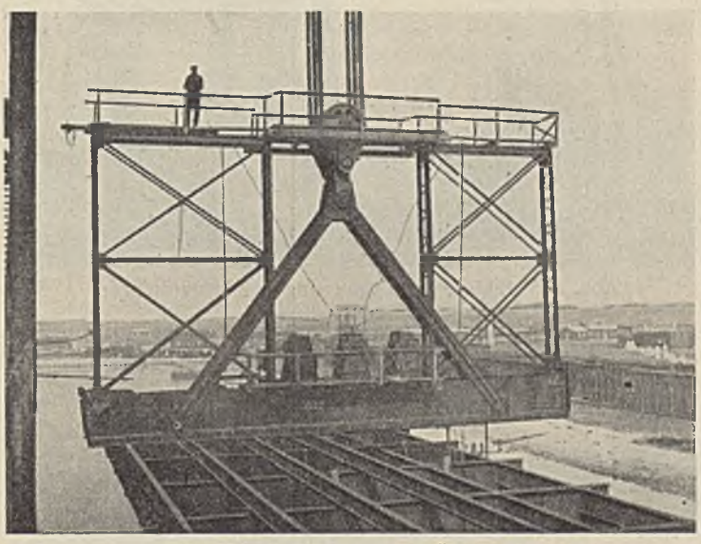


Abb. 27. Aufhängung der Überbauten.

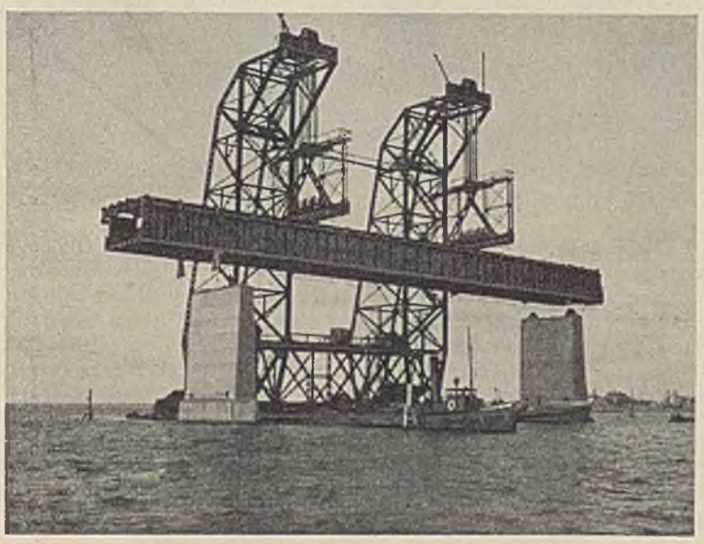


Abb. 28.
Absetzen eines Kragträgerüberbaues auf zwei Pfeiler.

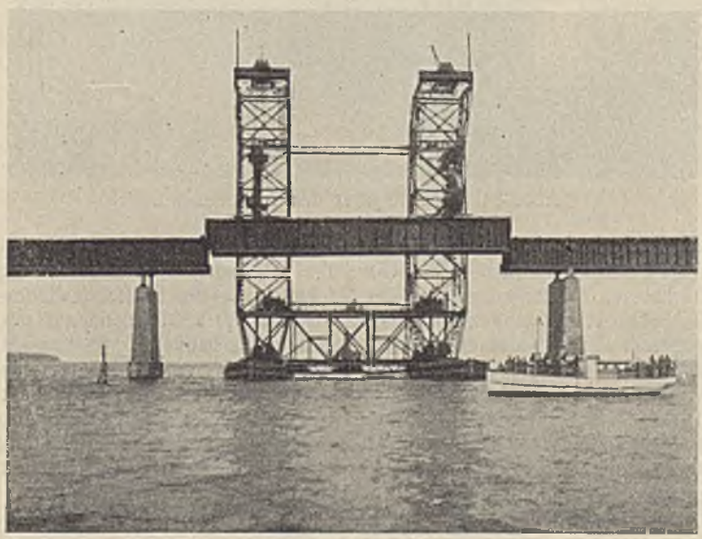


Abb. 29. Absetzen eines Einhängeträger-Überbaues auf die beiden Gelenke der Kragträger.

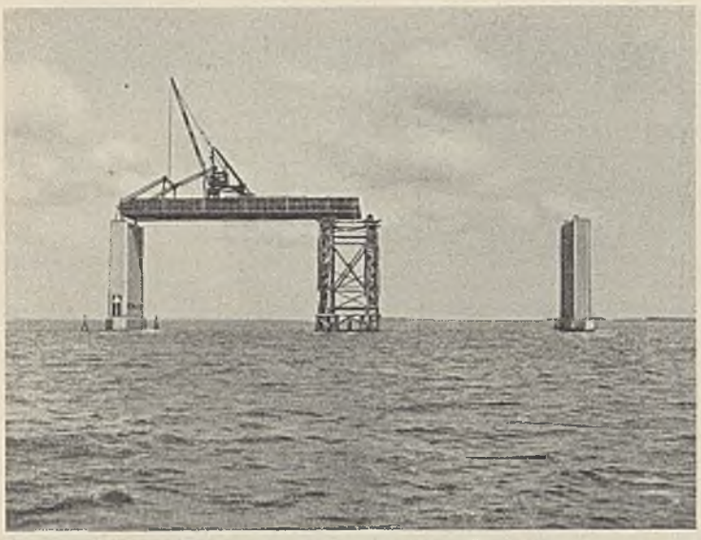


Abb. 30. Aufstellung der großen Überbauten.

Abb. 31. Aufstellung der großen Überbauten.

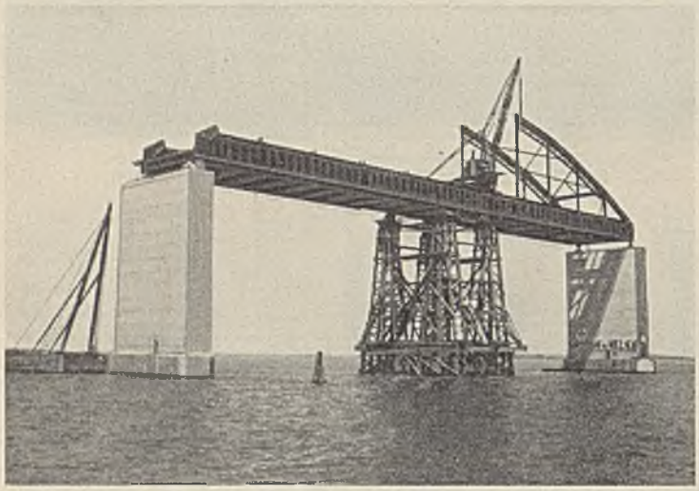


Abb. 32. Einbau der Bogen und der Hängestangen.

Abb. 33. Ausschwimmen des Holzgerüstes.

Abb. 34. Brücke über den Masnedsund.

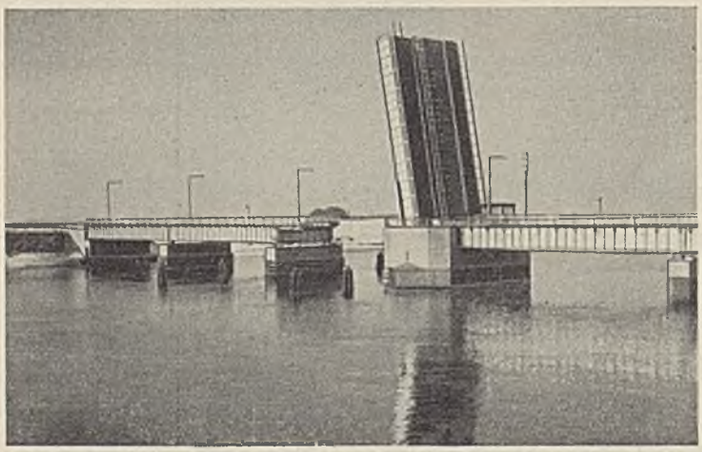


Abb. 35. Brücke über den Masnedsund mit geöffneter Klappbrücke.

der Mitte jeder der drei Öffnungen mußte zunächst ein hölzernes Gerüst auf gerammten Pfählen errichtet werden. Auf dieses und einen der benachbarten Pfeiler setzte nun der Schwimmkran die Hälfte des Überbaues ohne Hängestangen und Bogen ab (Abb. 30 u. 31), dann auf das Holzgerüst und den anderen Pfeiler die andere Überbauhälfte. Die beiden Hälften wurden nun vernietet, und dann wurden die Bogen mit den Hängestangen von einem auf der Fahrbahn laufenden Kran eingebaut (Abb. 32). Nach Fertigstellung dieser Arbeit (Abb. 33) wurde der obere, auf den Rammpfählen stehende Teil des Holzgerüstes mit zwei Pontons ausgeschwommen (Abb. 33, rechts), in die Nachbaröffnung geschafft und hier auf den gerammten Pfählen abgesetzt.

Das Gesamtgewicht der stählernen Überbauten beträgt 20 000 t. —

Die Brücke über den Masnedsund (Abb. 34) hat sechs Öffnungen, von denen fünf von parallelgurtigen, vollwandigen, festen Überbauten und eine von einer parallelgurtigen, vollwandigen Klappbrücke mit fester Drehachse überspannt werden. Die Stützweiten der festen Überbauten betragen rd. 31 m, die Lichtweite der Klappbrückenöffnung mißt 25 m. Abb. 35 zeigt die Brücke mit geöffneter Klappe. Die Brücke hat bei geschlossener Klappbrücke ein sehr schönes, ruhiges Bild, weil sich keine Teile der Klappbrücke über die Obergurte der Träger erheben. Diese Art der Klappbrücke bedingt einen sehr breiten Pfeiler mit einem tiefen Klappenkeller. Ein solcher breiter Pfeiler ist in schönheitlicher Beziehung nur tragbar, wenn er in der Mitte der Brücke liegt, also wie hier bei einer geraden Anzahl von Öffnungen.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Spannungen in der Larssenwand.

Von Dr.-Ing. Lohmeyer, Oberbaudirektor i. R. in Berlin.

I. Einleitung.

Die einzelnen Bohlen der Stahlspundwand Larssen biegen sich — wie übrigens die Bohlen aller wellenförmigen Stahlspundwände — unter der Belastung nicht etwa unabhängig voneinander durch, sondern sie üben in den Verbindungsschlössern Kräfte aufeinander aus, die ihren Widerstand gegen die durchbiegenden Kräfte erhöhen. Würden im Schloß der Larssenbohlen keinerlei Kräfte von der einen Bohle auf die andere übertragen, so würde jede Einzelbohle sich um ihre zur Wandachse gleichgerichtete Schwerachse biegen. Diese Schwerachse wäre Spannungsnullinie. Würden — im entgegengesetzten Grenzfalle — die Bohlen im Schloß so fest und unverschieblich miteinander verbunden sein, daß jede Kraftübertragung voll aufgenommen würde, so würden die Bohlen sich als einheitliche Wand um die Wandachse als Spannungsnullinie biegen. Dieser Grenzfall ist immer dann gegeben, wenn die Widerstände im Schloß größer sind als die Kräfte, die unter der Belastung die Bohlen gegeneinander zu verschieben trachten. Diese Kräfte sind in der Längsrichtung des Schlosses entstehende Schubkräfte, die am anschaulichsten durch den Vergleich mit den Kräften erläutert werden, die die Dübel eines belasteten, verdübelten Holzbalkens treffen. Die Widerstände im Schloß, die die von der Last erzeugten Längsschubkräfte aufnehmen, entstehen zunächst durch die Reibung im Schloß und die Verklemmungen, die sowohl infolge der Veränderung der Lage der Schloßklauen gegeneinander während des Durchbiegens als auch infolge von Walzungenauigkeiten eintreten. Diese Widerstände sind schon bei nur ineinandergeschobenen, nicht gerammten Bohlen vorhanden, bei eingerammten Bohlen sind sie bedeutend größer, weil der beim Rammen in das Schloß gepreßte Boden die Reibung erhöht. Sie wachsen um so höher an, je schärfer und härter das Korn des Bodens ist. Durch das Hinzutreten des Rostes, der mit dem Boden chemische Verbindungen eingehen kann, wird oft eine besonders feste Verbindung erzeugt. Weiter behindern Gurte und Holme die gegenseitige Verschiebung im Schloß. Und endlich werden häufig die zum Rammen zusammengezogenen Doppelbohlen — zur Erhöhung des Widerstandsmomentes und um das Mitziehen der Bohlen zu erschweren — im gemeinsamen Schloß in bestimmten Abständen verschweißt oder durch Druckstempel zusammengepreßt[1]), so daß die beiden Einzelbohlen sich im Schloß nicht gegeneinander verschieben können.

Die Biegungsachsen liegen im ersten Grenzfalle, in dem keine Widerstände im Schloß auftreten, in den zur Wandachse gleichgerichteten Schwerachsen der Einzelbohlen, im anderen, der gegeben ist, wenn alle aus der Last entstehenden Schubkräfte im Schloß aufgenommen werden, in der Wandachse. Werden in allen Schlössern die Schubkräfte in gleicher Weise aufgenommen, so sind die Biegungsachsen gleichgerichtet zur Wandachse, sie liegen zwischen den beiden Grenzlagen. Ist die Schubkraftaufnahme in den Schlössern verschieden, so sind die Biegungsachsen geneigt. Ihr Schnittpunkt mit den zur Wandachse lotrechten Mittellinien der Schlösser liegt dabei der Wandachse um so näher, je vollständiger die Schubkraft in dem betreffenden Schloß aufgenommen wird. Diese Verhältnisse seien an dem Beispiel der im Schloß gepreßten Doppelbohlen anschaulich gemacht. Wenn die Doppelbohlen durch die Pressung zu fest verbundenen und einheitlich wirkenden Körpern würden und wenn außerdem in den nicht gepreßten Schlössern die gegenseitige Verschieblichkeit der Doppelbohlen in keiner Weise beeinträchtigt würde, so würden sie sich um ihre der Lastrichtung zugeordneten Schwerachsen biegen, die durch die Mitte der gepreßten Schlösser gehen und zur Wandachse geneigt sind. Da aber in den nicht gepreßten Schlössern tatsächlich erhebliche Widerstände gegen die Schubkräfte vorhanden sind, sind die Biegungsachsen schwächer geneigt als die der Lastrichtung zugeordneten Schwerachsen der Doppelbohlen. Ist die Pressung nicht in der Lage, die im gepreßten Schloß auftretenden Schubkräfte voll zu übertragen, so geht die Biegungsachse auch nicht mehr durch die Mitte des gepreßten Schlosses, sie ist für die Doppelbohle auch nicht mehr eine einheitliche Linie, vielmehr biegen sich die Einzelbohlen um ihre eigenen, schräg zur Wandachse liegenden Biegungsachsen.

Die Biegungsachsen sind die Spannungsnullinien, ihre Lage ist also entscheidend für die ungünstigste Spannung. Im folgenden wird zunächst rechnerisch untersucht werden, wie sich in Abhängigkeit von der Übertragung der Schubkräfte im Schloß die Biegungsachsen einstellen und wie dementsprechend die Spannungsverteilung wird. Anschließend werden Versuche beschrieben werden, durch die die Rechnungsergebnisse nachgeprüft worden sind. Diese Versuche sind nicht mit eingerammten Wänden durchgeführt, da einerseits die wirkliche Belastung eingerammter Wände nicht genügend genau festgestellt werden kann, anderseits aber auch die notwendigen Messungen kaum in befriedigender Weise vorgenommen werden können. Man hat vielmehr in den Schlössern der Versuchsbohlen mit besonderen Hilfsmitteln verschieden hohe Widerstände im Schloß erzeugt und die so entstehenden Spannungen und Durchbiegungen gemessen. Die Spannungen sind mit Dehnungsmessern ermittelt worden. Da man sowohl aus den gemessenen Spannungen wie aus den gemessenen Durchbiegungen das wirklich vorhandene Widerstandsmoment und damit die Größe der wirklich übertragenen Schubkräfte errechnen kann, kann man die eine Messung durch die andere nachprüfen. Man kann so für die Versuchsfälle die Spannungsverteilung in den Bohlen völlig klarstellen und daraus die notwendigen Schlüsse auf die Spannungsverteilung bei eingerammten Wänden ableiten.

Der Dortmund-Hörder Hüttenverein, Aktiengesellschaft, der die Larssenbohlen walzt, hat bereits in den Jahren 1926 und 1927 Versuche über die Spannungsverhältnisse der Larssenbohlen ausführen lassen. Der Verfasser hat die damaligen Versuche überwacht und ihre Ergebnisse in zwei Aufsätzen[2]) veröffentlicht. Auch den Plan der neuen Versuche, die im Jahre 1935 ausgeführt wurden, hat der Verfasser gemeinsam mit den Herren des Hüttenvereins festgestellt, und er hat dann ebenfalls die Ausführung überwacht. Die jetzigen Versuche gehen zurück auf eine Anregung des in der Spundwandabteilung des Dortmund-Hörder Hüttenvereins tätigen Oberingenieurs Dr.-Ing. Blum. Er machte auf eine Unstimmigkeit in der Auswertung der früheren Versuche aufmerksam, von der weiter unten noch die Rede sein wird, und entwarf das im nachstehenden angegebene Rechnungsverfahren, das dann durch Versuche ergänzt wurde. Die bei den Versuchen benutzten gezahnten Keile, mit denen die Bohlen gegen Längsverschiebung im Schloß gesichert worden sind, hat der Dortmund-Hörder Hüttenverein zum Patent angemeldet. Mit Rücksicht auf die mit dieser Anmeldung zusammenhängenden Fragen hat sich die Veröffentlichung des Aufsatzes verzögert. Die Bedenken gegen die Veröffentlichung sind aber zurückgestellt worden, weil inzwischen von anderer Seite Versuchsergebnisse mit Larssenbohlen bekanntgegeben worden sind, die die eben erwähnte Unstimmigkeit der früheren Versuche ebenfalls enthalten und deshalb zu Trugschlüssen in der Frage des wirklichen Widerstandsmoments der Larssenwand verleiten.

Den weiteren Erörterungen ist vorauszuschicken, daß nach den Erfahrungen, die nun seit über 20 Jahren mit der nietlosen Larssenwand bei den verschiedenartigsten Bauwerken und den mannigfaltigsten Bodenverhältnissen gemacht worden sind (bis heute sind über 1 200 000 t Larssenbohlen gewalzt worden), im allgemeinen mit genügender Annäherung — notfalls bei Verwendung von gepreßten Doppelbohlen — der Grenzfall vorliegt, in dem die Widerstände im Schloß ausreichen, um die durch die Belastung im Schloß hervorgerufenen Schubkräfte aufzunehmen. Im allgemeinen kann also die größte Randspannung aus dem Biegemoment und dem auf die Wandachse bezogenen Widerstandsmoment berechnet werden, das in den Drucksachen der Herstellerin[3]) angegeben wird. Die folgende Untersuchung soll die Richtigkeit dieser Erfahrung durch Rechnung und an Hand der Ergebnisse von Belastungsversuchen nachweisen und zugleich angeben, welche Erhöhung der Spannungen in besonders ungünstigen Fällen eintreten kann.

II. Rechnungsverfahren.

1. Längskräfte im Schloß.

Vorausgesetzt sei, daß die untersuchte Spundwand nur senkrecht zur Wandebene belastet und an ihrem oberen und unteren Ende in einer waagerechten Linie frei aufgelagert ist. Es sei eine aus der Wand herausgenommen gedachte Einzelbohle betrachtet. Die an ihr angreifenden äußeren Kräfte sind der auf die Bohle entfallende Teil der Belastung und der Auflagerkräfte und die in den Schlössern von den Nachbarbohlen übertragenen Kräfte. Die Hauptachsen des Bohlenquerschnitts sind $X—X$, gleichgerichtet zur Wandachse, und $Y—Y$, senkrecht dazu (Abb. 1). Die Mittelkräfte der Belastung und der Auflagerkräfte wirken in der Y-Achse und erzeugen in der Y-Ebene das Biegemoment M. Die von den Nachbarbohlen übertragenen Kräfte können zusammengefaßt werden in einer in der Mittellinie des Schlosses gedachten Längskraft T_1 im ersten und T_2 im zweiten Schloß und in Querkräften, die senkrecht zu diesen Längskräften, also in den Ebenen des Querschnitts der Bohle wirken. Die Längskräfte T_1 und T_2 entstehen dadurch, daß die Bohlen — wie die beiden Teile eines verdübelten Balkens — sich unter der Belastung im Schloß gegeneinander zu verschieben trachten, da im gemeinsamen Schloß die Klaue der einen Bohle auf Zug, die der anderen auf Druck beansprucht wird, in der Längsrichtung also die eine sich dehnt, die andere sich verkürzt. Wenn die oben erörterten Widerstände im Schloß die gegenseitige Verschiebung der Bohlen ganz verhindern, dann

[1]) Brennecke-Lohmeyer, Der Grundbau. 4. Aufl., Bd. I, S. 137. Berlin 1927, Wilh. Ernst & Sohn.

[2]) Bautechn. 1927, S. 26, 49 u. 73; 1928, S. 282 u. 319.

[3]) Die Zahlen sind aus den einschlägigen Taschenbüchern zu entnehmen. Ausführliche Angaben enthält das vom Dortmund-Hörder Hüttenverein AG in Dortmund herausgegebene „Larssen-Handbuch" (letzte Ausgabe 1935 mit Ergänzungen).

entstehen im Schloß nur Längskräfte in Höhe der Schubkräfte T_1 und T_2, die in der Spannungsnullinie der Wand, d. h. in den Schlössern, durch die Belastung erzeugt werden und leicht zu berechnen sind. Wird aber die Verschiebung der Bohlen in den Schlössern nicht voll verhindert, so sind die Längskräfte kleiner als die rechnungsmäßigen Schubkräfte, ihre Größe ist dann von der Beschaffenheit der Bohlen und des Bodens, in den sie eingerammt sind, sowie von der Art der Verbindung der Bohlen durch Gurte oder Holme abhängig. Die wirklichen Längskräfte können demnach nicht nur in den verschiedenen Schlössern verschieden sein, sondern sie sind im allgemeinen auch in der Längsrichtung des Schlosses veränderlich. Die genannten Längskräfte T_1 und T_2 stellen also die Summe der Längsschubkräfte dar, die in dem betreffenden Bohlenschloß auf der Strecke vom Auflager bis zu dem betrachteten Querschnitt im Abstande x vom Auflager auftreten, also den Wert $\int_{x=0}^{x=x} t\,dx$, worin t die mit x veränderliche Schubkraft für die Einheit der Bohlenlänge bedeutet.

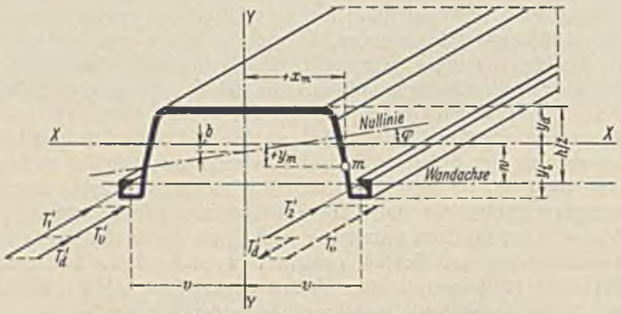


Abb. 1. Kraftangriff an einer Larssenbohle.

Für die Rechnung mögen die Längskräfte zunächst ausgedrückt werden durch die in Abb. 1 eingetragenen beiden Kräfte T_v, die einander gleich und gleichgerichtet sind, und die ebenfalls eingetragenen beiden Kräfte T_d, die einander gleich, aber entgegengesetzt gerichtet sind, also ein Kräftepaar bilden.

2. Quer zum Schloß wirkende Kräfte.

Der Vollständigkeit halber sei erwähnt, daß die von den Nachbarbohlen auf die beiden Schlösser senkrecht zur Bohlenrichtung übertragenen geringen Kräfte in der Rechnung nicht berücksichtigt sind. Hierher gehören die in Richtung der Y-Achse im Schloß wirkenden Kräfte, die dadurch erzeugt werden, daß die im Schloß ineinandergreifenden Klauen der Bohlen sich unter der Belastung nach verschiedenen Krümmungshalbmessern durchbiegen. Werden diese Kräfte von einer zur anderen Bohle in Berührungsflächen übertragen, die geneigt zur X-Achse liegen, so treten geringe Zusatzkräfte auch in Richtung der X-Achse auf. Der Versuch, die in beiden Richtungen wirkenden Kräfte zu berücksichtigen, wäre aber zwecklos, da infolge der unvermeidlichen Walzungenauigkeiten der Spielraum, den die Bohlen im Schloß haben, ungleichmäßig ist und deshalb die Kräfte niemals so gleichmäßig übertragen werden, wie die Rechnung es voraussetzen müßte.

Außerdem werden Kräfte quer zum Schloß auf die Bohle übertragen, wenn der Widerstand gegen die Übertragung der Längskräfte in dem einen Schloß einer Bohle anders ist — verschieden groß oder auch nur in verschiedener Weise verteilt — als in dem anderen. Überhaupt erzeugen alle Unregelmäßigkeiten, die durch die Form der Bohlen oder durch den das Schloß füllenden Boden bedingt sind, quer zum Schloß wirkende Kräfte. Alle diese Kräfte sind aber nur von geringem Einfluß und können rechnerisch nicht erfaßt werden. Der durch ihre Vernachlässigung entstehende geringe Fehler läßt sich jedoch nach den Ergebnissen der Belastungsversuche abschätzen.

