

DIE BAUTECHNIK

10. Jahrgang

BERLIN, 1. Januar 1932

Heft 1

Alle Rechte vorbehalten.

Die Hugo-Preuß-Bücke in Berlin.

(Neubau der Überführung des Friedrich-Karl-Ufers über den Humboldthafen).

Von Dipl.-Ing. Wilhelm Cornehlis, Magistrats-Oberbaurat, Berlin.

Vorbemerkung. Eine bereits 1928 beabsichtigte Veröffentlichung über die Hugo-Preuß-Brücke wurde auf Wunsch des Verfassers zurückgestellt, bis die wissenschaftliche Auswertung der experimentellen Untersuchung eines Augenstabes vorlag, die gleichzeitig mit dem Brückenneubau beim Staatlichen Materialprüfungsamt in Berlin-Dahlem im großen Ausmaße vorgenommen wurde. Nachdem nunmehr das Gesamtergebnis vorliegt, veröffentlicht Verfasser abschließend den folgenden Aufsatz.

Mittelpfeiler vorgenannter Überführung aus in nordsüdlicher Richtung über die Spree zur Alsenstraße und ist nicht erneuert worden (Abb. 1 u. 2).

Diese alte Bauanlage war nach Größe und Gesamtanordnung der bedeutendste Berliner Brückenbau ihrer Zeit; ihrer Gestaltung und Geschichte sei daher einleitend ein kurzer Abriss gewidmet.

Die Alsenbrücke wurde erbaut in den Jahren 1858 bis 1865 an der Einmündung des sich hier zum Humboldthafen erweiternden Spandauer

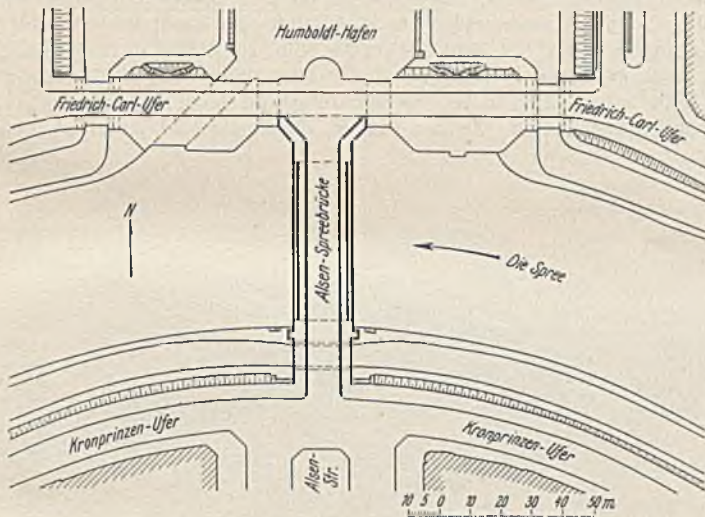


Abb. 1. Alsenbrücke 1899 bis 1925. Lageplan.

Vorgeschichte.

Die im Jahre 1928 fertiggestellte Hugo-Preuß-Brücke in Berlin verbindet die zu beiden Seiten des Humboldthafens gelegenen Teile des Friedrich-Karl-Ufers und ist an die Stelle einer Brückenanlage getreten, die aus zwei Teilen von zusammen T-förmigem Grundriß bestand. Der eine westöstlich gerichtete Teil überführte das Friedrich-Karl-Ufer mittels



Abb. 3.

Blick auf Alsenbrücke, Humboldthafen und Lehrter Bahnhof 1882.

Schiffahrtskanals (fertiggestellt 1859) in die Spree (Abb. 3). Die Wasseroberfläche war ringsum von breiten, tief liegenden Ladestraßen und Lagerplätzen eingefasst, hinter denen sich, getrennt durch Böschungen in Werksteinmauerwerk, aber verbunden durch Treppen, die etwa 4 m höher liegenden Verkehrsstraßen erstreckten. Diese hohe Lage des Straßengebietes ermöglichte es, von der in den vorhergehenden Jahrzehnten in Berlin durchweg ausgeführten und auch hier in Erwägung gezogenen Form der Klappbrücke abzusehen und feste Überbauten zu errichten. Die Überführung des Friedrich-Karl-Ufers führte in zwei Landöffnungen

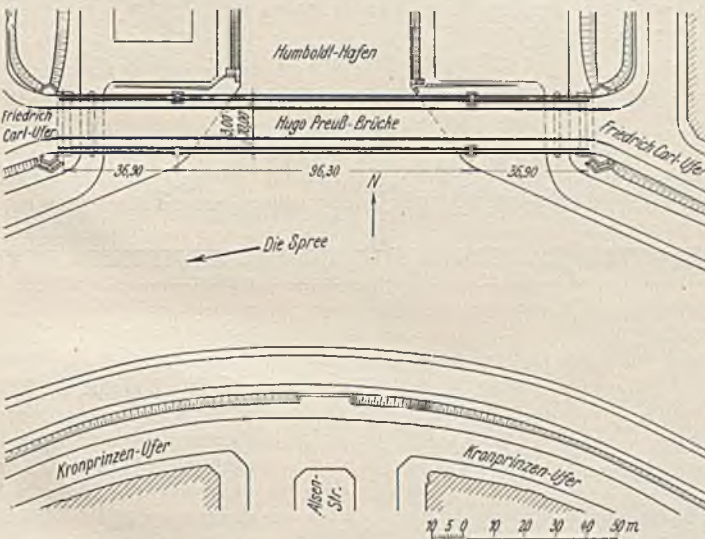


Abb. 2. Hugo-Preuß-Brücke. Lageplan.



Abb. 4. Gußeiserne Tragkonstruktion der Brücke von 1865.

mehrerer Öffnungen über den Humboldthafen und ist durch die neue Brücke ersetzt worden. Der andere Teil, die Alsenbrücke¹⁾, ging vom

über die Ladestraßen und in zwei geraden und einer erst später zur Erleichterung der Schifffahrt einseitig eingefügten schrägen Öffnung (Spannweiten: 7 bzw. 9 m) über die Hafeneinfahrt; die Alsen-Spree-Brücke führte von dem zwischen den beiden geraden Öffnungen liegenden Mittelpfeiler dieser Überführung aus in drei Öffnungen von 16,50 m Spannweite über die Spree und in einer weiteren Öffnung über die Ladestraße am Kronprinzen-Ufer. Die Durchfahrthöhe betrug rd. 4 m über dem gesenkten

¹⁾ Obwohl nur die eigentliche Spreebrücke Alsenbrücke hieß, wurde doch häufig das ganze Bauwerk so benannt; dieser Brauch ist der Kürze halber im folgenden beibehalten worden, während die eigentliche Spreebrücke zur Unterscheidung Alsen-Spree-Brücke genannt wird.



Abb. 5. Fliegeraufnahme aus dem Jahre 1913.

Hochwasser. Abgesehen von der schrägen Hafeneinfahrt war die ganze Anlage in bezug auf die gemeinsame Achse der Alsen-Spree-Brücke und Alsenstraße symmetrisch. Die Tragkonstruktion der Überbauten bestand aus Bogenrippen in Gußeisen nach Abb. 4. Die in Backsteinmauerwerk ausgeführten Pfeiler waren auf Pfahlrost gegründet. Die massiven Brückenteile hatten Steinbrüstungen, die Überbauten reich verzierte Geländer aus Eisenguß nach einem Entwurf von Stüler.

Die Alsen-Spree-Brücke wurde infolge Mängel der gußeisernen Tragkonstruktion bereits 1890 für Fuhrwerke gesperrt und 1898 und 1899 durch einen Neubau ersetzt. Ein flußeiserner Überbau überbrückte als Zweigelenkbogenkonstruktion nunmehr die Spree in einer Öffnung von 50 m Spannweite (Abb. 5). Dieses bereits neuzeitliche Bauwerk hat später einer Reihe von Berliner Brücken als Vorbild gedient³⁾. Mehr als 25 Jahre standen beide Bauwerke, die neue Spreebrücke und die alte Überführung des Friedrich-Karl-Ufers, noch beieinander, obwohl das alte Bauwerk sich immer mehr als baufällig und verkehrshindernd erwies und obwohl Neubaupläne schon in der Vorkriegszeit entstanden. Im Jahre 1924 lag ein zur Ausführung reifer Entwurf vor, der die Überführung des Friedrich-Karl-Ufers über den Hafen mittels zweier schräger Einfahrten von rund 21 m Lichtweite vorsah (Abb. 6). Die Überbauten waren in Eisenkonstruktion geplant; zwei an die Außenseite der Bürgersteige gelegte vollwandige, zweistegige Blechbalken dienten als Haupttragkonstruktion. Die T-förmige Gesamtanlage wäre bei diesem Plan in nunmehr völlig symmetrischer Anordnung erhalten geblieben. Der Entwurf wurde jedoch beiseitegelegt und die Entwurfbearbeitung nahm, von neuen Gesichtspunkten beeinflusst, eine andere Richtung an.

Nach der inzwischen erfolgten Eröffnung des Westhafens und der noch zu erwartenden Beendigung des Ausbaues der großen Binnenwasserstraßen: Mittellandkanal, Ihle-Plauer Kanal und Spree-Oder-Kanal treten künftig an die Wasserstraßen im Weichbilde der Stadt Berlin neue Anforderungen heran. Es wird notwendig sein, sie einem gesteigerten Verkehr mit größeren Fahrzeugen durch Beseitigung enger Durchfahrten, durch Verbesserungen in der Linienführung und durch Schleusenumbauten allmählich anzupassen. Zu den Plänen, die dieses Ziel verfolgen, gehört

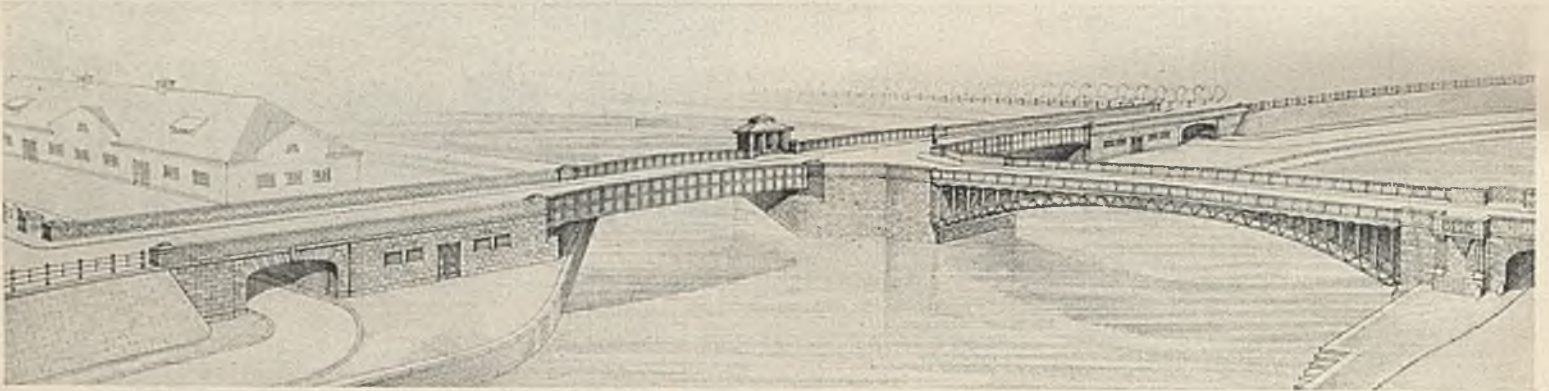


Abb. 6. Entwurf aus dem Jahre 1924 (nicht zur Ausführung gekommen).

Obwohl die Alsenbrücke in manchen Einzelheiten der Konstruktion von vornherein unzulänglich war, und manche Abmessungen für heutige Begriffe winzig anmuten, so war hier doch nach langem Darniederliegen des Berliner Brückenbaues²⁾ zum ersten Male eine städtebaulich einheitliche Gesamtanlage von eingefassten Wasserflächen, Lade- und Uferstraßen sowie Brücken entstanden — auch die gleichzeitig erbaute Unterspreebrücke (an Stelle der heutigen Moltkebrücke) fügte sich harmonisch in

auch der Ausbau eines Wasserverkehrsweges von der Charlottenburger Schleuse über den Westhafen zur Spree am Humboldthafen, der, unter Benutzung des teilweise zu begradigenden Spandauer Schiffahrtskanals und nach Vornahme eines Durchstichs von der Charlottenburger Schleuse zum Westhafen, die Zufahrt zu diesem Hafen von Westen her verbessert und dem Schiffsverkehr die Durchfahrt des sehr gewundenen Spreeaufs zwischen der Charlottenburger Schleuse und dem Humboldthafen erspart.

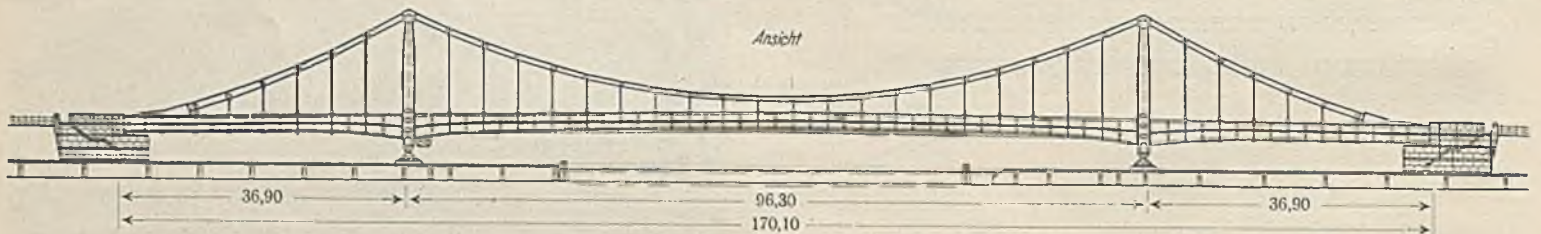


Abb. 7. Ausgeführter Entwurf.

den Gesamtrahmen ein —, die einer gewissen Großartigkeit nicht entbehrte und die dazu beigetragen hat, daß auf dem benachbarten Gelände zwischen Spree und Tiergarten eins der vornehmsten Wohnviertel Berlins entstand.

²⁾ Seit der 1823 beendigten Schloßbrücke von Schinkel waren in Berlin nur unbedeutende Holz- und Klappbrücken gebaut worden.

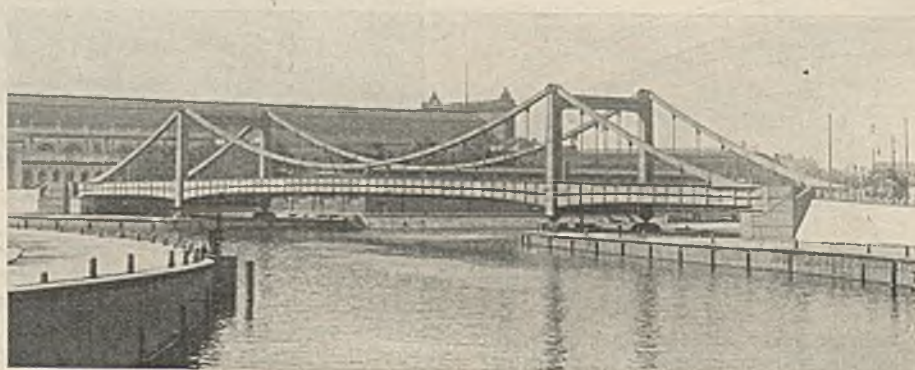


Abb. 8. Hugo-Preuß-Brücke. Schaubild.

Die Einfahrt am Friedrich-Karl-Ufer erhielt durch diesen Plan eine neue Bedeutung. Als Einmündung einer für die Zukunft bedeutungsvollen Wasserstraße in die Spree war sie so geräumig und übersichtlich zu gestalten, daß der durchgehende Schiffsverkehr möglichst ungehinderte Fahrt hat. Die

³⁾ Hansabrücke, Gotskowskybrücke u. a.

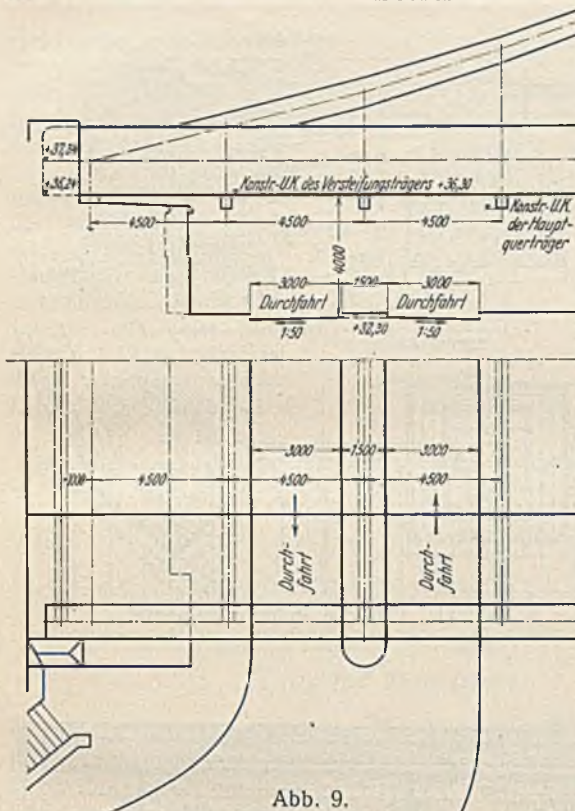


Abb. 9.
Anordnung der Durchfahrt in der Seitenöffnung.

Als en-Preuß-Brücke schon immer hinter demjenigen auf der Überführung des Friedrich-Karl-Ufers zurücktrat und überdies von der benachbarten Moltkebrücke und Kronprinzenbrücke aufgenommen werden konnte, wurde diesem Vorschlag stattgegeben.

Allgemeines.

Auf dieser Grundlage entstand der zur Ausführung gekommene Entwurf einer — wie die alte Überführung — vom Wilhelm-Ufer bis zum Alexander-Ufer reichenden Hängebrücke von 170,10 m Gesamtlänge, die die sich nunmehr aus einer Breite von 60 m trichterförmig erweiternde Ausfahrt vom Humboldthafen zur Spree in einer Mittelöffnung von 96,30 m und das beiderseitige Hafengelände in zwei Seitenöffnungen von 36,90 m überspannt (Abb. 7 u. 8). Aus den Bedingungen des Grundrisses heraus ergibt sich demnach als Verhältnis von Seitenöffnung zu Mittelöffnung rd. 1 : 2,6 gegenüber dem sonst bei dem hier gewählten System üblichen Wert 1 : 2. Wie ihr größeres Vorbild, die Köln-Deutzer Hängebrücke, hat das Bauwerk an der Außenseite der Bürgersteige liegende, vollwandige, zwei-stegige Versteifungsträger, die gleichzeitig als Brüstung dienen, ferner Bolzengelenkketten und Pylonen in Eisenkonstruktion. Auch ist, wie bei der Köln-Deutzer Brücke, der waagerechte Zug aufgehoben worden. Bei einer Achsen-Entfernung der Haupttragwände von 17 m und bei einer Breite des Versteifungsträgers von rd. 1 m beträgt die lichte Breite von Bürgersteigen und Fahrbahn $16 = 3 + 10 + 3$ m. Die Brückengradiente, die eine Steigung von 1 : 75 mit einer Übergangsparabel in den neun mittleren Feldern aufweist, ist am Endauflager gegen den früheren Zustand um rd. 40 cm gehoben. Eine weitere Hebung ließ die östliche Zufahrtrampe mit ihrer dicht an die Brücke heranreichenden Bebauung nicht zu, obwohl sie zur Erlangung einer größeren Durchfahrthöhe unter den seitlichen Landöffnungen wünschenswert gewesen wäre. Wie hier trotzdem unter Ausnutzung des Unterschiedes zwischen K.U. Hauptträger und K.U. Versteifungsträger die von den Aufsichtsbehörden geforderte lichte Höhe von 4 m erreicht wurde, zeigt Abb. 9. Die Höhe der Schiffsdurchfahrt der Mittelöffnung ist mit rd. 6,20 m in der Mitte und 5,65 m an den Seiten bei NW + 30,50 sehr reichlich bemessen.

