

10.877/III. SW
P 271/51

DIE BAUTECHNIK

FACHSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUINGENIEURWESEN
DER STAHLBAU – ZEITSCHRIFTENSCHAU

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169

Schriftleiter: Regierungsbaumeister a. D. Dipl.-Ing. Johannes Peters, Berlin-Wilmersdorf

28. Jahrgang

Berlin, August 1951

Heft 8

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN - BERLIN-WILMERSDORF
(WEST-BERLIN)

Soeben erschienen:

Das seit Jahrzehnten bewährte Nachschlagewerk für Bauingenieure und Studierende

BETON-KALENDER 1951

Taschenbuch für Beton- und Stahlbetonbau sowie verwandte Fächer

40. Jahrgang · Wie früher in zwei Teilen

Schriftleitung: Dipl.-Ing. Georg Ehlers, Frankfurt a. M.



DIN A 6. 1164 Seiten mit 961 Textabbildungen. I. Teil in Ganzleinen, II. Teil geheftet. Zusammen **DM 16,—**

Aus dem Inhalt:

I. Teil

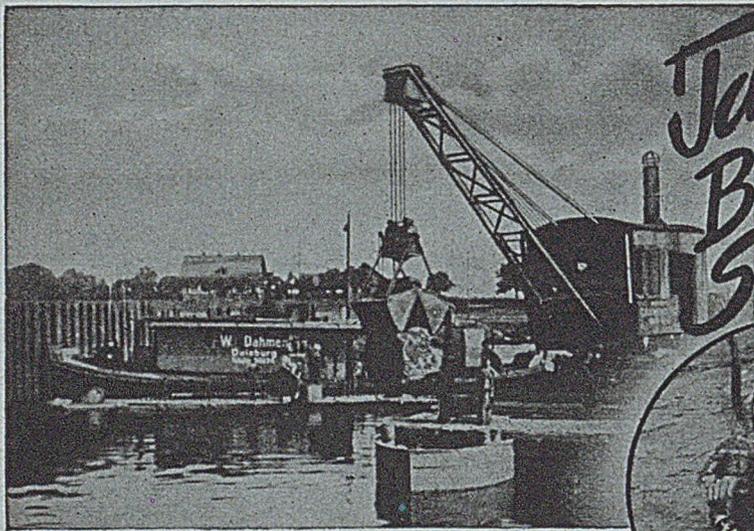
Mathematische Tafeln
Auflösung von Gleichungen, Geometrie, Trigonometrie, Trägheits- und Widerstandsmomente (Prenzlów)
Raumgewichte und Wärmeleit Zahlen (Hummel)
Stahl (Hasenjäger)
Bauholz, Natürliche Steine
Zementmörtel und Beton (Hummel)
Luftmörtel und hydraulischer Mörtel (Hummel)
Baustoffprüfungen (Hummel)
Festigkeitslehre (Prenzlów)
Baustatik (Berrer)
Bemessung der Stahlbetonbauteile (Luetkens)
Ergänzungsnachtrag zur Bemessung der Stahlbetonbauteile
Bestimmungen (Zähringer)

II. Teil

Der erstmals seit 1944 wieder erscheinende II. Teil knüpft an die damals unterbrochene Entwicklung an. Die wieder erscheinenden Beiträge sind, auch wo im einzelnen nichts vermerkt ist, auf den neuesten Stand gebracht; die neuen Beiträge verdienen besondere Aufmerksamkeit.

Grundsätze für das Veranschlagen von Stahlbetonbauwerken des Hochbaues (Mund)
Die Bauausführung (Löser)
Grundbau (Lohmeyer)
Stützmauern (Greiner)
Wände im Hochbau (Thomass)
Massive Decken (v. Halasz)
Dachbauten (Kraus)
Fertigbauteile aus Beton und Stahlbeton (Gaede)
Balken- und Rahmenbrücken aus Stahlbeton (Kaiser)
Gewölbte Brücken (Mörsch)
Stahlrohrgerüste (Lang)
Silos (Nakonz)
Ausländische Stahlbetonbestimmungen (Aster)

Zu beziehen durch jede Buchhandlung sowie durch die GROPIUS'SCHE BUCHHANDLUNG,
(1) Berlin-Wilmersdorf (West-Berlin), Hohenzollerndamm 168



*Täuchen
Bergen
Sprengen*



W. DAHMEN
Luisburg

SCHIFFERSTR. 170
FERNRUF 3 19 13
3 18 24
65 09

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN / BERLIN-WILMERSDORF
(WEST-BERLIN)

RÜSTUNGSBAU

von Professor H. KIRCHNER †

Aufstell- und Lehrgerüste
für Stahl- und gewölbte
Brücken nebst Schal-, Ar-
beits- und Hilfsgerüsten

Zweite Auflage, neu bearbeitet von Professor ADOLF MÜLLENHOFF, Lübeck

- I. BAND:** Allgemeines — Gerüste für feste Stahlbrücken
Gr. 8° XI, 178 Seiten, mit 253 Textabbildungen 1951. Geheftet DM 21,50, Ganzleinen DM 24,—
- II. BAND:** Lehrgerüste — Hilfs- und Arbeitsgerüste
Gr. 8° XI, 136 Seiten mit 152 Textabbildungen 1951. Geheftet DM 16,50, Ganzleinen DM 19,—

Die zunehmende Verwendung der neueren Verbindungsmittel, der Ersatz hölzerner Rüstungen durch stählerne, die Einführung neuer Bauweisen, insbesondere der Stahlrohrgerüste, vor allem aber der Bau vieler bedeutender Brücken der letzten 25 Jahre erforderten eine weitgehende Neubearbeitung und Erweiterung. Hinzu kamen die Hebungen und Verschiebungen von Brücken anlässlich der Wiederherstellung von Kriegsschäden. Die Brückenbauten beim Bau der Reichsautobahnen, die nur mit Hilfe großer Rüstungen möglich waren, brachten neuere Konstruktionen mit sich, die im wesentlichen dargestellt wurden. Dabei sind auch die neueren Fortschritte des Rüstungsbaues im Ausland, besonders in der Schweiz, berücksichtigt worden. Entsprechend der zunehmenden Anwendung der Balken und Rahmen aus Stahlbeton wurde die Ausführung einiger Schalgerüste solcher Bauten aufgenommen. Den Abschluß bildet die Darstellung von Arbeits-, Förder-, Kran- und sonstigen Hilfsgerüsten, die bei der wachsenden Mechanisierung aller Baubetriebe immer wichtiger werden.

Zu beziehen durch jede Buchhandlung sowie durch die GROPIUS'SCHE BUCHHANDLUNG,
① Berlin-Wilmersdorf (West-Berlin), Hohenzollerndamm 168

DIE BAUTECHNIK

DER STAHLBAU : : ZEITSCHRIFTENSCHAU

28. Jahrgang

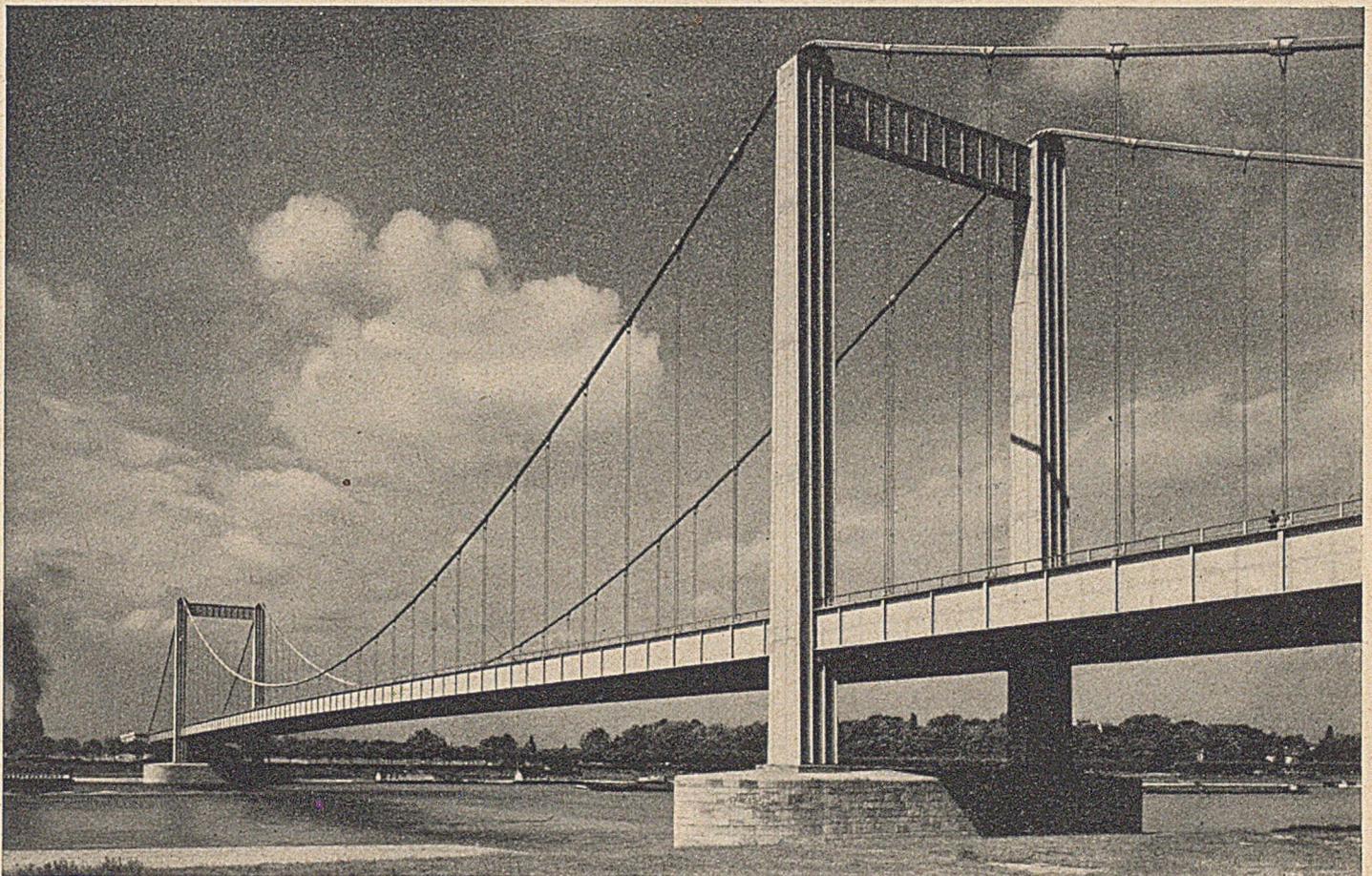
BERLIN, August 1951

Heft 8

Die Autobahnbrücke über den Rhein bei Köln-Rodenkirchen.

Berichtet von Dr.-Ing. Fritz Leonhardt, Stuttgart. Mitverfasser Obering. Max Schneider, Dortmund.

(Fortsetzung aus Heft 11/1950.)



V. Die Stahlbrücke.

A. Die bauliche Durchbildung.

2. Das Fahrhangerippe.

Der Beschreibung des Fahrhangerippes sollen die für weitere Entwürfe beachtenswerten Untersuchungen vorangestellt werden, die Veranlassung gaben, an Stelle einer fugenlosen Buckelblechfahrbahn mit Asphaltbelag (Vorentwurf Abb. 83) eine unmittelbar befahrene

Stahlbetonplatte mit Unterbrechungen der Längsträgerstränge an jedem Querträger zu wählen.

Die Buckelbleche endigten seitlich auf Randlängsträgern. Zwischen Versteifungsträger und Fahrbahn blieben kurze Querträgerenden. Verkürzt oder verlängert sich nun der Versteifungsträgerobergurt infolge der Verkehrslastmomente, so werden die Querträgerenden seitlich verbogen, weil die Fahrbahntafel ihre Länge praktisch nicht ändert (Abb. 84). Es wurde deshalb versucht, die Fahrbahntafel durchgehend an den Versteifungsträger anzuschließen und so die Ausbiegung der Querträgerenden zu verhindern. Dabei können in der Fahrbahntafel erhebliche Zug- und Druckspannungen auftreten und den Bestand der Fahrbahn gefährden. Schließlich wurden bei Ausbildung nach Abb. 83 einige Bewegungsfugen in der Fahrbahntafel und in den Längsträgersträngen vorgesehen. Dabei ergab sich, daß Fugen im Abstand von drei Feldern in der fertigen Brücke ge-

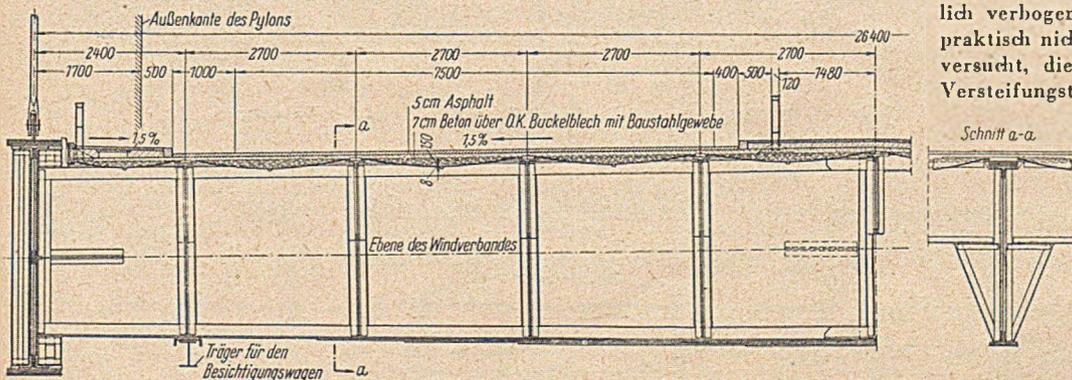


Abb. 83. Fugenlose Buckelblechfahrbahn des Vorentwurfes.

Die Ausbiegung der Querträgerenden zu verhindern. Dabei können in der Fahrbahntafel erhebliche Zug- und Druckspannungen auftreten und den Bestand der Fahrbahn gefährden. Schließlich wurden bei Ausbildung nach Abb. 83 einige Bewegungsfugen in der Fahrbahntafel und in den Längsträgersträngen vorgesehen. Dabei ergab sich, daß Fugen im Abstand von drei Feldern in der fertigen Brücke ge-

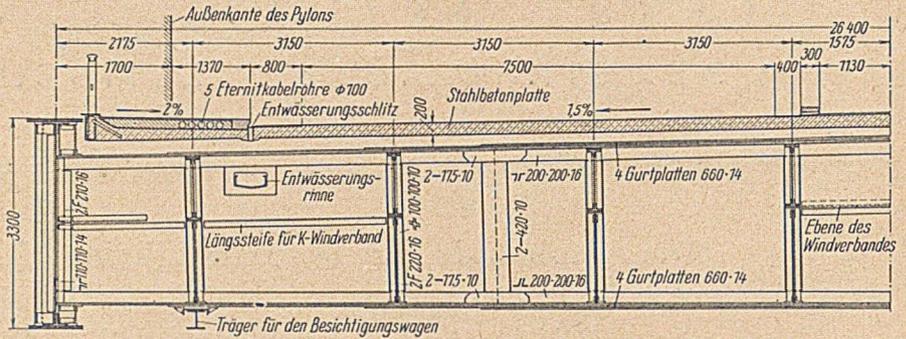
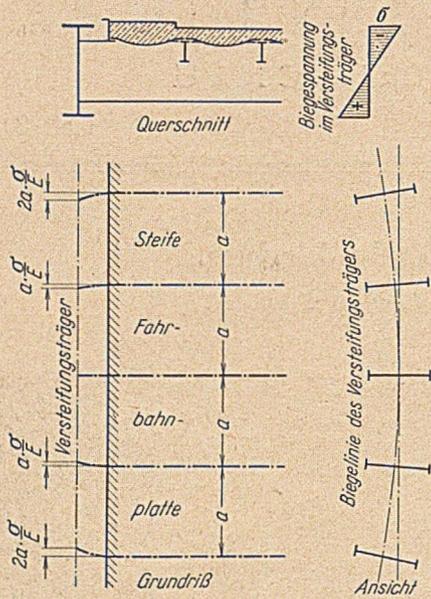


Abb. 85. Die zur Ausführung gewählte Fahrbahn.

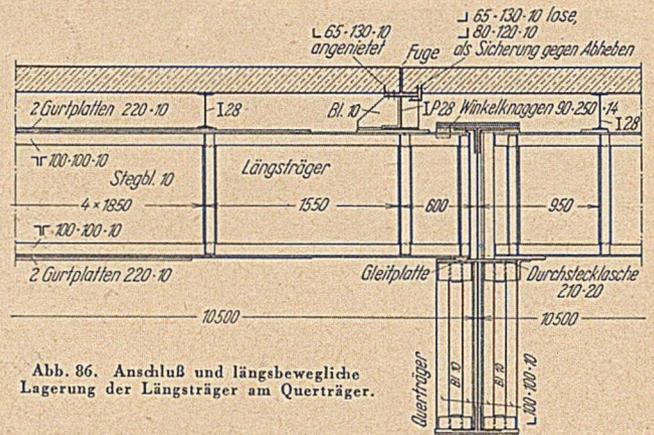


Abb. 86. Anschluß und längsbewegliche Lagerung der Längsträger am Querträger.

nügende Sicherheit geboten hätten. Wegen der zu erwartenden Montageschwierigkeiten hat die Bauleitung jedoch auf Vorschlag von Prof. Dr. H. Maier-Leibnitz eine Stahlbeton-Fahrbahntafel mit Fugen an jedem Querträger verlangt⁹⁾.

Die gewählte Fahrbahn ist in Abb. 85 u. 86 im Quer- und Längsschnitt dargestellt. Die 20 cm dicke Stahlbetonplatte auf Zwischenquerträgern I 28, die über den Längsträgern durchlaufen, wird unmittelbar befahren (s. VE 4). Die im Abstand von 10,5 m angeordneten Fugen liegen möglichst nahe beim Querträger.

Die Längsträger sind auf der einen Seite des Querträgers fest angeschlossen. Auf der anderen Seite sind sie mit einer am Untergurt befestigten Gleitplatte auf der dort endenden Stegaussteifung des Querträgers längsbeweglich aufgelagert (Abb. 86). Die Gleitlager liegen etwa in der Höhe der neutralen Achse des Verstärkungsträgers.

Die Querträgerobergurte sind durch die Längsträger seitlich gehalten und außerdem so breit, daß sie auch beim Einbau genügend knickfest waren. Die Querträger wurden nicht lotrecht gestellt, sondern rechtwinklig zur Verstärkungsträgerachse; die kleinen Abweichungen von der Lotrechten, die auch bei den äußeren Aussteifungen der Verstärkungsträger auftreten, sind bei der geringen Längsneigung von 1:140 selbst unter

dem lotrechten Hängeseil mit dem bloßen Auge nicht feststellbar.

Unter den äußeren Längsträgersträngen wurde eine Besichtigungswagenlaufbahn aus IP 30 und $\angle 38$ aufgehängt (Abb. 87), die in jedem Feld ein längsbewegliches Gelenklager erhielt.

Am Randlängsträger ist ein 90 cm hohes, wegen der Aussicht sehr offenes geschweißtes Geländer mit nur einem Knieholm angeschlossen.

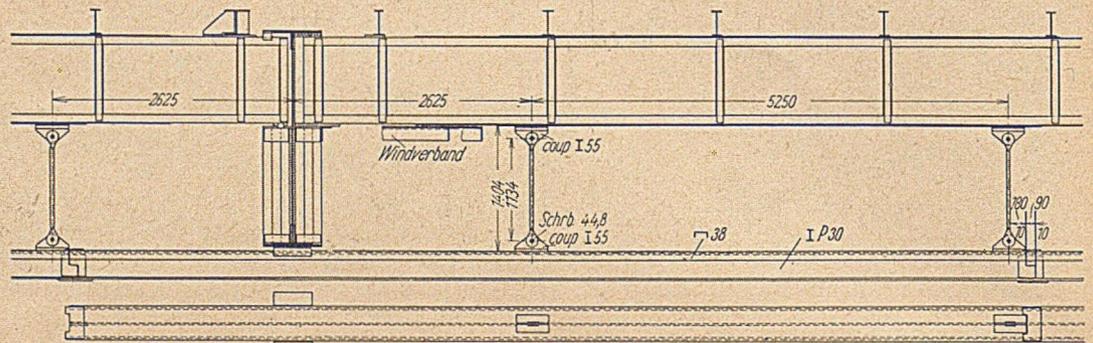


Abb. 87. Besichtigungswagenlaufbahn mit ihrem längsbeweglichen Gelenklager.

⁹⁾ Bei dem Wettbewerb für die Rheinbrücke Köln-Mülheim 1948 wurden mehrere gangbare Lösungen für fugenlose Beton- und Stahlfahrbahnen angegeben. Zacher, Bautechn. 25 (1948), Heft 11, S. 248.

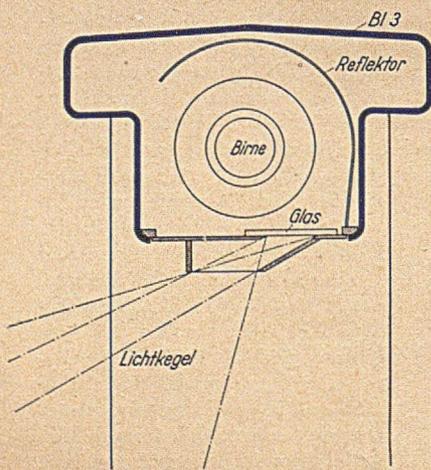


Abb. 88a. Indirekte Gehwegbeleuchtung. Anordnung der Leuchte im Geländerholm.

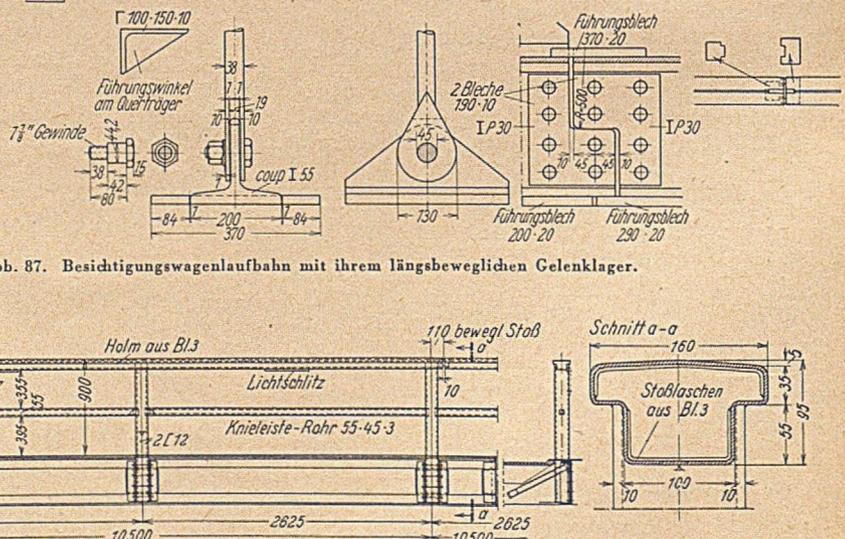


Abb. 88. Das Geländer.

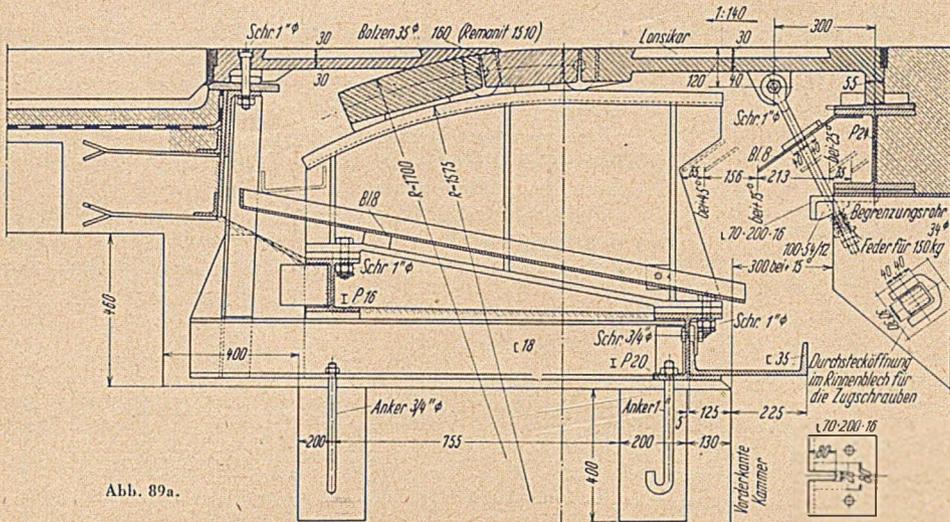


Abb. 89a.

Von einer Beleuchtung der Fahrbahn wurde abgesehen, weil die Autobahn ohnehin nicht beleuchtet ist und der Autofahrer die Beleuchtung eines kurzen Fahrbahnstückes nur unangenehm empfinden würde. Auch beim Radweg konnte auf eine Beleuchtung verzichtet werden. Für die Gehwege wurde die neuartige Lösung gefunden, die Beleuchtungskörper in dem Hohlprofil des oberen Geländerholmes so unterzubringen, daß nur der Gehweg angestrahlt wird und von der Autobahn aus keine blendenden Lichtquellen zu sehen sind (Abb. 88a). In jedem Feld des Geländers sind im Holm zwei Glühlampen von 15 Watt mit einem gewölbten Reflektorblech untergebracht. Die Anstrahlung des Gehweges war gleichmäßig und ausreichend.

Diese Beleuchtungsart trägt wesentlich zu dem guten Aussehen der Brücke bei, weil keinerlei Leitungen, Maste und Beleuchtungskörper das Brückenbild beeinträchtigen.

Für die Fahrbahnübergänge an den Widerlagern wurden Gleitgelenkplatten Bauart DEMAG eingebaut, welche die großen Längsbewegungen von + 22 cm und - 16 cm der Brückenenden am besten ausgleichen (Abb. 89). Die die Platten verbindenden Gelenkholzen wurden aus nichtrostendem V2 A-Stahl hergestellt. Zur Erhöhung



Abb. 89. Die beweglichen Fahrbahnübergänge.

Die Pfosten sind aus 2 $\angle 12$ zusammengeschweißt, die Holme sind aus 3 mm starken abkanteten Blechen hergestellte Hohlprofile (Abb. 88). Die Holme sind an den Enden der Geländer als Endpfosten umgebogen. Über jeder Fuge der Fahrbahnplatte sind Bewegungsfugen angeordnet.

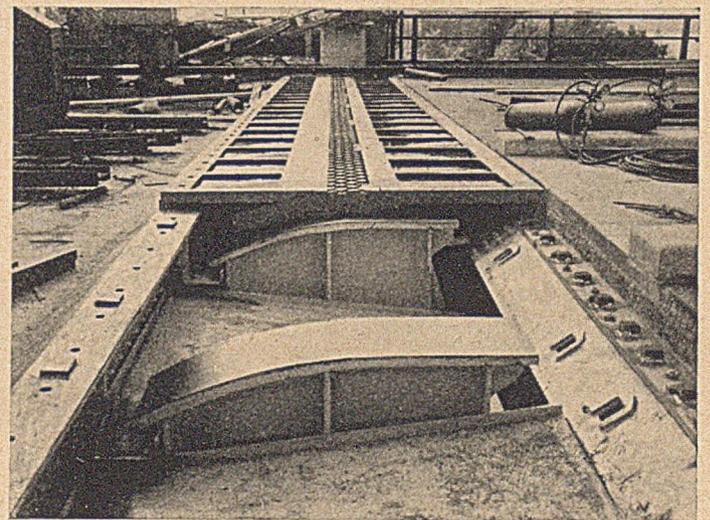


Abb. 90a.

der Griffigkeit wurden Teilfelder der Stahlgußplatten mit einem Karborund-Zement-Estrich (Lonsikar) versehen. Das durch die Fugen eindringende Wasser wird auf austauschbaren verzinkten Blechen in eine Rinne geleitet.

Der Fahrbahnübergang ist am Radweg unverändert durchgeführt. Dagegen wurden an den Gehwegen gewölbte Schleifbleche gewählt, die am Widerlager nur knapp aufliegen und in den gleichzeitig zur Entwässerung dienenden Raum auf der Brückenfahrbahn schieben

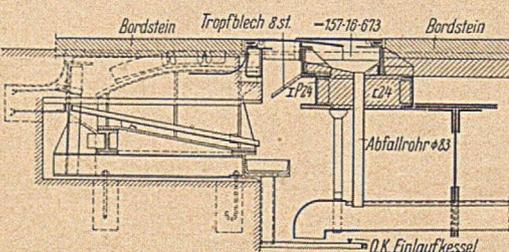
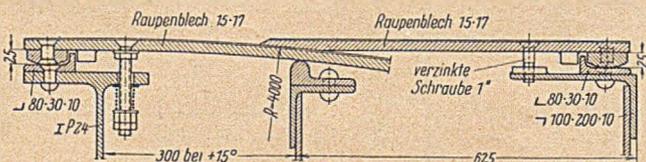


Abb. 90. Die beweglichen Gehwegübergänge.

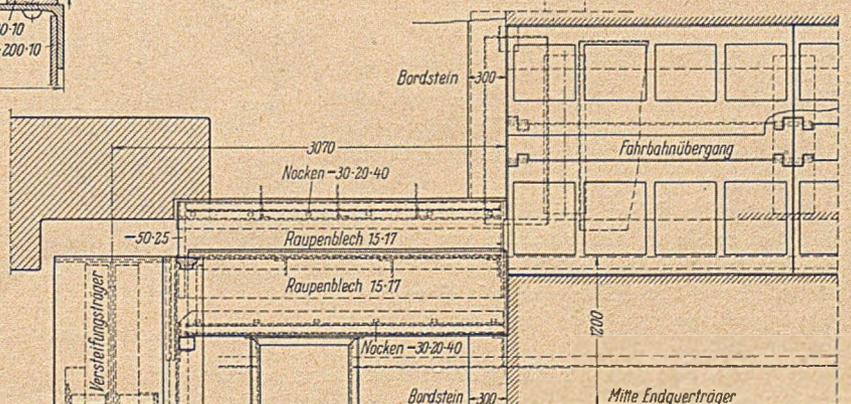


Abb. 90. Die beweglichen Gehwegübergänge.

Windkräften anliegen. In den Pylonen wurden die Windlager nur im unterstromigen Pylonenhein eingebaut. Für die Endlager des Windverbandes wurde die bereits beschriebene Stahlbetonkonsole aus dem Widerlager durch den Endquerträger hindurch vorgekragt und auf beiden Seiten mit waagerechten Lagerplatten ausgestellt, gegen die sich die senkrecht am Querträgerloch befestigten Lagerplatten abstützen (Abb. 93).

3. Die Pylonen.

Die in den beiden Hauptträgererebenen angeordneten Pylonenständer sind durch obere Riegel zu quer stehenden Rahmen verbunden (Abb. 7). Die Pylonenständer wurden in die Strompfeiler eingespannt. Abgesehen von kleinen Hängebrücken aus älterer Zeit war diese Ausführungsart für Europa erstmalig. Unten eingespannte, in sich standfeste Pylonen wirken gerade bei einer bodenverankerten „echten“ Hängebrücke natürlicher und befriedigen darum schönheitlich mehr als Pylonen mit Fußgelenken. Die Montage wird einfacher und die Steifigkeit in der Querrichtung größer. Andererseits wird die Rechenarbeit vermehrt, vor allem, da nunmehr die Pylonenständer auch in Längsrichtung Biegemomente erhalten, die von den Formänderungen des ganzen Systems abhängig sind und Spannungsermittlungen zweiten Grades erfordern (vgl. Abschnitt V B 3).

In der Frage Nietung — Schweißung wurde aus praktischen und schönheitlichen Gründen für die Nietung entschieden.

Die Ständer sind in Längsrichtung gesehen parallelgürtig und erhielten zur Betonung der Lotrechten Schattenlinien durch die abstehenden Schenkel der Kanten und der Drittelpunkt-Steifen, während sie quer gesehen glatt gehalten und beiderseitig mit Anlauf versehen sind. Die Oberkante des Querriegels wurde mit der Oberkante der Stahlkonstruktion des Schaftes zusammengelegt.

Aus der Vielzahl der Vorschläge für die Pylonen seien drei Anregungen des

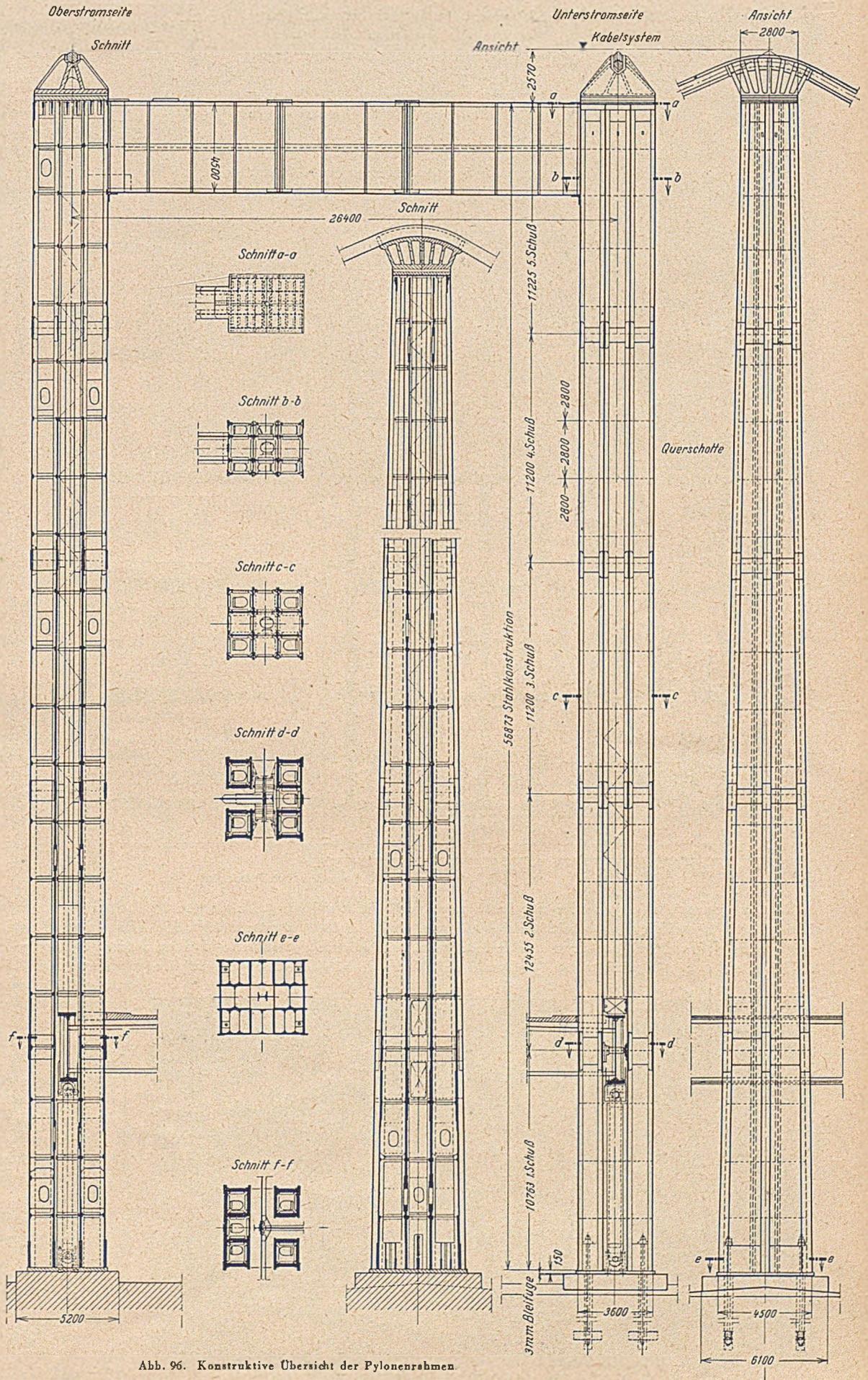


Abb. 96. Konstruktive Übersicht der Pylonenrahmen

Mitverfassers festgehalten, denen zwar hier nicht stattgegeben wurde, die aber bei anders gelagerten Verhältnissen erwägenswert sein können:

1. Tieferlegung des Querriegels, wodurch Pylonenkopf und Sattellager freier hervortreten (Abb. 94a).
2. Leichter Anzug auch der Pylonenaußenfläche längs gesehen (Abb. 94a), um der optischen Täuschung des Auseinanderlaufens paralleler Lotrechten zu begegnen.
3. Querschnittsgestaltung mit kreuzweise abstehenden Winkelschenkeln an den Außenkanten (Abb. 94b), was der straffen Konturenführung auch in der Brückenansicht bei jeder Lichtwirkung zugute kommt.

