

# DIE BAUTECHNIK

9. Jahrgang

BERLIN, 4. September 1931

Heft 38

## Der Bau der neuen Rheinbrücke bei Ludwigshafen (Rhein)—Mannheim.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat Reinhold Burger, Ludwigshafen (Rhein).

Über die Vorgeschichte der Brücke und die Gründe, die zu der Wahl des Systems der Hauptträger geführt haben, ist in dem Aufsatz des Reichsbahnoberrats Weidmann in der Bautechn. 1930, Heft 40, das Nötige mitgeteilt worden. Ausgeführt wird ein über drei Öffnungen ohne Gelenke durchlaufender Parallelträger mit Rautenausfachung (Abb. 1). Die Endrahmen werden als Portale ausgebildet (Abb. 2).

Gründungstiefen kam nur Gründung mittels Druckluft in Betracht. Die Senkkasten sind aus Eisenbeton, das aufgehende Mauerwerk aus Stampfbeton, nur der obere Teil des linken Widerlagers ist zur Verminderung des Eigengewichtes als hohler Eisenbetonkasten ausgebildet, der durch einbetonierte Walzeisensträger überbrückt wird. Das rechte Widerlager ist, wie später dargelegt ist, etwa nur halb so lang wie das linke. Um

### 1. Lage der Brücke.

Die Wahl der Brückenbaustelle war dadurch bedingt, daß die bestehende Bahnverbindung zwischen Ludwigshafen (Rhein)—Mannheim in Ludwigshafen mitten durch ausgebauten Stadtgebiet führt. Wollte man die alte Linienführung beibehalten, so mußte man die Brücke in unmittelbarer Nähe der alten Bahnbrücke errichten, weil man sonst sehr teure und unwirtschaftliche Grunderwerbungen hätte durchführen müssen. Noch weiter auszuweichen, um die Linie in einigermaßen unbebauten Gebiet zu verlegen, war nicht möglich, weil man sonst auch die beiden Bahnhöfe Ludwigshafen und Mannheim, die nur 3,1 und 0,5 km von der alten Brücke entfernt liegen, hätte verlegen müssen, womit der Brückenbau viel zu teuer und unwirtschaftlich geworden wäre.

Die neue Brücke wird unmittelbar oberhalb der bestehenden Bahnbrücke errichtet (Abb. 3).

Da in Ludwigshafen im letzten Teil der Bahnrampe auf etwa 2000 m Länge vor der Brücke beiderseits des Bahndammes städtische Straßen liegen, so kann die Linie auch mit Hilfe hoher Stützmauern nur mehr wenige Meter seitlich verschoben werden. Die Achse der neuen Bahnbrücke hat daher nur einen Abstand von 15,50 m von der Achse der alten Bahnbrücke. Wegen dieses knappen Abstandes muß ein Teil der bestehenden Widerlager und Pfeiler abgetragen werden, um Raum für die neuen Widerlager und Pfeiler zu schaffen, obwohl die neuen Unterbauten so schmal als gerade vertretbar ausgebildet werden.

### 2. Gründung der Widerlager.

Schon im Jahre 1928 wurden an den Stellen, an denen die Pfeiler und Widerlager zu stehen kommen, Bohrlöcher bis zu 34 m Tiefe unter Gelände vorgetrieben, um Aufschluß über den Boden und seine Tragfähigkeit zu erhalten. In verschiedenen Tiefen, vor allem in der Nähe der voraussichtlichen Gründungssohlen, wurden auch Bodendruckversuche nach dem Verfahren von Wolfsholz vorgenommen. Das Ergebnis war durchaus zufriedenstellend. Durch die Bohrungen war festgestellt, daß man Schichten von größerem Kies, abwechselnd mit Lagen von feinem Sand von ausreichender Mächtigkeit antreffen wird. Der feine Sand war teilweise leicht mit lehmigen Bestandteilen durchsetzt. Man entschloß sich, für die Widerlager eine Belastung von 5 kg/cm<sup>2</sup>, für die Pfeiler eine solche von 4,5 kg/cm<sup>2</sup> zuzulassen. Die zusätzliche Tragfähigkeit des Baugrundes durch die jeweilige Überlagerung und die Entlastung der Bauwerke durch die Wandreibung kamen bei der statischen Berechnung noch besonders in Ansatz.

Weil der Baugrund in allen in Betracht kommenden Tiefen als ausreichend tragfähig befunden wurde, war für die Wahl der Gründungstiefen in erster Linie die Sicherheit gegen Unterkolken und gegen Freilegen der Gründungssohlen maßgebend. Mit Rücksicht hierauf legte man die Gründungssohlen der Widerlager etwa 8 m, die Sohle der Pfeiler etwa 9 m unter Stromsohle oder rd. 14 m unter Mittelwasser. Bei diesen

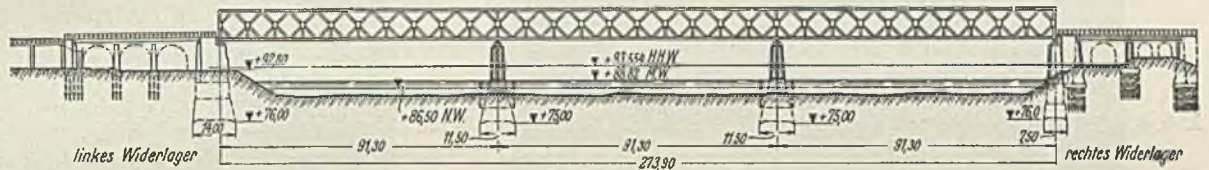


Abb. 1. Ansicht der neuen Brücke vom Strom aus.

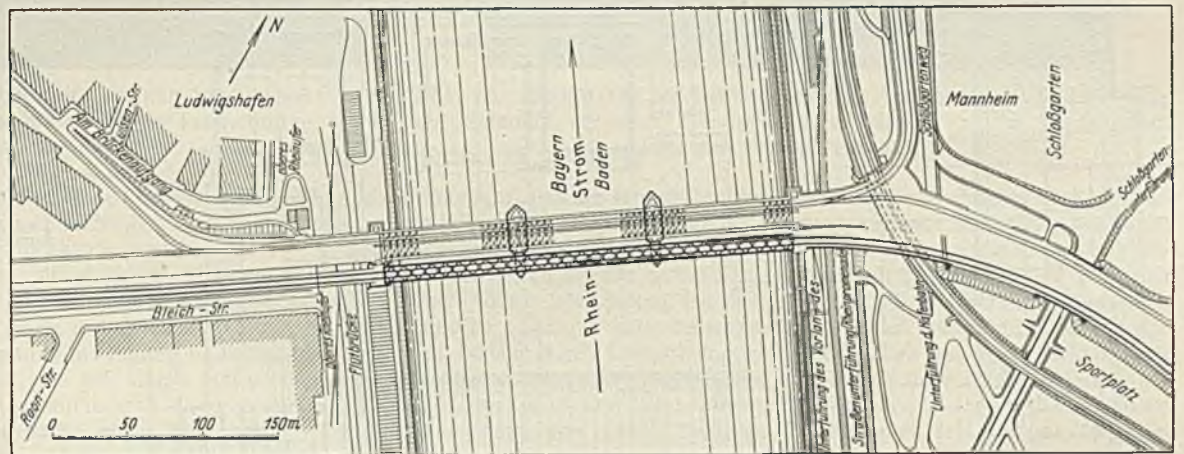


Abb. 3. Lageplan der neuen Strombrücke.

jedoch die gleiche Ansicht zu erhalten, wurde vor dem rechten Widerlager nochmals ein Landpfeiler als Auflager für die Vorlandüberbrückung gesetzt und der Zwischenraum wie beim linken Widerlager überbrückt und seitlich durch Wände abgeschlossen, so daß äußerlich ebenfalls ein großer Widerlagerkörper erscheint (s. Abb. 2 bis 9). Die Senkkasten werden bei den Widerlagern unmittelbar von Arbeitsebenen (Abb. 10 u. 11), bei den Pfeilern von Inseln aus abgesenkt, die im Schutze eiserner Spundwände angeschüttet werden (Abb. 12).

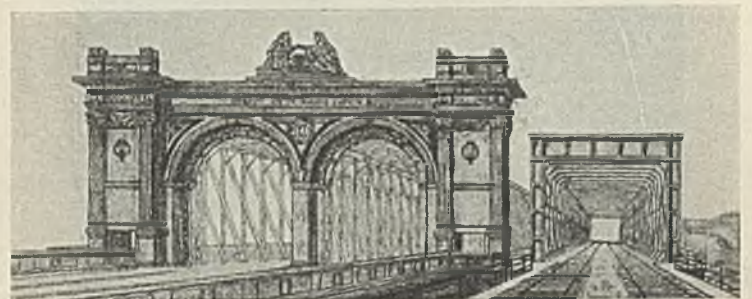


Abb. 2. Ansicht der alten und neuen Brückenportale vom linken Ufer aus.

Das Eigengewicht des Überbaues einschließlich Fahrbahn beträgt rd. 3000 t, zusammen mit der Höchstbelastung rd. 8000 t, wovon die Widerlager etwa je 1400 t, die Pfeiler etwa je 2600 t aufzunehmen haben. Die Bremskraft mit rd. 435 t wird ganz vom linken Widerlager aufgenommen, wobei bemerkenswert ist, daß bei Berechnung der Bremskräfte statt  $\frac{1}{7}$  nur  $\frac{1}{10}$  des Gewichtes aller den Überbau belastenden Achsen eingesetzt wurde. Die Frage über Größe der Bremskräfte und besonders über ihre Wirkung auf die Unterbauten der Brücken ist ja noch keines-

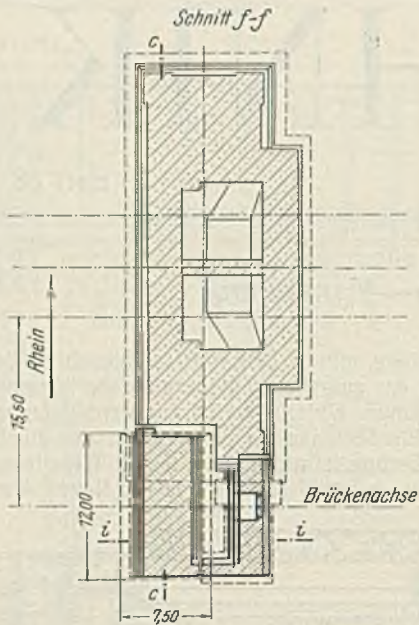


Abb. 4. Grundriß des rechten Widerlagers der alten und neuen Strombrücke.

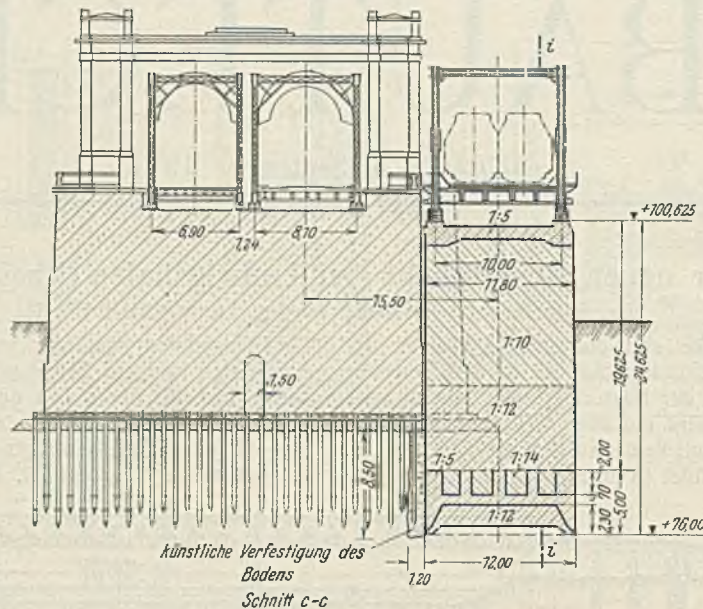


Abb. 5. Senkrechter Schnitt durch das rechte Widerlager der alten und neuen Strombrücke quer zur Bahnachse.

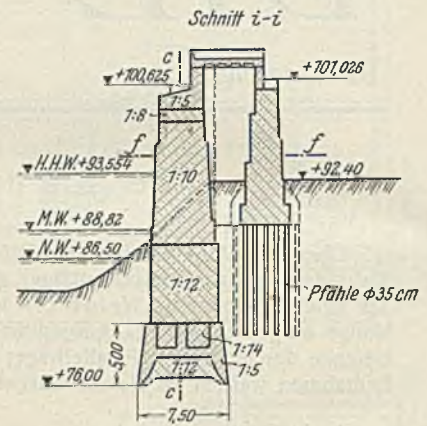


Abb. 6. Senkrechter Schnitt durch das rechte Widerlager der neuen Strombrücke längs der Bahnachse.

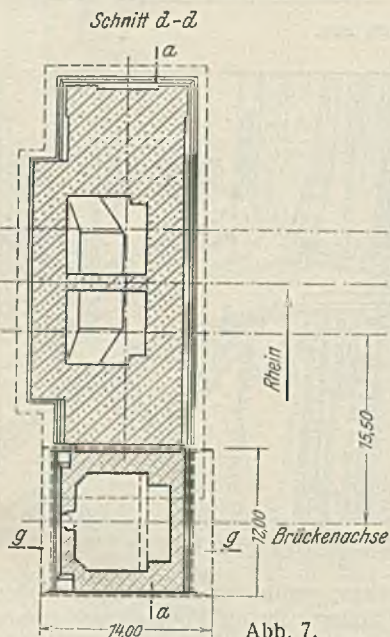


Abb. 7. Grundriß des linken Widerlagers der alten und neuen Strombrücke.