Auf der Brücke liegen zwei Straßenbahngleise. Die Fahrbahn hat Holzplasterung; die Bürgersteige sind mit Eisenbetonplatten unter Gußasphalt abgedeckt. Beleuchtet wird die Brücke durch sechs elektrische Lampen in Fahrbahn-Mittellinie. Unter Bürgersteigen und Fahrbahn sind Leitungen verschiedener Art untergebracht. In der Mittelöffnung ist ein Untersuchungswagen eingebaut worden.

Der Versteifungsträger ist als durchlaufender Träger auf vier Stützen — drei Gelenke in der Mittelöffnung wurden nach Fertigstellung der Brücke geschlossen — durch die geschlitzten Pylonenständer mit seitlichem Spiel hindurchgeführt und im westlichen Pylon fest, im östlichen dagegen und an den Endwiderlagern beweglich gelagert, die Stegblechoberkante läuft zur Straßengradiente parallel (lotrechter Abstand: Stegbl. O.K.-Gradiente 1,16 m), die Unterkante des normalerweise 2,20 m hohen

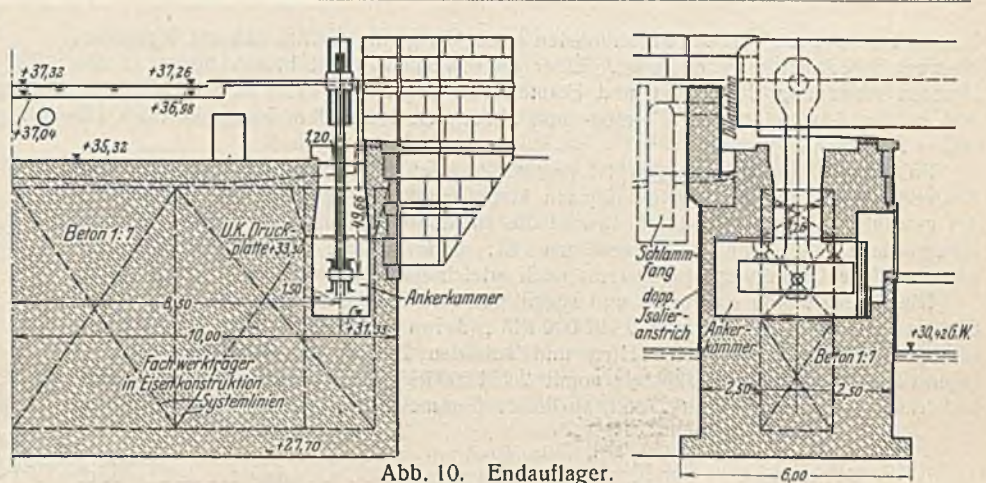


Abb. 10. Endauflager.

städtische Tiefbauverwaltung schlug daher vor, die Alsen-Spree-Brücke und den Mittelpfeiler ganz zu beseitigen und das Friedrich-Karl-Ufer mittels einer einzigen Öffnung über die Hafeneinfahrt zu führen. Da der Verkehr auf der

Trägers im allgemeinen ebenfalls. Nur an den Pylonen ist sie bis zu einer Höhe von 3,30 m heruntergezogen.

Als Mittellinie der Kette wurde in der Mittelöffnung eine Parabel von 10,70 m Pfeilhöhe (Pfeilverhältnis $\frac{1}{3}$) gewählt, deren Scheitel, um den Fußgängern freien Durchblick zu gewähren und genügend Höhe für die Hängestangen zu erzielen, 1,65 m über Stegblech-O.K. des Versteifungsträgers liegt. Die Pfeilhöhe der Parabel in der Seitenöffnung errechnete sich aus den Abmessungen der Hauptöffnung zu 1,571 m. Die Flacheisenstäbe der Kette sind am Auge nicht nach dem älteren amerikanischen (auch in Europa angewendeten) Muster verbreitert, sondern wie bei der zuerst an der Köln-Deutzer Brücke ausgeführten Kettenkonstruktion durch versenkt-aufgenietete Beilagen verstärkt worden. Der Berechnung, Formgebung, konstruktiven Durchbildung und Herstellung der Kette wurde gleichermaßen besondere Sorgfalt gewidmet; zur Nachprüfung der eigenen Konstruktion sowohl, wie auch im allgemeinen Interesse der Förderung der Kenntnis über die Spannungsverteilung im Augenstabe wurde außerdem beim Staatlichen Materialprüfungsamt in Berlin-Dahlem ein Versuch im großen Ausmaße vorgenommen, bei dem eine Augenkonstruktion in der Größe des Mittelfeldes zunächst durch Feinmessungen eingehend untersucht und dann zum Zerreißen gebracht wurde.

Der Pylon ist in der Ebene der Haupttragwand als Pendelstütze durchgebildet worden; senkrecht dazu sind je zwei Pylonenständer durch einen oberen und einen unteren, unter der Fahrbahn liegenden Riegel zu einem geschlossenen, in zwei festen Auflagern unverschieblich gelagerten Rahmen verbunden. Die unteren Lagerkörper des Pylonenaufagers sind nachstellbar ausgebildet, so daß Fundamentsenkungen durch Hebung der Pylonenfußpunkte wieder ausgeglichen werden können.

Die Endauflager übertragen, da die waagerechte Komponente des Kettenzuges vom Versteifungsträger aufgenommen wird, nur lotrechte Kräfte, und zwar infolge der großen Endtangente der Kette (rd. 0,26) bei jeder möglichen Belastung nur Zugkräfte. Sie wurden daher als aus zwei Augenstäben bestehende Schwinge ausgebildet, die mit Kette und Versteifungsträger durch den Endbolzen verbunden und im Körper des Endwiderlagers gelenkig verankert ist.

Versteifungsträger und Hauptquerträger sind gleichzeitig Gurte bzw. Pfosten des Windverbandes, der der Unterkante des Hauptquerträgers folgend, ein räumliches, in drei Ebenen liegendes Gebilde darstellt. Als Balken auf vier Stützen ist er in den Pylonenrahmen und Endwiderlagern entsprechend der Beweglichkeit des Versteifungsträgers gelagert.

Kette und Anker bestehen aus St 48, die übrige genietete Konstruktion aus St 37; für Stahlformguß war eine Mindestfestigkeit von 5000 kg/cm^2 , für Schmiedestahl eine solche von 6000 kg/cm^2 gefordert.

Die Gründung der beiden Endwiderlager (Abb. 10) und der westlichen Pylonenfundamente geschah mittels Grundwasserabsenkung zwischen Spundwänden; ihre Sohle liegt auf + 27,70 bzw. + 25,50 m über NN (Grundwasserstand rd. + 30,5). Die Fundamente beider Pylonenständer sind zwei getrennte Körper von quadratischer Grundfläche, die in ihrem oberen Teil durch einen Eisenbetonriegel verbunden wurden. Da die Sohle der beiden östl. Pylonenfundamente (Abb. 11) infolge schlechten Baugrundes bis zur Ordinate + 22,75 bzw. + 20,35 herabgeführt werden mußte, wurden diese mittels Luftdrucks auf Eisenbetonsenkboxen gegründet. Infolge der geänderten Linienführung der Ufer wurden 190 m auf Pfahlrost gegründete Ufermauern neu errichtet.

Als Abschluß erhielt die Brücke an den Endwiderlagern Altanbauten, von denen an der Südseite Treppen nach den Ladestraßen hinabführen. Sie sind, wie die Endwiderlager, in Beuchaer Granit ausgeführt und in einfachen, ansprechenden Formen gehalten.

Der Begriff „Ingenieurästhetik“ steht heute im Vordergrund des Interesses und der Erörterungen der Fachwelt sowohl wie der breiten Allgemeinheit, trotzdem herrscht selbst in Fachkreisen darüber noch sehr viel Unklarheit. Vor allem dürfte in der ästhetischen Erziehung des

Bauingenieurs noch viel Arbeit zu leisten sein. Es genügt nicht, daß ein Ingenieurbauwerk zweckmäßig gestaltet ist. Über die Zweckmäßigkeit hinaus bleibt in der feineren Abwägung der Linien und Formen des Ganzen sowohl wie der Einzelteile und in der Anwendung der Formen- und Materialelemente dem Ingenieur noch ein weiter Spielraum.

Im Sinne dieser Darlegungen ist versucht worden, ein ästhetisch durchgebildetes Bauwerk zu schaffen. Das Streben nach klaren, ruhigen Formen wurde dabei durch das gewählte System unterstützt, obwohl die zu überbrückende Spannweite für eine Hängebrücke als klein zu bezeichnen ist, und größere Raumverhältnisse die schönheitliche Gestaltung des Systems noch erleichtert haben würden.

Die Brücke wurde entworfen und ausgeführt vom Brückenbauamt der Stadt Berlin. Die Gesamtbaukosten betragen 2 997 000 RM., davon entfielen 743 000 RM auf die sehr umfangreichen Abbrucharbeiten und auf den Neubau der Ufermauern. Der eigentliche Brückenneubau kostete somit 2 254 000 RM; der Kostenanteil der Eisenkonstruktion (Gesamtgewicht 2756 t) an dieser Summe betrug 1 365 000 RM. An den

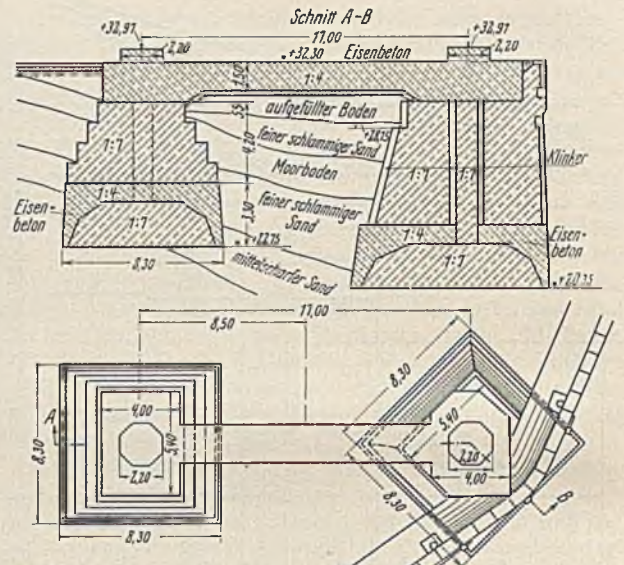


Abb. 11. Östliche Pylonfundamente.

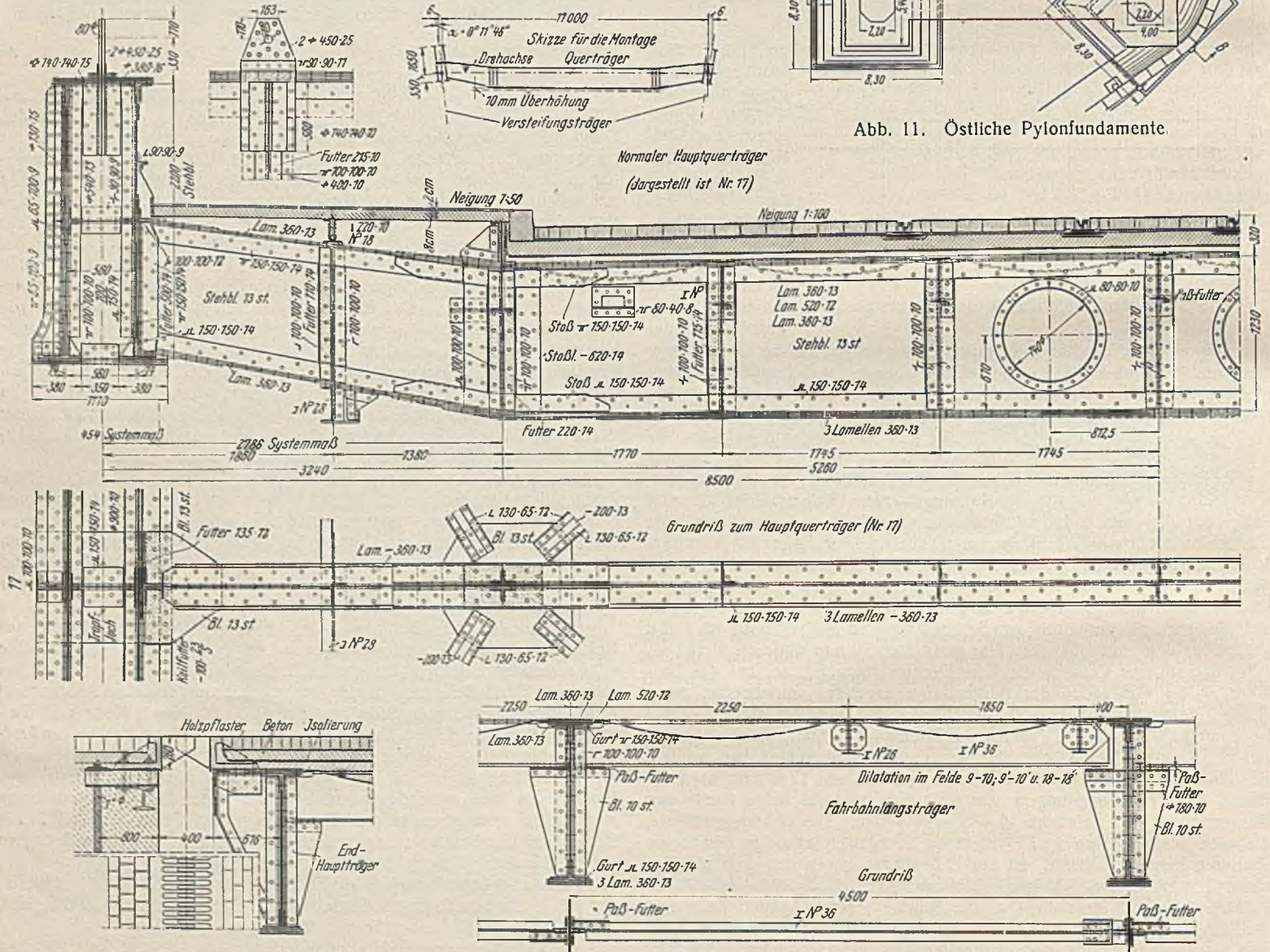


Abb. 12. Hauptträger, Fahrbahnlängsträger, Fahrbahndeckungsanordnung.

Abbruch- und Tiefbauarbeiten waren beteiligt die Firmen Gottlieb Tesch, Berlin; Ph. Holzmann AG., Zweigniederlassung Berlin, und Karl Bartel, Berlin. Die Eisenkonstruktion wurde ausgeführt von den Firmen Hein, Lehmann & Co., Berlin-Düsseldorf, und Gesellschaft Harkort, Duisburg a. Rh.

Auf Beschluß der städtischen Körperschaften wurde die neue Brücke nach dem Schöpfer der Weimarer Verfassung Hugo-Preuß-Brücke genannt.

Statische Berechnung.

Die Festigkeitsberechnung wurde zunächst im Brückenbauamt der Stadt Berlin aufgestellt und sodann von Hein, Lehmann & Co., Düsseldorf, nochmals mit den endgültigen Querschnittzahlen durchgeführt. Die Längs- und Querträger (Abb. 12) wurden als einfache (nicht durchlaufende oder eingespannte) Balken berechnet. Die Haupttragwand wirkt durch die bereits oben erwähnten drei Gelenke der Mittelöffnung für die vor Vernietung dieser Gelenke aufgebrauchten ständigen Lasten als statisch bestimmtes System. Als ständige Lasten waren hierbei zu berücksichtigen

das Eigengewicht der Kette und Hängestangen — 1,7 t/m — und das Eigengewicht des Versteifungsträgers, der Brückentafel sowie der überführten Leitungen — 9,0 t/m. Für die Verkehrslasten wirkt dagegen die Haupttragwand nach Schluß der Gelenke als dreifach statisch unbestimmtes System. Als statische Unbekannte wurden die für einen Schnitt durch die Mitte der Mittelöffnung sich ergebenden Kräfte: Moment im Versteifungsträger, Querkraft daselbst und das Kräftepaar der waagerechten Kräfte in Kette (Zug) und Versteifungsträger (Druck) eingeführt, wobei die dritte Unbekannte durch ein zusätzliches Moment bzw. durch Parallelverschiebung der waagerechten Kraft des Versteifungsträgers in üblicher Weise so umgeformt wurde, daß die drei statischen Unbekannten voneinander unabhängig wurden, sich also drei voneinander unabhängige Elastizitätsgleichungen mit je nur einer Unbekannten ergaben. Als Verkehrslasten wurden in jeweils ungünstigster Stellung eingeführt für die beiderseits je 3 m breiten Bürgersteige 0,5 t/m² Belastung und für die 10 m breite Fahrbahn eine — Straßenbahn und Lastkraftwagen vertretende —

gleichmäßig verteilte Ersatzlast von 0,6 t/m², die den in Abb. 13 dargestellten Achslasten entspricht. Außerdem wurde an ungünstigster Stelle als besonders schwere Einzellast anstatt der vorgenannten gleichmäßigen Belastung die 23-t-Dampfwalze nach Abb. 13 eingeführt. Alle Lasten wurden mit einer Stoßziffer 1,125 eingesetzt. (Die Normenvorschriften DIN 1072 wurden erst

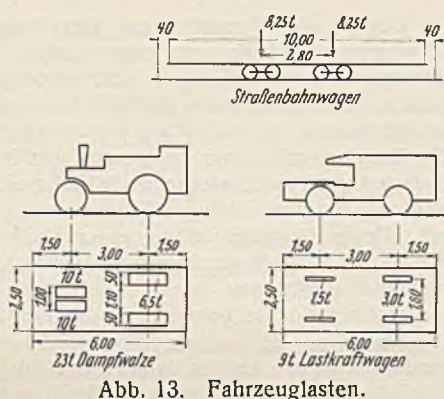


Abb. 13. Fahrzeuglasten.

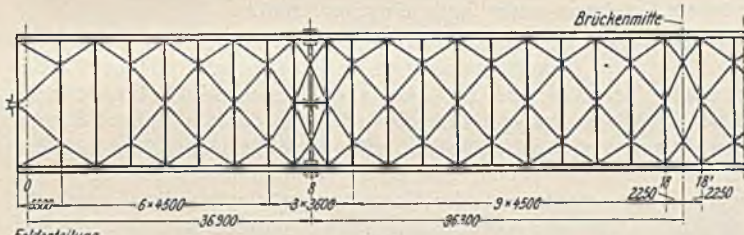


Abb. 14. Windverband.

längere Zeit nach Abschluß der Entwürfe eingeführt.) Die Gesamtlast je Haupttragwand aus Verkehrslast einschl. Stoßzahl ergab sich so zu 5,0625 t/m, zusätzlich zweier Zusatzlasten aus Dampfwalze von 9 t und 2,67 t in zwei benachbarten Knotenpunkten. Der Windverband (Abb. 14) wurde für eine Windlast von 150 kg/m² bei 1,80 m hohem Verkehrsband

bzw. für eine Windlast von 250 kg/m² ohne jede Verkehrslast berechnet. Als weitere Zusatzlasten wurden noch berücksichtigt: ein Wärmeunterschied von $\pm 10^\circ \text{C}$ zwischen Kette und Versteifungsträger sowie die Senkung eines oder beider Pylonenaufleger um 2 cm.

