

DIE BAUTECHNIK

14. Jahrgang

BERLIN, 10. Januar 1936

Heft 2

Alle Rechte vorbehalten.

Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1935.

Von Ministerialdirektor Dr.-Ing. e.h.r. Gährs.

Während in den Jahren 1932 bis 1934 für die Arbeiten zur Verbesserung und zum weiteren Ausbau der deutschen Wasserstraßen neben gewissen Haushaltsmitteln namhafte Beträge aus Arbeitbeschaffungsmitteln zur Verfügung gestellt wurden, ist seit dem 1. April 1935 eine Umstellung dahingehend eingetreten, daß fortan wieder alle Bedürfnisse der Verwaltung durch den Haushaltsplan gedeckt werden.

Für Unterhaltung und Betrieb der Binnenwasserstraßen und der Seewasserstraßen einschließlich Seezeichen- und Lotsenwesen standen mit 26 776 600 bzw. 18 000 000 RM die gleichen Mittel zur Verfügung wie 1934.

Für größere Bauvorhaben und für sonstige einmalige Ausgaben wurden insgesamt 108 502 650 RM bereitgestellt. Da außerdem aus den früher im Interesse der Arbeitbeschaffung bewilligten Geldern noch Beträge zur Verfügung standen, entwickelte sich in allen Bezirken eine lebhaftere Bautätigkeit. Es konnten nicht nur alle begonnenen Bauten planmäßig weitergeführt werden, sondern auch mehrere neue Bauten, wie Umbau der Mühlendammstaustufe in Berlin, Bau einer zweiten Schleuse bei Lehnitz am Hohenzollernkanal, in Angriff genommen werden.

Erfreulicherweise ist es auch gelungen, vier große Bauvorhaben, deren Fertigstellung für 1935 in Aussicht genommen war, tatsächlich zu vollenden, nämlich die Neckarkanalisation bis Heilbronn, die Umkanalisation des Untermains, den Küstenkanal und den Ausbau der Eldewasserstraße in Mecklenburg.

In den einzelnen Bezirken entwickelten sich die wichtigsten Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung wie folgt:

A. Seewasserstraßen.

1. Seewasserstraße Stettin—Swinemünde.

Der Ausbau der Seewasserstraße Stettin—Swinemünde ist, wie bereits im Berichte für das Jahr 1934 hervorgehoben wurde, so gut wie vollendet. Die planmäßigen Baggerarbeiten zur Vertiefung der Fahrrinne gehen ihrem Ende entgegen. Der gewonnene Boden wurde zur Aufhöhung brachliegender Ländereien sowie durch Verspülung zur Gewinnung von Neuland verwendet. Restliche Uferschutzarbeiten sind an der Meilinfahrt sowie in Form von 18 m breiten Sinkstücken zur Befestigung der Unterwasserböschung an einer kurzen Oderstrecke fertiggestellt worden.

2. Uferschutzarbeiten an der Ostseeküste.

An der Westküste der Insel Hiddensee sind umfangreiche Buhnenbauten eingeleitet worden, um den den Weststürmen ausgesetzten Strand vor weiteren starken Abbrüchen zu schützen. Die abgespülten Sandmassen werden größtenteils von dem überwiegend südlich gerichteten Küstenstrom in die Gellenrinne, die westliche Zufahrt zum Hafen Stralsund, getrieben. Diese Rinne muß daher durch umfangreiche laufende Baggerungen genügend tief gehalten werden. Die Buhnenarbeiten sollen zur Verminderung dieser Baggerungen den Sand möglichst festhalten und weiter einen Durchbruch der schmalen, langgestreckten Insel verhindern. Ein solcher Durchbruch, wie er bereits 1864 eingetreten ist, würde die

Schiffahrtswege westlich und östlich der Insel mindestens stark gefährden und recht beträchtliche Mittel zu seiner Schließung erfordern. Die Buhnen wurden in einer durchschnittlichen Länge von 100 m bisher als einreihige Holzpahlbuhnen hergestellt. Da jetzt an der Westküste des Darß ein in diesen Küstengebieten bisher unbekannter Bohrwurmbefall (*teredo navalis*) festgestellt worden ist, sollen für die weiteren Buhnenbauten an Stelle der Holzpfähle eiserne Spundbohlen treten.

Gleiche Uferschutzarbeiten werden zur Sicherung des Buger Halses an der Nordwestküste Rügens ausgeführt. Dieser schmale Landstreifen, der bei früheren Sturmfluten bereits durchgebrochen war und jetzt erneut durchzubrechen drohte, bildet die einzige Landverbindung zu der Halbinsel Bug. Auch auf dieser Baustelle sollen wegen der Bohrwurmfahrt und wegen des steinigen Untergrundes im kommenden Jahre an Stelle der einreihigen Holzpahlreihen einreihige Eisenspundwände treten.

3. Die Elbe unterhalb Hamburg.

Die sieben Uferrippen, die in Ergänzung der Fahrwasserregulierung am Osteriff am linken Ufer der Elbe gegenüber Brunsbüttelkoog ausgeführt werden sollten, wurden im Laufe des Jahres 1935 fertiggestellt. Im Zusammenhang mit ihrem Bau ist eine Streckung des Stromüberganges von dem rechten Brunsbüttelkooger auf das linke Osteriffufer durch Baggerungen gefolgt. Nach den bisherigen Beobachtungen hat diese ergänzende Regulierung eine gute Wirkung gehabt, so daß nunmehr eine weitgehende Selbstströmung des Fahrwassers auf der bisher noch unbefriedigend gewesenen Übergangsstrecke

erhofft werden kann. Es hat sich aber doch als erwünscht erwiesen, durch einen groß angelegten, zur Zeit in der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin im Gange befindlichen Versuch nachzuprüfen, ob mit den seither getroffenen Maßnahmen auf die Dauer ein befriedigender Zustand in dem Elbefahrwasser gewährleistet wird bzw. welche strombaulichen Maßnahmen darüber hinaus noch in Frage kommen könnten. Die Versuche erstrecken sich gleichzeitig auf eine Untersuchung der Ursachen für die starke, bisher regelmäßig durch Baggerungen beseitigte Verschlickung in den Vorhäfen des Kaiser-Wilhelm-Kanals bei Brunsbüttelkoog und die Möglichkeiten, durch technische Maßnahmen den Schlickfall zu verringern oder ihn auf anderem und wirtschaftlicherem Wege als durch Baggerungen zu beseitigen.

Die Regulierungsarbeiten am Pagensand gehen ihrer planmäßigen Vollendung entgegen. Das mit den Arbeiten erstrebte strombautechnische Ziel bezüglich Streckung und Tiefhaltung des Fahrwassers durch Selbstströmung ist erreicht¹⁾.

Die Arbeiten zum Ausbau der Ufer der Lühe und Este sind planmäßig fortgesetzt worden²⁾.

Im Gebiet der rechtseibischen Nebenflüsse Pinnau, Krückau und Stör hat sich das Bedürfnis herausgestellt, zusammenfassende, eingehende

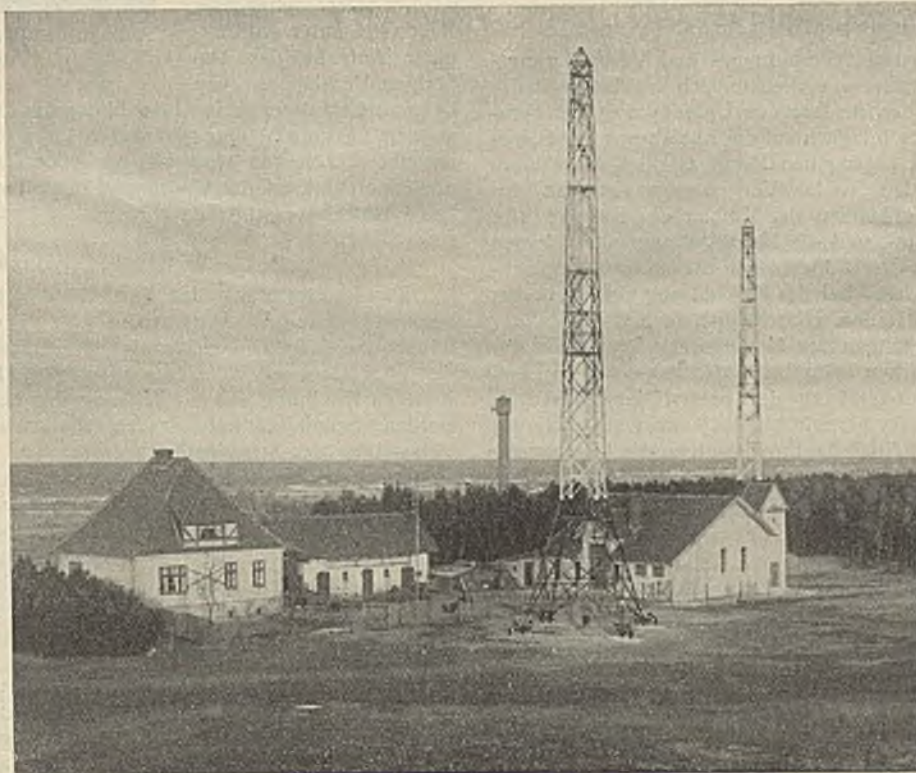


Abb. 1. Nebelsignalturm Jershöft.

Zwischen den beiden rot-weiß gestrichelten 35 m hohen Funktürmen das Maschinenhaus. Im Hintergrunde der Nebelsignalturm mit den beiden elektrischen Luftschallsendern. Links das Maschinistenwohnhaus.

¹⁾ Vgl. auch Bautechn. 1935, Heft 29, S. 398 ff.

²⁾ Ebenda 1934, Heft 20, S. 255 ff.

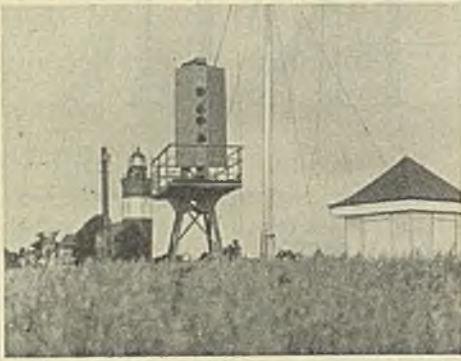


Abb. 2. Luftschallsender in Dahmeshöved mit Schallwand für 240° Strahlungswinkel. Ansicht von See aus.

stadt eine Vorarbeitenabteilung im Einvernehmen zwischen dem Reichs- und Preußischen Verkehrsministerium und dem Reichs- und Preußischen Ministerium für Ernährung und Landwirtschaft eingerichtet worden. In der Vorarbeitenabteilung ist ein enges Zusammenarbeiten zwischen den Organen der Wasserstraßenverwaltung und der Preußischen Kulturbauverwaltung sichergestellt.