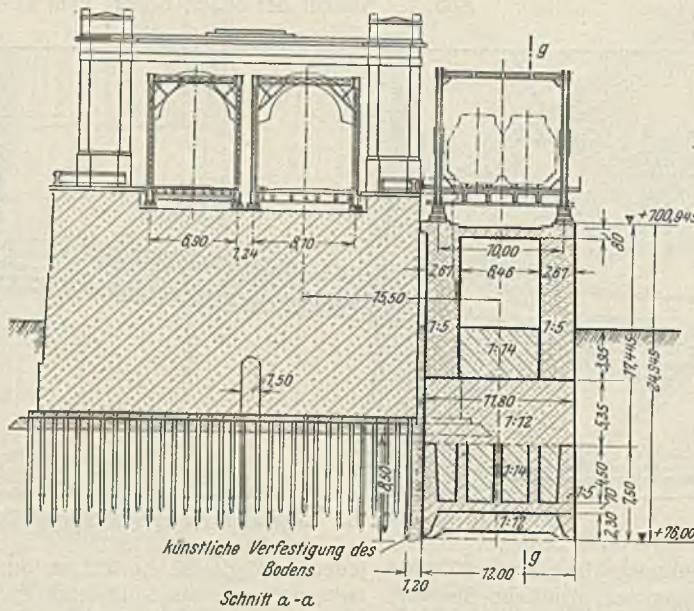


Abb. 8. Senkrechter Schnitt durch das linke Widerlager der alten und neuen Strombrücke quer zur Bahnachse.

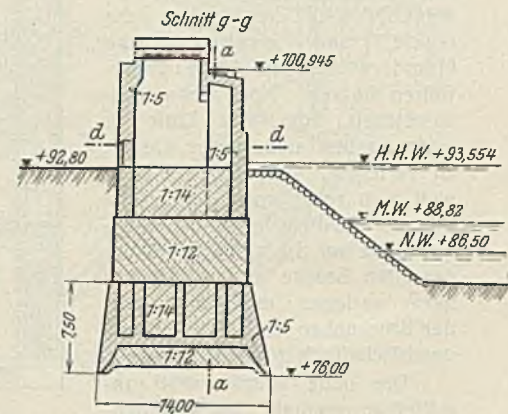


Abb. 9. Senkrechter Schnitt durch das linke Widerlager der neuen Strombrücke längs der Bahnachse.



Abb. 10. Arbeitsebene für den Senkkasten des rechten Widerlagers mit bereits verlegter Senkkastenschneide. Rechts im Bilde Abbruchfläche des alten Widerlagers.



Abb. 11. Abbruch des alten Widerlagers am linken Stromufer und Herstellen der Arbeitsebene für den Senkkasten.

wegs endgültig geklärt, und es wird gegenwärtig noch eingehend untersucht, ob und wie weit eine Änderung der Bestimmungen in den Berechnungsgrundlagen der Reichsbahn für eiserne Brücken notwendig oder zweckmäßig ist. Unter Berücksichtigung der genannten Belastungen er-

hielt das linke Widerlager mit 168 m<sup>2</sup> (12 m Breite auf 14 m Länge) fast doppelt soviel Grundfläche als das Widerlager auf dem rechten Ufer mit nur 90 m<sup>2</sup> (12 m auf 7,5 m). Die Strompfeiler, die im Frühjahr und Sommer dieses Jahres gebaut werden und über deren Ausführung später

berichtet wird, erhalten etwa je 161 m<sup>2</sup> Grundfläche. — Obwohl die Tragwände der Hauptträger des eisernen Überbaues 10 m Abstand haben, konnten die neuen Widerlager wegen der dicht daneben liegenden alten Brücke in der Gründungssohle nur 12 m Breite erhalten.

Aber auch bei dieser Breite müssen bereits die bestehenden Widerlager bis dicht an die äußere Kante der Brückenportale abgebrochen werden, wie aus Abb. 17 u. 18 deutlich ersichtlich ist. Es war mithin nicht möglich, noch näher an die alte Brücke heranzurücken, wenn man die schönen Portale erhalten und sehr hohe Kosten für ihren Abbruch und Wiederaufbau, falls dies überhaupt noch möglich gewesen wäre, sparen wollte.

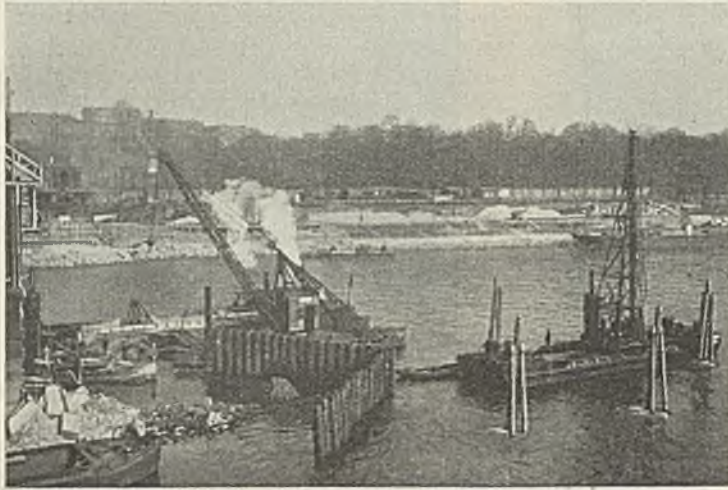


Abb. 12. Abbruch des Vorkopfes des rechten Strompfeilers und Schlagen der Spundwand zum Schutze der Inselfüllung vor dem Pfeiler.

Beim Abbruch mußte man mit Schwierigkeiten rechnen und sehr vorsichtig zu Werke gehen, weil das große Gewicht des 14 m hohen Portals unmittelbar neben eine 18 m hohe Abbruchkante zu stehen kam. Von der Gründungssohle der neuen Brücke an, die nochmals 9 m tiefer als die Sohle der alten Brücke liegt, beträgt der Höhenunterschied bis zum Giebel des Portals sogar 41 m. Es zeigte sich jedoch, daß das Mauerwerk, obwohl es nur aus geschichteten Bruchsteinen in Kalkmörtel bestand, in gutem Zustande war, so daß man nur einige hohle Fugen auszuspritzen brauchte. Weitere Bedenken mußte man dagegen haben, daß man von der vorhandenen Gründungsfläche einen Teil entfernen muß und dadurch die Standfähigkeit der alten Brücke gefährden könnte. Der Abbruch an dem rechten Widerlager der Bahnbrücke beträgt rd. 5%, an dem linken Widerlager etwa 12% der vorhandenen Grundfläche. Die Sohlen der Senkkasten für die neue Brücke kommen, wie schon erwähnt, etwa 9 m tiefer als die Sohle der alten Brücke zu liegen, die zwar auf Pfähle gegründet war, von denen man jedoch nur wußte, daß sie durchschnittlich 5 bis 8 m unter die Sohle reichen würden. Genaue Pläne oder

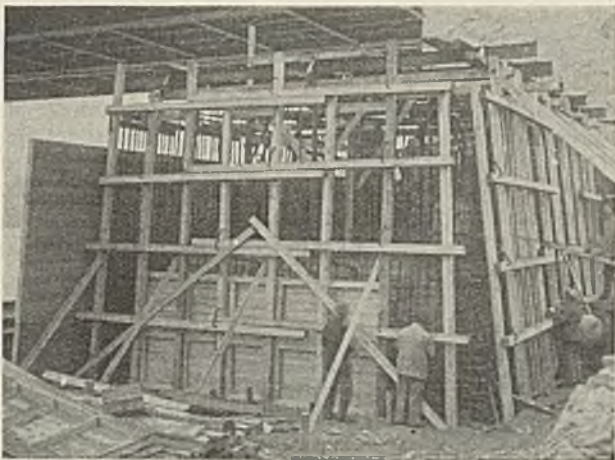


Abb. 14. Eisenbewehrung und Aufstellung der äußeren Schalung des Senkkastens am rechten Ufer.

Rammlisten waren nicht mehr vorhanden, so daß ausreichende Angaben über Länge und Beschaffenheit der Pfähle nicht vorlagen. Die größte Gefahr für die alte Brücke bestand endlich noch darin, daß beim Absenken der Senkkasten für die neuen Widerlager und Pfeiler auch die alte Brücke sich senken könnte, was natürlich mit allen nur erdenklichen

Mitteln verhindert werden mußte. Erfahrungsgemäß treten bei jeder Druckluftgründung im näheren Umkreise des Senkkastens Geländesetzungen auf, die in der Hauptsache darauf zurückzuführen sind, daß der Boden gegen den Hohlraum ausweicht, der beim Absenken durch den Anlauf der Wände des Senkkastens entsteht. Um dem vorzubeugen, war ursprünglich beabsichtigt, eine eiserne Spundwand auf der Seite der alten Brücke zu rammen. Um aber diese Spundwand, deren Oberkante etwa in der Höhe der Sohle der alten Brücke gelegen wäre, rammen zu können, hätte man erst vorher das Mauerwerk einschließlich der entsprechenden Teile des Fundamentbetons der alten Brücke unter hohen Kosten bei teurer Wasserhaltung abbrechen müssen. Dabei wäre es voraussichtlich nicht möglich gewesen, die Spundwand unterhalb der Bauwerksohle so zu

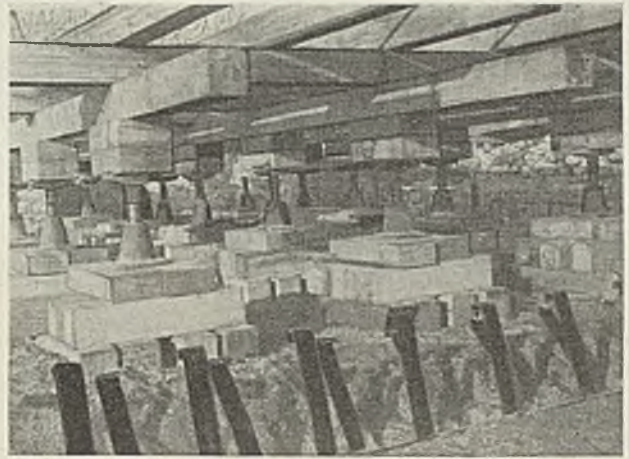


Abb. 13. Abstützen der Senkkastendecke im Innern und Ausrüstung mit Spindeln vor dem Einschalen und Betonieren. Im Vordergrund Teile der Senkkastenschneide.

verankern, daß sie tatsächlich dem hohen Erddruck einschließlich der Auflast der alten Brücke standhält. Auch ausreichende Absteifung gegen den Senkkasten hin wäre bei dem vorhandenen Höhenunterschied von 9 m von der alten bis zur neuen Sohle zweifelhaft gewesen. Weil außerdem durch diese Spundwand wertvoller Raum für das schmale Widerlager verloren gegangen wäre, entschloß man sich zur künstlichen Verfestigung des Bodens durch Einspritzung von Chemikalien nach dem Ausführungsrecht der Beton- und Tiefbaugesellschaft Mast m. b. H. in Berlin<sup>1)</sup>.

Der Zweck der Bodenverfestigung war, den Boden zwischen und vor allem unter den Pfählen der alten Gründung so fest und standfähig zu machen, daß er unter der Auflast nicht gegen den Senkkasten zu ausweichen würde, daß vielmehr die auftretenden Hohlräume mit Kies sich von oben her verfüllen könnten. Weil das Verfahren noch ziemlich neu ist und Fachkreise Erfahrungen hierüber gern hören werden, möchte ich ausführlicher darauf eingehen. Infolge günstiger Rheinwasserstände konnte man im Schutze der sehr starken und kräftigen Außenquader (Abb. 11) das alte Mauerwerk, soweit dies vorgesehen war, bis zur alten



Abb. 15. Blick auf den oberen Teil der Eisenbewehrung des Senkkastens am linken Ufer mit den beiden Schleusenschachtröhren.

Gründungssohle abbrechen und von da aus die Spritzrohre zur Bodenverfestigung hinabtreiben. Auf dem rechten Ufer gelang dies bis zu 7 bis 8 m Tiefe unter die alte Bauwerksohle, am linken Ufer infolge sehr

<sup>1)</sup> Vgl. hierzu Bautchn. 1930, Heft 12, S. 181 ff.

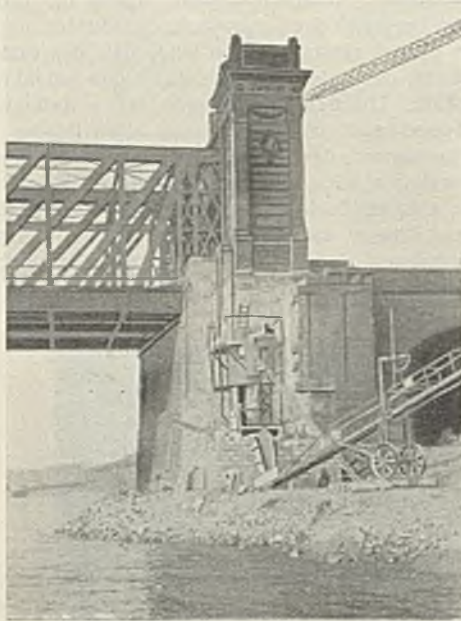


Abb. 17.  
Senkkasten des rechten Widerlagers  
mit Luftschleuse kurz vor Beendigung  
des Absenkens.



Abb. 16.  
Senkkasten des rechten Widerlagers  
mit Luftschleuse kurz nach Beginn  
des Absenkens.



Abb. 18. Senkkasten des linken Widerlagers  
vor dem Absenken. Die erste Luftschleuse  
ist eben aufgesetzt, die zweite fehlt noch,  
der Schacht ist jedoch sichtbar.

großen Bodenwiderstandes allerdings nur bis zu 3 m Tiefe; der Rest mußte absatzweise vom Senkkasten aus in Stufen von etwa 50 bis 100 cm Tiefe verfestigt werden. Beim Absenken zeigte sich, daß die Verfestigung in dem sehr feinen, dicht gelagerten und mit Ton durchsetzten Sand an manchen Stellen nicht gewirkt hat, da die Flüssigkeiten in dem tonhaltigen Boden sich nicht genügend nach allen Seiten hin ausbreiten konnten; es entstanden so im Boden große, feste Klumpen, durchsetzt mit weniger festen Teilen aus tonhaltigem Sand, die sich jedoch zwischen den Pfählen der Gründung, die etwa 1 m Abstand haben, so fest verkellten, daß tatsächlich keinerlei Abbröckeln oder Entweichen von Boden unter der alten Brücke festgestellt werden konnte. Die verfestigten Klumpen waren hierbei so hart, daß sie, soweit sie unter der Senkkastenschneide lagen, mit Pickel und Hammer oder mit den Bohrhämmern zertrümmert werden mußten. Eine Verbesserung erreichte man dadurch, daß man den Abstand der Spritzrohre von 50 auf 30 cm verringerte. Der Boden im untersten Teil und unterhalb der Pfähle bestand aus Kies-sand, in dem die Flüssigkeiten sich gleichmäßiger ausbreiteten und daher auch gleichmäßiger wirkten. Natürlich wurde auch der Anlauf der Senkkasten auf der Seite der alten Brücke möglichst gering gehalten. So beträgt er beim rechten Widerlager 20 cm auf 5 m Höhe und beim linken Widerlager, bei dem die Erfahrungen beim Absenken am rechten Ufer ausgenutzt werden konnten, nur mehr 10 cm auf 7,5 m Höhe.