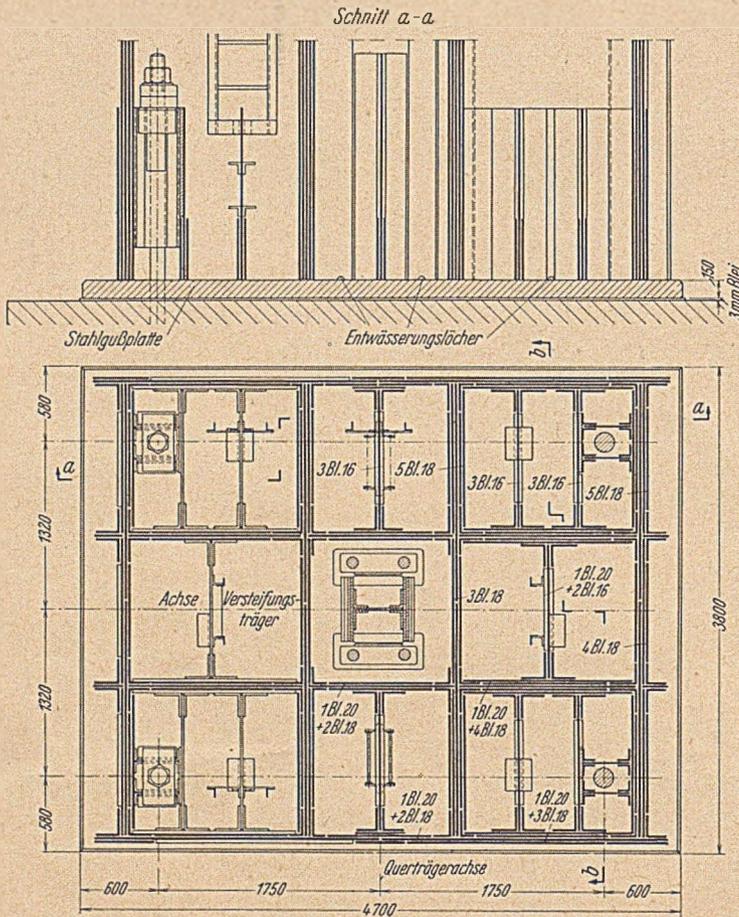


Abb. 98. Querschnitt am Pylonenfuß.

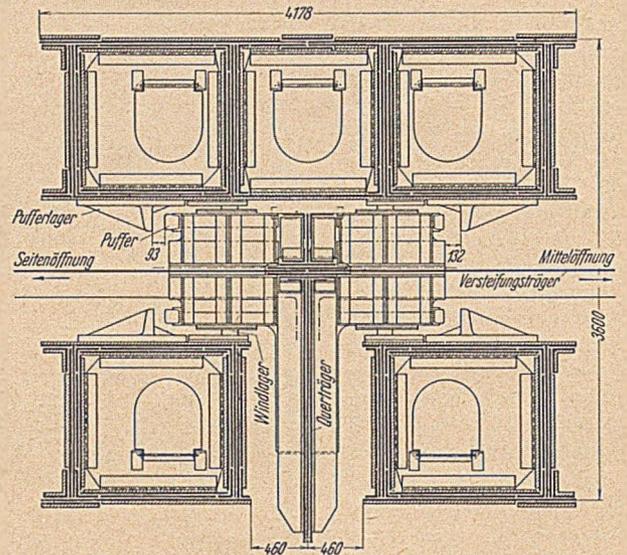
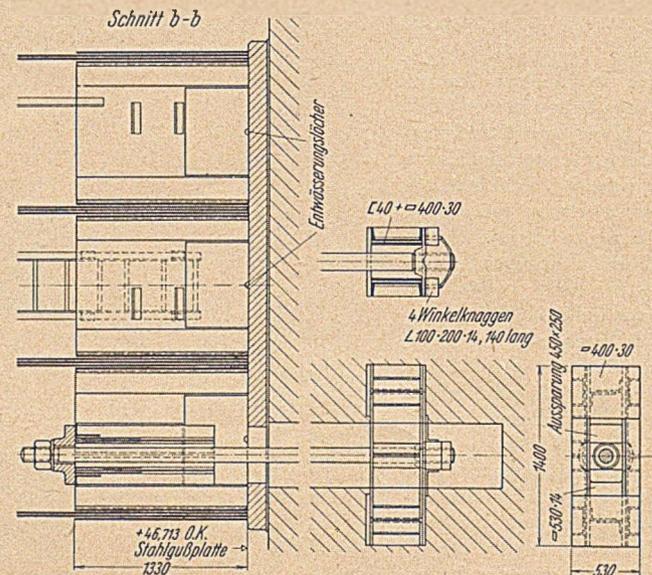


Abb. 97. Querschnitt durch unterstrom gelegene Ständer an der Durchdringung mit der Fahrbahn.



Für den Querschnitt der Ständer war bestimmend, daß die kontinuierlichen Versteifungsträger mittig durchzuführen sind, an die quer in der Pylonenebene Querträger anschließen. Diese Teile müssen sich längs und quer mit genügendem Spiel waagrecht bewegen können.

nen. Damit war die Aufteilung des Ständerquerschnittes in 9 Zellen gegeben (Abb. 95). Die 4 Eckzellen als die statisch wirksamsten Stellen wurden im unteren Pylonenteil besonders kräftig bemessen, so daß die zur Durchführung von Versteifungsträger und Querträger notwendigen Löcher ohne größere Kraftumleitungen möglich waren.

Die folgenden Angaben geben zunächst ein Bild von den Abmessungen und Stückzahlen der Pylonen (Abb. 96).

Pylonenhöhe einschl. unterer Stahlgußplatte und oberem Sattellager rd. 59,5 m,
Achsentfernung der Pylonenständer 26,4 m,
Abmessungen eines Pylonenständers:

unten 3,6 m quer, 4,5 m längs,
oben 3,6 m quer, 2,8 m längs.

Abmessungen des Riegels 1,6 m breit,
4,5 m hoch,

Tragender Querschnitt eines Ständers:
oben rd. 1 m², unten rd. 2,5 m².

Größte Normalkraft in einem Ständer
rd. 8000 t.

Größtes Biegemoment in einem Ständer:
in Längsrichtung rd. 10 000 tm,
in Querrichtung rd. 5000 tm.

Baustoff für Ständer und Riegel St 37.

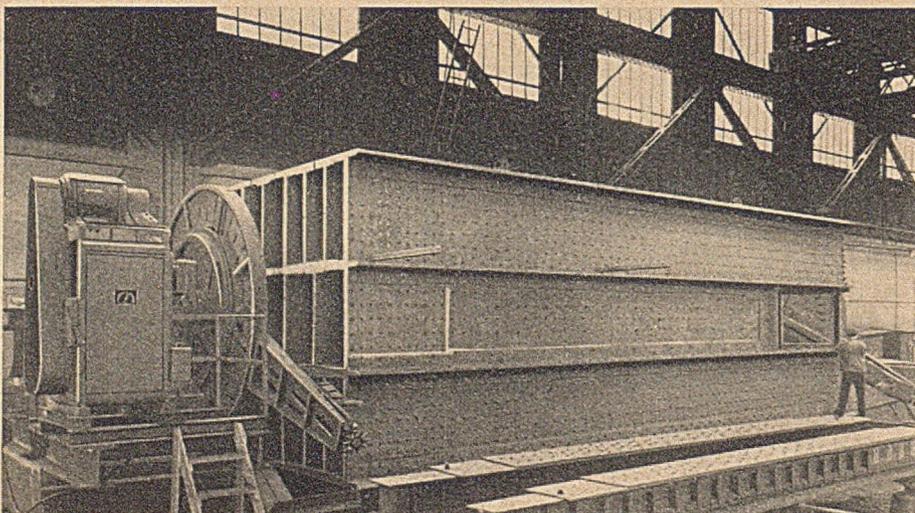


Abb. 99. Eben-Fräsen der Stoßflächen der Pylonenschüsse.

Baustoff für die 4 Anker \varnothing 140 mm St 52.

Jeder Ständer ist lotrecht in 5 Schüsse von 10,7 bis 12,4 m Länge unterteilt.

Jeder Schuß besteht aus 4 Eckzellen und mehr als 300 einzeln zu montierenden Kleinteilen.

Größtes Stückgewicht: Eckstiel im 1. untersten Schuß rd. 37 t.

Größte Stücklänge: Eckstiel im 2. Schuß 12,45 m.

Gewicht der Stahlguß-Fußplatte ($3,8 \times 4,7 \times 0,15$ m) rd. 21 t.

Größtes Stückgewicht des Stahlguß-Sattel-lagers 22 t.

Für beide Pylonenrahmen beträgt die Anzahl der Werkstattniete rd. 150 000 Stück, Anzahl der Montageniete rd. 110 000 Stück, Anzahl der Mannlöcher 552 Stück.

Querschotte in 2,6 bis 2,8 m Entfernung sichern die Querschnittsgestalt der Ständer. Der unterste waagerechte Stoß mußte wegen der Montage an der Durchdringungsstelle mit dem Versteifungsträger liegen. Dort wird auch die Fahrbahntafel als Windscheibe gelagert (Abb. 97), und zwar nur in den unterstrom gelegenen Ständern beider Pylonenrahmen, die auch beiderseitige Puffer zur Begrenzung der Längsbewegungen der im übrigen freipendelnd aufgehängten Fahrbahn tragen. Die oberstrom gelegenen Ständer werden von Versteifungsträger und Querträger frei mit Spiel nach allen Richtungen durchsetzt.

Die Wind-Auflagerkräfte werden von den nur in lotrechter Richtung ballig ausgeführten Windlagern in die inneren Pylonenwandungen übertragen. Durch Paßfutter wird ein geringes Spiel zwischen den am Versteifungsträger und am Pylon liegenden Lagerteilen eingestellt, damit bei Durchbiegungen des Windträgers keine Einspannung entsteht.

Den Fußquerschnitt der Ständer zeigt Abb. 98. Die Wände des 9zelligen Grundquerschnittes sind zur Kraftübertragung auf die Fußplatte durch Beilagebleche verstärkt, außerdem sind zusätzliche Schotten eingebaut. Dieser Querschnitt setzt sich auf Kontakt auf eine in einem Stück hergestellte und in einem Zuge bearbeitete Stahlgußplatte von 150 mm Dicke und

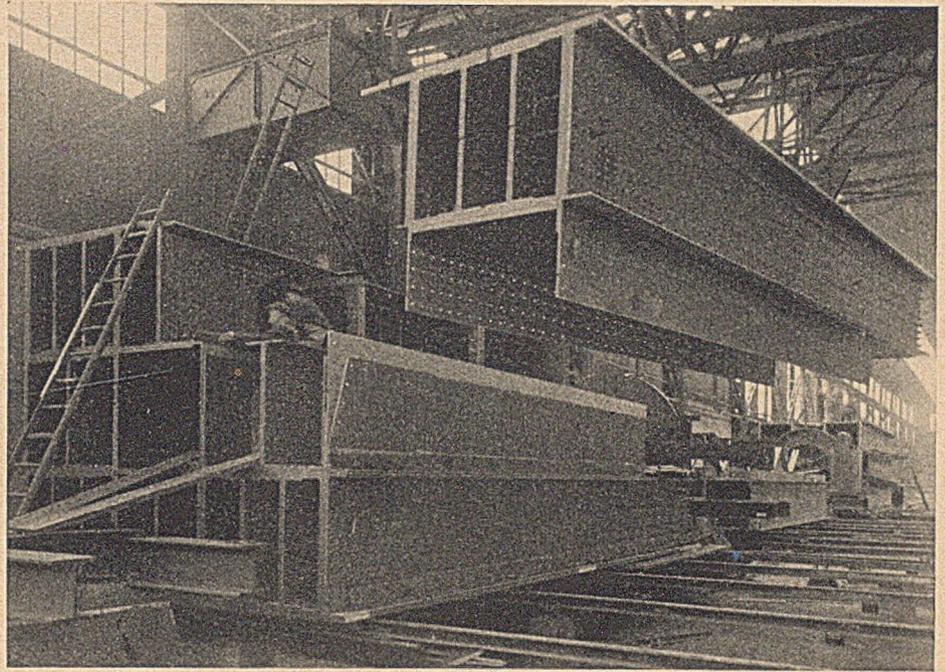


Abb. 100. Eine der vier Eckzellen eines Pylonenschusses.

4700 \times 3800 mm Grundfläche auf, die unter Zwischenlage von 3 mm Weichblei auf dem Stahlbeton-Auflagerblock ruht. Die Platte wurde auf einer Karussell-Drehbank mit einer zulässigen Dickentoleranz von 3 mm abgedreht. Die Abweichungen von der Geraden durften an keiner Stelle mehr betragen als $\pm 0,2$ mm, bezogen auf 600 mm Meßlänge.

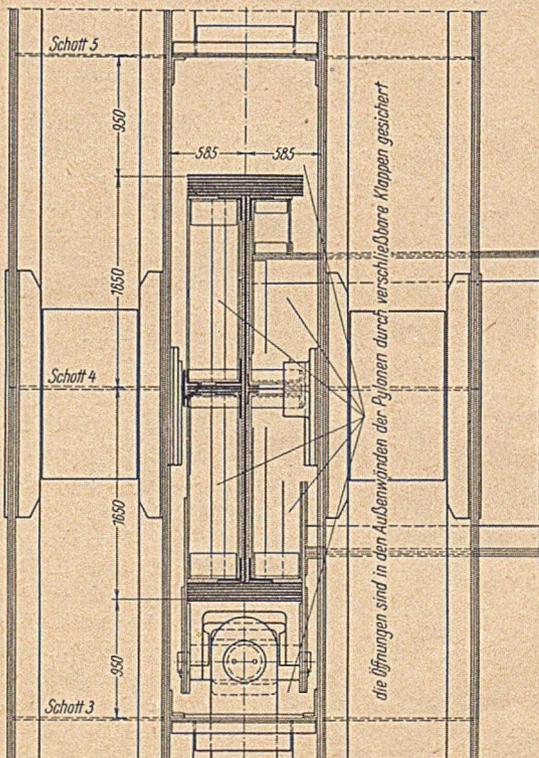


Abb. 101. Vertikalschnitt am Versteifungsträger.

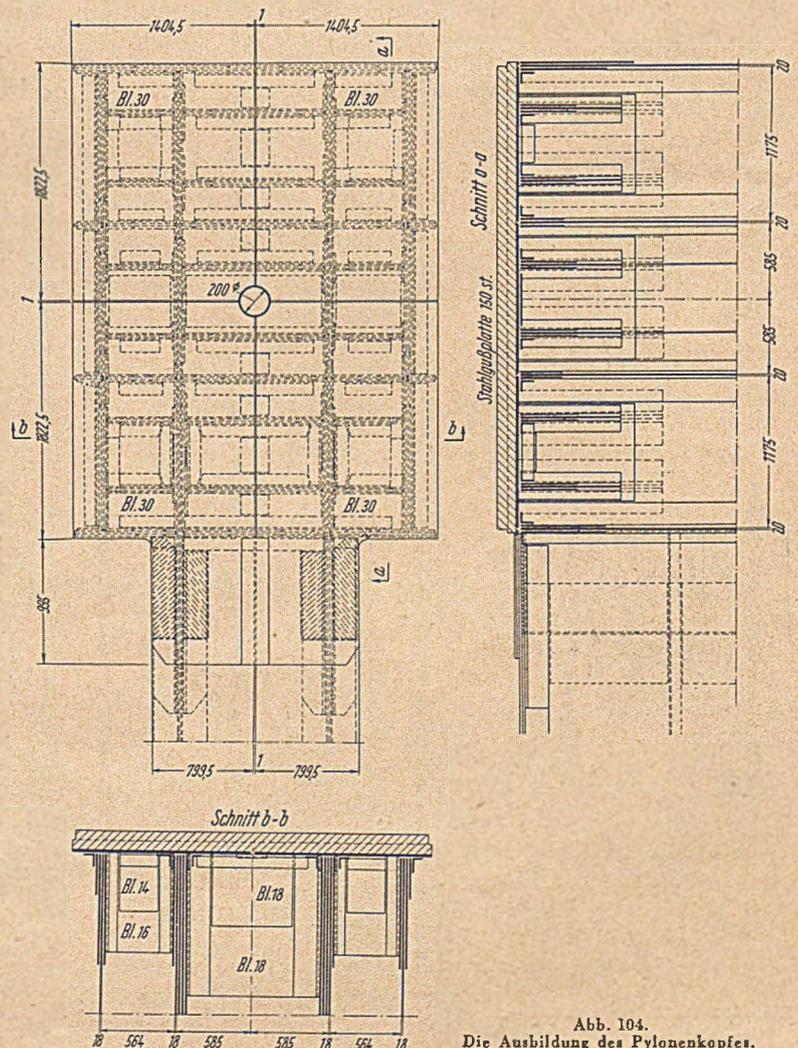


Abb. 104. Die Ausbildung des Pylonenkopfes.

Um die Stirnflächen der Schüsse für die Kontaktstöße im ganzen eben und winkelrecht zur Pylonenachse bearbeiten zu können, wurden von der Firma Klönne sämtliche $4 \times 5 = 20$ Schüsse im zusammengebauten Zustand an beiden Enden gleichzeitig gefräst (Abb. 99). Die Fräsen liefen, abgesehen von den kurzen Umbaupausen, Tag und Nacht $\frac{1}{2}$ Jahr hindurch, wobei jede Stirnseite dreimal überfräst wurde. Dank der geringen Spanabnahme von zuletzt $\frac{1}{2}$ mm gelang es so, die Verformungen der Maschine unter den ruckartigen Beanspruchungen bei der Bearbeitung des aufgelösten Querschnittes in geringen Grenzen zu halten. Ein sich stufenlos regelndes Getriebe sorgte für eine gleichbleibende Schnittgeschwindigkeit des Stahles von etwa 10 m/min an der Peripherie und im Innern des Querschnittes.

Abb. 100 zeigt eine der vier Eckzellen, die als fertig ab-

genietete Montagestücke zur Baustelle gingen, mit der Hälfte der Aussparung für den Versteifungsträger. Eine entsprechende Aussparung gestattet dem Querträger den Durchtritt.

Der in Abb. 101 dargestellte Vertikalschnitt am Versteifungsträger zeigt u. a. den Kopf des Zug- und Druckpendels zur Lagerung des Versteifungsträgers. Die Auflagerkräfte betragen 660 t Druck bzw. 285 t Zug. Um die dortigen Schrägstellungen der Träger infolge der Durchbiegung des Versteifungsträgers und des Querträgers nicht zu behindern, ist das Kopflager als Kardangelenkbildet.

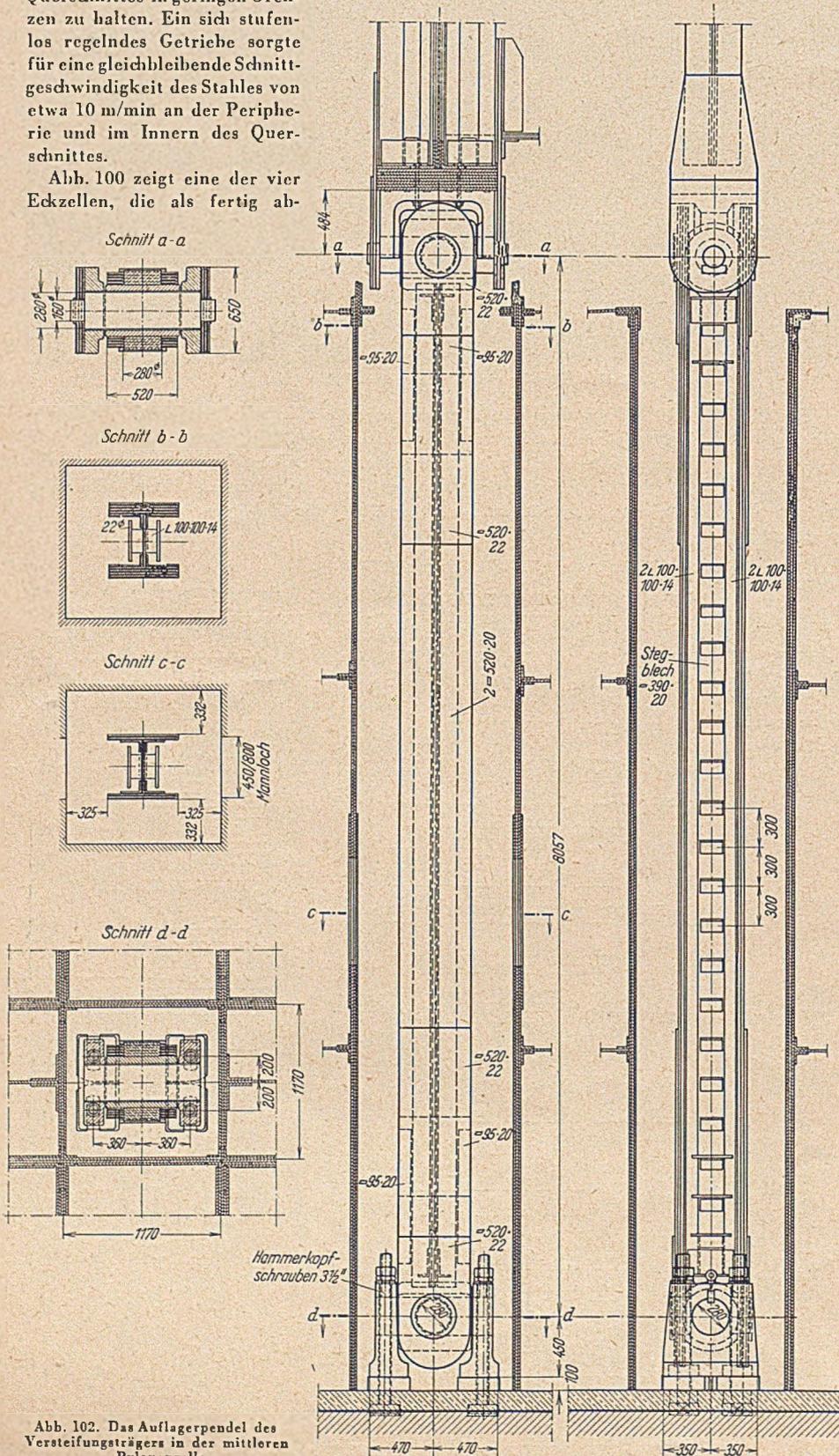


Abb. 102. Das Auflagerpendel des Versteifungsträgers in der mittleren Pylonenzelle.

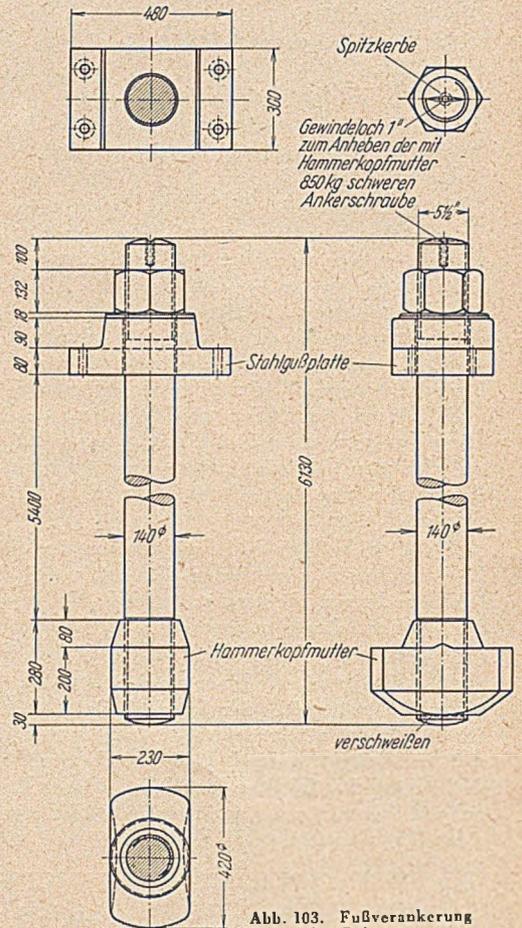


Abb. 103. Fußverankerung der Pylonen.

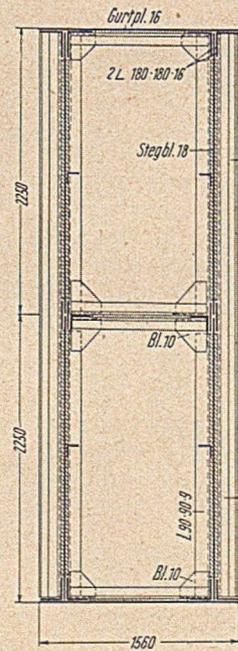


Abb. 105. Querschnitt des Pylonriegels.

Das Pendel selbst, seine Querschnitte und das untere Auflager sind in Abb. 102 gezeigt. Die untere Lagerung ist ebenfalls ein Kardangelenkbildet. Die äußeren Lagerkörper, in denen der Gelenkbolzen ruht, sind durch Hammerkopfschrauben in der großen Stahlguß-Fußplatte verankert.

Die Verankerung der Pylonen im Betonpfeiler ist in Abb. 103 dargestellt. Die Anker aus St 52 von 140 mm Durchmesser stehen in dem statisch wirkungsvollsten äußeren Bereich der 4 Eckzellen. Das

untere Ende trägt auf eingeschnittenem Gewinde eine hammerkopfförmige Mutter, die an ihrer unteren Kante mit dem überstehenden Gewinde verschweißt ist.

Besondere Sorgfalt wurde auf eine ansprechende Gestaltung des äußeren Nietbildes gelegt. Im untersten Pylonenschuß, bis Mitte Versteifungsträger, weisen alle Außenwände mehrfache Bleche auf, so daß zwischen den engen Nietreihen für Anschluß- und Aussteifungswinkel lockere Felder mit Heftnieten entstehen. Die Nieten sitzen im untersten etwa 1,3 m hohen Teil, der zum Anschluß der Kontakt-Verstärkungsbleche dient, besonders eng. Die Bedeckung der ganzen Flächen mit Nieten setzt sich noch etwa 5,4 m in den zweiten Schuß hinein fort, wo sich die Überleitung der Kräfte aus den Mittelfeldern in die Eckzellen für die Öffnungen der Fahrbahnträger vollzieht. Darüber sind die Außenbleche einfach. Niethilder treten dort nur an Winkeln und Laschen auf, während die Blechflächen dazwischen von Nieten freibleiben. Diese — statisch gegebene — Nietanordnung vermittelt dem Beschauer einen sinnfälligen Eindruck des Kräfteflusses.

Die Laschen und Winkel an den waagerechten Stößen konnten dank der Kontaktübertragung der Kräfte an den gefrästen Stirnflächen in ihren Abmessungen und Nietzahlen besonders klein gehalten und so die Unterbrechung der Linien durch dicke Stoßplattenpakete vermieden werden.

Erst im obersten Teil, rd. 0,9 m unter dem Pylonensattellager, im Bereich der dort angeordneten Kontakt-Verstärkungsbleche ist die ganze Außenfläche wieder durchgehend abgenietet.

Die unter dem Sattellager liegende 30 mm dicke Kopfplatte aus St 37 (Abb. 104) ist viergeteilt und beiderseits gehobelt, um jede

Balligkeit des Bleches zu beseitigen. Die beiden nach der Brückenachse zu gelegenen Teile der Platte sind auf der Breite des dort anschließenden Pylonenriegels um etwa 1 m verlängert und mit der oberen Gurtplatte des Riegels verbunden. Die Stegbleche des Riegels werden in die beiden inneren Wandungen der Ständer eingebunden.

Über dem oberen 30-mm-Blech liegt eine beidseitig genau eben abgedrehte 150 mm dicke Stahlgußplatte, auf der die schon erwähnten (Abb. 71) Rollen für die Längsbeweglichkeit des Sattellagers während der Montage ruhen.

Abb. 105 zeigt den Querschnitt des Riegels, eines geschlossenen Kastenträgers. Quer- und Längssteifen sowie ein in halber Höhe angeordneter innerer waagerechter Verband sichern die Beulsteifigkeit der Stegbleche.

Der Einstieg in die Pylonen liegt über dem Obergurt des Versteifungsträgers (vgl. Abb. 101) und ist durch eine Stahltür verschlossen. Zahlreiche Mannlöcher in den inneren Zellenwänden und Schotten machen alle Zellen zugänglich. In den Eckzellen und in der Mittelzelle führen Leitern nach oben und unten. Durch ein Mannloch gelangt man aus den Ständern in den Riegel und aus diesem durch ein mit Schiebedeckel verschließbares Mannloch in seiner oberen Gurtplatte auf den Riegel.

Etwaiges Schmutzwasser und bei Schlagregen an den Durchführungsstellen des Versteifungsträgers eindringendes Tageswasser kann durch kleine Löcher über der Fußplatte abfließen. Acht am oberen Ende jedes Ständers angebrachte Entlüftungslöcher sorgen für eine gewisse Luftbewegung; sie sind durch innen eingeschweißte Schrägbleche gegen Schlagregen und mit Gittern gegen Vögel geschützt.

(Fortsetzung folgt.)

Die Haltung Ottmarsheim des Elsaß-Kanals.

Von Oberbaudirektor a. D. Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, Hamburg.

Ende 1948 hat sich Frankreich entschlossen, den linken Seitenkanal des Rheins von unterhalb Basel bis Straßburg, den „Elsaß-Kanal“ weiterzubauen. Die erste Staustufe bei Kembs ist schon in

griff in das Leben des Stromes, aus den widerstreitenden Interessen der Schifffahrt, der Kraftgewinnung, des Hochwasserschutzes, der Trinkwasserversorgung, der Abwasserreinigung, der Landeskultur und der Fischerei entstehen¹⁾, vielmehr soll nur eine knappe Schilderung des Bauentwurfes und seiner Ausführung gegeben werden, da über die rein bautechnische Seite des Unternehmens bisher Veröffentlichungen noch nicht bekanntgeworden sind. Die „Electricité de France“ hat die Unterlagen für diesen Aufsatz dem Verfasser bei einem Besuch der Baustellen Ende 1950 in entgegenkommender

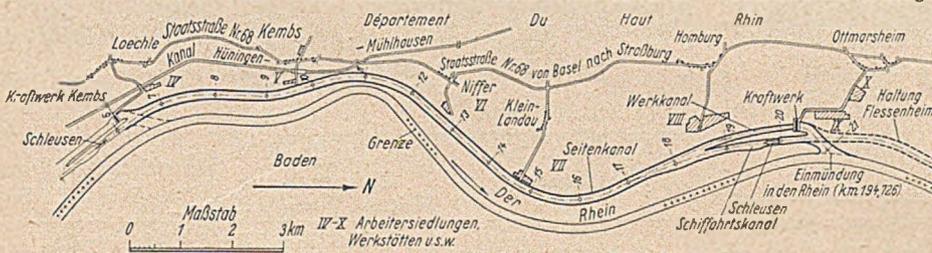


Bild 1. Lageplan der Haltung Ottmarsheim.

den Jahren 1922 bis 1932 erbaut worden, von den abwärts folgenden sieben Staustufen ist die nächste, die Staustufe Ottmarsheim, jetzt im Bau. Bauherr und zugleich Bauausführender ist die französische Elektrizitätsgesellschaft „Electricité de France, Service National“. Die Baukosten werden durch die hohe Stromerzeugung wieder eingbracht. Die „Economic Control Agency“ (ECA) des Marshallplanes hat für den Bau erhebliche Mittel bereitgestellt, außerdem ist aus Beständen der amerikanischen Heeresverwaltung ein großer Teil der für die Erdarbeiten notwendigen Geräte überwiesen worden

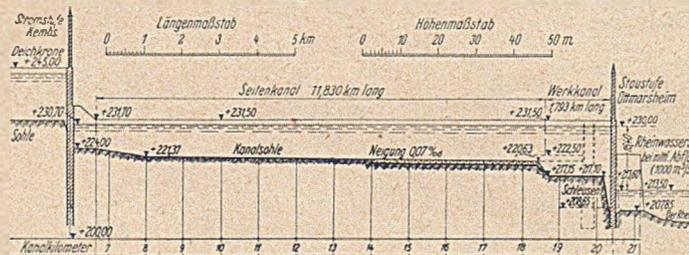


Bild 2. Längsschnitt der Haltung Ottmarsheim.

Hier soll nicht auf die Vorgeschichte der Pläne für den Ausbau des Oberrheins und des linken Seitenkanals und die politischen und wirtschaftlichen Streitfragen eingegangen werden, die aus dem Ein-

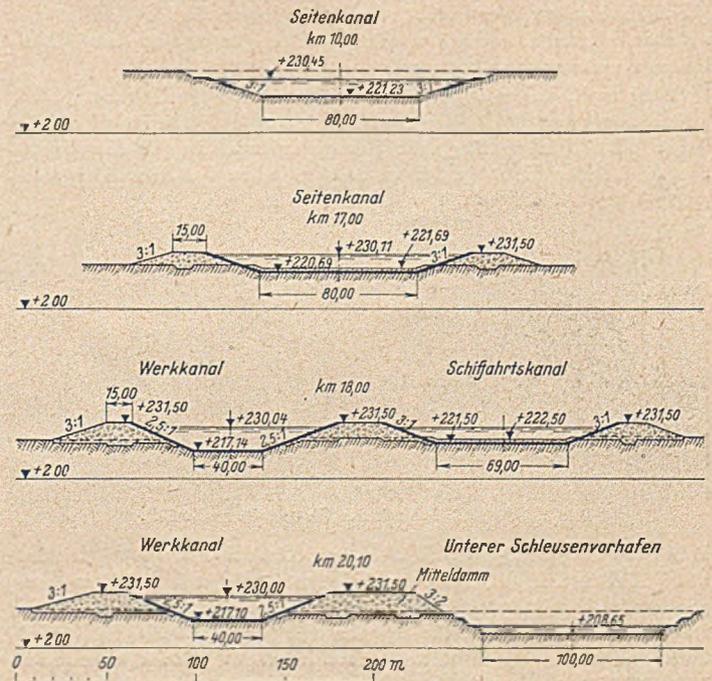


Bild 3. Querschnitte der Haltung Ottmarsheim.

¹⁾ Vgl. u. a. Mayer, Der französische Rheinsidekanal von Basel bis Straßburg, Wasserwirtschaft 40 (1949/50), Heft 4, S. 101 bis 107 u. Heft 5, S. 135 bis 142.

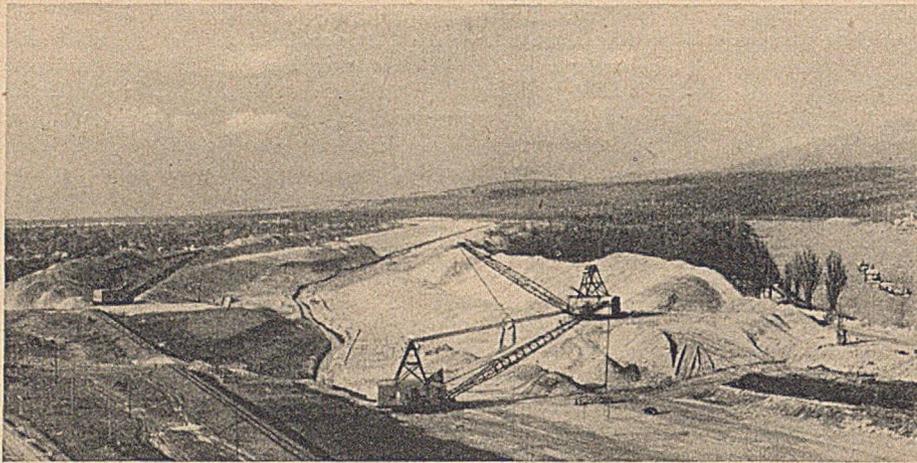


Bild 4. Elsaß-Kanal, Bodenaushub mit Schürfkübelbaggern (Aufnahme 27. 4. 1950).

gängige Förderwagen geworfen. Die Förderung des Bodens besorgen geländegängige Fahrzeuge amerikanischer Bauart: eine große Anzahl Euclid-Bodenentleerer (Bild 6 und 7) und einige Euclid-Hinterkipper (Bild 8). Die wichtigsten Kennzahlen dieser beiden Geräte sind im folgenden angegeben, die Zahlen sind amerikanischen Werbeprospektiven entnommen und gelten für Geräte der Größe, wie sie bei Ottmarsheim arbeiten.

Die Wagen zeichnen sich aus durch eine sehr einfache, derbe und gediegene Bauweise, die auf die rauen Beanspruchungen beim Beladen und Entladen sowie während der Fahrt im Gelände abgestellt ist. Besonders unempfindlich sind die druckluftgesteuerten Bodenklappen der Bodenentleerer und die Kippeinrichtung der Hinterkipper ausgebildet. Zu ergänzen ist, daß die Euclid-Werke heute bereits



Bild 5. Elsaß-Kanal, Schürfkübelbagger (Aufnahme 28. 9. 1950).



Bild 6. Elsaß-Kanal, Löffelbagger mit Euclid-Bodenentleerern (Aufnahme 30. 5. 1950).