3. Bezeichnungen.

In der folgenden Rechnung sollen alle Kräfte, Spannungen und Durchbiegungen, die einer nur teilweisen Übertragung der Schubkräfte in den Schlössern entsprechen, durch einen Buchstaben mit Strich bezeichnet werden. Außer den in Abb. 1 angegebenen Werten werden die folgenden Bezeichnungen verwendet:

M das auf eine Bohle entfallende, aus der Belastung folgende Biegemoment,

$T_1' = T_v' + T_d'$ die im Schloß 1 übertragene Längskraft, wobei T_d' und T_v' in Abb. 1 angegeben und oben erläutert sind,

$T_2' = T_v' - T_d'$ entsprechend die in Schloß 2 übertragene Längskraft,

F die Querschnittsfläche einer Bohle,

$S = w\,F$ das statische Moment der Querschnittsfläche einer Bohle, bezogen auf die Wandachse,

J_x und J_y die Trägheitsmomente einer Bohle, bezogen auf ihre Hauptachsen X—X und Y—Y,

$J = J_x + w^2 F$ das Trägheitsmoment einer Bohle, bezogen auf die Wandachse,

$W = \frac{J}{{}^1/_2\,h}$ das „volle" Widerstandsmoment einer Bohle, das auf die Wandachse bezogen und im Larssen-Handbuch für 1 m Wand genannt ist,

σ_m' die in dem beliebigen Punkte m (Koordinaten x_m und y_m) durch das Biegemoment M und die Schloßkräfte T_1' und T_2' erzeugte Spannung,

f' die Durchbiegung an beliebiger Stelle der Bohle unter der Wirkung des Biegemoments M und der Schloßkräfte T_1' und T_2',

$T = T_1 = T_2$, σ_m und f die entsprechenden Größen in dem Grenzfalle, daß die Schubkräfte in den Schlössern in voller Höhe übertragen werden,

E die Elastizitätszahl des Stahls.

4. Spannungen und Schubkräfte.

Die Spannung in dem beliebigen Punkte m, dessen Koordinaten x_m und y_m sind, ist:

$$\sigma_m' = (M - 2\,T_v'\,w)\,\frac{y_m}{J_x} - \frac{2\,T_v'}{F} + 2\,T_d'\,v \cdot \frac{x_m}{J_y}. \tag{1}$$

Die Gleichung der Nullinie (Koordinaten x_0 und y_0) ergibt sich für $\sigma_m' = 0$ wie folgt:

$$y_0 = -\frac{2\,T_d'\,v}{M - 2\,T_v'\,w} \cdot \frac{J_x}{J_y} \cdot x_0 + \frac{2\,T_v'\,J_x}{F\,(M - 2\,T_v'\,w)}. \tag{2}$$

Der Abschnitt der Nullinie auf der Y-Achse ergibt sich für $x_0 = 0$ zu:

$$b = \frac{2\,T_v'\,J_x}{F\,(M - 2\,T_v'\,w)} \tag{3}$$

und der Neigungswinkel φ der Nullinie aus Gl. (2) zu:

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{2\,T_d'\,v}{M - 2\,T_v'\,w} \cdot \frac{J_x}{J_y}. \tag{4}$$

Gl. (3) u. (4) zeigen, daß für eine bestimmte Bohle bei bestimmter Belastung die Lage der Nullinie nur von der Größe der Längskräfte im Schloß (T_v' und T_d') abhängt. Sind die Längskräfte in den Schlössern gleich ($T_d' = 0$), so ist $\operatorname{tg}\varphi = 0$, die Nullinie ist also gleichgerichtet zur X-Achse und zur Wandachse. Sind die Längskräfte ungleich, so ist die Nullinie geneigt.

Durch Umformen entsteht aus Gl. (3):

$$T_v' = \frac{M}{2} \cdot \frac{b\,F}{J_x + b\,w\,F}. \tag{3a}$$

Aus Gl. (4) u. (3a) wird:

$$T_d' = \frac{M}{2\,v} \cdot \operatorname{tg}\varphi \cdot \frac{J_y}{J_x + b\,w\,F}. \tag{5}$$

$$T'_{1,2} = T_v' \pm T_d' = \frac{M}{2} \cdot \frac{b\,F\,v \pm J_y \cdot \operatorname{tg}\varphi}{v\,(J_x + b\,w\,F)}. \tag{6}$$

Aus Gl. (1), (3a) u. (5) entsteht:

$$\sigma_m' = M \cdot \frac{(y_m - b) \cdot \cos\varphi - x_m \cdot \sin\varphi}{(J_x + b\,w\,F) \cdot \cos\varphi} = M \cdot \frac{y_{m,n}}{J_n}, \tag{7}$$

worin als J_n das Trägheitsmoment der Bohle bezeichnet werden kann, das der durch Gl. (2) festgelegten Nullinie zugeordnet ist, und $y_{m,n}$ der Abstand des Punktes m von dieser Nullinie ist, der zweckmäßig durch Zeichnung ermittelt wird. Damit sind sowohl die Spannung σ_m' wie die im Schloß übertragenen Längskräfte T_1' und T_2' durch Festwerte des Bohlenquerschnitts, durch Bestimmungswerte der Spannungsnullinie (b und φ) und durch das Biegemoment ausgedrückt. Für eine Bohle bestimmter Größe und Spannweite sind also bei gleichbleibender Belastung die Spannungen und Längskräfte nur mit der Lage der Nullinie veränderlich oder mit anderen Worten die Spannungen nur von den Längskräften abhängig.

Für den Grenzfall, daß die in den Schlössern durch die Belastung entstehenden Längskräfte voll aufgenommen werden, erhält man die Schubkräfte T_1 und T_2 in den beiden Schlössern, wenn man annimmt, die Bohle sei aus der zusammenhängenden Wand herausgeschnitten und von den Schubkräften in beiden Schlössern gehalten. Dann ist:

$$T_1 = T_2 = {}^1/_2\,M \cdot \frac{S}{J} = {}^1/_2\,M \cdot \frac{w\,F}{J_x + w^2 F}, \tag{8}$$

ein Wert, der sich auch aus Gl. (6) ergibt, wenn man $b = w$ und $\operatorname{tg}\varphi = 0$ setzt.

Für den gleichen Grenzfall wird die Spannung in der äußeren Randfaser, d. h. im Rücken der Bohle:

$$\sigma_a = -\frac{M}{W} = -M \cdot \frac{{}^1/_2\, h}{J} = -{}^1/_2\, M \cdot \frac{h}{J_x + w^2 F}. \tag{9}$$

Aus Gl. (6) u. (8) wird:

$$\frac{T'_{1,2}}{T} = \frac{b\, v\, F \pm J_y \cdot \operatorname{tg} \varphi}{v\,(J_x + b\, w\, F)} \cdot \frac{J_x + w^2 F}{w\, F}. \tag{10}$$

Aus Gl. (7) u. (9) wird:

$$\frac{\sigma_m'}{\sigma_a} = -\frac{y_m - b - x_m \cdot \operatorname{tg} \varphi}{J_x + b\, w\, F} \cdot \frac{J_x + w^2 F}{{}^1/_2\, h} = -\frac{2\, y_{m,n}\,(J_x + w^2 F)}{h\, J_n}, \tag{11}$$

wofür die Erklärung zu den Bezeichnungen $y_{m,n}$ und J_n oben bei Gl. (7) gegeben ist. Mit Hilfe der Gl. (10) u. (11) kann man das Verhältnis der Schubkräfte und der Spannungen zu den entsprechenden Werten des Grenzfalles, in dem das volle Widerstandsmoment gilt, in unmittelbarer Abhängigkeit von der Lage der Nullinie angeben, wobei der Einfluß der Belastung nur noch in den Grenzwerten T und σ_a enthalten ist.

5. Durchbiegungen.

Bevor zur zeichnerischen Darstellung dieser Verhältnisziffern übergegangen wird, sollen noch die entsprechenden Ableitungen für die Durchbiegungen der Wand gegeben werden. Während die Spannung in einem beliebigen Punkte der Bohle nur von den in dem betreffenden Querschnitte angreifenden Kräften abhängig ist, ist für die Durchbiegung die Verteilung der Kräfte über die gesamte Spannweite maßgebend. Für einen bestimmten Querschnitt ist die Durchbiegung:

$$f' = \frac{c_1 M - 2\, c_2\, T_v'\, w}{E\, J_x}, \tag{12}$$

worin c_1 und c_2 zwei für diesen Querschnitt unveränderliche Beiwerte sind, die die Verteilung des Biegemoments M und des aus den Längskräften T_v' folgenden Zusatzmoments $T_v'\, w$ kennzeichnen. Nimmt man an, daß das Biegemoment M und das Zusatzmoment $T_v'\, w$ sich über die Bohlenlänge im gleichem Verhältnis verteilen, so ist $c_1 = c_2 = c$. Mit dem Werte für T_v' nach Gl. (3a) wird dann:

$$f' = \frac{c\, M}{E\,(J_x + b\, w\, F)}. \tag{13}$$

Wird die Schubkraft in den Schlössern voll aufgenommen, so wird die Durchbiegung für einen bestimmten Querschnitt:

$$f = \frac{c\, M}{E\, J}. \tag{14}$$

Damit wird:

$$\frac{f'}{f} = \frac{J}{J_x + b\, w\, F} = \frac{J_x + w^2 F}{J_x + b\, w\, F}. \tag{15}$$

Gl. (15) gilt nur unter der genannten Voraussetzung, daß die Verteilung des Biegemoments M verhältnisgleich der Verteilung des aus den Längskräften folgenden Zusatzmoments $T_v'\, w$ ist. Können die Schlösser die von dem Biegemoment erzeugten Schubkräfte voll aufnehmen, so sind diese nach Gl. (8) über die Bohlenlänge ebenso verteilt wie das Biegemoment. Demnach kann man die Geltungsbedingung der Gl. (15) auch so ausdrücken, daß man sagt, sie gilt nur dann, wenn in jedem Punkte der Schlösser der gleiche Anteil der Schubkraft aufgenommen wird, die das Biegemoment bei voller Kraftübertragung im Schloß erzeugen würde, wenn also das Verhältnis T'/T auf die Bohlenlänge unveränderlich ist. Das trifft immer dann zu, wenn die Übertragung durch die Reibung im Schloß bewirkt wird und die Reibungsziffer auf die ganze Bohlenlänge dieselbe ist. Ist die Kraftübertragung aber unregelmäßig, wie es der Fall ist, wenn die Bohlen an bestimmten Stellen im Schloß durch einzelne eingetriebene Keile, durch Pressen oder Schweißen oder auch durch Holme mehr oder weniger fest miteinander verbunden sind, so gilt Gl. (15) nur angenähert. Durch Rechnung lassen sich dann kaum genauere Werte für den Zusammenhang zwischen Durchbiegungen und Spannungen finden. Das Maß der Genauigkeit der Gleichung kann man für bestimmte Fälle aus den Versuchen entnehmen.

6. Auswertung der Rechnung und zeichnerischen Auftragung.

Das Ergebnis der bisherigen Rechnung geben Gl. (10), (11) u. (15). Für den Fall, daß in beiden Schlössern der Bohle die gleiche Längskraft übertragen wird, daß also $T_d' = 0$ und $T_1' = T_2' = T_v' = T'$, wird nach Gl. (4) der Neigungswinkel der Nullinie gegen die Wandachse $\varphi = 0$, und Gl. (10) u. (11) nehmen die nachstehende Form an, während die der Vollständigkeit halber wiederholte Gl. (15) unverändert bleibt:

$$\frac{T'}{T} = \frac{b\,(J_x + w^2 F)}{w\,(J_x + b\, w\, F)} = \frac{b}{w} \cdot \frac{f'}{f} \tag{16}$$

$$\frac{\sigma_m'}{\sigma_a} = -\frac{(y_m - b)\,(J_x + w^2 F)}{{}^1/_2\, h\,(J_x + b\, w\, F)} = -\frac{y_m - b}{{}^1/_2\, h} \cdot \frac{f'}{f} \tag{17}$$

$$\frac{f'}{f} = \frac{J_x + w^2 F}{J_x + b\, w\, F}. \tag{15}$$

Als Spannungen σ_m' in Gl. (17) kommen nur die Randspannungen σ_a' im Rücken und σ_i' im Schloß der Bohle mit den Randfaserabständen y_a und y_i von der Schwerachse in Betracht. Für die Größen II und IIa der Larssenwand gelten folgende Zahlenwerte:

	Larssenbohle II	Larssenbohle IIa
w	5,9 cm	7,34 cm
h	20 cm	27 cm
y_a	— 4,1 cm	— 6,16 cm
y_i	+ 7,9 cm	+ 9,49 cm
F	62,5 cm²	58,6 cm²
J_x	1220 cm⁴	2097 cm⁴

Damit wird:

Verhältniszahlen	Larssenbohle II	Larssenbohle IIa
$\frac{T'}{T}$	$\frac{1{,}56\, b}{3{,}31 + b}$	$\frac{1{,}665\, b}{4{,}88 + b}$
$\frac{\sigma_a'}{\sigma_a}$	$+\frac{3{,}77 + 0{,}92\, b}{3{,}31 + b}$	$+\frac{5{,}58 + 0{,}905\, b}{4{,}88 + b}$
$\frac{\sigma_i'}{\sigma_a}$	$-\frac{7{,}27 - 0{,}92\, b}{3{,}31 + b}$	$-\frac{8{,}59 - 0{,}905\, b}{4{,}88 + b}$
$\frac{f'}{f}$	$\frac{9{,}20}{3{,}31 + b}$	$\frac{12{,}22}{4{,}88 + b}$

Nach diesen Gleichungen lassen sich die vier Verhältniszahlen für die Längskräfte, Rücken- und Schloßspannungen und die Durchbiegungen als Ordinaten y zu der einzigen Veränderlichen b als Abszisse auftragen. Die so entstehenden Linien folgen alle dem Gesetz

$$y = \frac{c_1 + c_2\, b}{c_3 + b}, \tag{18}$$

worin c_1, c_2 und c_3 für jede Bohlengröße unveränderliche Festwerte sind. Für $\frac{T'}{T}$ ist $c_1 = 0$, für $\frac{f'}{f}$ ist $c_2 = 0$. Trägt man daher die Abszissen b in solcher Verzerrung auf, daß eine der y-Linien zu einer Geraden wird, so werden auch die anderen y-Linien für die gleiche Auftragung der Abszissen zu Geraden. In Abb. 2 u. 3 sind die Linien der Verhältniszahlen für die Larssenbohle II und IIa in dieser Weise gezeichnet. Für $b = 0$ und $b = w$ ergeben sich die nachstehend zusammengestellten Werte, die einzelnen Linien sind durch diese Grenzwerte bestimmt. Statt der negativen Werte für $\frac{\sigma_i'}{\sigma_a}$, die aus vorstehendem folgen, sind positive Werte eingesetzt, die sich ergeben, wenn man die Zugspannung σ_i' nicht mit der Druckspannung σ_a der untersuchten Bohle, sondern mit der ebenso großen Zugspannung im Rücken der Nachbarbohle vergleicht.

Verhältniszahlen	Larssenbohle II		Larssenbohle IIa	
	$b = 0$	$b = w$	$b = 0$	$b = w$
T'/T	0	1	0	1
σ_a'/σ_a	1,14	1	1,14	1
σ_i'/σ_a	2,20	0,20	1,76	0,159
f'/f	2,78	1	2,51	1

Die Linie T'/T ist in Abb. 2 u. 3 unter einer Neigung von 45° aufgetragen, so daß ihre Abszissen gleich den Ordinaten sind. Für ein bestimmtes Verhältnis der Längskräfte T'/T, d. h. für den Fall, daß im Schloß der Bohle ein bestimmter Teil T' der vollen Schubkraft T aufgenommen wird, kann man aus den Abbildungen bei dem entsprechenden Teilstrich von T'/T das zugehörige Verhältnis der Spannungen σ_a'/σ_a und σ_i'/σ_a und der Durchbiegungen f'/f ablesen. Um gleichzeitig die Lage der Spannungsnullinie, also die Größe von b ablesen zu können, sind die zur Linie T'/T gehörigen Werte von b ebenfalls aufgetragen.

Für die Larssenbohle II fallen die Einzelwerte für b mit den nachstehend berechneten Abszissen der Linie $T'/T = 1{,}56\,b : (3{,}31 + b)$ zusammen:

$b = 0$	$T'/T = 0$
$b = 1$ cm	$T'/T = \frac{1{,}56}{4{,}31} = 0{,}362$
$b = 2$ cm	$T'/T = \frac{2 \cdot 1{,}56}{5{,}31} = 0{,}588$
$b = 3$ cm	$T'/T = \frac{3 \cdot 1{,}56}{6{,}31} = 0{,}742$
$b = 4$ cm	$T'/T = \frac{4 \cdot 1{,}56}{7{,}31} = 0{,}853$
$b = 5$ cm	$T'/T = \frac{5 \cdot 1{,}56}{8{,}31} = 0{,}939$
$b = 5{,}9$ cm	$T'/T = \frac{5{,}9 \cdot 1{,}56}{9{,}20} = 1.$

In den Abbildungen ist neben der Auftragung der Verhältnislinien der Querschnitt der Bohle mit den verschiedenen Spannungsnullinien gezeichnet, darunter sind für die Grenzlagen und eine Mittellage der Nullinie die Spannungsbilder eingetragen. Die Spannungsbilder sind dann noch einmal in einer Darstellung zusammengezeichnet, die die möglichen Schwankungen zeigt. Die Begrenzungslinien des Spannungskeiles gehen, wie die Darstellung zeigt, alle durch einen Punkt. Der Abstand y_m dieses Punktes von der Schwerachse der Bohle ergibt sich wie folgt. Für $\varphi = 0$ ist nach Gl. (7):

$$\sigma_m' = M \cdot \frac{y_m - b}{J_x + b\,w\,F} \tag{19}$$

und für die dem Werte b_1 entsprechende Lage der Nullinie:

$$\sigma_{m_1}' = M \cdot \frac{y_m - b_1}{J_x + b\,w\,F}. \tag{19a}$$

Da in beiden Fällen dieselbe Spannung herrscht, ist:

$$\sigma_m' = \sigma_{m_1}' = M \cdot \frac{y_m - b}{J_x + b\,w\,F} = M \cdot \frac{y_m - b_1}{J_x + b_1\,w\,F}. \tag{19b}$$

Daraus ergibt sich:

$$y_m = -\frac{J_x}{w\,F}. \tag{19c}$$

Für die Larssenbohle II wird $y_m = -3{,}31$ cm, für die Bohle IIa $y_m = -4{,}88$ cm.

Die Auftragung der Verhältniszahlen für die Spannungen zeigt, daß mit Abnahme der Übertragung der Längskräfte im Schloß die Randspannungen im Rücken der Bohle langsam steigen, und zwar bei beiden Bohlen II und IIa bis auf das 1,14 fache des Wertes σ_a, der bei voller Übertragung der Schubkraft gilt. Die Randspannung in der Schloßfaser erreicht in dem theoretischen Falle, daß überhaupt keine Schubkraft im Schloß übertragen wird ($T'/T = 0$), bei Bohle II den Wert $\sigma_i' = 2{,}20\,\sigma_a$ und bei Bohle IIa den Wert $\sigma_i' = 1{,}76\,\sigma_a$. Sie fällt aber sehr schnell mit dem Anwachsen der Schubkraft und ist der Randspannung im Rücken der Bohle gleich, wenn bei Bohle II 0,57 und bei Bohle IIa 0,42 der vollen Schubkraft übertragen werden. Bei Bohle II ist dann $\sigma_i' = \sigma_a' = 1{,}06\,\sigma_a$ und bei Bohle IIa $\sigma_i' = \sigma_a' = 1{,}08\,\sigma_a$. Von hier an ist die Randspannung im Schloß kleiner als die im Rücken der Bohle, bei voller Aufnahme der Schubkräfte beträgt sie nur noch $0{,}20\,\sigma_a$ bei Bohle II und $0{,}159\,\sigma_a$ bei Bohle IIa.

Die Verhältniszahlen für die Durchbiegungen (f'/f) liegen durchweg erheblich höher als die Zahlen für die Randspannungen (σ_a'/σ_a und σ_i'/σ_a). Man sieht ohne weiteres, wie groß der wiederholt gemachte Fehler (s. Abschnitt IV) sein würde, aus der Durchbiegung unmittelbar auf die Spannungen oder vom Trägheitsmoment unmittelbar auf das Widerstandsmoment zu schließen. Das Widerstandsmoment ist umgekehrt verhältnisgleich den Randspannungen, nicht aber umgekehrt verhältnisgleich dem Trägheitsmoment oder der Durchbiegung.

Da es üblich ist, die statische Güte einer Wand durch das Widerstandsmoment auszudrücken, ist in Abb. 2 u. 3 der Verlauf der auf die Randfasern im Schloß und Rücken bezogenen Widerstandsmomente in Abhängigkeit von der Schubkraftübertragung und der Lage der Spannungsnullinie angegeben. Maßgebend ist bei geringer Schubkraftübertragung zunächst das Widerstandsmoment W_i' für die Schloßfaser, wobei aber zu beachten ist, daß dem geschützt liegenden Schloß wohl höhere Beanspruchungen zugemutet werden können als dem Rücken der Bohle. Wird bei Bohle II mindestens 0,57 und bei Bohle IIa mindestens 0,42 der Schubkraft im Schloß übertragen, so gilt das Widerstandsmoment für die Rückenfaser.

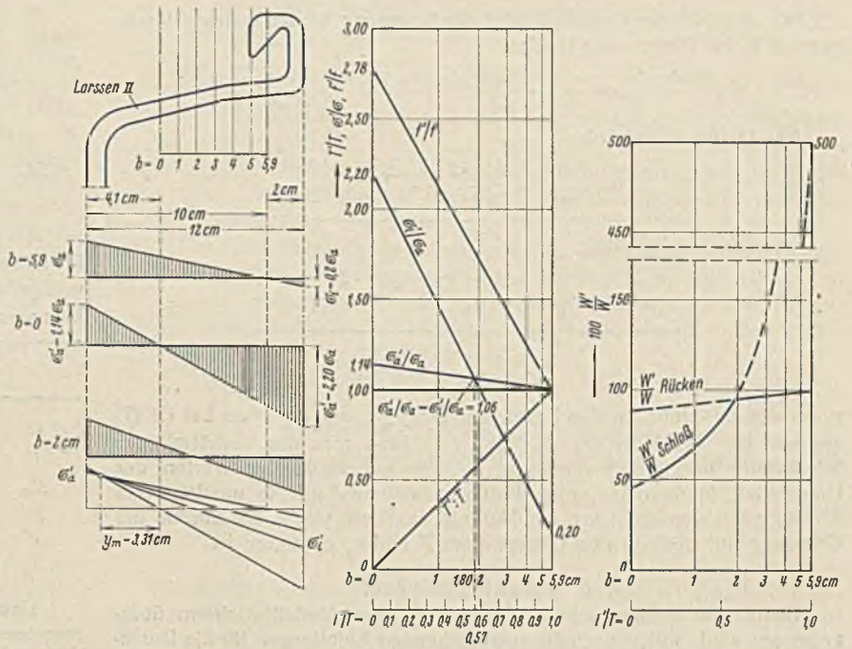


Abb. 2. Larssen II. Spannungen σ' und Durchbiegungen f' in Abhängigkeit von der Übertragung der Längskräfte T' im Schloß.

In derselben Weise, wie es im vorstehenden für Größe II und IIa der Larssenwand geschehen ist, kann man für alle übrigen Größen die Werte σ_a'/σ_a, σ_i'/σ_a, f'/f, T'/T und W'/W berechnen und auftragen. Von besonderer Bedeutung ist dabei der Wert σ_a'/σ_a für die Randspannung im Bohlenrücken, der bei voller Schubkraftaufnahme 1 ist und mit abnehmender Schubkraftübertragung langsam steigt, bis er durch den Wert σ_i'/σ_a für die Spannung in der Schloßfaser übertroffen wird. Von diesem Punkte an ($\sigma_a' = \sigma_i'$) ist die Spannung in der Schloßfaser maßgebend, die mit fallender Schubkraftübertragung bis zu einem bestimmten Werte für $T'/T = 0$ steigt. Diese Zahlen sind unter Ergänzung durch die Zahlen W'/W für die Widerstandsmomente in der nachstehenden Zusammenstellung für die Größen II und IIa wiederholt. Hinzugefügt sind die Grenzwerte der gleichen Zahlen, die sich als günstigste oder ungünstigste Werte bei den anderen Größen ergeben.