Die Bauarbeiten wurden am rechten Widerlager begonnen, da hier verhältnismäßig am wenigsten von dem bestehenden Mauerwerk abgebrochen werden mußte, um Erfahrungen für die weiteren Arbeiten zu sammeln.

Während der Absenkungsarbeiten wird zur Entlastung des äußeren Auflagers die alte Bahnbrücke nur eingleisig auf dem abwärts gelegenen Gleis befahren.

Die Senkkasten wurden in der üblichen Weise hergestellt (s. Abb. 13 bis 18). Der Senkkasten des linken Widerlagers ist zum Schutze gegen Verdrehungsspannungen bei ungleichmäßigen Setzungen um 2,5 m höher wie der kleinere Senkkasten des rechten Widerlagers. An den Seiten gegen die alte Brücke zu, an denen Mauerwerk und der verfestigte Boden zu durchfahren waren, wurde die Schneide besonders kräftig als Voreilschneide

ausgebildet (Abb. 19). Das Absenken erforderte bei diesem Bau wegen der genannten Schwierigkeiten besonders viel Sorgfalt und eine ständige Beobachtung des Senkkastens, da der Boden, der durchfahren werden mußte, sehr ungleich war und daher einseitige Setzungen begünstigte. Auf der einen Seite war das alte Mauerwerk, das aus sehr festen Sandsteinen besteht, unter der Schneide zu zertrümmern und fortzuschaffen, während auf den übrigen Seiten der Kasten nur auf lose gelagertem oder

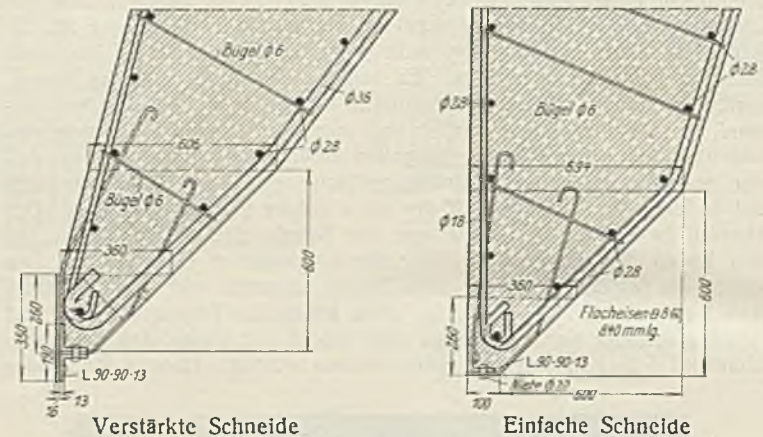


Abb. 19. Einfache und verstärkte Schneide des Senkkastens.

angeschüttetem Sande aufrichte; in größerer Tiefe trat dann die alte Pfahlgründung als Hindernis auf. So traf z. B. die Schneide der Senkkasten ungünstigerweise gerade auf einige Pfähle, die ständig unter Wasser voraus-eilend Stück für Stück abgestemmt werden mußten.

Trotz aller Schwierigkeiten erhielten die Senkkasten der Widerlager mit nur geringfügigen Abweichungen die planmäßige Lage. Auch an den alten Widerlagern zeigten sich keinerlei Setzungen oder sonstige Schäden.

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Naßbaggerarbeiten für die Nordschleusenanlage in Bremerhaven.<sup>\*)</sup>

Von Regierungsbaumeister a. D. A. Oppermann, Bremerhaven.

Die Inbetriebnahme der Nordschleusenanlage hing, nachdem die Kunstbauten bis auf Restarbeiten fertiggestellt waren, im Jahre 1931 in der Hauptsache nur noch von der Beseitigung der Bodenmassen in Vorhafen, Schleusenkammer, Wendebecken, Verbindungskanal und Verbindungshafen ab. — Zu baggern waren insgesamt rd. 2,3 Mill. m<sup>3</sup>.

<sup>\*)</sup> Von der Abhandlungsreihe „Nordschleusenanlage Bremerhaven“ erschien ein Gesamtsonderdruck, zu beziehen durch Wilh. Ernst & Sohn, Berlin W8.

Der kürzeste Gesamtfertigstellungstermin ließ sich erzielen, wenn es gelang, diese Massen bis zu dem Zeitpunkte zu bewältigen, wo alle restlichen Bauarbeiten für die Betriebsausrüstung der Schleuse beendet waren (Planierungen, Straßen und Gleisanlagen, Kanalisation, Versorgung mit elektrischem Strom und Wasser, Reservoir, Schwimmbäder, Unterkunftsbauten für Bedienungspersonal, Signalanlagen usw.).

Dieser Termin konnte frühestens zum 1. September 1931 erwartet werden, und das Programm für die Durchführung der Naßbaggerarbeiten wurde daher ebenfalls auf dieses Datum abgestimmt.

**Örtliche Verhältnisse.**

Das Gelände der Nordschleuse lag vor Baubeginn durchweg auf + 3 m, also rd. 0,5 m unter dem gewöhl. Hochwasser der Weser (+ 3,64)<sup>1)</sup>, und war wegen unvollkommener Vorflut teilweise versumpft. Der Boden bestand aus weichem Alluvialklei, der mit Moor- und Schilfschichten durchsetzt war. Nach den Ergebnissen der zahlreichen Bohrungen für die Gründung der Bauwerke waren Hindernisse im Untergrunde nicht zu erwarten, und die Baggerung an sich bot infolgedessen keine Schwierigkeiten.

Aus sämtlichen zu baggernden Flächen waren in den Baujahren 1929/30 bereits rd. 600 000 m<sup>3</sup> Kleiboden im Trockenbetriebe entnommen worden, soweit er sich für die Hinterfüllung der Bauten und zur Herstellung der Deiche am Vorhafen und um das Wendebecken eignete. — Die restliche Bodenmenge von 2,3 Milli. m<sup>3</sup> lag wie folgt verteilt:

Außenvorhafen und Zufahrt von der Weser . . . . .	820 000 m <sup>3</sup>
Schleusenammer . . . . .	130 000 „
Wendebecken . . . . .	960 000 „
Verbindungshafen . . . . .	390 000 „

Die Höhenlage der einzelnen Flächen vor Beginn der Baggerung geht aus dem Lageplan Abb. 1 und dem zugehörigen Längenschnitt Abb. 2 hervor.

Der Außenvorhafen wurde durchschnitten von dem Seedeiche, der zur Sicherung der Baugruben bis zum 1. März 1931 bestehen bleiben mußte. Dahinter lag ein weiterer Schutzdeich für die Zeit der Durchbauung des Seedeiches mit der Mole und der Kaimauer an der Ostseite des Vorhafens.<sup>2)</sup> Ferner befand sich in der Schleusenammer ein Schutzdamm, der in der letzten Hälfte des Jahres 1930 die Baugrube des Binnenhauptes gegen Wassereintrich sicherte, nachdem im Außenhaupt der Wasserspiegel für die Betriebsbereitschaft des Schiebetoresh auf + 1,5 angestaut wurde.

Der Wendebeckendeich hat eine Kronenhöhe von + 5,0. Die Böschung an der Hafenseite war in der Neigung 1:3 bis — 0,5 hinreichend im Trockenbetriebe hergestellt worden (Abb. 3).

Durch den künftigen nördlichen Teil des Verbindungshafens verlief ein Straßendamm (Abb. 4), der erst im Oktober 1930 nach Hinterfüllung der an die Drehbrückenfundamente anschließenden Kaimauern und nach Umliegung der Straße über die Drehbrücke angegriffen werden durfte. Außerdem führte eine Kabelbahn für Kiestransporte auf zwei hölzernen Bockgerüsten quer über den Verbindungshafen. Da diese erst nach Fertigstellung der Kaimauer am Außenvorhafen im Februar 1931 entfernt werden konnte, war die Baggerung des Verbindungshafens im Herbst 1930 nur unter erheblicher Behinderung durchzuführen.

**Bauprogramm.**

Für die Beseitigung der Erdmassen war zunächst die grundsätzliche Frage zu entscheiden, ob der Boden aufgespült oder verklappt werden

<sup>1)</sup> Die Höhenangaben beziehen sich auf Bremerhavener Pegelnul.

<sup>2)</sup> Vgl. Aufsatz „Die Gründungsarbeiten der Schleusenhäupter, der Nordmole“ usw.

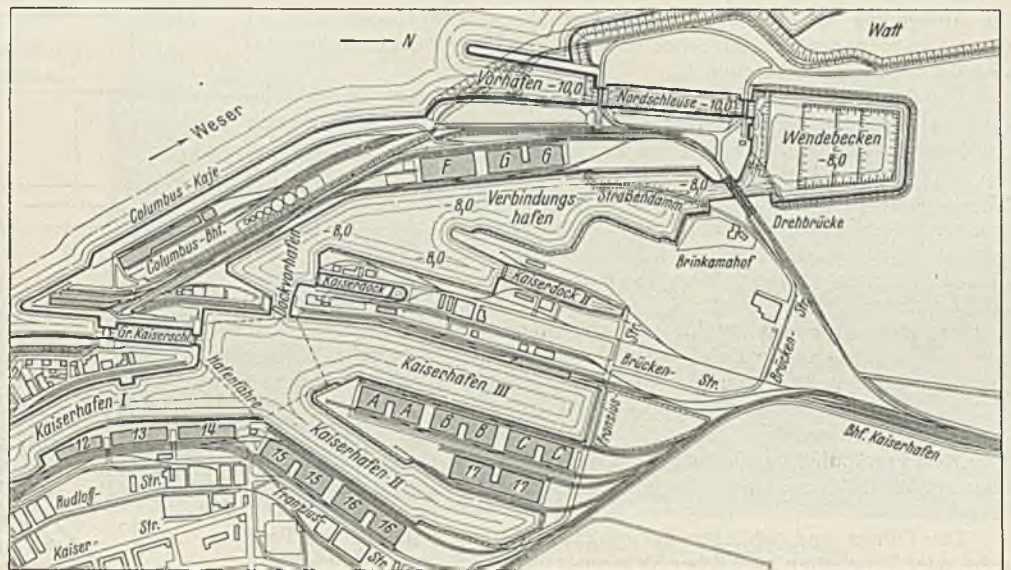


Abb. 1. Lageplan.

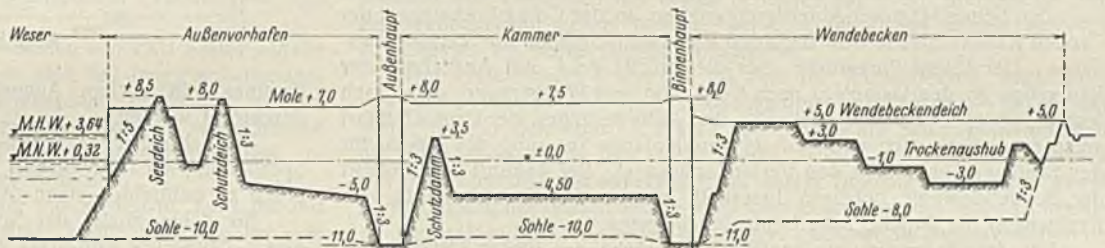


Abb. 2. Längenschnitt in Schleusenachse.

sollte. Jede dieser Ausführungsmöglichkeiten hatte Vor- und Nachteile. Beiden gemeinsam war die Schwierigkeit, derartig große Massen auf den zur Verfügung stehenden Ablagerungsflächen unterzubringen.

Die nächsten Klapptellen lagen erst in einer Entfernung von 14 km in der Unterweser in dem seit 1922 von der Großschiffahrt aufgegebenen Fahrwasser östlich der Robbenplate. Jedoch hatte auch hier die Wasserstraßendirektion Bremen die Forderung gestellt, daß die Tiefen in diesem Fahrwasser mit Rücksicht auf die Kleinschiffahrt nicht unter — 4 und — 5 verringert werden durften, und daß gegebenenfalls die Klapptellen entsprechend noch weiter stromabwärts verlegt werden mußten. Es war also von vornherein mit einem großen Park von Transportfahrzeugen zu rechnen, wenn die Bagger wirtschaftlich arbeiten und die Bodenmenge in der verfügbaren Zeit von rd. 10 Monaten bewältigt werden sollte.

Demgegenüber ließ sich das Aufspülen des Bodens mit erheblich weniger Geräten durchführen. Jedoch fehlte es ebenfalls an brauchbaren Spülflächen. Das unbebaute Gelände nördlich des Wendebeckens kam, abgesehen von den Kosten für die Herstellung der Spüldelche, für

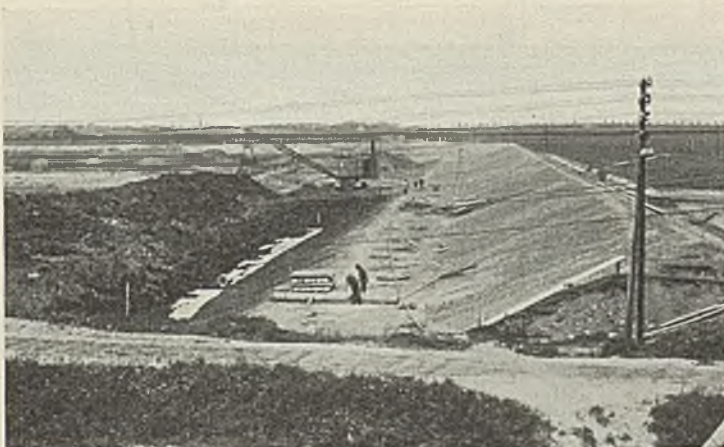


Abb. 3. Wendebeckendeich (Ostseite).