Weise zur Verfügung gestellt, wofür ihr auch an dieser Stelle gedankt sei²⁾.

Erdarbeiten.

Die Baustelle ist deshalb besonders interessant, weil die Erdarbeiten „gleislos“ mit dem in Amerika heute allgemein üblichen Großgerät durchgeführt werden, das in Deutschland bisher nur in geringem Umfange verwendet wird, aber voraussichtlich doch in zunehmendem Maße beschafft werden muß. Im ganzen sind fast 20 Millionen Kubikmeter zu bewegen.

Bild 1 und 2 zeigen Lageplan und Längsschnitt der Haltung, Bild 3 gibt einige Querschnitte des Kanals. Die Sohlenbreite ist 80 m, die Sohle fällt auf 1 km Länge um 7 cm. Der Kanal liegt in der oberen Strecke im Einschnitt, in der unteren zwischen Dämmen. Der Aus-

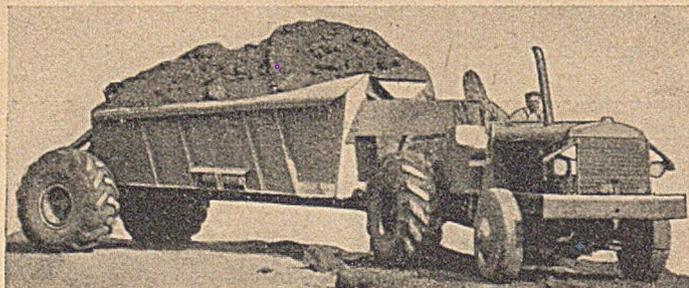


Bild 7. Euclid-Bodenentleerer (Bottom-Dump Euclid).

hubboden ist grober Kies, teilweise mit Kiessand durchsetzt. Er wird mit Löffelbaggern, mit Abseimerbaggern, die in ihren Abmessungen den großen Abraumbaggen im Braunkohlentagebau nicht nachstehen, und mit Schürfkübelbaggern mit langem Ausleger (Bild 4 und 5) gewonnen und unmittelbar seitlich abgesetzt oder in gelände-

²⁾ Die Lichtbilder 4 bis 6, 9 und 13 bis 15 sind Aufnahmen der örtlichen Bauleitung der Electricité de France.

Name	Euclid-Bodenentleerer	Euclid-Hinterkipper
	Bottom-Dump Euclid	Rear-Dump Euclid
Hersteller	The Euclid Road Machinery Co., Cleveland, Ohio	
Ladevermögen	10 m ³ 18 t	7,5 m ³ 13,5 t
Motor	Dieselmotor, 6 Zylinder	Dieselmotor, 6 Zylinder
Leistung:		
Modell Cummins, Viertaktmotor oder Modell General Motors, Zweitaktmotor	150 PS	200 PS
Schaltung:		
vorwärts	5 Gänge	10 Gänge
rückwärts	1 Gang	2 Gänge
Fahrgeschwindigkeit mit Last	55 km/Std.	45 km/Std.
Leergewicht	14,4 t	15,1 t
Achslasten des beladenen Wagens:		
Vorderachse	4,1 t	8,0 t
Antriebachse	13,6 t	20,8 t
Anhängerschaft	14,9 t	—
Summe	32,6 t	28,8 t
Reifen:		
Vorderachse	11.00 × 24	13.00 × 24
Antriebachse	21.00 × 24	16.00 × 24 (4 Reifen)
Anhängerschaft	21.00 × 24	—
Kaufpreis 1950, etwa	90 000 DM	90 000 DM

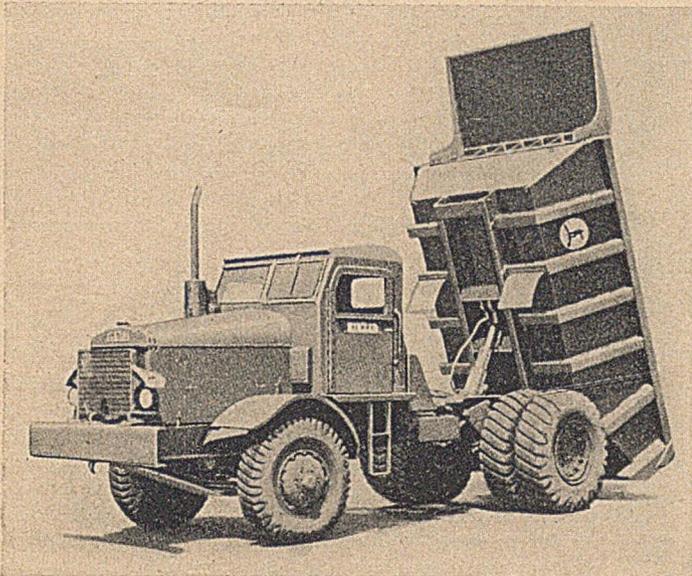


Bild 8. Euclid-Hinterkipper (Rear-Dump Euclid).

Bodenentleerer von bis zu 17 m³ Fassungsraum und 300 PS Leistung herstellen und Hinterkipper bis zur gleichen Größe und bis zu 380 PS Leistung³⁾.

Weiter werden einzelne Schürfwagen (motor-scrapers) mit etwa 9 m³ oder 16 t Laderaum und mit einer Motorleistung von 150 PS verwendet. Zu Einebnungsarbeiten dienen Planierdrauen (motor-graders) mit 90-PS-Motoren, die 1 : 3 geneigten Böschungen werden mit Böschungsbaggern mit bis zu 40 m langem Ausleger abgegliechen.

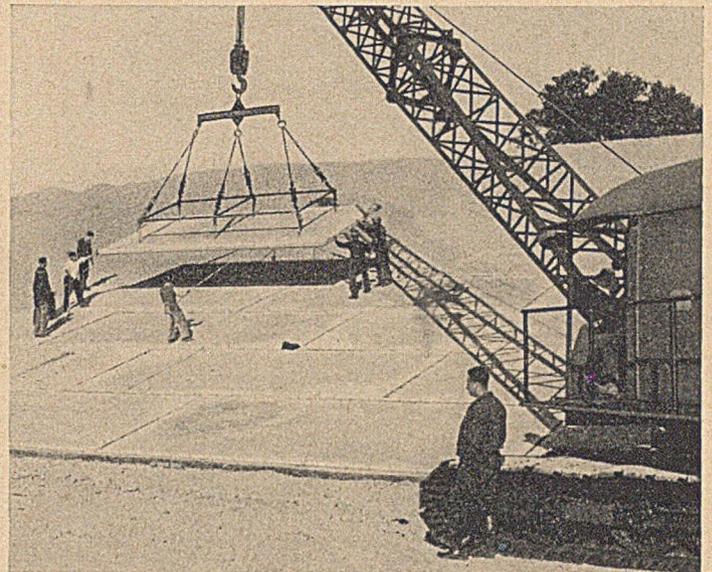


Bild 9. Elsaß-Kanal, Verlegen der Vakuum-Betonplatten auf der Kanalböschung (Aufnahme 12. 10. 1950).

niert, nachdem die Bewehrungsgitter auf Betonklöbchen verlegt sind. Die Betonmischmaschine läuft auf Gleisen neben der Betonunterlage. Mit ihr ist ein 3 m breiter Fülltrichter verbunden, der, auf Schienen senkrecht zur Plattenreihe laufend, die für eine Platte bestimmte Betonmenge als weichen Beton abgibt. Nach Glätten der Oberfläche des Betons wird mit einem fahrbaren Kran die „Vakuummatte“ aufgesetzt, eine mit Rippen versehene, an der Unterseite mit Gewebe bespannte Stahlplatte. Nach Verlegen der Matte wird

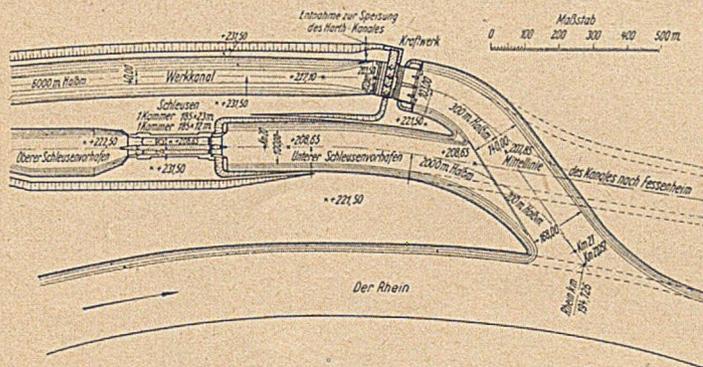


Bild 10. Lageplan des Kraftwerkes und der Schleusen Ottmarsheim.

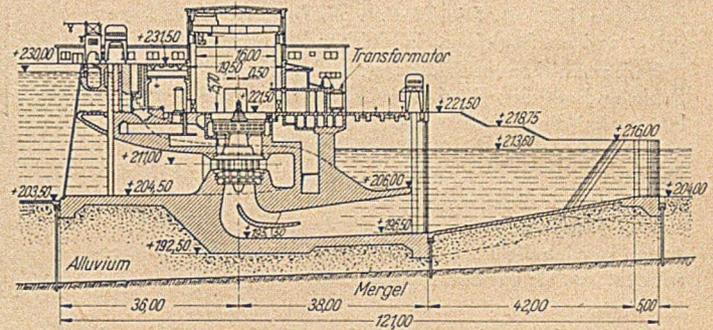


Bild 11. Kraftwerk Ottmarsheim, Querschnitt.

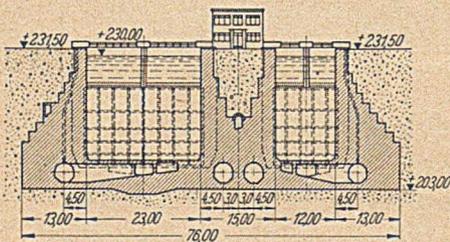


Bild 12. Schleusen Ottmarsheim, Querschnitt durch die Kammern.

Böschungsbekleidung.

Die Böschungen und die Sohle des Kanals werden, soweit der Kanalwasserspiegel über dem Grundwasser liegt, mit 3 × 7,50 m großen, 9 cm dicken Betonplatten abgedeckt, die nach dem Vakuumverfahren hergestellt werden. Die Bewehrung wird für jede Platte als geschlossenes Gitter nach Art des Baustahlgewebes in eigener Werkstatt fertig geschweißt hergestellt, wobei auch die Aufhängeösen zum Anheben der Platten eingebaut werden. Die Platten werden nebeneinander auf ebener Betonunterlage beto-

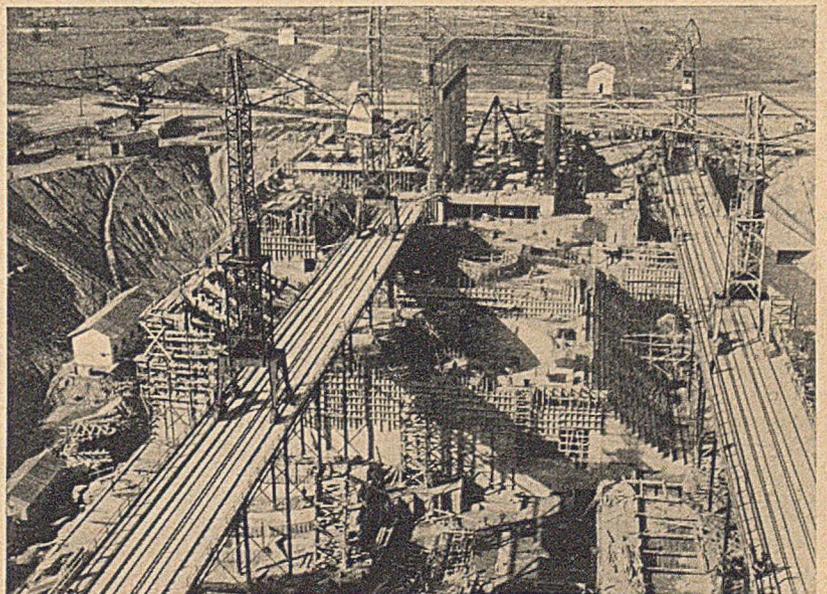


Bild 13. Kraftwerk Ottmarsheim im Bau, von Westen gesehen (Aufnahme 13. 10. 1950).

³⁾ Außer von den Euclid-Werken werden die genannten Fahrzeuge sowie anderes Großgerät u. a. von folgenden nordamerikanischen Werken hergestellt: Le Tourneau, Peoria, Illinois (bekannt sind die Löffelbagger „Tournapull“); Caterpillar Tractor Co., Peoria, Illinois; La Plant-Choate, Manufacturing Co., Inc., Cedar-Rapids, Iowa.

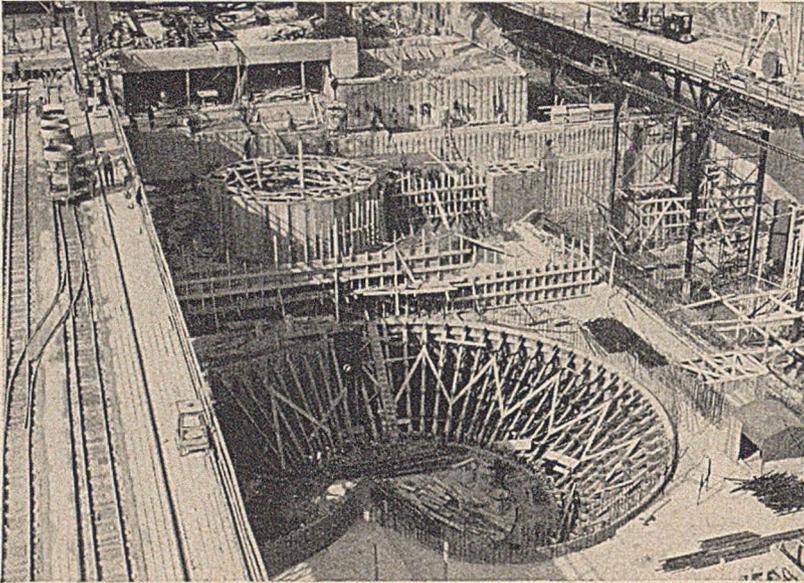


Bild 14. Kraftwerk Ottmarshcim im Bau, von Westen gesehen (Aufnahme 5. 10. 1950).

die Platte und damit der Beton gerüttelt und dann der Hohlraum zwischen Stahlplatte und Gewebe an eine neben der Plattenreihe liegende Saugluftleitung angeschlossen und so dem Beton das überschüssige Wasser entzogen. Der Beton erreicht so, obwohl er mit hohem Wassergehalt eingebaut ist, sehr hohe Festigkeit und Dichte. Er ist nach 24 Stunden soweit erhärtet, daß die Platte angehoben werden kann, indem die Vakuum-Matte auf sie gelegt und unter Unterdruck gesetzt wird, so daß sie die Platte durch Ansaugen festhält. Die Platten werden auf Unterwagen gelegt und am Stapelplatz in gleicher Weise gestapelt.

Nach ausreichender Erhärtung werden die Platten auf der Sohle und auf den Böschungen des Kanals in Reihen verlegt, wobei die senkrecht zur Kanalachse laufenden Fugen versetzt werden (Bild 9). Der Plattenrand ist mit einer flachen Nut versehen, die Fugen werden mit Asphalt vergossen, wobei die aus den Nuten herausragenden Bewehrungsdrähte umgebogen werden. In der Sohle des Schiffahrtskanals werden die Platten 1 m hoch mit grobem Kies überschüttet, um sie vor schleifenden Ankern zu schützen.

Bauwerke.

Die Anordnung des Kraftwerkes mit dem Werkkanal, die Lage der beiden Schleusen mit den Vorhäfen, die vorläufige Einleitung des Kanals in den Rhein und den späteren Anschluß der Haltung Flessenheim zeigt der Lageplan des Bildes 10. Im Kraftwerk (Querschnitt in Bild 11) stehen

nebeneinander vier Kaplan-Turbinen von je 48 000 PS, auf deren lotrechter Achse vier Wechselstromgeneratoren (10.000 Volt, 50 Perioden) mit 93 Umdrehungen in der Minute laufen. Vier Transformatoren bringen den Strom auf 220 000 Volt, zwei auf 60 000 Volt Spannung. Das mittlere Gefälle beträgt bei Einnündung des Unterwassers in den Rhein 16,40 m, das Schluckvermögen der Turbinen zusammen 1080 m³/sec. Die eingebaute Leistung beträgt im ganzen 140 000 kW, die jährliche Stromerzeugung 1 Milliarde Kilowattstunden.

Ein Querschnitt durch die Kammern der beiden nebeneinanderliegenden Schleusen ist in Bild 12 gegeben. Beide Schleusen haben 185 m nutzbare Länge, die eine hat 23 m Weite, sie ist für Radschlepper bemessen, die andere mit 12 m Weite für Selbstfahrer. Die Abmessungen sind damit gegenüber denen der Kembser Schleusen (185 × 25 und 100 × 25 m) geändert. Im Oberhaupt sind Stemmtore, im Unterhaupt Hubtore vorgesehen. Den Wasserausgleich besorgen Umlaufkanäle, die in den Seitenmauern und der 15 m breiten Mittelmauer liegen und von denen Stichkanäle zu unter der Kammersohle liegenden Längskanälen führen, von denen aus die Kammern unter Abbremsen des Wasserstoßes sich füllen und entleeren.

Die Bauausführung des Kraftwerkes zeigen die Bilder 13 und 14, die der Schleusen Bild 15. Im ganzen werden laufend etwa 4000 Arbeiter beschäftigt, die in großzügig angelegten Siedlungen untergebracht sind.

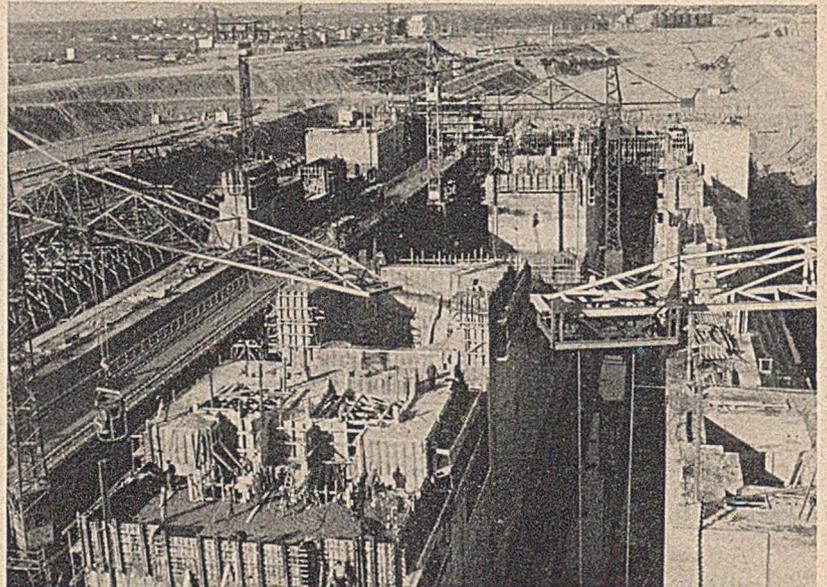


Bild 15. Schleusen Ottmarshcim im Bau, nach dem Unterwasser gesehen (Aufnahme 18. 10. 1950).

Vereinfachte Ermittlung der Erddruckbeiwerte.

Von Dr.-Ing. habil. Hermann Blum, Dortmund.

Die Beiwerte für Erddruck λ_a und Erdwiderstand λ_p werden gewöhnlich aus Tabellen entnommen oder nach den in den Handbüchern angegebenen Formeln errechnet. Für den allgemeinen Fall (geneigte Wand $\alpha \neq 0$ mit Wandreibung $\delta \neq 0$ und geneigte Geländeoberfläche $\beta \neq 0$) reichen selbst die ausführlichsten Tabellen¹⁾ nicht immer aus, weshalb man dann auf die etwas umständliche Errechnung angewiesen ist. Die Rechenarbeit wird dann noch umfangreicher, wenn man den Einfluß verschiedener Größen, beispielsweise des Bodenreibungswinkels ϱ oder der Wandneigung δ feststellen möchte. Es erscheint daher erstrebenswert, die Ermittlung der Erddruckbeiwerte zu vereinfachen. Dies ist möglich mit Hilfe von Negtafeln (Nomographie).

Als Grundlage diene die Annahme ebener Gleitflächen, die im gewöhnlichen Bereich genügend genaue Ergebnisse liefern. Grundsätzlich soll die Bezeichnungswiese von Krey¹⁾ beibehalten werden (Bild 1). In zwei Fällen soll jedoch aus Gründen der Zweckmäßigkeit davon abgewichen werden.

¹⁾ Krey/Ehrenberg. Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes, 5. Aufl. Berlin 1937, Wilh. Ernst & Sohn.

1. Bei Krey liefert λ den gerichteten Erddruck $E = \frac{1}{2} \gamma \lambda h^2$.

Die waagerechte Komponente E_h , die in der Wandberechnung am meisten gebraucht wird, muß daraus erst errechnet werden

$$E_h = E \cdot \cos(\alpha + \delta) \quad (\text{Vorzeichen } \alpha, \delta \text{ siehe unter 2 und Bild 1}) \quad (1)$$

und entsprechend

$$E_v = E \cdot \sin(\alpha + \delta) \quad (2)$$

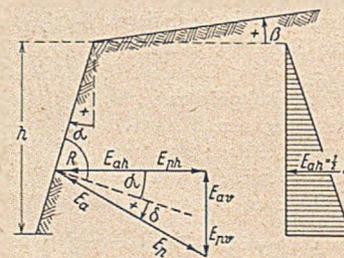
Im vorliegenden Aufsatz soll deshalb sofort λ angegeben werden, so daß

$$E_h = \frac{1}{2} \gamma \lambda_h \cdot h^2 \quad (3)$$

und

$$E_v = E_h \cdot \operatorname{tg}(\alpha + \delta) \quad (4)$$

2. Der Richtungswinkel des Wandreibungswinkels δ soll gegenüber Krey, d. h. $+\delta$ mit $-\delta$ vertauscht werden. Dadurch wird erreicht, daß



Festlegung der Bezeichnungen α, β, δ (Vorzeichen δ beachten, entgegengesetzt Krey.)

Bild 1.

+ β und + δ beide λ_a und λ_p vergrößern
- β und - δ beide λ_a und λ_p vermindern.

Insbesondere ist der Vorzeichenwechsel aber mit Rücksicht auf die zeichnerische Darstellung (s. am Schluß) zu empfehlen. Mit diesen Bezeichnungen (vgl. auch Bild 1) lautet die Gleichung für die Erddruckbeiwerte ganz allgemein:

$$\lambda_{ah} = \frac{\cos^2(\varrho \pm \alpha)}{\cos^2 \alpha \left[1 \pm \sqrt{\frac{\sin(\varrho \mp \delta) \cdot \sin(\varrho \mp \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (5)$$

Diese Gleichung geht zurück auf Müller-Breslau²⁾. In der vorstehenden Schreibweise läßt sich die Gleichung am einfachsten auswerten. Aus ihr lassen sich alle Sonderfälle ableiten:

$\alpha = 0, \beta = 0, \delta = 0$

$$\lambda_{ah} = \frac{\cos^2 \varrho}{(1 \pm \sin \varrho)^2} = \frac{1 \mp \sin \varrho}{1 \pm \sin \varrho} = \operatorname{tg}^2(45 \mp \varrho/2) \quad (6)$$

$\alpha = 0, \beta = 0$

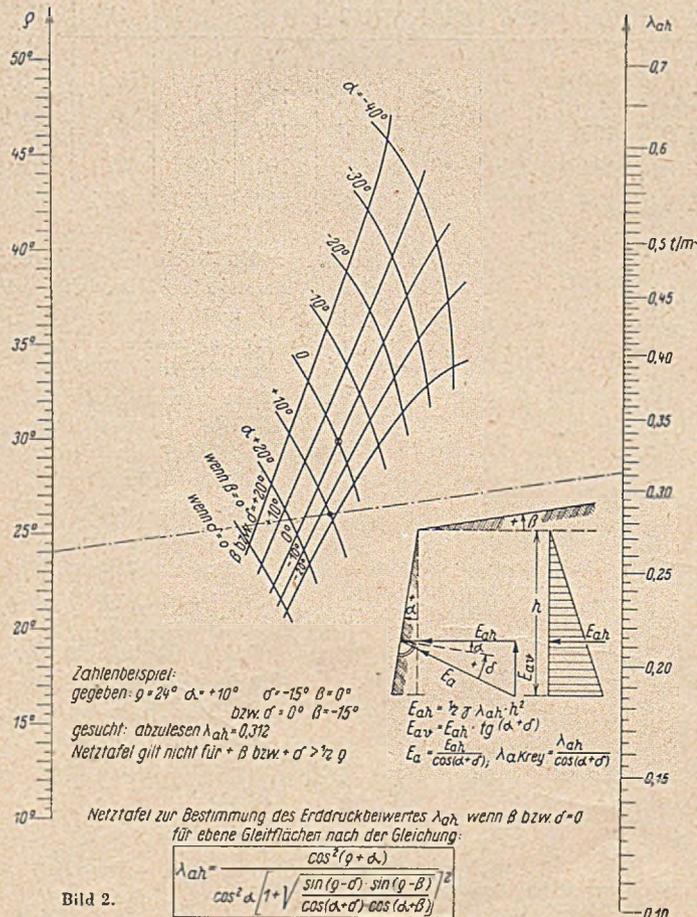
$$\lambda_{ah} = \frac{\cos^2 \varrho}{\left[1 \pm \sqrt{\sin \varrho \cdot \frac{\sin(\varrho \mp \delta)}{\cos \delta}} \right]^2} \quad (7)$$

$\alpha = 0, \delta = 0$

$$\lambda_{ah} = \frac{\cos^2 \varrho}{\left[1 \pm \sqrt{\sin \varrho \cdot \frac{\sin(\varrho \mp \beta)}{\cos \beta}} \right]^2} \quad (8)$$

$\alpha = 0$

$$\lambda_{ah} = \frac{\cos^2 \varrho}{\left[1 \pm \sqrt{\frac{\sin(\varrho \mp \delta) \cdot \sin(\varrho \mp \beta)}{\cos \delta \cdot \cos \beta}} \right]^2} \quad (9)$$



$\beta = 0, \delta = 0$

$$\lambda_{ph} = \frac{\cos^2(\varrho \pm \alpha)}{\sin \varrho \pm \cos \alpha} \quad (10)$$

Betrachtet man die Gleichungen (7) und (8) bzw. (9), so erkennt man, daß in Gleichung (9) β und δ ohne weiteres miteinander vertauscht werden können, ohne das Ergebnis zu verändern.

Mit Hilfe der Gleichungen (5) bis (10) sind eine Anzahl λ -Werte errechnet und in Tafel 1 und 2 angegeben. Die Vertauschbarkeit von β und δ wirkt sich hier dadurch aus, daß die λ -Werte in einem Quadratfeld für ein bestimmtes ϱ und α symmetrisch zur Diagonale gleich sind. Es brauchen nur jeweils die Werte einer Quadrathälfte angegeben zu werden. Diese λ -Werte der Tafel 1 und 2 genügen, um die Netztafel Bild 2 bis 6 zu zeichnen.

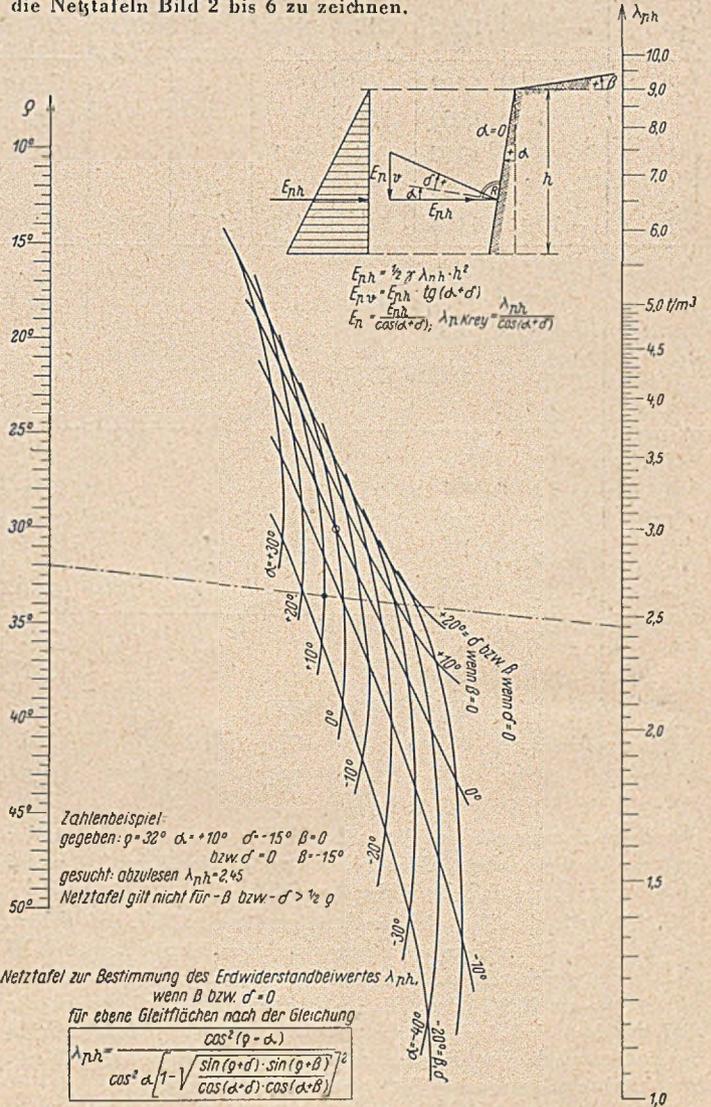


Bild 3.

Für den einfachsten Sonderfall $\alpha = \beta = \delta = 0$ ergibt sich gemäß Gleichung (6) die einfache Bezeichnung

$$\lambda_{ah} = \frac{1 - \sin \varrho}{1 + \sin \varrho} \quad \text{bzw.} \quad \lambda_{ph} = \frac{1 + \sin \varrho}{1 - \sin \varrho} \quad (6a)$$

oder umgewandelt

$$\sin \varrho = \frac{1 - \lambda_{ah}}{1 + \lambda_{ah}} \quad \text{bzw.} \quad \sin \varrho = \frac{\lambda_{ph} - 1}{\lambda_{ph} + 1} \quad (6b)$$

zwischen den beiden Größen λ und ϱ . In Tafel 3 sind einige zugeordnete Werte λ und ϱ angegeben. Trägt man die Werte auf parallelen Skalen (Bild 6) so auf, daß sich die Verbindungslinien zugeordneter Skalenwerte alle in einem Punkt P schneiden, so ist eine einfache Handhabe für das Zeichnen der beiden Skalen gegeben. In den Bildern 2 bis 6 liegt der Pol P mittig zwischen den beiden Skalen und zwar auf der waagerechten Verbindungslinie, die durch $\varrho = 30^\circ$ geht. Die ϱ -Teilung ist linear gewählt; die λ -Teilung ergibt sich dann

²⁾ Müller-Breslau, Erddruck auf Stützmauern, 2. Aufl. Stuttgart 1947, Alfred Kröner.

Tafell. Erdmeßbeiwert λ_{ah} .

α	ϱ	20°					30°					40°						
		β	δ	+20°	+10°	0°	-10°	-20°	+20°	+10°	0°	-10°	-20°	+20°	+10°	0°	-10°	-20°
-20°	+20°		1,132	1,132	1,132	1,132	1,132	798						555				
	+10°	1,132	818	721	651	590	708	605					498	440				
	0°	1,132	721	609	532	470	646	537	468				454	396	353			
	-10°	1,132	651	532	455	394	595	483	414	362			416	359	316	281		
	-20°	1,132	590	470	394	335	547	435	367	317	275		380	324	283	250	220	
-10°	+20°		1,000				661						426					
	+10°	1,000	726				588	505				385	344					
	0°	1,000	644	551			539	454	402			355	313	283				
	-10°	1,000	588	489	426		502	413	361	321		329	288	259	235			
	-20°	1,000	541	440	377	300	468	378	326	288	256	306	265	237	213	193		
0°	+20°		883				532						315					
	+10°	888	638				477	413				287	258					
	0°	883	569	490			441	374	333			267	238	217				
	-10°	883	523	440	388		413	344	304	275		250	221	201	186			
	-20°	883	486	401	350	311	389	321	279	251	227	235	207	187	172	159		
+10°	+28°		773				421						219					
	+10°	773	551				375	325				200	181					
	0°	773	492	426			348	296	266			187	169	156				
	-10°	773	455	385	344		327	275	245	224		177	159	146	137			
	-20°	773	426	355	313	283	311	258	228	208	191	169	150	138	128	121		
+20°	+20°		665				312						135					
	+10°	665	456				277	240				124	114					
	0°	665	412	357			258	220	199			117	107	100				
	-10°	665	382	325	292		244	206	185	171		112	101	095	090			
	-20°	665	360	302	269	246	233	195	174	160	150	108	097	090	085	081		

aus Tafel 3 zwangsläufig. Auf diese Weise sind alle Skalen der Bilder 2 bis 6 gezeichnet. Für Erddruck gelten die Bilder 2, 4 und 6 und für Erdwiderstand die Bilder 3 und 5.

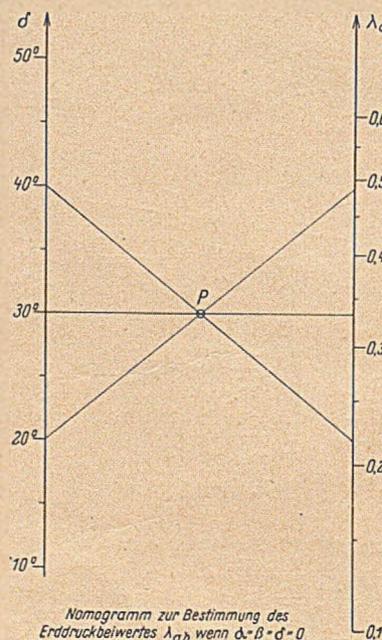
Bild 2 stellt eine Netztafel für λ_{ah} dar, für den Fall, daß β bzw. $\delta = 0$ ist. λ_{ah} hängt dann außer von ϱ noch von α und δ bzw. α und β ab. Dementsprechend erscheinen in Bild 2 α - und δ - bzw. α - und β -Linien, die ein Netz bilden. Die Netzknotenpunkte findet man sehr einfach zeichnerisch, indem man zugeordnete λ - und ϱ -Werte (Tafel 1) verbindet und die Verbindungslinien für bestimmte α - und β -Werte aber wechselnde ϱ - und λ -Werte zum Schnitt bringt.

Bild 4 zeigt die gleiche Netztafel, aber ganz allgemein die Abhängigkeit von den 3 Größen α , β und δ . Dementsprechend wird das Netzwerk räumlich und infolgedessen weniger übersichtlich. Rechts oben ist das β -, δ -Netz für ein beliebiges α übertrieben herausgezogen, so daß die einzelnen Linien und Knotenpunkte deutlich erkennbar sind. Gleichzeitig ist ein Quadratfeld der Tafel 1 schematisch dargestellt. Daraus ist wieder ersichtlich, daß β und δ miteinander vertauscht werden können. Die β -Linien gehen in δ -Linien über. Um diese Darstellungsweise zu ermöglichen, war die Abweichung von Krey in der Vorzeichenwahl für δ (s. Einleitung Punkt 2) notwendig.

Für den Sonderfall $\alpha = \beta = \delta = 0$ schrumpft das ganze Netz in einen Punkt, den Punkt P, zusammen (Bild 6).

In gleicher Weise stellt Bild 3 die Netztafel für λ_{ph} in Abhängigkeit von α und β , wenn $\delta = 0$ bzw. α und δ , wenn $\beta = 0$

dar.



Nomogramm zur Bestimmung des Erddruckbeiwertes λ_{ah} wenn $\alpha = \beta = \delta = 0$

Bild 6.

Bild 5 bringt für Erdwiderstand die Abhängigkeit von β und δ , wenn $\alpha = 0$. Eine allgemeine Darstellung entsprechend Bild 4 ist nicht ratsam, da sich die β -, δ -Netze für verschiedene α mehrfach überschneiden, so daß das räumliche Netzwerk vollkommen unübersichtlich werden würde. Die Vertauschbarkeit von β und δ ist hier genau wie bei dem Netzwerk für Erddruck (Bild 4) möglich. Die praktische Anwendung der dargestellten Netztafel ist nun denkbar einfach. Betrachten wir das Zahlenbeispiel des Bildes 4:

gegeben: $\varrho = 24^\circ$,
 $\alpha = +10^\circ$,
 $\beta = -20^\circ$,
 $\delta = +4^\circ$

gesucht: λ_{ah} .