Zum Abschluß seien einige für das Bauwerk charakteristische Zahlen aus den Ergebnissen der statischen Berechnung gegeben, und zwar jeweils für ständige Lasten allein — ständige Lasten und Verkehrslasten — Gesamtlasten einschl. Zusatzlasten:

Größter Auflagerdruck des Versteifungsträgers			
am Pylonenaufleger	+	90 + 333 + 366 t	
Größter Ankerzug am Endauflager	-	219 - 406 - 411 t	
Größter waagerechter Zug der Kette	+	1080 + 1534 + 1564 t	
Größter Auflagerdruck des Pylonen	+	1129 + 1669 + 1676 t	
Größter Zug in den Hängestangen 7 u. 9 max Z	+	40,8 + 61,5 + 64,2 t	
Größte Kernpunktmomente des Versteifungsträgers:			
in der Mitte der Seitenöffnung (Punkt 4)			
max M_{ku}	+	819 + 1605 + 1701 tm	
min M_{ko}	-	721 - 2004 - 2067 tm	
über dem Pylonenaufleger (Punkt 8)			
max M_{ku}	+	1055 + 1638 + 1912 tm	
min M_{ko}	-	470 - 1737 - 2024 tm	
in den Viertelpunkten der Mittelöffnung (Punkt 13)			
max M_{ku}	+	763 + 1620 + 1694 tm	
min M_{ko}	-	809 - 1598 - 1669 tm	
in der Mitte der Mittelöffnung (Punkt 18)			
max M_{ku}	+	722 + 1566 + 1753 tm	
min M_{ko}	-	796 - 1037 - 1193 tm	

Die Querschnittbemessung wurde nach diesen Kräften mit einer zulässigen Gesamtbeanspruchung von 1400 kg/cm² für die Teile aus St 37 durchgeführt. (Fortsetzung folgt.)

Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im Jahre 1931.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Schaper.

Die Ungunst der wirtschaftlichen Verhältnisse des Jahres 1931 machte sich natürlich auch beim Brücken- und Ingenieurhochbau bemerkbar. Es konnte aber doch beim Bau einzelner neuer Bahnstrecken und dritter und vierter Gleise eine Anzahl bemerkenswerter neuer Brücken und Ingenieurhochbauten hergestellt und in den Betriebsstrecken eine größere Anzahl von zu schwachen Brücken durch Umbau oder Verstärkung den neuen schweren Betriebslasten angepaßt werden. Soweit es die Mittel zuließen, wurde auch der Zustand der bestehenden stählernen Brücken durch Erneuerung des Anstriches, durch Schweißen der Schienenstöße und durch Ersatz des hölzernen Bohlenbelages durch Warzenbleche und der Zustand der massiven gewölbten Brücken durch Erneuerung der Gewölbeabdichtung, durch Auspressen des schadhaften Mauerwerkes der Gewölbe, Stirnmauern, Pfeiler und Widerlager mit Zementmörtel und durch Verstärken der Gewölbe verbessert. Beim Umbau der stählernen Brücken wurden in der Regel auch die alten Köpfe der Pfeiler und Widerlager durch die bewährten durchgehenden Eisenbetonbänke ersetzt.

Die Forschungs- und Versuchsarbeiten auf dem Gebiete des Brücken- und Ingenieurhochbaus wurden eifrig gefördert. Neue Vorschriften wurden herausgegeben und Unterrichtskurse zur Einführung in diese Vorschriften abgehalten.

1. Versuche zur Ermittlung der Druckverteilung unter der Sohle von Pfeilern und Widerlagern.

In der Sohle des einen Pfeilers der im Bau begriffenen neuen Eisenbahnbrücke über den Rhein zwischen Ludwigshafen und Mannheim wurden acht Meßdosen zur Feststellung der unter der ständigen Last und den Betriebslasten auftretenden Bodenpressung eingebaut.¹⁾ Diese nach dem System Goldbeck gebauten Meßdosen werden durch Druckluft in Tätigkeit gesetzt und zeigen den Druck durch elektrische Auslösung an. Die Meßanlage dient der Erforschung der Druckverteilung unter Pfeilern und ähnlichen Baukörpern.

2. Versuche zur Feststellung des Reibungskoeffizienten zwischen Baugrund und Bauwerk.

Die bei der Hannoverschen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau (Prof. Dr.-Ing. Chr. Franzius) durchgeführten Versuche haben ergeben, daß der Reibungskoeffizient zwischen Sand und Beton unabhängig von der Durchfeuchtung des Sandes ist und im Mittel 0,56 und zwischen Lehm und Beton im Mittel 0,347 beträgt.

3. Statische Versuche mit Nietverbindungen.

Im Ingenieurlaboratorium der Technischen Hochschule Darmstadt (Prof. H. Kayser) wurden weitere Versuche zur Feststellung der Verschiebungen der Nietverbindungen in den Grenzen des erstmaligen

¹⁾ Vgl. hierzu die demnächst in der Bautechn. erscheinende zweite Abhandlung von Reichsbahnrat Burger.

Gleitens und des Fließens durchgeführt. Sie sind noch nicht ganz abgeschlossen.²⁾

4. Versuche mit geschweißten Verbindungen.³⁾

Nachdem das gute Verhalten der Schweißverbindungen gegenüber statischer Belastung durch Versuche erwiesen war, galt es nun, das Verhalten der Schweißverbindungen bei dynamischer Beanspruchung festzustellen. Die Deutsche Reichsbahn beteiligte sich in erheblichem Maße an den Dauerfestigkeitsversuchen, die vom Kuratorium für Schweißversuche des Vereins deutscher Ingenieure beim staatlichen Materialprüfungsamt in Dahlem und bei der Versuchsanstalt an der Technischen Hochschule Dresden (Prof. Dr.-Ing. Gehler) eingeleitet sind. Die auf Dauerfestigkeit zu untersuchenden Schweißverbindungen werden als Stäbe in einen Brückenfachwerkträger eingefügt, der mit einer Schwingungsmaschine dynamisch beansprucht wird. Außerdem läßt die Deutsche Reichsbahn bei der Materialprüfungsanstalt an der Technischen Hochschule Stuttgart (Prof. Graf) Dauerfestigkeitsversuche mit Schweißverbindungen auf einer Pulsatormaschine durchführen.

5. Versuche zur Ermittlung des Korrosionswiderstandes der Baustähle.

Die Dauerversuche im Tunnel bei Oberhof haben erwiesen, daß die gekupferten Stähle den anderen hinsichtlich des Korrosionswiderstandes erheblich überlegen sind. Die Kurzversuche bei der Chemischen Versuchsabteilung Kirchmöser haben ergeben, daß Stähle mit roher Walzhaut widerstandsfähiger gegen Rostangriff als mit Sandstrahl gereinigte Stähle sind. Die Versuche sollen im Benehmen mit dem Verein Deutscher Eisenhüttenleute festgesetzt werden.

6. Versuche mit Rostschutzfarben.

Versuchsanstriche mit Rostschutzfarben, die im Naß-auf-Naß-Spritzverfahren und im gewöhnlichen Streichverfahren aufgebracht sind, wurden an verschiedenen Stellen ausgeführt, um die Überlegenheit des einen oder des anderen der beiden Verfahren zu ermitteln. Ein Urteil hierüber wird erst nach längerer Zeit möglich sein.

Flächen, die sich beim Zusammenbau von Stahlbauten in der Werkstatt überdecken, werden gemäß den Vorschriften mit Bleimennige gestrichen. Man wartet mit dem Zusammenbau nicht, bis die Anstriche getrocknet sind, sondern baut die Teile gleich nach dem Aufbringen des Anstriches zusammen. Hieraus haben sich beim späteren Nieten dadurch in manchen Fällen Mißstände ergeben, daß die noch flüssige Bleimennige durch die Hitze der Niete verdampfte, Bleigase entstanden und die Nieter sich Bleivergiftungen zuzogen. Es sind nun Versuche in der Richtung ein-

²⁾ Vgl. „Stahlbau“ 1931, Heft 3, S. 35. — ³⁾ Vgl. hierzu die Abhandlung im „Stahlbau“, insbesondere Jahrg. 1931, Heft 12.

geleitet worden, ob nicht die Bleimennige durch die Eisenmennige für den Anstrich sich überdeckender Flächen ersetzt werden kann, und ob nicht die Gefahr der Bleivergiftung dadurch verringert werden kann, daß man die Bleimennige erst trocknen läßt, ehe man die gestrichenen Flächen aufeinander legt.

7. Versuche zur Ermittlung der auf die festen Lager stählerner Brücken wirkenden Bremskräfte.

Diese Versuche konnten erst an einer der für diesen Zweck eigens hergerichteten Brücken¹⁾ durchgeführt werden. Es sind noch weitere Messungen an den anderen Versuchsbrücken nötig, ehe ein endgültiges Ergebnis gewonnen werden kann.

8. Versuchsmessungen mit dem Kohlefernmesser.

Vor dem Unterausschuß für technische Fragen des Internationalen Eisenbahn-Verbandes wurden zum zweiten Male²⁾ im Juni 1931 an einer Fachwerk- und an einer Vollwandbrücke in Douai in Frankreich eingehende Vergleichsmessungen mit dem elektrischen Kohlefernmesser der Deutschen Reichsbahn, mit dem mechanischen, dynamischen Spannungsmesser der Schweizer Bundesbahnen und mit dem optischen, dynamischen Meßgerät der englischen Eisenbahnen durchgeführt. Die drei verschiedenen Meßgeräte zeigten an der gleichen Stelle der Überbauten und bei den unter gleichen Bedingungen ausgeführten Versuchsfahrten nicht unerheblich voneinander abweichende Meßergebnisse. Diese Unterschiede können in der Natur der Meßgeräte, aber auch darin liegen, daß die unter anscheinend gleichen Bedingungen durchgeführten Versuchsfahrten doch keine gleichen Bedingungen schufen, weil an den verschiedenen Meßtagen die Stellung der Ausgleichmassen der Lokomotivräder zu den Meßstellen nicht die gleiche war, weil die Schlinger- und Nickbewegungen der Lokomotive bei den Versuchsfahrten nicht die gleichen sein konnten und weil auch die Geschwindigkeit nicht genau dieselbe sein konnte. Um für die drei verschiedenen Meßgeräte nach Möglichkeit die gleichen äußeren Bedingungen zu schaffen, wurde neuerdings eine kleine Versuchsbrücke hergerichtet, bei der drei gleich große Hauptträger von der Belastung einer Schiene des Gleises nur senkrechte, unter sich ganz gleiche Kräfte erhalten. Die drei Meßgeräte werden nebeneinander an den gleichen Stellen der drei Hauptträger angesetzt. Unterschiede in den Anzeigen der drei Meßgeräte bei einer Versuchsfahrt können dann nur noch durch die Natur der Meßgeräte begründet sein. Auf diese Weise hofft man die Frage nach der Zuverlässigkeit der drei Meßgeräte beantworten zu können. Die Versuchsbrücke ist in einer nicht im Betriebe befindlichen Strecke in der Nähe von Hannover eingebaut worden. Die Messungen an der Brücke haben begonnen.

9. Versuche zur Feststellung der Dauerfestigkeit der Baustähle.³⁾

In Gemeinschaft mit dem Deutschen Stahlbau-Verband läßt die Deutsche Reichsbahn bei der Mechanischen Versuchsanstalt der Reichsbahn-Zentralämter, bei dem staatlichen Materialprüfungsamt in Dahlem und bei der Materialprüfungsanstalt an der Technischen Hochschule in Stuttgart auf Pulsatormaschinen Dauerfestigkeitsversuche mit ungelochten, gelochten und genieteten Stäben aus den verschiedenen Baustählen durchführen. Die Versuche in der zuletzt genannten Anstalt haben bisher ergeben, daß die Dauerfestigkeit gelochter und genieteter Stäbe aus hochwertigem Baustahl (St Si und St 52) zu wünschen übrig läßt, falls die Stäbe nicht unter Vorspannung stehen, daß die Dauerfestigkeit solcher Stäbe aber erheblich zunimmt, falls sie genügend hohe Vorspannung haben. Die Versuche in den beiden anderen Anstalten sind noch nicht soweit vorgeschritten, daß schon Schlüsse gezogen werden könnten. Die Pulsatormaschinen geben den Stäben in der Minute 333 Impulse.

Weiter sind zwei 9 m weit gestützte Fachwerkträger aus St 37 und St 52 bei der Brückenmeisterei in Minden mit der Schwingungsmaschine der Deutschen Reichsbahn zum Bruch gebracht worden. Die Anzahl der Schwingungen dieser Maschine betrug bei den Versuchen 600 in der Minute. Diese Versuche ergaben, daß der Träger aus St 52 bei gleicher Bruchspannung eine um 10 bis 13 % größere Zahl von Impulsen aushielt als der Träger aus St 37.

Dr. Dörnen in Derne-Dortmund führte im Benehmen mit der Deutschen Reichsbahn auf einer sinnreich durchgebildeten Dauerfestigkeitsmaschine ebenfalls Versuche mit gelochten Stäben aus verschiedenen Baustählen durch. Die Stäbe wurden durch die Maschine bei acht Lastwechseln in der Minute in gleich weiten Grenzen abwechselnd auf Druck und Zug beansprucht. Die Versuche ergaben, daß die gelochten Stäbe aus St 37 bei einer Beanspruchung von $\pm 1400 \text{ kg/cm}^2$ die gleiche Anzahl von Wechselbeanspruchungen aushielten wie die gelochten Stäbe aus St 52 bei einer Beanspruchung von $\pm 2100 \text{ kg/cm}^2$.

Gegen die Versuche auf den Pulsatormaschinen und mit der Schwingungsmaschine wird eingewendet, daß diese Maschinen die Verhältnisse in der Wirklichkeit nicht wiedergeben, sondern erheblich übertreiben. Eine Impulszahl von 333 oder sogar 600 in der Minute kommt im Brückenbau nie vor. Der Wirklichkeit nähern sich die Versuche von Dr. Dörnen mit einer Impulszahl von 8 in der Minute. Um aber die Dauerfestigkeit unter wirklichen Betriebsverhältnissen ermitteln zu können, werden jetzt drei kleinere Brücken mit vollwandigen Hauptträgern und mit offener Fahrbahn, die eine aus St 37 in genieteteter Ausführung, die zweite aus St 37 in geschweißter Ausführung und die dritte aus St 52 in genieteteter Ausführung in ein Gleis der Berliner Stadtbahn eingebaut. Die Brücken sind so bemessen, daß sie unter den Lasten der elektrischen Stadtbahnzüge bis zur vermutlichen Dauerfestigkeitsgrenze beansprucht werden. Sie erleiden im Jahre 2 225 000 Lastwechsel. Hauptträger und Fahrbahnträger setzen sich beim Bruch auf Unterstützungen auf, die mit geringem Spielraum unter ihnen eingebaut sind.

10. Versuche zur Ermittlung des Zusammenwirkens von Nietung und Schweißung.

Diese Versuche, die bei dem staatlichen Materialprüfungsamt in Dahlem durchgeführt werden, sollen darüber Aufschluß geben, in welchem Maße Schweißnähte, die genietete Anschlüsse stählerner Brücken verstärken sollen, sich an der Kraftaufnahme beteiligen. Die Nietanschlüsse werden in der Maschine vorbelastet, dann werden die Anschlüsse unter der Vorbelastung durch Schweißnähte verstärkt, und schließlich werden diese Verbindungen bis zum Bruch belastet. Diese Maßnahme bezweckt, Verhältnisse zu schaffen, wie sie bei der Verstärkung von stählernen Brücken durch Schweißung vorkommen. Die Versuche stehen vor dem Abschluß. Sie haben schon gezeigt, daß auf ein gutes Zusammenwirken der beiden Verbindungen gerechnet werden darf.⁴⁾

11. Untersuchungen an stählernen Brücken, die durch Schweißung verstärkt sind.

Solche Untersuchungen wurden an der Weserbrücke bei Vlotho, an der Regabrücke bei Regenwalde⁵⁾ und an einer Brücke in km 355,47 der Strecke Nieder-Salzbrunn—Ruhbank ausgeführt.

Spannungs- und Durchbiegungsmessungen vor und nach der Verstärkung haben ergeben, daß die Verstärkung durch Schweißung durchaus die beabsichtigte Wirkung gehabt hat. Röntgenographische Untersuchungen und eingehende Besichtigungen der Schweißnähte erwiesen, daß die Schweißnähte fehlerlos ausgeführt sind.

12. Die Technischen Vorschriften für den Rostschutz von Stahlbauwerken

sind in neuer Fassung erschienen. Alle in der Praxis und durch die umfangreichen Versuche mit Rostschutzfarben gewonnenen Erfahrungen sind in der neuen Fassung berücksichtigt worden.

13. Vorläufige Anweisung für die Abdichtung von Ingenieurbauwerken.⁶⁾

Diese wichtige Anweisung, die eine schon lange schmerzlich empfundene Lücke in den Ingenieurwissenschaften ausfüllt, ist nach langen schwierigen Beratungen, Feststellungen und Versuchen in einem 59 Seiten umfassenden Heft erschienen. Sie wird sich in hohem Maße für die Güte und lange Lebensdauer unserer Ingenieurbauwerke als sehr nützlich erweisen. Im Anschluß an diese Anweisung sind die „Vorläufigen technischen Bedingungen für Lieferung von Abdichtungsstoffen zu Ingenieurbauwerken“ herausgegeben worden.

Zur Einführung in die „Vorläufige Anweisung für die Abdichtung von Ingenieurbauwerken“ haben bei den Reichsbahndirektionen Sondervorträge und für die Prüfbeamten der Baustoffprüfstellen Unterrichtskurse bei der Baustoffprüfstelle der Reichsbahndirektion Berlin stattgefunden.

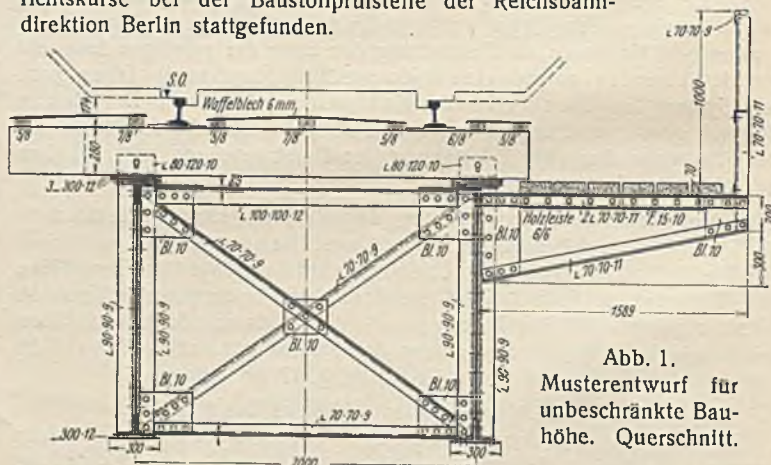


Abb. 1.
Musterentwurf für
unbeschränkte Bau-
höhe. Querschnitt.

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1931, Heft 1, S. 2 unter 6.