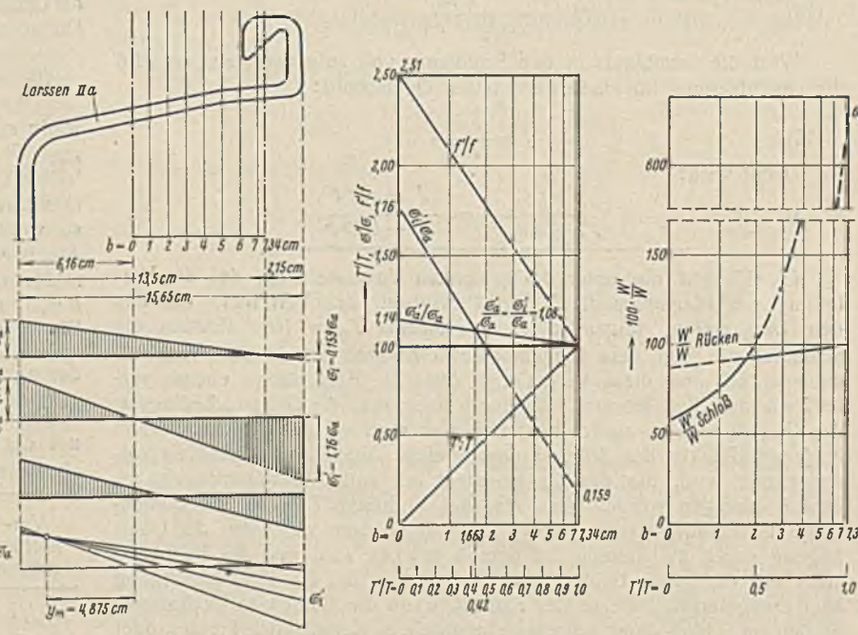


Abb. 3. Larssen IIa. Spannungen σ' und Durchbiegungen f' in Abhängigkeit von der Übertragung der Längskräfte T' im Schloß.

Größe der Larssenbohlen	Für $\frac{T'}{T}=0$				Für $\sigma_a'=\sigma_i'$			Bemerkung
	$\frac{\sigma_a'}{\sigma_a}$	$\frac{\sigma_i'}{\sigma_a}$	$\frac{W_a'}{W}$	$\frac{W_i'}{W}$	$\frac{\sigma_a'}{\sigma_a}=\frac{\sigma_i'}{\sigma_a}$	$\frac{W_a'}{W}=\frac{W_i'}{W}$	$\frac{T'}{T}$	
Größe Ia	1,04	—	0,96	—	1,02	0,985	—	Grenzwerte
„ IIa	—	1,76	—	0,57	1,08	0,93	0,42	Grenzwerte
Größe II	1,14	2,20	0,876	0,46	1,06	0,94	0,57	näher untersuchte Größen
„ IIa	1,14	1,76	0,873	0,57	1,08	0,93	0,42	näher untersuchte Größen
Größe VI	—	—	—	—	1,13	0,885	—	Grenzwerte
„ VII	1,31	2,7	0,76	0,37	1,12	0,89	0,62	Grenzwerte

Die Zusammenstellung zeigt, daß die Spannung in der Randfaser des Schlosses nur dann größer ist als die des Rückens, wenn die Widerstände im Schloß den Wert 0,42 (Größe IIa) bis 0,62 (Größe VII) der vollen Schubkraft nicht erreichen. Wird dieser Wert erreicht, und das ist in der Praxis die Regel, so ist die Randspannung im Rücken der Bohle allein maßgebend für das Widerstandsmoment. Dieses beträgt in diesem Augenblick 0,885 (Größe VI) bis 0,985 (Größe Ia) des vollen Wertes, je nach der Bohlengröße, und steigt bei weiterer Zunahme der Schubkraftübertragung bis zum vollen Werte.

III. Versuche.

1. Beschreibung der Versuche.

Für die Versuche sind drei Versuchsbalken aus Flußstahl St 37 verwendet worden, von denen jeder nach Abb. 6 aus einer gewöhnlichen und zwei Halbbohlen zusammengesetzt war. Damit die Halbbohlen sich nicht unter der Last drehen konnten, sondern ebenso wirkten wie innerhalb der Wand, wurden sie durch hochkant gestellte, 10 mm dicke Flacheisen, die alle 1,20 m auf den Rücken der Halbbohlen aufgeschweißt waren, in richtigem Abstande voneinander gehalten. Für Versuchsbalken 1 und 2 wurde Larssen IIa, für Versuchsbalken 3 Larssen II verwendet.

Die Versuchseinrichtung war fast die gleiche wie bei den Versuchen des Jahres 1926[4]). Statt drei wurden aber nur zwei Belastungsrahmen benutzt, da die Bohlen nur durch zwei Einzellasten belastet wurden (Abb. 8). Die Auflager der Versuchsbohlen bildeten Vierkanteisen 30·30 mm, von Versuch 8 ab wurde das eine Auflager beweglich angeordnet, indem man statt des Vierkanteisens ein Rundeisen von 30 mm Durchm. unter die Bohlen legte. Die Wasserdruckpressen standen nur bei dem ersten Versuch voll auf den Bohlen, bei allen anderen Versuchen wurden zwischen sie und die Bohlen ebenfalls Vierkanteisen 30·30 mm eingeschaltet. Die Vierkant- und Rundeisen lagen auf dem Bohlenrücken auf. Die Versuchseinrichtung mit einem darauf liegenden, unter der Last durchgebogenen Balken ist in Abb. 4 gezeigt.

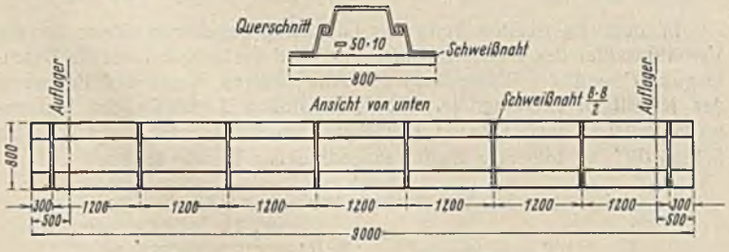


Abb. 6. Versuchsbalken Larssen II und IIa.

Die Wasserdruckpressen hatten einen Hub von 150 bis 160 mm, ihre Kolben einen Durchmesser von 125 mm. Sie waren durch eine Ringleitung mit der Druckpumpe verbunden, zeigten also genau gleich. Der Druckmesser (Schäffer & Budenberg G. m. b. H. in Magdeburg-Buckau) zeigte bis 40 Atm. (41,33 kg/cm²), sein richtiger Gang wurde vor Beginn und nach Beendigung der Versuche durch Vergleich mit einem Eichdruckmesser festgestellt.

Die Durchbiegungen wurden nur in der Mitte der Spannweite gemessen, und zwar in der gleichen Weise wie früher, indem nach Art der Griotschen Biegungsmesser durch Schnurübertragung eine mit einem Zeiger versehene Rolle gedreht wurde. Der Sicherheit halber wurden zwei solche Anzeiger benutzt, deren Schnüre an den beiden Enden eines Stahlstabes befestigt waren, der waagerecht über der Bohle und senkrecht zu ihrer Richtung lag (Abb. 5). Er war an einem schweren Eisenstück befestigt, das lose auf der Versuchsbohle lag, aber ihre Bewegungen mitmachte. Das Mittel beider Ablesungen ergab die Durchbiegung.

[4]) Bautechn. 1927, S. 49, Abb. 13 bis 16.

Außer den Durchbiegungen sind mit Hilfe von Dehnungsmessern die Dehnungen gemessen worden. Verwendet wurden Huggenberger-Dehnungsmesser, die bei einer Meßlänge von 20 mm mit einer Genauigkeit von ± 0,000 08 mm (entsprechend $^1/_{10}$ Teilstrich) abgelesen werden können. Bei den ersten 9 Versuchen wurden vier Dehnungsmesser verwendet, bei den nächsten 3 sechs und bei den letzten 3 Versuchen acht. Die Dehnungsmesser wurden vor den Versuchen, nach Versuch 7 und nach Beendigung aller 15 Versuche geeicht. Die festgestellten geringen Fehler sind bei Auswertung der Versuche berücksichtigt worden. Leider war versehentlich bei den ersten 7 Versuchen nicht vermerkt worden, welcher von den vier Dehnungsmessern jedesmal an einer Meßstelle verwendet worden war. Da deshalb die Fehler der Messer nicht berichtigt werden konnten, sind für diese 7 Versuche im folgenden nur die Durchbiegungen, nicht die Dehnungen

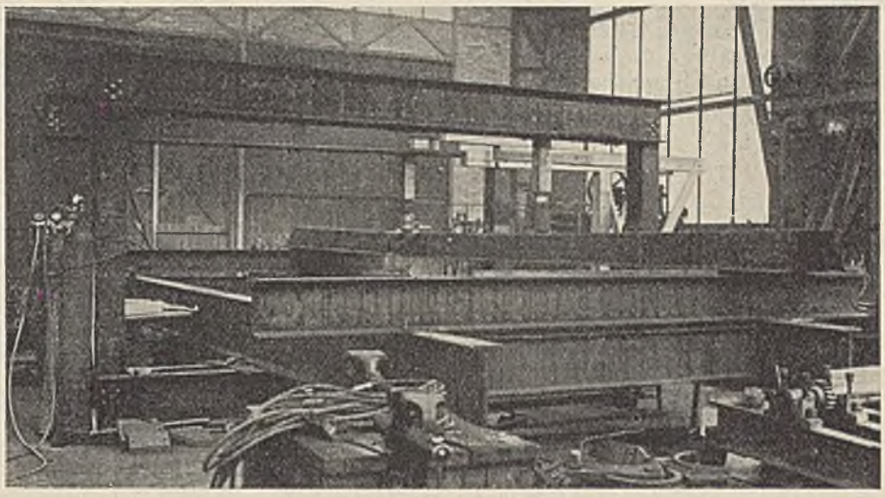


Abb. 4. Versuchseinrichtung.

verwertet worden. Die Dehnungsmesser sind nur in den äußeren Rückenfasern und in den äußeren Schloßfasern der Bohlen zur Ermittlung der Spannungen σ_a' und σ_i' angesetzt worden. Sie wurden nicht in der Mitte, sondern auf beiden Seiten des Bohlenrückens, neben den Stegen angeordnet.

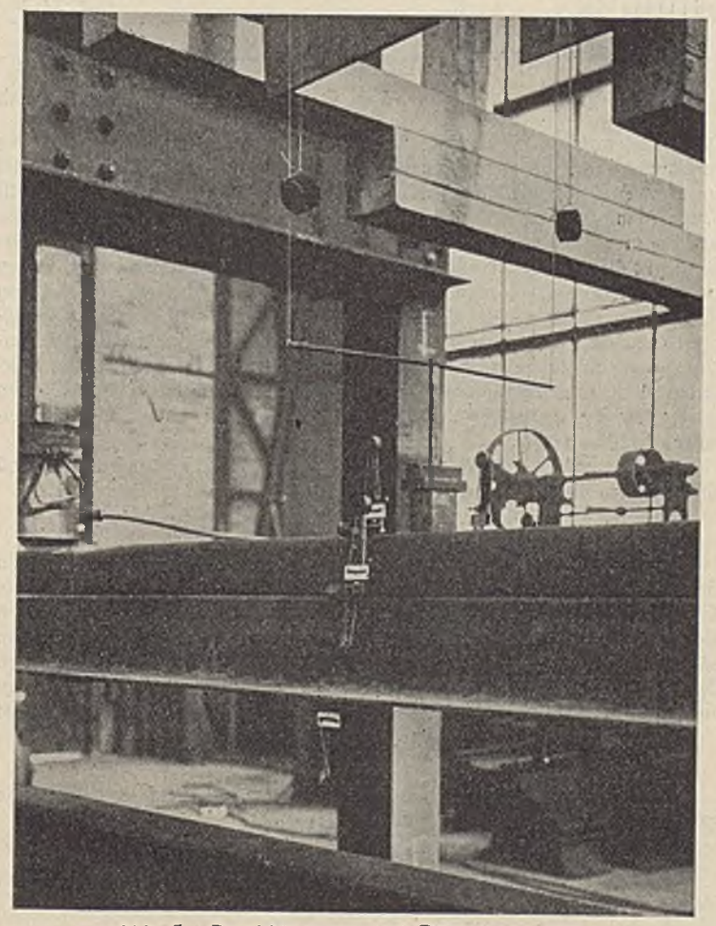


Abb. 5. Durchbiegungs- und Dehnungsmesser. Links eine Wasserdruckpresse.

Die Versuchsergebnisse wurden durch wiederholtes Belasten der drei Doppelbohlen gewonnen, wobei die Bohlen in den Schlössern in verschiedener Weise gegeneinander festgelegt waren. Zunächst wurden sie nur ineinandergezogen ohne weitere Verbindung im Schloß (Versuch 1 bis 5 und 8). Bei Versuch 10 und 11 wurden die Schlösser vor dem Zusammenziehen leicht eingeölt. Außerdem wurde versucht, Sand in das Schloß einzubringen (Versuch 7 und 15). Verwendet wurde trockener, feiner Rheinsand von ziemlich gleichmäßiger Körnung. Nachdem er in die Schlösser der Einzelbohle eingefüllt war, wurden unter ständigem Nachfüllen von Sand die Halbbohlen eingezogen. Obwohl die Bohlen mit großer Vorsicht und versuchsweise auch unter Rütteln und leichtem Hämmern eingezogen wurden, blieb der Sand in den Schlössern völlig lose. Stellenweise füllte er das Schloß nicht voll aus und wurde nirgends so zusammengepreßt, wie es beim Einrammen von Stahlbohlen in Sandboden geschieht.

Bei den Versuchen 9, 12 und 14 legte man die Schlösser durch Eintreiben der in Abb. 7 dargestellten gezahnten Stahlkeile gegeneinander fest. Bei Versuch 6 wurden etwas schwächere Stahlkeile genommen.

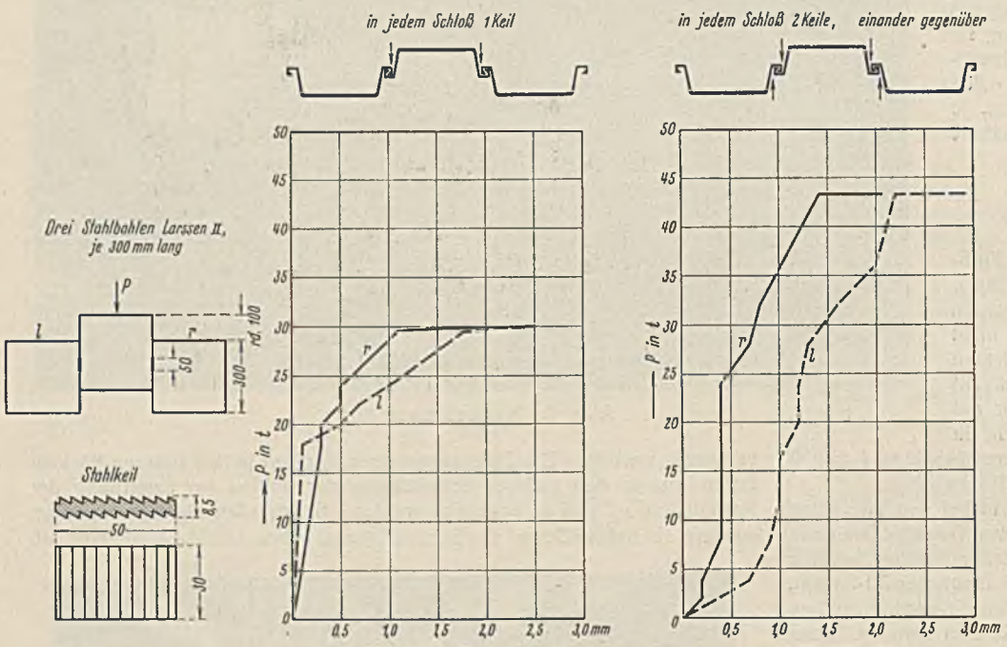


Abb. 7. Schloßverbindung durch gezahnte Stahlkeile.

Die Keile wurden in verschiedener Zahl und verschiedener Anordnung verwendet. Die mit ihnen erreichte Festigkeit der Schloßverbindung ist durch zwei besondere Versuche geprüft worden, die in Abb. 7 dargestellt sind. Man schob drei 300 mm lange Bohlenstücke Larssen II in den Schlössern so ineinander, daß das mittlere Stück etwa 100 mm herausstand. In dieser Lage verkeilte man die drei Stücke gegeneinander, indem man in jedem Schloß einmal nur von einer Seite, das andere Mal von jeder Seite einen der in der Abbildung dargestellten, gezahnten Stahlkeile eintrieb. Dann wurde das mittlere Bohlenstück mit einer Wasserdruckpresse in die beiden anderen hineingeschoben, wobei die den Laststufen entsprechenden Verschiebungen gemessen wurden. Die Abbildung zeigt, daß die einseitige Verkeilung eines Schlosses rd. 15 t, die zweiseitige rd. 20 t trägt.

Bei Versuch 13 endlich wurden die Bohlen am Ende in jedem Schloß auf je 20 cm Länge miteinander verschweißt.

2. Auswertung der Versuche.

Abgesehen von Vorversuchen und einigen Versuchen, die aus äußeren Gründen infolge Versagens eines Meßgerätes oder einer anderen Störung abgebrochen werden mußten, sind mit den Versuchsbalken der Abb. 6 die nachstehend zusammengestellten 15 Versuche ausgeführt worden. Sämtliche Bohlen wurden in der in Abb. 8 dargestellten Weise belastet. Die Einzellasten P' wurden durch Wasserdruckpressen von 125 mm Kolbendurchmesser gebildet. Wenn P in Atm. der Wasserdruck ist, so ist die Einzellast

$$P' = \frac{12{,}5^2\,\pi}{4} \cdot 1{,}033\,P = 126{,}8\,P \text{ kg}. \tag{20}$$

Durchbiegungen und Spannungen sind in der Mitte der Stützweite gemessen worden. Das Biegemoment ist hier:

$$M = 126{,}8\,P \cdot 800\,(1/2 - 1/6) = 33\,816\,P \text{ kgcm}. \tag{21}$$

Bei voller Aufnahme der Längskräfte in den Schlössern wird in der Mitte der Stützweite die Randspannung im Rücken:

$$\sigma_a = \frac{M}{J} \cdot 1/2\,h = 16\,908 \cdot \frac{P h}{J} \text{ kg/cm}^2 \tag{22}$$

und die Durchbiegung:

$$\left\{\begin{aligned} f &= \frac{1}{EJ} \cdot M\,l^2\,[1/2 \cdot 1/3\,(1/2 - 5/18) + 1/6\,(1/2 - 1/12)] \\ &= \frac{640\,000}{2\,100\,000} \cdot 33\,816 \cdot \frac{23}{216} \cdot \frac{P}{J} = 1099 \cdot \frac{P}{J} \text{ cm}. \end{aligned}\right. \tag{23}$$

Zweckmäßig werden die Versuchsergebnisse so aufgezeichnet, daß nicht die gemessenen Durchbiegungen und Dehnungen, sondern die ihnen an den Meßstellen entsprechenden wirklichen Widerstandsmomente des Versuchsbalkens dargestellt werden. Diese Art der Auftragung empfiehlt sich, weil es üblich ist, die statische Güte einer Stahlspundwand nach ihrem Widerstandsmomente zu beurteilen. Zu den bei jedem Versuche festgestellten Wasserdrücken (in Atm.) als Abszissen trägt man als Ordinaten die aus den gemessenen Durchbiegungen und Dehnungen errechneten Verhältnisziffern $\frac{W'}{W}$ auf und erhält so für jeden Meßpunkt eine Linie, die angibt, wie für ihn bei verschiedener Belastung das Verhältnis des wirklichen Widerstandsmoments zu dem vollen Widerstandsmomente sich einstellt.

Nach Gl. (17) ist im Punkte m:

$$\frac{W'}{W} = \frac{\sigma_a}{\sigma'_m} = -\frac{1/2\,h}{y_m - b} \cdot \frac{f'}{f}. \tag{24}$$

Aus Gl. (15) ergibt sich:

$$b = \frac{1}{w\,F} \cdot \left(J \cdot \frac{f}{f'} - J_x\right) \tag{15a}$$

$$\frac{W'}{W} = \frac{\sigma_a}{\sigma'_m} = -\frac{1/2\,h}{\frac{f'}{f} \cdot \left(y_m + \frac{J_x}{w\,F}\right) - \frac{J}{w\,F}}. \tag{25}$$

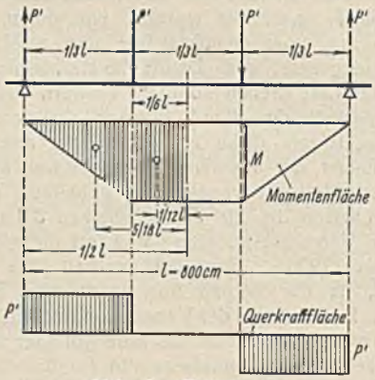


Abb. 8. Belastung.

Mit den Werten für σ_a und f aus Gl. (22) u. (23) wird:

$$\frac{W'}{W} = \frac{1}{\sigma'_m} \cdot 16\,908 \cdot \frac{h}{J} \cdot P = -\frac{549{,}5 \cdot \frac{h\,w\,F}{J} \cdot P}{f'\,(y_m w\,F + J_x) - 1099\,P}. \tag{26}$$

In dem im zweiten Teile der Gleichung gegebenen Werte für die Verhältniszifferen des Widerstandsmoments sind veränderlich nur die Durchbiegung f' und der Wasserdruck P. Alle anderen Werte sind Festwerte der jeweiligen Bohlengröße. Für die Größen II und IIa der Larssenwand ergeben sich für die Randfasern im Rücken (W'_a, y_a) und im Schloß (W'_i, y_i) folgende Werte, ausgedrückt in Hunderttteilen:

Larssen II, Versuchsbalken der Abb. 6 u. 8:

$$\left\{\begin{aligned} 100 \cdot \frac{W'_a}{W} &= -100 \cdot \frac{549{,}5 \cdot \frac{20 \cdot 5{,}9 \cdot 2 \cdot 62{,}5}{2 \cdot 3396} \cdot P}{f'\,(-4{,}1 \cdot 5{,}9 \cdot 62{,}5 \cdot 2 + 1220) - 1099\,P} \\ &= 100 \cdot \frac{P}{0{,}92\,P + 0{,}489\,f'} \end{aligned}\right. \tag{27}$$

$$100 \cdot \frac{W'_i}{W} = 100 \cdot \frac{P}{0{,}92\,P - 6{,}93\,f'}. \tag{28}$$

Larssen IIa, Versuchsbalken der Abb. 6 u. 8:

$$\left\{\begin{aligned} 100 \cdot \frac{W'_a}{W} &= -100 \cdot \frac{549{,}5 \cdot \frac{27 \cdot 7{,}34 \cdot 2 \cdot 58{,}6}{2 \cdot 5253} \cdot P}{f'\,(-6{,}16 \cdot 7{,}34 \cdot 2 \cdot 58{,}6 + 2 \cdot 2097) - 1099\,P} \\ &= 100 \cdot \frac{P}{0{,}906\,P + 0{,}908\,f'}. \end{aligned}\right. \tag{29}$$

$$100 \cdot \frac{W'_i}{W} = 100 \cdot \frac{P}{0{,}906\,P - 10{,}2\,f'}. \tag{30}$$

Die Dehnungsmesser messen die Längenänderung Δs der 2 cm langen Meßstrecke s, wobei ein Teilstrich eine Längenänderung von

0,000 08 cm bedeutet. Bei der Ablesung a wird die Spannung an der Meßstelle:

$$\sigma_m' = E \cdot \frac{\Delta s}{s} = 2\,100\,000 \cdot \frac{0{,}000\,08\ a}{2} = 84\ a\ \text{kg/cm}^2. \tag{31}$$

Die durch die Ablesung a und den Wasserdruck P (in Atm) ausgedrückte Verhältniszifer des Widerstandsmoments am Meßpunkte wird damit nach Gl. (26):

$$\frac{W'}{W} = 201{,}3 \cdot \frac{h}{J} \cdot \frac{P}{a} \tag{32}$$

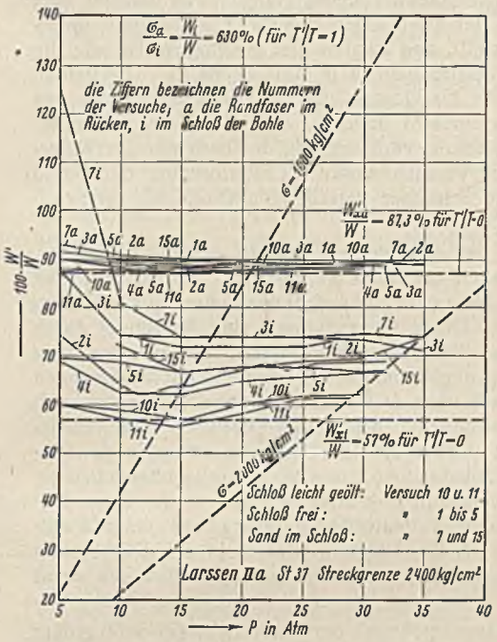


Abb. 9. Versuche mit den beiden Versuchsbalken Larssen IIa.
Schlösser frei und mit losem Sand gefüllt.
Widerstandsmomente nach den gemessenen Durchbiegungen.