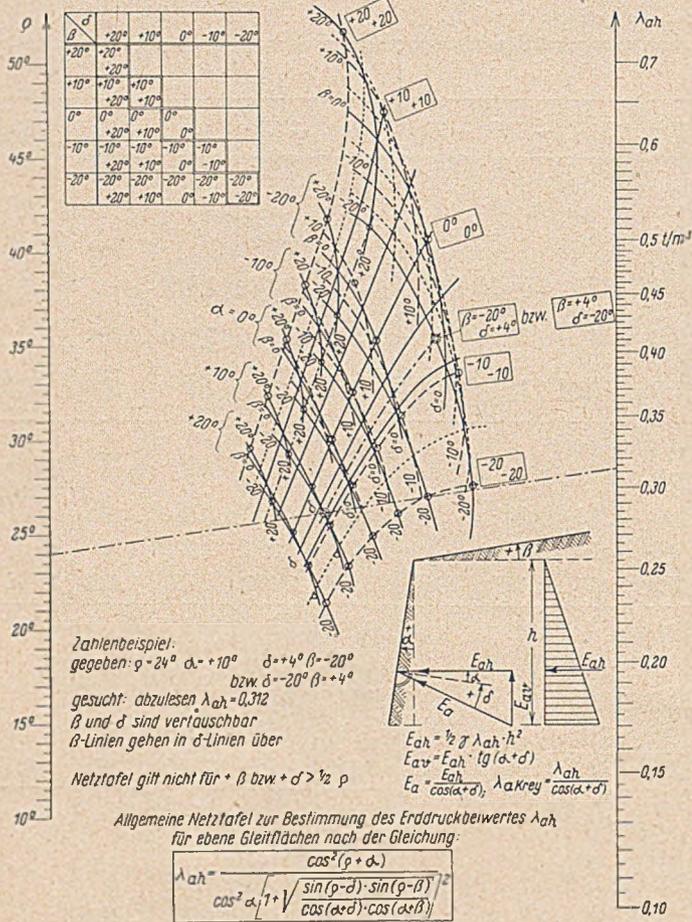


Bild 4.

Zunächst sucht man im β -, δ -Netz rechts oben den Punkt $\beta = -20^\circ$, $\delta = +4^\circ$ auf, geht dann gleichlaufend mit den Netzlinien (strichpunktierte Linie) bis zur Kurvenschar $\alpha = +10^\circ$ bis zum Punkt P_1 . Verbindet man P_1 mit $\rho = 24^\circ$, so kann man auf der λ -Skala $\lambda_{ah} = 0,312$ ablesen. Durch Aufsuchen eines Punktes im Netzwerk und Zeichnen einer einzigen Gradens kann man für jeden beliebigen Wert für ρ , α , β und δ den zugehörigen λ -Wert ablesen. Die Winkel ρ , α , β , δ können in den Tafeln unmittelbar aufgesucht werden. Es brauchen keine Winkelfunktionen nachgeschlagen und keine Verhältniswerte gebildet zu werden. Die Netztafeln sind empirisch gezeichnet. Innerhalb der natürlich gegebenen Grenzen gelten sie genau. Sie werden ungenau, wenn

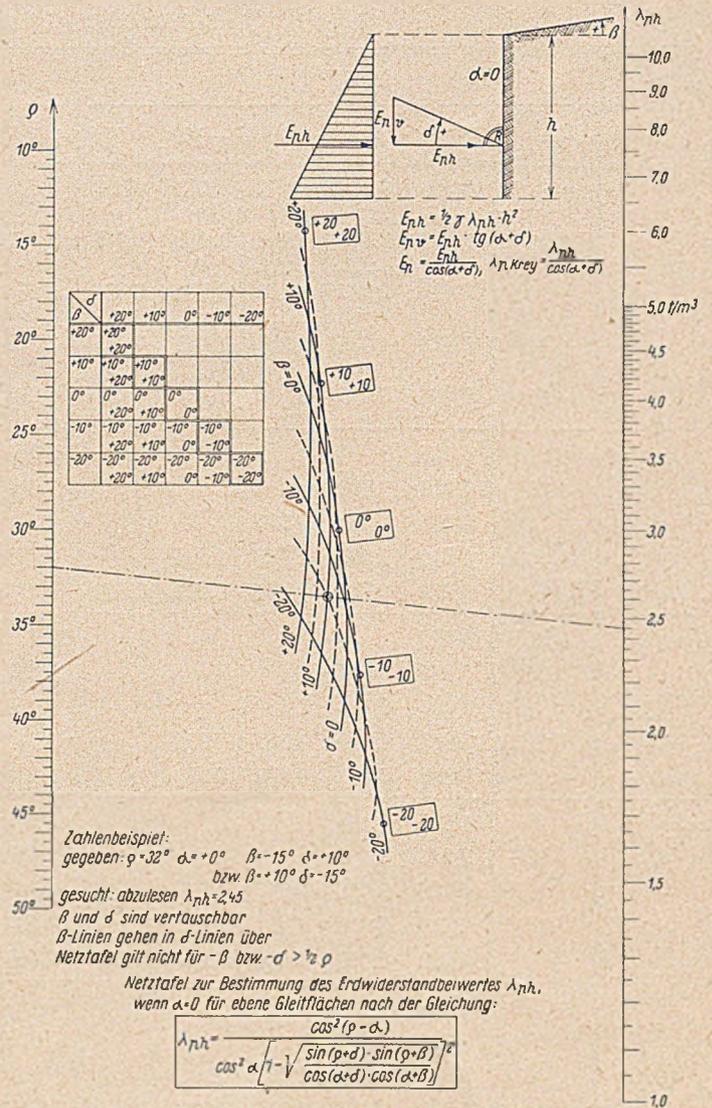


Bild 5.

für Erddruck $+ \beta$ bzw. $+ \delta > \frac{1}{2} \rho$
für Erdwiderstand $- \beta$ bzw. $- \delta > \frac{1}{2} \rho$.

Außerdem sind, wie eingangs erwähnt, ebene Gleitflächen vorausgesetzt. Es wäre wünschenswert, wenn es gelänge, die wiedergegebenen Netztafeln auf Grund der Annahme gekrümmter Gleitflächen zu verbessern.

Die Wiederherstellung der Überführung des Mittellandkanals über die Weser in Minden in den Jahren 1945 bis 1949.

Von Oberregierungsbaurat Waldemar Jensen, Hannover.

(Fortsetzung aus Heft 6.)

7. Die Wiederherstellung der Kanalüberführung.

a) Grundsätzliches.

Für die Wiederherstellung des zerstörten Teils der Kanalüberführung waren zwei, ihrem Wesen nach recht verschiedene, aber zeitlich und statisch doch untrennbar miteinander verbundene Aufgaben zu lösen, nämlich die Wiederherstellung der Standsicherheit des gerissenen und geneigten Übergangspfeilers und des abgesackten Flutbogens einerseits sowie der Neubau der zerstörten Stromüberbauten einschl. der beschädigten Teile des Strompfeilers andererseits.

Nach eingehenden Untersuchungen entschloß man sich, den Übergangspfeiler in seiner bestehenden Lage auszubessern und dann den Flutbogen wieder in die alte Höhenlage zu heben. Auch der Strompfeiler sollte in der bisherigen Form wiederhergestellt werden. Dadurch und durch die Höhenlage des Wasserspiegels von Weser

und Kanal waren die wesentlichen Maße für den Neubau festgelegt. Als System für die beiden neuen Überbauten kam wie früher nur die Bogenbrücke in Frage. Die Entscheidung über den Baustoff — Stahl oder Stahlbeton — war schwierig. Die Angebote namhafter Firmen ergaben weder geldlich noch technisch eine besondere Überlegenheit einer Bauart über die andere. Von besonderer Bedeutung war die Dauer des Baues, weil die Umleitung des Schiffsverkehrs während der Ausschaltung der Kanalbrücke äußerst umständlich und gefährlich war und etwa rd. 2 Mill. RM im Jahr kostete. Nach Verhandlungen mit Tief- und Stahlbauunternehmen schien durch den Bau in Stahl eine sechs bis sieben Monate kürzere Bauzeit erreichbar zu sein. Es wurde daher auch zunächst eine Wiederherstellung der Brücke in Stahlbau vorgeschlagen.

Beton- und Stahlbetonbau (früher „Beton u. Eisen“) mit „Zeitschriftenschau“. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf.)

Heft 8/August 1951 bringt:

Sattler: Betrachtungen über Schalungen, Rüstungen, Gerüstbrücken. — Meier: Die neuen Spanubetonstützen der Deutschen Bundesbahn. — Klett: Die Spannbetonbrücke der Bundesbahn über den Neckarkanal in Heilbronn (Schluß). — Jäniche: Neue Erkenntnisse über Festigkeitseigenschaften und Beanspruchbarkeiten von Spannbetonstählen (Schluß). — Schwien: Fußgängerbrücke über die Clausewitzstraße im Gelände der Ersten Bundesgartenschau in Hannover. — Leopold Hepp 75 Jahre. — Prof. Dr.-Ing. Arnold Agat 60 Jahre. — Baurat Ferdinand Grages †. — Vorgespannte kreisförmige Betontunnel bei Paris. — Nomogramm zur Berechnung kreisringförmiger Stahlbetonquerschnitte, die auf Biegung mit Achskraft beansprucht sind. — Mehrstöckiger Parkplatz-Garagenbau in New Orleans. — Ergänzung zum Beitrag: Über die Verwendung von Luftbeton für Stauwauern. — Änderung der Stahlbetonbestimmungen (DIN 1045). — Bücherschau. — Zeitschriftenschau.

Zeitschriftenschau*)

Bearbeitet von

Dipl.-Ing. Torben von Rothe, Berlin-Zehlendorf.

Ig. Persönliches. 1 / Hertwig, A.: Rede, gehalten bei der Gedenkfeier für Müller-Breslau am 15. Juni 1925 in der Aula der Technischen Hochschule Charlottenburg. STAHLBAU 20 (1951), H. 5, S. 53—54, 1 Abb. — Aus Anlaß der 100. Wiederkehr des Geburtstages von Müller-Breslau wird die bei der Gedenkfeier 1925 gehaltene Festrede wiedergegeben, die den gesamten Werdegang des großen Statikers schildert und seine Persönlichkeit würdigt.

IIa. Aufbereitungsmaschinen. 8 / Riedig, F.: Prallmühlen. BAUTECHN. 28 (1951), H. 2, S. 45, 2 Abb. — Arbeitsgang einer Prallmühle und fahrbare Prallmühle mit Schwingsieb und Becherwerk, ortsfeste Mühlen mit Stundenleistungen bis zu 20 m³ bei Kraftbedarf bis 30 PS.

IIk. Krane. 2 / Tooth, F. S.: Some modern cargo handling appliances (Einige moderne Lastentransporteinrichtungen). DOCK A. HARB. AUTH. 31 (1950), H. 355, S. 11—14, H. 357, S. 95—97, H. 358, S. 112—114, H. 359, S. 156—158, 164 u. H. 360, S. 184—186, 13 Abb. — Artikelserie mit Übersicht über neuzeitliche Hafentransportmittel: Kaikrane, Stapler, fahrbare Schaufeln, Elektrokranen, Kranwagen, Förderbänder, Drahtseilbahnen für Erztransport, Zusammenhänge zwischen Transportmitteln und Hafenschuppen-Anlagen, Ladekosten und Arbeitereinsatz.

IIk. Krane. 3 / Weber, J.: Der Einsatz von Schwimmkranen großer Tragkraft bei der Montage von Stahlbrücken. STAHLBAU 20 (1951), H. 5, S. 54—59, 8 Abb. — Schwimmkran-Montage beim Einsatz für umfangreiche Stahlbrücken-Bauten, 200-t-Schwimmkran mit dieselelektrischem Antrieb und 6 Verholwinden, 100-t-Schwimmkran mit 4 Winden; Schilderung der Montagearbeiten beim Bau einer Straßenbrücke über den Rhein, einer Eisenbahnbrücke und einer Drehbrücke anhand vorzüglicher Aufnahmen.

IIIa. Anstriche. 6 / Unterwasseranstrich für Stahlbauten. N. BAUWELT 6 (1951), H. 8, S. 118. — Es wird über Versuche mit bituminösen Anstrichen berichtet und festgestellt, daß Bitumen-Kaltanstriche unter Wasser versagen; auch Leinöl-Mennige-Grundierung brachte keine Vorteile. Im Seewasser hielten sich nur reine Chlor-Kautschuk-Anstriche verhältnismäßig gut. Heiße Anstriche mit Füller blieben im Süßwasser fast unverändert.

IIIv. Versuche mit Baustoffen, Baustoffprüfungen. 11 / Drake, H. C.: Sound testing searches out rail defects within limits of joint bars (Anwendung des Ultraschalles zur Feststellung von Rissen in Laschenkammern). RLY. AGE 128 (1950), H. 9, S. 55—58, 7 Abb. — S. VIII o. Oberbau. 24.

IVi. Unfallverhütung. 9 / Wagner, H.: Über physiologische Gefahren bei Taucherarbeiten u. ihre Verhütung. TIEFB. BERUFSGEN. (1951), H. 5, S. 4—6, 3 Abb., 1 Taf. — S. XI t. Taucherarbeiten. 3.

VIIb. Balken- u. Plattenbrücken. 6 / Kaiser, A.: Die Donau-Brücke bei Höchstädt. B. U. ST. 46 (1951), H. 5, S. 97—100, 10 Abb. — Bogenbrücken-Ausführung nach dem Wahlentwurf Wayss & Freytag — Baresel, bei dem die Fahrbahnplatte mit den Hauptträgern von vornherein einheitlich zusammenwirkt, mit über 5 Felder durchlaufenden Balken. Gründung der Flußpfeiler als offene 4 m hohe Senkbrunnen mit im Kasteninnern geramten Stahlbetonpfählen. Lehrgerüst, Fahrbahnbelag.

VIIc. Stahlbrücken, allgemeines. 45 / Weber, J.: Der Einsatz von Schwimmkranen großer Tragkraft bei der Montage von Stahlbrücken. STAHLBAU 20 (1951), H. 5, S. 54—59, 8 Abb. — S. II k. Krane. 3.

VIIh. Hängebrücken. 19 / Shu Tao Chen: Cable stresses in suspension bridges (Kabelbeanspruchungen bei Hängebrücken). J. INSTN. CIV. ENGRS. 3 (1951), H. 1, S. 198—205, 7 Abb., 3 Taf. — Erörterung über das vom Verfasser entwickelte Interpolationsverfahren zur Ermittlung der Kabelbeanspruchung. Erläuterung des Verfahrens am Beispiel der Manhattan-Brücke unter Belastung von 0, 1400 und 2800 t für die Hauptspannweite von 450 m und die Seitenspannweiten von je 225 m. Beispiel der Kabelberechnung.

*) Einzelhefte der hier angegebenen deutschen Zeitschriften sind über unseren Verlag nicht erhältlich.

Die Schriftleitung der Zeitschriftenschau der „Bautechnik“ steht mit ihrer umfassenden Schrifttumskartei Interessenten zur Beratung in Fragen des Literaturnachweises zur Verfügung.

Zeitschriftenschauaufträge werden von der Zeitschriftenschau aus „Die Bautechnik“ und „Beton- und Stahlbetonbau“ ab Jahrgang 1950 zum Preise von je DM 4,— und Porto für den Jahrgang abgegeben. Bestellungen erbitten wir nur an den Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, (1) Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollern-damm 169.

Tricosal III

Abbinde-Beschleuniger für Zement.

Bei schwersten Wasserdichtungsbauten jahrzehntelang bewährt. Eilige Reparaturen über Nacht möglich.

Chemische Fabrik Grünau A.G. Jllertissen/Bayern

Stellen-
Anzeigen
in
Die Bautechnik
erreichen die
gesuchten Fachkräfte

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN
BERLIN-WILMERSDORF (West-Berlin)

Wir empfehlen den Nachdruck einer
für Entwurfsarbeiten wichtigen Abhandlung:

BERECHNUNG MEHRFACH GESTÜTZTER SPUNDWÄNDE

Mitteilungen aus dem Gebiete des Wasserbaues
und der Baugrundforschung

Heft 15

Von

Dr.-Ing. ERICH LACKNER

Dritte, unveränderte Auflage

DINA 5. XI, 64 S. mit 58 Textabb. 1951. Geh. DM 6,—

Zu beziehen durch jede Buchhandlung sowie durch die
Gropius'sche Buchhandlung

(1) Berlin-Wilmersdorf (West-Berlin), Hohenzollern-damm 168.



STELLENGESUCHE

Diplom-Ingenieur

Abschluß 1948 in München, gute engl. und franz. Sprachkenntnisse, alleinstehend, in ungekündigter Stellung mit monatl. Kündigungsfrist, sucht passende Stellung im In- oder Ausland. Angebote erbeten unter **28 102** an die Anzeigenabteilung der Zeitschrift „Die Bautechnik“, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169.

STELLENANGEBOTE

Westdeutsche Brückenbauanstalt sucht zum baldigen Eintritt für die Offertabteilung einen erstklassigen

Vorkalkulator

mit reichen und langjährigen Erfahrungen in der Vorkalkulation von Stahlbrücken jeglicher Art, insbesondere von Großbrückenbauwerken.

Ausführliche Bewerbungen mit Zeugnisabschriften und Lichtbild sowie Angabe der Gehaltsansprüche und des frühesten Eintrittstages erbeten unter **2898** an die Anzeigenabteilung „Die Bautechnik“, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169.

Westdeutsche Stahlbauanstalt sucht für die Abteilung Stahlhochbau einen

Statiker

mit mehrjähriger Praxis und guten Erfahrungen in der Konstruktion.

Ausführliche Bewerbungen mit Zeugnisabschriften und Lichtbild sowie Angabe der Gehaltsansprüche und des frühesten Eintrittstages erbeten unter **2898/7920** an „Die Bautechnik“, Anzeigen-Abtlg., (1) Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169.

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN
BERLIN-WILMERSDORF (West-Berlin)

Schenk, DER RAMMPFAHL

NEUE ERKENNTNISSE AUS THEORIE UND PRAXIS

Mit Anhang: **Rammpfahltabellen**

DIN A5. 120 Seiten mit 80 Textabbildungen und 20 Tabellen
Geheftet DM 11.— Ganzleinen DM 13.50

VII v. Veränderungen: Abbruch usw., Wiederherstellungen. 47 / Heusel, H.: Wiederaufbau der Autobahnbrücke Dreilinden bei Berlin. BRÜCKE U. STRASSE 3 (1951), H. 1, S. 17, 1 Abb. — Bei dem nunmehr begonnenen Neubau der Stahlbrücke wird der geschweißte Überbau der Landöffnung, der beim Absturz verformt wurde, wiederverwendet und mit dem neuen genieteten Überbau durch ein Gelenk verbunden. Das frühere statische System des Durchlaufträgers wird verlassen und nunmehr ein Gerberbalken vorgesehen. Bisher wurde der alte Brückenteil um 5 m gehoben und seitlich verschoben. Es folgt nunmehr die Montage des 370 t schweren genieteten Teils auf den vorhandenen Rammjochen.

VIII b. Bahnhofanlagen, allgemeines. 11 / Classens, W.: Der große Abstellbahnhof. EISENBAHNT. 4 (1950), H. 11, S. 232 bis 241 u. H. 12, S. 262—275, 9 Abb., 3 Taf. — Auf Grund von durchgearbeiteten Entwürfen von großen Abstellbahnhöfen gibt Verfasser hier einen ausführlichen Beitrag zu den von Prof. Blum angeregten Fragen der Entwicklung und Gesamtanordnung großer Abstellbahnhöfe: Lage im Netz, Einzeldurchbildung nach Gruppen, Verkehrsleise, Hochbauten.

VIII c. Elektrifizierung. 4 / L'Electrification des lignes Bruxelles—Charleroi et Linkebeck—Anvers Nord. (Elektrifizierung der Strecken Brüssel—Charleroi und Linkebeck—Antwerpen-Nord.) GENIE CIV. 127 (1950), H. 10, S. 193—194, 1 Abb. — Kurzer Bericht über die Elektrifizierung der belgischen Bahnstrecke Brüssel—Charleroi, des ersten Teiles der nach dem Krieg von den Behörden zur Elektrifizierung genehmigten 1500 km-Strecke und der Linie Brüssel—Antwerpen-Nord, insgesamt 175 km. Besprochen werden der Ausbau, die neuen Möglichkeiten des Verkehrs und der Einsatz der elektrischen Lokomotiven.

VIII k. Kleinbahnen, Schmalspurbahnen. 1 / Development of the Kenya and Uganda Railway. (Die Entwicklung der Kenya- und Uganda-Bahn.) RLY. GAZ. 92 (1950), H. 14, S. 392—393, 401. — Nach einer Uebersicht über die finanzielle Entwicklung der ostafrikanischen Bahnen wird die letzte Entwicklung derselben, d. h. der Uganda-, Kenya- und der Tanganjika-Bahn besprochen. Bereits von 1939 bis 1944 hatte der Verkehr außerordentlich zugenommen. Noch bedeutender war die Entwicklung der Nachkriegszeit, so daß 1948 ein Gesamtverkehrsumfang im Güterverkehr von ~ 3 Mio t und im Personenverkehr von mehr als ~ 3 Mio Passagiere zu verzeichnen war.

VIII o. Oberbau. 24 / Drake, H. C.: Sound testing searches out rail defects within limits of joint bars (Anwendung des Ultraschalles zur Feststellung von Rissen in Laschenkammern). RLY. AGE 128 (1950), H. 9, S. 55—58, 7 Abb. — Mit einem in USA entwickelten Ultraschallgerät wird ein Meßverfahren durchgeführt, mit dem etwa 90 Schienenstöße in der Stunde auf Risse untersucht werden können. Über eine Kathodenröhre wird auf einem Leuchtschirm ein gleichmäßiges Lichtband sichtbar, auf dem jede Unterbrechung der Schienenmasse als Spitze erscheint. Die Zahl der gefundenen Fehler innerhalb der Laschenkammer schwankt zwischen 2 und 20%. Besondere Vorteile bietet das Verfahren für Tunnelgleise.

IX b. Bauausführungen. 5 / Freymark, U. u. A. Rinner: Entwurf und Bau eines geschweißten Hosenrohres. STAHLBAU 20 (1951), H. 4, S. 43—50, 14 Abb. — Bei der 3. Stufe des Schluchseckkraftwerkes wird oberhalb des Drosselklappenhauses die 6 m weite stählerne Stollenröhre in 2 Druckrohrstränge von je 4 m Φ geteilt, wobei ein Hosenrohr gebildet wird, das als das größte Rohrformstück in Europa anzusprechen ist. Untersuchung der Strömungsvorgänge in Modellversuchen; Entwurf und Bauausführung mit quer zur Längsachse liegenden Versteifungen.

IX f. Versuche mit Konstruktionen. 3 / Henrion, E.: L'évolution des méthodes d'essai au choc des matériaux utilisés en construction métallique (Entwicklung der Versuchsverfahren mit Kerbschlag, verwendet für Stahlkonstruktionen). OSS. MÉTALL. 15 (1950), H. 12, S. 567—576, 8 Abb., 5 Taf. — Nach Erörterung der Entwicklung früher üblicher Zug- und Biegeproben mit dem Pendelfallhammer zur Feststellung der Kerbzähigkeit wird ein neues Versuchsverfahren von Henri M. Schnadt beschrieben, das auch das Altern der Stoffe und ihre Schweißbarkeit berücksichtigt. Das Verfahren benutzt wie das Charpy-Verfahren Probekörper von $55 \times 10 \times 11$ mm, jedoch wird ein sehr harter Stahlkern von 5 mm Φ an der Aufschlagstelle des Pendels eingelegt. Zerlegung der bildsam wirkenden Kraft. Berücksichtigung des Alterns durch besondere Prüfung; Schweißbarkeit-Proben in den 3 Zonen jeder Schweißung.

XI b. Brunnengründungen. 1 / Kaiser, A.: Die Donaubrücke bei Höchstädt. B. U. ST. 46 (1951), H. 5, S. 97—100, 10 Abb. — S. VII b. Balken- und Plattenbrücken. 6. (Fortsetzung S. V.)

XI e. Erdbeben u. -sicherung. 2 / Briske, R.: Bauwerke in Erdbebengebieten. BAUTECHN. 28 (1951), H. 4, S. 83—89, 6 Abb. — Beachtlicher Bericht über erdbebengefährdete Bauwerke und ihren Schutz. Im einzelnen: Art der Zerstörungen in Messina, Japan und USA. Statische Berechnung und Erschütterungsgrad als Grundlage derselben; Einwendungen gegen diese klassische Methode der Berechnung erdbebengefährdeter Bauwerke, Berechnung unter Berücksichtigung der Schwingungserscheinungen. Schutzmaßnahme: Stahlbeton mit hinreichender Seitensteifigkeit.

XI s. Senkkasten und Schwimmkörper. 6 / Keryran, L.: Barages-caissons articulés pour usines maremotrices (Gelenkartig verbundene Absperrdamm-Senkkästen für Gezeitenkraftwerke). GENIE CIV. 127 (1950), H. 18, S. 345—346, 2 Abb. — Der geplante Absperrdamm in der Bucht von Mont St. Michel wird aus großen eingeschwommenen Stahlbeton-Senkkästen gebildet. Die etwa 2 m breiten Fugen zwischen den Senkkästen werden nicht gradlinig, sondern verzahnt ausgebildet. Statt des Zahnversatzes plant man neuerdings, gerade Fugen mit breiten Nuten in den Seitenflächen vorzusehen, in die man Stahlbetonplatten schräg zu den Senkkästen einschiebt.

XI t. Taucherarbeiten. 3 / Wagnier, H.: Über physiologische Gefahren bei Taucherarbeiten und ihre Verhütung. TIEFB. BERUFGEN. (1951), H. 5, S. 4—6, 3 Abb., 1 Taf. — Behandelt werden die Gefahren der Taucherarbeit und die Wirkung von Wasser und Luft auf den Taucher; schädliche Wirkung des Stickstoffes, Verhaltensmaßregeln für den Taucher.

XII b. Behälter. 4 / Boué, J. u. J. Ferrier: Les réservoirs en béton pour le stockage des hydrocarbures (Betonbehälter für Vorratshaltung von Kohlenwasserstoffen). GENIE CIV. 127 (1950), H. 22, S. 427—429 u. H. 23, S. 448—451, 2 Abb. — Nach eingehender Erörterung über Stahlbehälter und über Vor- und Nachteile ihrer Verwendung werden zunächst Behälter aus normalem Beton behandelt. Um die Dichtigkeit für die Vorratshaltung von Leichtölen zu erhöhen, wird in USA innen oder außen fugendicht geschweißtes Blech aufgebracht (Beispiel: Großbehälter in Pearl Harbour von 75 m Höhe), für Dieselöle dichter Putz. Im zweiten Teil der Arbeit werden Behälter aus vorgespanntem Beton behandelt: In USA Preload-Verfahren mit Umwicklung der Betonhülle mit hochgespanntem Stahldraht; in Frankreich Verwendung gerüttelter Stahlbeton-Wölbsteine mit Spannbeton-Behälterboden. Vorteile der Spannbetonkonstruktion.

XII m. Maste u. Pfosten. 4 / Tilloy, A.: Construction des lignes à très haute tension, méthodes modernes françaises (Bau von Hochspannungsleitungen in neuzeitlicher französischer Bauweise). TECHN. MOD. CONSTR. 5 (1950), H. 4, S. 104—112, 14 Abb. — Bodenaushub für die Maste, wo erforderlich unter Verwendung amerikanischer Bohrmaschinen, Herstellung und Verteilung des Fundamentbetons, Bau, Aufrichtung und Aufstellung der stählernen Leitungsmaste und Querträger, Aufhängen und Verspannen der Drähte.

XIII f. Holzschäden, Holzschutz. 8 / Liese: Tagung des Arbeitsausschusses Holzschutz der Deutschen Ges. f. Holzforschung. TECHNIK 6 (1951), H. 2, S. 75. — Bericht über die Vorträge der Tagung: Lagerschäden für Buche; Verblauung und Bläueschäden bei Kiefernholz; Holzfäulnis im Bergbau; Holzforschungsstellen der Welt; Erfahrungen mit Holzpfasterstraßen; Eisenkorrosion durch Holzschutzmittel; Imprägnierung der Fichte.

XVIII f. Formänderungsverfahren. 5 / Lambert, R.: Die Berechnung geschlossener Stabzüge nach dem Drehwinkel-Abklüppungsverfahren. STAHLBAU 20 (1951), H. 4, S. 41—43, 4 Abb. — Durchführung der Berechnung im Gegensatz zu Luetkens unter Anwendung des Determinanten-Verfahrens.

XVIII k. Knickung. 13 / Hoff, N. S., B. A. Boley, S. V. Nardo u. S. Kaufmann: Buckling of rigid-jointed plane trusses (Knickung starr verbundener ebener Tragwerke). PROC. AMER. SOC. CIV. ENG. 76 (1950), Sonderh. 24, S. 1—29, 12 Abb. — Berechnung der Knickbelastungen zweier geschweißter und sechs genieteter Rahmentragwerke unter Anwendung des Cross-Verfahrens. Prüfversuche mit den genannten 8 Rahmenwerken und Vergleich der Versuchsergebnisse der Knickbelastungen mit den Ergebnissen der Berechnung. In einem Anhang werden Steifigkeit und Übertragungsfaktoren für Stäbe und ihre Knotenbleche behandelt; anschließend wird anhand der gefundenen Werte ein gegebenes Rahmenwerk berechnet.

XVIII k. Knickung. 14 / Bültmann, W.: Die Knickfestigkeit des geraden Stabes mit veränderlicher Druckkraft bei elastischer Einspannung. STAHLBAU 20 (1951), H. 4, S. 50—52, 3 Abb. — Verfasser weist die Knickfestigkeit für einen einseitig elastisch eingespannten, am anderen Ende frei beweglichen Stab nach, wenn die mittige Druckkraft von einem bestimmten Betrage am frei beweglichen Stabende aus zum elastisch eingespannten Stabende hin linear abnimmt. Zwei Zahlenbeispiele.

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN
BERLIN-WILMERSDORF (West Berlin)

Soeben erschien
das bewährte, reichhaltige Nachschlagewerk
für schaffende Ingenieure und Studierende

Edmund v. Rziha

STARKSTROMTECHNIK

Taschenbuch für Elektrotechniker

Achte, vollständig neubearbeitete Auflage

Schriftleiter: Dr.-Ing. Rudolf Genthe

I. TEIL

DIN A 5, VIII, 308 Seiten mit 306 Textabb.
und zahlreichen Tafeln

Geheftet (Dünndruck) DM 24—

Die Neuauflage der „Starkstromtechnik“ erscheint
voraussichtlich in fünf Teilen, zum letzten Teil wird eine
Einbanddecke geliefert. (Ganzleinen mit Vorsatz.)

Nach Erscheinen des letzten Teiles ist die „Starkstrom-
technik“ nur noch geschlossen als Ganzleinen-Ausgabe
erhältlich.
Bitte Werbeschrift anfordern!

Zu beziehen durch jede Buchhandlung sowie durch die
Gropius'sche Buchhandlung
(1) Berlin-Wilmersdorf (West-Berlin), Hohenzollerndamm 168

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN
BERLIN-WILMERSDORF (West-Berlin)

Soeben erschienen:

Deutscher Ausschuss für Stahlbeton

Heft 104

Bindemittel für Massenbeton

Untersuchungen über hydraulische Bindemittel aus
Zement, Kalk und Traß

Bericht erstattet von Prof. Dr.-Ing. KURT WALZ

DIN A 4, V, 47 Textseiten, 6 Tafeln, 18 Bilder. 1951
(In Kommissionsverlag) Geheftet DM 5,50

Heft 105

Die Versuchsberichte

des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton

(Inhalt der Hefte 1 bis 102)

Von Prof. OTTO GRAF

DIN A 4, II, 42 Textseiten, 8 Bilder, Stichwortverzeichnis,
Verzeichnis der Hefte 1 bis 104. 1951

(In Kommissionsverlag) Geheftet DM 5,50

Zu beziehen durch jede Buchhandlung sowie durch die
Gropius'sche Buchhandlung

(1) Berlin-Wilmersdorf (West-Berlin), Hohenzollerndamm 168

XVIII r. Rahmen, 15 / Hoff, N. S. u. a.: Buckling of rigid-jointed plane trusses. (Knickung starr verbundener ebener Tragwerke.) PROC. AMER. SOC. CIV. ENG. 76 (1950), Sonderh. 24, S. 1—29, 12 Abb. — S. XVIII k. Knickung, 13.

XVIII s. Schalen, 8 / Mehmehl, A.: Beitrag zur Theorie der Kreiszyinderschalen. BAUINGENIEUR 25 (1950), H. 12, S. 437 bis 439, 1 Abb. — Es wird eine neue Methode zur Theorie der Zylinderschalen angegeben, die der Verfasser unter Beteiligung seines Mitarbeiters Fuchssteiner entwickelt hat. Zugrundegelegt werden die Flügge'schen Schnittkraft-Verschiebungsgleichungen und Differentialgleichungen. Ableitung der Verschiebungsfunktion w und Ermittlung der Verschiebungsfunktionen u und v sowie Bestimmung der Restbelastung.

XIX d. Dämme u. Deiche, 5 / Hartog, M.: Verdere impolderingen in het Ijsselmeer. (Weitere Eindeichungen im Ijsselmeer.) POLYTECHN. TIJDSCHRIFT 5 (1950), H. 21/22, S. 327 b—335 b, 14 Abb., 2 Taf. — Neue Deicharbeiten im Ostpolder mit verschiedenartiger Deichgestaltung, Gründung und Böschungsform. Schutz der Böschungen durch Lehm, Faschinen, Betonplatten, Kliniker, Schotter, Querschnittsgestaltung und Baustoffmengen.

XIX d. Docks, 4 / 500-Ton floating dock for Lake Nyasa. (Ein 500-t-Schwimmdock f. den Nyasa-See.) ENGNG. 169 (1950), II. 4389, S. 257—259, 9 Abb. — Das Dock besteht aus 4 gleichen Pontons und 2 parallelen Seitenwänden, hat eine Gesamtlänge von 48 m, ist für Schiffe bis zu 500 t Wasserverdrängung eingerichtet und kann bis auf eine Tiefe von 3 m versenkt werden. Konstruktion, Ausführung und maschinelle Ausrüstung.

XIX k. Kanäle, 12 / Jurisch, G.: Wasserwege zwischen Rhein und Donau. WASSERWIRTSCHAFT 40 (1949/50), H. 7, S. 193 bis 203 u. H. 8, S. 223—232, 17 Taf. — Besprochen werden die Verbindungen Rhein—Main—Donau, Rhein—Neckar—Donau, Rhein—Bodensee—Donau, der Oder—Donau-Kanal, der Werra—Main-Kanal. Vergleich der erstgenannten drei Linien in bezug auf technische Planung, derzeitigen Stand der Ausführung, Länge, Staustufen, Schleusen, Höhenunterschiede, Gefälle, Kanalquerschnitte, Leistungsfähigkeit. Als Ergebnis wird festgestellt, daß die Rhein—Main—Donau-Verbindung wohl zuerst zur Durchgangswasserstraße ausgebaut werden sollte.

XIX s. Staudämme, 12 / Unusual rock-fill dam built for power in Sweden. (Ungewöhnlicher Felschüttungs-Staudamm für ein Kraftwerk in Schweden.) ENGNG. NEWS-REC. 146 (1951), H. 3, S. 47—48, 4 Abb. — In Schweden hat man, um einen aus Felsbrocken geschütteten, 45 m hohen Staudamm wasserundurchlässig zu machen, abweichend von der üblichen Bauweise eine senkrecht stehende, mittige Dichtungskernwand aus trockenem Ton erstellt, deren Fuß bis 2 m tief in die Felssohle hineinreicht und sich oberhalb der Sohle an einen rd. 4,50 m breiten und 3,50 m hohen Betonsockel anlehnt. Dichtung der Tonwand durch Asphalttschicht.

XIX u. Uferschutzbauten, 7 / Gährens, J.: Betrachtungen über den Stahlpfeiler im Wasserbau bei elastischer Einspannung. HANSA 88 (1951), H. 17/18, S. 648. — Der Dalben wird beim Schiffsstoß nicht nur auf Biegung, sondern auf Biegung und Drehung beansprucht. Von dem im Dalbenbau verwendeten Hohlprofilen gebührt dem Kreisprofil der Vorrang. Behandlung der umstrittenen Frage, wie hoch bei einem längsnahtgeschweißten Hohlprofilpfeiler der Schweißnaht-Abminderungsfaktor eingesetzt werden soll. Unterschiede bei verschiedenen Profilen bezüglich ihrer Verformung und ihrer Arbeitsleistung bei der Energievernichtung des Schiffsstoßes.

XIX w. Wasserkraftanlagen, allgemeines, 65 / Metro-Columbus A. G., Baden: Das Altschwerk. SCHWEIZ. BAUTZG. 68 (1950), H. 26, S. 347—350, 8 Abb. — Wehranlage mit Stollen von 2842 m Länge und Zuleitung zum Krafthaus von 382 m Länge, Wasserschloß, Druckleitung zum Maschinenhaus von 1650 m Länge, im Boden verlegt aus geschweißtem Stahlrohr. Maschinenhaus mit Granit verkleidet und mit Natursteinplatten abgedeckt.