Abb. 4. Durchbaggerung des Straßendamms.

die Ablagerung von weichem, wassergesättigtem Schlickboden nicht in Frage, da es für spätere Hafenerweiterungen mit Schuppenbauten, Straßen- und Gleisanlagen vorgesehen ist.

Eine zweite Spülfläche ließ sich unmittelbar westlich des Wendbeckens auf dem außendeichs liegenden Wattgelände schaffen. In diesem Falle hätte sich jedoch die kostspielige Herstellung und Unterhaltung des erforderlichen Spüldiechs längs der Weser auf dem größtenteils noch unbegrünten Watt nur dann rechtfertigen lassen, wenn der Spüldamm als Fuß für einen Seedeich zur Einpolderung der ganzen Fläche hätte benutzt werden können. Dafür standen jedoch keine Mittel zur Verfügung. Der Plan, die auszubaggernde Bodenmenge aufzuspülen und zur Landgewinnung nutzbar zu verwenden, mußte daher fallengelassen und der Boden nach den erwähnten Klappstellen in der Weser abgeschleppt werden.

Die auszubaggernde Hafensfläche wird durch die Drehbrücke in zwei ungleiche Teile zerlegt, wie aus Abb. 1 zu erkennen ist. Diese Trennung tritt noch schärfer hervor durch folgende Angaben:

Die Unterkante der Drehbrücke liegt auf + 6,10, d. h. etwa 2,5 m über dem gewöhnl. Binnenhafenwasserstande. Ein Verkehr von Schleppern oder großen Schuten unter der geschlossenen Brücke war daher nicht möglich.

Das Öffnen und Schließen der rd. 2800 t schweren Brücke mit Freigabe oder Einschalten sämtlicher Sicherungsanlagen für den zweigleisigen Eisenbahn- und den Straßenverkehr dauert etwa 8 min.

Über die Drehbrücke führt die einzige Gleis- und Straßenverbindung nach den Schnelldampfer-Abfertigungsstellen an der Columbuskaje, an der Großen Kaiserschleuse und nach den Baumwollschuppen am Verbindungshafen. Der Eisenbahnverkehr über die Brücke geht, mit Ausnahme der Bäderzüge zu den Dampfern nach Helgoland und Wangerooge, nicht nach festem Fahrplan, sondern stoßweise den Anforderungen der Großschiffahrt entsprechend vor sich und bedingt stundenlange Sperrung der Brücke für den Schiffsverkehr durch den Verbindungskanal. Bei Ankunft und Abfahrt der Schnelldampfer befahren innerhalb einiger Stunden Hunderte von Kraftwagen die Brücke nach beiden Richtungen.

Für den Baggerbetrieb war die Drehbrücke aus diesen Gründen als feste und für den Schleppverkehr nicht passierbare Brücke in den Arbeitsplan einzusetzen. Daraus ergab sich, daß die Bodenmassen aus dem Verbindungshafen durch die vorhandene Kaiserschleuse und die Bodenmassen aus dem Wendebassin durch die Nordschleuse, nach Vollendung ihrer Hauptteile im Frühjahr 1931, gefördert werden mußten.

Die Kaiserschleuse wurde in erster Linie von der Großschiffahrt, der stets bevorzugte Abfertigung eingeräumt bleiben mußte, beansprucht, woraus, abgesehen von den notwendigen Schließungszeiten, ebenfalls Behinderungen des Baggerbetriebes entstanden.

Die Nordschleuse konnte dagegen nach ihrer Fertigstellung allein für die Baggerung des Wendbeckens, wo die größten Bodenmengen lagen, zur Verfügung gestellt werden.

Um große Leistungen zu erzielen, konnte außerdem das zeitraubende Durchschleusen bei normalen Wetter- und Tideverhältnissen dadurch vermieden werden, daß beide Schließbetore dauernd geöffnet blieben. Diese Möglichkeit wurde dadurch geschaffen, daß das Wendebassin gegen den Verbindungshafen und die Kaiserhäfen durch die nördlich der Drehbrücke vorläufig liegenbleibenden Erdmassen als Sperrdamm abgeschlossen wurde, so daß die Binnenhafenwasserstände durch die Tidebewegung des Wassers im Wendebassin nicht beeinflußt wurden.

Bei unsicherer Witterung oder stärkeren Winden, bei denen höheres Hochwasser der Weser zu erwarten war, konnten die Schleusentore rechtzeitig geschlossen werden, um den Wendebassendeich nicht zu gefährden. Aus gleichen Gründen geschah dies bei ungewöhnlich niedrigen Wasserständen zur Sicherheit des Deiches und des Sperr-

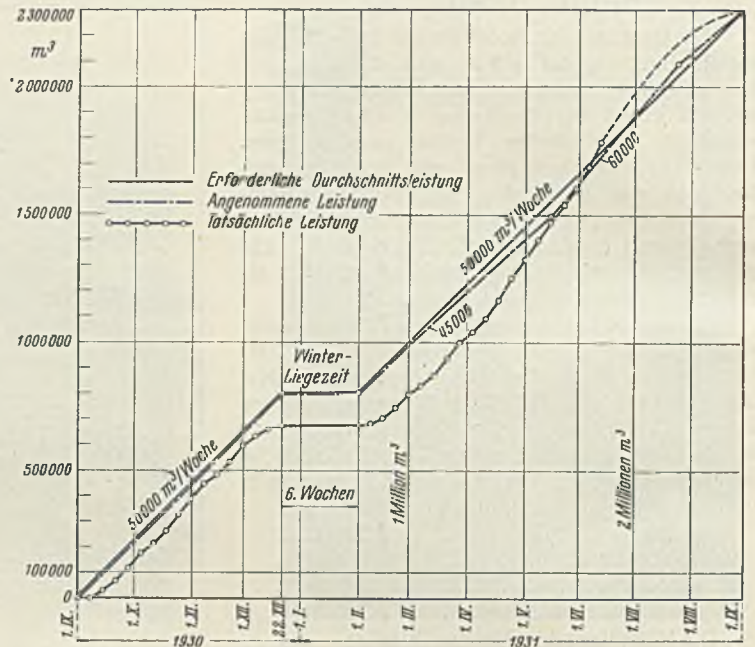


Abb. 5. Baggerleistungen.

dammes. In solchen Ausnahmefällen mußten die Schleppzüge durchgeschleust werden.

Die Schleusungen wurden erst dann dauernd notwendig, wenn der Sperrdamm, als letzte Arbeit, so weit fortgebaggert war, daß sein Durchbruch zu befürchten stand (Abb. 8).

Bis dahin mußte der Sperrdamm bei Niedrigwasser in der Weser einem Überdruck von etwa 4 m gegen den Binnenhafen-Wasserstand gewachsen sein.

Zusammenstellung der maßgebenden Höhen.

Wendebassendeich . . . . .	+ 5,0
Sperrdamm zwischen Wendebassin und Verbindungshafen . . . . .	+ 5,0
MHW der Weser . . . . .	+ 3,64
(bei höheren Wasserständen als + 4,0 Schließen der Nordschleusentore)	
MNW . . . . .	+ 0,32
(bei niedrigeren Wasserständen als ± 0 Schließen der Nordschleusentore)	
Binnenhafenwasserstand . . . . .	+ 2,4 bis + 3,8
Vorläufige Sohle Außenvorhafen . . . . .	- 10,0
"    Schleusenkammer . . . . .	- 10,0
"    Wendebassin . . . . .	- 8,0
"    Verbindungshafen . . . . .	- 8,0

Die vorstehenden Wassertiefen genügen vorerst für die auf der Weser verkehrenden größten Dampfer von reichlich 10,0 m Tiefgang.

Die endgültigen Solltiefen:

Außenvorhafen . . . . .	- 11,0
Liegeplatz an der Mole . . . . .	- 12,5
Schleusenkammer . . . . .	- 11,0
Wendebassin . . . . .	- 10,0
Verbindungshafen . . . . .	- 10,0

werden erst hergestellt, wenn die Anforderungen der Schiffahrt sie bedingen.



Abb. 6. Durchstich des Seedeiches.



Abb. 8. Sperrdamm zwischen Wendebassin und Binnenhafen.

### Durchführung der Baggerung.

Die Arbeiten wurden auf Grund einer öffentlichen Ausschreibung der Firma Steffen Sohst, Kiel-Bremen, übertragen.

An Geräten wurden eingesetzt:

- 2 Elmerbagger mit 0,7 m<sup>3</sup> Elmerinhalt,
- 2 Dampfklappschuten mit 400 m<sup>3</sup> Laderaum,
- 1 Motorschute „ 250 „ „
- 8 Klappschuten „ 400 „ „
- 6 (5) Schleppdampfer von 250 bis 300 PS.

Um die Gesamtmenge von rd. 2,3 Mill. m<sup>3</sup> in der verfügbaren Zeit, einschließlich einer normalen Winterpause von 6 bis 8 Wochen zu beseitigen, mußte eine durchschnittliche Wochenleistung von 50 000 m<sup>3</sup> zugrunde gelegt werden (vgl. Abb. 5).

In dieser Durchschnittsleistung, die aus Gründen der Wirtschaftlichkeit mit zwei Baggern erzielt werden sollte, mußten enthalten sein sämtliche Störungen durch Sturm, Nebel, Eisgang, Schleusungen, Minderleistung durch Böschungsbaggerung, beschränktem Arbeitsraum usw.

Es wurden daher von vornherein, auch während der Wintermonate, ein ununterbrochener 24stündiger Arbeitsbetrieb durchgeführt, wozu u. a. für das sichere Ansteuern der Klappstellen in dem Nebenarm der Weser zwei besondere Leuchttonnen ausgelegt werden mußten.

Die entscheidenden Höchstleistungen konnten erst 1931 nach Freigabe des Seedeiches erzielt werden. Um jedoch auch bei lange anhaltendem strengem Winter den Fertigstellungstermin einhalten zu können, wurden bereits im Herbst 1930 bis zum 17. Dezember sämtliche erreichbaren Bodenmengen: in der Weser vor dem Fuße des Seedeiches und im Verbindungshafen, insgesamt rd. 700 000 m<sup>3</sup>, entfernt.

Die Baggerungen wurden am 6. Februar am Seedeiche, zunächst mit einem Bagger, wieder aufgenommen, und zwar wurde vorläufig nur eine Fahrrinne von 50 m Breite und 5 m Tiefe bei NW durchgebrochen, um den zweiten Bagger möglichst bald innerhalb des Deiches ansetzen zu können (Abb. 6 u. 7). Da dieser Teil des Vorhafens (vgl. Längenschnitt Abb. 2) bereits im Trockenbetriebe bis — 5,0 und dsgl. die Schleusen-kammer bis — 4,5 und — 11,0 (in den Häuptern) ausgehoben war, konnte



Abb. 7. Baggerung im Vorhafen und Wendebecken.

auf diese Weise der zweite Bagger bereits am 4. März in die Schleusen-kammer zur Vornahme des ersten Schnittes auf — 6,0 und am 25. März ins Wendebecken gelegt werden, um dort im ersten Schnitt auf — 5,0 Arbeitsraum für beide Bagger zu schaffen.

Der erste Bagger folgte am 20. Mai ins Wendebecken, nachdem er den Außenvorhafen und die Schleusen-kammer zunächst auf — 8,0 gebracht hatte. In der Zeit vom 15. bis 29. Juni wurde die Schleusen-kammer auf die Tiefe von — 10,0 bzw. stellenweise — 11,0 gebracht, um zeitweise das Binnentor und das Reservoir mit einem Tiefgang von 10,0 m zwecks Fertigstellung der letzten Montagearbeiten in die Kammer legen zu können.

Im letzten Schnitt arbeiten die Bagger getrennt, im Außenvorhafen und am Sperrdamm, um die zu schleusenden Massen möglichst klein zu halten.

Die Kurve der tatsächlichen Leistungen zeigt, daß die planmäßige Gesamtbodenmenge bis jetzt bewältigt ist, und ihr Verlauf läßt den Schluß zu, daß die gestellte Vollendungsfrist bis zum 1. September d. J. mit Sicherheit eingehalten und wahrscheinlich noch unterschritten wird.

## Herstellung eines Fallhammerfundamentes bei Abfangung einer benachbarten Frontwand und von Einzelfundamenten.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Heinrich Preß, Berlin.

Die auf Feinsand großer Mächtigkeit gegründeten Front- und Einzelfundamente der Hammerschmiede einer Berliner Maschinenbauanstalt (Abb. 1) wiesen im Laufe der Zeit nachweislich jeweils nach großen Wasserstandschwankungen, insbesondere mit dem Steigen des Wasserstandes nach längerer Zeit kleinsten Standes, beachtliche Setzungen auf, die zwar für den Bestand des Gebäudes und der Maschinen bislang ohne Belang waren.

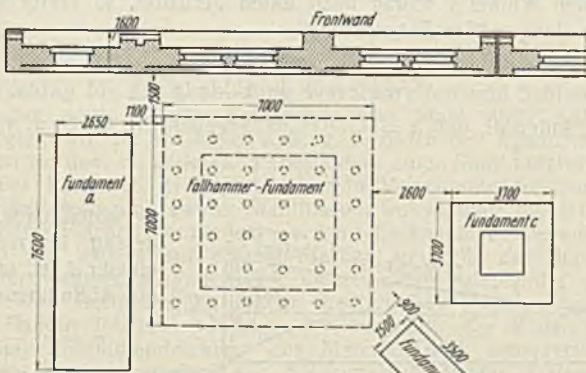


Abb. 1. Grundriß mit den vorhandenen Fundamenten und dem vorgesehenen Fallhammerfundament.