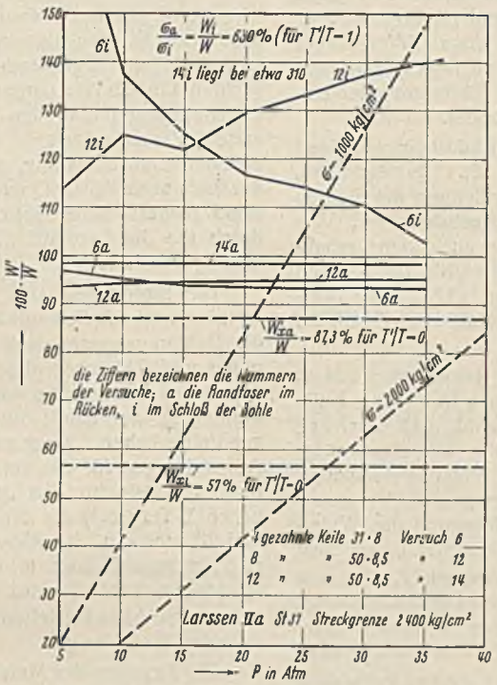


Abb. 10. Versuche mit den beiden Versuchsbalken Larssen IIa.
Schlösser durch Keile verbunden.
Widerstandsmomente nach den gemessenen Durchbiegungen.

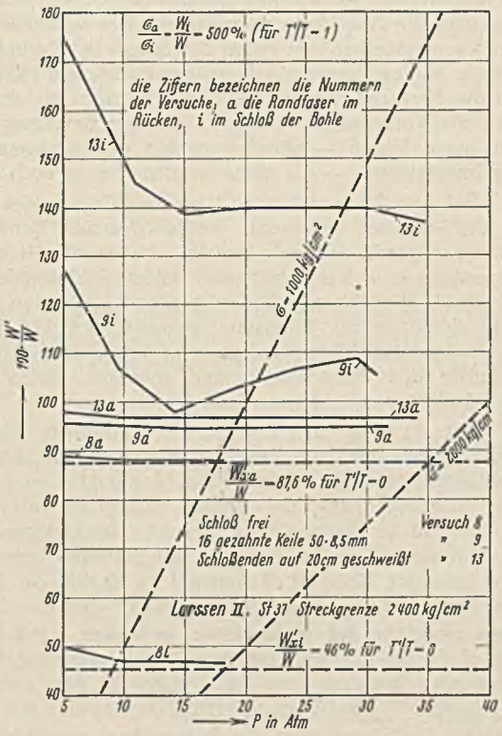


Abb. 11. Versuche mit dem Versuchsbalken Larssen II.
Widerstandsmomente nach den gemessenen Durchbiegungen.

Versuchsbalken Nr.	Larssen-Größe	Versuch-Nr.	Datum	Anzahl der Dehnungsmesser	Verbindung im Schloß	Belastung
1	IIa	1	3. 1. 35.		Schlösser frei	Druckstempel stehen mit voller Fläche auf dem Rücken der Mittelbohle, bei allen anderen Versuchen liegen ▭ 30·30 zwischen ihnen und den Bohlen
		2	4. 1. 35.		dgl.	Last auf der Mittelbohle
		3	4. 1. 35.		dgl.	Last auf den Halbbohlen
		7	14. 1. 35.		loser Rheinsand im Schloß	Last auf der Mittelbohle
		15	3. 5. 35.	8	dgl.	dgl., ein Auflager mit Rolle von 30 mm Φ
2	IIa	4	9. 1. 35.		Schlösser frei	Last auf der Mittelbohle
		5	10. 1. 35.		dgl.	Last auf der Mittelbohle und den Halbbohlen
		6	12. 1. 35.		4 gezahnte Stahlkeile 31·8 mm (schwächer als in Abb. 8), je 1 am Ende eines jeden Schlosses, von oben eingetrieben	Last auf der Mittelbohle

oder für Larssen II, Versuchsbalken der Abb. 6 u. 8:

$$100 \cdot \frac{W'}{W} = 59{,}3 \cdot \frac{P}{a} \tag{32a}$$

und für Larssen IIa, Versuchsbalken der Abb. 6 u. 8:

$$100 \cdot \frac{W'}{W} = 51{,}7 \cdot \frac{P}{a}. \tag{32b}$$

Die im Punkte m bei bestimmter Belastung (Pressendruck P in Atm.) entstehende Spannung wird für eine bestimmte Verhältniszifer W'/W der Widerstandsmomente nach Gl. (26):

$$\sigma_m' = \frac{16\,908}{W'/W} \cdot \frac{h}{J} \cdot P \tag{26a}$$

oder für Larssen II, Versuchsbalken der Abb. 6 u. 8:

$$\sigma_m' = 49{,}9 \cdot \frac{P}{W'/W} \tag{26b}$$

und für Larssen IIa, Versuchsbalken der Abb. 6 u. 8:

$$\sigma_m' = 43{,}4 \cdot \frac{P}{W'/W}. \tag{26c}$$

Versuchsbalken Nr.	Larssen-Größe	Versuch-Nr.	Datum	Anzahl der Dehnungsmesser	Verbindung im Schloß	Belastung
2	IIa	10	9. 3. 35.	6	Schlösser leicht geölt	Last auf der Mittelbohle, ein Auflager mit Rolle von 30 mm Φ
		11	9. 3. 35.	6	Wiederholung des Versuches 10 mit anderer Anordnung der Dehnungsmesser	dgl.
		12	11. 3. 35.	6	8 gezahnte Stahlkeile 50·8,5 mm (Abb. 7), je 2 am Ende eines jeden Schlosses, von oben und von unten, einander gegenüber eingetrieben	dgl.
		14	2. 5. 35.	8	12 gezahnte Stahlkeile 50·8,5 mm (Abb. 7), je 6 in jedem Schloß, und zwar 2 über den Auflagern, 4 in je 1,60 m Abstand dazwischen, von oben eingetrieben	dgl.
3	II	8	27. 2. 35.	4	Schlösser frei	dgl.
		9	5. 3. 35.	4	16 gezahnte Stahlkeile 50·8,5 mm (Abb. 7), je 4 an jedem Schloßende, davon 2 von oben, 2 von unten einander gegenüber eingetrieben	dgl.
		13	11. 3. 35.	8	Jedes Schloß an jedem Auflager auf 20 cm Länge verschweißt	dgl.

3. Ergebnisse der Versuche.

a) Messung der Durchbiegungen.

Die vorstehende Zusammenstellung gibt eine Übersicht über die Versuche. Die mit jedem der drei Versuchsbalken angestellten Versuche sind unter sich zeitlich geordnet. Abb. 9 bis 11 zeigen die zeichnerisch aufgetragenen Ergebnisse der Versuche. Zugrunde gelegt sind dabei nur die gemessenen Durchbiegungen, nicht die gemessenen Dehnungen.

In Abb. 9 sind die Ergebnisse der Versuche mit den beiden Versuchsbalken der Bohlen IIa dargestellt, bei denen die Schlösser frei oder

nur mit losem Sand gefüllt, in denen also die Widerstände im Schloß gering waren. Bei diesen Versuchen war das auf die Schloßfaser bezogene Widerstandsmoment erheblich kleiner als das auf die Rückenfaser bezogene, die Schloßspannung war also größer als die Rückenspannung. Für den theoretischen Fall, daß im Schloß überhaupt keine Widerstände übertragen werden (für $T'' = 0$), ergibt sich für Larssen IIa der untere Grenzwert des Widerstandsmoments zu $W'_{ix} = 0{,}568\,W$. Er ist zum Vergleich in die Abbildung eingetragen. Das wirkliche Widerstandsmoment der Versuchsbalken mit freien Schlössern liegt erheblich höher, es steigt für die beiden Versuche mit geölten Schlössern (10 und 11) bis auf 62 %, für die Versuche mit nichtgeölten Schlössern bis auf etwa 74 %. Dabei sind die Anfangswerte bei ganz geringer Belastung nicht berücksichtigt; bei ihnen liegen — offenbar infolge des stärkeren Einflusses aller Unregelmäßigkeiten — die Widerstandsmomente noch höher.

Bei dem Versuchsbalken 1 ist die Wirkung des Einfüllens von Sand in die Schlösser untersucht worden (Versuch 7 und 15). Da der Sand, wie oben geschildert, nur lose lag, hat er die Verschiebung der Bohlen gegenüber den Versuchen mit freiem Schloß (Versuchsbalken 1, Versuch 1 bis 3) nicht merkbar erhöht und infolgedessen auch keine erhebliche Erhöhung des Widerstandsmoments bewirkt; immerhin lag bei den Versuchen das Widerstandsmoment zwischen 67 und 75 %. Die Verhältnisse des Versuches können aber mit denen einer eingerammten Wand nicht verglichen werden.

Abb. 10 zeigt den Einfluß des Eintreibens der gezahnten Keile in die Schlösser bei den Versuchsbalken 1 und 2 (Larssen IIa). Die Keile haben den Widerstand im Schloß der Bohlen so erhöht, daß durchweg die Rückenspannung der Bohlen höher war als die Schloßspannung. Maßgebend ist also für diese Versuche als kleinstes Widerstandsmoment das auf die äußere Randfaser im Bohlenrücken bezogene. Bei Versuch 6 (vier gezahnte Keile 31 · 8 mm) fiel zu Beginn der Belastung das Widerstandsmoment W_a' von 0,97 auf 0,94 W (bei $\sigma = 700$ kg/cm²), um sich dann ungefähr auf dieser Höhe zu halten. Bei Versuch 12, bei dem acht Keile 50 · 8,5 mm, und zwar je zwei am Ende eines jeden Schlosses verwendet wurden, war fast während der ganzen Belastungsdauer $W_a' = 0{,}95\,W$. Bei Versuch 14, bei dem zwölf Keile 50 · 85 mm in gleichmäßiger Verteilung über die Bohlenlänge angeordnet waren, betrug dagegen — ebenfalls während der ganzen Belastungsdauer — das wirkliche Widerstandsmoment $W_a' = 0{,}985\,W$.

Abb. 11 gibt die mit dem Versuchsbalken 3 (Larssen II) vorgenommenen Versuche. Bei freien Schlössern (Versuch 8) lag das Widerstandsmoment ($W_i' = 0{,}46$ bis $0{,}47\,W$) nur wenig über dem rechnerischen unteren Grenzwerte ($W'_{ix} = 0{,}455\,W$). Die Schlösser sind dann an den Bohlenenden durch 16 gezahnte Keile 50 · 8,5 mm, je vier an jedem Schloßende, verbunden worden (Versuch 9). Die Auftragung zeigt für den Versuch durchweg ein kleinstes Widerstandsmoment $W_a' = 0{,}95\,W$. Für Versuch 13 wurden die Bohlen dann an beiden Enden im Schloß auf 20 cm Länge verschweißt, das Widerstandsmoment ergab sich durchweg zu $W_a' = 0{,}97\,W$.

Die Versuchsergebnisse sind nachstehend übersichtlich zusammengestellt. Da bei geringer Belastung der Einfluß von Widerständen im Schloß besonders groß ist, sind dabei die Versuchsergebnisse nicht berücksichtigt, bei denen die Biegespannung kleiner war als 1000 kg/cm².

Versuchs-balken	Larssen-Größe	Versuch Nr.	Widerstände in den Schlössern	Aus den Durchbiegungen berechnet: W_a'/W	W_i'/W
2	IIa	10	Schlösser geölt	0,87 bis 0,88	0,57 bis 0,62
2	"	11	dgl.	0,87 bis 0,88	0,56 bis 0,62
1	"	1	Schlösser frei	0,90	0,72 bis 0,74
1	"	2	dgl.	0,89 bis 0,90	0,62 bis 0,69
1	"	3	dgl.	0,89 bis 0,90	0,72 bis 0,74
2	"	4	dgl.	0,88 bis 0,89	0,62 bis 0,67
2	"	5	dgl.	0,89	0,67 bis 0,68
3	II	8	dgl.	0,88	0,46 bis 0,47
1	IIa	7	loser trockener Rheinsand	0,90	0,74 bis 0,75
1	"	15	dgl.	0,89 bis 0,90	0,67 bis 0,74
2	"	6	4 Keile 38 · 8 mm am Bohlenende	0,93 bis 0,94	1,03 bis 1,14
2	"	12	8 Keile 50 · 8,5 mm am Bohlenende	0,95	1,40
3	II	9	16 dgl.	0,95	1,04 bis 1,08
2	IIa	14	12 dgl., gleichmäßig verteilt	0,985	3,10
3	II	13	Bohlenenden im Schloß verschweißt	0,37	1,37 bis 1,40

b) Messung der Dehnungen, Vergleichsversuche mit Einzelbohlen.

In Abb. 12 bis 16 sind für einige der eben besprochenen Versuche die Ergebnisse der Dehnungsmessungen aufgetragen. Die Abbildungen enthalten die notwendigen Erläuterungen. Zu erwähnen ist nur, daß die in Abb. 12 u. 15 auffallende Abweichung in der Angabe des Dehnungsmessers e auf eine örtliche Walzungenauigkeit zurückzuführen ist, wie durch nachträgliche Messung bestätigt worden ist.

Um einen Maßstab für die Streuungen der Messungen zu gewinnen, sind drei Einzelbohlen in derselben Weise wie die Versuchsbalken belastet worden. Dabei wurden drei verschiedene Anordnungen untersucht:

1. Bohle nach unten offen, Lasten auf dem Bohlenrücken,
2. Bohle nach oben offen, Lasten im Trog der Bohle,
3. Bohle nach oben offen, Lasten auf die Schlösser übertragen.

Die Ergebnisse waren je nach der Anordnung verschieden, wichen aber auch bei den einzelnen Bohlen voneinander ab. Als Beispiel sind in Abb. 17 die Ergebnisse der dreimaligen Belastung der dritten untersuchten Einzelbohle dargestellt, und zwar in der gleichen Weise wie die Belastungsergebnisse der Versuchsbalken in Abb. 12 bis 16. Die beiden ersten Versuche zeigen ein Nachlassen des Widerstandsmoments mit zunehmender Belastung, verursacht dadurch, daß die Bohle sich unter der Last auch in der Querrichtung verformt und demnach weniger Widerstand leistet. Beim dritten Versuch wurde die Verformung der Bohle durch die die Last auf die Schlösser verteilenden Quereisen fast vollständig verhindert.

Die Streuungen sind bei dem dritten Versuch erheblich geringer, offenbar weil die Beweglichkeit der Bohle geringer ist. Trotzdem zeigen die Dehnungsmesser noch bis zu 5 % Abweichungen vom Sollwerte nach unten und 7 % nach oben. Diese Abweichungen sind begründet durch ungenaue Auflagerung und Belastung der Bohlen, die gewisse Verdrehungen und damit eine ungleichmäßige Verteilung der Spannungen zur Folge haben. Aber auch ohne solche Ungenauigkeiten ergeben sich Abweichungen für die verschiedenen Meßstellen gegenüber dem rechnerischen Mittelwerte aus demselben Grunde, aus dem schon in gewöhnlichen I-Trägern[5]) die Randspannungen über die Flansche ungleichmäßig verteilt und an der Abzweigstelle des Steges höher sind. Diese Ungleichmäßigkeit muß in dem wellenförmigen Querschnitt einer Stahlspundbohle ähnlich sein. Da die Dehnungsmesser in der Rückenfaser neben den Abzweigstellen der Stege angesetzt waren, mußten sie etwas zu hohe Werte zeigen.

Die Streuung der Messungsergebnisse der Versuchsbalken muß größer sein als die der gegen Querverformungen gesicherten Einzelbohle (Versuch 3 der Abb. 17). Denn hier kommen als Quelle weiterer Ungenauigkeiten der Spielraum in den beiden Schlössern des Versuchsbalkens hinzu und die Ungleichmäßigkeiten, die bei Übertragung der Längskräfte in den Schlössern entstehen. Infolgedessen zeigen sich größere Streuungen besonders bei den mit Stahlkeilen verschlossenen Bohlen (Versuch 9 und 14, Abb. 14 u. 15).

Zu beachten ist, daß die Streuung der Auftragungen für alle Messungen der Schloßfaser stärker sein muß als für die der Rückenfaser, weil eine Änderung in der Übertragung der Längskräfte im Schloß die Schloßspannung bedeutend stärker beeinflußt als die Rückenspannung. Ein Blick auf die verschieden steil geneigten Linien σ_a'/σ_a und σ_i'/σ_a der Abb. 2 u. 3 lehrt das ohne weiteres.

Zu den störenden Einflüssen, die aus den Ungleichheiten im Schloß entstehen, kommen die in Abschnitt II, 5 besprochenen vereinfachenden Annahmen der Rechnung, die davon ausgehen, daß in jedem Punkte der Schlösser der gleiche Anteil an der vollen Schubkraft aufgenommen wird, das Verhältnis T'/T oder der Abstand der Spannungsnullinie von der Wandachse also in allen Querschnitten der Bohle gleich sind. Die Übertragung der Längskräfte ist aber bei den Versuchen, bei denen die Bohlen nur an den Enden durch Keile oder durch Schweißung verbunden sind (Versuch 6, 9, 12 und 13), jedenfalls ganz ungleichmäßig. Hier sind infolgedessen nicht nur die Streuungen ziemlich groß, sondern die Dehnungsmesser zeigen auch höhere Spannungen an, als die aus den Durchbiegungen mit Hilfe der Gl. (26) bis (30) berechneten Widerstandsmomente ergeben. Diese einseitige Abweichung geht über das Genauigkeitsmaß der übrigen Versuche etwas hinaus, sie beträgt bei den Versuchen 9, 12 und 13 bei einer Biegespannung von mindestens 1000 kg/cm² für die Randspannung im Bohlenrücken 9, 8 und 6 %[6]). Bei Versuch 14 (Abb. 15), bei dem die Keile gleichmäßig über die Bohlenlänge verteilt waren, zeigen die Dehnungsmesser dagegen niedrigere Spannungen, als die Durchbiegung ergibt, und die Abweichungen liegen innerhalb der bei den Versuchen mit der Einzelbohle beobachteten Genauigkeitsgrenze. Auch bei den Versuchen, bei denen das Schloß frei oder mit losem Sand gefüllt war, die an sich geringen Übertragungswiderstände also ebenfalls gleichmäßig verteilt waren, sind die Streuungen nicht größer. Die in den Abbildungen nicht dargestellten Versuche haben übrigens das gleiche Ergebnis gehabt. Da die Versuche, bei denen die

[5]) Vgl. u. a. Stahlbau 1935, S. 50.

[6]) Versuch 6 kann hierbei nicht verwertet werden, da bei ihm die Dehnungsmesser versehentlich nicht nachgeprüft worden sind (s. Abschnitt III, 1).

Bohlen nur über dem Auflager verbunden waren, einen Grenzfall darstellen, ist die vereinfachende Annahme, die oben in Abschnitt II, 5 für die Ermittlung der Spannungen aus den Durchbiegungen gemacht worden ist, für praktische Fälle zulässig und gibt hinreichend genaue Ergebnisse.

Für den Fall, daß die Schubkraft im Schloß nur über den Auflagern übertragen wird (Versuch 6, 9, 12 und 13), erhält man eine bessere Übereinstimmung zwischen den von den Dehnungsmessern angegebenen und den aus den Durchbiegungen errechneten Widerstandsmomenten, wenn man den Versuchsbalken als Steifrahmen ansieht, dessen über den Auflagern stehende Pfosten die verschweißten oder verkeilten Strecken der Bohlen, dessen oberer Riegel die Einzelbohle und dessen unterer Riegel die beiden Halbbohlen sind. Diese Rechnung kommt für diesen Sonderfall den wirklichen Verhältnissen näher als die oben gegebene, ihre Wiedergabe würde aber zu weit führen.

Das Ergebnis der Versuche zeigt die folgende Zusammenstellung, in der die Widerstandsmomente angegeben sind, die bei Biegespannungen von über 1000 kg/cm² vorhanden waren. Die Versuche 1 bis 7 sind bei den aus den Dehnungen ermittelten Zahlen nicht berücksichtigt, weil die Angaben der Dehnungsmesser versehentlich nicht nachgeprüft worden sind (vgl. Abschnitt III, 1).

Schlösser	Nach den Durchbiegungen W_a'/W	Nach den Durchbiegungen W_i'/W	Nach den Dehnungen W_a'/W	Nach den Dehnungen W_i'/W
Frei oder mit losem Sand gefüllt, Größe IIa	0,87—0,90	0,56—0,75	0,85—0,93	0,61—0,62
Frei, Größe II	0,88	0,46—0,47	0,83	0,49
Keile an den Enden, Größe IIa	0,93—0,95 *)	1,03—1,40 *)	0,87—0,88	1,03—1,09
Schweißung an den Enden, Größe II	0,97 *)	1,37—1,40 *)	0,90	1,10
Keile, gleichmäßig verteilt, Größe IIa	0,985	3,10	1,04	4,5

*) Werte infolge Näherungsannahme in der Berechnung etwas zu hoch.

Hierzu ist zu sagen, daß das nach den Dehnungen bestimmte Widerstandsmoment W_a' der Versuchsbalken mit über den Auflagern durch Zahnkeile oder Schweißung verbundenen Bohlen 0,87 bis 0,90 W beträgt,

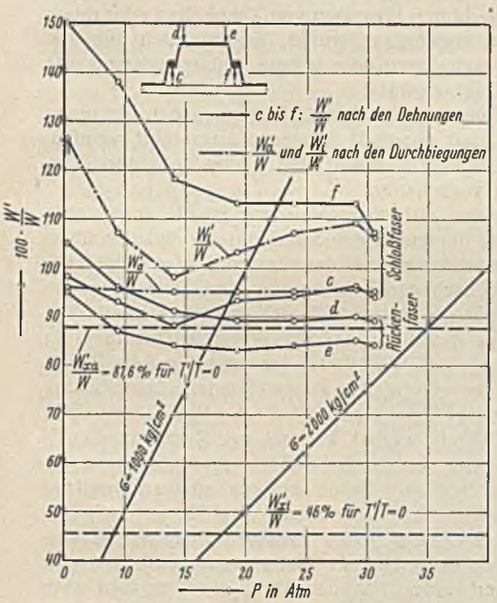


Abb. 14. Versuchsbalken 3. Larssen II. Versuch 9. 16 gezahnte Stahlkeile 50·8,5 mm, je 4 an jedem Schloßende.

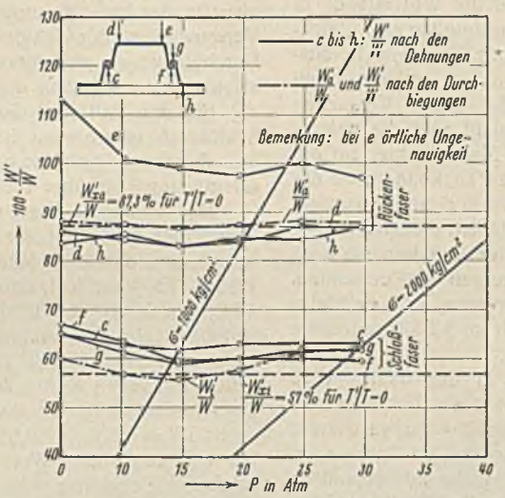


Abb. 12. Versuchsbalken 2. Larssen IIa. Versuch 11. Schlösser geölt.

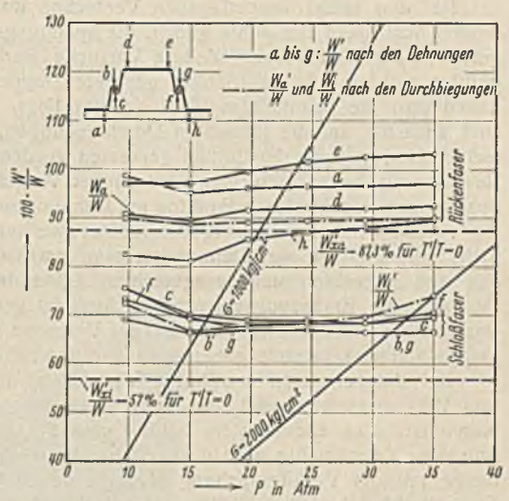


Abb. 13. Versuchsbalken 1. Larssen IIa. Versuch 15. Loser Rheinsand im Schloß.

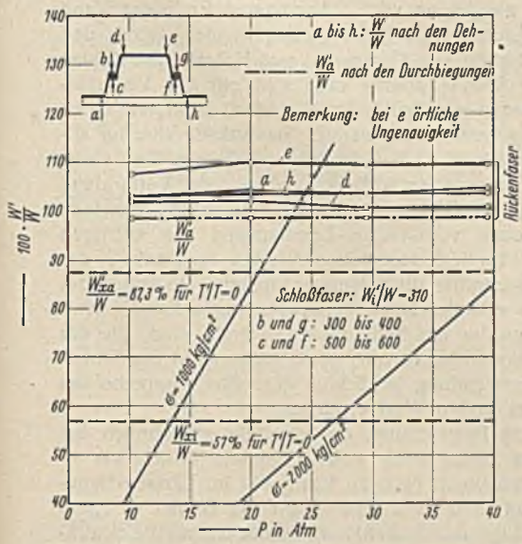


Abb. 15. Versuchsbalken 2. Larssen IIa. Versuch 14. 12 gezahnte Stahlkeile 50·8,5 mm, gleichmäßig verteilt.