XIX w. Wasserwirtschaft, 4 / Kutter, E. J.: Flood control operation of Tennessee Valley Authority reservoirs. (Hochwasserregulierung durch die Staubecken der TVA.) PROC. AMER. SOC. CIV. ENG. 76 (1950), Sonder-H. 19, S. 1—33, 11 Abb., 11 Taf. — Anhand reichlichen statistischen Materials werden zunächst Messungs-Ergebnisse an den einzelnen Dämmen und Becken geschildert und Vergleiche mit früheren Überschwemmungen angestellt. Dabei ergibt sich, daß durch Reduzierung der maximalen Flutwelle in 3 Jahren ein Gesamtschaden von fast 40 Mill. Dollar verhütet werden konnte. Weitere Schadensverhütungen durch Zusammenarbeit der Hauptdämme des TVA-Systems.



VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN
BERLIN-WILMERSDORF (West-Berlin)

Sofort lieferbar:

KLEINLOGEL

Der Stahlbeton in Beispielen

Heft 1: **Einfeldplatten**

Freiauffliegende, teilweise eingespannte und kreuzweise bewehrte Platten einschließlich Stahlsteindecken

12 Zahlenbeispiele

Mit 75 Textabbildungen und 4 Tafeln

Gr. 8^o. IV, 64 Seiten

1949.

Geh. 4,60 DM.

Aus dem Inhalt: Vorwort — Ermittlung und Aufzeichnung der Biegemomente — Bemessung und Spannungsnaehweis — Aufbiegungen, Anschlußstäbe und Verteilungseinlagen — Momentenermittlung — Berechnung der Querbewehrung — Nachprüfung der Schubspannung — Beispiele.

Heft 2: **Durchlaufende Platten**

Mit 52 Textabbildungen

Gr. 8^o. Etwa 64 Seiten. Geh. etwa 5,— DM.

Aus dem Vorwort: ... Wie schon das Heft 1 in jeder Beziehung — auch für den Anfänger — leicht verständlich gehalten war, so ist auch im Heft 2 von dieser Grundrichtung nicht abgewichen worden; denn der Zweck dieser Hefte liegt ja bekanntlich nicht darin, dem erfahrenen Fachmann zu dienen, sondern vielmehr der heranwachsenden fachlichen Jugend ... diese oder jene Lücke in ihrer Berufsausbildung auf leicht einprägsame Art zu schließen ... Das neue Heft 2 enthält 6 Zahlenbeispiele für Konstruktion und Bewehrung von massiven durchlaufenden Stahlbetonplatten. Es handelt sich ... ohne Ausnahme um Fälle, die tatsächlich der Praxis entnommen sind ...

EHLERS/WINKEL

Bau, Unterhaltung und Verteidigung der Flußdeiche

Dritte ergänzte Auflage

DIN A 5. VIII, 72 Seiten mit 54 Textabbildungen. 1950.

Steif geheftet DM 5,—

Aus dem Inhalt:

Entstehung und Lage der Flußdeiche — Querprofil der Deiche — Die Deicherde — Querschnittsform — Herstellung der Deiche — Schüttung des Deichkörpers — Deichkronen-Höhe — Setzen, Sacken oder Schwinden des Deiches — Berasung — Deichverlängerung und Deichverstärkung — Unterhaltung der Deiche — Nebendeiche (Sommerdeiche) — Deichrampen — Deicharten — Deichschleusen — Entwässerungsgräben — Künstliche Entwässerung — Deichverwaltung — Deichverteidigung — Schließung der Deichbrücke — Anhang: Gesetzliche Bestimmungen.

Zu beziehen durch jede Buchhandlung sowie durch die
Gropius'sche Buchhandlung

(1) Berlin-Wilmersdorf (West-Berlin), Hohenzollerndamm 168

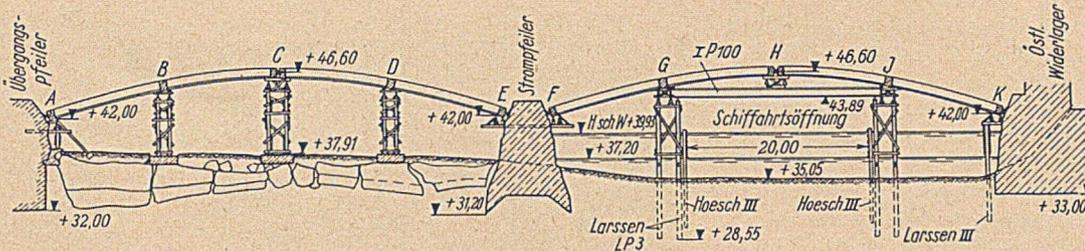


Bild 19. Gerüste in den beiden Stromöffnungen.

In der westlichen Stromöffnung konnten die Gerüstjoche unbedenklich auf den dort liegegebliebenen Trümmern gegründet werden. Die tragenden Teile der Stützjoche waren Holzpfähle. Das mittlere Stützjoch stand unter dem Bogenscheitel und diente gleichzeitig als Lehrgerüst für die die Fertigträger hier verbindenden Querträger beiderseits des Scheitelgelenks. Die beiden seitlichen Stützjoche waren unter den Bogenviertelpunkten, also unter den Nahtstellen der zwei zu einer Bogenhälfte zu verbindenden Fertigträger, angeordnet. An den Kämpfern lagen die Fertigteile auf Kragerüsten auf, die ihre Last unmittelbar auf die Pfeiler übertrugen.



Bild 20. Überbrückung der Schiffahrtsöffnung. Sommer 1947.

In der rechten Stromöffnung mußte das Mitteljoch fortfallen, weil hier eine zwischen den Leitwerken mindestens 20 m breite Schiffahrtsrinne freizuhalten war (Bild 20). Deshalb wurden die beiden 24 m voneinander entfernten seitlichen Joche verstärkt und die Fahrinne durch 25 m lange Träger IP 100, die von der Reichsbahn geliehen waren, überbrückt. Diese Joche beiderseits der Schiffahrtsrinne wurden im wesentlichen in Stahl ausgebildet. Die tragenden Teile waren Spundwandkastenpfeiler, die sich bei dem hier anstehenden Schieferton noch einigermaßen rammen ließen und auch einen gewissen Schutz gegen Eisstoß bildeten. Zur Sicherung der Schifffahrt und der Gerüste diente außerdem ein Leitwerk aus Stahlspundbohlen, das mit hölzernen Gleitbohlen abgedeckt wurde (Bild 20).

Mit dem Bau dieser Gerüste konnte im Juni 1947 nach Räumung des Fahrwassers begonnen werden.

Für die Beförderung und das Verlegen der Fertigteile diente ein fahrbarer Portalkran von 14 m Spannweite, der außer dem Zuführungsgleis nur etwa 1/3 der Bogenbreite von 30,74 m überspannen konnte. Die Fertigträger mußten deshalb in drei Streifen von je rd. 10 m Breite verlegt werden, was einen zweimaligen Umbau des Fördergerüsts nötig machte.

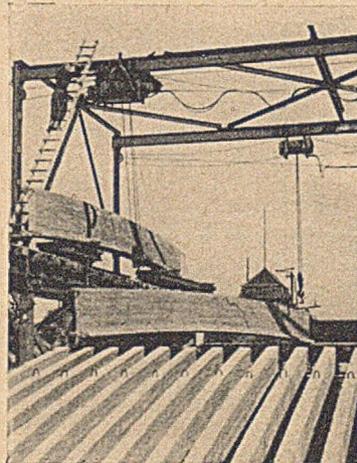


Bild 21. Einbau der Fertigteil-Träger mit Laufkran. Herbst 1947.

e) Verlegen der Fertigteile, Herstellen und Ausrüsten des Bogengerippes.

Im Oktober 1947 konnte mit dem Verlegen der Fertigteilträger begonnen werden. Sie wurden auf dem Lagerplatz mit einem Portalkran einzeln auf Plattenwagen geladen, auf diesen von Hand zur

Verlegungsstelle geschoben und hier von einem zweiten Portalkran an Ort und Stelle verlegt (Bild 21).

Die Arbeit ging schnell vonstatten und konnte ohne Gefahr bei Beleuchtung auch nachts durchgeführt werden. Sie war im Spätherbst 1947 beendet. Es kam jetzt darauf an, die verleg-

ten Träger so schnell wie möglich zu einem einheitlichen Ganzen zu verbinden, damit sie noch vor dem im Frühjahr zu befürchtenden Eisgang der Weser ausgerüstet werden konnten. Die Fertigteilträger wurden nun im Kämpfergelenk und beiderseits der Scheitelgelenke sowie an den Nahtstellen im Bogenviertelpunkt durch Querträger in Stahlbeton verbunden, wobei die oben erwähnten, aus den Fertig-



Bild 22. Fertige Bogenroste beider Strombögen. Winter 1947/48.

trägern herausragenden Eisenschlaufen mit Verankerungseisen mit einbetoniert wurden. Außerdem wurden die Fertigträger auf halber Länge durch weitere Querträger von Steg zu Steg knickfest ausgesteift. Jeder dieser Aussteifungsträger enthielt vier Rundseisen $\varnothing 26$, welche durch Ankerlöcher in den Fertigträgern hindurchgingen und an den äußeren Trägern durch Schraubenmuttern angespannt wurden. Das Einschalen dieser verhältnismäßig wenig Masse beanspruchenden Aussteifungen war wegen der aus zahllosen Einzeltäfelchen bestehenden Schalung umständlich. Mit Hilfe einer Baustellenbeleuchtung gelang es, die Arbeit bei milder Witterung bis Weihnachten 1947 im wesentlichen zu beenden (Bild 22).

Im Januar 1948 wurden schließlich auch die Gelenkplatten verlegt und hintergossen. Es sind insgesamt 30 Platten von je 1,00 m Länge, die aus zwei Hälften, der Nut- und Federplatte, bestehen und in ihrer Ausführung derjenigen der alten Brücke entsprechen, so daß die teilweise geborgenen alten Platten wieder verwendet werden konnten. Die

hintergossene Gelenkfuge konnte während der Abbindezeit gegen Frost leicht abgedeckt und mit elektrischen Heizschlangen — Aluminiumgelenkschläuche der Firma Siemens — um etwa 5° gegenüber der Außentemperatur erwärmt werden. Diese Vorsichtsmaßnahme war allerdings kaum nötig, weil der ganze Monat Januar außergewöhnlich milde war, so daß der Erhärtungsvorgang schon Mitte Februar das Ausrüsten des Bogenrosts gestattete (Bild 23).

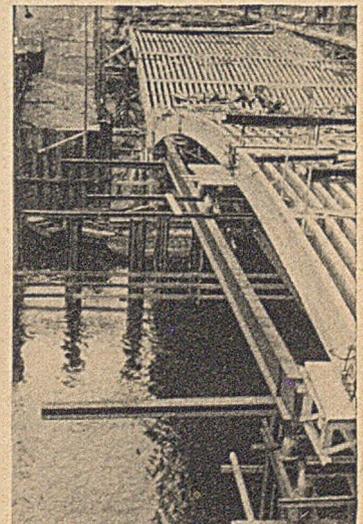


Bild 23. Bogenroste auf Sandtöpfen vor dem Ausrüsten. Februar 1948.

Bei dem Ausrüsten mußte ein mögliches Ausweichen des Übergangspfeilers und eine erhebliche elastische Formänderung bei der Entlastung der die Schifffahrtsrinne überspannenden 25 m IP Träger berücksichtigt werden. Auch durfte der empfindliche Trägerrost unter keinen Umständen zusätzlich beansprucht werden.

Diesen Forderungen wurde durch eine vorher bis ins einzelne festgelegte Unterteilung des Ausrüstungsvorganges Rechnung getragen. Danach sollten die 164 Sandtöpfe unter beiden Strombögen in 26 Einzelstufen entleert werden. Das Ausrüsten am 16. Februar 1948 wurde durch Hochwasser und gegen Abend durch plötzlich einsetzenden starken Frost erschwert und zog sich bei einigen eingefrorenen Sandtöpfen, die mühsam mit Lötlampen aufgetaut werden mußten, bis zum 18. Februar hin. Damit war die Bedrohung der Brücke durch Eisgang beseitigt. Die Gerüste selbst mußten allerdings dieser Gefahr noch weiter überlassen bleiben, die sie aber überstanden, weil es in diesem Winter nicht mehr zu einer stärkeren Eisbildung kam.

Die Bewegung der neuen Strombögen während des Abrüstens ist im Vergleich mit den rechnungsmäßigen Senkmaßen in Tafel I zusammengestellt:

Tafel I.

Senkung des Bogens in mm nach dem Ausrüsten.

Meßpunkt (vgl. Bild 19)	linker Strombogen					rechter Strombogen				
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	K
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Tatsächliches Senkmaß	-1	11	33	13	2	-3	3	20	7	1
Rechnerisches Senkmaß	1,5	14	28	14	1,5	0,5	8,5	12,5	8,5	0,5
Abweichung in mm	-2,5	-3	5	-1	0,5	-3,5	-5,5	7,5	-1,5	0,5

Die Tafel zeigt deutlich eine über das Rechnungsmaß hinausgehende Senkung der Scheitel, während die Viertelpunkte demgegenüber etwas zurückbleiben. Allerdings hat ein starker Temperatursturz während des Ausrüstungsvorganges diese Maße wahrscheinlich erheblich beeinflußt. Am Strom- und Übergangspfeiler waren keine meßbaren Bewegungen festzustellen (Bild 24).

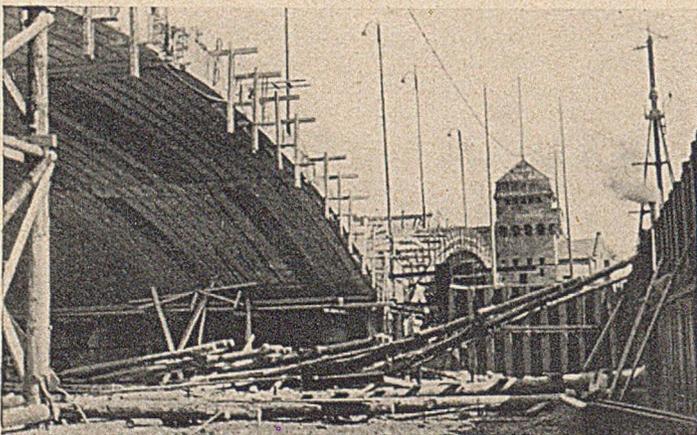


Bild 24. Bogenroste nach dem Ausrüsten.

f) Einbringen des Ortbetons.

Nach dem Ausrüsten hatten die Fertigträger eine rechnungsmäßige Druckspannung von etwa 30 kg/cm². Dazu mußten sie nun noch die Belastung durch das Eigengewicht des Ortbetons aufnehmen. Bei dessen Aufbringen mußte deshalb alles vermieden werden, was die ungünstigen Vorspannungen unnötig weiter hätte erhöhen können. In erster Linie waren elastische Verformungen des Bogens aus unsymmetrischer Belastung zu vermeiden, weil ja eine Rückverformung nach dem Abbinden und Erhärten des Ortbetons nicht mehr möglich war. Auch durfte der noch nicht abgebundene Ortbeton beim Aufbringen neuer Last nicht gestört werden. Schließlich mußten beide Strombögen möglichst gleichmäßig

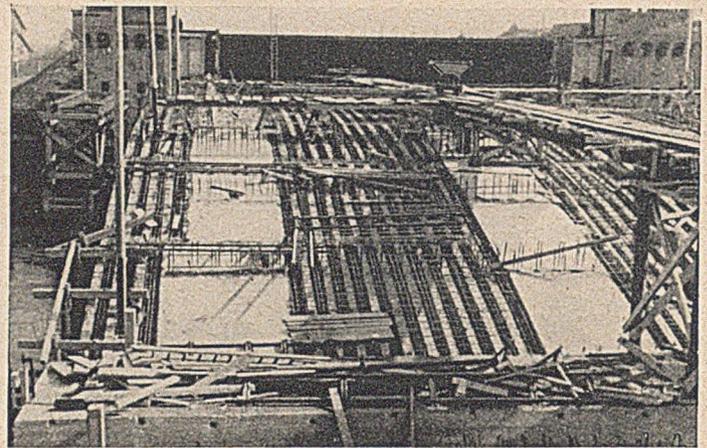


Bild 25. Streifenweises Einbringen des Ortbetons. April 1948.

belastet werden, um einseitigen Seitenschub auf den Strompfeiler zu unterbinden.

Zunächst wurden in beiden Bögen symmetrisch zur Querschnittsachse vier je 2,50 m breite Ortbetonlamellen aufgebracht (Bild 25).

Jede Lamelle konnte an einem Tage eingebracht werden, und zwar so, daß gleichmäßig auf beiden Enden zunächst die dem Kämpfer benachbarten Felder, dann die beiden Scheitelfelder und zum Schluß der mittlere Teil zwischen Kämpfer und Scheitel betoniert wurden und damit eine weitgehende Übereinstimmung von Stützlinie und Schwerlinie des Vollbogens erreicht werden konnte. Ein Abweichen der Stützlinie nach oben mußte auf jeden Fall vermieden werden, weil die Schwerlinie des zunächst allein tragenden Fertigteilquerschnitts nicht unerheblich tiefer lag als die durch die bereits verlegten Gelenke verlaufende Schwerlinie des Vollbogens.

Den weiteren Verlauf des Einbringens des Ortbetons zeigt Bild 26.

Dabei wurden die lotrechten Bewegungen des westlichen Strombogens laufend beobachtet. 15 Meßrollen waren fast gleichmäßig über den Bogenquerschnitt verteilt, an dem noch stehengelassenen hölzernen Stützjoch etwa 30 cm unter der Bogenleibung im westlichen Viertelpunkt fest angebracht und mit im Beton des Bogens befestigten Stahldrähten so verbunden, daß jede lotrechte Verschiebung des Bogens oder — genauer gesagt — jede Abstandsveränderung des Bogens gegenüber dem als feststehend geltenden Stützjoch bzw. gegenüber den Meßrollen gemessen werden konnte. Diese Meßeinrichtung war schon eine Woche vor dem Aufbringen des ersten Ortbetons in Benutzung genommen worden, um lotrechte Bewegungen des Bogens infolge Temperatur erkennen und von den späteren Bewegungen infolge Lasteinwirkung unterscheiden zu können. Dabei zeigte es sich, daß die täglichen Bewegungen des Bogenrostes etwa der Hälfte der Temperaturschwankungen in der Luft entsprachen.

Beim Aufbringen der ersten Ortbetonlamelle überraschte zunächst die geringe Durchbiegung des Bogens unter der neuen Last. Der Einfluß der Abbindewärme des Betons wirkte schon nach wenigen Stunden der Last stark entgegen, ja erreichte oder überwog ihn nach etwa 24 Stunden fast überall. Erst mit dem Abklingen der Abbindewärme begann der Bogen unter der aufbetonierten Lamelle im Laufe etwa einer Woche sich allmählich zu senken. Die Quer-

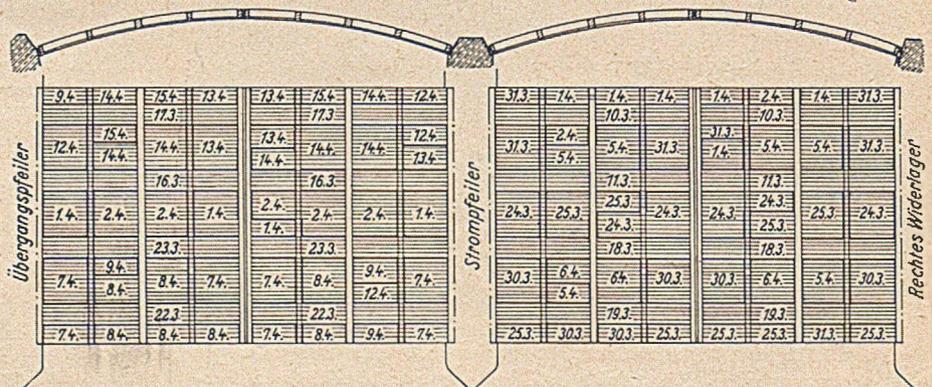


Bild 26. Zeitplan für das Einbringen des Ortbetons. März/April 1948.

verteilung der Lamellenlast auf die benachbarten, noch nicht mit Ortbeton belasteten Fertigträger war so groß, daß die unter der Last liegenden Fertigträger nur rd. $\frac{1}{3}$ dieser Last aufnahmen. Die Verlangsamung der Lastübertragung durch die Abbindewärme scheint die gleichmäßige Querverteilung begünstigt zu haben. Die von Temperatureinflüssen entzerrte Kurve der reinen Lasteinwirkung zeigt nach einer durch den Abbindeprozeß verzögerten, daher allmählichen Senkung infolge der zuerst aufgetragenen Lasten ganz deutlich eine auffallende stoffelweise Hebung des Westbogens (Bild 27).

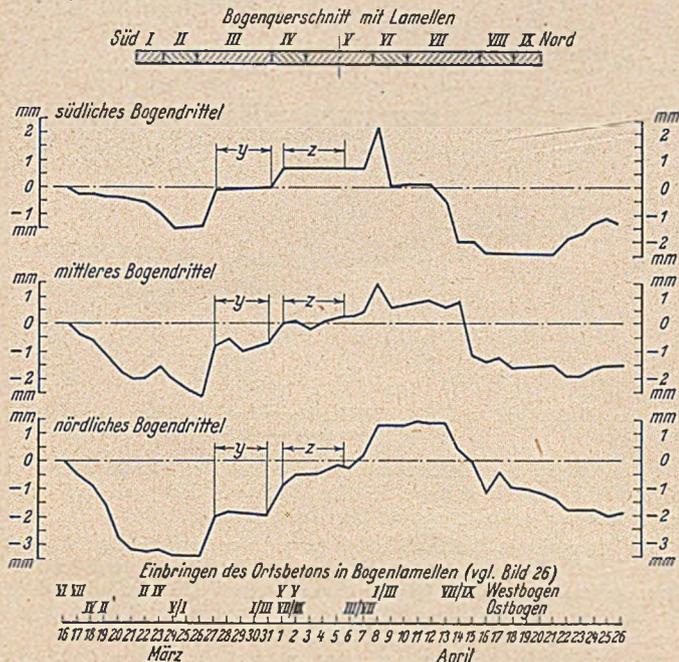


Bild 27. Messung der lotrechten Bewegung des Westbogens im Bogenviertelpunkt B beim Einbringen des Ortbetons.

Sie ist auf eine — praktisch allerdings unerhebliche — Bewegung des mittleren Stropfpeilers nach Westen zurückzuführen. Die Unterbrechung dieser ansteigenden Kurve (vgl. Strecken y und z auf Bild 27) ist auf eine Arbeitsunterbrechung während der Osterfeiertage (y) und auf einen Ausgleich der Belastungen des Stropfpeilers durch Aufbringen von Ortbeton im Westbogen (z) zurückzuführen. Die Kurve zeigt auch deutlich den Stillstand dieser Pfeilerbewegung, als auch der westliche Bogen seine volle Ortbetonlast erhielt. Die Bewegung des Westbogens läßt auf ein Ausweichen

des Stropfpeilers in Kämpferhöhe von etwa 3 mm an der Nord- und rd. 2 mm an der Südseite schließen. Die Meßergebnisse sind gleichzeitig eine indirekte Bestätigung dafür, daß der gerissene und wiederinstandgesetzte Übergangspfeiler keine bedenklichen Bewegungen gemacht hat. Die Messungen wurden durch gleichzeitig durchgeführte Nivellements voll bestätigt.

Es war zunächst beabsichtigt, den Ortbeton mit Pumpen einzubringen. Bei dem häufigen Wechsel der Einbringungsstellen auf dem Bogenrost erwies sich aber der gepumpte Beton nicht als zweckmäßig. Man entschloß sich daher, den Beton, der im Trog des 5. Flutbogens hergestellt wurde, mit Kippwagen zur Verwendungsstelle zu bringen. Da das Rüttelverfahren angewandt wurde, konnte der Wassergehalt erheblich vermindert werden.

Wegen der Zusammensetzung und Herstellung des Betons wird auf den in dieser Zeitschrift später erscheinenden Aufsatz hingewiesen.

Vor dem Einbringen des Ortbetons mußte zunächst die Fuge zwischen den unteren Flanschen der Fertigteilträger behelfsmäßig von oben mit Beton verstrichen werden, damit kein Mischgut nach unten durchfallen konnte; nachher mußten diese rd. 6000 m Fugen von unten her mit Torkret ausgefüllt, glattgestrichen und mit einer Hohlzuge versehen werden, ein recht mühsames Verfahren. Auch das Einbringen des Betons war wegen der öfteren Verlegung der Fördergerüste ziemlich umständlich. In Kämpfernähe mußte besonders darauf geachtet werden, daß das Gemisch nicht zu feucht eingebracht wurde, weil sich sonst beim Rütteln die Bogenfläche nicht in der vorgeschriebenen Neigung halten ließ, und weil eine obere Schalung hier nicht angebracht werden konnte. Überhaupt erwies sich das Rütteln als so wirkungsvoll, daß immer wieder auf eine Abkürzung der Eintauchdauer der Rüttler gedrungen werden mußte. Es wurde von den Arbeitern immer wieder versucht, das unbequeme Verteilen des frischen Betons mit der Schaufel durch übermäßig langes Rütteln des dadurch dünnflüssig gemachten Betons zu ersparen.

Um das Verhalten des nunmehr fertiggestellten zweiteiligen Bogenquerschnitts unter dem Einfluß des Schwindens und Kriechens und der später aufgetragenen Lasten zu erforschen, wurden an verschiedenen Stellen des Bogens Drahtsaiten-Meßapparate der Firma *Maihak*, Hamburg, mit dem Ort- und Fertigteilbeton verbunden. Die mit ihnen verbundenen Kabel führen zu einer zentralen Meßstation, von wo aus laufend, besonders aber nach größeren Belastungsänderungen, Messungen gemacht werden. Schwindrisse sind zwar im Bogen nicht beobachtet worden, doch ist er an den Anschlüssen des Ortbetons an die Querträger an einigen Stellen durchlässig, offensichtlich eine Folge des verschiedenen Schwindmaßes der nicht gleichzeitig hergestellten Betonarten.

(Schluß folgt.)

Ein einfaches Näherungsverfahren zur Berechnung elastisch gebetteter Balken.

Von Baurat Dr.-Ing. Heinz Graßhoff, Bremen.

(Schluß aus Heft 7.)

Nachdem durch das erweiterte Levintonsche Verfahren eine wesentliche Schwierigkeit, die in der Anwendung einer beliebig veränderlichen Bettungsziffer im Rechnungsgang lag, beseitigt worden ist, erscheint es erfolgversprechend, die Frage nach ihrer Veränderlichkeit weiter zu verfolgen, wobei neben theoretischen Untersuchungen vor allen Dingen Beobachtungswerte systematisch gesammelt und empirisch ausgewertet werden müßten.

Für den Idealfall des elastisch-isotropen Halbraumes sei zunächst der Versuch unternommen, die Bettungszifferverteilung zu ermitteln. Nach neueren grundbaulichen Erfahrungen^{1), 11), 12)} neigt man mehr und mehr zu der Ansicht, daß er eine recht brauchbare Näherung für fast alle Bodenarten, vielleicht mit Ausnahme sehr locker gelagerter Sandböden, darstellt.

Die Sohldruckverteilung unter einem Balken wird sich je nach der Laststellung und der Balkensteifigkeit entweder nach den Enden zu verstärken, mehr oder weniger gleichmäßig verteilt sein oder etwa

in Balkenmitte einen Höchstwert haben. Überschlägliche Untersuchungen, bei denen die Boussinesqsche Setzungsgleichung¹³⁾ (Gleichung 2) in eine Summengleichung aufgelöst wurde, ergaben für die genannten drei generellen Fälle der Sohlspannungsverteilung überall ein ähnliches Bild einer mehr oder weniger starken Abnahme der Bettungsziffer von den Balkenenden zur Mitte zu (Bild 4c). Ausführlichere Untersuchungen hierüber sollen einer späteren Veröffentlichung vorbehalten bleiben. Ungleich stärker wird dagegen die Bettungsziffer von der Form und Größe der Sohlfläche beeinflusst. Für eine Näherungslösung erscheint es hiernach genau genug, bei der Berechnung der Bettungszifferverteilung nur die beiden letztgenannten Einflüsse zu berücksichtigen und als Näherung von einer gleichmäßigen Verteilung der Sohlspannungen, deren genaue Werte ja erst berechnet werden sollen, auszugehen. Zu diesem Zweck denkt man sich den elastisch-isotropen Halbraum in einem Rechteckbereich, dessen Größe und Form mit der Sohlfläche des untersuchten Grundbalkens übereinstimmt, durch eine gleichmäßig verteilte, schlaffe Last belastet. Hierbei wird sich zwangsläufig auch eine gleichmäßig verteilte Bodenreaktion einstellen und die Oberfläche sich muldenförmig einsenken (Bild 4a).

¹⁾ Streck, Probelastung und Bauwerkssenkung. Bauingenieur 14 (1933), Heft 5, S. 80.

¹¹⁾ Casagrande, L., Erdbaumechanik hilft sparen. Berlin 1945, Otto Elsner.

$$y(a\xi; b\eta) = \frac{p\sqrt{F}}{E_e'} \cdot \frac{1}{2\pi \cdot \sqrt{a}} \left[(1-\xi) \ln \cdot \frac{\sqrt{(1-\xi)^2 + a^2(1-\eta)^2} + a(1-\eta)}{\sqrt{(1-\xi)^2 + a^2(1+\eta)^2} - a(1+\eta)} + (1+\xi) \ln \cdot \frac{\sqrt{(1+\xi)^2 + a^2(1-\eta)^2} + a(1-\eta)}{\sqrt{(1+\xi)^2 + a^2(1+\eta)^2} - a(1+\eta)} + a(1-\eta) \ln \cdot \frac{\sqrt{(1-\xi)^2 + a^2(1-\eta)^2} + (1-\xi)}{\sqrt{(1+\xi)^2 + a^2(1-\eta)^2} - (1+\xi)} + a(1+\eta) \ln \cdot \frac{\sqrt{(1-\xi)^2 + a^2(1+\eta)^2} + (1-\xi)}{\sqrt{(1+\xi)^2 + a^2(1+\eta)^2} - (1+\xi)} \right] = \frac{p\sqrt{F}}{E_e'} \cdot \lambda \quad (40)$$

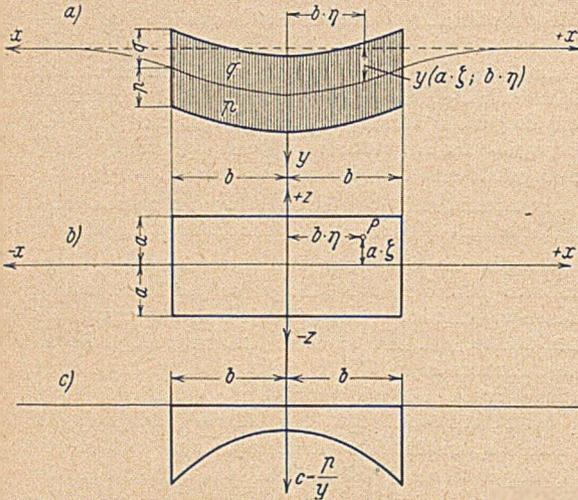


Bild 4a bis c. Ableitung der Bettungsziffer für eine gleichmäßig verteilte, schaffe Last auf dem elastisch-isotropen Halbraum.

Die Senkung y eines beliebigen Punktes innerhalb des belasteten Bereiches errechnet sich auf Grund der Boussinesqschen Ansätze nach der von Schleicher¹³⁾ veröffentlichten Formel [40] wie obenstehend:

$$z = a\xi; \quad x = b\eta; \quad a = b/a$$

$$F = \text{Fundamentfläche} = 4 \cdot a \cdot b$$

$$E_e = \text{Elastizitätszahl des Bodens}; \quad E_e' = \frac{m^2 E_e}{m^2 - 1}$$

$$m = \text{Querdehnungszahl des Bodens} \sim 2 \text{ (Poissonsche Zahl)}$$

Die vorstehende Gleichung läßt sich sehr leicht auswerten, wenn für die am häufigsten vorkommenden Rechteckflächen mit verschiedenem Seitenverhältnis b/a der Wert λ in Tabellen berechnet bzw. in Kurventafeln dargestellt wird. Einige Werte für λ hat Schleicher¹³⁾ bereits in einer Tafel zusammengefaßt.

Die Bettungsziffer errechnet sich nun für jeden beliebigen Punkt aus den Einsenkungen y und der konstanten Bodenpressung p sehr leicht:

$$c = \frac{p}{y} = \frac{p E_e'}{p \sqrt{F} \cdot \lambda} = \frac{E_e'}{\sqrt{F} \cdot \lambda} \quad (41)$$

Aus der vorstehenden Gleichung ist anschaulich die Abhängigkeit der Bettungsziffer — außer von der Elastizitätszahl des Bodens — von der Form (λ) und der Größe (\sqrt{F}) der Belastungsfläche zu erkennen.

Für besonders unregelmäßig aufgebaute Böden, die sich einer rechnerischen Erfassung noch entziehen, könnte die Verteilung der Bettungsziffer zunächst roh geschätzt werden, wobei wahrscheinlich die Ergebnisse immer noch genauer sein dürften als bei Anwendung einer konstanten Bettungsziffer.

Die angefügten Beispiele zeigen die Anwendung des Verfahrens. Zum Vergleich wurden die Ergebnisse nach der Ohdeschen Berechnungsmethode (7), die auf einem grundsätzlich anderen Wege abgeleitet wurde, herangezogen. Sie zeigen eine sehr gute Übereinstimmung*).

Anwendungsbeispiele:

Der Berechnung soll ein Streifengrundwerk aus Stampfbeton von 10,0 m Länge, 1,0 m Breite und 0,60 m Höhe zugrunde gelegt werden.

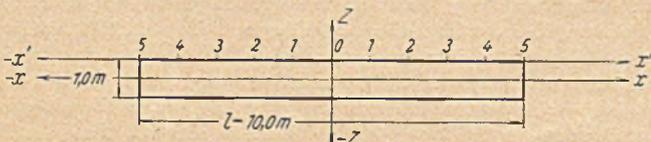


Bild 5. Sohlfläche des untersuchten Balkens.

¹³⁾ Schleicher, Zur Theorie des Baugrundes. Bauingenieur 7 (1926), Heft 48 u. 49, S. 931 u. 949.

* Verfasser erhielt von Prof. Dr.-Ing. K. G a e d e, Hannover, zu dem schon abgeschlossenen Manuskript noch einige wertvolle Hinweise, wofür hier der besondere Dank zum Ausdruck gebracht sei.

Als Baugrund wird ein steifer Tonboden angenommen:

$$\text{Elastizitätszahl: } E_e = 85,0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Querdehnungszahl: } m \sim 2;$$

$$E_e' = \frac{m^2}{m^2 - 1} \cdot E_e = \frac{4}{3} \cdot 85,0 = 113,3 \text{ kg/cm}^2$$

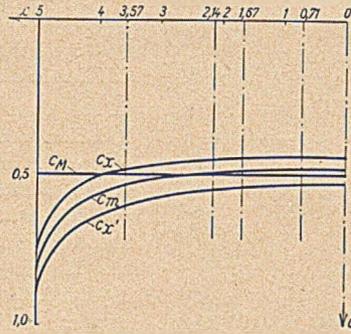


Bild 6. Verteilung der Bettungsziffer unter dem betrachteten Grundbalken auf elastisch-isotropem Boden.

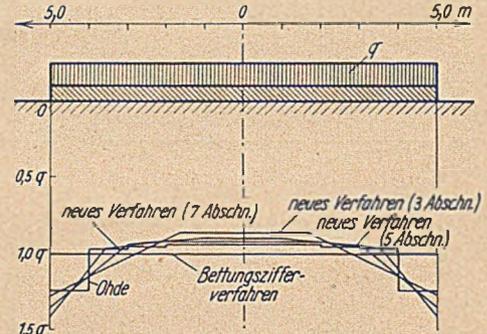


Bild 7. Sohlspannungsverteilung unter dem Grundbalken bei gleichmäßig verteilter Last.

Die Verteilung der Bettungsziffer wird aus den Senkungen einer gleichmäßig verteilten Last für eine Rechteckfläche von der Größe und Form der Gründungssohle berechnet (Bild 5).

Die Setzungen in der Mittelachse ($x-x$) werden etwas größer sein als an einer Längskante ($x'-x'$). Da aber der Balken in der z -Richtung starr angenommen wird, interessiert nur die Veränderlichkeit der Bettungsziffer in der x -Richtung, die aus den gemittelten Setzungen in der x -Achse und der x' -Achse bestimmt werden soll.