²⁾ Vgl. Bautechn. 1931, Heft 1, S. 3 unter 10.

³⁾ Vgl. Stahlbau 1931, Heft 22, S. 258.

⁴⁾ Vgl. auch Stahlbau 1931, Heft 3, S. 35; Heft 11, S. 121.

⁵⁾ Baubericht erscheint demnächst in der Bautechn.

⁶⁾ Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn.

14. Vorschriften für geschweißte Stahlbauten.¹⁾

Bei der Festsetzung dieser ganz neuen, wichtigen Vorschriften, die als DIN 4100 erschienen sind, hat die Deutsche Reichsbahn in erheblichem Maße mitgewirkt.

15. Musterentwürfe für genietete, stählerne Eisenbahnbrücken.

Zur Vereinfachung und Verringerung der Entwurfsarbeiten für kleinere stählerne Eisenbahnbrücken sind Musterentwürfe für eingleisige genietete Eisenbahnbrücken mit vollwandigen Hauptträgern aus St 37 von 10 bis 25 m Stützweite, von Meter zu Meter fortschreitend, aufgestellt worden.

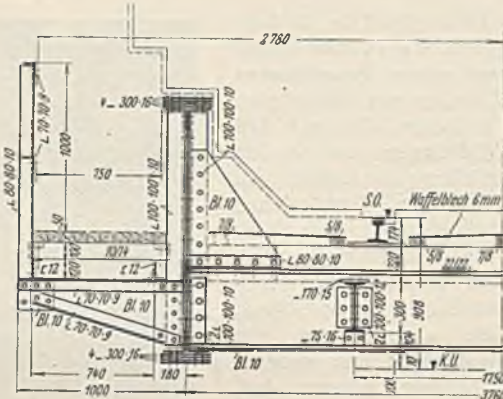


Abb. 2. Musterentwurf für beschränkte Bauhöhe. Querschnitt.

Im folgenden sind die wichtigsten der im Jahre 1931 vollendeten oder weit geförderten Bauausführungen des Brücken- und Ingenieurhochbaues erläutert.

A. Stählerne Brücken.

1. Vollwandige Träger.

1. Unterführung der Müllerstraße unter der Ringbahn in Berlin im Bezirk der Reichsbahndirektion Berlin (Abb. 3).

Zwei eingleisige Überbauten über drei Öffnungen. Die Stützweiten betragen 13,8 — 13,2 — 13,8 m. Der Überbau über der Mittelöffnung ist ein Zweigelenkrahmenträger, dessen Fußgelenke mit Rücksicht auf die unter der Mittelöffnung liegende Untergrundbahn unter der Straßenoberkante angeordnet werden mußten. Die Überbauten der Seitenöffnungen stützen sich auf kurze Kragarme des mittleren Überbaues. Vorläufig sind die beiden alten Überbauten für die Personengleise mit den alten Stützen im Hintergrunde der Abb. 3 zu sehen.

2. Überführung der Ringbahnpersonen- und Gütergleise über die Wannsee- und Potsdamer Bahn beim Bahnhof Ebersstraße in Berlin im Bezirk der Reichsbahndirektion Berlin (Abb. 4 u. 5).

Die alten Überbauten (Abb. 4) waren durch den Angriff der Lokomotivgase derartig von Rost zerfressen, daß sie erneuert werden mußten. Beim Umbau wurde auf die Einrichtung eines Umsteigebahnhofes zwischen der



Abb. 3. Unterführung der Müllerstraße in Berlin.

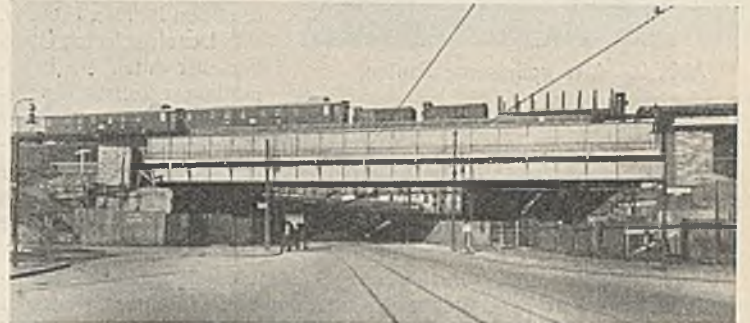


Abb. 6. Unterführung des Sachsendammes in Berlin.



Abb. 4. Überführung der Ringbahn beim Bahnhof Ebersstraße in Berlin. Altes Bauwerk.



Abb. 7. Überführung der Invalidenstraße in Berlin.



Abb. 5. Überführung der Ringbahn beim Bahnhof Ebersstraße in Berlin. Neues Bauwerk.



Abb. 8. Unterführung der Berliner Straße in Tempelhof.

Der Bemessung der Brücken ist der Lastenzug *N* zugrunde gelegt worden. Die Entwürfe umfassen zwei Gruppen, die eine für unbeschränkte Bauhöhe (Abb. 1) und die andere für beschränkte Bauhöhe (Abb. 2). Die Entwürfe bestehen aus vollständigen Zeichnungen und Festigkeits-, Gewichts- und Anstrichflächenberechnungen.

¹⁾ Heftausgabe 0,80 RM. Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn; Erläuterungen hierzu mit Beispielen von Dr.-Ing. O. Kommerell, ebenfalls Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn.

Wannseebahn und der Ringbahn Rücksicht genommen. Dieser Umsteigebahnhof wird in diesem Jahre bei der Elektrisierung der Wannseebahn ausgebaut werden. Das neue Bauwerk (Abb. 5) besteht aus vier eingleisigen Überbauten mit vollwandigen Hauptträgern über fünf Öffnungen mit 9,9 — 15,6 — 17,3 — 10,5 — 13,8 m Stützweiten.

3. Unterführung des Sachsendammes unter der Ringbahn am Bahnhof Ebersstraße in Berlin im Bezirk der Reichsbahndirektion Berlin (Abb. 6).

Im Anschluß an das unter 2 genannte Bauwerk sind die Überbauten der Ringbahn über den Sachsendamm erneuert worden, um den Sachsen-



Abb. 9. Alte gußeiserne Säulen.

damm in einer den jetzigen Verkehrsverhältnissen entsprechenden Breite unter der Ringbahn durchzuführen. Das neue Bauwerk besteht aus zwei eingleisigen Überbauten mit 38,5 und 40 m weit gestützten vollwandigen Hauptträgern und einem dreigleisigen Überbau mit 39 m weit gestützten vollwandigen Hauptträgern. Die 39 und 40 m weit gestützten Träger haben eine Höhe von 4,0 m, die 38,5 m weit gestützten Träger eine Höhe von 3,7 m.

4. Überführung der Invalidenstraße über die Lehrter Bahn in Berlin im Bezirk der Reichsbahndirektion Berlin (Abb. 7).

Der alte eiserne Überbau war durch die Lokomotivgase vollständig zerstört worden.

Der neue Überbau besteht aus Walzträgern, die zum Schutze gegen die Rauchgase in dichtem Beton eingehüllt sind. Die Walzträger liegen auf stählernen Portalrahmen auf. Die Stützweiten über den vier Öffnungen betragen 8,60 — 6,8 — 6,8 — 5,5 m.

5. Unterführung der Berliner Straße am Ringbahnhof Tempelhof in Berlin im Bezirk der Reichsbahndirektion Berlin (Abb. 8).

Beim Umbau wurde die Berliner Straße den jetzigen Verkehrsverhältnissen entsprechend mit einer größeren Breite als der bisherigen unterführt. Das neue Bauwerk besteht aus zwei Überbauten über fünf Öffnungen, von denen die beiden äußersten über den Bürgersteigen und die drei mittleren über den Fahrdamm liegen. Durch die mittelste

Öffnung führt die Straßenbahn. Fünf Gleise liegen auf einem gemeinsamen Überbau aus Walzträgern in Beton, die auf den Widerlagern und in den mittleren Stützpunkten auf stählernen Portalrahmen gelagert sind. Ein Gleis wird auf einem besonderen Überbau mit vollwandigen Hauptträgern, die ebenso wie die Walzträger des anderen Überbaues gelagert sind, überführt. Die Stützweiten betragen rund 6,9 — 10,2 — 7,3 — 10,2 — 6,9 m.

6. Auswechslung gußeiserner Säulen vollwandiger Träger gegen stählerne Stützen an Berliner Straßenunterführungen (Abb. 9 u. 10).

Über die Bordschwelle fahrende Lastkraftwagen

hatten in mehreren Fällen gußeiserne Stützen (Abb. 9) von Eisenbahnbrücken über den Straßen in Berlin aus den Lagern geworfen oder zerbrochen und dadurch den Eisenbahnbetrieb und den Straßenverkehr aufs schwerste gefährdet. Die Ausbildung der alten Säulenlager und die Abmessungen der alten Säulen selbst sind den waagerechten Massenkräften schwerer Lastkraftwagen nicht gewachsen. Man sah sich deshalb gezwungen, mit der Auswechslung der alten gußeisernen Säulen gegen stählerne Stützen (Abb. 10) zu beginnen. Die neuen Stützen sind unten so gelagert, oben mit den Trägern so verbunden und selbst so bemessen, daß sie dem Anprall von Lastkraftwagen gewachsen sind.

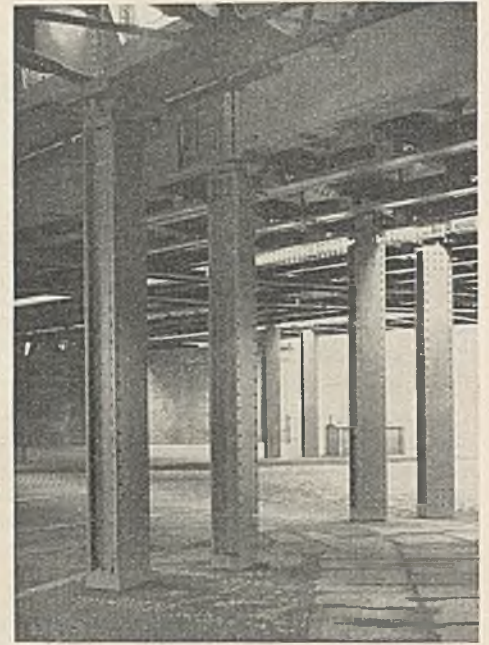


Abb. 10. Neue stählerne Stützen.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Staudamm Ottmachau.

Von Regierungs- und Baurat Marx, Breslau.

Über die wasserwirtschaftliche Bedeutung des Staubeckens Ottmachau, dessen Zweck die Anreicherung der Oderwasserstände unterhalb Breslaus in trockener Jahreszeit ist, und über die allgemeine Gestaltung dieser großen Bauausführung ist wiederholt in den Fachzeitschriften berichtet worden¹⁾. Im folgenden soll der für die Ausführung maßgebende Entwurf des Staudammes, insbesondere sein Querschnitt, erläutert werden. Auf die Durchführung des Baues, mit dem im Jahre 1928 begonnen wurde und dessen Beendigung im Frühjahr 1932 zu erwarten steht, soll nur insoweit eingegangen werden, als es zur Erläuterung des Entwurfs notwendig ist. Eine eingehende Beschreibung der Bauausführung von seiten der mit der Bauleitung betrauten Beamten bleibt für spätere Zeit vorbehalten; kurze Angaben von Unternehmerseite sind bereits in der Bautechn. 1930, Heft 45, veröffentlicht worden.

Der zur Ausführung gelangte Entwurf ist das Ergebnis jahrelanger

Vorarbeiten. Zur allgemeinen Kenntnis kam ein Vorentwurf, der im Jahre 1920 der Akademie des Bauwesens vorgelegt wurde und in Abb. 2 dargestellt ist²⁾.

Der Ausschreibung des Dammes wurde der in Abb. 3 dargestellte Querschnitt zugrunde gelegt. Er weicht in seinen Hauptabmessungen nicht unwesentlich von dem Profil der Abb. 2 ab. Das ist darauf zurückzuführen, daß ursprünglich beabsichtigt war, einen größeren Stauraum zu schaffen, wovon hauptsächlich wegen erheblicher örtlicher Schwierigkeiten und mit Rücksicht auf landwirtschaftliche Belange Abstand genommen wurde.

Die Untergrundverhältnisse.

Zum Verständnis des Entwurfes ist zunächst eine Beschreibung der Untergrundverhältnisse erforderlich. Der Untergrund unmittelbar unter dem im Grundriß hufeisenförmigen Damm (Abb. 1) besteht fast durchweg aus alluvialen Schichten, die dem Südhang zu 6 m, in der Talsohle 8 bis 10 m und dem Nordhang zu etwa 3 m mächtig sind. Unter einer Schicht von 30 bis 50 cm Mutterboden steht im allgemeinen zunächst Auelehm bis etwa 1,50 m Mächtigkeit an. Darunter liegt eine Schicht von grobem, stark durchlässigem Kies (NeiBeschotter). An beiden Hängen tritt an Stelle des Alluviums das Diluvium, und zwar am Südhang auf etwa 500 m, am Nordhang auf etwa 1300 m Länge. Die Lagerung am Südhang zeigt Abb. 4.

Unter den alluvialen Schichten des NeiBetales und den diluvialen

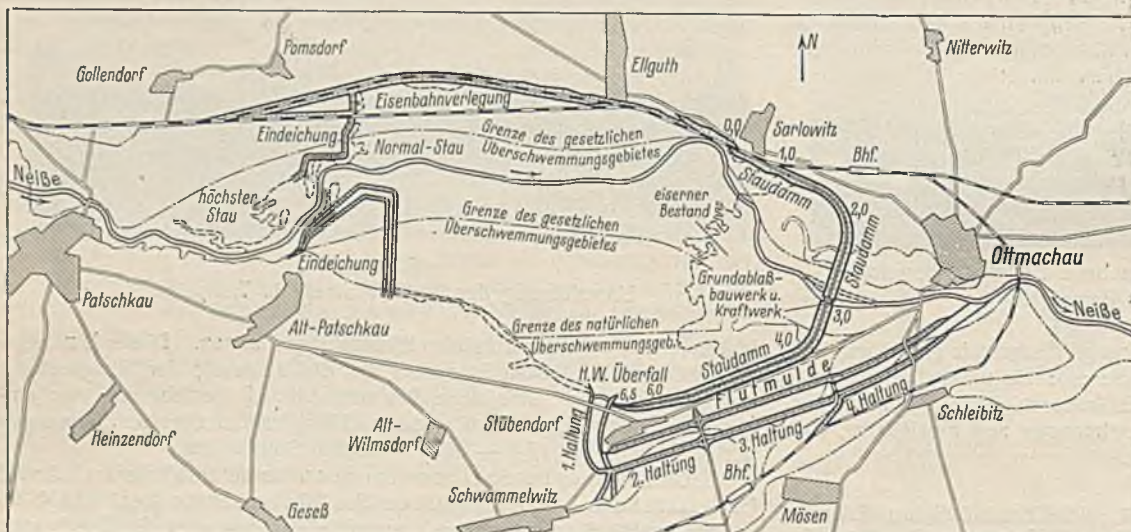


Abb. 1. Lageplan.

¹⁾ Vgl. besonders Krieg und Möhlmann, DWW 1930, Heft 5.

²⁾ Vgl. Ztrbl. d. Bauv. 1929, S. 369.

Schichten der beiden Hänge stehen tertiäre Schichten von erheblicher Mächtigkeit an. Bei einer Brunnenbohrung nahe dem südlichen Dammente wurde Tertiar bis 84 m Tiefe erbohrt; in der Talsohle dürfte es eine noch größere Mächtigkeit haben. Die tertiären Schichten bestehen aus Ton, toniger Breccie, feinsandigen Tonen, tonigen Feinsanden und kiesigen Sanden. Abb. 5 u. 6 zeigen zwei vom Landesgeologen Prof. Dr. Behr aufgenommene Profile in der Talsohle senkrecht und parallel zum Neißelauf.

Die Abbildungen lassen deutlich den starken Wechsel der Schichten erkennen. Ton, tonige Breccie und feinsandige Tone können als praktisch wasserundurchlässig, die tonigen Feinsande, die sehr dicht gelagert sind, je nach ihrer Beschaffenheit bis zu einem gewissen Grade als wasserundurchlässig angesprochen werden. Schon ein geringer Tongehalt erschwert den Wasserdurchtritt außerordentlich.

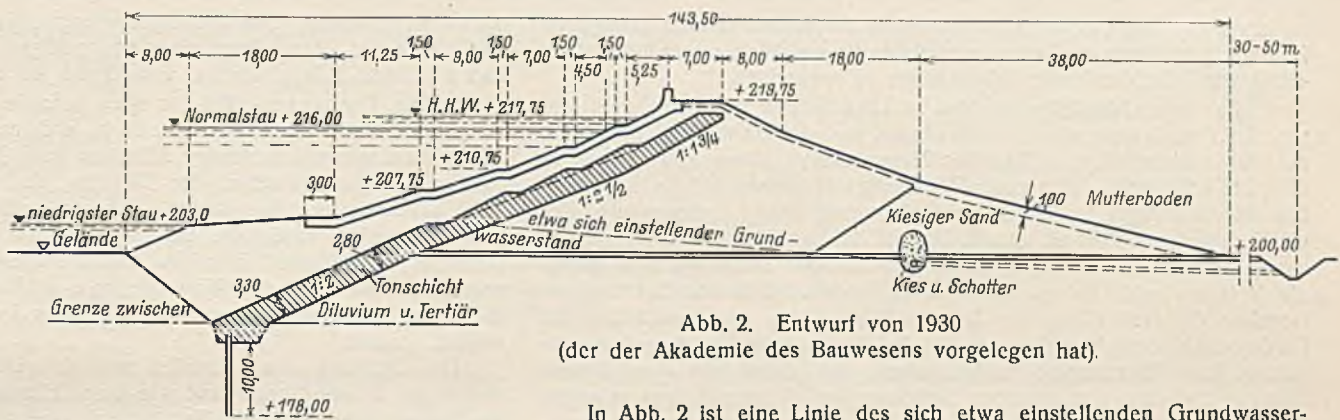


Abb. 2. Entwurf von 1930
(der der Akademie des Bauwesens vorgelegen hat).

In Abb. 2 ist eine Linie des sich etwa einstellenden Grundwasserstandes, die sogenannten Sickerlinie, dargestellt. Es mag dahingestellt bleiben, ob sie sich in dieser geradlinigen Form oder, was wahrscheinlicher ist, in einer von der Beschaffenheit des Dammbodens abhängigen Kurve herausbilden wird. Jedenfalls mußte damit gerechnet werden, daß der Stützkörper in seinem unteren Teil sich mit Wasser sättigen wird, und es mußte dafür gesorgt werden, daß sich ein möglichst geringes Gefälle nach der Luftseite ausbildet, so daß bei kleinster Geschwindigkeit ein Auspülen von Bodenteilchen vermieden wird. Die Mittel, dies zu erreichen,

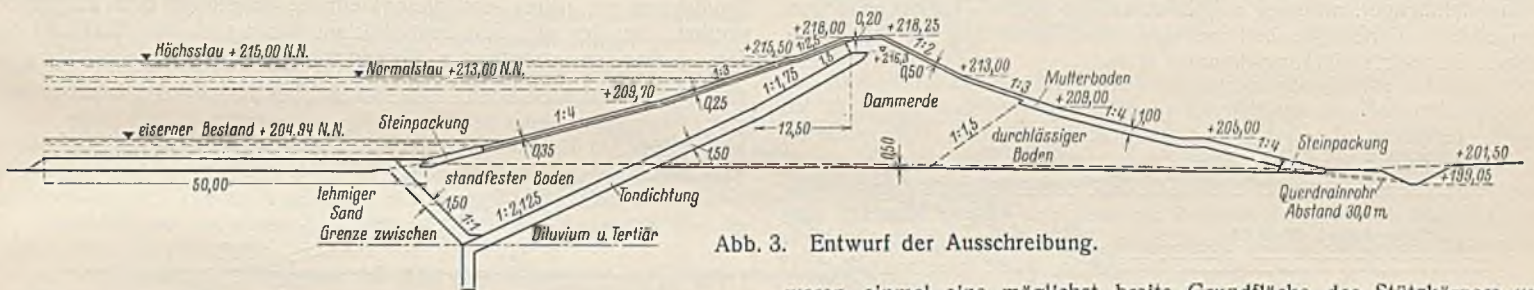


Abb. 3. Entwurf der Ausschreibung.