Mit der Herstellung eines neuen Fallhammerfundamentes, das 5,75 m unter Hallenfußboden auf 5,50 m langen Eisenbetonrammpfählen zu gründen war, wurde jedoch eine Abfangung der in der Nähe befindlichen, durch Stützen oder Maschinen belasteten Einzelfundamente und der benachbarten, 1,80 m tief unter Fußboden heruntergeführten Frontwand zwischen den vorhandenen Setzungsfugen erforderlich.

Die Arbeiten mußten mit der stückweisen Neufundierung der Frontwand begonnen werden. Abb. 2 zeigt den zur Ausführung gelangten Vorschlag.

Zu beiden Seiten der Frontwand wurden versetzt doppelreihig Bohrpfähle von 400 mm Durchm. mit im Boden verbleibender Hülse in etwa 6,50 m Länge in den Boden eingebracht und auf diesen zu beiden Seiten der Wand Eisenbetonbalken mit über den Pfahlköpfen als Auflager der Querträger erforderlichen Zentrierflächen hergestellt.

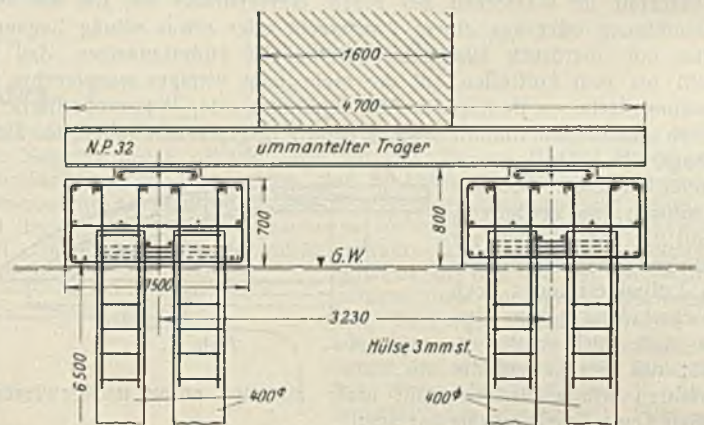


Abb. 2. Abfangung der Frontwand.

Die zur Verwendung gelangten Pfähle 400 mm Durchm. mit im Boden verbleibenden Mantelrohren aus 3 mm starkem, innen und außen mit Asphaltose zum Schutze gegen das gering aggressive Grundwasser gestrichenem Eisenblech wurden unter Belastung vorsichtig gebohrt.

Die Bohrröhre, in Längen von etwa 2 m angeliefert, sind jeweils auf das bereits in den Boden gebrachte Rohr stumpf aufgeschweißt worden; die Naht erhielt einen Asphaltoseanstrich.

Nach Fertigstellung der Bohrung wurde mit Hilfe der Unterwasser-schüttbüchse ein Betonpfropfen an der Sohle des Rohres geschüttet, und

sodann nach Auspumpen des Wassers der Pfahl unter Einbringen der vorgesehenen Eisenbewehrung betoniert.

Nach dem Abbinden der auf den Pfählen angeordneten Balken wurde die Frontwand stückweise durch Verlegen, Anpressen, Verkeilen und Vergießen der I32-Querträger unter dem Wandfundament abgefangan. Schließlich wurden die mit Drahtgewebe versehenen Träger zum Schutze mit Beton ummantelt. Mit dem Fortschritt dieser Arbeiten begannen die Abfangungen der Einzelfundamente.

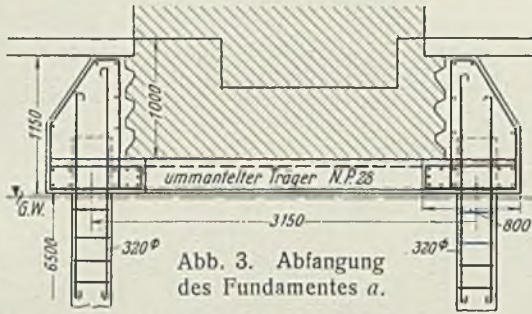


Abb. 3. Abfangung des Fundamentes a.

Fundament a ist in der in Abb. 3 dargestellten Weise neu gegründet.

Die Pfähle wurden, wie beim Frontwandfundament, jedoch nur in einer Reihe hergestellt; nach Abpressen, Verkeilen und Vergießen der

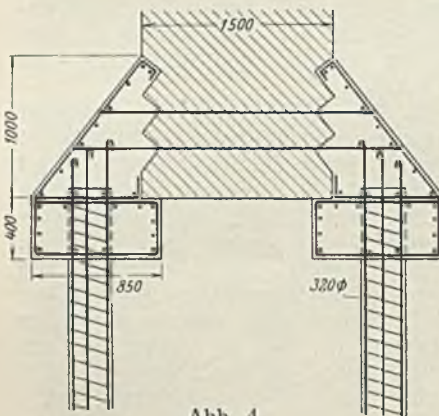


Abb. 4.

Abfangung des Fundamentes b.

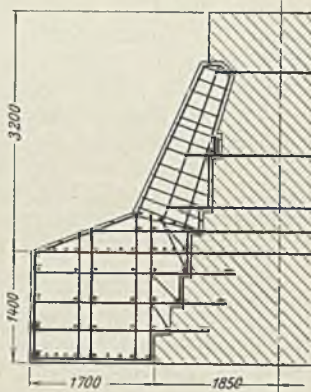


Abb. 5.

Abfangung des Fundamentes c.

ebenfalls unter dem Fundament angeordneten Träger, die unmittelbar auf den Pfahlköpfen ruhten, wurden diese ummantelt.

Gegenüber der Abfangung der Frontwand wurde der über den Pfählen angebrachte Balken durch Herstellung von Verzahnungen im alten Fundament sowie durch die konsolartige Ausbildung unter dem Fundament zur mittelbaren Abfangung des alten Fundamentes herangezogen.

Das Fundament b konnte in ähnlicher Art abgefangan werden. Der geringeren Lasten wegen ließ sich auf die Querträgerauflagerung des Fundamentes verzichten. Abb. 4 zeigt die rings um das Fundament angeordneten Hülsenbohrpfähle 320 mm Durchm. und den gleichfalls das Fundament völlig umschließenden Abfangbalken mit durch das alte Fundamentmauerwerk verlegten und vergossenen Anker auf.

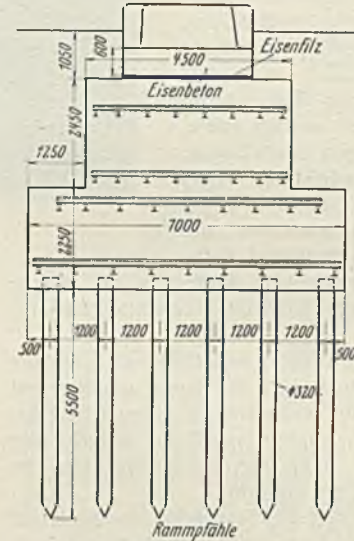


Abb. 6.

Das neue Fallhammerfundament.

Das weiterabliegende, schon tiefer heruntergeführte Fundament c wurde durch Eisenbeton (Abb. 5) verbreitert.

Nach Fertigstellung aller dieser Fundamentabfangungen konnte schließlich unter Wasserhaltung mit dem Aushub der sorgfältig eingesteiften Baugrube für das Fallhammerfundament begonnen werden. Das Fundament (Abb. 6) ruht 5,75 m unter Hallenfußboden auf 320 mm Durchm. großen Eisenbetonrammpfählen von 5,50 m Länge, die mit am vorhandenen Kran angehängten Preßluftbar in den Boden getrieben wurden. Das Fundament selbst ist in vier Lagen doppelt mit gebrauchten, durch Rundisen verschnürten Eisenbahnschienen bewehrt. Unter der Schabotte wurde 60 cm tief eine stark bewehrte Eisenbetonplatte hergestellt.

Von der Verwendung einer Holzunterlage als Stoßdämpfer war der nachträglichen Beeinflussung der Präzision der Ausschmiedung wegen abzusehen. Als Stoßdämpfer zwischen Schabotte und Betonfundament wurde hingegen Eisenfilz verwendet, der eine sehr hohe Elastizität und Festigkeit besitzt.

Alle Rechte vorbehalten.

### Ballistische Wassermengen - Ermittlung.

Von Prof. Dr.-Ing. R. Winkel, Danzig.

(Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Technische Hochschule Danzig.)

Nach den Fallgesetzen kann aus der Sprungweite  $a$  eines in einer Wurfbahn geschleuderten Körpers die Anfangsgeschwindigkeit  $v$  berechnet werden, solange der Einfluß des Luftwiderstandes noch verschwindend gering bleibt. Dies trifft nach sorgsamem Messungen der Danziger Versuchsanstalt für Wasserbau bei einem Wasserstrahle zu, der aus einer Seitenöffnung oder aus einem waagrecht oder etwas schräg liegenden Rohre mit Überdruck ausströmt. Hierbei ist vorauszusetzen, daß der Strahl bis zum Auftreffen auf die mehr oder weniger waagerechte Begrenzungsfläche — Boden des Abflußgerinnes oder Wasseroberfläche — in sich geschlossen bleibt, wie es Abb. 1 zeigt; sobald aber der Strahl anfängt, sich in ein lockeres Bündel einzelner Strahlen aufzulösen, zu zerflattern, bleibt die vorhin erwähnte Bedingung, daß der Einfluß des Luftwiderstandes noch verschwindend gering bleiben muß, nicht mehr erfüllt; das hier entwickelte Verfahren würde alsdann nicht mehr mit der unten nachgewiesenen großen Genauigkeit anwendbar sein.

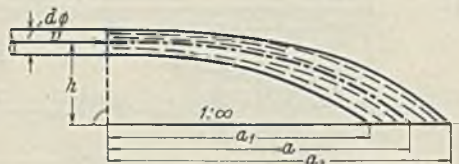


Abb. 1.

Die Grundlage für die theoretische Ableitung der Rechnungsansätze bildet das bekannte Gesetz, daß ein fallender Körper während einer Fallzeit  $t$  bei der Erdbeschleunigung  $g = 9,81 \text{ m/sek}^2$  den Weg  $s = \frac{1}{2} g t^2$  als Fallhöhe zurücklegt. Wenn keine Erdbeschleunigung wirkte, so würde der in der  $v$ -Richtung mit  $v$  geschleuderte Körper in der Zeit  $t$  den Weg  $l = vt$  vom Punkte 0 bis zum Punkte 2 (vgl. Abb. 2 u. 3) zurücklegen; infolge der Erdbeschleunigung fällt er aber in der gleichen Zeit um die Strecke 2...4, die dem vorgenannten Werte  $s$  entspricht. Somit ergeben sich aus Abb. 2 die Ansätze

- 1)  $vt = a/\cos \alpha,$
- 2)  $(h + a \operatorname{tg} \alpha) = \frac{1}{2} g t^2.$

Wird  $t$  aus 1) in 2) eingesetzt, so ergibt sich mit  $\sqrt{1/2} g = 2,215$  die Bestimmungsgleichung zur Ermittlung der Anfangsgeschwindigkeit

$$3) \quad v = \frac{2,215 a}{\cos \alpha} \sqrt{\frac{1}{h + a \operatorname{tg} \alpha}}.$$

Die Gl. 3) gilt für die in Abb. 2 dargestellten Verhältnisse; ist der Strahl unter einem Winkel  $\beta$  schräg nach unten gerichtet, so ergibt sich nach Abb. 3 in sinnemäßiger Entwicklung

$$4) \quad v = \frac{2,215 a}{\cos \beta} \sqrt{\frac{1}{h - a \operatorname{tg} \beta}}.$$

Für den Sonderfall, daß  $\alpha = \beta = 0^\circ$  ist, ergeben die Gl. 3) u. 4)

$$5) \quad v = 2,215 a \sqrt{\frac{1}{h}}.$$

Bei vollaufendem Rohre, dessen innerer Durchmesser  $d$  ist, ergibt sich die Abflußmenge zu

$$q = v \frac{d^2 \pi}{4},$$

worin jeweils  $v$  nach Gl. 3), 4) oder 5) einzusetzen ist.

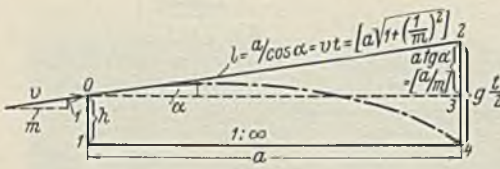


Abb. 2.

Die Anwendung des Verfahrens in der Praxis bereitet keine Schwierigkeiten: die Strahlbegrenzungen  $a_1$  und  $a_2$  werden von der Seite her einvisiert und nach der Darstellung in Abb. 1 aufgemessen, das arithmetische Mittel liefert die Sprungweite für den Strahl-Schwerpunkt  $a = \frac{a_1 + a_2}{2}$ . Ebenso gilt der Höhenwert  $h$  für den Strahl-Schwerpunkt, er ist also auf die Mitte des Rohrquerschnitts zu beziehen. Wenn der Boden, auf den der Strahl auftrifft, nicht ganz waagrecht ist, sondern eine Neigung  $1:n$  hat, so ist der Wert  $a/n$  bei der Bestimmung der wirklichen Fallhöhe zu berücksichtigen (vgl. Abb. 3).