Der Wert λ für die einzelnen Punkte errechnet sich nach Gleichung [40]. Daraus folgt die Bettungsziffer nach Gleichung [41].

$$c = E_e' / \sqrt{F} \cdot \lambda; \quad F = 100 \cdot 1000 = 100\,000 \text{ cm}^2; \quad \sqrt{F} = 316,2 \text{ cm}$$

Pkt.	λ_x	$\lambda_{x'}$	λ_m	c_x	$c_{x'}$	c_m
0	0,80	0,67	0,735	0,448	0,534	0,487
1	0,80	0,66	0,730	0,448	0,542	0,491
2	0,79	0,65	0,720	0,453	0,551	0,498
3	0,76	0,62	0,690	0,471	0,578	0,519
4	0,70	0,56	0,630	0,512	0,640	0,568
5	0,47	0,40	0,435	0,762	0,896	0,823
1,67				0,450	0,547	0,493

aus den Kurven abgegriffen

Die Verteilung der Bettungsziffer zeigt Bild 6.

Schleicher¹³⁾ führt noch eine Formel für die mittlere Setzung der gesamten Rechteckfläche an.

$$y_M = \frac{p\sqrt{F}}{E_e'} \cdot \frac{1}{\pi \sqrt{a}} \left[\ln \cdot \frac{\sqrt{1+a^2} + a}{\sqrt{1+a^2} - a} + a \ln \cdot \frac{\sqrt{1+a^2} + 1}{\sqrt{1+a^2} - 1} - \frac{2}{3} \cdot \frac{(1+a^2)^{3/2} - (1+a^2)}{a} \right] = \frac{p\sqrt{F}}{E_e'} \cdot \lambda'; \quad a = \frac{b}{a} \quad (42)$$

Für das vorliegende Beispiel $a = 10$ errechnet sich λ' zu 0,71.

$$y_M = \frac{p\sqrt{F}}{E_e'} \cdot 0,71; \quad c_M = \frac{p}{y_M} = \frac{E_e'}{\sqrt{F} \cdot 0,71} = \frac{113,3}{316,2 \cdot 0,71} = 0,504$$

Die aus der mittleren Setzung berechnete mittlere Bettungsziffer c_M wäre z. B. für das übliche Bettungszifferverfahren maßgebend.

Im folgenden werden nun die Sohlspannungen unter dem angenommenen Grundbalken für zwei Belastungsfälle berechnet und die Ergebnisse nach dem neuen Näherungsverfahren, dem Bettungszifferverfahren und dem Ohdeschen Verfahren miteinander verglichen.

1. Belastungsfall (Bild 7):

Gleichmäßig verteilte Last: $q = 1,0 \text{ kg/cm}^2$ (einschl. Eigengewicht). Da der Balken in der z -Richtung starr sein soll, wird der Einfachheit halber die Berechnung für 1,0 cm Balkenbreite durchgeführt.

Trägheitsmoment für 1 cm Balkenbreite: $J = \frac{1,0 \cdot 60^3}{12} = 18000 \text{ cm}^4$.

Elastizitätszahl für Beton: $E_b = 210\,000 \text{ kg/cm}^2$.

a) Einteilung in 3 Abschnitte $\alpha = 333,3 \text{ cm}$

$$\left(19 - \frac{N}{c_{m_3}}\right) p_1 + \left(91 + \frac{N}{c_{m_1,67}}\right) p_2 = N y_{b_2}; \quad p_1 + 2 p_2 = \frac{\Sigma P}{a}$$

$$N = \frac{120 E J}{a^4} = \frac{120 \cdot 210000 \cdot 18000}{333,3^4} = 36,8$$

Durchbiegungsgleichung für gleichmäßig verteilte Last:

$$y_b = \frac{q l^4}{E J} \cdot \frac{1}{24} \left[\frac{x}{l} - 2 \left(\frac{x}{l} \right)^3 + \left(\frac{x}{l} \right)^4 \right] \quad (43)$$

$$x = \frac{l}{3}; \quad y_{b_2} = \frac{1,0 \cdot 1000^4 \cdot 22}{210000 \cdot 18000 \cdot 1944} = 3,00 \text{ cm}$$

$$\Sigma P = 1,0 \cdot 1000 \cdot 1,0 = 1000 \text{ kg}$$

$$\left(19 - \frac{36,8}{0,823}\right) p_1 + \left(91 + \frac{36,8}{0,493}\right) p_2 = 36,8 \cdot 3,00$$

$$p_1 + 2 p_2 = \frac{1000}{333,3}$$

$$-25,7 p_1 + 165,7 p_2 = 110,4$$

$$p_1 + 2 p_2 = 3,0$$

$$p_1 = 1,272 \text{ kg/cm}^2 = \underline{1,272 q}; \quad p_2 = 0,864 \text{ kg/cm}^2 = \underline{0,864 q}.$$

b) Einteilung in 5 Abschnitte $\alpha = 200,0 \text{ cm}$

$$\left(39 - \frac{N}{c_{m_5}}\right) p_1 + \left(211 + \frac{N}{c_{m_3}}\right) p_2 + 330 p_3 = N y_{b_3}$$

$$\left(59 - \frac{N}{c_{m_5}}\right) p_1 + 330 p_2 + \left(541 + \frac{N}{c_{m_1}}\right) p_3 = N y_{b_3}$$

$$p_1 + 2 p_2 + 2 p_3 = \frac{\Sigma P}{a}$$

$$N = \frac{120 E J}{a^4} = \frac{120 \cdot 210000 \cdot 18000}{200,0^4} = 283$$

Berechnung der Durchbiegungen nach Gleichung [43]:

$$x = \frac{l}{5}; \quad y_{b_2} = \frac{1,0 \cdot 1000^4 \cdot 116}{210000 \cdot 18000 \cdot 15000} = 2,05 \text{ cm}$$

$$x = \frac{2}{5} \cdot l; \quad y_{b_3} = \frac{1,0 \cdot 1000^4 \cdot 186}{210000 \cdot 18000 \cdot 15000} = 3,28 \text{ cm}$$

$$\left(39 - \frac{283}{0,823}\right) p_1 + \left(211 + \frac{283}{0,519}\right) p_2 + 330 p_3 = 283 \cdot 2,05$$

$$\left(59 - \frac{283}{0,823}\right) p_1 + 330 p_2 + \left(541 + \frac{283}{0,491}\right) p_3 = 283 \cdot 3,28$$

$$p_1 + 2 p_2 + 2 p_3 = \frac{1000}{200} = 5,0$$

$$-305 p_1 + 756 p_2 + 330 p_3 = 580$$

$$-285 p_1 + 330 p_2 + 1118 p_3 = 928$$

$$p_1 + 2 p_2 + 2 p_3 = 5,0$$

$$p_1 = 1,350 \text{ kg/cm}^2 = \underline{1,350 q}; \quad p_2 = 0,924 \text{ kg/cm}^2 = \underline{0,924 q}$$

$$p_3 = 0,901 \text{ kg/cm}^2 = \underline{0,901 q}.$$

c) Einteilung in 7 Abschnitte $\alpha = 142,9 \text{ cm}$

Bettungsziffern:

$$\left. \begin{array}{l} c_{m_5} = 0,823 \\ c_{m_3,57} = 0,542 \\ c_{m_2,14} = 0,500 \\ c_{m_0,71} = 0,489 \end{array} \right\} \text{aus der Kurve abgegriffen}$$

$$N = \frac{2520 E J}{a^4} = \frac{2520 \cdot 210000 \cdot 18000}{142,9^4} = 22860$$

Berechnung der Durchbiegungen nach Gleichung [43]:

$$x = \frac{l}{7}; \quad y_{b_2} = \frac{1,0 \cdot 1000^4 \cdot 330}{210000 \cdot 18000 \cdot 57624} = 1,516 \text{ cm}$$

$$x = \frac{2}{7} \cdot l; \quad y_{b_3} = \frac{1,0 \cdot 1000^4 \cdot 590}{210000 \cdot 18000 \cdot 57624} = 2,71 \text{ cm}$$

$$x = \frac{3}{7} \cdot l; \quad y_{b_4} = \frac{1,0 \cdot 1000^4 \cdot 732}{210000 \cdot 18000 \cdot 57624} = 3,36 \text{ cm}$$

$$\left(1239 - \frac{22860}{0,823}\right) p_1 + \left(6951 + \frac{22860}{0,542}\right) p_2 + 11970 p_3 + 14490 p_4 = 22860 \cdot 1,516$$

$$\left(2079 - \frac{22860}{0,823}\right) p_1 + 11970 p_2 + \left(21441 + \frac{22860}{0,500}\right) p_3 + 26460 p_4 = 22860 \cdot 2,71$$

$$\left(2499 - \frac{22860}{0,823}\right) p_1 + 14490 p_2 + 26460 p_3 + \left(33411 + \frac{22860}{0,489}\right) p_4 = 22860 \cdot 3,36$$

$$p_1 + 2 p_2 + 2 p_3 + 2 p_4 = \frac{1000}{142,9}$$

$$-26,6 p_1 + 49,2 p_2 + 12,0 p_3 + 14,5 p_4 = 34,7$$

$$-25,7 p_1 + 12,0 p_2 + 67,2 p_3 + 26,5 p_4 = 62,0$$

$$-25,3 p_1 + 14,5 p_2 + 26,5 p_3 + 80,1 p_4 = 76,8$$

$$p_1 + 2,0 p_2 + 2,0 p_3 + 2,0 p_4 = 7,0$$

$$p_1 = 1,392 \text{ kg/cm}^2 = \underline{1,392 q}; \quad p_2 = 0,961 \text{ kg/cm}^2 = \underline{0,961 q}$$

$$p_3 = 0,925 \text{ kg/cm}^2 = \underline{0,925 q}; \quad p_4 = 0,918 \text{ kg/cm}^2 = \underline{0,918 q}.$$

Nach dem Bettungszifferverfahren wäre die Spannungsverteilung unter der ganzen Sohle konstant, $p = q$. Der vorstehende Belastungsfall entspricht dem von Ohde (7) durchgerechneten 1. Beispiel mit dem Koeffizienten $\alpha = 0,03$

$$\alpha = \frac{a^3 b}{J} \cdot \frac{E_a'}{E_b} = \frac{100^3 \cdot 100 \cdot 113,3}{1800000 \cdot 210000} = 0,03; \quad a = \frac{l}{10}$$

2. Belastungsfall (Bild 8):

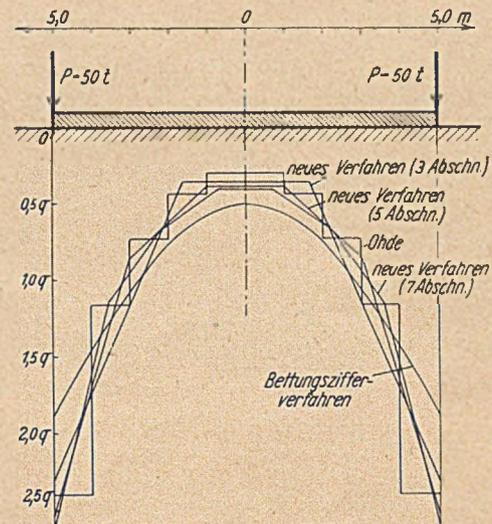


Bild 8. Sohlendruckverteilung unter dem Grundbalken bei zwei Einzellasten an den Balkenenden.

Einzellasten $P = 50,0 \text{ t}$ an den Balkenenden.

$$\text{Gleichmäßig verteilte Ersatzlast: } q = \frac{2 \cdot 50000}{100 \cdot 1000} = 1,0 \text{ kg/cm}^2.$$

a) Einteilung in 3 Abschnitte $\alpha = 333,3 \text{ cm}$

$$N = 36,8; \quad y_{b_2} = 0; \quad \Sigma P = \frac{2 \cdot 50000}{100} = 1000 \text{ kg}$$

$$-25,7 p_1 + 165,7 p_2 = 0$$

$$p_1 + 2 p_2 = 3,0$$

$$p_1 = 2,290 \text{ kg/cm}^2 = \underline{2,290 q}; \quad p_2 = 0,355 \text{ kg/cm}^2 = \underline{0,355 q}.$$

b) Einteilung in 5 Abschnitte $\alpha = 200,0 \text{ cm}$

$$N = 283; \quad y_{b_2} = 0; \quad y_{b_3} = 0; \quad \Sigma P = 1000 \text{ kg}$$

$$-305 p_1 + 756 p_2 + 330 p_3 = 0$$

$$-285 p_1 + 330 p_2 + 1118 p_3 = 0$$

$$p_1 + 2 p_2 + 2 p_3 = 5,0$$

$$p_1 = 2,530 \text{ kg/cm}^2 = \underline{2,530 q}; \quad p_2 = 0,844 \text{ kg/cm}^2 = \underline{0,844 q}$$

$$p_3 = 0,391 \text{ kg/cm}^2 = \underline{0,391 q}.$$

c) Einteilung in 7 Abschnitte $\alpha = 142,9 \text{ cm}$

$$N = 22860; \quad y_{b_2} = 0; \quad y_{b_3} = 0; \quad y_{b_4} = 0; \quad \Sigma P = 1000 \text{ kg}$$

$$-26,6 p_1 + 49,2 p_2 + 12,0 p_3 + 14,5 p_4 = 0$$

$$-25,7 p_1 + 12,0 p_2 + 67,2 p_3 + 26,5 p_4 = 0$$

$$-25,3 p_1 + 14,5 p_2 + 26,5 p_3 + 80,1 p_4 = 0$$

$$p_1 + 2,0 p_2 + 2,0 p_3 + 2,0 p_4 = 7,0$$

$$p_1 = 2,61 \text{ kg/cm}^2 = \underline{2,61 q}; \quad p_2 = 1,136 \text{ kg/cm}^2 = \underline{1,136 q}$$

$$p_3 = 0,652 \text{ kg/cm}^2 = \underline{0,652 q}; \quad p_4 = 0,407 \text{ kg/cm}^2 = \underline{0,407 q}.$$

Nach dem Bettungszifferverfahren müßte mit der mittleren Bettungsziffer $c_M = 0,504$ gerechnet werden.

Der vorstehende Belastungsfall entspricht dem von Ohde (7) durchgerechneten 3. Beispiel.

Deichbau im Emsergebiet.

Von Regierungshaumeister a. D. Dr.-Ing. Helmut Carp, Essen.

I. Allgemeines.

Ein Deich in einem Flußgebiete wird in der Regel aus den an Ort und Stelle angetroffenen Bodenmassen, aus sandigem Lehm oder Ton oder aus lehmigem und tonigem Sand, gebaut. Mitunter wird aber im Fachschrifttum berichtet, daß bei der Schließung von Deichbrüchen die Beschaffung der notwendigen Bodenmassen schwierig war und die Mengen aus weiter Entfernung herangeschafft werden mußten¹⁾. Die gleichen Schwierigkeiten der Beschaffung der notwendigen „Deicherde“ bestehen bei der Emschergenossenschaft schon seit einigen Jahren und werden sich in Zukunft immer stärker bemerkbar machen. Es wurden und werden daher die im Industriegebiet zahlreich vorhandenen Bergelhalden zum Deichbau herangezogen. Über die damit zusammenhängenden Fragen soll im folgenden berichtet werden.



Bild 1. Mündung des Zollvereinsgrabens im Jahre 1935.

Die an den Vorflutern errichteten und noch zu bauenden Deiche werden unterschiedlich beansprucht. Deiche, die dem Hochwasserschutz an den Bachläufen des Emschergebietes²⁾ dienen, in denen bei starken Regenfällen das Hochwasser sprungartig in wenigen Viertelstunden steigt und auch wieder schnell fällt, werden nur kurze Zeit belastet. Dagegen sind Deiche längs der Emscher, deren Hochwasser zur Entwicklung im allgemeinen mehrere Tage mit Dauerregen benötigt, etwas länger dem Hochwasser ausgesetzt. Emscherhochwasser ist fast zu jeder Jahreszeit möglich, so daß der Begriff Winter- und Sommerhochwasser, der bei Flußdeichen sonst eine Rolle spielt, im Emschergebiet unbekannt ist. Bei den Nebenbächen dagegen beeinflussen am meisten die starken Wolkenbrüche bei Sommergewittern die Wasserführung. Es gibt im Emschergebiet auch keine Flächen, die man etwa nur im Winter vor der Überschwemmung schützen müßte. Der Hochwasserschutz gilt ohne Einschränkung immer. Eine besondere Stellung nimmt der Beeckerwerther Rheindeich ein, der das westliche Emschergebiet vor dem oft tagelang dauernden Hochwasser des Rheines schützen muß.

II. Deiche an der Emscher und ihren Nebenbächen.

1. Frühere Verhältnisse und ihre Veränderung.

Als zu Anfang des Jahrhunderts die Emschergenossenschaft ihr Vorfluternetz auszubauen begann, konnten die Emscher und ihre Nebenbäche in der Regel so tief in das Gelände eingeschnitten werden, daß das Hochwasser innerhalb des Einschnittes verblieb. Deiche mit verhältnismäßig geringer Höhe waren an der Emscher nur auf einzelnen Strecken, nämlich an der Mündung und in dem von Natur schon niedrig gelegenen Gebiet von Essen und Gelsenkirchen, nötig. Die Böschungen der Deiche konnten bei diesen geringen Höhen und der gewählten Kronenbreite von etwa 1,5 bis 3,0 m ein Neigungsverhältnis von 1 : 1,5 erhalten, zumal, wie oben angedeutet, die Belastung der Deiche durch Hochwasser nicht sehr lange dauerte. Als Deichboden für diese ersten Deiche kam nur der Aushub aus der Emscher und den Bachbetten in Frage. Es handelt sich vorwiegend

keineswegs um gute Deicherde, sondern um leicht tonige Sande oder reinen Sand. Lehm und Ton standen nur vereinzelt zur Verfügung.

Durch die Senkungen des Geländes infolge des Kohlenbergbaues veränderten sich diese Verhältnisse bald. Bei diesen Senkungen bleibt der Wasserspiegel im allgemeinen unbeeinflusst, so daß sich das Gelände dem Wasserspiegel nähert und u. U. in ihn hineinsinkt. In solchen Fällen ist es nötig, entweder durch Vertiefung des Bettes von unterstrom her auch den Wasserspiegel abzusenken und ihn wieder in das gleiche Höhenverhältnis zum Gelände zu bringen oder das Gelände einzudeichen bzw. die etwa schon vorhandenen Deiche zu erhöhen. Einen wesentlichen und immer größer werdenden Teil der Tätigkeit der Emschergenossenschaft bilden heute solche Arbeiten der Wiederherstellung der durch den Bergbau gestörten Vorflut und der Aufrechterhaltung des Hochwasserschutzes.



Bild 2. Mündung des Zollvereinsgrabens im Jahre 1948. Infolge Bergbaues ist das Gelände abgesunken. Der Bach ufert aus.

Recht anschaulich geht die geschilderte Wirkung aus den beiden Bildern 1 und 2 hervor. Die erste Aufnahme aus dem Jahre 1935 zeigt die Mündung des Zollvereinsgrabens in den Schwarzbach in Gelsenkirchen, stromauf gesehen. 13 Jahre später (1948, Bild 2) war die Mündung stark abgesunken, und die Einschnittsoberkante hatte sich dem etwa auf der gleichen Höhe über N.N. gebliebenen Wasserspiegel genähert. Das Bild zeigt den Bach bei etwa gleicher Wasserführung wie in Bild 1. Mit den Senkungen hat sich in dem vergrößerten Abflußquerschnitt Schlamm abgelagert. Wenn die Senkungen weitergehen, wird bald das Gelände unter den Hochwasserspiegel abgesunken sein, es werden Deiche nötig dort, wo früher der Bachlauf tief im Gelände eingeschnitten war.

Bei weiterem Anwachsen der Deiche — sie wurden stellenweise viele Meter hoch — mußten zwei Fragen gelöst werden. Zunächst war die bisher gewählte Neigung von Deichen mittlerer Höhe für Emscher und Nebenbäche mit 1 : 1½ für weitere Aufhöhungen zu steil, es mußten neue Regelquerschnitte festgelegt werden. Sodann mußte der Bedarf an den für den Deichbau benötigten Massen, der von Jahr zu Jahr größer wurde, grundsätzlich und auf weite Sicht gedeckt werden.

2. Neue Regelquerschnitte.

Die neuen Regelquerschnitte der Deiche sind in Bild 3 angegeben. Die Abmessungen berücksichtigen die Größe des Wasserlaufes und damit die Dauer des Hochwasserstandes sowie die Höhe der Deichkrone über Gelände. Dieses Maß beleuchtet die größere oder geringere Gefahr der Überflutung des anliegenden Geländes bei einem etwaigen Deichbruch. Bild 3a gibt den Querschnitt der früher allgemein im Emschergebiet geschütteten Deiche wieder mit der steilen Neigung von 1 : 1,5. Sie wird jetzt nur an kleinen Vorflutern, bei denen das Hochwasser schnell steigt und fällt, verwendet und nur bis zu 3 m Deichhöhe über Gelände. Bei höheren Deichen sowie allgemein bei Deichen an der Emscher und an den großen Nebenbächen sollen die Böschungen nach Bild 3b wegen der längeren Hochwasserdauer flacher, nämlich wasserseitig 1 : 2, luftseitig 1 : 3, gewählt werden. Die flacheren Neigungen erleichtern auch die Bewirtschaftung. Bei Höhen von über 5 m wird binnendeichs zweckmäßig eine Berme von

¹⁾ Ehlers/Winkel, Bau, Unterhaltung und Verteidigung der Flußdeiche, 3. Aufl., S. 14. Berlin 1950, Wilh. Ernst & Sohn.

²⁾ Das gleiche gilt für die Bachläufe des Lippeverbandes mit seinem Hauptvorfluter, der Lippe.

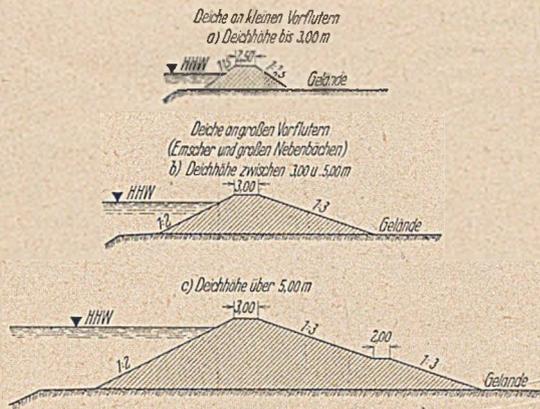


Bild 3. Regelquerschnitte für Deiche an der Emscher und ihren Nebenbächen.

2,0 m etwa nach Bild 3c angeordnet. Abweichungen von diesen Regelmaßen sind möglich, müssen aber begründet werden.

Die Deichkronen soll mindestens 2,5 m (Bild 3a) oder 3,0 m (Bild 3b u. c) breit sein. Sie wird beim Bau wenigstens 1,0 m über HHW gelegt, und zwar nicht nur wegen etwaigen Wellenschlages und zur Sicherheit gegen eine unerwartete Überschreitung des rechnermäßigen höchsten Hochwassers, sondern vor allem wegen der Absenkungen infolge des Bergbaues. Es muß genügend Zeit vorhanden sein, daß rechtzeitig ein absinkender Deich aufgehöhrt und verstärkt werden kann, ohne daß inzwischen der Hochwasserschutz fraglich wird.

3. Deichbodenbeschaffung.

a) Aushubmassen aus früherer Zeit.

Im Emschergebiet befinden sich an einzelnen, ziemlich weit auseinanderliegenden Stellen die beim Ausbau der Emscher und dem ungefähr gleichzeitigen Bau des Rhein—Herne—Kanales gewonnenen und abgelagerten Aushubmassen. Die Ablagerungsflächen liegen aber nur ausnahmsweise den etwaigen Verwendungsstellen so nahe, daß sie wirtschaftlich verwendbar sind. Dazu kommt, daß die Emschergenossenschaft nicht mehr ohne weiteres über die Massen verfügen kann. In großem Umfange hat sie s. Zt. den Aushub verschiedenen Zechen für Bergeversatz zur Verfügung gestellt. Vor einigen Jahrzehnten hatte man sich nicht vorstellen können, welche Aufgaben der Bergbau durch die Bodensenkungen noch stellen würde.

b) Haldenmassen.

Zahlreich sind im Revier die Bergehalden der Zechen. Auf ihnen wurden und werden die Rückstände des Kohlenbergbaues abgelagert. Es handelt sich dabei hauptsächlich um das Nebengestein, da bei den Aus- und Vorrichtungsarbeiten und beim Abbau der Kohlenflöze anfällt. Dieses Nebengestein besteht im allgemeinen aus Schieferen, Tonschiefer, Sandstein und Sandschiefer. Auf die Halden werden mitunter auch die Waschberge gekippt, die beim Waschvorgang in den Steinkohlenwäschen anfallen. Im allgemeinen werden diese Massen aber sofort wieder als Bergeversatz in die Abbaubetriebe geschafft. Schlackenhalde der Hüttenwerke kommen für den Deichbau nicht in Betracht.

Bei der Prüfung der Frage, ob die Rückstände des Steinkohlenbergbaues für Deiche im Emschergebiet verwendet werden können, muß man unterscheiden zwischen den ziemlich groben Stücken aus Sandstein mit nur geringer Neigung zum Zerfallen und den feineren, vorwiegend aus Schiefer bestehenden Massen. Die Lösung der Frage wird grundsätzlich darin gesehen, daß die durchlässigen Haldenmassen als Stützkörper für den Deich verwendet werden, während auf der Wasserseite dichte Massen, zu denen auch ein Teil der Grubenberge gehören kann, den Wasserdurchtritt verhindern oder doch so erschweren, daß die etwa an der Luftseite austretenden Wassermengen erträglich bleiben. Dieser Gedanke ist nicht neu. Alle Erbauer von Deichen, denen nicht genügend gute Deicherde (z. B. Lehm) zur Verfügung steht und die auch mageren Boden verwenden müssen, bauen den dichten Boden entweder als Kern in die Mitte des Deiches ein³⁾ oder legen ihn als Dichtungsschicht auf die Wasserseite. Auch Staudämme (Talsperren) werden selten aus gleichmäßig dichtem Boden errichtet, vielmehr wird der Querschnitt in einen durchlässigen Stützkörper an der Luftseite und einen Dichtungs-

teil an der Wasserseite aufgeteilt. Auch Deiche aus im ganzen Querschnitt durchlässigem Material sind bekannt⁴⁾.

Das Franzius-Institut der Technischen Hochschule Hannover, Prof. Dr.-Ing. Streck, hat im Sommer 1949 für die Emschergenossenschaft ein Gutachten über „Die Eignung der Rückstände des Kohlenbergbaues als Material für Hochwasserdeiche“ erstattet. Der Verfasser kommt auf Grund eingehender Untersuchungen über Kornzusammensetzung, Durchlässigkeit, Beständigkeit usw. zu dem Schluß, daß die Rückstände durchaus verwendbar seien, wenn sie nach den oben dargelegten Grundgedanken an der richtigen Stelle eingebaut werden.

Die Verwendung von Haldenmassen (Waschbergen und Grubenbergen), die z. T. als lästiges Abfallerzeugnis anzusehen sind, bietet oft wirtschaftliche Vorteile. Das gilt vor allem dann, wenn sie unmittelbar von der Zeche zur Verwendungsstelle gebracht werden können, wenn sie also nicht besonders auf der Halde gebaggert werden müssen. Die genannten Stoffe sind nun aber wegen ihres Gehaltes an Kohle nicht ungefährlich, weil sie u. U. zur Selbstentzündung neigen. Diese Frage ist daher besonders untersucht worden. Sowohl Äußerungen der Kohlenforschungsstelle in Mülheim-Ruhr wie ein Gutachten des Reichsinstituts für Erdölforschung der Technischen Hochschule Hannover gehen dahin, daß die Gefahr durch Abschluß der Massen gegen den Luftsauerstoff mit einer genügend dicken Sand-, Lehm- oder Mutterbodenschicht gebannt werden kann. Schon im Jahre 1926 hat die Emschergenossenschaft bei einem wichtigen Rheindeich bei Alsum⁵⁾ Waschberge in großem Umfange verwendet. Bild 4 zeigt den Querschnitt dieses Deiches, der

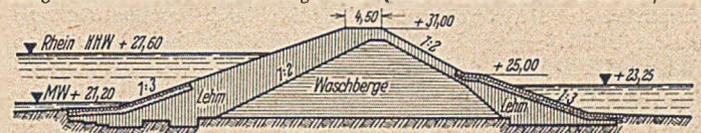


Bild 4. Rheindeich in Alsum, 1926 aus Waschbergen mit Lehmdeckung geschüttet.

inzwischen wegen weiterer Senkungen infolge Bergbaues mehrmals aufgehöhrt werden mußte. Der Kern des Deiches besteht aus Waschbergen, denen damals auf der Wasserseite eine sehr kräftige Lehm-schicht vorgelagert wurde. Auch der Deichfuß auf der Binnenseite mußte mit Rücksicht auf die Binnenwasserstände eine Lehmschüttung erhalten, die wegen der Entwässerung des Deiches bei Rheinhochwasser sonst besser fortgeblieben wäre. Seit seinem Bestehen hat der Deich zu keinen Anständen, die auf die Verwendung von Waschbergen zurückzuführen wären, Anlaß gegeben.



Bild 5. Grubenberge, die längs eines Emscherdeiches in Brand geraten sind.

Welche Bedeutung das Fehlen einer Deckschicht hat, ist aus folgendem Vorkommnis zu erkennen. Eine Zeche hatte ihre Grubenberge im Einvernehmen mit der Emschergenossenschaft längs eines vorhandenen, aus Lehm und Sand gebauten Deiches abgelagert, weil der Deich doch in einiger Zeit erhöht und verbreitert werden sollte. Einige Jahre nach dem Schütten sind die Massen in Brand geraten (Bild 5). Sie waren ohne Abdeckung liegen geblieben, so daß ihre Entzündung nach den früheren Ausführungen nicht überraschen

³⁾ Pickl, Die Querschnittsbemessung von Hochwasserdämmen aus durchlässigem Material. Bautechn. 5 (1927), Heft 44, S. 642.

⁵⁾ Ramshorn, Der neue Rheindeich bei Alsum. Bautechn. 5 (1927), Heft 49, S. 715.

²⁾ Stiny, Innenkern oder wasserseitige Dichtung bei Dämmen? Bautechn. 18 (1940), Heft 47/48, S. 541.

konnte. Wenn demnächst die Anschüttung in den Hochwasserschutz einbezogen werden muß, werden die Massen ausgebrannt oder der Brand wird sonstwie zum Stillstand gekommen sein.

Aus dem Vorstehenden ergibt sich, daß frische Waschberge und Grubenberge bei der Verwendung in Deichen gegen den Luftsauerstoff abgeschlossen werden müssen. Wenn auch ein in Brand geratener Deich nicht ohne weiteres seine Eigenschaft als Hochwasserschutz verlieren muß, so können doch Sackungen infolge des Brandes bedenklich sein. Bei wichtigen Deichen wird man daher zweckmäßig frische Grubenberge und Waschberge vermeiden. Man wird auf die auf Halde geschütteten Massen zurückgreifen, die bereits gebrannt haben und ungefährlich geworden sind.

Außer den bisher behandelten Massen kommen für die Herstellung des Stützkörpers im Deichquerschnitt auch die vorstehend erwähnten Grobberge in Frage.

An dieser Stelle sei abschließend erwähnt, daß die Haldenmassen allgemein gegen Strömung und Wellenschlag, auch gegen Regen sehr widerstandsfähig sind. So kam im Jahre 1948 ein neu aus Haldenmassen geschütteter Deich an der Boye vor Fertigstellung und Abdeckung mit Mutterboden und Rasen in ein bedeutendes Hochwasser. Der Deich ertrug die Beanspruchung durch die starke Strömung ohne jeden Schaden. Ausspülungen und Rutschungen, wie sie bei Lehmdeichen in solchen Fällen eintreten, unterblieben. Zwei Jahre vorher wurde sogar ein Deich aus Haldenmassen bei Hochwasser für einige Zeit überströmt, bis an anderer Stelle ein Deich brach und der Wasserspiegel schnell sank. Die Deichkrone hielt der Strömung erstaunlich lange Zeit stand. An der Luftseite wurden die Massen an der Deichkrone nur allmählich durch das überfließende Wasser örtlich fortgespült. Die bei bindigen Böden (Lehm) in solchen Fällen gefährlichen Rutschungen und Einrisse in der Deichkrone sowie das erschwerte Arbeiten im aufgeweichten Boden waren hier unbekannt. Auf die Dauer wäre natürlich auch der genannte Deich gebrochen, wenn schließlich die Deichkrone zu schmal geworden wäre. Der Zeitgewinn gegenüber den Vorgängen bei einem Lehmdeich kann aber bei einer Deichverteidigung eine entscheidende Rolle spielen.

c) Dichtungsbo den.

Die Wasserdichtigkeit erzielt man durch Dichtungsboden, der zweckmäßig auf der Wasserseite eingebracht wird. Hierfür kommen die feinen Haldenmassen, z. B. der infolge der langen Ablagerung auf der Halde oft weitgehend zerfallene Tonschiefer, in Betracht. Seine dichtenden Eigenschaften erkennt man auf der Baustelle beim Einbau in den Deich daran, daß bei Regenwetter auf der Oberfläche der Massen, wenn sie nur kurze Zeit begangen oder befahren worden sind, Pfützen stehen bleiben, wie man sie vom Lehmeinbau kennt. Auch die Rückstände von bestimmten Kläranlagen kommen u. U. in Frage, wenn es sich um mineralischen, nicht fäulnisfähigen Schlamm handelt. Das Franzius-Institut der Technischen Hochschule Hannover hat im Auftrage der Emsbergergenossenschaft im Jahre 1949 die Rückstände der Kläranlage Duisburg-Alte Emscher auf seine Eignung als Dichtungsboden untersucht. Sie zeigen im wesentlichen das gleiche bodenphysikalische Verhalten wie ein mineralischer Dichtungsboden gleicher Korngröße. Sie können den üblichen mineralischen Dichtungsböden (Lehm und Ton) gleichgesetzt werden. Sie müssen, wie die anderen Böden auch, in gut verdichtungsfähigem Zustand eingebracht und sorgfältig verdichtet werden. Durch schnelles Aufbringen einer Deckschicht muß verhindert werden, daß sie austrocknen, schrumpfen und Risse bilden. Die Verwendung der genannten Klärrückstände kommt nur bei weniger wichtigen Deichen in Betracht.

Bei wichtigen Deichen mit lange anhaltendem Hochwasser empfiehlt es sich, zwischen die durchlässigen Grubenberge und die Dichtungsschicht aus Lehm eine Filterschicht aus Sand einzubauen. Sie soll verhindern, daß durch die Dichtungsschicht durchtretendes Wasser allmählich Lehm in den Deichstützkörper einspült, wodurch an der Wasserseite Setzungen eintreten können, wie sie nach Streck bei Staudämmen festgestellt worden sind.

4. Zerrungen infolge des Bergbaues.

Der Bergbau wirkt auf die Deichbauten im Emsergebiet nicht nur durch Absenken der Erdoberfläche ein. Gleichzeitig treten waagerechte Bewegungen auf, nämlich Pressungen und Zerrungen⁶⁾. Jene bedeuten im allgemeinen für einen Deich keine Gefahr. Dagegen

können Zerrungen unter bestimmten ungünstigen Verhältnissen zu Erdrissen führen (Bild 6). Sie sind für einen Deich besonders gefährlich, wenn sie senkrecht zu seiner Längsrichtung auftreten. Zum Glück sind die Erdrisse selten. Auch erlaubt die Kenntnis der Abbaupläne der Zechen und der geologischen Verhältnisse die Angabe der für Risse in Frage kommenden Bereiche. Durch eine besonders gute Deichüberwachung

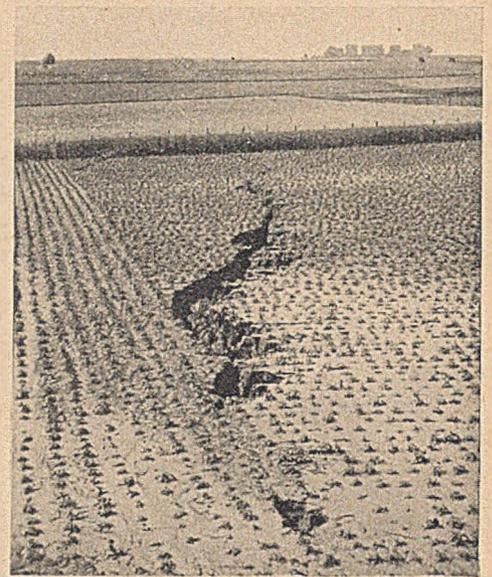


Bild 6. Riß in der Erdoberfläche, verursacht durch bergbauliche Zerrungen.

an diesen Stellen sind Risse in der Deichkrone rechtzeitig festzustellen und vor dem nächsten Hochwasser zu beseitigen. Da große Trockenheit des Lehmbodens die Bildung von Rissen zu begünstigen scheint, kommt auch eine Berieselung der gefährdeten Strecke zur Erhaltung der Plastizität des Lehms in Betracht. Im ganzen soll man die Gefahr der Rißbildung nicht überschätzen.