4. Die Weser unterhalb Bremen.

Nach dem Abschluß der Ausbau-, Vertiefungs- und Verbreiterungsarbeiten an der Unter- und Außenweser erstreckte sich die Tätigkeit der Reichswasserstraßenverwaltung über die laufende Unterhaltung des Fahrwassers und deren Anlagen hinaus lediglich auf die Ausführung der Folgeeinrichtungen, die auf Grund der ergangenen Planfeststellungsbeschlüsse der Verwaltung auferlegt worden sind. Von diesen Arbeiten des Jahres 1935 sind besonders zu erwähnen der Umbau der Fähranlage von Lemwerder nach Vegesack und die Fertigstellung einer kleinen Hafenanlage bei Motzen, die Ersatz bieten soll für die im Zusammenhang mit dem Ausbau der Unterweser bei der Zuschüttung des Warflether Nebenarmes eingegangenen Liegestellen, Umschlagplätze und Bootswerftanlagen. Bezüglich der Rückwirkungen des Unterweserausbau auf die Ochtum und Lesum ist inzwischen endgültig entschieden worden, daß die vordem vielfach erstrebte Anschließung der beiden Nebenflüsse an ihrer Einmündung in die Unterweser als wirtschaftlich nicht gerechtfertigt unterbleibt. Zur Beseitigung der durch die Einwirkungen des Unterweserausbau durch Senkung der Niedrigwasserstände und Hebung der Hochwasserstände eingetretenen Beeinträchtigungen sind Deicherhöhungen und Uferausbauten vorgesehen, die zum großen Teile im Laufe des Jahres 1935 ausgeführt worden sind. In Abgeltung der von der Reichswasserstraßenverwaltung aus Anlaß der Unterweservertiefung zu vertretenden Beeinträchtigungen hat das Reich durch Hergabe eines größeren Geldbetrages die sturmflutfreie Eindeichung des St.-Jürgens-Landes ermöglicht, die ebenfalls inzwischen ausgeführt worden ist.

5. Die Hunte unterhalb Oldenburg.

Der Ausbau der unteren Hunte als Bestandteil des Küstenkanals ist innerhalb der Berichtszeit so weit fertiggestellt worden, daß bei der Eröffnung des Küstenkanals am 28. September 1935 die zunächst für den Ausbau in Aussicht genommene Flußstrecke auf etwa 7 km unterhalb Oldenburgs planmäßig für den Kanalverkehr freigegeben werden konnte. Es steht nunmehr innerhalb dieses beschränkten Bauprogramms nur noch die Ausführung von Uferbefestigungen aus, die in den beiden nächsten Jahren folgen soll.

6. Die Ems unterhalb Papenburg.

Im Jahre 1934 ist bekanntgegeben worden, daß auf der Stromstrecke von Papenburg bis Leerort bis auf weiteres mit einer Fahrwassertiefe von 4,50 unter MHW statt bisher 4,10 gerechnet werden könne. Die Tiefe von 4,50 hat sich auch im Berichtjahr gut gehalten.

Untersuchungen über etwaige Verbesserungen der Hochwasserschutz-, der Ent- und Bewässerungs- sowie der Schifffahrtsverhältnisse einzuleiten. Zur Durchführung dieser Untersuchungen, die sich auch auf die Frage der Reinhaltung der Gewässer von den Industrie- und Hausabwässern der anliegenden Städte sowie die Möglichkeiten der Erschließung weiteren Siedlungslandes erstrecken sollen, ist bei dem Wasserbauamt in Glück-

Durch eine 1935 ausgeführte kleine Nachregulierung unmittelbar unterhalb Papenburgs wird die Erhaltung der vergrößerten Solltiefe weiterhin gewährleistet werden.

Die Emsstrecke unterhalb Emden hat sich infolge der in den vergangenen Jahren ausgeführten Teilregulierungen an der Knock, an der Geiseplate und am Ausgang des ostfriesischen Gatjes so gut gehalten, daß die Baggerungen auf die Übergangsstrecke vom ostfriesischen Gatje zum Dukegat beschränkt werden konnten, wo eine Streckung der Fahrwasserführung und bessere Selbstströmung erstrebt wird. Der gebaggerte Boden ist unter vollständiger Aufgabe des bisherigen Verklappens von Baggerboden durch Aufspülung hinter das Leitwerk an der Knock gebracht worden. Damit ist eine großzügige Landgewinnung eingeleitet, die in absehbarer Zeit das etwa 500 ha große Gebiet zwischen dem Leitwerk, dem Sperrwerk an der Knock und der alten Vorlandkante landwirtschaftlicher Nutzung erschließen wird.



Abb. 3. Luftschallsender in Dahmeshöved. Ansicht von hinten.

7. Die Insel Borkum³⁾.

Zur Verbesserung des Inselschutzes sollte das Buhnsystem am Westrande durch Verlängerung von vier Buhnen zur Verbauung des Strandgatjes ausgebaut werden. Diese vier Buhnen sind, wenn auch zum Teil noch nicht auf volle entwerfsmäßige Höhe, fertiggestellt. Vor ihrer weiteren Erhöhung soll die Wirkung des bisherigen Ausbaus abgewartet werden. Schon jetzt hat sich eine zwar langsam, aber stetig fortschreitende Versandung des Strandgatjes gezeigt.

Durch wiederholte schwere Sturmfluten hat das Dünen Schutzwerk an seiner gefährdeten Stelle so erheblichen Schaden gelitten, daß auf etwa Buhnenfeldbreite seine vollständige Erneuerung notwendig geworden ist. Bei dieser Gelegenheit ist die nach den inzwischen gesammelten Erfahrungen nicht mehr als befriedigend anzusehende Form der alten Borkumer Dünen Schutzmauer verlassen und durch eine S-förmig flach geneigte Uferdeckung mit breiter, sturmflutfreier Wandelbahn in Anlehnung an die besser bewährte und auch bei neueren Bauten in Baltrum angewendete Norderneyer Form ersetzt worden.

8. Leuchtfeuerwesen.

Im Jahre 1935 sind an den Leuchtfeuern der Ost- und Nordsee eine Reihe von Arbeiten in Angriff genommen worden, die mit einer Umstellung auf elektrischen Betrieb eine Erhöhung der Lichtstärken bei gleichzeitiger Verringerung der Betriebskosten zum Ziele haben. Es sind dies in der östlichen Ostsee die Leuchtfeuer „Brüsterort“ und „Scholpin“, das Ostmolenfeuer „Saßnitz“, das Quermarkenfeuer „Gellen“, die Richtfeuer „Bock“ und „Vierdehl“ und das Leuchtfeuer „Darßerort“, in der westlichen Ostsee die Richtfeuer „Travemünde“ und in der Nordsee das Hauptfeuer und das Quermarkenfeuer „Rote Kliff“, die Feuer „List Ost“ und „List West“, die Westbake „Helgoland-Düne“ und die „Dovetief“-Richtfeuer.

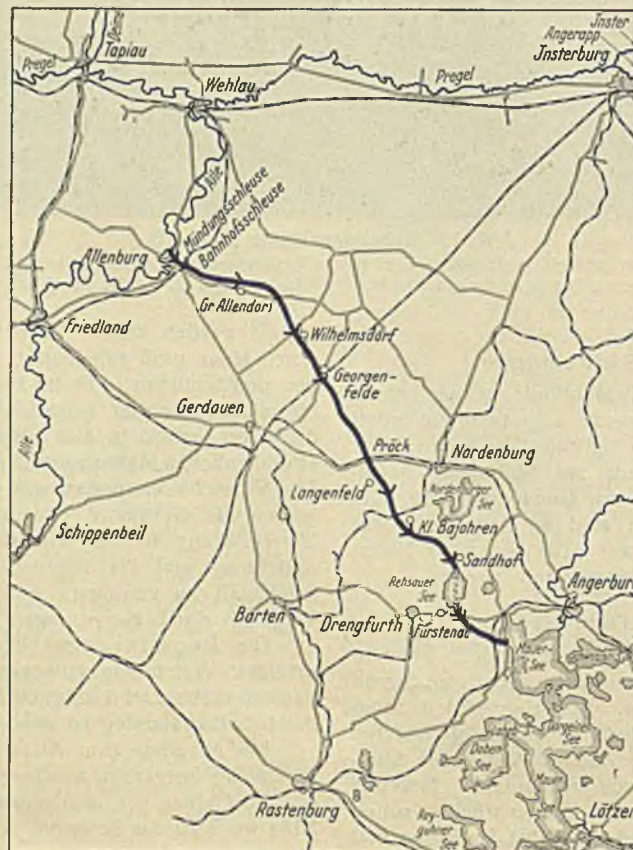


Abb. 4. Masurischer Kanal. Lageplan.

³⁾ Vgl. Bautechn. 1935, Heft 53, S. 691 u. f.

Außerdem sollen die bei „Falkenhagen“, „Maltzin“, „Grabow“ und „Devin“ vorhandenen Richtbaken für die nächtliche Befahrung der östlichen Stralsunder Gewässer befeuert und die Tages- und Nachtbezeichnung dieser Gewässer durch Errichtung weiterer befeuerter Baken, und zwar eines Leitfeuers „Devin“, sowie zweier Richtfeuer „Andershof“ und „Drigge“ bis zur Einfahrt in den Stralsunder Hafen fortgesetzt werden.

Im Nordseegebiet ist eine Erneuerung der Ostbake „Helgoland-Düne“ und der Leuchtbake „Otterndorf“ (Elbegebiet) in Ausführung begriffen.

Alle diese Arbeiten werden voraussichtlich Anfang 1936 fertiggestellt sein.

Zur besseren Kennzeichnung der Einfahrt nach Swinemünde wurden die bestehenden Starkenhorster Richtfeuer durch eine zweite Richtfeuerlinie, die den Rand der Joachimsfläche deckt, unter Schaffung eines zweiten Unterfeuers ergänzt und die Vorsprünge der in einer Krümmung liegenden Ostmole an sechs Stellen durch besondere Tiefstrahler beleuchtet.

lagen den Vorzug größerer Lautstärke und häufigerer Tonabgabe bei erhöhter Ausnutzung der aufgewendeten Leistung haben, sind in diesem Jahre in Angriff genommen. Als Kennungsmerkmale dienen Morsezeichen, entsprechend dem Anfangsbuchstaben des Namens der betreffenden Signalstelle, von bestimmter Tonhöhe (200, 300 oder 500 Hz) mit einer einheitlichen Wiederkehr von 30 sek.

Es handelt sich um die Luftnebelsignalanlagen „Brüsterort“ (Vierfachgruppensender 200 Hz), „Saßnitz“ (Vierfachgruppensender 500 Hz), „Arcona“ (Vierfachgruppensender 200 Hz), „Dornbusch“ (Vierfachgruppensender 300 Hz), „Staberhuk“ (Vierfachgruppensender 500 Hz), „Dahmeshöved“ (Zweifachgruppensender 300 Hz), „Helgoland Nord“ (Vierfachgruppensender 200 Hz) und „Helgoland Süd“ (Vierfachgruppensender 500 Hz). Von diesen stellen „Staberhuk“, „Dahmeshöved“ und „Helgoland Süd“ Neuanlagen dar.