I. Versuchsreihe:  $\left\{ \begin{matrix} \alpha \\ \beta \end{matrix} \right\} = 0$ ;  $h = 0,6785$  m [vgl. Abb. 1], Rohr waagrecht.

gemitteltetes . . . $a =$	0,80	0,796	1,2135	1,2045	1,434	1,452	1,761	1,769	m
gemessenes . . . $v' =$	2,145	2,18	3,26	3,25	3,91	3,98	4,74	4,76	m/sek
errechnetes . . . $v =$	2,15	2,14	3,26	3,24	3,86	3,91	4,74	4,76	m/sek
Unterschied $\Delta$ in % . .	$\approx 0$	1,8	0	$\approx 0$	1,3	1,8	0	0	im Mittel $\frac{4,9}{8} = \underline{\underline{0,6\%}}$

II. Versuchsreihe:  $\alpha = 11^\circ 28'$ ;  $h = 0,721$  m [vgl. Abb. 2], Rohr schräg aufwärts.

gemitteltetes . . . $a =$	0,8365	1,035	1,230	1,40	m
gemessenes . . . $v' =$	2,01	2,45	2,82	3,195	m/sek
errechnetes . . . $v =$	2,01	2,43	2,82	3,17	m/sek
Unterschied $\Delta$ in %	0	0,8	0	0,8	im Mittel $\frac{1,6}{4} = \underline{\underline{0,4\%}}$

III. Versuchsreihe:  $\alpha = 12^\circ 41'$ ;  $h = 0,7575$  m [vgl. Abb. 2], Rohr schräg aufwärts.

gemitteltetes . . . $a =$	0,856	1,1655	1,414	1,7125	m
gemessenes . . . $v' =$	1,99	2,60	3,11	3,62	m/sek
errechnetes . . . $v =$	1,99	2,56	3,10	3,63	m/sek
Unterschied $\Delta$ in %	0	1,5	$\approx 0$	$\approx 0$	im Mittel $\frac{1,5}{4} = \underline{\underline{0,4\%}}$

IV. Versuchsreihe:  $\alpha = 27^\circ 28'$ ;  $h = 0,7815$  m [vgl. Abb. 2], Rohr schräg aufwärts.

gemitteltetes . . . $a =$	0,907	1,091	1,201	1,375	m
gemessenes . . . $v' =$	2,06	2,335	2,53	2,80	m/sek
errechnetes . . . $v =$	2,03	2,34	2,53	2,80	m/sek
Unterschied $\Delta$ in %	1,5	$\approx 0$	0	0	im Mittel $\frac{1,5}{4} = \underline{\underline{0,4\%}}$

V. Versuchsreihe:  $\beta = 13^\circ 37'$ ;  $h = 0,6178$  m [vgl. Abb. 3], Rohr schräg abwärts.

gemitteltetes . . . $a =$	0,583	0,730	m
gemessenes . . . $v' =$	1,945	2,53	m/sek
errechnetes . . . $v =$	1,93	2,51	m/sek
Unterschied $\Delta$ in %	0,8	0,8	im Mittel $\frac{1,6}{2} = \underline{\underline{0,8\%}}$

Wenn statt der Winkel  $\alpha$  und  $\beta$  die Neigung des Rohres zur Waagerechten  $1:m$  gemessen wird, lassen sich nach den in Abb. 2 in eckigen Klammern mitgeteilten Werten die Gl. 3) u. 4) auch schreiben

$$3a) \quad v = 2,215 a \sqrt{\left(1 + \frac{1}{m^2}\right) \left(\frac{1}{h + a/m}\right)}$$

und für den schräg abwärts gerichteten Strahl:

$$4a) \quad v = 2,215 a \sqrt{\left(1 + \frac{1}{m^2}\right) \left(\frac{1}{h - a/m}\right)}$$

Diese Ausdrücke lassen sich mit dem Rechenstab sehr leicht ausrechnen und sind deshalb für den praktischen Gebrauch geeigneter als Gl. 3) u. 4).

Zur Feststellung der praktischen Verwendbarkeit dieses vom Verfasser ausgebildeten Meßverfahrens wurde die Meßgenauigkeit in der Versuchsanstalt für Wasserbau an der Technischen Hochschule Danzig sorgsam ermittelt; ein Auszug aus den Versuchs-Niederschriften und aus den Auswertungen ist hier in der Zusammenstellung beigefügt. Danach ermittelt sich der durchschnittliche Fehler der Messungen aus den Versuchsreihen I bis V zu  $\frac{4,9 + 1,6 + 1,5 + 1,5 + 1,6}{8 + 4 + 4 + 4 + 2} = \frac{11,1}{22} = \text{rd. } 0,5\%$ .

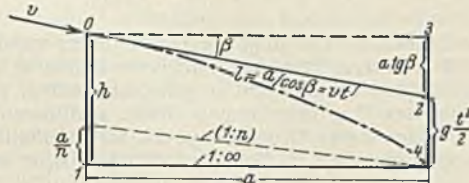


Abb. 3.

Das ist aber eine so vorzügliche Meßgenauigkeit, daß dieses Verfahren wohl eine Beachtung und Verwendung an geeigneten Bauanlagen in der Praxis verdient.

Zum Schluß sei noch eine Messung mitgeteilt, die an einer Talsperre bei einer Druckhöhe von 32 m ausgeführt wurde. Die Verhältnisse entsprachen der in Abb. 1 gegebenen Darstellung, die Rohrweite betrug  $d = 0,30$  m (Querschnitt  $F = 0,071$  m<sup>2</sup>),  $h = 1,0$  m; gemessen wurde  $a_1 = 8$  m und  $a_2 = 12$  m. Demnach ist  $a = \frac{1}{2}(8 + 12) = 10$  m, mithin nach der Gl. 5) die Geschwindigkeit  $v = 2,215 \cdot 10 \sqrt{1/1} = 22,15$  m/sek und  $q = 22,15 \cdot 0,071 = 1,573$  m<sup>3</sup>/sek. Die Geschwindigkeit von rund 22 m/sek war bereits früher einmal ermittelt worden; die theoretisch größtmögliche Geschwindigkeit beträgt  $v = \sqrt{2g \cdot 32} = 25$  m/sek, das Verhältnis der gemessenen zur größtmöglichen Geschwindigkeit beträgt also etwa  $v:V = 22,15:25 = \text{rd. } 0,89$ , was in dem vorliegenden Falle sehr große Wahrscheinlichkeit besitzt, weil nur ein ganz kurzer Rohrstutzen von 0,3 m Weite als Ausflußöffnung diente, der mit gut abgerundeter Einlaufkante versehen war. Die Zuführung geschah durch ein rd. 1,5 m weites Grundablaßrohr, das mit 0,89 m/sek durchflossen wurde und daher keinen großen Druckhöhenverlust ergab.

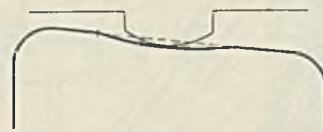
Ein etwaiger Einwand, daß dieses Meßverfahren wohl für kleine Verhältnisse, wie sie in einer Versuchsanstalt vorliegen, brauchbar sei, in der Praxis jedoch unzuverlässig sein könnte, wird damit entkräftet. Die große Meßgenauigkeit läßt sich auch an großen Anlagen erreichen.

## Vermischtes.

**Vorschlag für die Ausbildung von Radreifen und Schiene.** Wenn es gelingen sollte, in der Fabrikation von Stahl noch weitere Verbesserungen, wie sie in letzter Zeit, z. B. durch den Edwischen Stahl, gewonnen wurden, zu erzielen, insbesondere einen Stahl herzustellen, der bei großer Elastizität einen bedeutenden Verschleißwiderstand besitzt, so kann bei Bewegung zweier Stahlflächen aufeinander die erforderliche Größe dieser Flächen vermindert werden. Es könnte in diesem Falle für den Lauf von Rädern auf ebenen Flächen an Stelle der Berührung in mehr oder weniger ausgedehnten, nicht immer aufeinander passenden Flächen eine Berührung in einem theoretischen Punkte vorausgesetzt werden, sofern letzterer vermöge der innerhalb der Elastizitätsgrenze bleibenden Zusammendrückung des Materials sich entsprechend dem jeweiligen Drucke zwischen den zusammenarbeitenden Teilen vorübergehend zu einer genügend großen Fläche erweitert. Die Radreifen von Fahrzeugen, mögen sie auf Straßenflächen aus verschiedenem Material oder auf Stahlschienen von Eisenbahnen rollen, können alsdann statt ebener Laufflächen eine mehr oder weniger gewölbte Form erhalten, die theoretisch eine Punktberührung darstellt. Diese Punktberührung würde für den Lauf von Radreifen durch Kurven ermöglichen, die dabei auftretende, mit Gefahren und Nachteilen für das Fahrzeug verbundene Fliehkraft durch die entgegengesetzt gleich große waagerechte Komponente des Raddruckes im Gleichgewicht zu halten und damit unwirksam zu machen.

In der Abbildung ist der unter vorstehender Voraussetzung hinsichtlich der Beschaffenheit des Stahles vielleicht entwicklungsfähige Gedanke für den Lauf von Radreifen auf Eisenbahnschienen dargestellt. Der Kopf der

Schienen in den Kurven zeigt eine in geneigter Fläche angeordnete Mulde. Die Neigung der Kopffläche, die mit der Neigung in der Muldenmitte übereinstimmt, ist eine solche, daß die von ihr erzeugte waagerechte Komponente des Raddruckes die Fliehkraft ins Gleichgewicht bringt, die bei der für die Kurve vorgesehenen normalen Fahrgeschwindigkeit eintritt, während die Mulde solche stärkere bzw. schwächere Neigungen aufweist, die den von der Fliehkraft bei größerer bzw. geringerer Geschwindigkeit hervorgerufenen seitlichen Bewegungen der Radreifen entsprechen, indem die Mulde nach der Außenseite der Kurve hin steigende, nach der Innenseite hin abnehmende Neigungen enthält.



Die Muldensohle müßte zu diesem Zweck etwa die Form eines Ausschnittes aus einer Parabel erhalten. Die beiden Schienen des Eisenbahngleises liegen bei solcher Ausbildung in gleicher Höhe und stimmen genau überein.

Die erforderliche Beschaffenheit des Stahls vorausgesetzt, dürfte die dargestellte Bauart des Eisenbahngleises in den Kurven vermutlich gestatten, in ihnen annähernd die gleiche Fahrgeschwindigkeit anzuwenden wie in geraden Strecken. Der Kruckenbergsche Propeller-Triebwagen würde alsdann in den Kurven mit größerer Geschwindigkeit rollen können, als bei der kürzlichen Probefahrt in ihnen angewendet wurde. Auch auf manchen anderen Anwendungsgebieten ruhender und bewegter Stahlteile wird jede weitere, wirtschaftlich durchführbare Verbesserung des Materials von Vorteil sein.

Die neuen Wasserstraßen bei Maastricht. Die neuen Wasserstraßen bei Maastricht<sup>1)</sup> bezwecken, den in der Ausführung begriffenen von Norden her einmündenden Julianakanal, der für 2000-t-Schiffe bemessen ist, an die bestehenden Wasserwege (Süd-Willems-Fahrt, Kanal Luik—Maastricht) anzuschließen und die Wasserverhältnisse durch die Stadt hindurch zu verbessern (Abb. 1).



Abb. 1.

Hierzu wurde zunächst eine Staustufe bei Borgharen kurz unterhalb der Mündung des neuen Kanals hergestellt und der Kanal Luik—Maastricht durch eine Kammer-schleuse und einen Stichkanal an die Maas angeschlossen. Diese Arbeiten sind bereits 1929 beendet worden.

in Hand. Es galt hier, den Wasserstand soweit abzusenken, daß der Flußquerschnitt trotz der Ausschaltung des in der Nähe gelegenen sogenannten Heugemischen Überlaufs die größte zu erwartende Wassermenge (3000 m<sup>3</sup>/sek nach den Erfahrungen bei dem Hochwasser vom Januar 1926) mit Sicherheit abführen kann.

Die aus dem 14. Jahrhundert stammende althistorische steinerne Brücke soll erhalten bleiben. Aber die Anpassung an die Erfordernisse der Schifffahrt machte die Beseitigung der beiden letzten Bogen am rechten Ufer

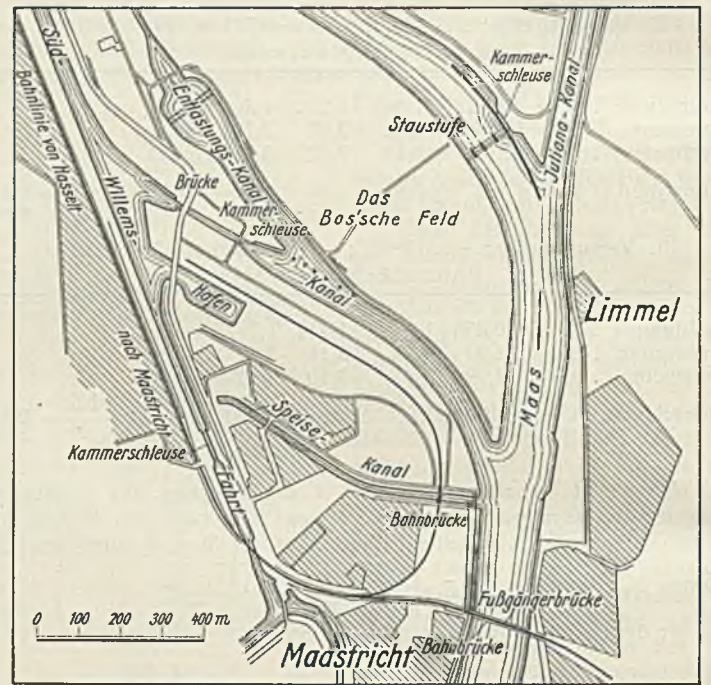


Abb. 2.

erforderlich. Die so gewonnene Öffnung wurde durch Abgraben des Ufers auf 50 m erweitert und durch eine stählerne Vollwandbrücke überspannt. Diese soll später um 2 m gehoben werden, so daß eine freie Durchfahrthöhe von 7 m über dem höchsten schiffbaren Wasserstand entsteht.