5. Ausgeführte Deichbauten.

Nachdem in den vorstehenden Ausführungen vorwiegend allgemeine Gesichtspunkte, die beim Bau von Deichen im Emsergebiet zu beachten sind, behandelt wurden, soll nachstehend über einige Bauausführungen berichtet werden.

Die nach Bild 3 für die Emscher und ihre großen Nebenbäche festgelegte Böschungsneigung an der Luftseite von 1 : 3 ist zum ersten Male im Jahre 1948 an der Boye an der Grenze von Essen-Karnap und Bottrop angewandt worden. Dort waren im Laufe der letzten Zeit neue starke Senkungen infolge des Bergbaues eingetreten. Der Wasserstand war aber auf etwa der gleichen Höhe geblieben, so daß ähnlich wie beim Zollvereinsgraben (Bild 2) der Bachquerschnitt sich sehr stark mit Schlamm zugesetzt hatte (Bild 7). Die Boye wird

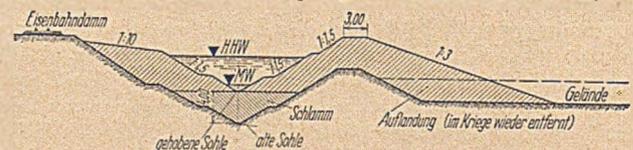


Bild 7. Querschnitt des Boyedeiches in Essen-Karnap, Hebung des Bachbettes um etwa 4 m.

auf dieser Strecke links von einem hohen Eisenbahndamm begleitet, der den Hochwasserschutz übernommen hat. Das Profil mußte aber, um dem Bach wieder eine gute Führung zu geben, eingeschränkt werden. Auf der rechten Seite wurde der schon vor vielen Jahren geschüttete und später mehrfach aufgehöhte Deich nochmals wegen der erneut eingetretenen und noch zu erwartenden Senkungen erheblich erhöht und verstärkt. Schon einige Jahre vorher war dieser Deich durch eine etwa 50 m breite Auflandung mit Klärrückständen der Emscher-Flußkläranlage verstärkt worden. Im Kriege wurden aber die abgelagerten, stark kohlehaltigen Rückstände wieder entfernt, weil sie bei dem Mangel an guten Brennstoffen leichten Absatz im Handel fanden. Die benötigten Massen waren, wie aus Bild 7 hervorgeht, sehr groß, obwohl die wasserseitige Neigung der Böschungen mit 1 : 1,5 gewählt wurde. Es wurden Haldenmassen aus Tonschiefer verwendet, der durch lange Lagerung sehr weitgehend zerfallen und zum großen Teil ausgebrannt war. Da das Material sehr gleichmäßig dicht war, konnte von der oben erwähnten Trennung in Stützkörper und Dichtungsteil abgesehen werden.

Bild 8 zeigt die Boye an der behandelten Stelle im Jahre 1941. Die Brücke über die Boye lag zu diesem Zeitpunkt bereits 2,10 m höher als die ursprüngliche Brücke. Das Gelände links auf dem Bilde stellt den oben erwähnten Auflandungsstreifen dar. Er wurde damals

⁶⁾ C a r p, Über Bergschäden im Ruhrgebiet und ihre Vermeidung. Bautechn. 15 (1937), Heft 17 u. 19, S. 213 u. 244.

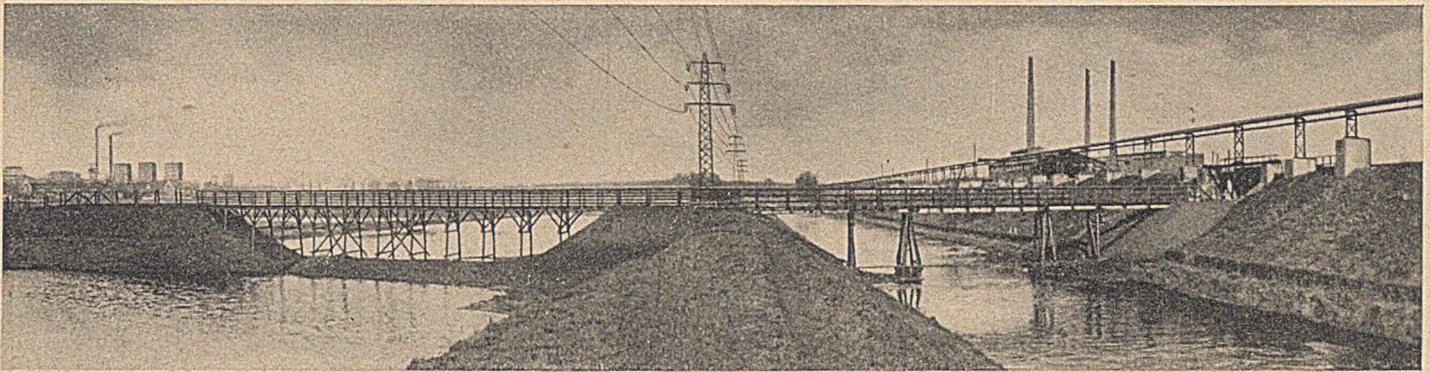


Bild 8. Rechts Boye in Essen-Karnap flussaufwärts gesehen im Jahre 1941. Die Brücke liegt bereits über 2 m höher als die alte Brücke. Links Auflandungsstreifen mit einem Fußgängersteg überbrückt.

durch einen Fußgängersteg — der Fuhrverkehr war nicht mehr möglich — überquert. Knapp 6 Jahre später waren Brücke und Bachlauf erneut stark abgesunken. Das Boyewasser floß nach Bild 9 wieder unregelmäßig ab, und die Deiche waren zu niedrig geworden. Bild 10 gibt den heutigen Zustand, hergestellt nach dem Entwurf gemäß Bild 7, wieder. Auch er wird sich wieder verändern, aber für etwa 20 Jahre werden die getroffenen Maßnahmen ausreichen.

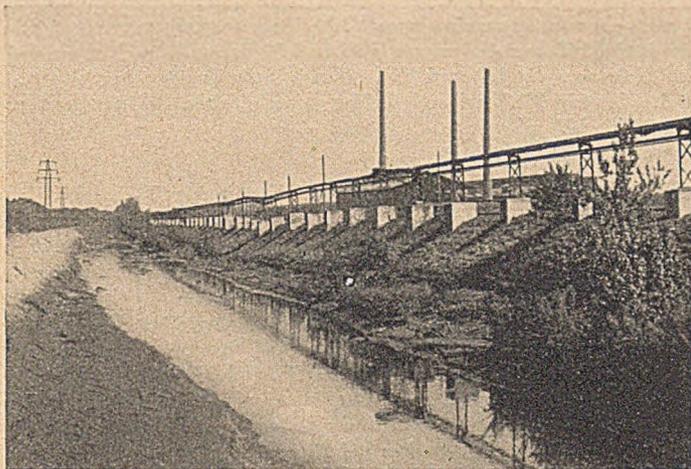


Bild 9. Wie Bild 8. Durch bergbauliche Einwirkungen ist das Flußbett abgesunken und verwildert. Der linke Deich ist zu niedrig geworden. Zustand 1947.

Am gleichen Bachlauf, einige Kilometer flussaufwärts, wurden Ende 1949 weitere Deicharbeiten begonnen. Hier lagen schon im letzten Jahre die Deichkronen niedriger als das höchste Hochwasser. Weil aber wegen der örtlichen Verhältnisse ein etwa ausuferndes Hochwasser nur einen verhältnismäßig schmalen Streifen landwirtschaftlich genutzten Geländes überflutet hätte, konnten die Bauarbeiten einige Zeit zurückgestellt werden.

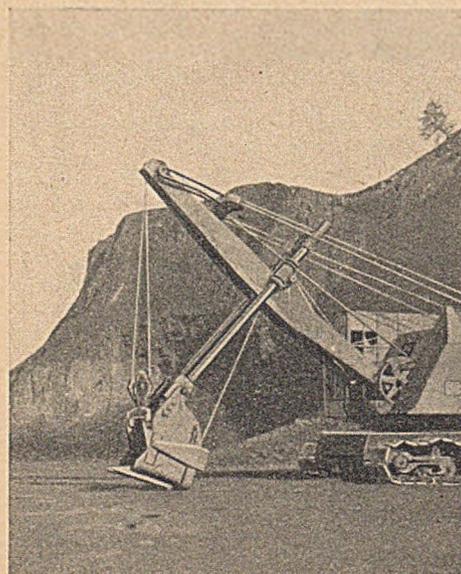


Bild 11. Löffelbagger an einer Bergehalde.

Für die Deiche wurden wieder Massen einer in der Nähe befindlichen alten ausgebrannten Halde verwandt (Bild 11). Während im allgemeinen bei Deicharbeiten die Unternehmer Lokomotiven und Loren auf Schmalspurgleis einsetzen, wurden bei dieser Baustelle die Massen mit Lastwagen eingehaut (Bild 12). Diese Bauweise hat den sehr großen Vorteil, daß die eingehauten Deichmassen im Betrieb festgefahren und gedichtet werden, ohne daß auf beson-

dere Hilfsmittel, wie Explosionsrammen oder Walzen, zurückgegriffen werden muß, die bei unerwarteten Besuchen von Baustellen, wie die Praxis zeigt, häufig infolge von Betriebsstörungen nicht arbeiten.

Im Winter 1945/46 wurde das Emschergebiet von einem außergewöhnlich schweren Hochwasser heimgesucht. Da das Entwässerungsnetz nach den langen Kriegsjahren noch nicht überall wieder in Ordnung hatte gebracht werden können, kam es leider zu einem



Bild 10. Wie Bild 9. Die Deiche sind erhöht, das Flußbett eingengt und die Sohle gehoben worden. Zustand 1948.

folgeschweren Deichbruch des rechten, aus tonigem und reinem Sand gebauten Emscherdeiches bei Essen-Karnap und Gelsenkirchen-Horst infolge Überströmung. Nach Rückgang des Hochwassers mußte sofort die Deichlücke geschlossen und der zu niedrige Deich aufgehört werden. Geeignete Bodenmassen standen in erreichbarer Nähe nicht zur Verfügung. Es wurden daher in großem Umfang frische Waschberge unmittelbar von der Kohlenwäsche einer benachbarten Zeche in die Deichlücke eingehaut und der Deich mit ihnen erhöht (Bild 13). Die Überdeckung der Waschberge mit dichtendem Material war nicht in dem wünschenswerten Maße möglich. Sie soll daher durch Aushubmassen, die in der Nähe durch Vertiefung eines Bachlaufes in Kürze gewonnen werden, ver-

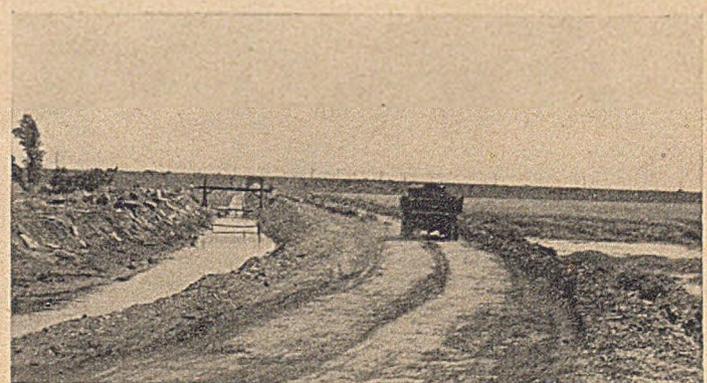


Bild 12. Deicherhöhung an der Boye in Bottrop mit Lastwagen. Verdichtung der Schüttmassen durch die Fahrzeuge.

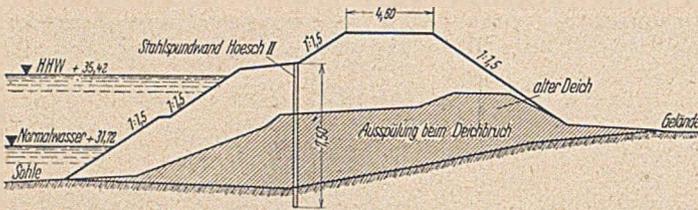


Bild 13. Deichquerschnitt an der Deichbruchstelle der Emscher in Essen-Karnap.

stärkt werden. Hierbei soll auch die jetzt zu steile Neigung der luftseitigen Böschung abgeflacht werden.

Nach den früheren Ausführungen darf es nicht überraschen, daß die Massen in der Deichlücke sich bei einem bald folgenden zweiten Hochwasser als nicht ganz dicht erwiesen. Die durchtretenden Wassermengen waren jedoch klar, so daß keine ernsthaften Befürchtungen für den Bestand des Deiches mit seiner Kronenbreite von fast 5 m bestanden. Die Undichtigkeiten erweckten allerdings bei der Bevölkerung in Erinnerung an die zurückliegenden Hochwassererschäden und in starker Überschätzung der wirklichen Wassermengen erhebliche Unruhe. Nachträglich wurde daher in den Deich im Bereich des Deichbruches auf rd. 45 m Länge noch eine 7,5 m lange Stahlpundwand (Hoesch Profil II) gerammt.

In einem dicht besiedelten und von zahlreichen Verkehrswegen durchzogenen Gebiet, wie es das Emschgebiet darstellt, stoßen Deichauflösungen mitunter auf sehr große, manchmal unlösbare Schwierigkeiten. Unter der Kleinen Emscher im Stadtgebiet von Duisburg und Walsum durfte der Kohlenabbau für mehrere Jahre nur beschränkt zugelassen werden, weil sonst seine Folgeerscheinungen, die Bergsenkungen, durch Auflösungen nicht ganz hätten ausgeglichen werden können. Dies verhinderten Kreuzungen der Emscher mit Straßen und Eisenbahnen, denen nicht der Raum für erträgliche Rampenentwicklungen zur Verfügung stand. Die Emscher wurde daher mit ihrer Mündungsstrecke, wie als bekannt vorausgesetzt werden kann⁷⁾, nach einer Bauzeit von mehr als 10 Jahren im Oktober 1949 auf 14 km Länge nach Norden verlegt. Der abgeschnittene Teil der Emscher ist Mitte des Jahres 1950 vom Rhein abgeschlossen worden, und das im Gebiet anfallende Wasser wird bei Hochwasser des Rheines durch ein Pumpwerk in diesen gehoben.

Die oben erwähnten Straßen und Eisenbahnen lagen mehrere Jahre lang niedriger als die benachbarte Deichkrone. Die Kreuzungen — es handelt sich um 6 Verkehrswege auf 9,5 km Emscherlauf — waren mit Deichscharten versehen, die bei größerem Rheinhochwasser mit Dammbalken verschlossen werden konnten. Bild 14



Bild 14. Dammbalkenverschluss an der Kleinen Emscher in Duisburg-Hamborn für eine zweigleisige Zechenbahn. Eine Hälfte ist probeweise geschlossen.

zeigt einen solchen Verschluss für eine zweigleisige Zechenbahn. Eine Hälfte der Öffnung ist probeweise zugelegt worden. In der zurückliegenden Zeit ist es nur einmal nötig gewesen, eine Deichscharte zu schließen. Bei den übrigen Dammbalkenverschlüssen war das Schließen zwar öfter vorbereitet, es brauchte aber nicht in die Tat umgesetzt und der Verkehr nicht gesperrt zu werden, weil die Wasserstandsmeldungen vom Rhein und seinen Nebenflüssen und

⁷⁾ Car p, Verlegung des Emscherunterlaufs. Rundschau Deutscher Technik 1938, Nr. 48. — Ramsborn, Die Verlegung des Emscherunterlaufs. Wasserwirtschaft 39 (1948/49), Heft 12, S. 259.

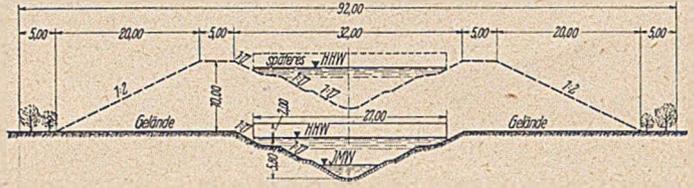


Bild 15. Regelquerschnitt der verlegten Emscher.

die langjährigen Erfahrungen mit der Hochwasserentwicklung am Rhein die Gefahr jeweils richtig einschätzen ließen.

Bei der verlegten Emscher wurde wegen der vorstehend geschilderten Verhältnisse an der Kleinen Emscher der für die späteren Deiche benötigte Geländestreifen sofort in großer Breite erworben, damit er von der Bebauung frei blieb und später Häuser, Straßen usw. kein Hindernis für die notwendigen Arbeiten bildeten. Legt man z. B. eine spätere Höchstsenkung von 10 m zu Grunde, dann ergibt sich der in Bild 15 dargestellte Regelquerschnitt. Die lichte Weite der Brücken ist 27 m, ihre Konstruktionsunterkante liegt 2 m über HHW. Bei der Entwurfsbearbeitung in den Jahren vor dem Kriege waren die heutigen Richtlinien für die Querschnittsausbildung der Deiche noch nicht eingeführt. Die Neigung der Binnenböschung mit 1 : 2 und der wasserseitigen mit 1 : 1,7 — in Tonstrecken ist sie auf 1 : 2 noch weiter verringert worden — bedeutete damals schon eine wesentliche Verbesserung gegenüber den bis dahin üblichen Neigungen von 1 : 1,5. Es ergibt sich schon bei den Neigungen 1 : 1,7 und 1 : 2 je nach Geländehöhe eine Gesamtbreite des für Flußlauf und Deiche erforderlichen Geländestreifens von 80 bis 100 m!

III. Rheindeich.

Wie eingangs erwähnt, nimmt der Beckerwerther Rheindeich eine besondere Stellung ein⁸⁾. Er schließt das westliche Emschgebiet vollständig gegen den Rhein ab, da die Vorflut hier gänzlich verloren gegangen ist und sämtliches anfallende Wasser durch Pumpwerke in den Rhein gehoben werden muß. Bei der tiefen Lage des stark besiedelten Geländes binnendeichs und dem großen Unterschied zwischen dem niedrigsten und dem höchsten Wasserstand des Rheines von rd. 10 m sind die Belastungen des Rheindeiches bei Hochwasser groß und sehr gefährlich. Insgesamt ist dieser Deich, der die große Rheinschleife zwischen den Duisburg-Ruhrorter Häfen und der alten (ersten) Mündung der Emscher bei Alsum begleitet, rd. 8 km lang. Der Emschergenossenschaft untersteht der Deich auf 4,5 km Länge. Einen Teil dieser Strecke bildet der oben erwähnte Deich in Alsum⁹⁾.

Da der Kohlenbergbau auch unter dem Rheindeich, ja selbst unter dem Rheinbett umgeht, muß der Deich von Zeit zu Zeit aufgehöhrt und verstärkt werden. Das ist auch jetzt wieder auf einer über 2 km langen Strecke nötig. Bild 16 zeigt den Querschnitt des

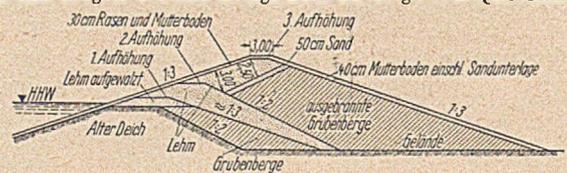


Bild 16. Geplanter Rheindeich Beckerwerth in Duisburg aus Grubenbergen mit Lehmdichtung.

neuen Deiches an einer Stelle, wo binnendeichs das Gelände sehr tief abgesunken und nicht mit Haldenmassen aufgehöhrt worden ist, wie es auf langen Strecken der Deichlinie sonst der Fall ist. Der Querschnitt zeigt zunächst den alten Deich, dessen Krone heute unter HHW des Rheines liegt. Der Deich ist in den zurückliegenden Jahren bereits zweimal aufgehöhrt worden. Schon damals wurden dabei Lehm und Grubenberge verwandt. Die neue Deichkrone wird mit 3,0 m Breite so hoch gelegt, daß die in den nächsten 25 Jahren zu erwartenden Senkungen infolge des Bergbaues ohne weitere Erhöhungen ertragen werden können. Die Neigungen der beiden Böschungen mit 1 : 3 erfordern so viel Deichboden, daß auch hier auf ausgebrannte Grubenberge als Deichstütkörper zurückgegriffen werden muß. Die luftseitige Böschung wird mit einer 40 cm starken Schicht von Mutterboden auf einer Sandunterlage abgedeckt werden.

⁸⁾ Beermann, Wasserwirtschaftliche und kulturtechnische Aufgaben am Niederrhein. Wasser und Boden 2 (1950), Heft 7, S. 129.

⁹⁾ He B, Wasserwirtschaft und Bergbau im Rhein-Ruhr-Gebiet. Wasserwirtschaft 41 (1950/51), Heft 1, S. 23.

Auf der Wasserseite wird ein Dichtungskörper aus Lehm eingebaut, der im unteren Teil 3 m, im oberen 2,50 m stark ist. Er soll mit Rasenplaggen auf Mutterboden mit insgesamt 30 cm Stärke abgedeckt werden. Zwischen Dichtungsschicht und Stützkörper wird gemäß den Ausführungen in Abschnitt 3 e eine 50 cm starke Filterschicht aus Sand angeordnet.

IV. Zusammenfassung.

Die vorstehenden Ausführungen sollten von den vielseitigen und häufig schwierig zu lösenden Aufgaben berichten, die der Emscher-

genossenschaft in einem Teilgebiet ihres Aufgabenbereiches, dem des Deichbaues und des Hochwasserschutzes, gestellt werden. Verschiedene Punkte konnten wegen Raum Mangels nicht behandelt werden, z. B. Deichschau, Unterhaltung und Verteidigung bei Hochwasser, Gefahr für den Deichbestand durch Wühlmäuse, Kaninchen usw. und durch absinkende und nicht rechtzeitig vollkommen abgedichtete Einläufe und anderes mehr. Vielleicht wird sich später Gelegenheit finden, auch hierüber und über die inzwischen mit der neuen Bauweise gemachten Erfahrungen zu berichten.

Vermischtes

Leopold Hepp 75 Jahre.

Am 2. Juli 1951 beging Fabrikdirektor Leopold Hepp e, Chef und Teilhaber der Wunnersche Bitumen-Werke GmbH., seinen 75. Geburtstag, nachdem er am Tage zuvor sein 45jähriges Dienstjubiläum feiern konnte. Bereits im Jahre 1906 als Geschäftsführer des ein Jahr zuvor gegründeten Unternehmens eingesetzt, entwickelte Hepp e die Wunnersche Bitumen-Werke GmbH., Unna/Westf., zu einer Firma von Weltruf mit Zweigniederlassungen und eigenen Fabriken in Chicago, London, Wien, Warschau und Paris. Die Erzeugnisse, insbesondere das aus dem Bauschaffen nicht mehr fortzudenkende Ceresit, sind inzwischen längst ein Begriff für deutsche Wertarbeit geworden.

Die deutsche Bauwelt wünscht dem Jubilar noch reiche Jahre erfolgreichen Schaffens in geistiger und körperlicher Frische.

Professor Dr.-Ing. Kurt Gaede 65 Jahre.

Am 27. Juli 1951 vollendete Professor Dr.-Ing. Kurt G a e d e, Ordinarius für Massivbau, Statik der Baukonstruktionen und Baustofflehre an der Technischen Hochschule Hannover, in körperlicher und geistiger Frische sein 65. Lebensjahr. Damit hat das Leben eines ausgezeichneten Ingenieurs im besten humanistischen Sinne des Wortes „ingenium“ einen vorläufigen Höhepunkt erreicht, der zu einer Rückschau auf das Gelcistete berechtigt. Die äußeren Lebensdaten geben bereits einen Einblick in den geraden aufsteigenden Weg dieses Ingenieurs: Reifeprüfung am Gymnasium in Königsberg 1904, Diplomprüfung im Bauingenieurwesen in Berlin 1908, Beamtenlaufbahn im Eisenbahn- und Straßenwesen 1908/22, Direktor der Eisenbahn-Signal-Werke in Georgsmarienhütte 1922/28, Direktor der Hoch-Tief A.G. 1928/32. Im Jahre 1932 fanden seine beruflichen Leistungen als Ingenieur und seine Persönlichkeit höchste Anerkennung mit der Berufung als Ordinarius an die Technische Hochschule Hannover.

Neben seinen Lehraufgaben, denen er sich dank seiner umfassenden praktischen Erfahrungen bei vielen großen Bauten mit größtem Nutzen für seine Hörer widmete, wurde Gaede zum Direktor des Institutes für Bauingenieurwesen ernannt. In seiner klaren, verständlichen und ruhig-bestimmten Vortragsweise hat er vielen Jahrgängen von Studenten ein sicher fundiertes Wissen vermittelt. Trotz seiner umfangreichen beruflichen Arbeit hat er dabei aber auch die persönliche Verbindung mit seinen Studenten nicht verloren.

An die Öffentlichkeit getreten ist Gaede mit über 70 Aufsätzen, die in zahlreichen technischen Zeitschriften erschienen und in denen er in seiner ihm besonders auszeichnenden Art weitausgreifend z. B. Fragen des Brücken- und Hochbaues in Stahl, Beton und Stahlbeton, des Eisenbahnwesens, der Statik der Baukonstruktionen, der Baustoffkunde und -prüfung, des Grundbaues und der mathematischen Statistik in wissenschaftlich grundlegender Weise behandelte.

Im Baustoffprüfwesen, das er wesentlich förderte, verdient besonders seine Entwicklung des Verfahrens zur zerstörungsfreien Prüfung von Beton mit dem Kugelschlaghammer hervorgehoben zu werden.

Sein weit über den engeren Wirkungskreis hinausgehender Ruf eines hervorragenden Ingenieurs brachte ihm mit vielen ehrenden Ämtern viel zusätzliche Arbeit, der er sich jedoch immer wieder mit beneidenswerter Frische und Begeisterung widmete. So leistet er neben seiner Hochschultätigkeit wertvolle Mitarbeit als Mitglied des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, als beratendes Mitglied des Deutschen Beton-Vereins und als Mitglied zahlreicher wissenschaftlicher Ausschüsse. Nachdem er vor einiger Zeit das Niedersächsische Materialprüfungsamt aufbaute und seine Leitung übernahm, stellte seine kürzlich ausgesprochene Berufung in den Ländersadvertiserständigen-Ausschuß für neue Baustoffe und Bauarten erneut eine anerkennende Bestätigung seines umfassenden technischen Wirkens und Könnens dar.

Gaede sind in den Jahren des vergangenen Reiches schwere persönliche Belastungen nicht erspart geblieben, er hat ihnen als aufrechter Mann mit hohem Sinn für Gerechtigkeit und für das Wahre, Gute und Schlichte in treuester Verbundenheit mit seiner Gattin standgehalten.

Die Verehrung seiner Schüler und die Anerkennung seiner Leistungen und seiner lauterer Gesinnung durch die Fachwelt muß und

wird ihm die Gewißheit und die Kraft geben, auch in Zukunft noch viele Jahre nicht nur ein warmherziger Lehrer, Förderer und Freund der studentischen Jugend, sondern auch ein Fachmann und Bauingenieur hohen Grades zu sein und zu bleiben. H e n s e n.

Zum 60. Geburtstag von Arnold Agatz.

Am 23. August 1951 begehrt der Präsident der Hafenbauverwaltung Bremen-Bremerhaven, Professor Dr.-Ing. Arnold A g a t z, seinen 60. Geburtstag. Wer Agatz in seiner Frische und Vitalität kennt, wird schwer daran glauben, daß er bereits dieses Jahrzehnt betritt. Seine zahlreichen Mitarbeiter, Freunde und Schüler aus den vier großen Arbeitskreisen seines Lebens — 1922 bis 1931 im Bremischen Staatsdienst, zuletzt als Hafenbaudirektor, 1931 bis 1945 als ordentlicher Professor für Grundbau, Wasser-, Wasser- und Hafenbau an der Technischen Hochschule Berlin, gleichzeitig ab 1936 als Mitinhaber des Ingenieurbüros Agatz und Bock in Berlin und seit 1945 zunächst als beratender Ingenieur und dann wieder im Staatsdienst in Bremen — werden an diesem Tage trotz seiner vielseitigen schöpferischen Leistungen auf dem Gebiet des Grund- und Wasserbaues, die mit der Nordschleuse begannen und über die großen Ingenieurbauwerke im Wilhelmshavener und vielen anderen Häfen des In- und Auslandes zu der Wiederherstellung und dem Ausbau der durch den Krieg so stark angeschlagenen Bremischen Häfen führen, in erster Linie des Menschen Agatz gedenken wollen, der mit seiner gewinnenden Herzlichkeit, seiner Großzügigkeit, seinem mitreißenden Arbeitsschwung und dem unbeirrbar Festhalten an dem, was er einmal als gut und richtig erkannt hat, sich jeden, der das Glück hatte, mit ihm zusammenarbeiten zu dürfen, zum Freunde gemacht hat. Bei ihm gibt es kein Mißverhältnis zwischen dem technischen Können und dem ethischen Willen, das an so vielen Mißständen unserer Zeit schuld ist. Deshalb sei dieser Umstand auch den eigentlichen Lebensdaten vorangestellt.

Agatz wurde in Hannover geboren, wo er bis zum 1. Weltkrieg und nach dessen Beendigung studierte und später bei Franzius Assistent war. Nach dreijähriger Tätigkeit bei der Siemens-Bauunion kam er dann nach Bremen, von wo aus sein Name besonders in Verbindung mit der Nordschleuse über die Erdkugel bekannt wurde, so daß er später von vielen Stellen, unter anderem auch als Berater für Hafenfragen von der siamesischen und in jüngster Zeit von der indischen Regierung, in Anspruch genommen wurde. Dabei entstand aus einem internationalen Wettbewerb, dessen ersten Preis er gewann, sein Ausführungsentwurf des neuen Seehafens in Bangkok.

Neben seinen Leistungen in Beton und Stahl stehen ebenbürtig seine Verdienste um die Wissenschaft, der er nicht nur in 17 Jahren akademischen Lehrens in Hannover und Berlin, sondern auch seit 1934 als Vorsitzender der von ihm wieder zum Leben erweckten Hafenbautechnischen Gesellschaft und nicht zuletzt durch seine vielen Veröffentlichungen, deren Zahl von Jahr zu Jahr wächst, unermüddlich dient. Daß Agatz außerdem einer großen Reihe von technischen und anderen Verbänden, vielfach als Vorstandsmitglied, so zum Beispiel dem Zentralverein für deutsche Binnenschiffahrt, dem Westdeutschen Wasserwirtschaftsverband, der Schiffbautechnischen Gesellschaft, dem Küstenausschuß Nord- und Ostsee, der Deutschen Europa-Akademie, der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau und als beratendes Mitglied dem Deutschen Beton-Verein angehört, versteht sich bei seiner Einstellung, sich niemals dem Dienst an der Öffentlichkeit zu versagen, von selbst.

So begleiten diesen jüngsten Jubilar aus der Reihe der großen deutschen Wasserbauer, die Namen wie Franzius, Engels und Rehbock aufweist, die herzlichen Glückwünsche seiner über die Welt verstreuten Freunde und Fachgenossen für seine weitere schwere und verantwortungsvolle Arbeit und sein persönliches Wohlergehen.

Edgar S c h u l t z e, Aachen.

Oberregierungs- und -baurat a. D. Pabst †.

Am 9. Juni 1951 verschied nach längerer schwerer Erkrankung Oberreg.- und -baurat a. D. Franz P a b s t, ehemaliger Leiter der Wasserstraßenverwaltung Rheinland-Pfalz.

Mit ihm verliert die Wasserstraßenverwaltung einen wertvollen

Mitarbeiter, der seine ganze Lebenskraft in die Entwicklung und Förderung des Rheines als Verkehrsträger gestellt hat.

Als Pabst am 1. April 1950 in den Ruhestand getreten war, wurden die Verdienste des Verstorbenen bereits an dieser Stelle gewürdigt¹⁾. Es war ihm nach den vergangenen besonders arbeitsreichen und schweren Nachkriegsjahren leider nicht mehr vergönnt, sich der wohlverdienten Ruhe zu erfreuen. Seine hervorragende Persönlichkeit hat weit über die Grenzen des Landes Rheinland-Pfalz hinaus gewirkt und in Kollegen- und Fachkreisen volle Anerkennung gefunden. Vorgesetzte und Untergebene haben ihn in gleicher Weise als pflichttreuen Beamten und gütigen Vorgesetzten geschätzt. Die Verdienste, die sich der Verstorbene erworben hat, werden ihm ein ehrendes Andenken sichern.
H i n t z e.

¹⁾ Baudsch. 27 (1950), Heft 10, S. 327.

Neuer Auto-Tunnel in New York*).

Zur Verbindung der an der West- und Ostseite von Manhattan entlang führenden Autostraßen wurde eine Untergrundstraße durch den Battery-Park, Battery-Park-Underpass genannt, vor kurzem eröffnet (Abb. 1). Sie geht vom West-Side-Highway aus, wo sie mit dem im Mai 1950 in Betrieb gekommenen Brooklyn-Battery-Tunnel verbunden ist, und führt um die Südspitze Mannhattans im Bogen herum zum East-River-Drive. Man kann so die Fahrt durch die überlasteten Straßen des Südtails von New York vermeiden. Sie soll nur dem Kraftwagenverkehr dienen, ist 900 m lang und enthält zwei zweispurige, an den Seiten

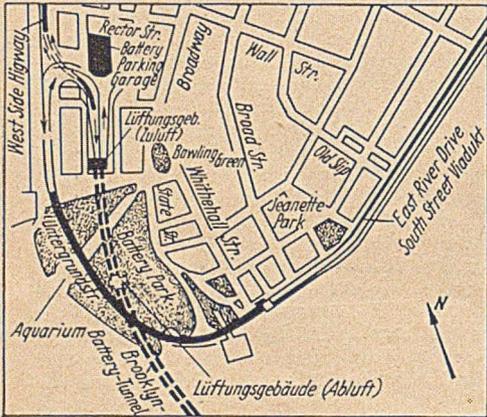


Abb. 1. Lageplan des Autotunnels.

und oben durchweg mit Fliesen verkleidete Straßentunnel von je 7,2 m Nutzbreite. Die beiden Tunnelröhren des Brooklyn-Battery-Tunnels liegen an der Kreuzung 12 m unter der Bauwerkssohle im Felsen, so daß dort kein bauliches Problem entstand. Zwei Untergrundbahnen werden dagegen nur mit 0,9 m Abstand gekreuzt, so daß die Sohle des Underpass verstärkt werden mußte, um die Belastung des Untergrundbauwerks zu vermeiden. Der Underpass wurde im offenen Einschnitt hergestellt (Abb. 2). Der kleinste Krümmungshalbmesser ist 180 m. Die Fahrbahnen sind überhöht. Zwischen den beiden Röhren der Untergrundstraße steht eine Stütz- und Trennwand von 0,48 m Dicke auf einem Mauerkörper. Sie springt aber alle 16 m von einer Seite dieses Körpers auf die andere, so daß der oben auf ihm verbleibende 0,62 m breite Begehungssteig bald in der einen, bald in der anderen Straßenröhre liegt; man kann also beim Begehen den Zustand beider Straßen prüfen.

510 m des Bauwerks stehen auf Pfahlrost aus 4600 Pfählen von 1,8 bis 15 m Länge, die bis etwa auf den Felsuntergrund gerammt sind.

Die Baugrube wurde zunächst 3 m tief ausgehoben; darauf wurden wie bei der Berliner Bauweise auf beiden Seiten in 3 m Abstand 35 cm hohe Doppel-T-Träger eingerammt und zwischen ihnen 10 cm dicke Bohlen als Wandverzug eingebracht.

Im Parkgelände wurden die äußeren Rammträger nach rückwärts verankert an 35 cm hohen I-Trägern, die 6 bis 9 m zurück eingerammt wurden. Doppelte Stahlseile mit Spannschlössern dienten zur Verankerung.

Die von Steifen freie Baugrube erleichterte den Aushub. Nach dem mit Baggern ausgeführten Aushub wurden die Pfähle für den Pfahlrost gerammt. Eine unterhalb der Pfahlköpfe eingebrachte 15 cm dicke Schicht Schotter diente als Unterlage für die 20 cm dicke Stahlbeton-Pfahlrostplatte. Darauf kam als Isolierschicht eine Lage Pappe und zwei Schichten Ziegelsteine in Asphaltmastix. In den Strecken ohne Pfähle wurde eine Schutzschicht aus Beton von 15 cm Dicke an Stelle der Pfahlrostplatte auf die Schotterschicht aufgebracht.

^{*}) Aus Civ. Engng. Juli 1950, Vol. 20, Nr. 7, S. 34.

Die Entwässerung des Bauwerks war wichtig. Der Entwässerungskanal reichte 2,1 m unter die Bausohle und wurde in das Bauwerk und die Isolierung einbezogen (Abb. 3). Unter die Schotterschicht hatte man 30 cm weite Drainrohre eingelegt, um das Wasser zu den Pumpensäugern abzuführen.