Die Luftnebelsignalanlage „Dahmeshöved“ ist Mitte 1935 fertiggestellt und in Betrieb genommen. Sie deckt die weit in die Lübecker Bucht vorspringende Küstenecke gleichen Namens. Der Sender wird über ruhende Frequenzwandler ebenso wie die Luftnebelsignalanlage „Marlenleuchte“⁴⁾ aus dem 50 periodigen Überlandnetz gespeist. Als Ersatz bei Ausfall des Netzstromes ist ein dieselelektrischer Maschinensatz vorgesehen. Im Gegensatz zu der Anlage in Marlenleuchte, bei der ein im ganzen Umkreise strahlender Sender Verwendung

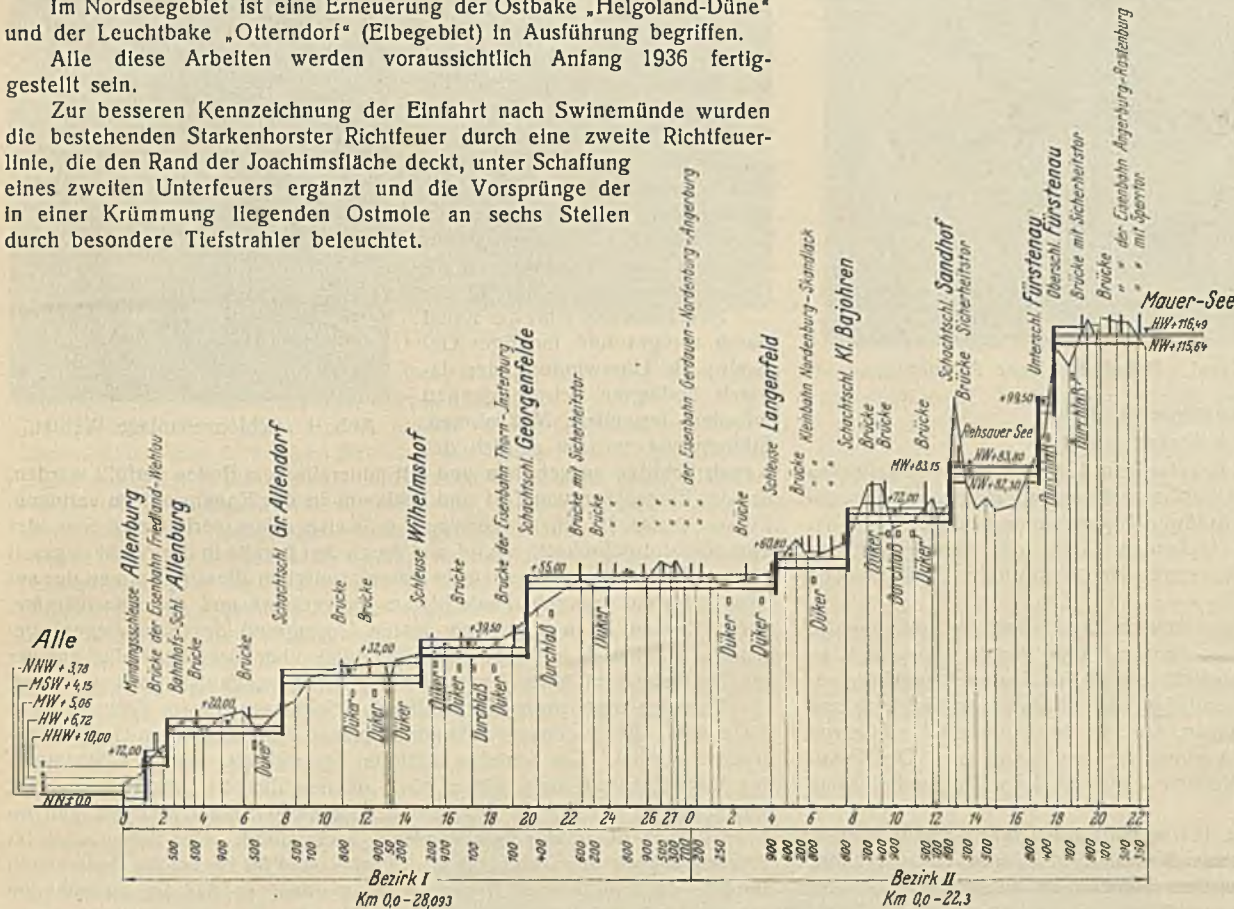


Abb. 5. Masurischer Kanal. Längenprofil.

Die den „Grundsätzen für die Bezeichnung der deutschen Küste“ nicht entsprechenden, an der Mellinfahrt der Seeschiffahrtstraße Stettin—Swinemünde gelegenen Wechselfeuer „Eichstaden Nord“, „Großer Mellin Nord“ und „Kleiner Mellin Nord“ wurden in Blitzfeuer umgewandelt.

Nebelsignalwesen.

Mit der im Jahre 1934 beendeten Herstellung der Nebelsignalanlage „Jershöft“ [Funkfeuer, Luft- und Wassernebelsignalanlage (Abb. 1)] ist der Ausbauplan der deutschen Funkfeueranlagen mit Ausnahme des Funkfeuers „Brüsterort“, dessen Errichtung noch vorbehalten ist, durchgeführt.

Die Umstellung veralteter ortfester Luftnebelsignalanlagen und die Errichtung dreier neuer Signalstellen mit neuzeitlichen elektrischen Membrangruppensendern, die vor den alten, mit Preßluft betriebenen An-

gefunden hat, ist hier ein Sender mit einem Strahlungsbereich von nur 240° gewählt. Nach Land zu ist der Sender durch eine Schallwand über 120° abgeschattet. Jedes Senderglied hat zwei Schallöffnungen, die in der Schallwand in einem Abstände der halben Wellenlänge = 0,55 m senkrecht übereinander liegen. Dadurch wird neben der erwünschten Schalldämpfung nach Land hin eine Schallzusammenziehung nicht nur in der Lotrechten, sondern auch in der Waagerechten und damit gegenüber einem im ganzen Umkreise strahlenden Sender eine erhebliche Vergrößerung der Schalleistung nach See zu erreicht. Der Sender ist an einem Gerüst nahe der Steilküste aufgestellt (Abb. 2 u. 3).

⁴⁾ Vgl. Bautechn. 1933, Heft 19.



Abb. 6. Masurischer Kanal. Stampfen der Dämme.



Abb. 7. Masurischer Kanal. Ausräumen von Faulschlamm.

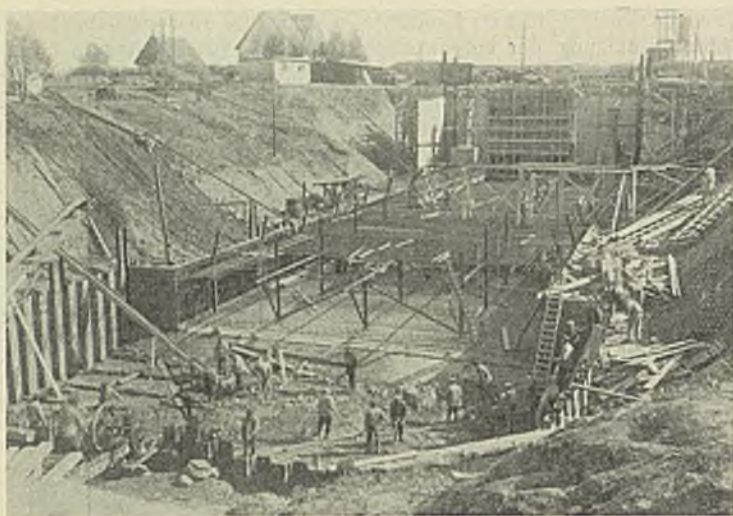


Abb. 8. Masurischer Kanal. Bahnhofschleuse Allenburg.

B. Binnenwasserstraßen.

1. Bezirk Ostpreußen.

Für die Bauarbeiten am Masurischen Kanal, dessen Weiterbau im Jahre 1934 aus Mitteln des Arbeitbeschaffungsprogramms nach zwölfjähriger Unterbrechung wieder in Angriff genommen wurde, stand im Baujahr 1935 neben dem noch laufenden Kredit der Gesellschaft für öffentliche Arbeiten die erste Rate aus Haushaltsmitteln in Höhe von 2,5 Mill. RM zur Verfügung.

Der Masurische Kanal soll das für sich abgeschlossene umfangreiche Wasserstraßennetz der Masurischen Seen an den Pregel und damit an die übrigen ostpreußischen Wasserstraßen und den Hafen Königsberg anschließen. Er verläuft im wesentlichen in südöstlicher Richtung von Allenburg zum Mauersee (s. Lageplan, Abb. 4); der Unterlauf der Alle von Allenburg bis Wehlau stellt die Verbindung zum Pregel dar. Die Kanal-länge beträgt rd. 50 km einschließlich einer rd. 4 km langen Fahrinne durch den Rehsauer See.

Der Höhenunterschied von rd. 111 m wird durch zehn Schleusen überwunden mit Einzelgefällen zwischen 5,80 und 17,20 m (s. Längenschnitt, Abb. 5). Das Speisungswasser wird dem ostpreußischen Seengebiet entnommen. Die Schleusen mit über 8 m Gefälle erhalten Sparbecken, um die Wasserzuführung zum unteren Pregel und zur Delme wegen der tief gelegenen Niederungen, die diese Ströme durchziehen, möglichst einzuschränken.

Der Kanal wird für 250-t-Kähne ausgebaut, so daß der bei weitem überwiegende Teil der ostpreußischen Binnenfahrzeuge auf ihm wird verkehren können. Die nutzbaren Abmessungen der Schleusen (45 m Länge und 7,50 m Breite) sind so gewählt, daß auch die vom Regelschiff abweichenden ostpreußischen Kahnformen den Kanal benutzen können. Der Kanal erhält beiderseitige Treidelwege.

Bei Einstellung der Bauarbeiten im Jahre 1922 waren die Erdarbeiten in der unteren Strecke auf rd. 15 km Länge fertiggestellt; weitere kürzere Zwischenstücke waren teils fertig, teils angefangen. Ferner waren von 13 eisernen Brücken 11 und von 12 Betonbrücken 11 vollständig fertig sowie sämtliche Düker und Durchlässe erbaut. Desgleichen waren alle Dienstgebäude an den Schleusenstellen errichtet. Schließlich war auch

die Mündungsschleuse bei Allenburg bereits vollendet.

Die Fertigstellung des Kanals erfordert 21,5 Mill. RM.

In den Baujahren 1934 und 1935 wurden vor allem die Bauarbeiten in fünf Erdarbeitslosen (auf einer Strecke von rd. 28 km Länge) gefördert. Die teilweise sehr hohen Dämme (Leinpfad bis zu 10 m über Gelände) werden in der Hauptsache aus mergeligem Boden ohne besondere Dichtungsschale hergestellt und zur Erzielung der Wasserdichtigkeit in Lagen von etwa 1,2 m geschüttet und mit 2 bis 3 t schweren Fallplatten festgestampft (Abb. 6).

Streckenweise führt der Kanal durch torfiges und mooriges Gelände; die Überwindung der dadurch bedingten Schwierigkeiten erfordert besondere Maßnahmen. Stellenweise müssen seitlich des Kanals Schlitzte ausgehoben und mit mineralischem Boden verfüllt werden, um das Eindringen von Torf und Schlamm in das Kanalprofil zu verhüten. Ferner mußte in einem kleineren, teilweise schon verlandeten See, der vom Kanal durchschnitten wird und durch den bereits in der Nachkriegszeit zwei seitliche Dämme geschüttet waren, zwischen diesen Dämmen der auf dem Seegrund lagernde Faulschlamm ausgeräumt und die Kanaldämme, deren Kronen 16 m über dem festen Untergrund des Sees liegen, geschüttet werden; Abb. 7 gibt einen Überblick über diese Baustelle, auf der ein Greifbagger mit besonders weiter Ausladung den Faulschlamm ausräumt.