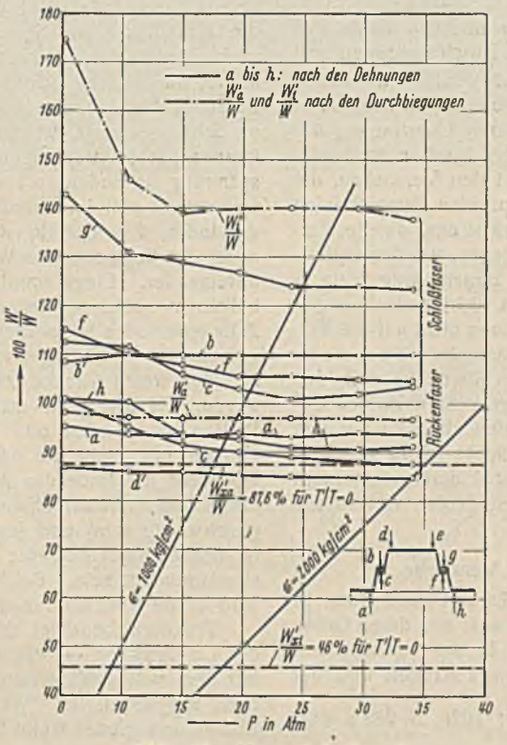


Abb. 16. Versuchsbalken 3. Larssen II. Versuch 13. Schlösser am Auflager verschweißt.

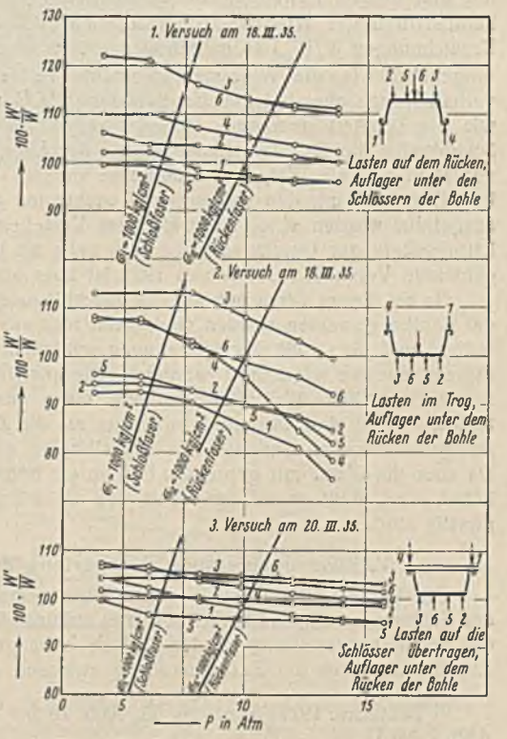


Abb. 17. Belastung einer Larssenbohle IIa in verschiedener Lage. W Widerstandsmoment der Bohle, W' der gemessenen Dehnung entsprechendes Widerstandsmoment. Belastung nach Abb. 8.

das aus den Durchbiegungen ermittelte Widerstandsmoment der Versuchsbalken mit freiem Schloß oder mit losem Sand im Schloß aber genau ebensoviel. Da aber das Widerstandsmoment der Balken mit an den Enden verbundenen Bohlen größer sein muß, bestätigen die Versuche, daß die Dehnungsmesser infolge der ungleichmäßigen Spannungsverteilungen über den Bohlenrücken die überhöhten Spannungen, also zu niedrige Widerstandsmomente angeben. Das Widerstandsmoment der Versuchsbalken mit an den Enden verbundenem Schloß ist also höher als 0,87 bis 0,90 W, wenn es auch den mit Hilfe der obengenannten Näherungsannahme aus den Durchbiegungen errechneten Wert von 0,93 bis 0,97 W nicht erreichen wird.

Im Endergebnis kann man als wahrscheinliche Werte für die Größen II und IIa annehmen:

1. Schlösser frei . . . . . $W_a' \approx 0{,}87$ bis $0{,}90\,W$,
2. Schlösser über den Auflagern durch Keile oder Schweißung verbunden . . . . $W_a' \approx 0{,}90$ bis $0{,}95\,W$,
3. Schlösser durch gleichmäßig verteilte Keile verbunden . . . . . $W_a' \approx 0{,}985\,W$.

Bei der ersten Gruppe ist zu beachten, daß W_i' kleiner ist als W_a'.

IV. Weitere Versuche, Versuche des Jahres 1926.

Bei den bisher beschriebenen Versuchen waren die Widerstände in beiden Schlössern der Bohle gleich, die Spannungsnullinie lag also gleichgerichtet zur Wandachse. Weitere Versuche sind mit Bohlentafeln ausgeführt worden, die im Schloß gepreßte Doppelbohlen enthalten, bei denen also die Spannungsnullinie geneigt liegt. Bei diesen Versuchen sind zunächst nur die lotrechten Durchbiegungen, nicht aber die waagerechten Bewegungen der Bohlen gemessen worden. Man glaubte, auf die Bestimmung der waagerechten Bewegungen verzichten zu können, da die Spannungen an zahlreichen Punkten mit Dehnungsmessern ermittelt wurden. Die Versuche haben jedoch ergeben, daß es zweckmäßig ist, die Spannungen nicht nur mit Hilfe der Dehnungsmesser festzustellen, sondern sie auch aus den lotrechten und waagerechten Durchbiegungen zu errechnen. Deshalb sind Ergänzungsversuche in Aussicht genommen, und es bleibt vorbehalten, die Gesamtergebnisse der Versuche mit im Schloß gepreßten Doppelbohlen seinerzeit getrennt zu veröffentlichen.

Bei den eingangs erwähnten Versuchen, die in den Jahren 1926 und 1927 ausgeführt sind, bei deren Auswertung aber ein Fehler unterlaufen ist, sind ebenfalls im Schloß gepreßte Doppelbohlen verwendet worden. Zweckmäßig wird deshalb ihre Auswertung erst im Zusammenhange mit der Veröffentlichung über die neuen Versuche mit gepreßten Doppelbohlen berichtigt. Hier sei jedoch schon erwähnt, daß das Versehen darin besteht, daß in den Abbildungen[7]) der Versuchsergebnisse neben dem Maßstab der Verhältniszifern der Durchbiegungen (f'/f oder mit den damals gewählten Bezeichnungen f/f_w) der Maßstab der Verhältniszifern der Widerstandsmomente (W'/W oder mit den damaligen Bezeichnungen W/W_w) so aufgetragen ist, als ob die Durchbiegungen sich umgekehrt wie die Widerstandsmomente verhielten[8]). In Wirklichkeit verhalten sich aber bei gleicher Belastung die Durchbiegungen umgekehrt wie die Trägheitsmomente. Da nun bei verschiedener Übertragung der Schubkräfte die Randfaserabstände mit der Lage der Nullinie wechseln, verhalten sich die Widerstandsmomente anders. Bei den Versuchen, die im Jahre 1927 mit den wechselweise stehenden gepreßten Doppelbohlen ausgeführt worden sind, wirkt sich das Versehen nicht aus, da die Verhältniszifern der Durchbiegungen sehr nahe an 1 liegen, bei den vorhergehenden Versuchen des Jahres 1926 ist aber eine Berichtigung nötig.

Da bei diesen Versuchen nur die Durchbiegungen, nicht die Dehnungen der Bohlen gemessen worden sind, kann man aus ihnen nicht auf die Verteilung und die Größe der Spannungen schließen, vielmehr müssen sie zu diesem Zwecke wiederholt werden. Die aus ihnen abgeleiteten Zahlen für das wirkliche Widerstandsmoment einer aus gepreßten Bohlen gebildeten Wand sind wesentlich niedriger als die Zahlen, die sich aus den jetzigen Versuchen für die aus Einzelbohlen gebildete Wand ergeben. Da aber die Wand mit gepreßten Bohlen ein höheres Widerstandsmoment haben muß, liegt es auf der Hand, daß die früheren Zahlen viel zu ungünstig sind.

V. Zusammenfassung, Verwertung der Versuche.

Die auf Biegung beanspruchten Bohlen einer Larssenwand üben in den Schlössern Längskräfte (Schubkräfte) aufeinander aus, von deren Größe die Spannungsverteilung in den Bohlen abhängt. In der vorstehenden Abhandlung wird der Zusammenhang zwischen diesen Kräften und der Spannungsverteilung rechnerisch klargestellt und ermittelt, mit welchen Widerstandsmomenten der Wand man für die mehr oder weniger vollständige Übertragung der Schubkräfte in den Schlössern rechnen kann. Da im allgemeinen nicht bekannt ist, welche Schubkräfte in den Schlössern übertragen werden können, wird ein Weg gezeigt, wie man aus den gemessenen Durchbiegungen der Wand die in den Schlössern auftretenden Schubkräfte und damit das wirkliche Widerstandsmoment errechnen kann. Für die Berechnung der Schubkräfte aus den Durchbiegungen wird dabei die Näherungsannahme gemacht, daß das Verhältnis zwischen der im Schloß wirklich übertragenen und der bei voller Schubkraftaufnahme erforderlichen Schubkraft über die freie Spannweite unveränderlich ist.

Für den Fall, daß in allen Schlössern gleiche Schubkräfte übertragen werden, sind die rechnerisch ermittelten Zusammenhänge für die Größen II und IIa der Larssenwand zahlenmäßig ausgewertet und durch Belastungsversuche, bei denen nicht nur die Durchbiegungen, sondern auch die Spannungen (durch Dehnungsmesser) gemessen wurden, nachgeprüft worden. Die bei den Versuchen gemessenen Werte der Spannungen und damit der Widerstandsmomente stimmen mit den rechnerisch aus den gemessenen Durchbiegungen ermittelten Werten in den Grenzen der möglichen Meßgenauigkeit überein. Nur bei den Versuchen, bei denen in bewußter Abweichung von der obengenannten Näherungsannahme die Schubübertragung völlig ungleichmäßig, nämlich nur über den Auflagern, nicht in der freien Spannweite (durch Einsetzen von Zahnkeilen oder durch Verschweißen der Schlösser) angeordnet wurde, ergaben sich aus den Durchbiegungen niedrigere Spannungen oder höhere Widerstandsmomente als nach den Angaben der Dehnungsmesser.

Für den Fall, daß die Übertragung der Schubkräfte in den einzelnen Schlössern verschieden ist, sind ebenfalls Versuche ausgeführt worden, die aber noch nicht zum Abschluß gebracht sind. Eine besondere Veröffentlichung hierüber bleibt vorbehalten.

Das wichtigste Ergebnis der bisherigen Versuche ist die annähernde Ermittlung der Kräfte, die die Bohlen in den Schlössern aufeinander übertragen, und damit des Widerstandsmoments der aus den Bohlen gebildeten Wand. Es steht fest, daß je nach der Bohlengröße die Übertragung von 42% (Größe IIa) bis 62% (Größe Ia und VII) der vollen rechnerischen Schubkraft in den Schlössern ausreicht, um ein Widerstandsmoment in Höhe von 0,885 (Größe VI) bis 0,985 (Größe Ia) des vollen, auf die Wandachse bezogenen Wertes zu erzeugen (vgl. die Zusammenstellung am Schluß des Abschnittes II) oder, kürzer gesagt: erreicht T' die Werte 0,42 bis 0,62 T, so ist $W' = 0{,}885$ bis $0{,}985\,W$ und wächst bei weiterer Zunahme von T' bis auf den vollen Wert W an. Ist die Schubübertragung geringer, so wächst die Spannung im Rücken der Bohle nur unbedeutend und ist nur in dem geschützt liegenden Schloß nennenswert größer.

Bei den Versuchen mußte man genau meßbare Belastungen verwenden und konnte deshalb die wirklichen Belastungsverhältnisse eingerammter Wände nicht übernehmen. In der Wirklichkeit werden aber die Verhältnisse günstiger sein als bei den Versuchen. Der bei den Versuchen in die Schlösser eingebrachte Sand hat, weil ihm jede Verspannung fehlte, die Widerstände im Schloß nicht nennenswert erhöht. Schon die Reibung, die eine einseitige Hinterfüllung der Wand an den Bohlen und im Schloß erzeugt, wird einen erheblich größeren Anteil der Schubkraft übertragen; die Bohlen eingerammter Wände werden aber durch die Einspannung im Boden so festgehalten, daß die Schubkraft zum großen Teil, wenn nicht voll im Schloß übertragen wird. Am oberen Ende der Wand verbindet die erhöhte Reibung unter den Auflagern der Anker und meist die verspannende Wirkung von Gurtungen und Holmen die Bohlen miteinander. Eingerammte Wände könnte man also mit den Versuchsbalken vergleichen, bei denen die Schlösser über den Auflagern durch Zahnkeile oder Schweißung verbunden waren. Sie werden sich im allgemeinen noch günstiger verhalten, da bei den Versuchsbalken die Bohlen auf der freien Strecke zwischen den Auflagern ohne jede Verbindung waren. Danach wird man das Widerstandsmoment einer aus einzelnen Bohlen gerammten und oben verholmten Larssenwand der mittleren Größen mit mehr als 0,90 bis 0,95 des vollen Wertes (s. Punkt 2 der Übersicht am Ende des Abschnittes III) einsetzen können. Je fester der Holm (ein Eisenbetonholm wird der Schweißung des Versuches 13 etwa gleichwertig sein) und je größer die Reibungswiderstände sind, die der in die Schlösser gepreßte Boden hervorruft, desto höher wird das Widerstandsmoment sein. Bei Verwendung im Schloß gepreßter Doppelbohlen wird es im allgemeinen den vollen Wert erreichen.

Praktisch bedeutet diese Feststellung, daß man für gewöhnlich bei der Larssenwand — wie es bisher auch wohl allgemein üblich war — mit dem vollen Widerstandsmoment rechnen kann, das im Larssen-Handbuch angegeben ist. Wenn in ungünstigsten Fällen (z. B. bei weichem Boden und großer freier Länge der Bohlen) zweifelhaft ist, ob die Schubübertragung ausreicht, so kann man sie soweit verbessern, daß das volle Widerstandsmoment praktisch erreicht wird, indem man die nach dem Einrammen frei liegenden Schlösser durch Zahnkeile oder eine kurze Verschweißung miteinander verbindet.

---

[7]) Bautechn. 1927, S. 51 bis 53, Abb. 19 bis 22; 1928, S. 283 u. 284, Abb. 7 bis 11.

[8]) Das gleiche Versehen ist in einem Aufsatz in Proceedings Am. Soc. Civ. Eng., Bd. 60 (1934), S. 289, enthalten. Verfasser hat dazu in Bd. 61 (1935), S. 347, unter Beigabe ähnlicher Abbildungen wie der obigen Abb. 1 u. 3 Stellung genommen.

Alle Rechte vorbehalten.

Hängebrücken über mehrere Öffnungen.

Von Baurat Dr.-Ing. F. Bohny, Lindau i. B.

Der bekannte französische Hängebrücken- und Schwebefährenbauer M. G. Leinekugel le Cocq hat vor einiger Zeit einen Aufsatz veröffentlicht über den Umbau von zwei um das Jahr 1840 erbauten Hängebrücken bei Mornay sur Allier (Dép. Cher.)[1]. Abb. 1 zeigt die neue Anlage, wobei die kleinere der beiden alten Hängebrücken durch eine Eisenbetonbalkenbrücke ersetzt wurde. Für die größere Brücke wurde wieder eine Hängebrücke gewählt, und die schon früher ungünstigen Stützweiten der drei Öffnungen wurden beibehalten. Leinekugel wählte daher zur Abminderung der Nachteile dieser Anordnung (der Schaukelwirkung einer Öffnung auf die andere) sein schon vielfach verwendetes System der durchlaufenden Hängebrücke mit besonderen Spannseilen zwischen den Pylonenstützen. Die Ausführung gibt mir Veranlassung, dieses System der durchlaufenden Hängebrücken über mehrere Öffnungen näher zu verfolgen und dabei auch einige Normen, die Leinekugel für mittlere und große Hängebrücken festgelegt hat, bekanntzugeben[2].

Abb. 1. Ansicht der neuen Brücken bei Mornay sur Allier.

Abb. 2 zeigt die Anordnung bei Mornay sur Allier nach ihrer Vollendung.

Als Brücken dieser Art sind bei uns meines Wissens bisher nur dreiteilige Brücken zur Ausführung gelangt mit dem harmonischen Stützweitenverhältnis 1 : 2 : 1 oder mit einer großen Mittelöffnung und mit wesentlich kleineren, aber gleich großen Seitenöffnungen. Auch amerikanische Ausführungen älterer und neuerer Zeit zeigen dasselbe Bild. Nur der Wettbewerb um die Rheinbrücke Köln-Mülheim (Ende 1926) brachte einige Abwechslung in die Formen (Abb. 3).

Abb. 2.

Hier sollen nun die Verhältnisse etwas näher betrachtet werden, die sich beim Aneinanderreihen mehrerer voll ausgebildeter Hängebrückenöffnungen ergeben. Man erkennt leicht, daß solche Brückengebilde sich nur noch leidlich steif ausbilden lassen, wenn außer den Haupttragseilen noch besondere von Anker zu Anker geführte und die Pylonenspitzen verbindende Rückhalteseile angeordnet werden. Das Tragsystem wird dadurch etwas verwickelter, der Kräfteverlauf läßt sich aber stets noch gut überblicken.

1. Versteifte Hängebrücken mit einer Öffnung.

Bei der einfach versteiften Hängebrücke mit einer Öffnung (Abb. 4) gilt allgemein für irgendeinen Stab im Versteifungsträger und für irgendeine Laststellung:

$$S = S_0 + HK.$$

Hierin bedeutet:

S_0 die Stabkraft im statisch bestimmten System, d. h. bei $H = 0$ (es genügt, die Gurte allein zu berücksichtigen);

K die Kraft für $H = 1$. H beeinflußt alle Trägerstäbe, den ganzen Hängegurt mit Pylonen und Verankerungen und alle Hängestangen.

Sei weiter s die Stablänge, F der Stabquerschnitt und E das Elastizitätsmaß des Baustoffes, so ist die durch S hervorgerufene Längenänderung

$$\Delta s = (S_0 + HK) \cdot \frac{s}{EF}.$$

Nach der bisherigen Theorie muß sein $\Sigma K \Delta s = 0$, d. h. man erhält ohne weiteres für H die Schlußgleichung:

$$(1) \quad \underline{H} = -\frac{\Sigma S_0 K \cdot \frac{s}{EF}}{\Sigma K^2 \cdot \frac{s}{EF}}.$$

Damit läßt sich für die wandernde Einzellast die H-Linie leicht finden und aufzeichnen. Vereinfachungen lassen sich durchführen, indem man mit sogenannten elastischen Gewichten arbeitet oder nach angenäherten Verfahren (Müller-Breslau, W. Ritter usw.) rechnet. Ein in dieser Hinsicht sehr fruchtbarer Satz ist folgender:

Die H-Linie ist die Biegungslinie des Balkens für die Belastung $H = 1$.

Ist H gefunden, dann ist auch die sogenannte Reaktionslast zwischen Hängegurt und Träger gegeben:

$$(2) \quad \underline{r} = \frac{8 f H}{l^2},$$

die als gleichmäßig aufwärts gerichtete Kraft den Träger beansprucht. Die weitere Behandlung der Berechnung, das Aufzeichnen der Einflußlinien der Stäbe, der Größt- und Kleinstmomente, der größten aufwärts und abwärts gerichteten Querkräfte usw. darf als bekannt vorausgesetzt werden.

Für Gesamtbelastung erfährt der Versteifungsträger nur eine geringe Beanspruchung, sie ist gleichbedeutend mit einer Reaktionslast von $r = (1 - \beta) p$,

[1]) Gén. Civ. 1937, Nr. 1, S. 1 bis 6.

[2]) Der Aufsatz und die in Sterkrade ermittelten Zahlenwerte für einige durchgerechnete Beispiele lagen seit 1932 bei meinen Akten. Vordringliche andere Untersuchungen ließen bisher die Veröffentlichung zurückstellen.

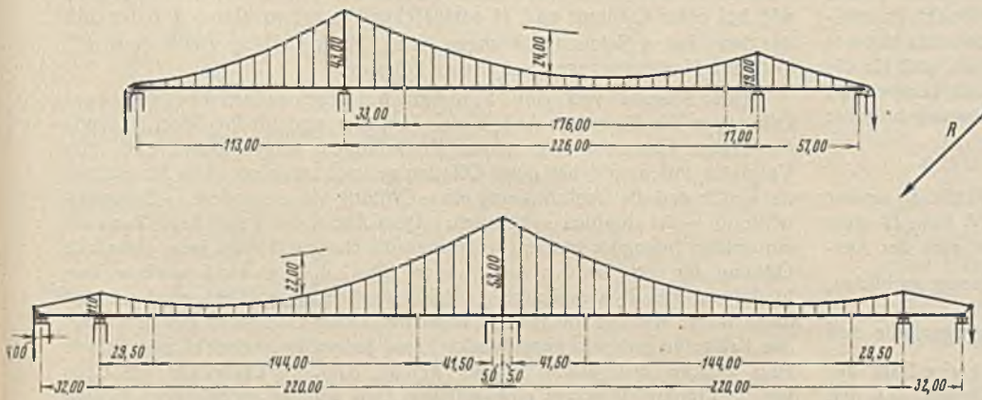


Abb. 3.

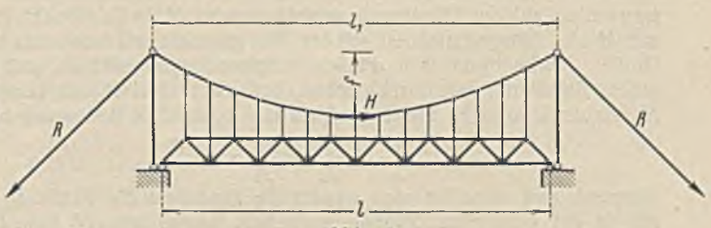


Abb. 4.

wenn p die Verkehrslast bedeutet und β angibt, wie sich Hängegurt und Versteifungsträger in gleichförmig verteilte Belastungen teilen. Eigenlasten g wird man immer voll an den Hängegurt gehen lassen.

Für eine einfache Straßenbrücke nach Abb. 5 sind die Einflußlinien für H und für einige Stäbe des Versteifungsträgers als Beispiel ermittelt worden. Dabei wurde eine Verkehrslast von 600 kg/m² zugrunde gelegt.

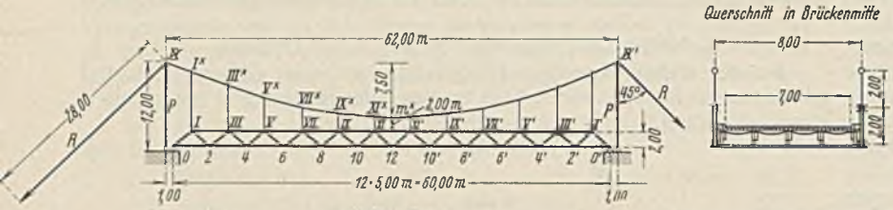


Abb. 5.

Die Einflußlinien haben die üblichen Formen (Abb. 6). Vom Horizontalzug allein abhängig sind die Kräfte im Hängegurt, die Rückankerkraft R und die Pylonenkraft P, ferner die Kräfte in den Hängestangen. Für Gesamtbelastung ergab sich bei diesem Beispiel β zu 0,85, d. h. es gehen bei einer solchen Belastung 15% an den Versteifungsträger und 85% an den Hängegurt.

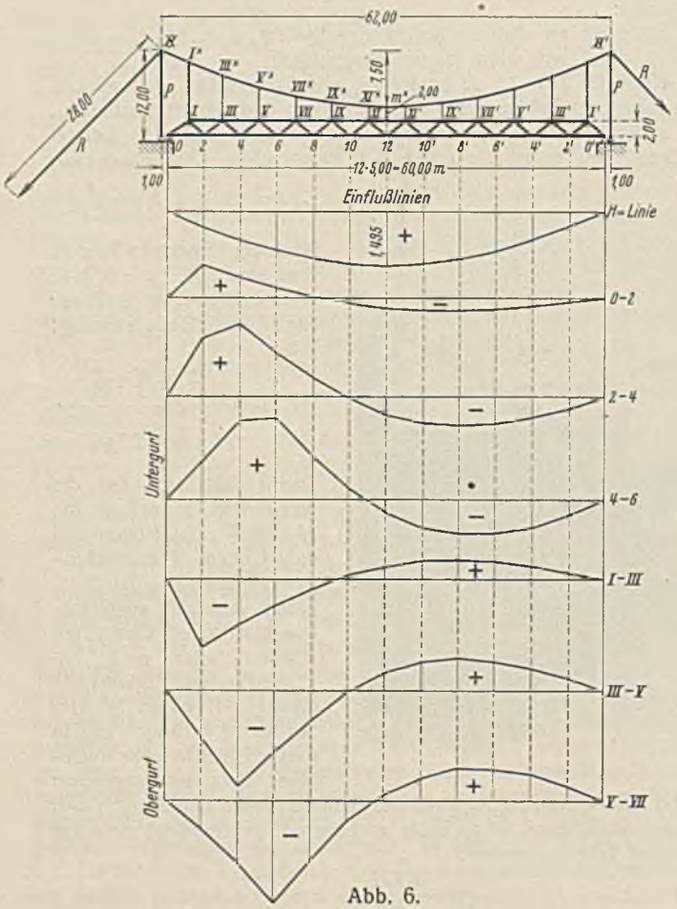


Abb. 6.