Eine neue Brücke liegt 270 m unterhalb der alten. Sie wurde von vornherein den Bedürfnissen der Schifffahrt angepaßt. Mit Rücksicht auf

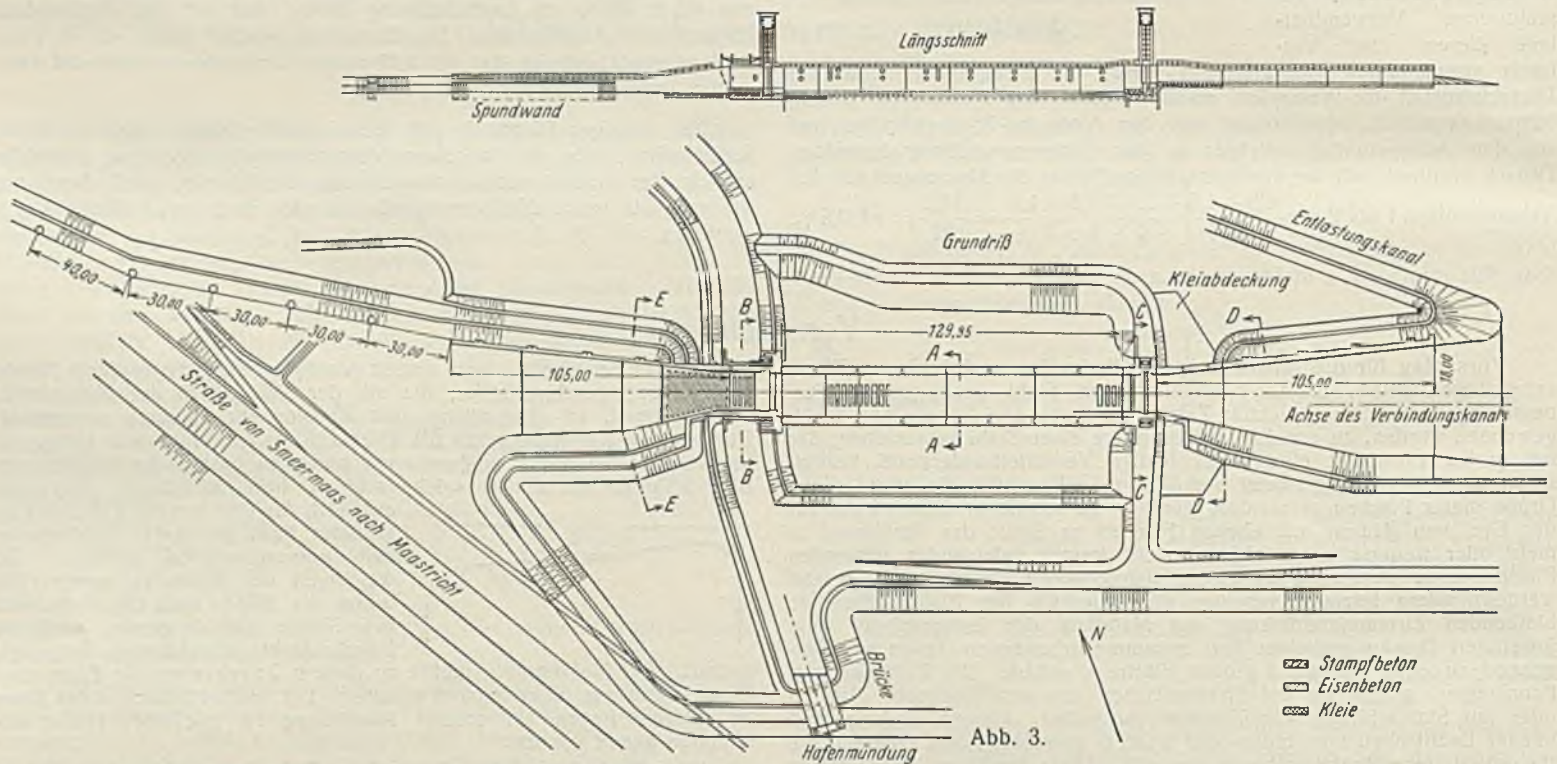


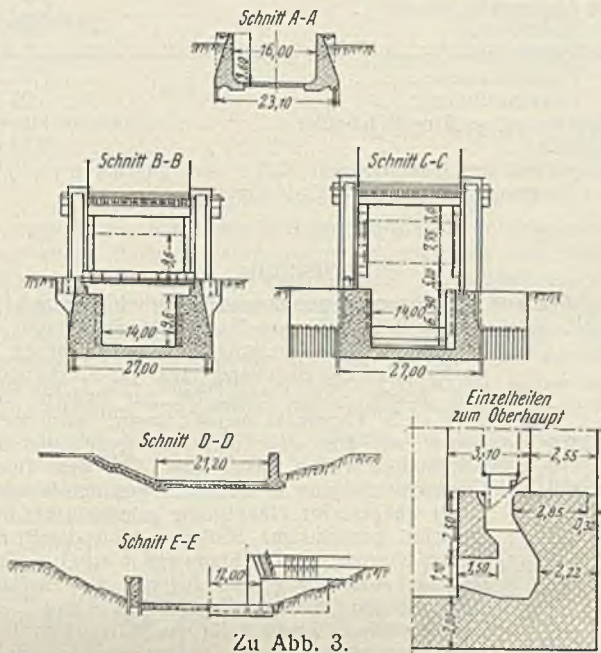
Abb. 3.

Die weiteren Aufgaben erstrecken sich auf die Schiffbarmachung der Maas im Stadtbezirk und die Verbindung der Süd-Willems-Fahrt mit dem Fluß durch eine Schleuse. Dieses Ziel bedingt eine größere Anzahl baulicher Maßnahmen, die zur Zeit in der Ausführung begriffen sind. Mit der für die Schifffahrt erforderlichen Räumung des Flußbettes im Stadtbezirk ging die Verbesserung der Hochwasserverhältnisse Hand

das Stadtbild wurde sie mit Ausnahme der Schifffahrtöffnung in Stein ausgebildet. Fünf Öffnungen von je 20,80 m Lichtweite überspannen den Fluß, getrennt durch 4 m breite Pfeiler. Der Abschluß gegen die Schifffahrtöffnung hin ist aus statischen und ästhetischen Gründen durch einen besonders kräftigen Pfeiler betont. Die Gründung der Pfeiler geschah zwischen eisernen Spundwänden im Trocken. Die sichtbaren Teile wurden mit Naturstein verkleidet. Die Pfeilergründung wurde im Jahre 1929 ausgeführt, der aufgehende Teil 1930 in Angriff genommen. Aus ästhe-

<sup>1)</sup> „De Ingenieur“ 1930, Nr. 35, vom 29. August.

tischen Gründen mußte die Konstruktionshöhe der stählernen Überbrückung der Schiffahrtöffnung auf eine Höhe von 2,70 m, d. i.  $\frac{1}{20}$  der Stützweite, beschränkt werden. Dies bedingte die Ausbildung als doppelwandiger Portalrahmen mit beiderseits festen Gelenken. Auch fand hochwertiger Flußstahl mit 52 bis 62 kg/mm<sup>2</sup> Festigkeit Verwendung.



Die Schiffahrtrinne ist durch eine Mauer, die die beiden Brücken miteinander verbindet und 1 m über den Stauspiegel reicht, gegen den Fluß hin abgegrenzt. Durch Abgrabungen wurden gleichzeitig die Ufer begradigt und der stetige Hochwasserabfluß gefördert. Das Flußbett wurde 1930 geräumt.

Als weitere Aufgabe wurde die Verbindung der Süd-Willems-Fahrt mit der Maas in Angriff genommen (Abb. 2). Die hier geplanten Anlagen schränken den bisher für den Hochwasserabfluß vorhandenen Querschnitt ein. Es sollte aber darüber hinaus eine Absenkung der Wasserstände erzielt werden. Aus diesem Grunde mußte insgesamt für 800 m<sup>3</sup>/sek eine neue Abflußmöglichkeit geschaffen werden. Da die bereits fertiggestellte Staustufe bei Borgharen eine weitere Vertiefung des Flußbettes nur in geringem Ausmaße zuließ, blieb nur mehr der Weg eines Flutkanals offen. Er zweigt von dem Zuleitungskanal zur Süd-Willems-Fahrt seitlich ab. Ein Überfall mit 130 m Kronenbreite und einer Höhenlage von 20 cm unter dem Stauziel der Stufe bei Borgharen (auf Kote 44,00) gestattet die Abführung der gewünschten Wassermenge und den hochwasserfreien Abschluß der Kammerschleuse.

Von dieser Kammerschleuse im Bosschen Feld gibt Abb. 3 einen allgemeinen Überblick. Sie ist wie der Julianakanal für 2000-t-Schiffe bemessen (136 × 16 × 3,60 m), obgleich der anschließende Kanal vorläufig nur Schiffe bis zu 450 t Ladung aufnehmen kann. Die Kammer ist so geräumig, daß sie schon jetzt einen Schlepp mit vier Schiffen von je 600 t, die jedoch im Kanal von 1,90 m Tiefe nicht voll ausgelastet werden können, oder einen Schlepp mit einem 2000-t-Schiff faßt. Die Vertiefung des Kanals wurde auf eine spätere Zeit zurückgestellt. Bei der Platzaufteilung trug man der Anlage einer zweiten Schleuse Rechnung. Auch der notwendige Raum für Umschlagplätze, Hafenanlagen und Bahnanschluß wurde vorgesehen.

Der Verschuß der Schleuse war für Wasserspiegelschwankungen von 3,25 bis 5,07 m zu bemessen (der Wasserstand des Kanals schwankt zwischen Kote 40,00 und 40,75, der der Maas zwischen 44,00 und 46,30).

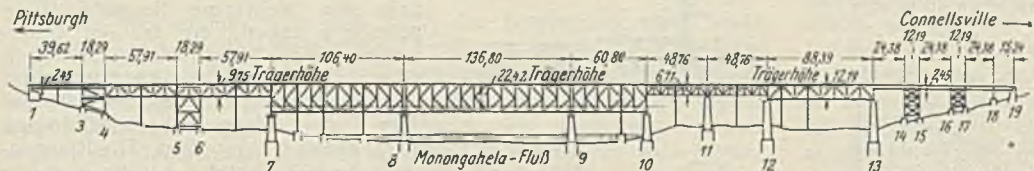


Abb. 1. Brücke über den Monongahela-Fluß der Pittsburg u. West Virginia-Eisenbahn.

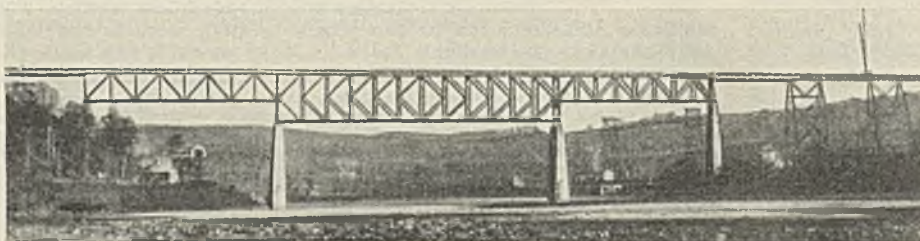


Abb. 2. Brücke über den Youghiogheny-Fluß.

Als Verschußkörper wählte man Hubtore, die leicht zu kontrollieren sind, keine beweglichen Teile dauernd unter Wasser haben, leicht ausgebessert und ersetzt werden können. Es gewährt große Sicherheit, daß sie selbst bei größtem Wasserdruck noch verschlossen werden können.

Da das Niederwasser in der Kammer mit dem Drempeel des Oberhauptes ungefähr auf gleicher Höhe liegt, konnte der Strömungen wegen eine unmittelbare Füllung durch langsames Anheben des Tores nicht in Betracht kommen. Es wurden daher unter der eigentlichen Torschwelle besonders ausgebildete Öffnungen vorgesehen, deren Form durch Versuche an der Technischen Hochschule in Delft erprobt wurde (vgl. Abb. 3). Für die Entleerung kam man mit einfacheren Einrichtungen aus: Die Schwelle des Tores am Unterhaupt wurde um 50 cm tiefer gesetzt, so daß beim Heben das ausströmende Wasser gegen einen Drempeel stößt und sich dadurch rascher beruhigt. Außerdem ist durch Vertiefungen in dem Vorboden die Sohle rau gemacht. Auch die starke Verbreiterung des Auslaufes trägt zur Vernichtung der lebendigen Kraft des Wassers bei.

Die Kammermauern reichen bis auf 50 cm über den höchsten Kanalwasserstand. Auf eine möglichst einfache Gestaltung wurde im Interesse eines raschen Baufortschrittes Wert gelegt. Um den Erddruck zu vermindern, wurden sie auf die letzten 2 m nicht hinterfüllt. Zur Ermöglichung des Verkehrs mußte ein Laufsteg von 3 m Breite ausgekragt werden. Der Mauerfuß erhielt eine leichte Eisenbewehrung. Die Kammermauern sind durch Querrippen gegenseitig abgestützt. Sie bleiben unverkleidet. Von den Häuptern erhielten die Teile, die mit dem fließenden Wasser beim Füllen und Entleeren in Berührung kommen, eine Sicherung durch eine 1 cm starke Stahlbetonschicht. Beide Häupter können mit Hilfe von Nadeln trockengelegt werden. Für den Fall, daß ein Tor ernstlich beschädigt werden sollte, ist außerdem am Unterhaupt noch ein Reserveverschluß mit Nadeln vorgesehen.

Schiffe ohne eigene Antriebskraft sollen durch Lokomotiven aus der Schleuse gezogen werden können. Diese Maschinen laufen auf Leitmauern, die in einer Länge von 105 m vorgesehen sind. Wie bei den neueren deutschen Ausführungen springen diese Mauern zurück, so daß die vor der Schleuse wartenden Schiffe die Ausfahrt nicht versperren.

Gegen Hinter- und Unterspülung wurden unter allen Mauern kurze Stahlpundwände gerammt, die bis in den vorgelagerten Untergrund reichen. Außerdem wurde, anschließend an den Vorboden der Schleusenhäupter, eine Kleilage angeordnet und diese mit einer Eisenbetonplatte gesichert. In gleicher Weise wurden auch die Deichböschungen, die an das Außenhaupt anschließen, mit Klei abgedeckt. Bei der Ausführung wurde die Baugrube in verschiedenen Abteilungen vollständig mit eisernen Spundwänden umgeben, die eine Ausführung im Trockenem gestatteteten.

Mit den Arbeiten des Verbindungskanals und der Schleuse wurde im Jahre 1930 begonnen.