Von den neun noch herzustellenden Schleusen ist im Frühjahr 1935 die zweite, die sogenannte Bahnhofschleuse Allenburg (8-m-Gefälle) begonnen worden. Die Schleuse stellt im Querschnitt, wie alle Schleusen des Masurischen Kanals, einen oben offenen Eisenbetonhalbrahm dar. Die Sohle ist fertig betoniert (Abb. 8); die aufgehenden Bauteile sind im wesentlichen über Grundwasserspiegel hochgeführt. Der Beton wird im Torkretpumpverfahren eingebracht. Ferner sind im Herbst die Bauarbeiten an drei weiteren Schleusen eingeleitet worden, so daß im kommenden Frühjahr deren Herstellung sogleich mit Nachdruck betrieben werden kann.

Die Arbeiten für den Weiterbau des Masurischen Kanals haben zu einer fühlbaren Entlastung des Arbeitsmarktes beigetragen. Auf den verschiedenen Baustellen sind bis zu insgesamt 1600 Arbeiter beschäftigt gewesen.

Für den zur Vollendung der Oberregelkanalisierung⁵⁾ noch ausstehenden Bau des Wehlauer Nadelwehres und zweier Schöpfwerke sind im Rechnungsjahre 1935 die Mittel im Haushalt bereitgestellt worden. Das Wehr wird in derselben Bauart und Bauweise ausgeführt wie die Wehre der bereits fertiggestellten Staustufen des Oberpregels. Die beiden Schöpfwerke bei Platen und an der Kuhfließmündung dienen zur Entwässerung von Wiesenpoldern, die durch den Stau der Staustufe Wehlau beeinträchtigt werden. Sie werden elektrisch — automatisch — betrieben.

Abb. 9 zeigt die fertige Schleusenanlage der Staustufe Wehlau.

(Fortsetzung folgt.)

⁵⁾ Vgl. auch Bautechn. 1935, Heft 50, S. 663 ff.; Heft 54, S. 246 ff.



Abb. 9. Schleusenanlage Wehlau.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Hubbrücke über die Hase (Dortmund-Ems-Kanal) in Meppen.

Von Regierungsbaurat Karl Hilfer, Oppeln.

Etwa 200 m oberhalb der Mündung der Hase in die Ems liegt in der Stadt Meppen eine alte Übergangsstelle über die Hase, die bereits im Mittelalter bekannt war (Abb. 1). Eine hölzerne Jochbrücke führte die alte Heerstraße, hier geschützt durch das feste Meppen, über den Fluß. Diese Brücke hatte schon frühzeitig eine bewegliche Klappe, die zunächst wohl aus militärischen Gründen vorhanden war, um den Zugang zur Stadt besser verteidigen zu können. Später war die Klappe auch zum Durchlassen der Schifffahrt bei höheren Wasserständen erforderlich. Der Unterlauf der Hase wurde nämlich bereits beim Bau des alten Hanekenkanals 1824 bis 1828 mit in die Kanalisierung der mittleren Ems einbezogen.

Die hölzerne Jochbrücke mit beweglicher Klappe tat ihre Dienste bis zum Bau des Dortmund-Ems-Kanals 1894 bis 1900 (Abb. 2).

Beim Ausbau dieses Großschiffahrtsweges wurde der mittlere Wasserstand an der Brückenstelle durch das unterhalb erbaute Emswehr Veersen wesentlich erhöht. Die neuen Stauverhältnisse und der zu erwartende Schiffsverkehr verlangten den Ersatz der alten Brücke durch eine neue, leicht bewegliche Konstruktion mit großer Durchfahrtsbreite. Deshalb wurde in den Jahren 1894 bis 1896 eine Drehbrücke Schwedlerscher Bauart mit zwei Schiffsöffnungen von je 13 m lichter Weite beiderseits des

Mittelpfellers erbaut (Abb. 3 u. 4). Diese Ausführung hatte in maschineller Hinsicht große Vorzüge. Ihre Antriebmaschinen waren einfach und kräftig.

Sie konnten von einem Arbeiter ohne besondere Vorbildung bedient und gepflegt werden. Die Brücke ließ sich bei rd. 35 m Gesamtlänge und 6,90 m Breite bequem von einem Mann an einem Tummelbaum in 1½ min öffnen oder schließen. In verkehrsreichen Monaten mußte die Brücke durch-

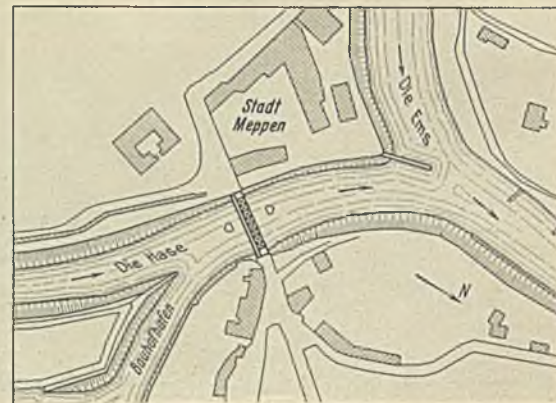


Abb. 1. Lageplan der Brückenstelle.

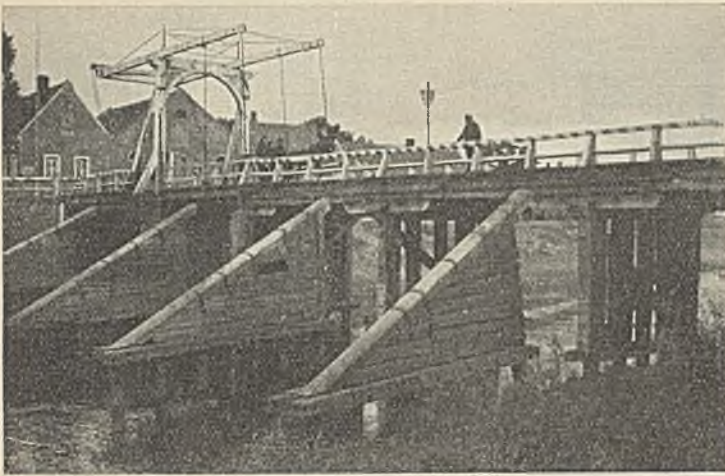


Abb. 2. Alte Klappbrücke bis 1894.

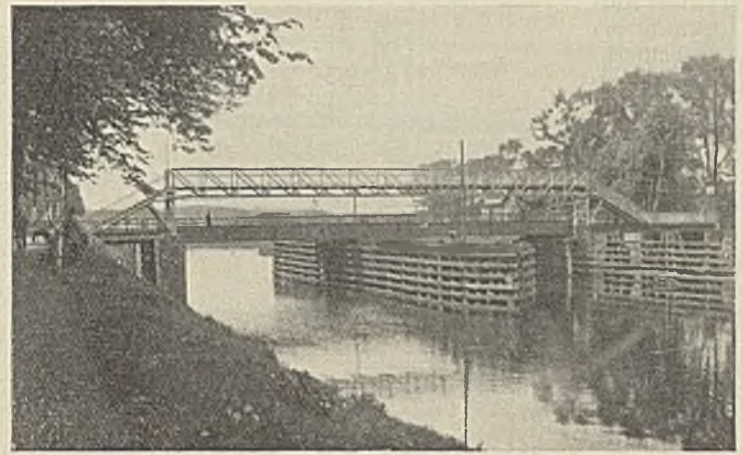


Abb. 3. Alte Drehbrücke von 1894 bis 1930.

schnittlich täglich 20 bis 25mal geöffnet werden, ohne daß wesentliche Störungen der Maschinenanlagen auftraten.

Nachteile hatte diese Brücke jedoch für die Schifffahrt und für den Landverkehr. Bei dem regen Betriebe, der sich auf dem Dortmund-Ems-Kanal bald nach seiner Eröffnung entwickelte, wurde das häufige Brückenöffnen für den Straßenverkehr sehr lästig. Deshalb wurde neben der Drehbrücke eine hochgelegene Fußgängerüberführung gebaut. Aber die Klagen der Fuhrwerksbesitzer wurden dadurch nicht geringer. Für den Schiffsverkehr war der 7,16 m dicke Mittelpfeiler hinderlich, zumal zum Schutze für die geöffnete Brücke oberhalb und unterhalb des Pfeilers lange hölzerne Leitwerke ausgebaut werden mußten. Es wurde also die Schifffahrt in zwei schmale und lange Engpässe eingeschnürt. Dazu kam, daß die anschließenden Schifffahrtstrecken stark gekrümmt und unübersichtlich waren. Diese Verhältnisse wurden darüber hinaus bei Hochwasser noch durch den Strom der Hase und der wenig unterhalb anschließenden Ems erschwert.

Am 5. Dezember 1928 fuhr ein Schleppzug mit zwei 1000-t-Kähnen, die je mit etwa 750 t beladen waren, bei Hochwasser durch die Brückenöffnung zu Tal. Die Besatzung des Schleppzuges war besonders verstärkt worden. Trotzdem rammte der zweite Kahn das stromabgelegene Leitwerk so stark an, daß es sich zurückbog und die ausgedrehte Brücke vom Bug des Schiffes nunmehr angestoßen wurde. Die Brücke drehte sich etwas auf den Königsstuhl, so daß der letzte Poller auf der Backbordseite des Kahnens vom Oberstrom vor den ausgeschwenkten Hauptträger stieß, die Brücke mit 110 t Gewicht um etwa 10 cm stromab verschob und den Königsstuhl zerbrach. Der eiserne Doppelpoller wurde dabei aus dem Deck herausgerissen. Dieser Unfall, der auf 8 Tage den Landverkehr unterbrach, gab Anlaß zum Neubau der Brücke. Mitbestimmend für den Neubau war ferner der Umstand, daß die vorhandene Brücke weder hinsichtlich ihrer Tragkraft noch ihrer Breitenabmessungen den Anforderungen des gesteigerten Landverkehrs entsprach.

Für den Entwurf der neuen Brücke waren folgende Gesichtspunkte maßgebend:

1. die Verbesserung der Schifffahrtverhältnisse,
2. die Verbesserung des Landverkehrs,
3. die Anpassung der neuen Brücke an die gesteigerten Ansprüche des Verkehrs.

Zunächst wurde versucht, die maschinentechnisch günstige Lösung der vorhandenen Drehbrücke beizubehalten und die Verkehrsverhältnisse durch Höherlegung der Brücke und durch Verstärkung der schwachen Konstruktionsteile zu verbessern. Dieser Plan scheiterte zum Teil an den verhältnismäßig hohen Kosten, zum Teil an dem geringen Nutzen, den er für den Landverkehr mit sich brachte. Der Schiffsverkehr wurde bei dieser Lösung gar nicht verbessert, weil der Mittelpfeiler in der Schifffahrtstraße bestehen bleiben mußte.

Bei den weiteren Planungen standen neben Hubbrückenentwürfen auch Klappbrückenentwürfe und einarmige Drehbrückenentwürfe im Wettbewerb. Neben der Hubbrücke hatte die Klappbrücke noch Aussicht auf

Verwirklichung. Im wesentlichen waren es städtebauliche und Schönheitsrücksichten, die diesen Plan beiseite schoben.