Auch die tonfreien kiesigen Sande des Tertärs sind sehr fest gelagert; sie bilden teils Linsen innerhalb der sie umgebenden dichten Bodenarten, teils stehen sie miteinander und auch mit den sie überlagernden alluvialen Schichten in Verbindung, wie das auch aus Abb. 5 u. 6 hervorgeht. Sie bilden daher eine Gefahr für Wasserverluste, worauf bei der Konstruktion des Dammes Rücksicht genommen werden mußte.

Der Dammquerschnitt besteht im wesentlichen aus drei Teilen, dem Stützkörper, der Dichtung und der Schutzschicht.

1. Der Stützkörper ist der tragende Teil des Dammes. Seine statische Beanspruchung durch den Wasserdruck ist gegenüber der Beanspruchung durch sein Eigengewicht gering, so daß theoretisch ein dreieckförmiger Querschnitt genügen würde, dessen Spitze über dem Höchststau liegt und dessen Seitenlinien

waren einmal eine möglichst breite Grundfläche des Stützkörpers und damit flach geneigte Außenböschungen und ferner Auswahl geeigneten Bodenmaterials und sorgfältiger Einbau. Zur Beobachtung des Grundwasserstandes im Dam sind Beobachtungsrohre vorgesehen.

Die Außenböschungen haben folgende Neigungen erhalten
über NN + 213 (Normalstau) 1 : 2,
unter NN + 213 bis NN + 209 1 : 3,
unter NN + 209 1 : 4.

Die Fußbreite des Stützkörpers ist überall größer als die fünffache Stauhöhe bei Höchststau.

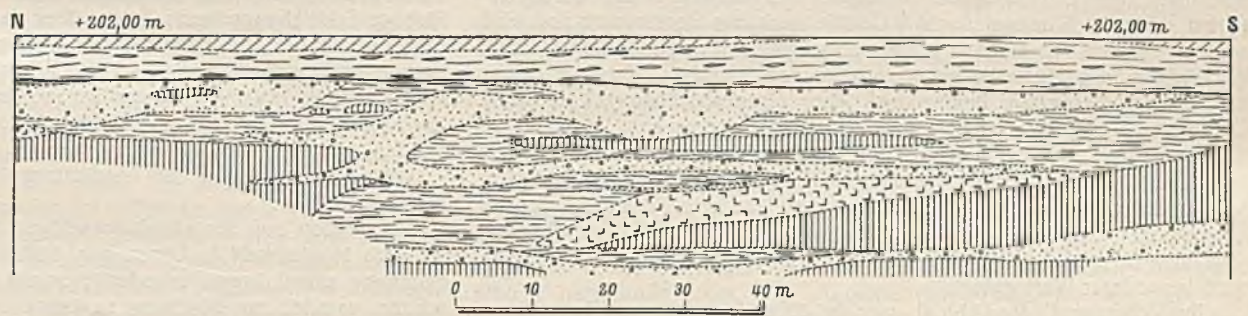


Abb. 5 u. 6. Profile im Neißetal.



Abb. 4. Bodenschichten am Südhang.

undichte Stellen der Dichtung oder durch den Untergrund in ihn eindringen kann, und auch in ihn eindringendes Tagewasser unschädlich aufzunehmen und abzuführen.

der natürlichen Bodenböschung entsprechend geneigt sind. Der Stützkörper muß jedoch imstande sein, etwaiges Sickerwasser, das durch

Über den Einbau des Bodens besagen die Vorschriften für den Erdarbeitenunternehmer folgendes:

„Der in den verschiedenen Gewinnungsstellen zu entnehmende Boden ist so in den Staudamm einzubringen, daß der durchlässige Boden an der Luftseite, der lehmhaltige, standfeste Boden auf der Wasserseite unter der Tondichtung eingebracht wird, und zwar in der Weise, daß die Durchlässigkeit von der Wasserseite nach der Luftseite zunimmt. Der Boden des Stützkörpers muß in Schichten eingebracht werden, die nicht über 50 cm stark sein dürfen. Die Schichten des Dammes sind einzeln

so lange zu walzen, bis eine nach Ansicht der Bauverwaltung genügende Zusammendrückung des Bodens erzielt ist. Es sind Walzen von mindestens 4 t Gewicht für das Meter Arbeitsbreite zu verwenden."

„Um ein gleichmäßiges Walzen an allen Stellen zu ermöglichen und um alle Fremdkörper aus dem Staudamm und der Dichtung fernzuhalten, die das gleichmäßige Gefüge des Dammkörpers stören könnten, ist es dringend erwünscht, daß von der Verlegung von Gleisen bei der Schüttung des Dammauftrages im allgemeinen abgesehen wird. Insbesondere wird ein Verlegen von Gleisen unmittelbar auf der fertig gewalzten Tonschicht streng untersagt. In dem durchlässigen Teil des Stützkörpers ist gegen ein Befahren mit Gleisen nichts einzuwenden. Will der Unternehmer trotzdem die Herstellung des Dammauftrags sowie der Tondichtung mit Förderbahnbetrieb bewirken, so ist bei der Abgabe des Angebots eingehend und überzeugend nachzuweisen, daß dabei kein durchlässiges Material zwischen die einzelnen Schichten des dichten Bodens gelangen kann.“

Auf die genaueste Einhaltung vorstehender Vorschriften wird größter Wert gelegt. Es wird mit Absatzgeräten von 47 m Ausladung geschüttet. Wo die Dammbreite so groß ist, daß zwei Absetzer sie nicht bestreichen können, wird für den luftseitigen Absetzer zunächst ein Planum aus durchlässigem Boden im Kippbetriebe hergestellt. Die Praxis hat ergeben, daß eine Unterteilung des Bodens für den Stützkörper in mehr als drei Sorten im Großbetriebe nicht gut durchführbar ist, und es ist für die Bauleitung keine leichte Aufgabe, dafür Sorge zu tragen, daß diese drei Sorten — undurchlässiger, mittlerer und durchlässiger Boden — in der gehörigen Menge und zur richtigen Zeit verfügbar sind, ohne daß die Wirtschaftlichkeit der Betriebsführung darunter leidet.

der wellenförmigen Oberflächengestaltung teilweise tief eingeschnitten und mußte zur Vermeidung eines übermäßigen Sohlengefalles drei Kas-kaden erhalten. Sein Abstand vom Damm beträgt rd. 20 m.

2. Die Dichtung. Bei der oben beschriebenen Beschaffenheit des Untergrundes war es selbstverständlich, daß man durch das im wesentlichen stark wasserdurchlässige Alluvium bzw. Diluvium hindurch einen dichten Anschluß zwischen der Dichtung des Dammkörpers und dem dichten Tertiär herstellen mußte. Ebenso mußte auch ein Wasserzutritt vom Staubecken durch die undichten tertiären Schichten unter dem Dammkörper verhindert oder, wo dies nicht erreichbar war, so weit abgeschwächt werden, daß Wasserverluste größeren Ausmaßes und Ausspülungen aus dem Untergrunde oder dem Damm mit Sicherheit vermieden werden.

Die Dichtung des alluvialen und diluvialen Untergrundes konnte sowohl durch eine Spundwand wie durch Hinabführung der Tondichtung des Dammkörpers bis in das Tertiär hinab erreicht werden. Gegen die Herstellung einer Spundwand sprach vor allem die Befürchtung, daß es nicht gelingen werde, sie unbeschädigt durch den groben alluvialen Kies hindurchzurammen. Auch der Umstand, daß die alluvialen Ablagerungen in ihrer Mächtigkeit wechseln und die tertiären Schichten zum Teil wasser-durchlässig sind, so daß es nicht möglich war, die erforderliche Länge der Spundwand einwandfrei zu bestimmen, sprach gegen ihre Ausführung. Schon bei Aufstellung des in Abb. 2 dargestellten Vorentwurfs hatte man sich entschlossen, den Anschluß an das Tertiär durch Hinabführung der Tondichtung zu suchen, und dieser Gedanke ist seitdem nicht aufgegeben worden. Bei der zum Teil beträchtlichen Mächtigkeit des Alluviums und dem großen zu erwartenden Wasserandrang würde die Ausführung in

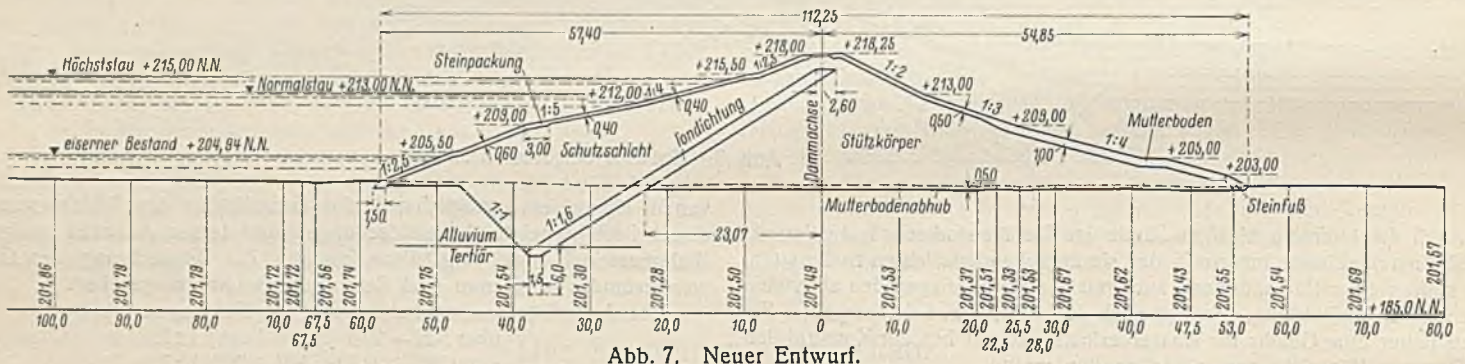


Abb. 7. Neuer Entwurf.

Die Krone des Dammes liegt 3 m über dem Höchststau, was bei der Lage des Dammes, der dem Wellengang von Westen ausgesetzt ist, entsprechend dem Gutachten der Akademie des Bauwesens erforderlich erschien. Sie ist 5 m breit, erhält Gefälle nach der Beckenseite und wird auf 2,5 m Breite mit einer befahrbaren, möglichst dichten Decke versehen, im übrigen mit Mutterboden abgedeckt und begrünt. Zwischen einer bei km 4,2 liegenden Rampe und dem Grundablaßbauwerk ist zum Transport von Maschinenteilen eine Pflasterung vorgesehen.

Die Außenböschungen werden mit Mutterboden abgedeckt, und zwar im oberen Teile 0,50 m stark, im unteren Teile über den kiesigen Schichten 1,00 m stark. Diese Böschungsbefestigung erscheint ausreichend, um Regenwasser möglichst vom Damminnern fernzuhalten und unschädlich nach dem Dammfuß zu leiten. Auf die Ausbildung einer guten Grasnarbe wird besonderer Wert gelegt.

Im Vorentwurf der Abb. 1 war in 40 m Abstand vom luftseitigen Dammfuß eine Steinrigole vorgesehen. Man ist von dieser Anordnung abgekommen — mit Recht, da die Anlage von Rohrleitungen im Innern eines Staudammes grundsätzlich zu vermeiden ist. Zum Sammeln und Abführen des Sickerwassers ist in dem luftseitigen Steinfuß eine filterartig gebettete Leitung aus halbgelochten Tonrohren von 30 cm Durchm. vorgesehen, die in Abständen von 30 m durch frostfrei liegende Rohrleitungen in den Seitengraben entwässern. Die Leitung selbst ist in Abständen von 200 m unterbrochen.

Die Stärke des luftseitigen Steinfußes ist gegenüber der Abb. 3 noch eingeschränkt worden. Seine Ausbildung geschieht gemäß Abb. 7 mit einem Querschnitt von rd. 3 m² und einer Höhe von 2 m, davon 1,50 m über und 0,50 m unter Gelände. Angesichts der sorgfältigen Dichtung des Dammes, seiner großen Breite und der günstigen Mitwirkung der unter dem Damm lagernden alluvialen Kiesschicht bei der Abführung des Sickerwassers braucht nicht befürchtet zu werden, daß sich an der Luftseite des Dammes ein Wasserstand einstellt, der die Höhe von 2 m übersteigt.

Der Abstand des Sickerwassergrabens vom Dammkörper ist so bemessen, daß die Verlängerung der Dammböschung unter der Grabensohle hindurchgeht. Das ergibt für die südliche Strecke des Dammes einen Abstand von etwa 7 m. Auf der nördlichen Strecke ist der Sickerwassergraben zugleich Vorfluter für einen Teil des Hanggebiets. Er ist wegen

enger versteifter Baugrube überaus kostspielig und zeitraubend gewesen sein. Bei großer Tiefe wäre auch die einwandfreie Ausführung und ihre Überwachung schwierig gewesen. Daher kam nur die offene, dreieckförmige Schlitzbaugrube in Frage, über deren Lage ebenfalls kein Zweifel bestehen konnte. Sie konnte nur am beckenständigen Fuße des Stützkörpers liegen, und auch die Dichtung des Stützkörpers konnte nur auf dessen beckenständiger Böschung angeordnet werden, da bei einer Kerndichtung der Stützkörper zum Teil auf nicht gewachsenen Boden hätte geschüttet werden müssen.

Für das Einbringen der Tondichtung in der Schlitzbaugrube lauteten die Vorschriften:

„Der Ton auf der staudammseitigen Böschung der Schlitzbaugrube ist nach Möglichkeit in Lagen von höchstens 20 cm Stärke parallel zur Böschung aufzubringen, erforderlichenfalls anzunässen und mit Böschungswalzen parallel zur Böschung so lange zu walzen, bis eine merkliche Zusammendrückung nicht mehr stattfindet. Die Entscheidung darüber, ob eine Schicht genügend abgewalzt ist, steht lediglich der Bauverwaltung zu. Sollte es nach Lage der Bodenbeschaffenheit und Grundwasser-Verhältnisse nicht möglich sein, den Ton in Lagen parallel zur Böschung einzubringen und festzuwalzen, so wird dem Unternehmer gestattet, den Ton in waagerechten Schichten einzubringen und festzuwalzen. In diesem Falle müssen gleichzeitig mit der Einbringung der Tonschicht auf der anderen Seite der Schlitzbaugrube, die 1,50 m starke, lehmige Sandschicht sowie die Verfüllung der Schlitzbaugrube in waagerechten Schichten mit vorgenommen werden.“

Das Verfahren, die Tondichtung in Lagen parallel der Böschung zu walzen, hat sich bei Kanalbauten sehr gut bewährt. Wenn die Böschungswalzen auch nicht einen so großen Einheitsdruck ausüben wie auf waagerechten Flächen laufende Walzen, so hat das Verfahren den erheblichen Vorteil, daß der Walzdruck mit der Richtung des künftigen Wasserdrucks zusammenfällt und daß sich keine Fugen bilden, die ein Durchsickern von Wasser gestatten. Bei Kanalbauten sind aber Stärke und Höhe der Dichtungsschicht entsprechend der geringeren Wassertiefe geringer, die Neigung flacher. Es erwies sich als unmöglich, dieses Verfahren auf die Dichtung des Staudammkörpers, für die es auch vorgesehen war, und noch weniger möglich, es auf die Untergründdichtung zu übertragen, da hier der Wasserzudrang aus den Böschungen die Dichtung während des

Baues zum Rutschen gebracht haben würde. Der Ton wird daher in waagerechten Lagen von 20 cm Dicke eingebracht und mit einem Walzdruck von 4 t/m abgewalzt. Bei der großen Breite von 2,60 m, waagrecht gemessen, bei Verwendung guten Dichtungstons und bei sorgfältiger Ausführung gewährt auch dieses Verfahren einen völlig dichten Schluß. Für die Breite von 2,6 m, die durchweg vorhanden ist, waren betriebliche Rücksichten maßgebend. Es ist dies das Mindestmaß, das die von Raupenschleppern bewegten Walzen zuzüglich des notwendigen Spielraums erfordern.

Für die gewählte Neigung 1:1,6 der Dichtungsschicht waren im wesentlichen Rücksichten auf die Schutzschicht erforderlich, die weiter unten erläutert sind.

Der zur Verwendung kommende Ton wird am Nordhang gewonnen und ist tertiären Ursprungs. Er enthält Beimengungen von feinem Sand bis etwa 40 % und hat sich bei der Prüfung im eisernen Druckzylinder noch bei 3 at als völlig dicht erwiesen. Sein Schubbeiwert im wasser-sättigten Zustande beträgt 0,20 bis 0,23. Er wird ebenfalls mit den Absetzgeräten eingebracht.

Ebenso wie die Dichtung des alluvialen Untergrundes konnte die Dichtung wasserdurchlässiger tertiärer Schichten sowohl durch eine Spundwand wie durch tiefere Hinabführung der Tondichtung erreicht werden. Es mag vorweggenommen werden, daß sich eine solche tiefere Dichtung nur an sechs Stellen und auf im ganzen 337 m Länge, d. s. 5,2 % der Dammlänge, als notwendig erwies. In dem Vorentwurf der Abb. 2 war eine Spundwand vorgesehen. Man ist davon abgegangen, weil man auch hier glaubte, eine dichte Wand nicht mit Sicherheit erzielen zu können, und entschloß sich zu einer Tieferführung der Tondichtung an den in Frage kommenden Stellen.