2. Versteifte Hängebrücken mit mehreren Öffnungen.

An den ganzen Verhältnissen ändert sich nun grundsätzlich nichts, wenn die Zahl der Öffnungen vergrößert wird (Abb. 7). Der Horizontalzug H des Hängegurtes ist wieder die gesuchte statisch unbestimmte Größe. Man wird dabei die Pfeilverhältnisse stets so wählen, daß für die größte Belastung, also für Eigenlast, volle Verkehrslast und Temperatur, H in allen Öffnungen gleich groß wird, d. h. daß die Bedingung besteht:

$$\frac{l_1^2}{f_1} = \frac{l_2^2}{f_2} = \frac{l_3^2}{f_3} = \ldots$$

Während nun aber für eine wandernde Einzellast die Kräfte S_0 immer nur in der belasteten Öffnung entstehen, beeinflussen K bzw. H stets sämtliche Öffnungen und den ganzen Hängezug. Es ist also der Ausdruck $\Sigma S_0 K \cdot \frac{s}{EF}$ immer nur für den Träger in einer Öffnung zu bilden, während der Ausdruck $\Sigma K^2 \cdot \frac{s}{EF}$ über alle Versteifungsträgerstäbe und den ganzen Hängezug zu bilden ist. H wird also mit der Zahl der Öffnungen immer kleiner und dementsprechend sein Einfluß auf den Versteifungsträger. Will man diesen Abfall wieder ausgleichen, so muß der Träger entsprechend stärker — schwerer oder höher — ausgebildet werden. Bei einer sehr großen Zahl von Öffnungen wird der Hängegurt nur noch die ganzen Eigenlasten übernehmen können, sowie einen Teil der Verkehrslasten im ungünstigst eintretenden Fall der Gesamtbelastung der ganzen Brücke. Bei Teilbelastungen werden die Träger nahezu wie einzelne frei aufliegende Balken wirken.

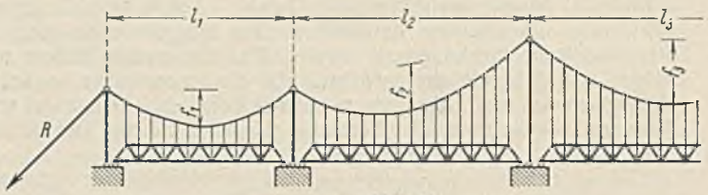


Abb. 7.

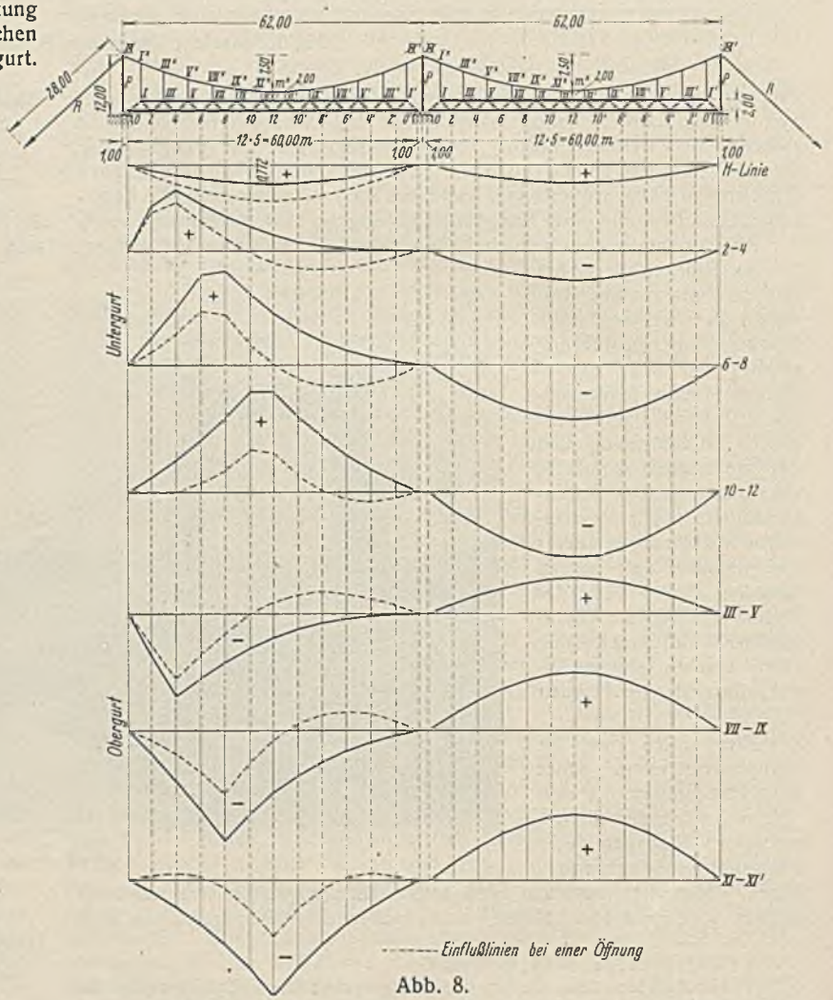


Abb. 8.

Sind alle Öffnungen gleich und ist ihre Zahl gleich n, so wird bei Vernachlässigung der Ankerstäbe der Nenner von Gl. (1) n mal so groß wie bei einer Öffnung und H entsprechend n mal so klein, d. h. es gilt der Satz: Bei n gleichen Öffnungen ist der Horizontalzug gleich dem n^{ten} Teil des Horizontalzuges bei einer Öffnung.

Das Beispiel von Abb. 5 nimmt bei Aneinanderreihen von zwei Öffnungen die Form von Abb. 8 an. In dieser sind für den Wert H sowie für einige Gurtstäbe die neuen Einflußlinien aufgezeichnet und zum Vergleich mit denen bei einer Öffnung gebracht worden. Das Anwachsen der Kräfte und die Beeinflussung einer Öffnung auf die andere — Schaukelwirkung — ist deutlich ersichtlich. Dem Abfall der Versteifung kann am einfachsten begegnet werden, wenn man die Horizontalzüge jeder einzelnen Öffnung für sich zu den Ankerungen führt, d. h. wenn besondere Verbindungen von Pylonenspitze zu Pylonenspitze angeordnet werden. Auf diese Weise werden die jeweils nicht belasteten Öffnungen aus dem Spiel der Kräfte so gut wie ausgeschaltet, und jede Öffnung wirkt nahezu wie eine Brücke mit einem Träger gemäß Abb. 4. Leinekugel le Cocq hat in Frankreich schon eine größere Zahl solcher mehrteiliger Hängebrücken ausgeführt und in einer besonderen Schrift dargestellt.

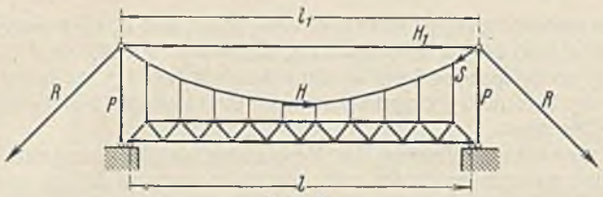


Abb. 9.

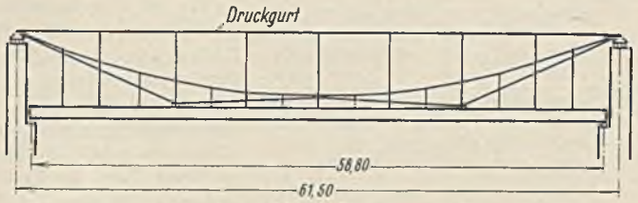


Abb. 10.

3. Hängebrücken mit einer Öffnung und oberer Pylonenverbindung.

Will man die Wirkung solcher Verspannungen genauer beurteilen, so geht man am besten wieder von einer Öffnung aus (Abb. 9). Das Tragsystem ist nun zweifach statisch unbestimmt, und ein Stab im Versteifungsträger erhält die Kraft:

$$S = S_0 + H K + H_1 K_1 .$$

Hierin haben S_0 und K die frühere Bedeutung, K_1 ist die Kraft für $H_1 = 1$.

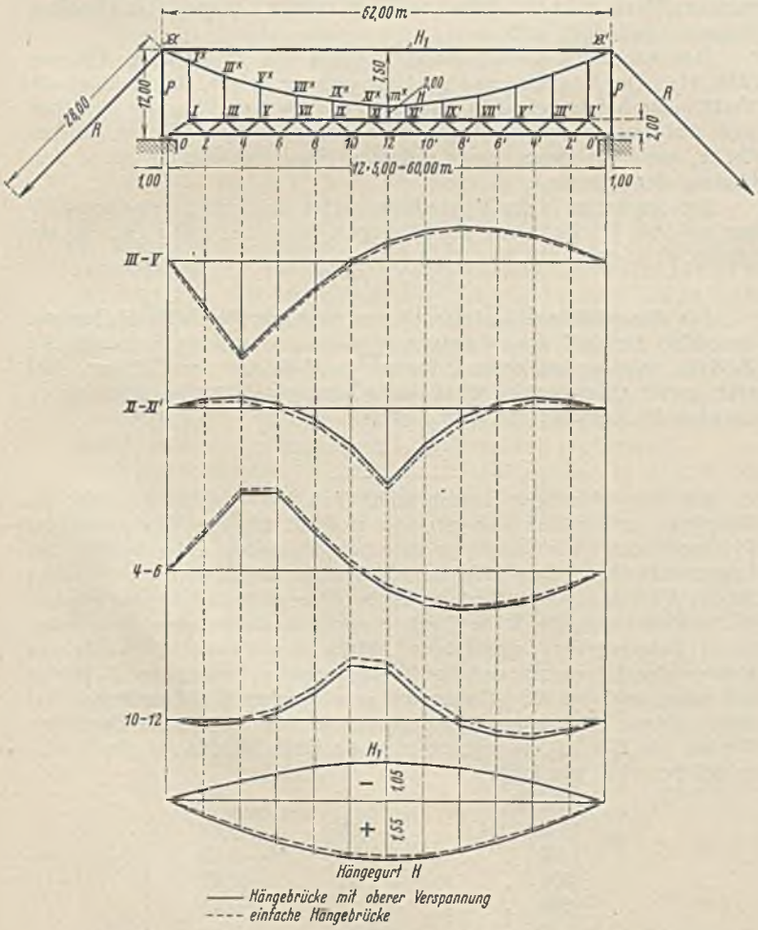


Abb. 11.

Die üblichen Bedingungsgleichungen lauten

$$\Sigma K \Delta s = 0 \quad \text{und} \quad \Sigma K_1 \Delta s = 0$$

oder

$$(3) \quad \begin{cases} \Sigma K S_0 \cdot \dfrac{s}{EF} + H \Sigma K^2 \cdot \dfrac{s}{EF} + H_1 \Sigma K K_1 \cdot \dfrac{s}{EF} = 0, \\ \Sigma K_1 S_0 \cdot \dfrac{s}{EF} + H \Sigma K K_1 \cdot \dfrac{s}{EF} + H_1 \Sigma K_1^2 \cdot \dfrac{s}{EF} = 0. \end{cases}$$

Da H_1 nur den neuen Stab l_1 sowie P und R beeinflußt, wird der Ausdruck $\Sigma K_1 S_0 \cdot \frac{s}{EF}$ ohne weiteres gleich Null. Die Lösung der Gl. (3) ist also sehr einfach. Es wird

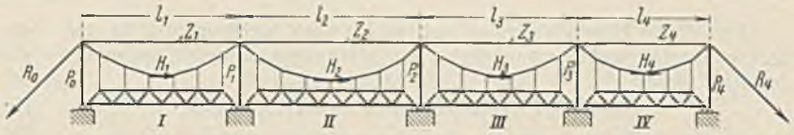


Abb. 12.

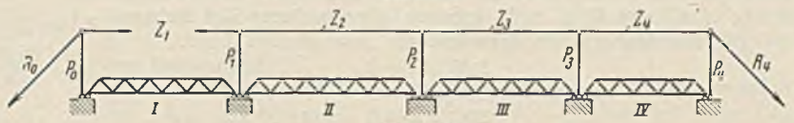


Abb. 13.

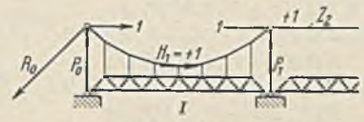


Abb. 14a.

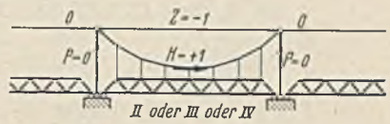


Abb. 14b.

$$(4) \quad \begin{cases} H = -\dfrac{\Sigma K S_0 \cdot \dfrac{s}{EF} \cdot \Sigma K_1^2 \cdot \dfrac{s}{EF}}{\Sigma K^2 \cdot \dfrac{s}{EF} \cdot \Sigma K_1^2 \cdot \dfrac{s}{EF} - \left(\Sigma K K_1 \cdot \dfrac{s}{EF}\right)^2} \\ H_1 = -H \cdot \dfrac{\Sigma K K_1 \cdot \dfrac{s}{EF}}{\Sigma K_1^2 \cdot \dfrac{s}{EF}} . \end{cases}$$

Es ergibt sich auch ohne weiteres, daß der neue Stab l_1 nur dann wirksam ist, wenn er entweder ein Druckstab ist oder wenn er mit Vorspannung auf Zug eingefügt wird. Im ersten Falle entlastet er je nach seiner Stärke die Rückankerung R sowie die Stütze P, im zweiten Falle belastet er R und P. Da der Einfluß der Stäbe R und P auf die Kraft H bei normalen Verhältnissen nicht sehr groß ist — der Einfluß kommt bei der Summengröße $\Sigma K^2 \Delta s$ zum Ausdruck —, so ist ersichtlich, daß die Einschaltung eines Stabes l_1 bei einer Öffnung ziemlich zwecklos ist, es sei denn, daß man aus besonderen Gründen die Rückankerung R vermeiden will oder muß.

Als Beispiel einer Brücke mit hochliegendem Druckgurt konnte man die frühere Augartenbrücke über den Donaukanal in Wien ansehen[3]), wie aus Abb. 10 ersichtlich ist, erbaut im Jahre der Weltausstellung 1873 von Five-Lille. In Abb. 11 sind ferner für einige Stäbe des gewählten Beispiels die Einflußlinien dargestellt, einmal ohne und einmal mit hochliegender Verbindung der Pylonenspitzen. Wie ersichtlich, tritt im allgemeinen eine kleine Entlastung der Stabkräfte ein, da der Horizontalzug H etwas größer geworden ist.

4. Hängebrücken mit mehreren Öffnungen und besonderer Verbindung der Pylonenspitzen.

Beim Aneinanderreihen von mehreren Öffnungen vermehrt sich die Zahl der statisch unbestimmten Größen, doch ist die Ermittlung der letzteren nicht viel verwickelter wie bei einer Öffnung, da nur die Formveränderungen der neuen Zugstäbe $Z_1 Z_2 \ldots$ und der neuen Pylonen $P_1 P_2 \ldots$ mit zu berücksichtigen sind. Eine Hängebrücke nach Abb. 12 z. B. ist fünffach statisch unbestimmt. Als statisch unbestimmte Größen kann man wählen die Horizontalzüge H_1, H_2, H_3 und H_4 in den vier Öffnungen und einen Verbindungsstab der Pylonenspitzen, z. B. Z_1. Das statisch bestimmte System hat dann die Figur von Abb. 13.

Es ist dann für irgendeinen Stab im Versteifungsträger und für irgendeine Laststellung:

$$S = S_0 + H_1 K_1 + H_2 K_2 + H_3 K_3 + H_4 K_4 + Z_1 K_5 ,$$

wobei bedeuten:

a) S_0 die Stabkraft im statisch bestimmten System, die somit für eine wandernde Einzellast immer nur im Versteifungsträger einer Öffnung zur Wirkung kommt;

b) K_1 die Kräfte für $H_1 = 1$, z. B. $+1$ (Zug). H_1 beeinflußt alle Trägerstäbe in der Öffnung I mit Hängegurt und Hängestangen, ferner R_0, P_0, P_1, R_4 und P_4 und erzeugt in Z_2, Z_3 und Z_4 Zug mit $+1$ (Abb. 14a);

c) K_2, K_3 und K_4 die Kräfte für $H_2 = +1$, $H_3 = +1$ und $H_4 = +1$ (Zug). H_2, H_3 und H_4 beeinflussen (Abb. 14b) jeweils alle Trägerstäbe in den Öffnungen II, III und IV, die zugehörigen Hängegurte und Hängestäbe und die jeweiligen die Öffnung umrahmenden Pylonen mit dem oberen — nun Druckstab — Stab Z;

d) K_5 die Kräfte für $Z_1 = +1$ (Zug), beeinflußt R_0, P_0, R_4, P_4 und die Stäbe Z_2, Z_3 und Z_4 mit $+1$.

[3]) Umgebaut 1928 bis 1930 in eine Vollwand-Blechträgerbrücke von $2 \cdot 11{,}0 + 55{,}77$ m Stützweite, über drei Öffnungen durchlaufend und an den Endwiderlagern nach unten verankert; s. Z. d. ÖIAV 1931, S. 369 bis 373.

Aus dieser Übersicht ergibt sich schon ohne weiteres, daß in den Bedingungsgleichungen mannigfache Vereinfachungen eintreten, indem bei den Ausdrücken

$$K_1 K_2,\ K_1 K_3,\ K_1 K_4,\ K_1 K_5,\ K_2 K_5,\ K_3 K_5,\ K_4 K_5 \cdot$$

immer nur die Rückankerungen, die Pylonen und die oberen Verbindungsstäbe bei der Summation der Formänderungswerte zu beachten sind. $K_1 K_3$, $K_2 K_5$ und $K_3 K_5$ z. B. erhalten ohne weiteres den Beiwert — 1.

Die Bedingungsgleichungen lauten:

$$\Sigma K_1 \Delta s = 0,$$
$$\Sigma K_2 \Delta s = 0,$$
$$\Sigma K_3 \Delta s = 0$$

usw. oder:

$$(5)\quad \begin{cases} \Sigma K_1 S_0 \Delta s + H_1 \Sigma K_1^2 \Delta s + H_2 \Sigma K_1 K_2 \Delta s + H_3 \Sigma K_1 K_3 \Delta s \\ \qquad + H_4 \Sigma K_1 K_4 \Delta s + Z_1 \Sigma K_1 K_5 = 0 \\ \Sigma K_2 S_0 \Delta s + H_1 \Sigma K_1 K_2 \Delta s + H_2 \Sigma K_2^2 \Delta s + H_3 \Sigma K_2 K_3 \Delta s \\ \qquad + H_4 \Sigma K_2 K_4 \Delta s + Z_1 \Sigma K_2 K_5 = 0 \\ \Sigma K_3 S_0 \Delta s + H_1 \Sigma K_1 K_3 \Delta s + H_2 \Sigma K_2 K_3 \Delta s + H_3 \Sigma K_3^2 \Delta s \\ \qquad + H_4 \Sigma K_3 K_4 \Delta s + Z_1 \Sigma K_3 K_5 = 0 \\ \qquad \text{usw.} \end{cases}$$

Für eine Einzellast in einer Öffnung — z. B. in Öffnung II — ergeben sich nun, außer obigen Vereinfachungen, noch folgende Streichungen:

$$\Sigma K_1 S_0 \Delta s = 0,\quad \Sigma K_3 S_0 \Delta s = 0,\quad \Sigma K_4 S_0 \Delta s = 0,\quad \Sigma K_5 S_0 \Delta s = 0,$$

ferner wird $\Sigma K_2 K_4 = 0$, während die Ausdrücke $\Sigma K_2 K_3$ und $\Sigma K_3 K_4$ sich auf die Pylonen P_2 und P_3 allein beschränken. So sind es schließlich nur noch die Werte $\Sigma K S_0 \Delta s$ in jeder Öffnung und für jede Laststellung sowie die Werte $\Sigma K^2 \Delta s$ für jede Öffnung, die bei der Auflösung der Gl. (5) eine wesentliche Rolle spielen. Auch der Ausdruck $\Sigma K_5^2 \Delta s$ ist ein auf wenige Stäbe beschränkter Ausdruck.

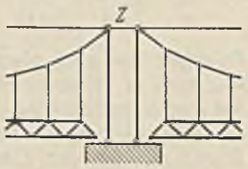


Abb. 15.

Noch einfacher wird die Aufgabe, wenn sich symmetrische Verhältnisse vorfinden und gleiche Öffnungen hintereinander geschaltet sind. Bei einer ungeraden Öffnungszahl wird dann zweckmäßig der mittelste Z-Stab als letzte Unbekannte eingeführt, bei einer geraden Öffnungszahl kann man sich die mittelste Pylone halbiert denken und die Verbindungskraft Z als letzte Unbekannte ansehen (Abb. 15).

Beispiel einer Brücke (nach 4.) mit drei gleichen Öffnungen.

In Abb. 16 ist für eine Brücke mit drei gleichen Öffnungen die ganze Rechnung durchgeführt worden, und zwar unter Zugrundelegung der Einzelabmessungen jeder Öffnung nach Abb. 5. Die Bedingungsgleichungen waren z. B. für eine Last in Öffnung III:

$$O + H_1 \Sigma K_1^2 \Delta s + H_2 \Sigma K_1 K_2 \Delta s + H_3 \Sigma K_1 K_3 \Delta s + Z \Sigma K_1 K_4 \Delta s = 0,$$
$$O + H_1 \Sigma K_1 K_2 \Delta s + H_2 \Sigma K_2^2 \Delta s + H_3 \Sigma K_2 K_3 \Delta s + Z \Sigma K_2 K_4 \Delta s = 0,$$
$$\Sigma K_3 S_0 \Delta s + H_1 \Sigma K_1 K_3 \Delta s + H_2 \Sigma K_2 K_3 \Delta s + H_3 \Sigma K_3^2 \Delta s + Z \Sigma K_3 K_4 \Delta s = 0,$$
$$O + H_1 \Sigma K_1 K_4 \Delta s + H_2 \Sigma K_2 K_4 \Delta s + H_3 \Sigma K_3 K_4 \Delta s + Z \Sigma K_4^2 \Delta s = 0,$$

hierin ist noch:

$$\Sigma K_1 K_2 \Delta s = \Sigma K_2 K_3 \Delta s,\quad \Sigma K_1 K_4 \Delta s = \Sigma K_3 K_4 \Delta s,$$
$$\Sigma K_1 K_3 \Delta s = 0 \text{ und } \Sigma K_1^2 \Delta s = \Sigma K_3^2 \Delta s.$$

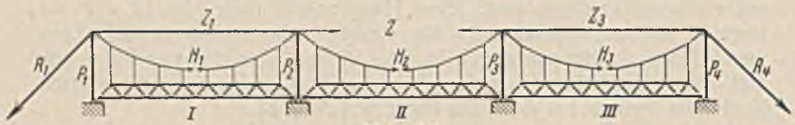


Abb. 16.

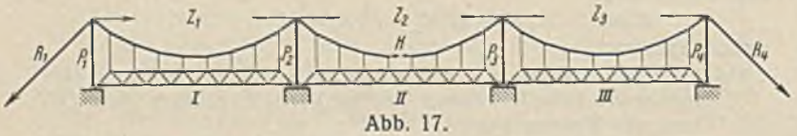


Abb. 17.

Wählt man nach Abb. 17 das einfach statisch unbestimmte System der mehrteiligen Hängebrücke als Grundsystem und die oberen Verbindungen Z_1, Z_2 und Z_3 als zusätzliche Unbekannte, so ergeben sich die Bedingungsgleichungen ähnlich wie vor. Dabei werden

$$\Sigma K_1 K_2 \Delta s = \Sigma K_1 K_4 \Delta s,\quad \Sigma K_2 K_3 \Delta s = \Sigma K_3 K_4 \Delta s$$
$$\Sigma K_2 K_4 \Delta s = 0 \text{ und } \Sigma K_2^2 \Delta s = \Sigma K_4^2 \Delta s,$$

wenn

K_1 = Einfluß von $H = +1$
K_2 = „ „ $Z_1 = +1$
K_3 = „ „ $Z_2 = +1$
K_4 = „ „ $Z_3 = +1$ bedeuten.

Die Gleichungen wurden hier stufenweise gelöst, indem eine Unbekannte nach der anderen ausgeschaltet wurde. Schließlich ergaben sich die Unbekannten H_1, H_2, H_3 und Z bzw. H, Z_1, Z_2 und Z_3 als Funktionen der Werte $\Sigma S_0 K_1 \Delta s$, $\Sigma S_0 K_2 \Delta s$, $\Sigma S_0 K_3 \Delta s$ und $\Sigma S_0 K_4 \Delta s$.

In der nachstehenden Tafel sind die Werte für H_1, H_2, H_3 und Z als Ergebnis der Berechnung eingetragen für eine wandernde Einzellast über die drei Öffnungen.