Nach reiflicher Abwägung aller Gründe wurde eine Hubbrücke mit Gegengewicht zur Ausführung bestimmt, in ähnlicher Form wie bereits wenige Jahre vorher in der Stadt Oldenburg die Amalien- und Cäcilienbrücke erbaut wurde¹⁾. Im vorliegenden Falle mußte jedoch bei dem regen Verkehr auf dem Dortmund-Ems-Kanal und bei dem damit verbundenen häufigen Anheben der Brücke größter Wert auf die Bewegungsverrichtungen und Hubelemente gelegt werden. Der Einbau von Seilen ist wegen ihres starken Verschleißens und ihrer schwierigen Wartung absichtlich vermieden. Es wurde ferner angestrebt, durch weitgehende Verwendung der vorhandenen Brücke, dessen Oberbau als Notbrücke während der Bauzeit und dessen Widerlager zum Teil zur Verankerung der neuen Widerlager herangezogen wurden, die Kosten möglichst gering zu halten. Zur Verbesserung des Landverkehrs wurde die Brückenunterkante soviel angehoben, als es mit Rücksicht auf die anschließenden Straßenzüge noch möglich war. Hierdurch wurde erreicht, daß die Brücke nur bei höheren Wasserständen etwa an 125 Tagen im Jahr zum Durchlassen der Schifffahrt angehoben zu werden braucht.

Die neue Hubbrücke, die in Abb. 5 gezeigt wird, wurde für die Belastung der Brückenklasse I ausgebaut. Die Stützweite der Hauptträger beträgt 38 m. Die Breitenabmessungen sind:

Fahrbahn	= 6,00 m
Schrammborde	= 2 · 0,5 = 1,00 m
Hauptträger	= 2 · 0,3 = 0,60 m
Fußsteige	= 2 · 1,5 = 3,00 m
zusammen	= 10,60 m

Die lichte Durchfahrtsbreite unter der Brücke mißt 34,35 m (vgl. den Längs- und Querschnitt).

Der Baugrund besteht aus Flußsand verschiedener Korngröße und ist mit Resten alter Brücken stark durchsetzt.

Die Widerlager sind mit je einer eisernen Spundwand umgeben, die bis NN + 4,00 m hinabreichen. Sie werden je von einer Eisenbetondecke von rd. 18,20 m Länge, 3,80 m Breite und 1,20 m Dicke gebildet. Diese Decke ruht auf 36 Stück 35/35 cm dicken Eisenbetonpfählen von 10 bis 11 m Länge. Sie trägt die seitlich stehenden Hubtürme und in der Verkehrslage die Brücke selbst. Außerdem schließt sie mit einer aufgehenden Herdmauer aus Eisenbeton das Erdreich der Rampen ab. Der waagerechte Erddruck wird von der Herdmauer und der Spundwand aufgenommen und durch sechs Erdanker nach rückwärts auf Ankerplatten übertragen. Auf der rechten Seite konnte das Widerlager der alten Brücke zur Aufnahme der Ankerzüge benutzt werden.

Die beiden Hauptträger der Brücke sind parallele Fachwerkträger mit wechselnden Diagonalen. Die Systemhöhe und die Feldbreite betragen 3,80 m. Der Überbau zeigt im übrigen die üblichen Abmessungen. Er ist zum Teil zur Gewichtsersparnis in St 52 hergestellt.

Die Fahrbahn ist sehr leicht ausgebildet. Sie ruht auf Belagereisen Nr. 9, deren Zwischenräume mit Leichtbeton ausgefüllt sind. Darüber

¹⁾ S. Bautechn. 1927, Heft 22 u. 26.

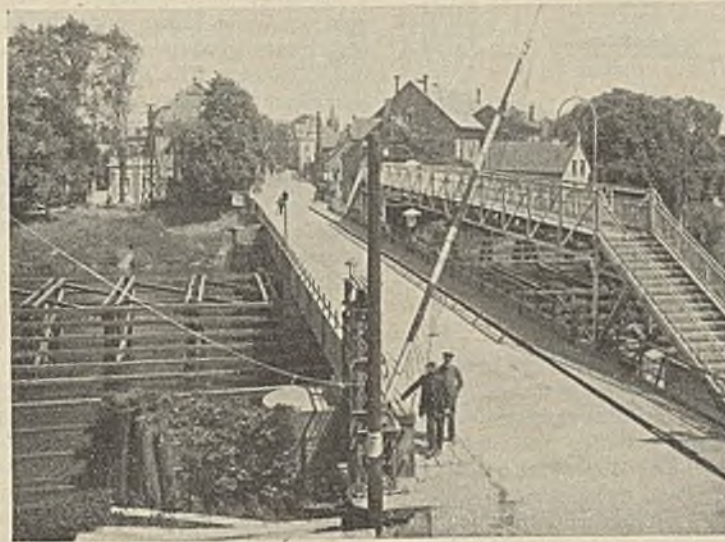


Abb. 4. Aufsicht auf die Drehbrücke mit Fußgängersteg.

liegt eine Ausgleichsschicht von durchschnittlich 6 cm Dicke ebenfalls aus Leichtbeton. Unmittelbar hierauf legt sich eine 4 cm dicke Hartgußasphaltschicht, die die Fahrbahndecke bildet und zugleich die Abdichtung der Brücke gegen Regenwasser übernehmen soll.

Die Endquerträger der Brücke (Abb. 6) ragen über die Hauptträger hinaus. Sie sind so stark ausgebildet, daß an ihren überkragenden Enden die ganze Brücke gehoben werden kann.

Die vier Hubtürme stehen seitlich neben den Fußwegen. Sie sind als Rahmenfachwerk ausgebildet und nicht besonders verkleidet, um die Sicht nicht unnötig zu beschränken. Sie tragen die Umlenkrollen der Gelenkzahnstangen und führen in ihrem Innern die Gegengewichte. Außen führt um jeden Turm herum ein Treppenaufgang. Die Gegengewichte sind aus Schrottbeton hergestellt mit einem spezifischen Gewicht von 4,5. Jedes Gegengewicht wiegt 45,5 t.

Vor den Türmen zur Straßenseite liegen die Hubelemente der Brücke (Abb. 7). Je zwei Gelenkzahnstangen führen von den überkragenden Enden der Endquerträger über die Umlenkrollen zu den Gegengewichten in den Türmen. Die einzelnen Gelenkstücke bestehen aus je zwei Stehblechen, die mit vier Bolzen miteinander verbunden sind. Die beiden Endbolzen sind drehbar, die beiden anderen fest gelagert.

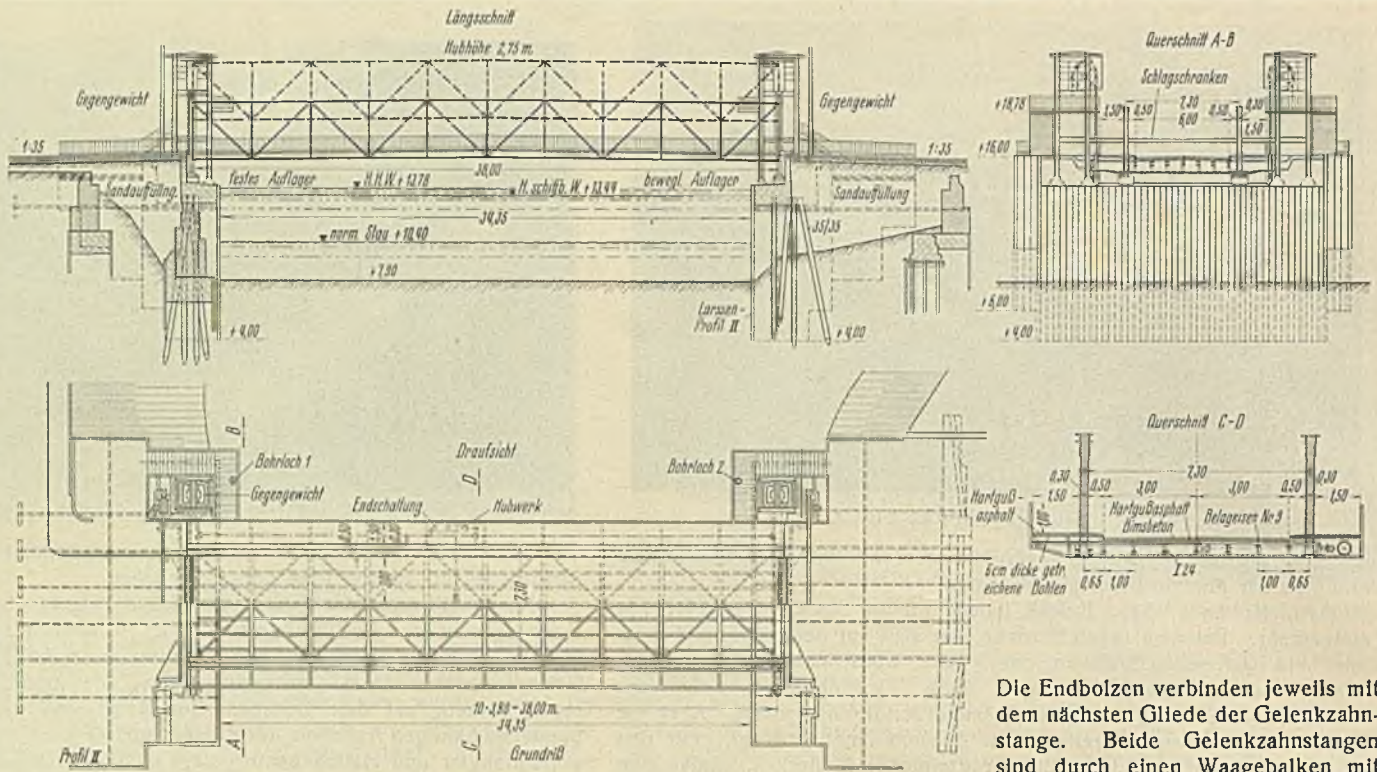


Abb. 5. Die neue Hubbrücke.

Die Endbolzen verbinden jeweils mit dem nächsten Gliede der Gelenkzahnstange. Beide Gelenkzahnstangen sind durch einen Waagebalken mit dem Gegengewicht und den Endquerträgern verbunden. Sie sind so

berechnet, daß sie das Gewicht ohne Überschreitung der zulässigen Spannungen auch einzeln tragen können. Bricht eine Gelenkzahnstange, so trägt die andere allein die Last. Die beiden Waagebalken sind in ihrer freien Beweglichkeit beschränkt, so daß das Ende mit der gebrochenen Zahnstange nach geringer Bewegung sich gegen einen Anschlag lehnt und der Waagebalken nunmehr statisch zu einem Balken mit überkragenden Enden geworden ist. Die Umlenkrolle besteht aus zwei Ritzeln mit je 20 Zähnen. Die Eingriffpunkte der auf- und niederlaufenden Zahnstangenenden liegen einander gegenüber. Die Umlenkrolle ist somit in jeder Lage im Gleichgewicht. Die Zahnstangen geben an den Eingriffpunkten die Last an die Umlenkrolle ab. Sie schieben sich in der Bewegung über die Umlenkrolle hinaus und bilden darüber freie Gelenkvierecke, die fortlaufend ihre Gestalt ändern. Die Zahnstangen tragen aber auf dieser Strecke nicht mehr. Die Gelenkvierecke oberhalb der Umlenkrollen werden durch eine äußere umhüllende Führung gehalten. Auf diese Weise wird die Gelenkzahnstange im spannungslosen Zustande umgelenkt. Die Drehbolzen nutzen infolgedessen nicht sehr stark ab.