Die Betonschutzschicht an den Seitenwänden ist 15 cm dick; damit die Rammträger später herausgezogen werden konnten, wurden sie vor dem Betonieren mit geöltem Papier abgedeckt, um das Anhaften des Betons an den Stahl zu verhüten. Den Bohlenverzug, der später im Boden verblieb, spickte man mit 15 cm langen Nägeln, die tief in die Betonschutzschicht einbinden, um zu verhindern, daß die Schutzschicht etwa beim Ziehen der Träger beschädigt wurde. Auf der Innenseite der Schutzschicht wurde eine fünffache Isolierschicht aufgeklebt.

Der Beton wurde geschüttet und zwar nach einem Arbeitsplan, der für 18 m lange Abschnitte galt. Dauer je Abschnitt eine Woche.

Die immer wieder verwandte Stahl-Schalung für die Schutzschicht, die Sohle, die Widerlager und die Zwischenwände wurde mit Kränen versetzt und beseitigt. Nicht so einfach war wegen der Verkleidungsfliesen das Einschalen der Decke. Zum Schutz der ersten Arbeiten an der Decke diente ein 21 x 27 m großes versetzbares Zelt mit Kunstglasfenstern. Die Zeltstützen aus Stahlrohr mußten genügend Raum lassen für das Verlegen der Fliesen, das Ausbreiten des Mörtels, das Verlegen

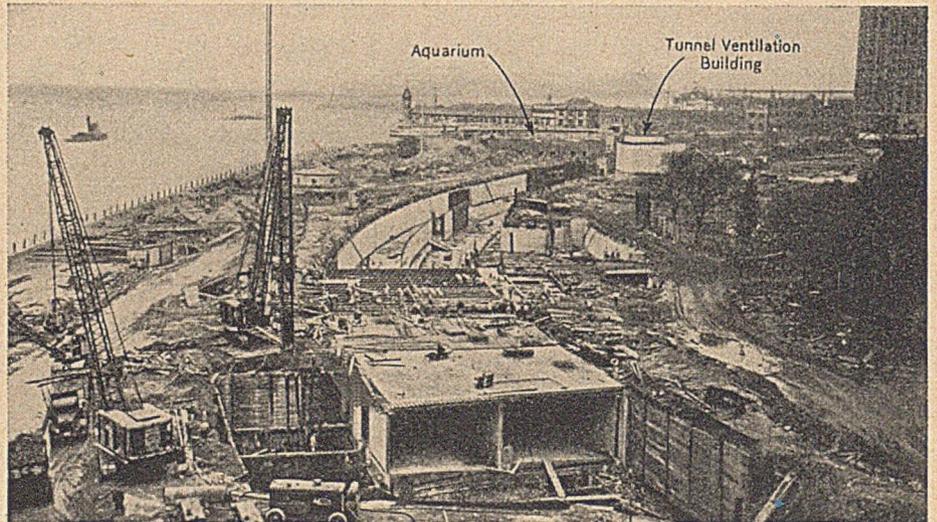


Abb. 2. Bauzustand Sommer 1950. Das Lüftungsgebäude gehört zum Brooklyn-Battery-Tunnel.

eines Drahtschutzes und, bei schlechtem Wetter, auch der Stahlbewehrung der Decke. Der Deckenbeton wurde im Freien eingebracht.

Für die Deckenbetonierung diente eine bewegliche Stahlschalung mit einer 18 mm dicken Sperrholzschiene als Unterlage für die Fliesen.

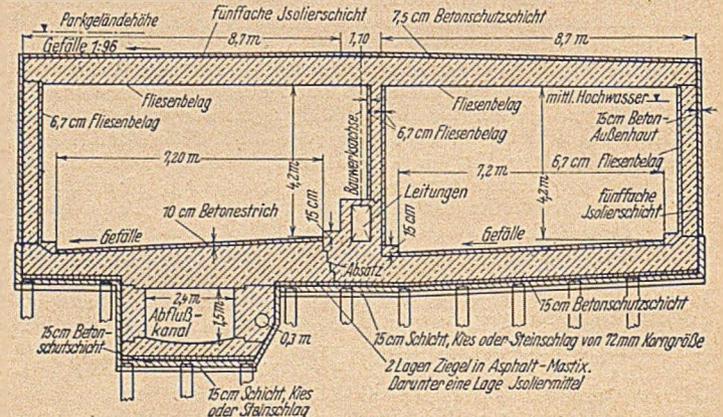


Abb. 3. Querschnitt des Autotunnels.

Sofort nach dem Schütten wurde der Beton an Stelle des bei uns üblichen Rüttelns einer Saug-Behandlung unterworfen, wodurch die Festigkeit um 20% stieg und das Abbinden um 50% beschleunigt wurde.

Die Betondecke wird oben mit fünffacher Isolierschicht versehen und mit 7,5 cm dicker Betonschutzschicht überdeckt. Wo Straßen das Untergrundbauwerk überschreiten, war keine Verstärkung der Decke erforderlich. Eine Lüftungsanlage hat man trotz der Länge von 900 m für entbehrlich gehalten.

Die Baukosten betragen rund 9,6 Millionen Dollar. Beginn der Arbeit 31. 1. 1949.
B u d d e n b e r g.

Baugeräte auf der Ausstellung „Bauen — Wohnen — Siedeln“ Dortmund 27. April bis 6. Mai 1951.

Dem Thema der Ausstellung suchten die Baumaschinenfirmen dadurch gerecht zu werden, daß sie eine Reihe Typen zeigten, die auch dem kleineren und kleinsten Bauvorhaben dienen. Doch stand die Veranstaltung ohne Zweifel im Schatten der etwa gleichzeitig stattfindenden Technischen Messe in Hannover.

Die Fa. F. W. Schwing, Wanne-Eickel, zeigte Beton- und Mörtelmischer, die in vollständiger Ausführung mit automatischer Materialbeschickung und Wasserzuführung ausgestattet sind (z. B. 150 l Type KL 3). Die neuartige Beschickerführung, deren doppeltes Schienenpaar auch das hintere Laufrollenpaar faßt, ermöglicht ein schlagfreies Ablassen des Beschickers. Die Beschickerwinde klinkt in der Höchststellung automatisch aus, und es setzt ein Rüttelwerk ein, das für schnelle und vollständige Entleerung sorgt. Die Beschickerwinde weist dieselben konstruktiven Grundsätze auf wie die gleichfalls vorgeführte Hochbauwinde (300, 800 und 1000 kg Zugkraft): Rillenfrictionskupplung mit eingebauter Rücklaufperre und Bandbremse. Diese Ausrüstung bewirkt ein genaues Fahren der Last, die in jeder Lage festgehalten werden kann, ohne daß sie beim Wiederanziehen durchsackt.

Die Hochbauwinden der Fa. Klinger, Wiesbaden, mit Konuskuppelung und Rücklaufsicherung fallen durch präzise und einfache Einhebelbedienung auf. Der losgelassene Hebel füllt automatisch in die mittlere „Halt“-Stellung. Die Bremsen halten die Last ohne Schlupf in jeder Stellung. Mit Winden gleicher Konstruktion werden auch die Beton- und Mörtelmischer ausgerüstet. Die halbautomatischen Wassermessgefäße der Mischer erfordern zwar das Ablesen der Wassermenge durch die Bedienung, weisen aber keine empfindlichen Teile auf, die sich der Kontrolle des einwandfreien Funktionierens entziehen.

Der 1,8 m³-Diesel-Kompressor der Demag auf dem Stand der „Orbis“ G. m. b. H. hat Elektro-Starter. Das verbürgt — nicht nur auf der Ausstellung, sondern auch im Baubetrieb — bei jeder Witterung sicheres und leichtes Anwerfen des Motors. Die Einrichtung regt den Bedienungsmann an, bei längerem Leerlauf die Maschine abzustellen — sparsam im Brennstoffverbrauch und im Verschleiß. Daneben ist ein „Liebherr“-Turmdrehkran zu sehen, angepaßt den besonderen Bedürfnissen des Wohnungsbaues, ausgezeichnet durch schnelle Montage und eigene Transporteinrichtung. Hervorzuheben ist die Überlastsicherung im Rückhaltearm: eine Druckfeder, die bei Überschreiten der Grenzlast den Betriebsstrom unterbricht.

J a c o b i.

IVBH Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau*).

Die Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau führte die Tagungen des Vorstandes und des Ständigen Ausschusses vom 27. bis 30. April 1951 in Lissabon durch. Es wurden vor allem die Vorbereitungsarbeiten für den 4. Kongreß der IVBH 1952 in Cambridge/London weiter gefördert und der Beitritt zur Union der Internationalen Technischen Vereinigungen (s. Schweiz. Bauztg. 68 (1950), Heft 48, S. 677) beschlossen.

Für die Amtsdauer 1951/53 setzt sich der Vorstand wie folgt zusammen: Präsident: F. Stüssi, Zürich; Vize-Präsident: F. Campus, Liège, E. S. Andrews, London, L. Cambournac, Paris; Generalsekretär: P. Lardy, Zürich; Technische Berater: G. Wästlund, Stockholm, L. Grelot, Paris, E. E. Howard, Kansas City, E. Torroja, Madrid; Sekr.: L. Gretener, Zürich, Prof. Dr. C. Andraea, der die IVBH seit 1938 geleitet hatte, trat vom Präsidium zurück und wurde, in Würdigung seiner großen Verdienste um die Vereinigung, zum Ehren-Präsidenten ernannt.

* Auszug aus Schweiz. Bauztg. 69 (1951), Heft 20.

Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen E. V.

Die diesjährige Mitgliederversammlung der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen findet am 7. September 1951 in München statt. Sie ist verbunden mit öffentlichen Vorträgen und einer Studienreise nach Österreich.

Hafenbautechnische Gesellschaft e. V.

Vom 20. bis 22. September 1951 hält die Hafenbautechnische Gesellschaft in Bremen/Bremerhaven ihre nächste Hauptversammlung ab.

Personalnachrichten

Bundesverkehrsministerium, Abteilung Wasserbau.

In der Zeit vom 1. Oktober 1950 bis 31. März 1951 angestellte, wiederangestellte und beförderte Beamte des höheren technischen und nichttechnischen Dienstes in der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung, dem Bundesschleppbetrieb und dem Bundesverkehrsministerium — Abt. Wasserbau —

zum Präsidenten: Ministerialdirektor im früheren Reichsdienst Georg Schumacher, Leiter der WuSD Hannover;
zu Ministerialräten: Ministerialdirigent im früheren Reichsdienst Dr. Barth, BVM Bonn; Wasserstraßendirektor im früheren Reichsdienst Greiff, BVM Offenbach;
zu Wasserstraßendirektoren: Regierungsbaudirektor Richard Mayer, Leiter der WuSD Stuttgart; Oberregierungs- und -baurat Straat, Leiter der WuSD Duisburg; Oberregierungsbaurat Dr.-Ing. Friedrich Walther, Leiter der WuSD Bremen;
zu Regierungsbaudirektoren: die Oberregierungs- und -bauräte Lorenzen, Leiter der WuSD Kiel; Hirsch, WuSD Hannover; Hugo Schmitz, WuSD Münster; die Oberregierungsbauräte Breuer, Leiter der WuSV Aurich; Leissler, Leiter der WuSD Regensburg; Waas, BVM-Offenbach; Bormann, WuSD Duisburg; Deisinger, WuSD Stuttgart; Regierungsrat Wiedemann, BVM Hamburg;
zu Oberregierungsräten: die Regierungsräte Dr. jur. Hillebrand, WuSD Duisburg; Dr. jur. Steffen, WuSD Duisburg; Dr. jur. Kleckow, WuSD Bremen; Oberregierungsrat im früheren Reichsdienst Dr. jur. Schuler, WuSD Eltville; Wissenschaftlicher Rat und Professor Dr. phil. Sander, Bundesanst. f. Gew. Kunde, Bielefeld;
zu Oberregierungsbauräten: die Regierungs- und Bauräte Dr.-Ing. Hibben, Leiter der WuSV Oldenburg; Diefenbach, WuSD Münster; Früh, WuSD Hannover; Dr.-Ing. Möhlmann, WuSD Hannover; Otto Schmidt, WuSD Bremen; Heinz Schulz, WuSD Hamburg; Ullrich, WuSD Hannover; Vetter, WuSD Würzburg; Wagner, Bundesanst. f. Gew. Kunde, Bielefeld; die Regierungsbauräte Franke, WuSD Hamburg; Knäble, WuSD Eltville; Röhnisch, WuSD Münster; Dr.-Ing. Schaubberger, WuSD Hamburg; Theodor Schmitz, WuSV Aurich; Welt, WuSD Stuttgart; Ministerialrat im früheren Reichsdienst Gaye, Bundesanst. f. Wasser-, Erd- und Grundbau Karlsruhe; Oberregierungs- und -baurat im früheren Reichsdienst Bernhard Fischer, WuSD Hannover; die Oberregierungsbauräte im früheren Reichsdienst Knies, WuSD Münster; Poppe, WuSD Hannover; die Regierungs- u. Bauräte im früheren Reichsdienst Dr. phil. Friedrich, Bundesanst. für Gew. Kunde, Bielefeld; Riegler, WuSD Stuttgart;
zu Oberregierungsvermessungsräten: die Regierungsvermessungsräte Dr.-Ing. Engel, WuSD Münster; Janischowsky, WuSD Hannover;
zu Regierungs- und Bauräten: die Regierungsbauräte Eschweiler, WuSD Duisburg; Häringer, WuSD Duisburg; Kattenbusch, WuSV Aurich; Pfaue, WuSD Hannover; Ruschenberg, WuSD Duisburg; Swoboda, WuSD Hannover; Dr.-Ing. Wallner, WuSD Würzburg; Ziemann, WuSD Münster; Regierungsbaurat im früheren Reichsdienst Becker, WuSD Münster; die Regierungs- und Bauräte im früheren Reichsdienst Bachmann, WuSV Oldenburg; Rollmann, WuSD Bremen;
zu Regierungsräten: Regierungsrat im früheren Reichsdienst Heinz Walther, WuSD Stuttgart; die Angestellten Schäfer, WuSD Würzburg; Schubert, WuSD Kiel;
zu Regierungsbauräten: die Regierungsbauräte im früheren Reichsdienst Becker, WuSV Aurich; Dressel, WuSV Aurich; Gerhardt, WuSD Duisburg; Harbordt, WuSD Hannover; Kurzak, WuSV Aurich; Lang, WuSV Aurich; Mützelburg, WuSD Eltville; Schell, WuSV Aurich; Walter Schultze, WuSV Aurich; Heinz Walter, WuSD Bremen; Achard, BSB Münster; Marinebaurat Johannsen, WuSD Hamburg; Dipl.-Ing. Behle, BSB Münster; die Regierungsbaue assessoren Ahsbals, WuSV Aurich; van der Smissen, WuSV Oldenburg;
zu Regierungsvermessungsräten: Regierungsvermessungsrat im früheren Reichsdienst Wilke, WuSV Oldenburg; Studienrat im früheren Reichsdienst Lohrberg, Bundesanst. f. Gew. Kunde, Bielefeld.

Hochschulnachrichten

Technische Hochschule Aachen.

Bei der Fakultät für Bergbau und Hüttenwesen wurde Dr.-Ing. habil. Otto Lueckens, Dortmund, mit Wirkung vom 1. 4. 1951 ein Lehrauftrag über „Bauwerkssicherungen in Bergbaugebieten“ erteilt.

Technische Universität Berlin.

In der Fakultät für Bauingenieurwesen wurden im Rahmen einer akademischen Feier o. Professor Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. Franz Disinger, Ordinarius für Stahlbetonbau, und o. Professor Dr.-Ing. E. h. August Hertwig, Geh. Reg.-Rat, Ordinarius für Stahlbau, emeritiert. Professor Dr.-Ing. Disinger wurde zugleich die Würde eines Ehrensensors der T. U. verliehen.

Technische Hochschule Karlsruhe.

Regierungsbaumeister Josef Dorer, Direktor der Schluchsee- werk A.G., wurde in Anerkennung und Würdigung seiner Verdienste um die energiewirtschaftliche Entwicklung der badischen Großwasserkraft die Würde eines Ehrensensors verliehen.

Bücherschau

Kiehnert, S. u. Bonatz, P.: Bauten aus Beton- und Stahlbeton-Fertigteilen. Ein Lehrbuch. XII, 357 S. mit 335 Textabb. Berlin 1951, Springer-Verlag. Ganzleinen 31,50 DM.

Man verzeihe, wenn der Referent, der selbst ein Jahrzehnt lang Bauten aus Stahlbeton-Fertigteilen entworfen und ausgeführt hat, an dieses Buch bei seiner Kritik einen besonders strengen Maßstab anlegt.

Der Verfasser will mit seinem Werk ein systematisches Lehrbuch vorlegen, das nicht wie ein Handbuch möglichst erschöpfend über alle möglichen Fragen des Stahlbeton-Fertigbaues und über ausgeführte Bauten Auskunft geben, sondern die Bauteile methodisch aus den besonderen Bedingungen des Fertigbaues heraus entwickeln will.

Das Buch ist ein interessanter Versuch, das noch in steter Weiterentwicklung befindliche Gebiet lehrhaft darzustellen, und besonders jüngere Konstrukteure werden aus ihm viele Anregungen erhalten.

Nachdem Vor- und Nachteile und die Baustoffe des Fertigbaues beschrieben sind, wird ausführlich die Entwicklung von Balken, Trägern, Fachwerkbändern, Stützen, Pfählen, Spundbohlen, Füllkörpern, Decken und Wandplatten und schließlich von Verbindungen der Stahlbeton-Fertigteile behandelt. In einem weiteren Abschnitt werden Bauwerke aus Fertigteilen, wie Wohngebäude, Industriebauten, landwirtschaftliche, Verkehrs-, Wasser-, Tunnel- und Brückenbauten, dann aber auch schalungslose Monolithbetonbauten beschrieben. Diese beiden Hauptabschnitte sind dem Verfasser am besten gelungen.

Der Verfasser starb vor Herausgabe seines Buches. Die Ergänzungen von Dr.-Ing. Bonatz beschränkten sich leider auf ganz wenige deutsche Ausführungen der Nachkriegszeit, und man vermißt daher in dem Buch manche schönen deutschen und alle ausländischen, besonders die großartigen französischen Ausführungen in Stahlbeton-Fertigbauweise. In dieser Hinsicht müßte das Buch bei späteren Auflagen ganz wesentlich erweitert werden.

Es ist zu begrüßen, daß das spärliche Schrifttum über die Fertigbauweise (bisher war nur das Buch von Kleinlogel „Fertigkonstruktionen im Beton- und Stahlbetonbau“ von einiger Bedeutung) eine Bereicherung erfahren hat.

v. H a l a s z.

Kleinlogel, Adolf: Der Stahlbeton in Beispielen. Heft 2: Durchlaufende Platten, 6 Zahlenbeispiele. IV, 58 S. mit 52 Textabb. Berlin 1951, Wilh. Ernst & Sohn. Geh. 9,— DM.

Nachdem bereits im August 1949 Heft 1 „Einfeldplatten“ erschienen war, wird mit Heft 2 „Durchlaufende Platten“ die Folge „Stahlbeton in Beispielen“ fortgesetzt. Wie schon Heft 1 wendet sich auch Heft 2 an Studenten und Anfänger, wird aber auch den Lehrern an Bau- und Fachschulen wegen der mustergültigen Durchführung der Bemessungsbeispiele vorzügliche Dienste leisten. Das neue Heft enthält 6 Zahlenbeispiele für Konstruktion und Berechnung von durchlaufenden Vollbetonplatten, und zwar mit gleichen und ungleichen Feldweiten, mit einsinniger und kreuzweiser Bewehrung und mit gleichmäßig verteilten und beweglichen Einzellasten. Bei der Ermittlung der Momente und bei der Bemessung wurden stets mehrere der üblichen Verfahren nach Winkler, Finter, Löser, Kleinlogel usw. und mehrere der gebräuchlichsten Tabellenbücher wie Mörsch, Betonkalender, Löser gleichzeitig benutzt. Zahlreiche Hinweise auf die in Frage kommenden Vorschriften und DIN-Normen machen den Benutzer des Buches mit den baubehördlichen Vorschriften bekannt.

Der Heftreihe ist weite Verbreitung bei unserem technischen Nachwuchs zu wünschen. Nur zwei kleine Schönheitsfehler sind zu vermerken: nach DIN-Normen sind Platten und Wände nicht „stark“, sondern „dick“, und leider ist der Preis des Heftes für Schüler und Studenten ein wenig hoch.

v. H a l a s z.

Ehlers† u. Winkel, Richard: Bau, Unterhaltung und Verteidigung der Flußdeiche. 3. ergänzte Aufl. VIII, 72 S. mit 54 Textabb. Berlin 1950, Wilh. Ernst & Sohn. Geh. 5,— DM.

Das bekannte kleine Buch hat Geheimrat Ehlers in erster Auflage im Jahre 1914 erscheinen lassen. Sein Nachfolger auf dem Danziger Lehrstuhl, Professor Dr.-Ing. Winkel (jetzt an der Techn. Hochschule Braunschweig), hat in der zweiten und der jetzt erschienenen dritten Auflage nur wenige Änderungen vorgenommen, im wesentlichen nur einige, nach dem heutigen Stande nötige Berichtigungen zu den wenigen von Ehlers gegebenen Berechnungen. Ehlers hat den Stoff in überlegener Beherrschung knapp und übersichtlich in meisterhafter Weise dargestellt. Aus jeder Seite spricht die reiche Erfahrung, die er in fast zwei Jahrzehnten an den Weichsel- und Oderdeichen und anschließend als Hochschullehrer erworben hat. Das Buch ist ein

praktischer Ratgeber, das jeder, der mit Flußdeichen zu tun hat, besitzen sollte. Die im Anhang gegebenen Auszüge aus dem Preußischen Wassergesetz von 1913 und aus der Wasserverbandsordnung von 1937 erhöhen seinen Wert.

L o h m e y e r.

Beton-Kalender 1951. Taschenbuch für Beton- und Stahlbetonbau sowie die verwandten Fächer. Unter Mitwirkung hervorragender Fachmänner herausgegeben vom Verlag der Zeitschrift „Beton- und Stahlbetonbau“. XL. Jahrgang. I. Teil: VIII, 656 S.; II. Teil: VIII, 400 S. mit zus. 961 Textabb. Berlin 1951, Wilh. Ernst & Sohn. I. Teil geb., II. Teil geh., zusammen 16,— DM.

Die diesjährige Ausgabe des Beton-Kalenders unterscheidet sich sowohl im Inhalt wie in der Aufmachung und im Druck wesentlich von der vorhergehenden Ausgabe. Der Inhalt ist wie vor dem Kriege wieder in zwei Bänden aufgeteilt, von denen der erste Teil die theoretischen und Berechnungsgrundlagen mit den amtlichen, technischen Bestimmungen und der zweite Teil die konstruktiven Abschnitte und die ausländischen Bestimmungen enthält. Eine Reihe wichtiger Abschnitte sind entweder grundlegend überarbeitet oder neu aufgenommen worden, so daß der Inhalt dem neuesten Stande der Technik entspricht.

Im ersten Teil ist der Abschnitt „Bemessung der Stahlbetonbauteile“ von Dr.-Ing. habil. O. Luetkens neu bearbeitet worden. Diesem Abschnitt kommt insofern eine besondere Bedeutung zu, als die vom Arbeitsausschuß zur Vereinheitlichung und Vereinfachung des Bemessungsverfahrens im Stahlbetonbau bisher gewonnenen Ergebnisse hierin bereits verarbeitet worden sind. Der Verfasser verzichtet bewußt auf umfangreichere theoretische Abhandlungen und Ableitungen und bringt nur die zur Bemessung erforderlichen Ansätze mit den notwendigen Erläuterungen. Dadurch ist der Abschnitt übersichtlicher und gedrängter geworden. Außerdem sind zur Vermeidung von Irrtümern nur die Ansätze gebracht, die sich aus den derzeit geltenden Bestimmungen der DIN 1045 ergeben. Für die meisten Fachleute wird die Einführung neuer Bemessungsverfahren eine Umstellung erfordern, die jedoch bei der Übersichtlichkeit und Einfachheit der neuen Verfahren keine Schwierigkeiten bereiten dürfte. Ein Ergänzungsabschnitt bringt in gekürzter Fassung nochmals die bisher üblichen Bemessungsverfahren. In dem Abschnitt „Bestimmungen“ sind alle wichtigen deutschen Bestimmungen entsprechend dem neuesten Stande zusammengefaßt und gegenüber den früheren Ausgaben noch durch die Holzbau- und Stahlbau-Bestimmungen ergänzt worden. Sehr zu begrüßen ist die Neuaufnahme eines Stichwortverzeichnisses am Schluß beider Bände.

Im zweiten Band sind gegenüber der Ausgabe von 1944 neu aufgenommen die Abschnitte „Fertigbauteile aus Beton und Stahlbeton“ von Prof. Dr.-Ing. K. Gaede, „Stahlrohrgerüste“ von Dipl.-Ing. Lang und „Ausländische Stahlbetonbestimmungen“ von Oberbaurat a. D. Dipl.-Ing. R. Aster. Durch neue Verfasser wurden folgende Abschnitte überarbeitet: „Wände im Hochbau“ durch Dipl.-Ing. S. Thomas und „Balken- und Rahmenbrücken aus Stahlbeton“ durch Regierungsbaumeister Albert Kaiser. Auch die übrigen Abschnitte sind, soweit erforderlich, entsprechend dem heutigen Stand der Technik und Bestimmungen berichtigt worden.

Erwähnenswert ist noch die ausgezeichnete drucktechnische Gestaltung beider Teile auf Dünndruckpapier, wodurch das Taschenbuch eine seinem wertvollen Inhalt gleichwertige äußere Gestalt erhalten hat. Es ist nicht zuviel gesagt, wenn man den neuen Beton-Kalender als unentbehrliches Werkzeug jedes Bauingenieurs bezeichnet.

S c h r ö d e r.

INHALT: Die Autobahnbrücke über den Rhein bei Köln-Rodenkirchen (5. Teil). — Die Haltung Ottmarsheim des Elsaß-Kanals. — Vereinfachte Ermittlung der Erdruckbeiwerte. — Die Wiederherstellung der Überführung des Mittel-landkanals über die Weser in Minden in den Jahren 1945—1949 (2. Teil). — Ein einfaches Näherungsverfahren zur Berechnung elastisch gebetteter Balken (Schluß). — Deichbau im Emschergebiet. — Vermischtes: Leopold Hepe 75 Jahre. — Professor Dr.-Ing. Kurt Gaede 65 Jahre. — Zum 60. Geburtstag von Arnold Agat. — Oberregierungs- und -baurat a. D. Pabst †. — Neuer Autotunnel in New York. — Ausstellung „Bauen — Wohnen — Siedeln“. — IVBH Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau. — Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen E. V. — Hafenbautechnische Gesellschaft e. V. — Personalnachrichten. — Hochschulnachrichten. — Bücherschau. — Zeitschriftenschau. — Beilage „Der Stahlbau“.

„Die Bautechnik“ mit Beilagen „Der Stahlbau“ u. „Zeitschriftenschau“ Lizenz Nr. 143. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169, Fernsprecher: 87 15 56. — Schriftleitung: Regierungsbauingenieur a. D. Dipl.-Ing. Johannes Peters, ebendort.

Monatlich ein Heft, Bezugspreis vierteljährlich 9,— DM (Ausland nur ganzjährlich 36,— DM) und Zustellgeld im voraus zahlbar. Bestellungen nimmt jede wissenschaftliche Buchhandlung und jede Postanstalt oder der Verlag entgegen. Postcheckkonto: Berlin-West 1688. Abbestellung einen Monat vor Schluß des Kalenderjahres. Nachdruck nur mit Genehmigung des Verlages.

Bestellungen für das Ausland sind zu richten an:

E P P A G, 41—45 Neal-Street, London W. C. 2.

Anzeigenverwaltung: Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169

Druck: Oskar Zsch o.H.G., Berlin-Wilmersdorf.



Bautenschutz durch

PROLAPIN
DICHTET MÖRTEL
UND BETON

MERITIN
SCHNELLBINDER

LITHURIN
E
DICHTET FASSADEN
FARBLOS

HANS HAUENSCHILD & HAMBURG-WANDSBEK

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN
BERLIN-WILMERSDORF (West-Berlin)

Soeben erschienen:

Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton

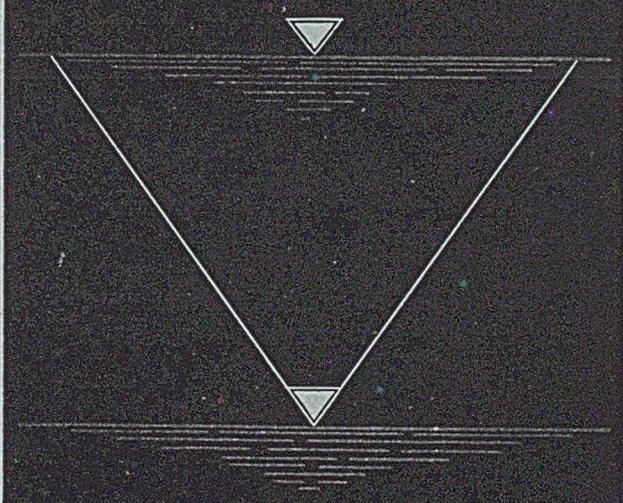
Mit Normen für Bindemittel und Deckensteine

Vierte, berichtigte und erweiterte Auflage
Stand Juli 1951

DIN A 5, XI, 228 Seiten mit 135 Textabb., 8 Tafeln und
Gesamtstichwortverzeichnis. 1951. Steif geheftet DM 6.50

Zu beziehen durch jede Buchhandlung sowie durch die
Gropius'sche Buchhandlung
(1) Berlin-Wilmersdorf (West-Berlin), Hohenzollerndamm 168

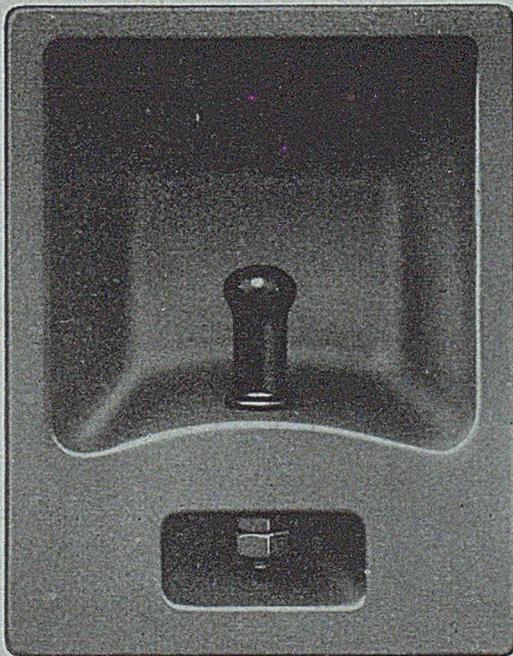
GRUNDWASSER ABSENKUNG




JOHANN KELLER
GEBR. 1860

RENCHEN-BD. FRANKFURT-MAIN HAMBURG

Schleusen- und Hafenausrüstungen



Haltekreuz Bauart „Oblonga“

G. L. REXROTH G. M. B. H.
Lohrer Eisenwerk Lohr a. Main

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN
BERLIN-WILMERSDORF (West-Berlin)

Soeben erschienen:

LÖSER BEMESSUNGSVERFAHREN

Dreizehnte, ergänzte Auflage

in der Überarbeitung von

Dipl.-Ing. Gottfried Brendel, Dresden

Herausgegeben von

Dipl.-Ing. Helmut Löser, Reg.-Baurat a. D.

und

Baumeister Erhard Löser, Dresden

Gr. 8°. XII, 300 Seiten mit 290 Textabbildungen

Geheftet DM 15,—

Ganzleinen DM 18,—

Aus dem Inhalt:

Die äußeren Kräfte der Tragwerke — Baustoffgüte — Zulässige Beanspruchungen — Festigkeiten — Mittig belastete Säulen und Säulengrundamente — Einachsige Biegung — Bemessung für einachsige Biegung mit Längskraft — Rechteckquerschnitte bei zweiachsiger Biegung mit Längskraft — Schubspannungen, Haftspannungen, Schubwidmung — Verdrehung (Torsion, Drillung) mit Biegung — Einachsige bewehrte Platten — Kreuzweise bewehrte Platten — Pflzdecken — Fahrbahntafeln von Straßenbrücken — Sonderbewehrungen — Zahlenbeispiele.

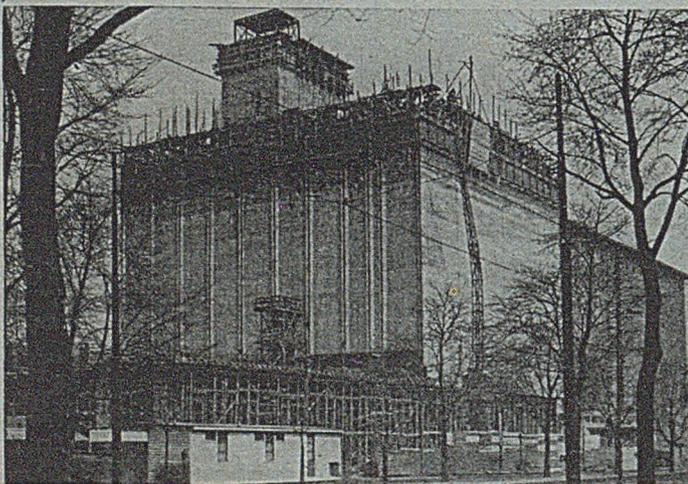
Zu beziehen durch jede Buchhandlung sowie durch die
Gropius'sche Buchhandlung
(1) Berlin-Wilmersdorf (West-Berlin), Hohenzollerndamm 168

ESO-FAKT ROSTSCHUTZ-FARBENFrüher Frenkel: **FAKTOR** „Nass auf Nass“Verlangen Sie bitte **BROSCHÜRE EF 1249 I***Schramm***LACK- UND FARBENFABRIKEN AG. OFFENBACH-MAIN**VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN
BERLIN-WILMERSDORF (West-Berlin)**Die Gleitschalung**

Methodik und Behandlung technischer und wirtschaftlicher Fragen bei der Anwendung.

Von

Professor Dr.-Ing. Walther Drechsel



Mit 150 Textabbildungen

DIN A 5. VII, 96 Seiten. 1950. Geheftet 10,—
Leinen 12,—**Inhalt:**

1. Allgemeines über die Gleitbauweise — 2. Bauliche Einzelheiten der Gleitschalung: Die Schalungsformen — Die Tragjoche — Die Klettergeräte — Die Kletterstangen — Die Arbeitsbühne und ihre Verbindung mit Beton-Zwischen- und -Abschlußdecken — Die Hängegerüste — Die Führungslehren — Die Meßeinrichtungen — 3. Behandlung von Sonderfällen: Der Gleitbetrieb bei Silobauten mit Steildächern — Der Gleitbetrieb bei Silobauten mit Trichterböden in verschiedenen Höhen — Der Gleitbetrieb bei Bauwerken mit veränderlichen Wandstärken — Ausbildung von Trenn- und Arbeitsfugen — 4. Anforderungen der Gleitbauweise an die Baustoffe Beton und Stahl — 5. Fragen der Organisation des Baubetriebes — 6. Die Wirtschaftlichkeit der Gleitbauweise: Die Stoff- und Vorhaltekosten bei der Gleitbauweise — Der Lohnaufwand bei der Gleitbauweise — Nachweis der Wirtschaftlichkeit der Gleitbauweise

Zu beziehen durch jede Buchhandlung sowie durch die
Gropius'sche Buchhandlung
(1) Berlin-Wilmersdorf (West-Berlin), Hohenzollerndamm 168

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN
BERLIN-WILMERSDORF (West Berlin)**KLEINLOGEL**

Professor Dr.-Ing. habil., Darmstadt

**Einflüsse auf Beton
und Stahlbeton**

Die chemischen, mechanischen
und sonstigen Einwirkungen auf
Beton und Stahlbeton, sowie die
Beeinflussung der zugehörigen
Eigenschaften

Ein Auskunftsbuch für die Praxis

Fünfte neubearbeitete und ergänzte Auflage

Mit 76 Textabbildungen

Unter Mitwirkung von

Prof. Dr.-Ing. habil. **Kurt Walz**im Institut für Materialprüfungen des Bauwesens
an der Technischen Hochschule Stuttgart

und

Dr.-Ing. **Hugo Vierheller**

Darmstadt

Gr. 8°. VIII, 340 Seiten. 1950. Geheftet 25,—
Ganzleinen 28,—

Zu beziehen durch jede Buchhandlung sowie durch die
Gropius'sche Buchhandlung
(1) Berlin-Wilmersdorf (West-Berlin), Hohenzollerndamm 168