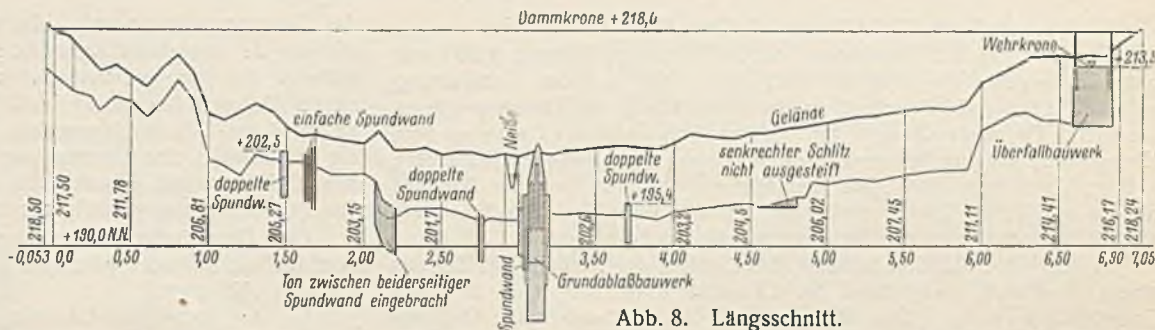
Die einschlägigen Vorschriften für den Unternehmer besagen u. a.:

„Die Baugrube für die senkrechte Tonschürze ist nur dort auszuheben, wo das auf der Sohle der dreieckförmigen Schlitzbaugrube angetroffene Tertiar sich als durchlässig erweist. An diesen Stellen soll die Baugrube für die senkrechte Tonschürze bis auf den undurchlässigen Boden, höchstens aber 6 m tief in das Tertiar hinein ausgehoben werden. Erweist sich der Boden in der tieferen Dichtungsbauweise auch mit steileren Böschungen, etwa beiderseits 1:1 oder noch steiler, als standfähig, so soll diese Bauweise angewendet werden. Stehen die Wände ohne Absteifung nicht genügend steil, so ist eine Absteifung vorzusehen, die bei Ausfüllung dieser Baugrube mit Ton unter allen Umständen wieder entfernt werden muß. Genügt auch diese Bauweise nicht, so sind eiserne Spundwände zum Niederbringen der Tonschürze zu verwenden.“

Man wollte also keinesfalls tiefer als 6 m in das Tertiar hineingehen, d. h. bis zu einer Tiefe von etwa 15 m unter Gelände in der Talsohle. Da — wie gesagt — auch die durchlässigen Klessande des Tertiiars sehr dicht gelagert sind, so brauchen bei einer solchen Tiefe gefährdende Wasserverluste nicht befürchtet zu werden. Bei allen Stellen, an denen die Schlitzdichtung notwendig wurde, ist indes das dichte Tertiar erreicht worden. In der Regel mußten eiserne Spundwände verwendet werden, zwischen denen der Ton unter Wasserhaltung einwandfrei eingebracht und gestampft werden konnte. Die Spundwände wurden nicht wieder beseitigt.

3. Die Schutzschicht hat den Zweck, die Dichtungsschicht gegen Austrocknen, gegen Wellenangriff und gegen Rutschungen zu schützen. Die letztere Aufgabe war für ihre Form und Stärke bestimmend. Wie bereits erwähnt, hat der Ton den sehr geringen Schubbeiwert 0,20 bis 0,23. Die Tondichtung hätte also, um ohne stärkere Überdeckung sicher zu liegen, in einer Neigung von etwa 1:6 angeordnet werden müssen. Eine solche Ausführung, die bei einem höheren Schubbeiwert des Dichtungsmaterials nach Ansicht des Verfassers empfehlenswert ist, würde hier außerordentlich kostspielig geworden sein. Es erschien daher richtig, den Ton in steilerer Neigung einzubringen und der Schutzschicht die Aufgabe der Sicherung gegen Rutschen zuzuweisen. Die in Abb. 2 vorgesehene Stärke der Schutzschicht konnte diese Aufgabe nicht oder nicht mit der erforderlichen Sicherheit erfüllen. Eine von der Versuchsanstalt für Wasser- und Schiffbau durchgeführte Berechnung führte zu der in Abb. 3 dargestellten und der Ausschreibung zugrunde gelegten Form. Der Rechnungsgang war so, daß für lotrechte Schnitte der angreifende und der widerstehende Erddruck ermittelt wurden, wobei auch die Einwirkungen eines plötzlichen Absinkens des Beckenwasserstandes um 2 m berücksichtigt wurden.

Die Neigung des Tons war im oberen Teil bis 6 m unter Höchststau 1:1,75, darunter 1:2,125. Die in Abb. 2 vorgesehene Berme waren fortgefallen. Sie sind zwecklos, da die Rutschfläche nicht an die Oberfläche des Tons gebunden ist. Bei der ursprünglich vorgesehenen Art des Walzens senkrecht zur Böschung wären sie sogar unmöglich gewesen.



Über die Ausführung der Schutzschicht besagten die Verdingungsvorschriften folgendes:

für die Verfüllung der dreieckförmigen Schlitzbaugrube:

„Die Verfüllung erfolgt, sofern die Untergrundverhältnisse nicht etwas anderes erfordern, nach Anweisung der Bauverwaltung in stärkeren Schichthöhen, die senkrecht zur Böschung der Tondichtung verlaufen müssen; es muß hierfür ein standfester Boden verwendet werden. Die Verfüllung ist festzuwalzen“;

für die Schutzschicht des Dammkörpers:

„Die auf den Ton aufzubringende Schutzschicht muß aus standfähigem (sandigem oder kiesigem) Boden bestehen. Die Schüttschichten sollen senkrecht zur Böschung verlaufen. Ein Festwalzen derselben ist nicht erforderlich.“

Es war also nur für die Verfüllung der Schlitzbaugrube ein Festwalzen der in Lagen senkrecht zur Dichtung einzubringenden Bodenmassen vorgesehen, nicht aber für den aufgehenden Teil der Schutzschicht. Diese Bestimmung hat sich als unzureichend erwiesen, was sich glücklicherweise alsbald nach Inangriffnahme der fraglichen Arbeiten herausstellte, und zwar gab eine an sich unbedeutende Rutschung an einer niedrigen Dammsstelle Veranlassung zu einer sorgfältigen Nachprüfung des Entwurfes. Diese Nachprüfung führte zu folgendem Ergebnis.

Die Schlitzbaugrube, in der ein wesentlicher Grund für die Rutschung zu suchen war, sollte verkleinert werden. Die bisherige Neigung der Tondichtung von 1:2,125 sollte so stell angeordnet werden, wie die Arbeit des Baggers und die Rücksicht auf das Einwalzen der Dichtung es zuließen. Damit sollte zugleich erreicht werden, daß der Fuß und ein großer Teil der Schutzschicht auf gewachsenem Boden lag. Die Schutzschicht sowohl in der Schlitzbaugrube wie über Gelände sollte wie der Stützkörper in waagerechten Lagen von 50 cm geschüttet und abgewalzt werden; ihre Herstellung sollte der Herstellung der Dichtungsschicht schrittweise folgen. Schließlich mußte mit Rücksicht auf die neue Lage der Tondichtung die Oberfläche der Schutzschicht so geändert werden, daß überall eine mindestens zweifache Sicherheit gegen Gleiten vorhanden war. So entstand der in Abb. 7 dargestellte Querschnitt.

An ihrer Oberfläche wird die Schutzschicht zum Schutze gegen Wellenwirkung und gegen wühlende Tiere, insbesondere die gefürchtete Bisamratte, mit einer Steindecke versehen. Diese sollte nach Abb. 3 durchweg 60 cm dick sein. Über ihre Ausführung besagen die Vorschriften:

„Die Arbeiten sind nacheinander in der Weise auszuführen, daß zunächst die Böschung abgeglichen, hierauf die 10 cm starke Splittschicht eingebracht und eingeebnet, darauf die 15 cm starke Schotterschicht in gleicher Weise aufgebracht und eingeebnet und erst hierauf die 35 cm starke Packlage-schicht hergestellt wird. Das Abladen der Bruchsteine auf der Verwendungsstelle ist so lange verboten, bis die Splitt- und Schotterschichten ordnungsgemäß hergestellt sind.“

Die Steinpackung soll nach der ausgeführten Probestrecke filterartig in der Weise hergestellt werden, daß die kleineren Steine nach innen und die größeren Steine nach außen gepackt werden. Hohlräume zwischen den Steinen sind nach Vorschrift durch Einschleiben kleinerer Steine von unten oder von der Seite her ordnungsmäßig auszuwickeln. Ein nachträgliches Einklopfen kleinerer Steine von oben her ist verboten.“

Die Dicke der Steindecke ist in dem neuen Profil der Abb. 7 in den flach geneigten Teilen der Böschung auf 40 cm ermäßigt worden.

In Abb. 3 war für die höhere Dammschicht eine 1,5 m starke Lage lehmigen Sandes auf der beckenseitigen Böschung der Schlitzbaugrube vorgesehen, die sich in einem 50 m breiten Dichtungsteppich fortsetzte. Mit Rücksicht auf den sehr guten Anschluß der Tondichtung an das dichte Tertiar wurde bei der Nachprüfung des Entwurfs diese Ausführung, die die eigentliche Dichtung in ihrer Wirkung unterstützen sollte, andererseits aber die Rutschgefahr erhöhte, für überflüssig gehalten und aufgegeben. Die 1,5 m dicke Lage auf der beckenseitigen Böschung der Baugrube hätte sich bei der nunmehr gewählten Arbeitsweise auch nicht durchführen lassen.

In der Böschung der Schutzschicht sind für Zwecke der zukünftigen Unterhaltung mehrere Berme vorgesehen. Auf der obersten Berme wird bereits bei der Ausführung Steinmaterial zur späteren Ausbesserung gelagert.

Anschluß an die Hänge und an den Grundablaß.

Der Anschluß des Staudammes an den nördlichen Talhang wird durch eine in ausgesteifter Baugrube hergestellte, 1,5 m breite Tondichtung gebildet, die sowohl Anschluß an die Tondichtung des Dammes wie an das dichte Tertiar des Hanges hat. Südwestlich endet der Damm an dem Hochwasserentlastungsbauwerk, das an seinem beckenseitigen Fuße eine kräftige Tonvorlage erhält, die ebenfalls an die Tondichtung des Dammes und an das dichte Tertiar anschließt. An den Westflügel des Bauwerks schließt sich eine ähnliche Dichtung an wie am Nordhang.

In der Mitte des Staudammes, dicht neben der Neiße, liegt das mit einem Kraftwerk verbundene, im Grundriß etwa 100×100 m große Grundablaßbauwerk. Das Bauwerk durchbricht unterhalb Ordinate NN + 205 die Tondichtung des Dammes. Die Dichtung ist an der Schnittfläche auf dem Bauwerkkrücken, der mit Rippen versehen wurde, erheblich verstärkt. Die Baugrube ist beiderseits des Bauwerks bis zur Höhe des gewachsenen Tons wieder mit Ton ausgestampft; am Bauwerk selbst wird er noch höher geführt. Die erwähnten Rippen setzen sich an den Seiten des Bauwerks bis zur Sohle fort. Beckenseitig ist eine Spundwand gerammt, die sich seitlich auf 20 m Länge in die beiderseits anschließenden Schlitzbaugruben fortsetzt. Außerdem ist beckenseitig ein kräftiger Tonkoffer angeordnet, der ebenfalls Anschluß an die Dammdichtung hat.

Besondere Baumaßnahmen.

Zwischen km 0,98 und km 1,23 des Dammes hat das Gelände ziemlich starkes Gefälle nach dem Becken zu. Der Seitengraben ist an dieser Stelle nicht tief genug eingeschnitten, um das vom Hange kommende Grundwasser von der Tondichtung des Dammes, der es während der Bauzeit und bei leerem Becken gefährlich werden könnte, abzuhalten. Es wurde daher nahe dem luftseitigen Dammfuß in gehöriger Tiefe eine Sickerleitung angeordnet, die in das Unterwasser einer der vorerwähnten Kaskaden des Sickergrabens entwässert.

Während der Bauzeit wurde eine Dammlücke von 300 m Länge in der Talsohle zur Abführung des Hochwassers offen gehalten. Diese Maßnahme war erforderlich, weil das Grundablaßbauwerk erst während des Schüttens

des Dammes gebaut wurde. Sie wäre aber auch bei frühzeitiger Fertigstellung des Grundablaßbauwerks zweckmäßig gewesen, da bei der Neiße während der Sommermonate mit außerordentlich großen Hochwässern zu rechnen ist, nach Angabe der Landesanstalt für Gewässerkunde $1800 \text{ m}^3/\text{sek}$ bei 2348 km^2 Niederschlagsgebiet. Ein solches Hochwasser würde ohne die Dammlücke eine Überstauung des Geländes von über 6 m verursacht haben, während die Überstauung bei Vorhandensein einer 300 m breiten Dammlücke rechnerisch nur etwa 2 m beträgt.

Die Dammlücke durfte nur während der weniger hochwassergefährlichen Monate geschlossen werden. Die Schließung fand im Oktober 1931 statt.

Um das Setzen des Dammes und des Untergrundes getrennt beobachten zu können, sind an einzelnen Stellen Rohre gesetzt, die auf einer auf dem Untergrund verlegten Platte stehen. Die bisher beobachteten Setzungen sind sehr gering; sie betragen bis etwa 1,5‰.

Im ganzen ist eine Überhöhung von 6‰ vorgesehen, wovon 5‰ auf das Setzen des Dammes und 1‰ auf das Zusammendrücken des Untergrundes gerechnet werden.

Der Dammbau umfaßt im ganzen rd. $4\,200\,000 \text{ m}^3$ Bodenmassen, wovon

rd. $2\,000\,000 \text{ m}^3$	auf den Stützkörper,
„ $1\,400\,000 \text{ m}^3$ „	die Schutzschicht,
„ $300\,000 \text{ m}^3$ „	die Verfüllung der Schlitzbaugrube,
„ $340\,000 \text{ m}^3$ „	die Dichtung,
„ $160\,000 \text{ m}^3$ „	Mutterboden

entfallen.

Für den luftseitigen Steinfuß werden rd. $20\,000 \text{ m}^3$, für die wasserseitige Steinpackung rd. $110\,000 \text{ m}^3$ Schüttsteine, rd. $30\,000 \text{ m}^3$ Schotter, rd. $20\,000 \text{ m}^3$ Splitt benötigt.

Die Arbeiten zur Herstellung des Staudammes sind planmäßig fortgeschritten. Ende 1930 waren 67‰ der Massen geschüttet. Beim Erscheinen dieses Aufsatzes wird die Schüttung beendet sein, und es steht zu erwarten, daß die gesamten Arbeiten am Damm im Frühjahr 1932 fertiggestellt sein werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Bau des Trockendocks in Cadix.

Das zur Zeit von der spanischen Regierung in Cadix im Bau befindliche Trockendock, das zur Aufnahme von großen Seeschiffen bestimmt ist, wird nach neuen, beachtenswerten Gesichtspunkten hergestellt, die ich, einem Aufsatz des leitenden Bau-Ingenieurs des Bauwerkes, Professor Entrecanales in der „Revista de Obras Publicas“, Madrid, folgend, kurz wiedergeben möchte.

gleichzeitig der Pumpenraum hergestellt und abgesenkt und mit dem Bau der Senkkasten begonnen werden sollte.

Der Plan, die Senkkasten, die später den Boden des Trockendocks bilden sollen, in einem ruhigen Hafenbecken herzustellen, ließ sich mangels eines solchen nicht durchführen, jedenfalls wäre dadurch der Hafenbetrieb empfindlich gestört worden. Eine Herstellung der Betonsenkkasten auf Stapel hätte bei ihrem Stapellauf unkontrollierbare Beanspruchungen im Betonkörper hervorgerufen, da der Betonsenkstern etwa 6000 t Wasserverdrängung gehabt hätte. Aus diesem Grunde wurde die Herstellung der Kasten im Schwimmdock beschlossen.

Die Größe des Docks zwang dazu, die Ausmaße der Senkkasten auf $17 \times 13 \text{ m}$ herabzumindern, so daß die Anzahl der erforderlichen Senkkasten von 8 ursprünglich vorgesehenen auf 14 stieg.

Das Pumpenhaus wurde als erstes in Angriff genommen und erhielt zur Verminderung des Auftriebs halbkugelförmige Gestalt (Abb. 2 u. 3). Trotz der selbstverständlich höheren Schalungskosten waren dabei seine gesamten Kosten geringer als bei rechteckigem Grundriß. Das Pumpenaggregat besteht aus vier Dieselmotorpumpen mit einer Leistung von je $1,625 \text{ l}/\text{sek}$ bei 11 m Förderhöhe. Da die Pumpenkammer unter dem Meeresspiegel liegt, mußten selbstverständlich Ein- und Auslaßventile vorgesehen werden. Die Pumpenfundamente, die gleichzeitig zur Aufhebung des Auftriebes dienen, wurden innerhalb des fertigen Eisenbetonsenksterns hergestellt.

Die Sohle des halbkugelförmigen Senkkastens wurde auf einer Kies-schicht auf Unterbeton erstellt, um ein Anbinden an die Docksohle zu verhindern. Im Schwimmdock wurde die Betonierung bis auf eine Höhe von 6 m ausgeführt, das Dock dann abgesenkt und der kreisrunde Senkkasten an seinen Verwendungsort geschleppt, wo der obere Teil aufbetoniert und die Sohle für die Maschinenfundamente eingebracht wurde.

Den Zutritt zur Maschinenkammer vermittelt eine Wendeltreppe bis zum Maschinenflur. Das Wasserzuleitungsrohr und das Abflußrohr liegen unterhalb dieses Flures. Um die Verbindung des Pumpenhauses mit dem Trockendock herzustellen, wurde der vorletzte Senkkasten mit einem Querkanal versehen, der die parallel zur Achse des Docks laufenden Wasserzuleitungskanäle der Senkkasten senkrecht schneidet. Alle diese Pumprohröffnungen wurden während des Baues mit Ziegelsteinwänden verschlossen, um eine Beugung der Rohrleitungen zu ermöglichen und um jedes Stück einzeln leerpumpen zu können. Ebenso wurde auch der Pumpenraum mit einem Rohransatzstück versehen, das 2 m über seine Gußbetonaußenwände hinausragt.

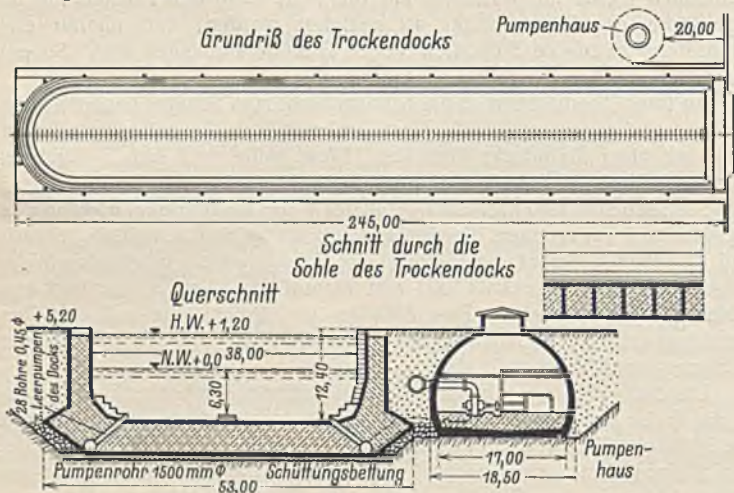


Abb. 1.

Die Ausführung des Trockendocks wurde in U-förmigen Eisenbetonkörpern geplant, die im Trockenen hergestellt und, nachdem sie zu Wasser gebracht waren, zur Baggerstelle geschleppt und dort abgesenkt werden sollten. Die Ausmaße des Gesamttrockendocks sind mit 245 m Länge, 38 m Nutzbreite und einer Drempeltiefe von $10,50 \text{ m}$ bei Flut vorgesehen. Der letzte abgesenkte Schwimmkörper soll ein Schleusentor erhalten, während die Pumpenanlagen in einem besonderen Senkkasten untergebracht sind. Der bei Sohlensabbaggerung gewonnene Boden dient zur Hinterschüttung des Trockendocks. Zur Gewichtszunahme wurden die in Abb. 1 erkennbaren Sporen seitlich des Docks vorgesehen, die das Gewicht des Betonkörpers als Reaktion gegen den Auftrieb bei entleertem Becken um den darüber lagernden Boden vermehren.