Zum Heben und Senken der Brücke, dessen Gewicht bis auf 3 t durch die Gegengewichte ausgeglichen ist, dienen vier Spindeln, die zwischen den Gelenkzahnstangen vor den Türmen stehen. An ihnen bewegt sich je eine Mutter, die mit den Endquerträgern verbunden ist. Die Auflagerung der Endquerträger auf die Mutter ist auf einer Seite der Brücke unverschieblich, auf der anderen Seite durch Rollen beweglich gemacht. Die vier Mütter werden durch Wellenübertragung von einem Motor in der Mitte der Brücke gleichmäßig angetrieben.

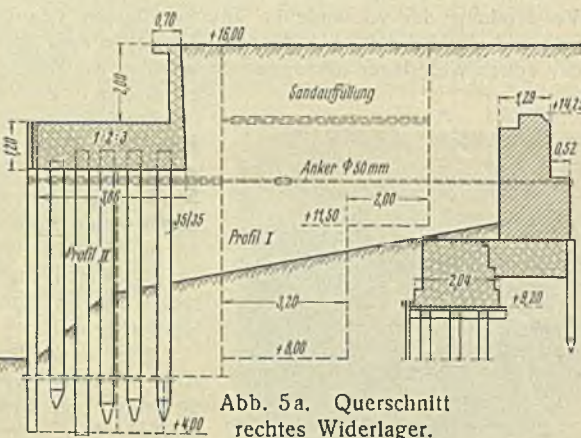


Abb. 5a. Querschnitt rechtes Widerlager.

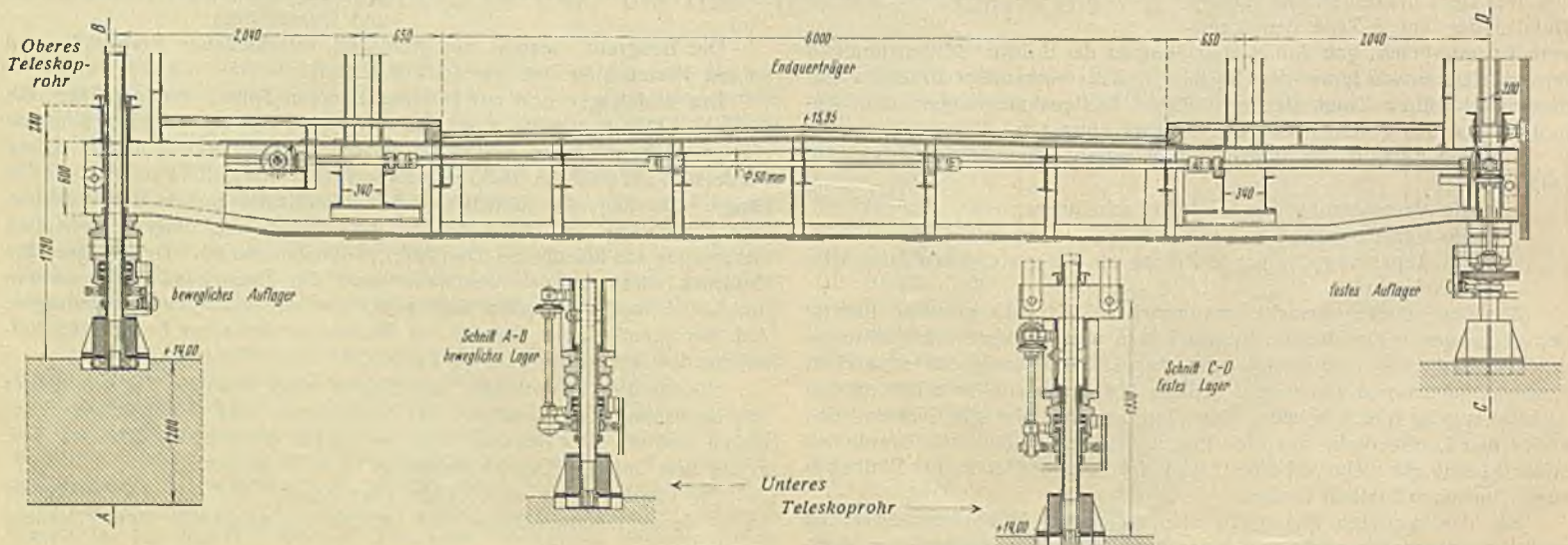


Abb. 6. Querschnitt durch die Fahrbahn nebst Lager.

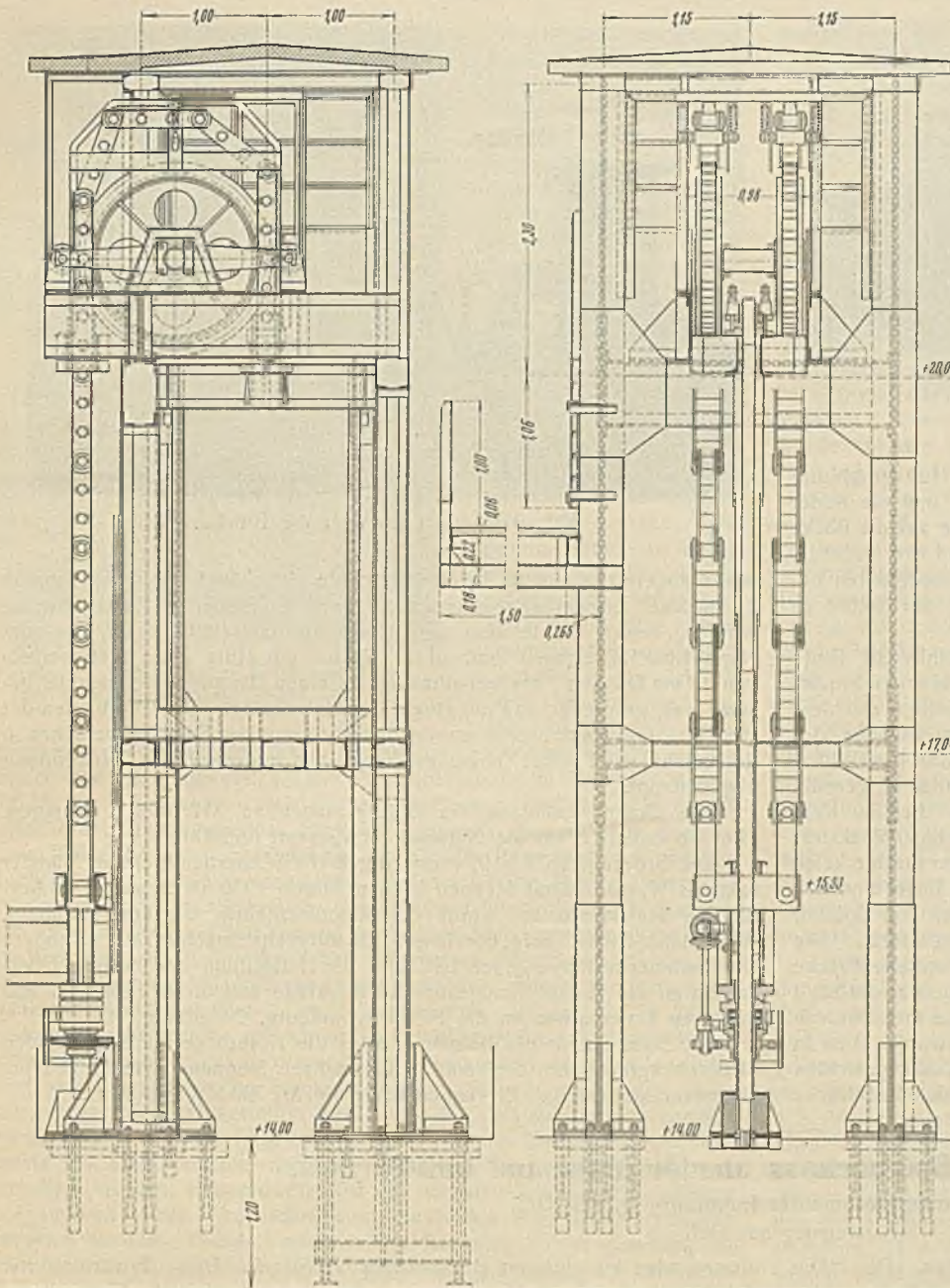
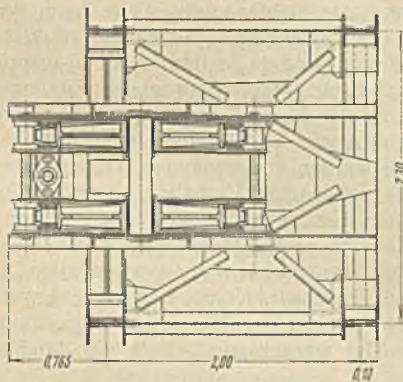


Abb. 7. Hubtürme.



Die Spindeln sind an einem Kragbalken vor den Türmen aufgehängt. Ihr oberes Lager ist durch eine Gegenfeder gesichert, so daß die vier Spindeln bei der Bewegung der Brücke und beim Aufsetzen in die Verkehrslage sich in senkrechter Richtung etwas anheben können, soweit es die Bewegungsfreiheit der Feder gestattet und das Nachlaufen der Mutter erfordert. Auf diese Weise können die Spindeln in Richtung nach unten nur mit Zug belastet werden. In der Richtung nach oben aber können sie über das zulässige Maß hinaus nicht gedrückt werden. Das Ausknicken der Spindel ist infolgedessen ausgeschlossen. Das obere Lager ist in Form einer Kugelkalotte ausgebildet, damit die Spindel bei Bewegungen der Brücke keine Biegungsspannungen erleidet. In ähnlicher Weise sind auch die Lager der Mütter hergestellt.

Die Spindeln hängen mit ihrem unteren Ende in Spurzapfenlagern, die auf der Widerlagsplatte verschieblich aufgebaut sind. Sie sind auf ihrer ganzen Länge oberhalb und unterhalb der Brückenfahrbahn mit je einem eisernen Teleskoprohr gegen Staub und Witterungseinflüsse geschützt. Beim Heben der Brücke werden die Teleskoprohre oberhalb der Brückenfahrbahn zusammengeschoben und die Teleskoprohre unterhalb

der Fahrbahn auseinandergezogen. Zwischen den Spindeln und den Türmen liegen senkrechte Führungsschienen, die fest mit den vier Türmen verbunden sind. An ihnen wird die Brücke in der Längs- und Querrichtung senkrecht geführt. Am linken Widerlager entsprechen diese Führungen dem festen Auflager und dulden keinerlei Verschiebungen in der Längsrichtung. Am rechten Widerlager ist die Brücke mit den Spindelmuttern durch längsverschiebliche Rollen verbunden. Hier erlauben auch die Führungsrollen an den Türmen eine Ausdehnung der Brücke.