Die versteifende Wirkung der Verbindung der Pylonenspitzen ist daraus ohne weiteres ersichtlich. Für die Horizontalzüge H_1, H_2 und H_3 ergeben sich nennenswerte Kräfte nur für Lasten in den betreffenden Öffnungen selbst, für Lasten in den Nachbaröffnungen werden die Kräfte nahezu zu Null. Für Lasten in den Seitenöffnungen erhält Z einen mäßigen Zug, für Lasten in der Mittelöffnung Druck. Die Größtwerte für eine Last 1 in den Punkten 12 sind:

Öffnung	Last in	2	4	6	8	10	12
Öffnung I	H_1	+0,4165	+0,7955	+1,1030	+1,3490	+1,5080	+1,5620
	H_2	+0,0024	+0,0046	+0,0063	+0,0078	+0,0087	+0,0090
	H_3	+0,0025	+0,0048	+0,0067	+0,0082	+0,0091	+0,0095
	Z	+0,0785	+0,1498	+0,2076	+0,2540	+0,2843	+0,2943
Öffnung II	H_1	+0,0024	+0,0046	+0,0063	+0,0078	+0,0087	+0,0090
	H_2	+0,4166	+0,7959	+1,1026	+1,3489	+1,5095	+1,5635
	H_3	+0,0024	+0,0046	+0,0063	+0,0078	+0,0087	+0,0090
	Z	−0,3332	−0,6359	−0,8816	−1,0786	−1,2070	−1,2502
Öffnung III	H_1	+0,0025	+0,0048	+0,0067	+0,0082	+0,0091	+0,0095
	H_2	+0,0024	+0,0046	+0,0063	+0,0078	+0,0087	+0,0090
	H_3	+0,4165	+0,7955	+1,1030	+1,3490	+1,5080	+1,5620
	Z	+0,0785	+0,1498	+0,2076	+0,2540	+0,2843	+0,2943

$$H_1 = H_3 = +1{,}5620 \text{ bzw. } +0{,}0095 \text{ in den}$$
$$H_2 = +1{,}5635 \text{ unbelasteten Öffnungen}$$
$$Z = +0{,}2943 \text{ bzw. } -1{,}2502.$$

Die geringen Unterschiede in der dritten Stelle hinter dem Komma sind auf die Unterschiede bei der Lösung der Bedingungsgleichungen zurückzuführen, die wie bei allen mehrfach statisch unbestimmten Gebilden überaus empfindlich sind. —

Man vergleiche hiermit die Einflußlinie von H bei einer Öffnung (Abb. 11). Der Vergleich und die Untersuchung zeigen, daß praktisch die Verhältnisse bei drei gleichen Öffnungen in allen drei Öffnungen dieselben sind und nur wenig verschieden von denen in einer Öffnung gleicher Größe, auch von denen einer einfachen Hängebrücke ohne obere Verbindung der Pylonen.

Die Stabkräfte in den Versteifungsträgern des Systems sind unmittelbar nur vom Horizontalzug im Hängegurt der betreffenden Öffnung abhängig, d. h. es ist

$$S = S_0 + H_n K.$$

Für diese Kräfte gilt also auch das oben für die Größe H Gesagte. Je größer die Zahl der Öffnungen wird, um so mehr nähern sich die Z-Werte in einer belasteten Öffnung den H-Werten der Öffnung. Bei sehr großer Öffnungszahl wirkt jede Öffnung selbständig, d. h. als ob sie ohne Rückverankerung wäre. Es wird einfach

$$Z = -H.$$

Bei den bisherigen Betrachtungen und bei der Ausrechnung von Beispielen ist die Annahme gemacht worden, daß die Verbindung der Pylonenspitzen Stäbe seien, die wie die übrigen Stäbe des Systems bei Längenänderungen dem Hookeschen Gesetze folgen, daß es — sofern für die Verbindung ein Glied aus Drähten gewählt wird — also genüge, in die Berechnung die Stäbe Z mit einem besonderen, aber unveränderlichen Dehnungswert einzuführen. Nach den letzten Feststellungen bleiben der Hängegurt und der Versteifungsträger von den Z-Werten fast ganz unbeeinflußt. Untersucht man wieder die Verhältnisse bei einer Öffnung (Abb. 9 bzw. 11) etwas näher bei verschieden gewählten Werten von E in H_1, so ergeben sich die Einflußgrößen für eine Last 1 in Brückenmitte wie folgt:

für E	H	H_1 (Z)
1600 t/cm²	+ 1,55	— 0,92
1000 „	+ 1,54	— 0,72
500 „	+ 1,53	— 0,47
200 „	+ 1,51	— 0,22
0 „	+ 1,50	± 0.

Die aufgestellten Formeln behalten somit für den Hängegurt und für den Versteifungsträger ohne weiteres ihre Gültigkeit. Anders ist es dagegen mit dem Verbindungsgliede der Pylonen selbst, dessen Wert [s. Gl. (4)] hauptsächlich vom Ausdruck $\Sigma K_1^2 \Delta s$ abhängig ist, der wieder ganz vom Elastizitätsmaß beherrscht wird. Die obige Aufstellung gibt diesen Einfluß klar wieder. Es ist also unzulässig, mit einem festen Werte von E die Z-Werte zu bestimmen. Einer genaueren Berechnung müßte die wirkliche Dehnungskurve des verwendeten Materials zugrunde gelegt werden, so daß man ganz auf den Probierweg — der sogenannten Iteration — angewiesen wäre. Die Sache wird noch verwickelter, wenn Druckkräfte in ein oberes Zugglied gelangen, denen es ausweicht. Allen diesen Schwierigkeiten kann indessen begegnet werden, wenn man der Verbindung der Pylonenspitzen eine reichliche Vorspannung gibt und diese nach H bemißt.

5. Einfluß von Temperaturschwankungen.

Als statisch unbestimmte Gebilde sind die versteiften Hängebrücken auch Temperaturschwankungen unterworfen. Da äußere Kräfte fehlen, ist die Spannung in irgendeinem Stabe

$$S_t = H_{1t} K_1 + H_{2t} K_2 + H_{3t} K_3 + \ldots Z_{1t} K_n$$

bzw. $H_t K_1 + Z_{1t} K_2 + Z_{2t} K_3 + \ldots$

Die Unbekannten sind wieder aus den Bedingungsgleichungen zu berechnen. Bei nur einer Öffnung ohne obere Pylonenspitzenverbindung ist

$$S_t = H_t K \text{ und } \Delta s = H_t K \cdot \frac{s}{EF} + \gamma t s,$$

wobei γ die Zahl der Grade in C und t der Ausdehnungskoeffizient des Baustoffes — für Stahl $\frac{1}{80\,000}$ je °C — bedeuten. Die Bedingungsgleichung lautet wieder

$$\Sigma K \Delta s = 0$$

oder

$$H_t \Sigma K^2 \cdot \frac{s}{EF} + \gamma t \Sigma K s = 0,$$

und damit wird

$$H_t = -\frac{\gamma t \Sigma K s}{\Sigma K^2 \cdot \frac{s}{EF}}. \tag{6}$$

Bei dem gewählten Beispiel einer Straßenbrücke erhält H_t bei 30° Temperaturschwankung einen Wert von $\mp$ 5,2 t, d. h. bei Temperaturerhöhung werden der Hängegurt und die Rückankerstäbe entlastet — sie längen sich, der Versteifungsträger senkt sich —, bei Temperaturermäßigung ist es umgekehrt.

Wird der Verbindungsstab zwischen den Pylonenspitzen eingeschaltet Abb. 9), so erhält irgendein Stab die Kraft

$$S_t = H_t K + H_{1t} K_1,$$

und die Bedingungsgleichungen lauten:

$$\begin{cases} H_t \Sigma K^2 \Delta s + H_{1t} \Sigma K K_1 \Delta s + \gamma t \Sigma K s = 0, \\ H_t \Sigma K K_1 \Delta s + H_{1t} \Sigma K_1^2 \Delta s + \gamma t \Sigma K_1 s = 0. \end{cases} \tag{7}$$

Da das erste Glied in der zweiten Gleichung — $H_t \Sigma K K_1 \Delta s$ — stets ein kleiner Wert gegenüber dem dritten Gliede ist, so zeigt sich ohne weiteres, daß $H_1 t$ vor allem abhängig ist von den Ausdrücken $\gamma t \Sigma K_1 s$ und $\Sigma K_1^2 \Delta s$. Die Längenänderung der von H_1 beeinflußten Stäbe ist durchschlagend, die Kräfte nähern sich den Werten[4]), die in starr eingespannten Stäben unter Temperatureinwirkung entstehen (Abb. 18).

H_1 und R erhalten bei Temperaturerhöhung großen Druck und P großen Zug, bei Temperaturermäßigung ist es umgekehrt. H selbst wird kleiner als im ersten Falle und kann je nach Wahl der Querschnitte sich zu Null oder mit entgegengesetzten Vorzeichen ergeben.

Werden mehrere Öffnungen aneinandergereiht, so ändert sich in der Wirkung von Temperaturschwankungen wenig, wenn man nicht gerade ungleiche Temperaturgrade in verschiedenen Teilen der Konstruktion annehmen will. Wie schon aus Gl. (6) ersichtlich, ändern sich Zähler und Nenner in diesem Falle (da sich die Formänderungen einfach auf sämtliche Öffnungen erstrecken) um gleich viel. Bei n gleichen Öffnungen ist somit H_t gleich demjenigen für eine Öffnung. Dasselbe gilt bei mehreren Öffnungen mit oberer Verbindung der Pylonen.

Für das gewählte Beispiel von drei gleichen Öffnungen sind die Temperaturkräfte genau ermittelt worden, wobei als Grundsystem Abb. 16 gewählt wurde. Die Bedingungsgleichungen lauten:

$$\begin{cases} H_1^t \Sigma K_1^2 \Delta s + H_2^t \Sigma K_1 K_2 \Delta s + H_3^t \Sigma K_1 K_3 \Delta s \\ \qquad + Z^t \Sigma K_1 K_4 \Delta s + \gamma t \Sigma K_1 s = 0 \\ H_1^t \Sigma K_1 K_2 \Delta s + H_2^t \Sigma K_2^2 \Delta s + H_3^t \Sigma K_2 K_3 \Delta s \\ \qquad + Z^t \Sigma K_2 K_4 \Delta s + \gamma t \Sigma K_2 s = 0 \\ H_1^t \Sigma K_1 K_3 \Delta s + H_2^t \Sigma K_2 K_3 \Delta s + H_3^t \Sigma K_3^2 \Delta s \\ \qquad + Z^t \Sigma K_3 K_4 \Delta s + \gamma t \Sigma K_3 s = 0 \\ H_1^t \Sigma K_1 K_4 \Delta s + H_2^t \Sigma K_2 K_4 \Delta s + H_3^t \Sigma K_3 K_4 \Delta s \\ \qquad + Z^t \Sigma K_4^2 \Delta s + \gamma t \Sigma K_4 s = 0. \end{cases} \tag{8}$$

Hierin gelten die bekannten Vereinfachungen, es ist ferner

$$\Sigma K_1 s = \Sigma K_3 s.$$

[4]) Es gilt dann die Gleichung

$$\gamma t l = \frac{\sigma_t l}{E}$$

oder $\sigma_t = E \gamma t$, und bei $E = 2000$ t/cm² und 30° Temperaturschwankung

$$\sigma_t = \frac{2000 \cdot 30}{80\,000} = \pm 0{,}75 \text{ t/cm}^2$$

bzw. bei Wahl von Kabelzügen mit $E = 1600$ t/cm²

$$\sigma_t = \frac{1600 \cdot 30}{80\,000} = \pm 0{,}60 \text{ t/cm}^2.$$

Das zahlenmäßige Ergebnis bei $\pm 30°$ Temperaturänderung ist:

$$H_1 = H_2 = H_3 = \mp 2{,}2 \text{ t} \qquad P_1 = P_4 = \pm 71{,}2 \text{ t}$$
$$Z_1 = Z_2 = Z_3 = \mp 68{,}0 \text{ t} \qquad P_2 = P_3 = \pm 2{,}01 \text{ t}.$$
$$R_1 = R_2 = \mp 99{,}0 \text{ t}$$

Wie man sieht, wachsen die Werte von Z, R und von den Endpylonen rasch an. Bei sehr vielen Öffnungen erhalten die Z-Stäbe schließlich den Wert von 0,75 t/cm² bzw. 0,60 t/cm², je nach Wahl von E (s. Fußnote 4). Entsprechend erhöhen sich die Kräfte in den Rückankerstäben und in den Endpylonen.

Auch bei der Temperatur ist der Einfluß des Dehnungsmaßes E auf die Werte von H_1 bzw. Z groß. H_t und H_{1t} erhalten bei einer Öffnung nach Abb. 9 bzw. Abb. 11 folgende Werte:

bei E	H_t	H_{1t}
1600 t/cm²	$\mp$ 2,0 t	$\mp$ 48 t
1000 „	$\mp$ 2,8 t	$\mp$ 38 t
500 „	$\mp$ 3,6 t	$\mp$ 25 t
200 „	$\mp$ 4,5 t	$\mp$ 12 t
0 „	$\pm$ 5,3 t	$\mp$ 0 t

Bei einer Ausführung wird man den Größtwert (also von rd. 50 t) der Bemessung der oberen Pylonenverbindung zugrunde legen.

6. Bedingungen für den Einbau der oberen Pylonenverbindungen.

Nach diesen Feststellungen ist es möglich, die Bedingungen anzugeben, unter denen die Verspannungen der Pylonenspitzen eingebracht werden müssen, wenn sie wirksam sein sollen. Dabei kann natürlich im allgemeinen nur an leichte Zuggleder gedacht werden, also an Seile. Ketten oder gar Druckstäbe (wie bei der alten Augartenbrücke) werden wohl immer eine Ausnahme bilden. Es soll außerdem abgesehen werden vom Einfluß der Durchbiegung des ganzen Systems auf das Spiel der Kräfte (nach der sogenannten Durchbiegungstheorie), die nur bei sehr großen Spannweiten in erheblichem Maße vorhanden ist und die man (um bei solchen wirtschaftlich zu bauen) berücksichtigen muß. Schließlich ist auch die stets stark versteifende Wirkung durchlaufender Versteifungsträger unbeachtet gelassen worden, um die Betrachtung nicht noch umfassender zu gestalten. Bei Vorliegen eines bestimmten Falles wird man natürlich auch davon nicht absehen dürfen.

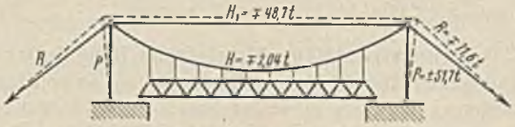


Abb. 18.

Durch Einschalten von Spannseilen zwischen den Pylonenspitzen werden also die Belastungen der einzelnen Öffnungen unabhängig von den Nachbaröffnungen gemacht, die Öffnungen wirken nahezu wie Einzelöffnungen. An den Turmspitzen findet ein Ausgleich statt und ein Übergang der H-Werte in die Z-Werte. Durch Belastung einzelner oder nur einer Öffnung erhalten ihre Oberkabel eine erhebliche Entlastung, während die Spannseile der Nachbaröffnungen den Unterschied des Horizontalzuges aufnehmen und zu den Endverankerungen weiterleiten. Durch Temperaturwirkung erhalten die Spannseile ebenfalls erhebliche Kräfte. Die Spannseile — Oberkabel — sind somit zu bemessen:

a) nach den Kräften aus der Vollbelastung einer Öffnung,
b) nach dem Einfluß der Temperatur,
c) mit einer Anfangsspannung, um zu verhindern, daß sie unter a), bei höchster Temperatur nach b) und unter Eigengewicht zu sehr durchhängen.

Diesen Anforderungen ist bei dem hochwertigen Kabelmaterial, dem Draht, einfach und leicht zu entsprechen.

7. Bisherige Vorschläge und Ausführungen.

Der Vorschlag, Hängebrücken über mehrere Öffnungen durch Spannseile zwischen den Pylonenspitzen wirksam zu versteifen und so jede Öffnung zur Öffnung für sich zu gestalten, ist bereits recht alt, wenn auch die Wirkungsweise der Verspannung früher nur unvollkommen erkannt wurde. Man dachte einfach daran, von jeder Öffnung den Horizontalzug des Hängegurtes unmittelbar zu den Rückankerungen zu führen. Bereits 1835 soll in Frankreich, dem Lande der vielen und leichten Hängebrücken, ein Patent auf die Anordnung bestanden haben. Auch Amerikaner haben sich mit der Aufgabe befaßt, und vor einiger Zeit sind drüben einige Veröffentlichungen darüber erschienen, so von einem Herrn E. F. Keuster, Ingenieur bei Waddell & Hardesty, Beratungsingenieure in New York[5]). Vornehmlich hat sich aber Leinekugel le Cocq mit dieser Brückenart befaßt und in den letzten zwölf Jahren eine ganze Anzahl von größeren Bauwerken mit Verspannung der Pylonen-

[5]) s. hierzu den Auszug aus Eng. News-Rec. vom 15. 1. 1931 in Bautechn. 1931, Heft 47, S. 686.

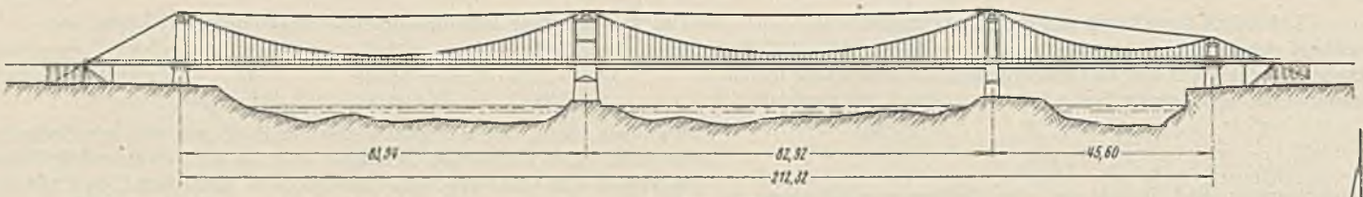


Abb. 19.

spitzen ausgeführt. Sie sind in seiner Schrift „La Standardisation et Les Progrès des Ponts Suspendus modernes" von 1930 näher beschrieben und dargestellt. Ich führe daraus an:

1. Die Brücke bei Ondes über die Garonne mit drei Öffnungen von 83,94 m, 82,92 m und 45,46 m, erbaut 1925. In Abb. 19 ist diese Brücke näher dargestellt. Wie aus dem Querschnitt ersichtlich, besteht die Versteifung der Brücke aus zwei Differdinger Trägern (ein Träger je Tragwand) Nr. 60, I-Eisen 600 · 300 · 30,7 · 14,9 mm. Das Höhenverhältnis zur Stützweite beträgt somit nur $\frac{600}{83000} = \text{rd.}\,\frac{1}{140}$. Die Brücke muß also für Einzellasten ziemlich weich sein. Zur besseren Verteilung solcher ist in der Längsachse unter den Querträgern noch ein besonderer Unterzug aus einem ⊢ Nr. 38 eingebaut worden.

2. Die Brücke bei Montjean über die Loire, erbaut 1926, ein ganz besonders großes Bauwerk. Es sind sechs hintereinander geschaltete Überbauten vorhanden von 50,8375 m, 90,225 m, 91,6875 m, 92,0875 m, 90,575 m und 50,1375 m Stützweite, so daß die Gesamtlänge der Brücke ohne die Rückankerungen 465,55 m beträgt. Nach den von Leinekugel erhaltenen Unterlagen stellt das Bauwerk sich gemäß Abb. 20 dar, wobei die Art der Versteifung besonders auffällt. Sie besteht in den vier großen Öffnungen aus hängenden Girlanden mit Mittelgelenken zwischen den Pylonenlagern und in den beiden Endöffnungen aus hängenden Zweigelenkträgern. Bei der Wahl dieser Träger hat zweifellos die alte Pointbrücke in Pittsburg Pate gestanden, wie das Leinekugel in einer besonderen Schrift über die Brücke[6]) auch hervorhebt. Die Versteifungsträger sind nur aus Zuggliedern (Rundeisen und Seilen) gebildet, ein Filigranwerk voller Gelenke, Gelenkbolzen, Seilköpfe und Schrauben, wie man es in Deutschland kaum zulassen würde. Der Kühnheit des Bauwerks muß aber alle Achtung gezollt werden.

8. Normungsvorschläge für einfache Hängebrücken.

Auf Grund einer über 30jährigen Erfahrung im Bau von Hängebrücken macht Leinekugel le Cocq in seiner Schrift auch Vorschläge für eine gewisse Normung einfacher Straßenhängebrücken. Die Vorschläge beziehen sich sowohl auf die Einzelausbildung — wie die Fahrbahn — und auf die Belastungsannahmen solcher Brücken als auch auf die Wahl der Gesamtabmessungen, Pfeilhöhe usw. Dabei ist er bestrebt, einer schärferen Durchführung der statischen Berechnung dieser Bauwerke — die bei uns in Deutschland selbstverständlich ist — und der Verwendung hochwertiger Baustoffe allen Einfluß zu gewähren.

Die heutige Staatsverordnung sieht in Frankreich eine Nutzbreite von 2,50 m je Verkehrsband vor. Leinekugel le Cocq schlägt für genormte Brücken eine Erhöhung dieses Maßes auf 2,75 m vor. Als Gewicht dicht hintereinander fahrender Lastkraftwagen schlägt er 18 t je Wagen vor, indem er von der Ansicht ausgeht, daß auch die besten Straßen die dauernde Befahrung von solchen schweren Wagen nicht mehr auszuhalten vermögen, daß die anliegenden Häuser bei solchen Lasten bereits stark unter den Erschütterungen solcher Wagen leiden, so daß die Zahl von 18 t tatsächlich für lange Zeit die Höchstgrenze für die Belastung sein wird. Nach DIN 1071 ist für zweispurige Brücken mit geringem Kraftwagenverkehr eine Nutzbreite von 5,2 m vorgesehen und für Brücken mit erheblichem Kraftwagen-, besonders Lastkraftwagenverkehr eine Nutzbreite von 6 m. Der neue Vorschlag von Leinekugel liegt also zwischen beiden Werten. Als Belastung sind in DIN 1072 als größte Einzellast eine Dampfwalze von 24 t Gesamtgewicht — unter Fernhaltung anderer Lasten — vorgeschrieben

[6]) Pont suspendu rigide de Montjean sur la Loire avec fermes en arc à trois articulations. Paris 1927. Gén. Civ. 8. 10. 1927.

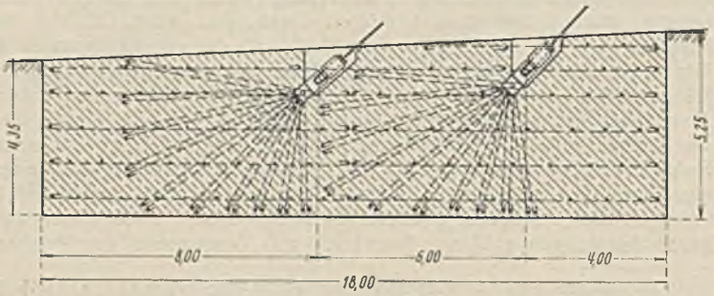


Abb. 21.

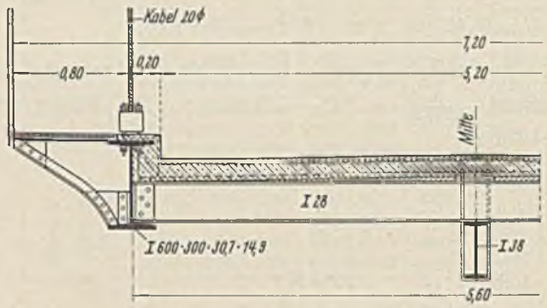


Abb. 19a.

und als schwerste Lastkraftwagen solche von 12 t Gesamtgewicht. Bei den Lastkraftwagen überschreitet Leinekugel die deutschen Belastungen somit um volle 50 %. Die Nutzbreite für die Fußwege auf den Brücken läßt Leinekugel frei, da diese Wege doch meist außerhalb der Hauptträger angeordnet werden. Von Wert erscheint es dagegen Leinekugel, die Fahrbahndecke der Brücken so schwer wie möglich zu machen, ganz oder wenigstens die Decke selbst aus Eisenbeton mit guter Pflasterung. Die gute Wirkung eines hohen Eigengewichtes bei Hängebrücken ging aus den statischen Betrachtungen bereits hervor. Nicht nur die Franzosen, sondern auch die Amerikaner machen bei ihren Hängebrücken ausgiebigen Gebrauch von diesem Einfluß.

Für die Hauptabmessungen von Hängebrücken, wobei Ästhetik und Wirtschaftlichkeit gleiche Beachtung finden sollen, schlägt Leinekugel die Norm vor:

Pfeilhöhe des parabolischen Hängegurts $^1/_{10}$ der Stützweite der Öffnung,

Höhe des Versteifungsträgers $^1/_{10}$ der Pfeilhöhe, also $^1/_{100}$ der Stützweite der Öffnung.

Gegen die Wahl der Pfeilhöhe des Haupttraggliedes der Brücke ist mit $f = \frac{l}{10}$ kaum etwas einzuwenden. Übliche Pfeilverhältnisse sind $f = \frac{l}{9}, \frac{l}{10}$ und $\frac{l}{11}$. Die Höhe des Versteifungsträgers mit nur 1 % der Stützweite erscheint jedoch sehr niedrig festgesetzt. Sie würde gestatten, bis zu 100 m Stützweite noch mit einem Differdinger Breitflanschträger von 1 m Höhe und mit einem Gewicht von nur 314 kg/m als Versteifungsträger auszukommen. Je nach der Schwere und Wichtigkeit des Bauwerks sollte man m. E. mit der Höhe des Versteifungsträgers nicht unter $\frac{l}{50}$ bis $\frac{l}{80}$ gehen.