Die Ausschreibung sah eine Baggerung der gesamten Sohlfläche auf die erforderliche Tiefe zur Absenkung der Betonsenkkasten vor, während

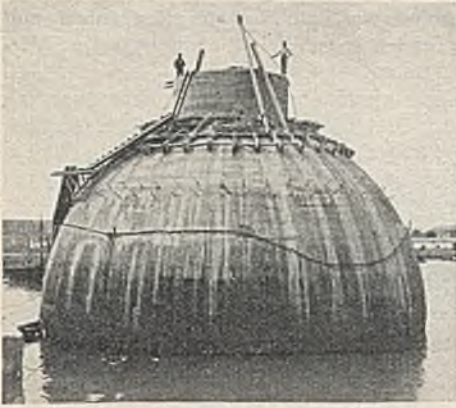


Abb. 2. Das als Senkkasten ausgebildete fertig betonierte Pumpenhaus.

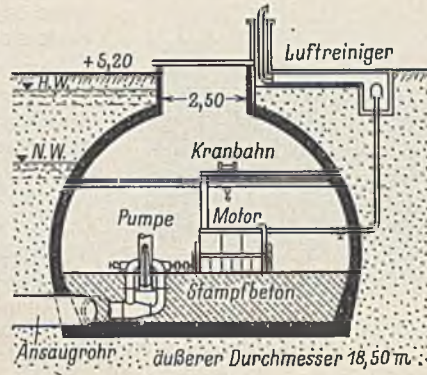


Abb. 3. Schnitt durch das Pumpenhaus.

Der Zusammenbau und die Abdichtung der Ansatzstücke des Pumpenraumes und des vorletzten Senkkastens werden nach dem bei Untergrundbahnen in Unterwasserstrecken mehrfach angewendete Verfahren geplant. Zwischen Senkkasten und Pumpenraum soll eine Baugrube mit Spundwänden umrammt und leerpumpt werden, so daß die Zusammenbauarbeiten im Trockenen vorgenommen werden können.



Abb. 4. Eisenverlegung für die Sohle und die Zwischenwände eines Senkkastens im Schwimmdock.

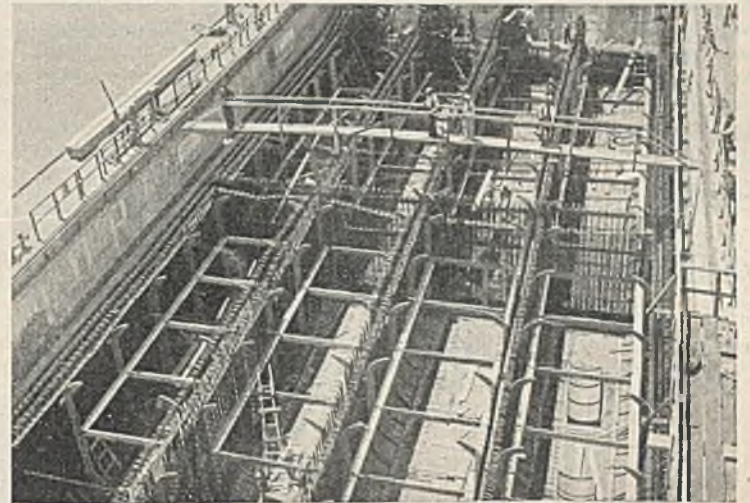


Abb. 5. Einbringen der Schalung für die Hohlräume der als Senkkasten ausgebildeten Sohle des Trockendocks.

Von den 14 großen Senkkasten, die das Trockendock bilden sollen, wurden bis zum August 1931 elf Stück hergestellt. Ihre Abmessungen sind $53 \times 17 \times 6,50$ m mit je 3000 t Wasserverdrängung, obgleich lediglich die Sohle des zukünftigen Trockendocks als Senkkasten hergestellt und bis zum Ansatz der Seitenwände betoniert wird. Bei der geringen größeren Breite des verwendeten Schwimmdocks, die insgesamt im Lichten 17,60 m betrug, muß das Ausdocken der Senkkasten sehr vorsichtig geschehen. Man senkt zur Probe der Wasserdichtigkeit das Schwimmdock erst einmal einige Zeit ab und wendet auch sonst alle erdenkliche Vorsicht an, so daß bisher kein Mißerfolg zu beklagen ist.

Die Zwischenwände des Senkkastens sind 26 m lang, 5 m hoch und haben einen Bewehrungssatz von etwa 400 kg R.-E. auf 1 m^3 Beton. Die Schalung wurde deshalb nur in kleinen Schichten von 20 bis 30 cm Höhe ausgeführt und dann der Beton vorsichtig eingebracht, damit er sämtliche Hohlräume ausfüllt und das Eisen vollkommen umhüllt. Der Zementwasserfaktor wurde im Verlauf der Arbeiten für den angewendeten Zement am günstigsten zu 60% gefunden. Die Schalung besteht zum Teil aus Holz, zum Teil aus Eisen (Abb. 4 u. 5). Um die Aufstellung der Schalung und der Eisen zu vereinfachen, wurde das Profil an den Seitenwänden des Docks aufgezeichnet und die Eisen und Schalung nach den ausgespannten Schnüren gerichtet. Die Betonierung wird mittels eines auf der Seitenwand des Schwimmdocks laufenden Auslegerportalkrans ausgeführt. Die maschinell gebogenen Eiseneinlagen werden gut gesichert, um sie am Verschieben zu hindern. Der Boden der Senkkasten wurde jedesmal in etwa 45 Arbeitstagen hergestellt, wobei nachts die Eisen eingebracht und die Tagesarbeiten vorbereitet wurden. Nach der Erfahrung der ersten Ausführungen wurden später die Senkkasten mit folgendem Zubehör versehen: mit Zughaken für die Ausführung der Fugen, die noch näher beschrieben wird, mit Flutungsrohren, die den

Senkkasten vom einen bis zum anderen Ende unter der Decke durchziehen, die einerseits zum Einbringen des Betons dienen, nachdem der Senkkasten eingeschwommen und abgesenkt wurde, andererseits aber auch beim Einschwimmen desselben für das Einbringen von Wasserbelastung zur Veränderung der Trimmlage des Senkkastens benutzt werden. Während der zwei Jahre, die die Baggerarbeiten dauerten, wurden umfangreiche Versuche zur Ermittlung des günstigsten Mischungsverhältnisses vorgenommen. Dieses wurde bei Verwendung von 300 kg „Fondu“-Zement für 1 m^3 gefunden mit 261 l mittelgrobem Sand, 161 l feinem Sand, 161 l grobem Sand und 750 l Kies. Während der Bauausführung wurden dauernd Probewürfel und Probekörper hergestellt und in einem Laboratorium auf der Baustelle geprüft.

Die größten bisher gebauten Eisenbetonsenkkasten sind m. W. die der Molen der indisch-holländischen Häfen Makassar, Soerobaje und Tandjolug-Prick von $38,90 \times 13,40 \times 14$ m und die in Cadiz, die im Augenblicke ihres Stapellaufes, wie schon gesagt, die Ausmaße von $53 \times 17 \times 6,50$ m und eine Wasserverdrängung von beinahe 3000 t haben (Abb. 6). Die Seitenwände werden später von 6,50 m auf 17 m erhöht, so daß insgesamt ein Tiefgang von ungefähr 6 m erreicht wird. Die geringe Schwimmstabilität der fertigen Körper und die hohe Lage des Metazentrums erfordert außerordentlich große Sorgfalt beim Absenken des Dockkörpers.

Ein besonderes Studium bedingt der Zusammenbau der einzelnen Kästen zur Herstellung des gesamten Trockendocks (Abb. 7). Der ursprüngliche Plan sah die Ausfüllung der Trennfugen unter Wasser in Säcken vor, während der obere Teil der Fugen durch Unterwasserbetonierung mit hochwertigem Zement geschlossen werden sollte.



Abb. 6. Ein ausgedockter Senkkasten wird abgeschleppt.

Bei der Ausführung wurde jedoch die Zahl der Senkkasten, wie oben mitgeteilt, vermehrt, so daß man sich später entschloß, je vier Senkkasten vor ihrem Absenken in die Baggergrube zu verbinden, da die Fugen an der Wasseroberfläche besser und übersichtlicher ausgefüllt werden können. Um die Zusammenfügung der einzelnen Kästen besser zu gewährleisten, wurden im Boden und in der Decke der Senkkasten Anschlußisen in



Abb. 7. Die drei ersten Senkkasten werden zum Zusammenbau eingeschwommen.

großer Zahl vorgesehen, die bei dem geringen, im Trockendock zur Verfügung stehendem Raume nach oben gebogen wurden.

Das Studium des Problems der Betonierung der Fugen ergab folgendes Bild: 1 cm Tiefgang der Betonkanten, die die zukünftige Sohle des Trockendocks bilden, entspricht ungefähr 8 t Wasserverdrängung; da die Kasten im Hafenbecken von Moret mit einer zukünftigen Wandseite gegen den Hafenbeckeneingang verankert sind, tritt durch die in das Becken eindringenden Wellen ein Höhenunterschied von etwa 20 bis 30 cm auf, wenn die Aufwärtsbewegung des einen der Abwärtsbewegung des anderen entgegengesetzt ist. Um die Kasten auf einer Höhe zu halten, mußte demnach mit einer aufzunehmenden Kraft von $8 \times 30 = 240$ t gerechnet werden. Diese Kräfte werden durch je fünf I 30, die über die Breite der Sohle verteilt und mit dieser durch Ankereisen verbunden sind, aufgenommen, außerdem wurden Abstützungsträger zwischen den Senkkasten vorgesehen und die Verbindungseisen der zukünftigen Seitenwände miteinander verschweißt und durch Zugstangen ergänzt. So wird eine genügende Verbindung hergestellt.

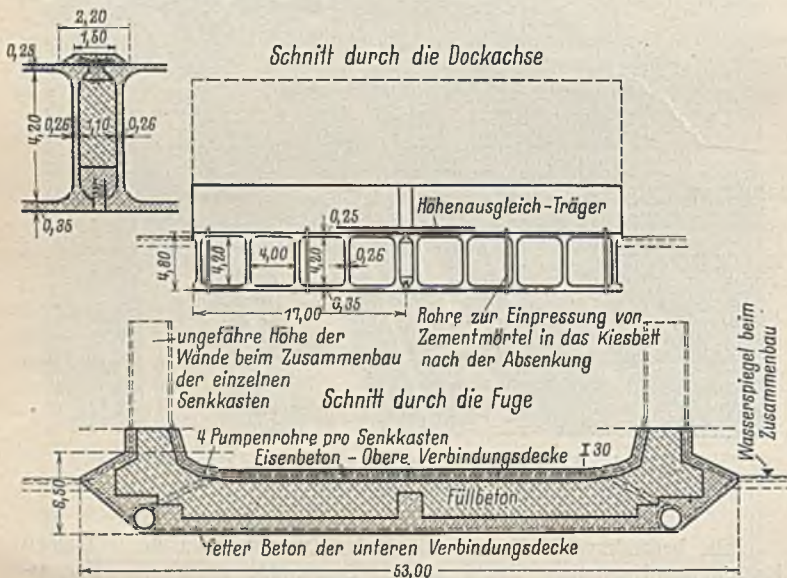


Abb. 8. Schnitt durch die Fuge zwischen zwei Senkkasten und ausgeführte Fugenbetonierung.

Die Veränderung der Höhenlage der Kasten bei Ebbe und Flut ist ungünstig, andererseits ist bei der geringen Wassertiefe die Überwachung des Ausbetonierens der Fugen durch Taucher leichter möglich. Das Verschweißen der Bewehrungseisen der Längswände erfordert große Sorgfalt, damit diese Wände ähnlich wie bei einem Schwimmdock tatsächlich als durchlaufende Längsträger wirken. Die Anschlußeisen der Decke wurden derartig gebogen, daß sie über die Betondecke des anderen Kastens hinausragen. Die Eisen werden dann mit starken längslaufenden Verbindungseisen und mit dem Fugenverguß mittels Bügel in Verbindung gebracht. Die unteren Eisen wurden bei den ersten Kasten durch geradegebogen und mittels Klammern mit denen des anderen Kastens verbunden, während ebenfalls Bügel die Verbindung mit dem Fugenbeton sicherstellten.

Zum Einbetonieren der unteren Fugeneisen diente hochwertiger Beton, der in 40-kg-Säcken eingebracht wurde, die vom Taucher an Ort und Stelle ausgeschüttet wurden, um ein Entmischen des Betons und Auswaschen des Zements zu verhindern, nachdem schon verschiedene Versuche mit Rohren, Trichtern und Kasten ohne Boden ohne Erfolg gemacht worden waren. Die Ausbildung der Fugenbetonierung geht aus Abb. 8 hervor.

Nachdem der untere Teil bis zu einer Höhe von 1,30 m betoniert worden war, wurde der Zwischenraum zwischen den Pontons leerpumpend und der obere Teil im Trockenen betoniert. Die Seitenwände konnten einfacher betoniert werden, da deren Stoßfugen zum Teil im Trockenen liegen und doppelte Bewehrung haben, so daß eine genügende Stoß-

deckung vorhanden war, wenn man diese außen und innen kreuzte und mit parallelen und diagonalen Verbindungseisen versah.

Im einzelnen gestaltete sich der Arbeitsvorgang folgendermaßen: Die Höhenausgleich-I-Träger wurden eingebracht und mit möglichst trockenem, hochwertigem Beton vergossen, um dessen schnelles Abbinden zu erreichen. Dann wurden in 3 m Breite die Wände der Fuge an der Außenkante bis zur unteren Sohle betoniert. Bei der nächsten Flut wurde die folgende Zone in 3 m Breite betoniert und so fortlaufend, bis durch Betonierung bis zur Decke die ganze Fuge geschlossen war. Die Höhen-Verbindungsträger und die Verbindungsstellen

der Fugeneisen sind so bemessen, daß sie in der Sohlenauskleidung verschwinden. Bei den letzten Senkkasten wurden Eisenbahnzughaken vorgesehen, die eine ausgezeichnete vorläufige Verbindung der Kasten bewirkten.

In Zukunft beabsichtigt man die weiteren Fugen so zu betonieren, daß zuerst die obere Decke im Trockenen hergestellt wird, darauf die Seitenwände; dann wird das Wasser mittels Druckluftschleusen aus dem unteren Fugenraum herausgepreßt, damit die gesamten Fugen im Trockenen betoniert werden können.



Abb. 9. Die drei ersten fertig zusammengebauten Senkkasten vor ihrem Abschleppen an die Dockbaustelle.

Jeder Kasten besitzt beim Inwasserbringen zwei Rohrlängstränge zum Leerpumpen des zukünftigen Trockendocks, die an der Außenkante des Bodens liegen und für jeden Senkkasten vier Zuleitungsrohre haben, die durch die Decke der Senkkasten, also nach dem zukünftigen Boden des Trockendocks führen. Die Hauptrohrstränge werden für das Betonieren der Fugen im Trockenen nach dem ersten oder zweiten beschriebenen Verfahren mit einem Gußbetonpfropfen geschlossen, der jeweils beim Ausbetonieren der Fuge zur Herstellung der Rohrverbindung zwischen den beiden Senkkasten entfernt wird. Selbstverständlich bleiben die im Wasser liegenden Außenenden der Rohrleitung verschlossen, damit die Fugen im Trockenen betoniert werden können.

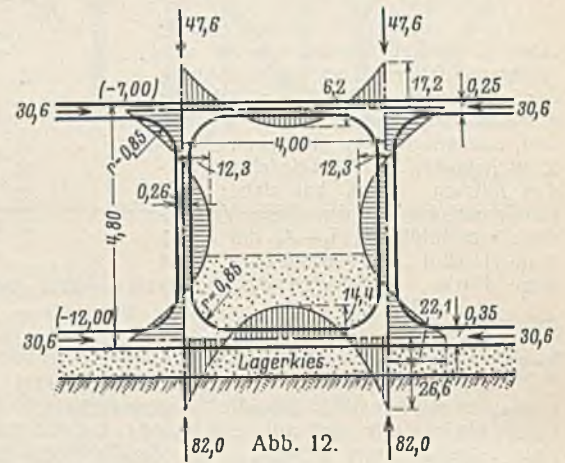


Abb. 10. Die ersten vier Senkkasten während des Zusammenbaues an der Dockbaustelle.

Mitte September 1930 wurden die vier jetzt zu einem Kasten vereinigten Betonsenkasten von dem Hafenbecken von Moret (Abb. 9) zu ihrem endgültigen Bestimmungsort (Abb. 10 u. 11) geschleppt unter Ausnutzung der Strömung des Hafens, mit Anwendung von zurückhaltenden Schleppern. Von den in Le Havre angewendeten Vorsichtsmaßnahmen, verankerten Hilfsbojen usw., konnte hier abgesehen werden. 1931 sollten den bestehenden vier Senkkasten nach dem soeben beschriebenen Druckluftverfahren der 5., 6. und 7. Betonkasten angegliedert werden, um, wenn sich dieses Verfahren bewährt, die zukünftige Fugenabdichtung zwischen den Senkkasten immer so auszuführen.



Abb. 11. Blick auf die Dockbaustelle mit vier zusammengebauten Senkkasten in der Bucht von Cadiz. Man erkennt die ausgebagerte Dockgrube und links im Hafenbecken den fertigen Pumpenhaus-Senkkasten.



Statische Untersuchung der Sohle, Decke und Wände eines Senkkastens.

Die bei der ersten Berechnung angenommenen großen Drücke von 90 kg/cm^2 beim Leerpumpen einer Abteilung der schon abgesenkten Sohlen, hervorgerufen durch den Wasserdruck auf die Decke, Sohle und Wände und durch den Lagerdruck auf die Sohle sind durch die gewählte Ausführung erheblich herabgemindert. Die in Abb. 12 angegebene Momentenverteilung, die aus den vom Wasser- und Bodendruck herrührenden Momenten konstruiert wurde, die doppelt so groß sind wie bei Annahme gleichmäßiger Verteilung, wird vermindert durch Betoneinfüllung auf die Sohle. Durch das geringe Gewicht des Senkkastens vor der Ausfüllung mit Beton und durch die parallelepipedische Form des Kastens gleichen sich Erhöhung des Tiefganges und Erhöhung des Wasserdrucks aus der Bodenausfüllung aus.

Andererseits erhöht die Ausfüllung den Druck auf die Seitenwände der Zelle, und da das Wasser erst über der Decke steht, wenn die Zelle beinahe ganz mit Beton ausgefüllt ist, kann man die Momentenbeanspruchung der Decke durch deren Abstützung auf die Bodenausfüllung herabmindern. Diese Drücke auf die Decke und die Seitenwände können jedoch nur ausgeübt werden, wenn die zusammengesetzten Senkkasten irgendwo ein Leck erhalten, das dann aber wegen des Doppelbodens leicht ausgebessert werden kann.

Die Tatsache, daß der Senkkasten schwimmt, erlaubt die Betonverteilung so vorzunehmen, daß jede höhere Biegebungsbeanspruchung aufgehoben wird. Außerdem kann man jeden Augenblick bei Ebbe so viel Wasser in das Dock einlassen, daß es in der nächsten Flut nicht wieder anfängt zu schwimmen. Außer der normalen Last durch das Betoneigengewicht kann

also Wasserballast zugegeben werden, um gleiche Schwimmlage des Docks zu erreichen und damit Spannungen in der Längsrichtung unmöglich zu machen. Nachdem in langsamer und gleichmäßiger Arbeitsfolge die ganze Sohle des Docks ausgefüllt ist, werden dann auch die Seitenwände ausbetoniert, die bei ihrer geringen Masse im Vergleich zu den anderen Massen kaum eine ungleiche Beanspruchung des Bodens hervorrufen dürften.