Die Spindelmuttern werden durch Keilradvorgelege angetrieben. Die Wellen, die mit dem Hauptmotor verbunden, sind durch Kupplungen unterbrochen, um bei Durchbiegungen der Brücke diese Bewegung ohne Biegungsbeanspruchungen mitmachen zu können. Der elektrische Motor von 22 kW = rd. 30 PS ist unter dem stromabwärts gelegenen Bürgersteig untergebracht. Er treibt die Welle über Reibungskupplungen an. Er ist mit beiderseitigen Endausschaltungen versehen. Der Schaltstand liegt über der Fahrbahn im nördlichen Hauptträger geschützt in einem Blechkasten.

Die Hubzeit der Brücke durch elektrischen Antrieb beträgt 1,5 min. Die Hubgeschwindigkeit bei der Gesamthubhöhe von 2,75 m = 0,03 m/sek.

Für den Fall, daß der elektrische Strom versagt, ist ein Handbetrieb vorgesehen, der sich in der Mitte der Brücke unter der Fahrbahn befindet. Er kann mit Hilfe eines Tummelbaumes bewegt werden, der auf den Antrieb im Bedarfsfalle aufgestellt wird. Am Tummelbaum müssen vier Mann wirken. Sie können die Brücke in etwa 60 min aus ihrer Verkehrslage in die obere Endlage heben oder senken.

Die Spindeln werden selbsttätig geschmiert. Alle übrigen Schmierstellen müssen von Hand bedient werden.

Zum Abschluß der Brücke dienen auf beiden Seiten der Fahrbahn je zwei elektrisch angetriebene Klappschranken. Der Antrieb dieser Schranken wird vom Schaltstand in der Mitte des nördlichen Hauptträgers gesteuert. Die Treppenaufgänge sind an ihrem oberen Ende durch Drehschranken abgeschlossen, die unmittelbar mit den Drehschranken im Geländer der Fußwege bei angehobener Brücke zum Eingriff kommen und nur in diesem Zustande bedient werden können. Vor den Drehschranken liegen noch zur Sicherung des Verkehrs in den jeweils rechten Turmaufgängen Klappschranken, die sich selbsttätig öffnen und schließen.

Beim Heben der Brücke werden zunächst die Hauptschranken, die gleichzeitig den Fuhrwerk- und den unteren Fußgängerverkehr absperren, geschlossen. Die Brücke wird sodann in die obere Endlage eingefahren. In dieser Lage liegen die Enden der Treppenaufgänge und die Bürgersteige der Brücke in gleicher Höhe. Beide sind zunächst noch durch die Drehschranken der Treppenaufgänge und durch die danebenliegenden Drehschranken in den Geländern der Fußsteige getrennt. Die Drehschranken werden durch Drahtzüge vom Schaltstand aus geöffnet. Dann erst werden die behelfmäßigen Klappschranken in den Aufgängen gehoben. Die Fußgänger können nunmehr über die Aufgänge der Türme, die Fußwege der gehobenen Brücke und die Abgänge der Türme ohne weiteres den Fluß überschreiten. Beim Senken der Brücke werden zunächst die beiden behelfmäßigen Klappschranken in den Aufgängen geschlossen. Nachdem die Fußgänger die Brücke vollständig verlassen haben, werden die Drehschranken der Treppenabschlüsse geschlossen und gleichzeitig die Drehschranken in den Geländern der Bürgersteige. Jetzt kann die Brücke, die bisher durch elektrische Blockung festgehalten wurde, abgefahren werden. In der unteren Lage werden dann die Schranken vor den Enden der Brücke geöffnet, so daß die Brücke wieder benutzt werden kann.

Während des Brückenbaues wurde der Verkehr über eine Notbrücke umgeleitet, die etwa 20 m unterhalb der Brückenbaustelle mit Hilfe des alten Brückenüberbaues errichtet wurde. Die alte Schwedlersche Brücke wurde zu diesem Zwecke auf zwei Kähne abgelagert und verschoben. In der neuen Lage wurde sie um etwa 3,2 m auf einer Seite verlängert und auf die vorher gerammten hölzernen Widerlager abgelagert. Da ihre Konstruktionsunterkante nicht so hoch gelagert werden konnte, daß die Schiffe auch bei höheren Wasserständen darunter herfahren konnten, wurde an allen vier Ecken der Brücke je ein Lokomotivhebebock aufgestellt. Im Bedarfsfalle wurde die Brücke, die etwa 38 m lang war und rd. 120 t wog, mit den vier Hebeböcken, die elektrisch angetrieben wurden, bis

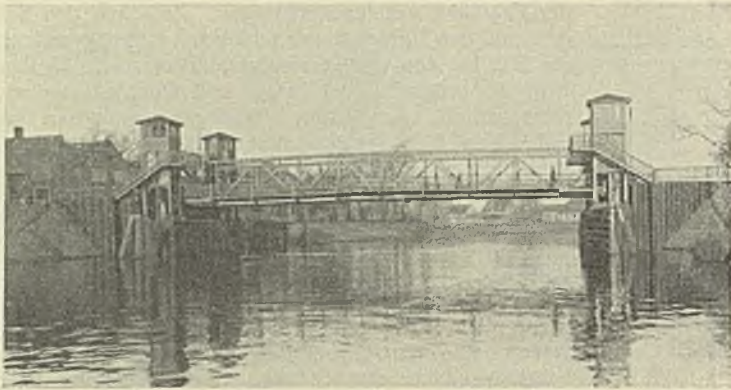


Abb. 8. Ansicht der fertigen Brücke.



Abb. 9. Längsblick über die Brücke.

zu 2 m angehoben. Anfangs machte die behelfsmäßige Hubvorrichtung Schwierigkeiten, weil sich die alte Brücke stark durchbog und die Räder der Hebeböcke häufig brachen. Erst nachdem die Brücke auf die Böcke genau zentrisch und mit Kipplagern abgesetzt wurde und die Gußräder durch Stahlgußzahnäder ersetzt waren, wurden diese Schwierigkeiten behoben. Die alte Fußgängerbrücke wurde ebenfalls neben der Notbrücke behelfsmäßig aufgebaut.

Beim Brückenbau selbst wurden im Untergrunde zahlreiche Reste alter Brücken angetroffen, die weniger dem Rammen der eisernen Spundwände als dem Rammen der Eisenbetonpfähle Schwierigkeiten machten. Dabei wurde auch ein eisernes Kanonenrohr aus dem Anfange des 18. Jahrhunderts im Flußbett gefunden. Der Boden hinter den Widerlagern wurde bis zur Höhe der Anker durch einen Spüler eingespült. Die Erdanker längten sich nach der Hinterfüllung etwas. Bei der Konstruktion der Brücke war auf dieses Verschleben der Widerlager Rücksicht genommen. Die Herstellung der eisengewehrten Widerlager machte keine Schwierigkeiten. Die Brücke selbst wurde in gehobener Lage montiert. Sie wurde während des Baues auf den noch vorhandenen Mittelpfeiler der alten Brücke und die beiden neuen Widerlager abgestützt. Die Gegengewichte wurden entsprechend der hohen Montagelage der Brücke in ihrer tiefsten Lage gegossen. Dabei mußte der Eisenzusatz, der Sand und Zement genau abgewogen werden, um das spezifische Gewicht von 4,5 auch wirklich zu erzielen. Zum späteren Ausgleich wurde oben in den Gegengewichten je eine Kammer zur Aufnahme von Zusatzgewichten ausgespart. Nach Fertigstellung der Eisenarbeiten wurde die Brücke

etwas abgelassen und in die Hubelemente eingehängt. Nunmehr konnte die Brücke eingespielt werden. Die massiven Pfeiler der alten Brücke wurden, soweit sie in dem neuen Schiffahrtquerschnitt lagen, bis zum Normalstau abgetragen und unter Wasser mit Hilfe eines Stahlmeißels von 12 cm Durchm., der behelfsmäßig auf einen Dampfrahmenhammer gesetzt war, gesprengt und mit einem Greifer beseitigt. Die Überbauten der Not- und Fußgängerbrücke wurde ohne Störung des Schiffahrtverkehrs in der Nacht auf Prahme abgelagert und zur anderweitigen Verwendung abgeschleppt.

Die Gesamtbaukosten der Brücke haben rd. 317 200 RM betragen. Hiervon entfallen auf die Notbrücke insgesamt 35 200 RM.

Die Brücke (Abb. 8 u. 9) wurde durch die Wasserbaudirektion Münster und das Wasserbauamt Meppen in den Jahren 1930/31 erbaut. Die Ausführung der Bauarbeiten wurde der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Mainz-Gustavsburg, übertragen, die ihrerseits einzelne Teile an andere Unternehmer weitervergeben hat, z. B. die Herstellung der eisernen Überbauten an die Gutehoffnungshütte in Sterkrade und die Gründungen und massiven Unterbauten an die Firma Schomburg, Oldenburg.

Die Rampen für die Brücke und für die Notbrücke wurden von den Straßenbaupflichtigen, der Stadt und dem Kreis Meppen sowie der Provinz Hannover hergestellt. Sie haben insgesamt 62 700 RM gekostet.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Staudamm des Staubeckens an der Malapane bei Turawa.

Von Regierungsbaumeister Roßmann, Oplln O/S.

(Fortsetzung aus Heft 1.)

Im übrigen bietet der Ramplan wenig Besonderheiten. Die Höhe der Spundwandoberkante und die Achslage folgen dem Gelände. Alle 10 bis 30 m, je nach den Rammschwierigkeiten, sind Abzweigbohlen in die Wand eingeschaltet, so daß man in der Lage ist, nachträglich an undichten Stellen Ergänzungsspundwände im Anschluß an die Hauptwand zu rammen. Während der Bauausführung war es übrigens bisher nicht nötig, Gebrauch davon zu machen. An dem Spundwandkopf mußten die Schloßfugen überall abgedichtet werden, soweit sie in der Tondichtung liegen. Es hatte sich nämlich bei einem Versuch, wie leicht verständlich, gezeigt, daß das Wasser in den wie Röhren wirkenden Schloßfugen im Bereich des Tonfußes aufsteigt und austretend die Haftung zwischen Ton und Eisen löst, wenn die Fugen nicht gegen den Ton abgedichtet werden. Die Fugen wurden daher nach dem Rammen und dem Aushub des Tonfußgrabens im Bereich des Tonfußes von außen zugeschweißt, so daß das Wasser wohl in den Fugen aufsteigen, aber nicht in den Ton austreten kann. Das Verstemmen der Fugen mit keilförmigen Bleistreifen wurde billiger als das Zuschweißen, ließ sich aber praktisch nur bei den Larssenbohlen von Profil II an aufwärts durchführen, soweit die Fugen weit genug geöffnet waren. Im übrigen waren die Schloßfugen für dieses Verfahren fast durchweg zu eng.