Für die Ausbildung der Brückenpylonen befürwortet Leinekugel aufs wärmste die Stahlbauweise und weist in seiner Schrift mit Genugtuung auf die großen Ausführungen dieser Art in Deutschland hin — die Kettenbrücke Köln-Deutz und die Kabelbrücke Köln-Mülheim. Wo immer es möglich war, hat Leinekugel Stahlpylonen ausgeführt, bei neuen Brückenbauten stets[7]). Die Lagerung der Seile auf pendelnden Stahlpylonen hält er für statisch besonders günstig, die Ersparnis an Raum gegenüber gemauerten Pfeilern für wirtschaftlich und verkehrstechnisch durchaus begründet.

Schließlich schlägt Leinekugel noch besonders vorteilhafte Rückverankerungen der Kabelbrücken vor. Er löst die Kabelenden in viele Einzelstäbe auf und bettet diese übersichtlich in einen großen und bewehrten

[7]) Die Brücken bei Ondes und Montjean sind Umbauten früherer Hängebrücken, die bereits schwere gemauerte Portale besaßen.

Abb. 20.

Betonblock. In Abb. 21 ist diese Lösung für die Hängebrücke über die Isère bei Veury — Nähe von Grenoble — dargestellt, die eine einzige Öffnung von 203 m hat[8]).

Besondere Erfahrung in der Ausbildung solcher Ankerkörper besitzen die Amerikaner, und es sei insbesondere auf die Veröffentlichungen über ihre neuen großen Bauten im Osten und Westen des Landes hingewiesen.

Der Bau von Hängebrücken, namentlich von Straßenbrücken, sollte auch bei uns mehr gepflegt werden. Theorie und Konstruktion haben für diese Bauart in den letzten Jahrzehnten große Fortschritte gemacht, so daß eine gewisse Abneigung — namentlich bezüglich zu großer Durchbiegungen — nicht mehr berechtigt ist. Bei richtiger Anordnung in der Gesamtheit und in den Einzelheiten sind Hängebrücken zweifellos ebenso wirtschaftlich und steif wie andere Brückensysteme, namentlich wenn größere Spannweiten zu überbrücken sind. Nicht zu befürworten sind die Systeme „der in sich verankerten Hängebrücken", die als reine Auslegerbrücken wirken und die sowohl in ästhetischer wie in wirtschaftlicher Hinsicht der in Widerlagern verankerten Hängebrücke weit unterlegen sind.

[8]) Bautechn. 1933, Heft 49, S. 669.

Bücherschau.

Böhm, F., Ingenieur: „Schalung und Rüstung". 2. Aufl. VIII, 130 S. mit 126 Textabb. Berlin 1936, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Preis steif geh. 5,20 RM.

Das in zweiter, erweiterter Auflage erschienene Werk behandelt anschaulich die Grundlagen des Schalungs- und Rüstungsbaues in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht. Besondere Berücksichtigung haben mittlere und kleinere Bauausführungen gefunden, während das Gebiet des Brückenbaues absichtlich ausgeschaltet worden ist.

Ausgehend von dem Baustoff und dessen Eigenschaften, werden im ersten Teil die Verbindungsmittel eingehend besprochen, die gebräuchlichen Schalungsarten für die einfachsten Bauelemente an Beispielen erläutert, klare Grundsätze für das wirtschaftliche Entwerfen der Schalungen aufgestellt und wertvolle praktische Ratschläge für die Durchführung der Rüst- und Schalarbeit gegeben. Dann folgen Regeln für die Anschaffung und Handhabung des Schalholzes und eine Aufzählung bzw. Beschreibung des Rüstzeuges und der Arbeitseinrichtungen. Zum Schlusse des ersten Abschnitts wird die Berechnung des Schalholzbedarfes an einem Beispiel gezeigt und die Beeinflussung der Schalungskosten durch Verwendung von frühhochfestem (d. h. hochwertigem) Zement untersucht. Der zweite Teil befaßt sich mit der Aufstellung und dem Transport von Schalungen, und im dritten Teil werden die im Hochbau vorkommenden Gerüste besprochen.

Die einzelnen Abschnitte sind knapp und flüssig dargestellt und durch gute Abbildungen erläutert. Das Buch fußt auf praktischen Erfahrungen und geht ausführlich auf wirtschaftliche Gesichtspunkte ein. Bei der heutigen Rohstofflage ist es wichtiger als je, daß sich jeder Fachmann auch mit wirtschaftlichen Fragen eingehend beschäftigt. Deshalb kann das handliche Büchlein allen Fachgenossen zur Anschaffung bestens empfohlen werden. Klett.

Hofacker, K.: Das Talsperrengewölbe. 128 S. mit 29 Textabb. Mitteilungen aus dem Institut für Baustatik a. d. Eidg. Techn. Hochschule Zürich. Zürich u. Leipzig 1936, Gebr. Lehmann u. Co. Preis 4,50 RM.

Massive Talsperren können als Schwergewichts-, Bogengewichts- und Bogenmauern durchgeführt werden. Zur ersten Gruppe gehören streng genommen nur die Gewichtsmauern mit gerader Achse, zur dritten Bogenmauern in Schluchten mit fast gleichbleibender Breite. In den zwischenliegenden Fällen werden die Wirkungen des Wasserdrucks, der Schwindung, der Temperaturänderungen und der Fundamentsenkungen durch zwei sich durchdringende Tragsysteme aufgenommen: liegende Bogen und stehende konsolartige Balken. Bei kleinem Zentriwinkel wird die Bogenwirkung meist vernachlässigt.

Für die statische Berechnung einer Bogengewichtsmauer müssen die äußeren Lasten auf die beiden Tragsysteme verteilt werden derart, daß die waagerechte Verschiebung der Elemente für die getrennt betrachteten Systeme gleich sind. Ein Verfahren dazu hat Ritter[1]) gegeben, das mit Verfeinerungen noch heute angewandt wird. Dieses „Versuchslastverfahren" läßt sich für Talsperrengewölbe ebenso anwenden wie für Talsperrenkuppeln, die, nach den Vorschlägen von Jorgesson ausgeführt, besondere Verbreitung gefunden haben[2]). Meist beschränkt man sich darauf, diese Lastverteilung für gleich große Verschiebungen des Gewölbescheitels zu errechnen, man kann aber auch noch andere Schnitte zur Verbesserung der Lösung heranziehen. Mit den gefundenen Belastungen lassen sich die Überzähligen und die Spannungen ermitteln. Für die Balkenelemente ergeben sich damit in einwandfreier Weise die Hauptspannungen; Modellversuche erbrachten die Richtigkeit dieser Methode. Für die Bogenelemente wurden die Spannungen bisher nach der Navierschen Biegungslehre angenähert ermittelt.

Die vorliegende Doktor-Dissertation hat sich nun die Aufgabe gestellt, eine strenge Lösung dieses Problems zu suchen, sie versuchstechnisch nachzuprüfen und damit die Zulässigkeit der gewohnten Vereinfachung einer Kritik zu unterziehen. Die Lösung dieser Frage ist dem Verfasser gelungen.

Die Untersuchungen beruhen auf einem ebenen Spannungszustande, setzen also voraus, daß die Lastverteilung nach dem oben skizzierten Verfahren und eine getrennte Betrachtung der Spannungs- und Formänderungszustände einzelner Bogenscheiben möglich ist. Die Dicke der Scheibe bleibt also unverändert. Da die Spannungen durch die Querkontraktion nur sehr gering beeinflußt werden, ist diese Vereinfachung zulässig.

Die theoretische Behandlung der Aufgabe geschieht einmal, im Sinne der Mathematik, als Randproblem, sodann durch Superposition der Einzelbelastungen. Die Entwicklung der Gleichungen des allgemeinen Verschiebungs- und Spannungszustandes führt zu Gleichungen, die bereits Föppl in „Drang und Zwang" aufgestellt hat. Im einzelnen werden untersucht: symmetrischer und unsymmetrischer Wasserdruck sowie Temperaturdifferenz. Bei weiterer Behandlung wird von starrer Einspannung der Gewölbekämpfer ausgegangen und die Form der elastischen Einspannung durch Differenzglieder berücksichtigt.

Die wichtigste Frage der elastischen Nachgiebigkeit des Untergrundes und der Talflanken, die zu einer Widerlagerverdrehung und -verschiebung für Gewölbe und Konsole und damit zu einer elastischen Lagerung des Gewölbes führt, ist eingehend behandelt. Die ausreichende Lösung dieser Frage ist für die praktische Brauchbarkeit aller Versuche entscheidend, dem Problem theoretisch näher zu kommen. Der Verfasser versucht die Lösung durch Definition des Widerlagers als Halbraum (bzw. Halbebene) und entwickelt die Beziehungen und die Randwerte nach den von Boussinescq gegebenen Potentialfunktionen dafür. Die Widerlagerverschiebungen und -drehungen werden dann unter Vernachlässigung des Vorhandenseins singulärer Punkte berechnet. Für die Ermittlung der örtlichen Spannungen wird diese Vernachlässigung mit dem Hinweis auf den Ausgleich der Spannungen nach dem St.-Venantschen Prinzip begründet. Dies ist zulässig, bringt allerdings für den gesamten Verschiebungs- und Spannungszustand des Gewölbes einen Fehler, der bei der modelltechnischen Nachprüfung mit 15%, also ziemlich erheblich festgestellt wurde.

Die Verschiebungsfunktionen lassen sich nunmehr für jeden Punkt des Gewölbes berechnen, wenn die elastischen Eigenschaften (E und m) des Felsens bekannt sind. Die praktische Schwierigkeit besteht nun darin, E und m einigermaßen zuverlässig zu ermitteln, denn nicht die Eigenschaften des Gesteins sind maßgebend, sondern die des Gebirges mit allen Unregelmäßigkeiten, Spalten und sonstigen Störungen (gerade an den Hängen!) eines mathematisch erfaßbaren homogenen Gebildes. Für die praktische Beurteilung wird also die Untersuchung von Grenzfällen und eine Betrachtung des Bereiches, in dem Verschiebungen und damit Spannungen auftreten können, wichtiger sein als die strenge Berechnung für einen nur gedachten Fall. Damit soll jedoch nichts gegen den Wert der Arbeit und der strengen Lösung an sich gesagt sein.

Die Ergebnisse der theoretischen Rechnung für Verschiebungen bzw. Spannungen werden mit Zelluloidmodellen in der bekannten Weise geprüft. Der Erörterung der Versuche selbst wird eine Beschreibung der Einrichtung, des Meßverfahrens und der Eigenschaften des Versuchsmaterials vorangestellt. Für das elastisch eingespannte Gewölbe ergibt sich eine Abweichung von 4%, die nahe dem Einspannungsquerschnitt bereits verschwindet. Der Vergleich wird dabei für errechneten bzw. festgestellten Elastizitätsmodul durchgeführt. Der Auffassung des Verfassers, „daß die entwickelte Theorie streng richtig ist, bis auf einen Randbereich am Einspannungsquerschnitt, wo der Einfluß der singulären Punkte bemerkbar sei", kann zugestimmt werden. Anderseits sind aber die Spannungsverhältnisse am Einspannungsquerschnitt für die Praxis von besonderer Bedeutung, da die Möglichkeit des Auftretens von Zugspannungen auf der Wasserseite zu besonderer Vorsicht zwingt. Die gemachte Einschränkung mindert also den Wert der Ergebnisse etwas.

Den Abschluß der Schrift bilden wertvolle Tafeln für die Berechnung und ein Vergleich der strengen Methode mit der Spannungsermittlung nach Navier. Es wird hier nachgewiesen, daß im Gewölbescheitel die Spannungen an der Innenleibung des Gewölbes fast 30% größer werden als bei geradliniger Spannungsverteilung; dies ist besonders deshalb bemerkenswert, da dort Zug auftritt. Die Druckspannungen verringern sich absolut etwa in gleichem Maße, relativ wesentlich weniger.

Insgesamt bedeutet die Arbeit einen weiteren Schritt zur genauen Berechnung von Gewölbesperren. Besonderes Interesse darf den in Aussicht gestellten Untersuchungen über die Wirkung der singulären Punkte im Einspannungsquerschnitt entgegengebracht werden. Für den praktischen Gebrauch ist dann eine Ergänzung der Untersuchungen über den möglichen oder zu erwartenden Einspannungsgrad am Kämpfer notwendig; die Klärung dieser Frage hat, wie bereits erwähnt, besondere Bedeutung. In Deutschland hat man noch keine Gewölbegewichtsmauer errichtet; die Zilliertalsperre ist wiederholt dafür konstruiert worden, man hat dann aber doch aus nicht bekannten Gründen auf einen solchen Bau verzichtet. Dabei sind die Talprofile unserer Mittelgebirge durchaus nicht so ungünstig, daß richtig konstruierte Bogenmauern unwirtschaftlich oder untragbar wären. Aus diesem Grunde ist jeder Beitrag zur Vertiefung unserer Kenntnisse über das Verhalten dieser Konstruktionen zu begrüßen. Die vorliegende Arbeit bringt nicht nur eine solche Vertiefung, sondern regt auch zweifellos zu weiteren Untersuchungen an. Infolgedessen ist sie für den forschend tätigen Ingenieur wie für den praktischen Talsperrenfachmann von gleich großem Werte. Collorio.

[1]) Doktor-Dissertation, Karlsruhe 1913.
[2]) Tölke, Bauing. 1937, Heft 1/2.

Krabbe, F., Dr.-Ing. Reichsbahnoberrat, München: Grundsätzliche Bemerkungen zur Frage der Beulsicherheit der Stegbleche vollwandiger Blechträger. 12 S. mit 6 Abb. Berlin 1937, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Preis gch. 1 RM.

Die Einführung der neuen Vorschrift zur Bestimmung der Beulsicherheit von Stegblechen veranlaßte den Verfasser, die wissenschaftlichen Grundlagen dieser Bestimmungen einem weiteren Kreise verständlich zu machen. Dabei werden keinerlei überdurchschnittliche Kenntnisse vorausgesetzt. Krabbe bevorzugt wie in allen seinen Arbeiten die Anschaulichkeit. So wird die Biegungsarbeit der Wölbungen und insbesondere ihre mathematische Abfassung unter Zuhilfenahme der Zeichnung erläutert.

Der Sicherheitsfrage schenkt der Verfasser seine besondere Aufmerksamkeit. Er weist mit Nachdruck auf den wichtigen Umstand hin, daß die Überschreitung der Beulspannungen nicht gleichbedeutend mit dem Verlust der Tragfähigkeit des Trägers ist; denn es sind dann unter stärkerer Heranziehung der Zugzonen neue Gleichgewichtszustände möglich. Deshalb kann der Sicherheitsgrad gegen Ausbeulen des Stegbleches verhältnismäßig klein sein. Auch auf die Problematik der Beuluntersuchungen bei zusammengesetzten Spannungen wird, soweit es der kleine Umfang der Schrift erlaubt, eingegangen. Die „Zauberformel" läßt sich freilich leicht aus dem Einheitskreis herleiten, der die Sicherheit bei Zusammenwirkung von zweierlei Spannungsarten regelt.

Mancher Stahlbauingenieur wird dem Verfasser für seine Darstellungsweise dankbar sein, die geeignet ist, ihm die vermeintlichen Schwierigkeiten der Beultheorie aus dem Wege zu räumen und ihn zur weiteren Beschäftigung mit diesem umfangreichen Sondergebiete zu ermutigen. Für eine Neuauflage wäre eine umfangreichere Beispielsammlung zu empfehlen. K. Klöppel.

Kohlschütter, H., Abteilungsleiter und Prof. a. d. Preußischen Landesanstalt für Wasser-, Boden- und Lufthygiene in Berlin-Dahlem: Die Verwertung der Abwässer in der Landwirtschaft und in Siedlungen, im Siedlungsabschnitt unter Mitwirkung von Stadtbaurat a. D. Dr.-Ing. habil. A. Heilmann, Berlin. Heft 3 der Schriftenreihe der Abwasserfachgruppe der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen E. V. 26 S. mit 2 Abb. München und Berlin 1937. Kommissionsverlag von R. Oldenbourg. Preis 2 RM.

Durch Erlasse des Reichs- u. Preußischen Ministers für Ernährung und Landwirtschaft vom 5. Februar 1935 und des Reichs- u. Preußischen Wirtschaftsministers vom 28. Mai 1936 sind die Aufsichtsbehörden angewiesen, in Zukunft Kläranlagen zur Reinigung von städtischen bzw. gewerblichem Abwasser nur dann zu genehmigen, wenn der Nachweis erbracht ist, daß eine Reinigung auf Land mit landwirtschaftlicher Verwertung des Abwassers im Einzelfalle nicht durchführbar ist. Durch diese Erlasse haben die im Hinblick auf die Erzeugungssteigerung heimischer Nahrungsmittel wertvollen Bestrebungen zur landwirtschaftlichen Ausnutzung der im Abwasser gegebenen Wachstumsfaktoren eine kraftvolle Förderung erfahren. Jeder mit Abwasserfragen beschäftigte Ingenieur muß sich nunmehr zwangsweise mit den Problemen der landwirtschaftlichen Abwasserverwertung befassen. Da es bisher an einer zusammenfassenden Darstellung der hierbei auftretenden Fragen fehlt — die bisher veröffentlichten Erfahrungen mit den im Eigenbesitz der Städte befindlichen stark überlasteten Rieselfeldern alter Art lassen sich nur zum Teil verwerten —, hat die Abwasserfachgruppe der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen E. V. die vorliegende, von Prof. Kohlschütter verfaßte wertvolle Arbeit als Heft 3 ihrer Schriftenreihe im geeigneten Zeitpunkte erscheinen lassen.

Die Arbeit beginnt mit knapp gefaßten Ausführungen über die Ursprungsart der verschiedenen Abwasserarten und über die verschiedenen Merkmale zu ihrer Kennzeichnung. Es folgen dann bodenkundliche Ausführungen über die Einwirkung der verschiedenen Bodenarten auf die im durchsickernden Abwasser enthaltenen Stoffe. Daraus ergeben sich dann die im nächsten Abschnitt entwickelten Erkenntnisse über den landwirtschaftlichen Wert des Abwassers, der sich ja nicht nur auf den Gehalt an den Grundnährstoffen Stickstoff, Kali und Phosphorsäure beschränkt, sondern bei dem auch der für die biologischen Vorgänge im Boden wichtige Gehalt an humusbildenden Stoffen im Abwasser und der Wert des Wassers selbst als wichtige Wachstumsbedingung zu berücksichtigen ist. In den Ausführungen über den nationalwirtschaftlichen Wert des Abwassers wird besonders auf die Steigerung der Eiweißerträge durch Abwasserverrieselung auf Grünland hingewiesen.

In dem folgenden Abschnitt über Betriebsformen werden Angaben über die zweckmäßige Größe und Zusammensetzung der zur weiträumigen Abwasserunterbringung zu gründenden Abwassergenossenschaften und über die auf dem Einzelhof bei Abwasserdüngung erforderlichen Betriebsumstellungen gemacht.

Es folgen dann verhältnismäßig kurz gefaßte Angaben über die Technik der Abwasserverrieselung, ausgehend von der noch nicht eindeutig geklärten Frage der zweckmäßigsten Vorbehandlung des Abwassers. Nach kurzen Angaben über die Zuleitung werden dann die verschiedenen Arten der Wasserverteilung über die Einzelparzelle, besonders die verschiedenen Berieselungsarten und die Abwasserverregnung besprochen. Mit der Behandlung gesundheitlicher Fragen auf den Rieselgebieten schließt dieser erste Teil der Arbeit.

Im letzten Drittel des Heftes folgen dann noch Ausführungen über Abwasserverwertung in Siedlungen, die unter Mitwirkung von Dr.-Ing. habil. A. Heilmann, Berlin, zusammengestellt sind und auf die alle mit der Planung und Ausführung von Siedlungen betrauten Stellen besonders hingewiesen seien. Mit Recht wird verlangt, daß schon bei der Auswahl von Siedlungsgelände — sei es für städtische Siedlungen, sei es für vorstädtische oder ländliche Kleinsiedlungen — die Möglichkeit einer ordnungsmäßigen Wasserversorgung und einer einfachen Entwässerung und Abwasserbeseitigung unter Berücksichtigung der Bodenbeschaffenheit und des Grundwasserstandes ausführlich untersucht und in Rechnung gestellt werden muß, sollen nachträgliche teuere Aufwendungen, für die dann meist die Deckung fehlt, vermieden werden. Die Rücksicht auf die Abwasserunterbringung ist im Einzelfalle auch bestimmend für die Ausstattung der verschiedenen Siedlungsarten mit Spülaborten und Bädern, bzw. Trockenaborten mit und ohne Torfstreuung, was im einzelnen entwickelt wird. Auch das Abwasser aus Siedlungen läßt sich in vielen Fällen landwirtschaftlich verwenden, wofür Richtlinien unter Berücksichtigung der verschiedenen Bodenarten und auch einige, durch Abbildungen erläuterte Ausführungsbeispiele gegeben werden.

Schließlich sind die von der Abwasserfachgruppe der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen und der Freien Deutschen Akademie für Städtebau, Reichs- und Landesplanung im Einvernehmen mit dem Deutschen Gemeindetag im Jahre 1934 aufgestellten

Richtlinien für technisch-hygienische Wasser- und Abwasserwirtschaft in Siedlungen

der Veröffentlichung als Anlage beigefügt.

Die Arbeit ist als Werbeschrift für den Gedanken der landwirtschaftlichen Abwasserverwertung und als erste Einführung in die dabei vom Techniker und Hygieniker zu lösenden Aufgaben von besonderem Werte. Damit sie auch als Grundlage der Entwurfsarbeit benutzt werden kann, wäre es zu begrüßen, wenn sie bei einer neuen Auflage mit mehr Abbildungen über ausgeführte Anlagen ausgestattet werden könnte. Prüß.

Stein, C., Kreisbaumeister, Delitzsch: Die landwirtschaftliche Verwertung städtischer Abwässer. 114 S. mit 46 Abb. und 1 Tafel. Berlin 1937, Julius Springer. Preis geh. 12 RM.

Das Werk stellt eine wertvolle Ergänzung der vorstehend besprochenen Arbeit von Prof. Kohlschütter über dasselbe Thema dar; es gibt sowohl dem ausführenden Ingenieur als auch dem Landwirt die aus der Praxis gewonnenen Unterlagen für den Entwurf und den Betrieb von Abwasserverwertungsanlagen. Der Verfasser ist der Erbauer der in der Fachliteratur mehrfach beschriebenen Verrieselungsanlagen im Kreise Delitzsch, mit deren Bau und Betrieb Pionierarbeit für die weiträumige Abwasserverrieselung geleistet wurde. Gerade weil bei Erstausführungen sich mancherlei Einzelheiten als verbesserungsfähig erweisen, ist die freimütige Bekanntgabe der Erfahrungen für die Praxis von besonderer Bedeutung, zumal in der Zukunft in verstärktem Maße mit der Errichtung landwirtschaftlicher Abwasserverwertungsanlagen gerechnet werden muß.

Den technischen Einzelangaben über Abwasserverwertung vorangestellt sind allgemeine Ausführungen über die bisherigen Abwasserreinigungsverfahren, die in der technischen und wirtschaftlichen Beurteilung nicht immer richtig gesehen sind. („Tauchkörper" werden gerade wegen ihrer schnellen Verschlammung für die Reinigung von städtischem Abwasser kaum noch angewandt, das „Belebtschlammverfahren" wird, besonders bei mittleren und kleineren Anlagen, die anderen künstlichen biologischen Klärverfahren — besonders neuzeitliche Tropfkörper — gerade wegen seiner hohen Betriebskosten und seiner Empfindlichkeit kaum verdrängen.)

Es folgen dann Ausführungen über den Wachstumswert von städtischem Abwasser und seine volkswirtschaftliche Bedeutung, über Fragen der Betriebsform und die dadurch bedingte Zusammenarbeit zwischen Stadt und Land.

Als Hauptteil des Buches folgen die technischen Angaben über die Verunreinigung des Abwassers, die Zuleiter (Wasserverluste in offenen Zuleitergräben), das Entwässerungsnetz, die Berieselungstechnik und Abwasserverregnung. Der folgende Abschnitt über die Kulturen und ihre Bewässerungszeiten, Schlammverwertung und Fischteiche betrifft besonders den Landwirt, für den die Umstellung der Kulturen bei Abwasserdüngung eine Fülle neuer Probleme bringt, die je nach Untergrund und örtlichem Klima verschieden zu lösen sind. Der Landwirt muß daher bei der Entwurfsaufstellung des Verrieselungsplanes maßgebend mitwirken, damit die betriebswirtschaftlichen Bedürfnisse der einzelnen beteiligten Bauernhöfe der Gesamtplanung zugrunde gelegt werden.

Mit der Behandlung hygienischer Fragen bei der Abwasserverwertung und einem kurzen Hinweis auf den günstigen Einfluß der Abwasserverrieselung auf den Wasserhaushalt im Untergrund schließt das Buch, das, wenn es sich auch in der Hauptsache auf die ausgeführten Anlagen im Leipzig-Delitzscher Gebiet stützt, doch mit großem Vorteil auch bei Neuanlagen im übrigen Reich größte Beachtung verdient. Prüß.

INHALT: Tätigkeit der staatlichen Flußbauverwaltung in Bayern im Jahre 1936. — Die Storstrømbrücke. — Die Spannungen in der Larssenwand. — Hängebrücken über mehrere Öffnungen. — Bücherschau.

Verantwortlich für den Inhalt: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.