— van —

**Brückenträger für große Stützweiten.** In Eng. News-Rec. 1931, Bd. 106, Nr. 14 vom 2. April, S. 553, werden zwei ausgeführte Beispiele von Brücken erläutert, bei denen sich für die Hauptöffnungen Parallelträger mit Füllstäben im K-Verbande als besonders geeignet erwiesen haben. Es sind dies die Brücken über den Monongahela- und den Youghiogheny-Fluß einer neuen Strecke der Pittsburgh & West Virginia-Eisenbahn. Die erste Brücke zeigt die besondere Trägerform, wie aus Abb. 1 ersichtlich, über drei Öffnungen von 106,4 m, 136,8 m und 60,8 m Weite, während die zweite einen derartigen Parallelträger nur in der Hauptöffnung von 112,5 m Weite hat (Abb. 2).

Bei der Monongahela-Brücke sind für die drei Hauptöffnungen eine obere Fahrbahn für die Pittsburgh & West Virginia-Eisenbahn und eine untere Brückenbahn vorgesehen, wobei die letztere als Verbindung eines zu beiden Seiten des Flusses ge-

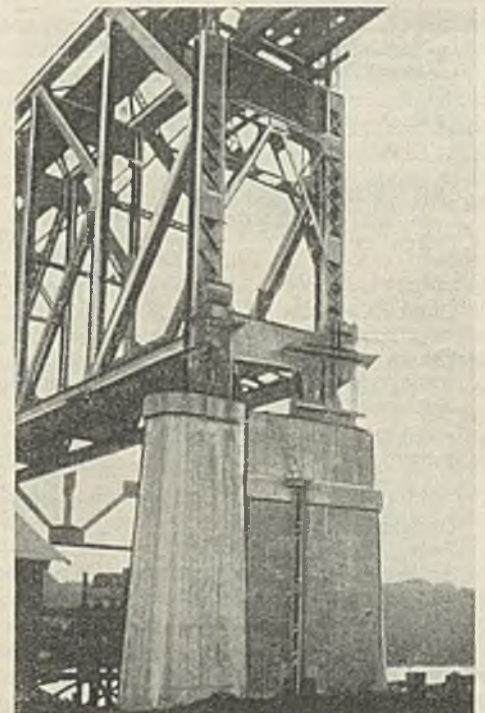


Abb. 3. Portal der unteren Fahrbahn zu Abb. 2.

legenen Stahlwerkes der Pittsburg Steel Co. dienen soll. — Die Hauptträger dieser Brücke sind 22,42 m hoch und haben einen Mittenabstand von 7,6 m; der Hauptträger der Youghiogheny-Brücke hat nur eine Höhe von 18,75 m.

Die Vorteile gegenüber anderen Trägersystemen zeigten sich bei dem Entwurf in dem niedrigen Eigengewicht und in den nachweislich geringen Nebenspannungen. Die Wirtschaftlichkeit solcher Träger wurde bei Stützweiten von 106,4 m an nachgewiesen; sie kommen also eigentlich nur für zwei Öffnungen der Monongahela-Brücke in Betracht; für die dritte Öffnung (von 60,8 m) wurde das System lediglich der Gleichmäßigkeit halber angewendet.

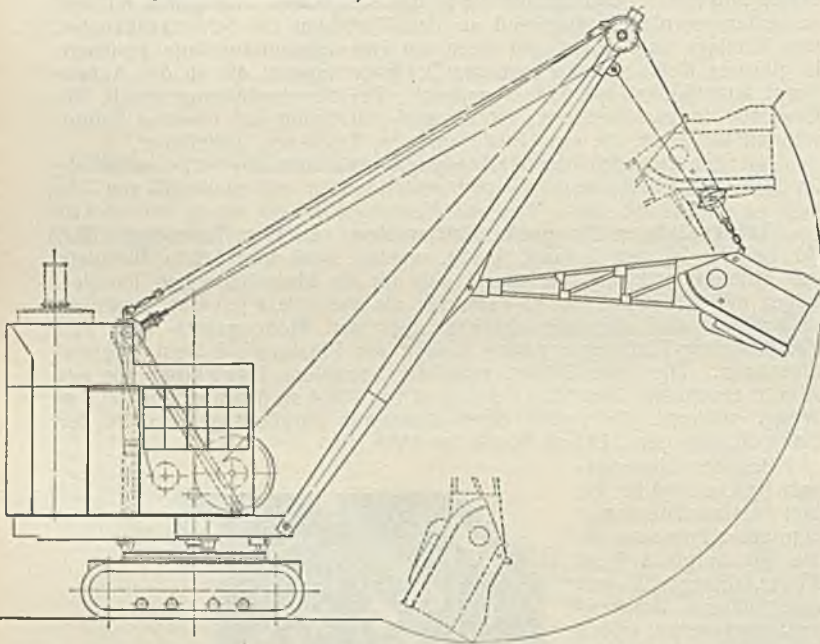
Auf Verlangen des Kriegsdepartements mußten die Träger der Hauptöffnungen von 136,8 m der Monongahela-Brücke und von 112,5 m der Youghiogheny-Brücke von den Seitenträgern aus vorgestreckt werden, damit die Schifffahrt in diesen Öffnungen nicht gestört wurde. Diese Maßnahme bedingte einen etwas höheren Materialverbrauch, als das System unter gewöhnlichen Bedingungen erfordert hätte.

Die Errichtung der Brücken wurde von der American Bridge Co. unter Anwendung eines Montageverfahrens durchgeführt, das in Eng. News-Rec. 1930 vom 28. August, S. 318, näher erläutert ist.

Abb. 3 zeigt das Portal der unteren Fahrbahn der Monongahela-Brücke über einem Pfeiler. Zs.

**Der Löffelkran, ein neues Hilfsmittel für Bauarbeiten.** Diese Einrichtung ist eine Vereinigung eines Drehkranes auf Raupenketten mit einem Löffelbagger (Abb. 1). Die Hauptabmessungen des Drehkranes für Haken- oder Greiferbetrieb sind:

Breite des Unterwagens . . . . .	3100 mm
Länge des Unterwagens über Raupenkette . . . . .	3300 "
Raupenkettensbreite . . . . .	500 "
Rückwärtige Ausladung des Oberwagens . . . . .	2750 "
größte Breite des Oberwagens . . . . .	2800 "
Durchfahrhöhe bei gesenktem Ausleger . . . . .	4650 "
Länge des Auslegers, gerade oder geknickt . . . . .	10 bzw. 11 m
Dienstgewicht bei Dampfantrieb 29 t, bei Dieselantrieb 28,5 t, bei Elektroantrieb 27,5 t.	



Die Arbeitsgeschwindigkeiten betragen:

a) mit Dampfantrieb	
Heben . . . . .	bis 3500 kg Last etwa 40 m/min
	7000 " " " 20 "
	10000 " " " 13 "
Drehen . . . . .	leer 4 U/min
	belastet je nach Größe der Last 1,5 bis 2,5 U/min
Fahren . . . . .	1000 bis 1200 m/h
Anlegereinziehen von der tiefsten bis zur höchsten-Stellung	35 sek
Kohlenverbrauch bei Dauerbetrieb . . . . .	250 bis 300 kg/10 h
b) mit Diesel- oder Elektroantrieb	
Heben . . . . .	bis 3500 kg Last etwa 30 m/min
	7000 " " " 15 "
	10000 " " " 10 "
Drehen . . . . .	leer 3 U/min
Fahren . . . . .	1000 m/h
Auslegereinziehen von der tiefsten bis zur höchsten Stellung	45 sek
Leistung des Dreizylinder-Viertaktmotors . . . . .	40 PS
Überlastbarkeit des Motors . . . . .	10 bis 15%
Brennstoffverbrauch . . . . .	3 bis 4 kg/h
Schmierölverbrauch . . . . .	0,2 bis 0,3 kg/h
Leistung des Elektromotors . . . . .	35 PS

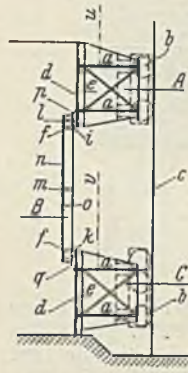
An dem geraden Ausleger dieses Kranes ist der Stiel eines Löffels drehbar angesetzt. Beim Arbeiten wird der Löffel durch schnelles Senken

des Auslegers vorgestoßen. Die Leistung des Löffelkranes ist wesentlich größer als die des Greiferkranes, da die Bewegungen infolge des starr geführten Löffels rascher ausfallen als bei Greiferbetrieb. Die Windekraft beträgt rd. 7000 kg. Die Hauptabmessungen des Löffelkranes (Ausführung Orenstein & Koppel AG.) sind:

größte Auslegerausladung . . . . .	6,5 m
Reichweite . . . . .	9,0 "
Reichhöhe . . . . .	7,5 "
Ausschüttweite . . . . .	7,5 "
Ausschütthöhe . . . . .	5,25 "
Reichweite bei größter Reichhöhe . . . . .	8,5 "
Löffelinhalt . . . . .	0,75 m <sup>3</sup>
Dienstgewicht bei Dampfantrieb 32,5 t, bei Dieselantrieb 32 t, bei Elektroantrieb 31 t.	R.

**Patentschau.**

**Rollschütz aus mehreren gegeneinander verschiebbaren Teilen.** (Kl. 84a, Nr. 509 908 vom 2. 9. 1927 von Vereinigte Stahlwerke AG. in Düsseldorf.) Um einen Stahlkörper zu schaffen, dessen ganzes Trägerwerk hinter der Stauwand, also im Trocken, liegt und dessen Krone etwa bis zur halben Stauhöhe oder mehr abgesenkt werden kann, wird der Wehrkörper aus drei oder mehreren gegeneinander verschiebbaren Teilen hergestellt. Bei dem Ober- und Unterschütz A und C wird der gesamte Wasserdruck durch waagerechte Hauptträger a mittels der Rollen b auf eine gemeinsame Schiene c und damit auf die Pfeiler übertragen. Die Stauwand d erhält I-Träger e, die zur Aussteifung und zugleich als Laufschienen für die Rollen f dienen. Die Schütze A und C erhalten Führungsklauen i und k für das Mittelschütz B. Letzteres besteht aus dem Stauwandblech n und dem Aussteifungseisen o; zwischen die I-Eisen o sind Rollen f eingeschaltet, die den Wasserdruck auf die I-Träger e des Ober- und Unterschützes abgeben. Die I-Eisen o erhalten Anschläge l und m, die sich auf die Anschläge i und k aufsetzen. Die Abdichtung des Mittelstückes B gegen die Schütze A und C geschieht durch Federbleche p und q. Die Hubkette u treibt das Oberschütz, eine Kette v das Unterschütz an. Das Mittelschütz wird durch die Anschläge i und l bzw. k und m angehoben.



des Mittelstückes B gegen die Schütze A und C geschieht durch Federbleche p und q. Die Hubkette u treibt das Oberschütz, eine Kette v das Unterschütz an. Das Mittelschütz wird durch die Anschläge i und l bzw. k und m angehoben.

**Trogförmige eiserne Spundbohle.** (Kl. 84c, Nr. 513 105 vom 9. 6. 1928 von Paul Albrecht in Dortmund.) Die trogförmige Spundbohle mit zwei symmetrisch zum Boden verlaufenden Flanschen gleicher Breite und einem in Richtung des Bodens nach außen verlaufenden Ansatz an dem einen Flansch wird derart ausgebildet, daß die Breite des Ansatzes etwa gleich der Breite des Bodens ist. Hierdurch kann man aus solchen Bohlen sowohl einfache wie auch Wände in Kastenform herstellen. Die trogförmige Bohle (Abb. 1) e-f-g-h hat gleich breite Flanschen g-h und f-e und einen Ansatz e-i; die Bohlen a und b für Kastenwände (Abb. 2) werden mit den glatten Rückenflächen der Böden gegeneinandergerammt und bei c verschweißt.

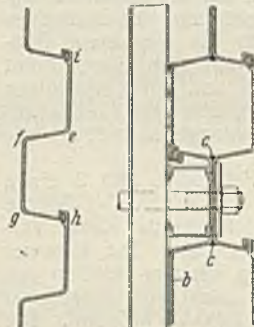
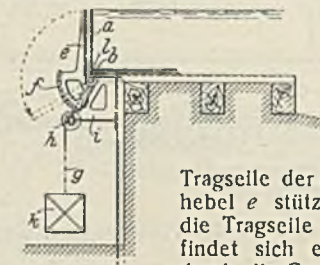


Abb. 1. Abb. 2.

**Selbsttätiger Stauladen für Grundwehre.** (Kl. 84a, Nr. 519 510 vom 20. 7. 1928 von Ernst Hänblier in Steinen, Baden.) Der Stauladen wird aus einzelnen bis 2 m breiten einfachen Aufsatzklappen a hergestellt, die durch zweiarmlige Gewichtshebel e, f gestützt sind und gemeinsame, unterhalb der Wehrkrone liegende Drehgelenke b haben, die auf der Unterwasserseite der Wehrkrone an den konsolartigen Auslegern i gelagert sind. Am Ausleger sind Leitrollen k für die am Arm f der Klappenhebel befestigten Tragseile der Gegengewichte k angeordnet. Die Klappenhebel e stützen sich beim Fallen der Klappe a gegen die Tragseile g. An der Längsseite der Wehrkrone befindet sich ein Anschlag l, gegen den die Klappen a durch die Gegengewichte k angedrückt werden, wodurch sämtliche Aufsatzklappen in eine Ebene gestellt werden und hierdurch das Wehr dicht abschließen.



sämtliche Aufsatzklappen in eine Ebene gestellt werden und hierdurch das Wehr dicht abschließen.

**INHALT:** Der Bau der neuen Rheinbrücke bei Ludwigshafen (Rhein)—Mannheim. — Die Noßbaggerarbeiten für die Nordschleusenanlage in Bremerhaven. — Herstellung eines Fallhammerfundamentes bei Abfangung einer benachbarten Frontwand und von Einzelfundamenten. — Ballistische Wassermengen-Ermittlung. — Vermischtes: Vorschlag für die Ausbildung von Radreifen und Schiene. — Neue Wasserstraßen bei Maastricht. — Brückenträger für große Stützweiten. — Löffelkran, ein neues Hilfsmittel für Bauarbeiten. — Patentschau.