Nach dem Absenken des gesamten Docks ohne volle Wasserfüllung wird mittels eingebauter Rohre von 10 cm Durchm. Preßbeton in die Bodenschicht unter der Sohle eingebracht, um sie zu verfestigen. Wenn die gesamte Absenkung in der ganzen Länge von 245 m nicht möglich sein wird, ist beabsichtigt, das Dock in zwei Teilen abzusenken und die Mittelfuge gegebenenfalls unter Wasser auszugießen oder im Druckluftverfahren zu schließen, um die Quellbildung und damit die für die Gründung nachteiligen Sohlausspülungen zu verhindern. So ist es möglich, die Fugen zwischen den Teilen des Trockendocks von Cadiz mit bescheidenen Hilfsmitteln auszuführen, natürlich unter Anwendung von hochwertigem Zement, so daß das ganze Schwimmdock später einen durchaus monolithischen Charakter aufweisen wird.

Der Zusammenbau der einzelnen Kasten kann heute auch mit spanischem, hochwertigem, sog. Elektroland-Zement ausgeführt werden, der anderen auswärtigen Zementen gleichwertig ist. Dr.-Ing. Andersen.

Vermischtes.

Ergebnisse der Versuchstraße bei Glostrup (Dänemark). Im Anschluß an meine Mitteilung in der Bautechn. 1927, Heft 8, S. 103, teile ich nachstehend im Auszuge das von dem Leiter des Versuches, dem Wegebauinspektor R. W. Winkel, in einem Vortrage im Ingenieurverein in Kopenhagen und später durch die Veröffentlichung des dänischen Wegebaulaboratoriums bekanntgegebene bisherige Ergebnis der Untersuchungen mit:

Die Versuchstrecke ist, wie früher erwähnt, eingeteilt in: Fahrbahnen für Pferdefuhrwerk, Kraftwagen mit Vollgummireifen und Kraftwagen mit luftgefüllten Reifen; sie besitzt Decken aus Kleinpflaster, Zementbeton, Asphaltbeton, sowie Makadam mit und ohne Oberflächenbehandlung. Der Leitgedanke bei dem Versuch war, den tatsächlichen Verhältnissen, die sich auf stark benutzten Landstraßen abspielen, so nahe wie möglich zu kommen. Den mitgeteilten Ergebnissen lagen Beobachtungen und Messungen während eines Zeitraumes von etwa drei Jahren zugrunde.

Die drei widerstandsfähigsten der untersuchten Straßendecken, nämlich Kleinpflaster, Zementbeton und Asphaltbeton, haben sich in der verstrichenen Zeit sehr gut gehalten und keine nennenswerten Kosten für Ausbesserung verursacht. Dagegen hat der Makadam mit und ohne Oberflächenbehandlung auf den Fahrbahnen für alle drei Fahrzeuggattungen erhebliche Unterhaltungskosten erfordert. Die Abnutzung in mm berechnet sich nach der bekannten Formel von Funk (s. „Das Kunststraßenwesen“) zu $0,80 + 1,1 \sqrt{h}$, worin h die Verkehrsmenge in $t/24 \text{ Std/m}$ Fahrdammbreite bezeichnet. Für die Versuchstraße in Glostrup ist für Pferdefuhrwerk, massive Gummibereifung und luftgefüllte Gummibereifung h zu 45, 100 und 781 t/24 Std/m ermittelt worden. Es ist hierbei berücksichtigt, daß starker Verkehr die Straßendecke nicht nur abnutzt, sondern sie gleichzeitig zusammenwalzt, also widerstandsfähiger macht. Die Abnutzung wurde in regelmäßigen Zeitzwischenräumen mit eigens dazu gebauten Instrumenten, Profilometer und Planigraph, gemessen.

Auf der Straßendecke ohne Oberflächenbehandlung, also auf der wassergebundenen Makadamstraße, haben sich beträchtliche Beschädigungen, insbesondere an der Bahn für Fahrzeuge mit luftgefüllter Gummibereifung, gezeigt. Diese Bereifung verursacht nämlich, daß Teile der Decklage infolge der Saugwirkung der Reifen aus der Spurbahn ge-

worfen werden und zu beiden Seiten einen Wall bis zu 10 cm Höhe bilden. Die Hauptunterhaltung bestand bei dieser Straßendecke darin, das Profil immer wieder herzustellen. Für diese Wegebahn von insgesamt etwa 350 m^2 Größe, die einen Verkehr von 781 t/24 Std/m aufweist, sind in etwa drei Jahren 39 m^3 Kiessand verwendet worden, um sie in Ordnung zu halten. Neben der Zerstörung durch den Verkehr haben auch andere Einflüsse, wie Wasser, Wind und Frost, die nicht befestigte Chausseedecke in Mitleidenschaft gezogen.

Wenn man für die wassergebundene Makadamchaussierung einen Vergleich zwischen den Ausgaben für Unterhaltung der Versuchbahnen der drei Fahrzeugarten ziehen will, darf man dies nicht nur auf Grundlage der Abnutzung machen, sondern man muß auch die Ausgaben im einzelnen ermitteln

- für die Kiesbeschaffung, die für die laufende Unterhaltung notwendig ist, einschließlich Siebung,
- für die Arbeit, die erforderlich ist, um den Kies aufzubringen, sowie für die übrigen laufenden Unterhaltungsarbeiten und
- für die Erneuerung der Decklage, berechnet nach ihrer erfahrungsgemäßen Lebensdauer von acht Jahren, nach dem üblichen Zinsfuß (in Dänemark 5%) und nach dem Preise des Deckmaterials (in Dänemark $1,75 \text{ Kr/m}^3$).

Die Summe dieser Ausgaben a bis c, bezogen auf ein Halbjahr, beziffert sich für die wassergebundenen Makadambahnen der drei Arten von Verkehrsmitteln auf 87,14, 215,54 und 773,96 Kr. Nimmt man Rücksicht auf die Verkehrsmenge in t, d. h. teilt man die Ausgaben durch 45, 100 und 781, und rechnet man die Ausgaben um für $100 \text{ m}^2/\text{Jahr}$, entstehen die Zahlen 1,10, 1,23 und 0,56 Kr. Betrachtet man aber die Abnutzungskurve (s. Abb.) und die Funksche Formel für diese Abnutzung, so zeigt sich, daß, wenn man an Stelle eines Verkehrs von 45 t/m einen Verkehr von 100 t/m annimmt, die Abnutzung nicht steigt im Verhältnis $\frac{100}{45}$, sondern im Verhältnis $\frac{11,8}{8,2}$; für 1 t/m ergibt sich also $\frac{11,8}{8,2} \cdot \frac{100}{100} = 0,647$. Der Betrag von 1,10 Kr bei 45 t/m entspricht also einem Betrage von $1,10 \cdot 0,647 = 0,71 \text{ Kr}$ bei einem Verkehr von 100 t/m.

Funk macht in seinem Buch: „Das Kunststraßenwesen“ darauf aufmerksam, daß man bei der Bewertung der verschiedenen Decklagen nicht bei der Abnutzung allein stehen bleiben darf, sondern daß die jährlichen Unterhaltungskosten mit berücksichtigt werden müssen. Funk hat daher eine Kurve aufgestellt, die diese Verhältnisse einschließt (s. A_1-A_2 der Abb.). Benutzt man im vorliegenden Falle diese Kurve, ergibt sich durch Umrechnung $\frac{0,61}{0,47} \cdot \frac{45}{100} = \text{rund } 0,58$.

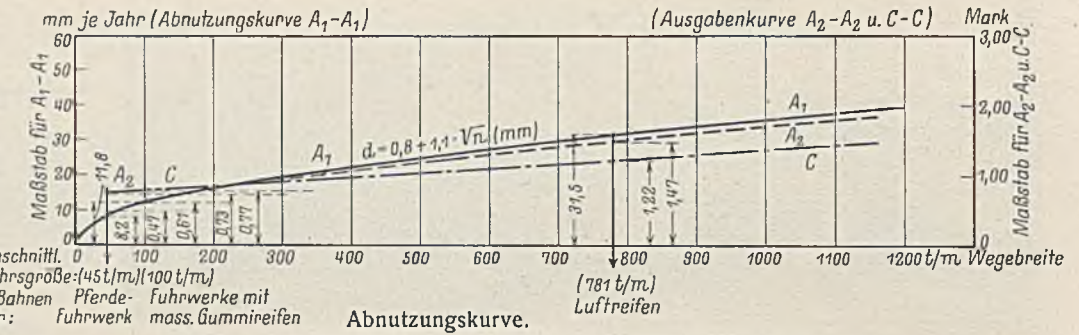
Nimmt man das Mittel dieser Werte (0,71 und 0,58), wodurch ein Umrechnungsbeiwert von etwa 0,6 entsteht, so ergibt sich, daß die vorgenannten 1,10 Kr auf 0,66 Kr für Pferdefuhrwerk und auf 1,23 Kr für massivbereifte Kraftfahrzeuge herabgesetzt werden, d. h., die Fahrbahn für massive Gummibereifung kostet an Unterhaltung f. 1 t Verkehr ungefähr das Doppelte der Unterhaltungskosten der Fahrbahn für Pferdefuhrwerke, wenn die Gesamtgröße des Verkehrs 100 t/24 Std/m beträgt. Vergleicht man den Verkehr auf der Bahn für Pferdefuhrwerk mit dem auf der Bahn für Kraftwagen mit luftgefüllter Gummibereifung, muß eine gleiche Umrechnung von 45 zu 781 t/m vorgenommen werden. Der Umrechnungsbeiwert wird unter Zugrundelegung der Kurve A_1-A_1 $\frac{31,5}{8,2} \cdot \frac{45}{781} = 0,22$, und unter Zugrundelegung der Kurve A_2-A_2 entsteht der Wert von $\frac{1,47}{0,47} \cdot \frac{45}{781} = 0,18$. Das Mittel hiervon ergibt einen Umrechnungsbeiwert von 0,2. Demnach würde ein Pferdeverkehr von 781 t/m einer Ausgabe von $1,10 \cdot 0,2 = 0,22$ Kr entsprechen, gegenüber der errechneten Ausgabe von 0,56 Kr/t/m für Kraftwagen mit luftgefüllter Gummibereifung; das Verhältnis dieser Werte würde also 1 : 2½ sein. Es ist indessen unsicher, ob man von dem untersuchten vorhandenen Verkehr Schlüsse auf die Wirkung und Kosten eines größeren Verkehrs ziehen kann.

Der Makadam mit Oberflächenbehandlung hat sich im ganzen gut gehalten und in den verstrichenen etwa drei Jahren insgesamt für die Bahn, die von Fuhrwerken mit massiver Gummibereifung befahren wird, 27,02 und für die Bahn der luftgummibereiften Fahrzeuge 59,85 Kr an Unterhaltungskosten verursacht. Im Gegensatz hierzu hat die Unterhaltung der Bahn für Pferdefuhrwerke 328,47 Kr gekostet. Die Makadamstraße mit Oberflächenbehandlung ist sehr empfindlich gegen die Eingriffe des Fußbeschlages der Zugtiere und gegen die Drücke der eisernen Radbereifung. Es ist in diesem Zusammenhange von Interesse, zu erfahren, daß die Unterhaltung der Bahnen mit Befestigung aus Zementbeton und Asphaltbeton bis August 1929 nur 2,34 und 6,67 Kr gekostet hat. Hierbei ist zu beachten, daß die Unterhaltungsarbeit an der Fahrbahn aus Zementbeton aus praktischen Gründen anders ausgeführt wird, als die Unterhaltung an den Asphaltbeton- und Makadamstraßen. Ausbesserungen an Zementbetonstraßen werden, weil sie im Betrieb schwer ausführbar sind, meistens solange zurückgestellt, bis eine größere Erneuerungsarbeit vorgenommen werden muß.

Das bisherige Ergebnis der Untersuchungen kann wie folgt zusammengefaßt werden:

Die schädigende Einwirkung des Verkehrs mit Pferdefuhrwerken auf die Wegebefestigungen ist trotz seines geringen Umfanges unverhältnismäßig groß, besonders bei den Makadamstraßen mit Oberflächenbehandlung. Im Hinblick darauf, daß die Zahl der Fahrzeuge mit luftgefüllter Gummibereifung stetig steigt, während die Zahl der Pferdefuhrwerke und der Fuhrwerke mit massiver Gummibereifung dauernd zurückgeht, wird man die Landstraßen und viele Straßen in den Städten durch einfache Oberflächenbehandlung in gutem Zustande erhalten können. Selbst bei stark befahrenen Straßen genügt es, die Oberflächenbehandlung höchstens einmal im Jahr zu erneuern. Die Makadamlage selbst braucht nur in Zwischenräumen von mehreren Jahren aufgearbeitet zu werden. Aus diesem Grunde sind Fortschritte in der Art und der Technik der Oberflächenbehandlung von großer wirtschaftlicher Bedeutung.

Die starke Beanspruchung der verschiedenen Chaussierungen und der einschichtigen sogenannten Teppichbeläge durch Pferdefuhrwerke hat dazu geführt, daß die Prüfungskommission den Vorschlag gemacht hat, besondere Vorschriften für diesen Verkehr, insbesondere für die zulässigen Größtbelastungen und für die Felgenbreiten der benutzten Wagen zu erlassen.



hohe Kerbzähigkeit, einen erhöhten Korrosionswiderstand und einen großen Verschleißwiderstand besitzt. Gewährleistet wird für den neuen Union-Larssen-Stahl (Union-Spundbohlenstahl Resista) eine Zugfestigkeit von 50 bis 60 kg/mm², eine Streckgrenze von mindestens 38 kg/mm² und eine Dehnung von mindestens 22%. Hinsichtlich der Korrosion ist der neue Stahl einem normalen Kupferstahl noch um etwa 40% überlegen. Auch der Verschleißwiderstand liegt im Mittel etwa 50% höher als bei Kohlenstoffstahl gleicher Festigkeit. Die hohe Streckgrenze, die hohe Kerbzähigkeit auch bei niedrigen Temperaturen und die hohe Dehnung gewährleisten eine vorzügliche Rammfähigkeit. Infolge der hohen Streckgrenze können Spannungen von 2200 kg/cm² gegenüber 1200 bei St 37 zugelassen werden. Man kann also im allgemeinen mit dem nächst niedrigeren Profil, als bei St 37 oder St 45 erforderlich wäre, auskommen. Da die Lebensdauer des Union-Larssen-Stahls infolge des hohen Rost- und Verschleißwiderstandes mindestens 40% größer ist als die des normalen Kupferstahls, so ist auch die Verwendung geringerer Wanddicken unbedenklich. Die Anwendung des Union-Larssen-Stahls ergibt im allgemeinen eine Gewichtsparsnis von etwa 15 bis 30% und dadurch die gleiche Ersparnis an Frachtkosten, während der Gesamtlieferpreis ab Werk um etwa 10 bis 25% geringer wird als bei Verwendung des höheren Profils in den bisher bekannten Stählen).

Belastungsversuche an Eisenbetonbrücken. Nach einem Berichte von Prof. Dr. M. Roß in der Schweiz. Bauztg. 1931, Bd. 98, Nr. 15, wurde der 1912 bis 1914 von der Firma Ed. Züblin & Cie. AG, Straßburg, ausgeführte Talübergang der Chur-Arosa-Bahn bei Langwies im November 1929 einer eingehenden Nachprüfung des Betonzustandes unterzogen. Für die Belastungsversuche wurde ein Belastungszug von 53 m Länge und 120 t Gesamtgewicht benutzt. Aus den Feststellungen über das elastische Verhalten, die Festigkeit und Frostbeständigkeit sei unter Hinweis auf die genannte Quelle folgendes mitgeteilt:

1. Der große Bogen (100 m Spannweite, 42 m Pfeilhöhe) zeigte ein vollkommen elastisches Verhalten.
2. Die Ergebnisse der Festigkeits- und Elastizitätsversuche im Laboratorium, der Kontrolle auf der Baustelle und der Spannungs- und Formänderungsmessungen am fertigen Bauwerk zeigten innerhalb der in der Natur der Erzeugungsweise des Betons liegenden Schwankungen eine praktisch sehr befriedigende Übereinstimmung.
3. Die Stoßzuschläge für den mit einer größten Stundengeschwindigkeit von 30 km/h fahrenden 120 t schweren Zug waren am größten im Bogenscheitel und kleiner im Bogenviertel. Sie betragen im Scheitel 10%, im Viertelpunkte 8%.
4. Die 18 Jahre alten, am Bauwerk im Freien gelagerten Betonwürfel zeigten trotz der sehr starken Wärmeschwankungen durch Sonnenbestrahlung, Nässe und Frost keine Einbuße an Festigkeit. Die Würfel festigkeit dieser in der Materialprüfungsanstalt Zürich geprüften Würfel zeigte mit 738 kg/cm² gegenüber den im Alter von 11½ Jahren erprobten sogar eine geringe Zunahme. Das Elastizitätsmaß E zeigte ebenfalls eine Zunahme mit dem Alter, einem Endwerte von $E = 550\,000$ kg/cm² zustrebend. Das Eisenbetontragwerk hat mit dem Alter sein elastisches Verhalten nicht eingebüßt.
5. Der 18 Jahre alte Langwieser Viadukt zeigt keine Spuren von Frostschäden. Die fünfzigfachen, schroffem Frostwechsel (zwischen + 15° und - 15° C) in der Materialprüfungsanstalt ausgesetzten 18 Jahre alten Betonwürfel zeigten einen noch innerhalb des natürlichen und zulässigen Streuungsgebietes liegenden Festigkeitsabfall von nur 12%; sie haben sich als frostsicher erwiesen.
6. Auf Grund der heutigen Erfahrungen dürfen innerhalb der zulässigen Beanspruchungen und Knickstabilität für alle Konstruktionsteile des Langwieser Viaduktes bis zu 80% höhere Verkehrslasten als die zur Zeit schwersten zugelassen werden.

¹⁾ Näheres s. Die Larssen-Spundwand 1931, Nr. 13. (Herausgegeben von der Vereinigte Stahlwerke AG, Dortmunder Union.)

INHALT: Die Hugo-Preuß-Brücke in Berlin. — Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im Jahre 1931. — Der Staudamm Ottmachau. — Der Bau des Trockendocks in Cadix. — Vermischtes: Ergebnisse der Versuchstraße bei Olostrup (Dänemark). — Neuer Spundbohlenstahl. — Belastungsversuche an Eisenbetonbrücken.

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

Ein neuer Spundbohlenstahl (Union-Larssen-Stahl DRP. ang.) Seit bald 30 Jahren findet die Stahlspundwand Larssen für Wasserbauten erfolgreiche Verwendung. Lange Zeit wurde als Werkstoff für diese Spundbohlen ein normaler Kohlenstoffstahl von 37 bis 44 kg/mm² Zugfestigkeit (St 37) verwendet; später ging man dazu über, für Bauwerke mit höheren Anforderungen Stähle mit höheren Festigkeiten (45 bis 52 bzw. 50 bis 60 kg/mm²) zu wählen. Da durch Erhöhung des Kohlenstoffgehaltes wohl die Zugfestigkeit, nicht aber in gleichem Maße die Streckgrenze erhöht wird, und da gleichzeitig ein bemerkenswerter Abfall an Dehnung eintritt, schien mit dem St 50 bis 60 die Entwicklung festerer Stähle für Spundbohlen beendet. Auf Grund langjähriger Versuche ist es der Vereinigte Stahlwerke AG, Dortmunder Union, gelungen, einen Stahl zu schaffen, der bei erheblich höherer Streckgrenze noch eine große Dehnung, zugleich auch eine