Bei der Wahl der Spundbohlen wurde auf Grund eines Vergleiches der verschiedenen Querschnitte (Profile), die die vier deutschen Spundbohlenfirmen führen, zunächst eine Mindestwanddicke von 9 mm, an der schwächsten Stelle gemessen, mit Rücksicht auf die Korrosion festgesetzt. Als Werkstoff wurden, abgesehen von einem kleinen Teil der kürzeren Bohlen, durchweg die von den Spundbohlenfirmen erzeugten Spundwand-Sonderstähle verwendet. Die Festigkeitszahlen der Stähle sind bei den einzelnen Firmen nicht ganz gleich und betragen: Festigkeit 50/60 bis 54/64 kg/mm², Streckgrenze 36 bis 38 kg/mm², Dehnung 20 bis 23 %, Kerbzähigkeit 8 kg/cm². Die Sonderstähle sind dem um etwa 10 % billigeren Handelsflußeisen vorgezogen worden, weil man sich von ihrer größeren Zähigkeit einen besseren Widerstand gegen Beschädigungen des

oberen wie des unteren Bohlenendes versprach. Diese Erwartung hat sich bestätigt und die Mehrausgabe reichlich gerechtfertigt. Ein weiterer Vorteil ist daneben die verbesserte Korrosionsfestigkeit, die sich aus der metallurgischen Zusammensetzung der Stähle ergibt. Wie beim Werkstoff, so war auch hinsichtlich des Querschnitts die Rammfestigkeit für die Wahl maßgebend, da die Spundwand ja statisch nicht beansprucht wird. Die ersten Rammarbeiten wurden darauf abgestellt, Erfahrungen über den Rammwiderstand der auf der Baustelle vorkommenden Bodenarten im Vergleich zu Querschnittsgröße und Rammtiefe zu gewinnen; auch einige besondere Versuche wurden vorgenommen. Daraus ergab sich bald ein Schlüssel für das notwendige Verhältnis zwischen Querschnittsgröße und Rammtiefe, der durchgehend angewendet worden ist und sich auch bewährt hat. Er wird nachfolgend in Form einer Übersicht wiedergegeben. Gleichzeitig werden auch die verwendeten Querschnitte der vier Bauarten, Hoesch, Klöckner, Krupp, Larssen, angegeben. Soweit die betreffenden Querschnitte nicht in größerem Umfange, sondern nur zu Versuchszwecken verwendet worden sind, sind sie durch das Zeichen ¹⁾ gekennzeichnet.

Angewendete Rammstiefen m	Durchschnittliches Gewicht kg/m ² Wand	Verwendete Spundbohlenquerschnitte			
		Hoesch	Klöckner	Krupp	Larssen
bis 8,5	104	—	—	KSI ¹⁾	X
9	113	—	—	—	X verstärkt
10	155	III	3 D	KIII	—
15	185	IV	4 D	KIVa	IV
18	215	—	—	KIV verstärkt	—
23	265 ¹⁾	—	—	KV ¹⁾	—

Wie die Übersicht erkennen läßt, sind alle vier Bauarten nebeneinander, und zwar in größeren Mengen, verwendet worden. Die Verteilung war zum Teil durch technische Gesichtspunkte bedingt, im übrigen wurde versucht, sie dem wirtschaftlichen Bedürfnis anzupassen.

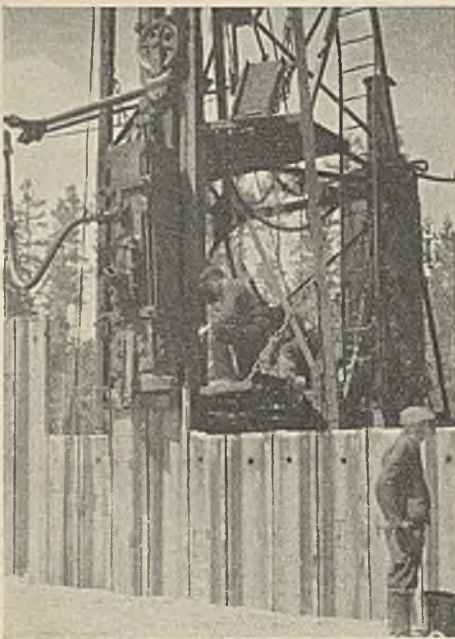


Abb. 4. Rammen der Leichtspundwand mit Schnellschlaghammer.

sprachung der Spundwand kann die hiesige Erfahrung natürlich nur bezüglich der Rammung gelten. Der Kruppquerschnitt ist für die Rammung der 18 bis 24,5 m langen Bohlen gewählt worden, weil das vom eigentlichen Querschnitt getrennte Schloßbeisen geteilt werden kann und auf diese Weise die unten beschriebene staffelweise Rammung trotz mäßiger Hubhöhe beim Einfädeln ermöglicht worden ist. Die Bohlen haben sich bei der sehr schweren Rammung ausgezeichnet bewährt, soweit man aus dem Rammvorgang auf den Zustand der fertigen Wand schließen kann. Was das Verhalten der hier vorhandenen Bodenarten anlangt, so hat der festgelagerte Feinsand bei größerer Mächtigkeit bei weitem den schwersten Rammwiderstand geleistet. Die Bohlenbauarten, die auf der in Rammrichtung zeigenden Seite eine offene Schloßnut aufweisen, haben unter dem Reibungswiderstand, der in dieser Nut beim Rammen der nächsten Bohle durch den eingedrungenen Feinsand entsteht, besonders zu leiden, wenn keine Gegenmaßregel getroffen wird. Bei der Verwendung des Larssenquerschnitts IV in 15 bis 18 m Länge sind die offenen Nuten mit Teer unter Zusatz von Goudron und darüber mit fettem Ton sehr sorgfältig ausgestrichen worden, während die Nut der nächsten Bohle mit Staufferfett ausgestrichen wurde. Außerdem sind die Nuten mit Rammornen verschlossen worden. Dieses Verfahren hat Rammergebnisse gezeigt, die in Anbetracht der schweren Rammverhältnisse als vorzüglich bezeichnet werden müssen.

An Rammgeräten wurden auf der Baustelle verwendet: drei Rammen mit 18, 16 und 9,75 m Nutzhöhe und ein Turmdrehkran von 35 m Nutzhöhe; zwei Demag-Union-Schnellschlaghämmer, Bauart VR 20, mit einem Schlaggewicht von 700 kg und etwa 130 Schlägen/min, sowie ein MacKiernan-Terry-Schnellschlaghammer mit einem Schlaggewicht von 569 kg und 180 bis 200 Schlägen/min; fünf langsam schlagende Rammhären der Firma Menck & Hambrock, und zwar je zwei von 2,8 und 4 t, sowie einer von 6 t Gewicht. Die Demag-Union-Hämmer sollen nach der Betriebsanweisung in der Regel nicht stärker als mit 100 Schlägen bei 15 cm Eindringtiefe benutzt werden. Da dieses Maß je nach den Rammverhältnissen bei 4 bis 8 m Rammtiefe erreicht war, wurden die Schnellschlaghämmer möglichst nur für das Rammen der ersten Meter benutzt und bei den großen Rammstiefen durch die langsam schlagenden Hären abgelöst. Im Betrieb ergab sich freilich vielfach die Notwendigkeit, über die genannten Grenzen hinauszugehen. Namentlich bei der Leichtspundwand war dies der Fall, da diese eigentlich für den Schnellschlaghammer berechnet ist und das Rammen mit den hier verwendeten schweren Hären nur mit Vorsicht möglich war. Für die Ramm-

Die örtlichen Ramm-
ergebnisse bestätigten im
großen und ganzen die
allgemeinen Erfahrungen.
Einiges verdient indessen
hervorgehoben zu werden.
Die Leichtspund-
wand empfiehlt sich nach
der hiesigen Beobachtung
durch die beträchtliche
Gewichtersparnis für
Rammstiefen bis zu 10 m
auch bei festgelagertem
Boden. Jedenfalls gilt dies
für den hier verwendeten
Querschnitt mit 104 bzw.
113 kg/m² Gewicht und
14,5 cm Höhe der Spund-
wandwelle. Bei starken
Rammhindernissen, wie
großen Steinen, ist selbst-
verständlich Vorsicht ge-
boten, wenn hier auch an
einer Stelle eine starke
Grundeiche von der Leicht-
spundwand glatt durch-
rammt worden ist. Für
den Fall statischer Bean-

bären hat die Liefer-
firma als äußerste Grenze
der Beanspruchung
100 Schläge bei 2 cm
Eindringtiefe angegeben.
Dieses Maß hat bei dem
vorhandenen Gerät über-
all genügt. Allerdings
ist diese sehr weitgehende
Beanspruchung nicht für
die Dauer möglich, und als
wünschenswerte Höchst-
grenze für den Regelfall
kann man etwa 100 Schläge
bei 10 cm Eindringtiefe
angeben. Dieses Maß
wurde bei den 4-t-Hären
etwa bei 16 bis 18 m Tiefe
erreicht. Die 2,8-t-Hären
wurden in der Regel so-
gar nur so lange benutzt,
wie die Eindringtiefe bei
100 Schlägen noch 20 cm
betrug, was durchschnitt-
lich bei 10 bis 14 m Ramm-
tiefe erreicht war. Damit
ergab sich der theoretische
Verwendungsbereich der
Geräte, der allerdings im
einzelnen den Betriebs-
bedürfnissen sehr wech-
selnd angepaßt werden
mußte. Der 6-t-Bär ist nur
bei der Rammstiefe von 17
bis 24,5 m verwendet
worden. Die Eindringtiefe
ist beim Durchrammen der
unteren durchgehenden
Kiesschicht meist unter das
Maß von 10 cm bei 100
Schlägen heruntergegangen.

Hinsichtlich des Rammvorganges hat man zwischen der einzelnen, der staffelweisen und der fachweisen Rammung zu unterscheiden. Einzelfeld, d. h. in voller Länge in einem Arbeitsgang, wurden nur die kurzen Bohlen und auch diese nur teilweise gerammt. Im übrigen wurde staffelweise gearbeitet. Die Bohlen wurden dabei, wie üblich, in größerer Anzahl nacheinander aufgestellt und dabei nur so weit in den Boden eingeschlagen, daß sie einigermaßen feststanden, also bei den hier verwendeten Längen etwa 4 bis 5 m tief; dann wurde die aufgestellte Wand von Anfang bis Ende einige Meter tiefer geschlagen, dann wieder einige Meter usw. Bei diesem Verfahren werden die Bohlen auf dem größeren Teil ihrer Länge von den Nachbarbohlen geführt. Solange die Schloßverbindungen nicht zerreißen, kann das kurze, einseitig freie Ende durch Steine u. dgl. bei weitem nicht so stark wie beim einzelnen Rammen aus der Rammrichtung gedrängt werden, und es ist wahrscheinlicher, daß die Wand, statt zu zerreißen, sich allmählich um das Hindernis herumfaltet oder imstande ist, es zu durchschneiden. Bei der Bemessung der Staffeln wurde nicht kleinlich verfahren. Die Staffeln mußten selbstverständlich wenigstens drei, vier Bohlen umfassen, um als Führung wirken zu können, und durften je nach Bohlenlänge im allgemeinen nicht höher als 5 bis 6 m sein, nur

bei den 20 bis 24,5 m langen Bohlen betrug die Höhe 7 bis 9 m. Im übrigen ergaben sich die Abmessungen gewöhnlich von selbst aus der Hintereinanderschaltung mehrerer Geräte und den oben angegebenen Grenzen für die Beanspruchung der Geräte. Die Länge der Staffeln war meist ziemlich groß, zeitweise bis zu 150 m. Zwischen der Rammung der Staffeln lag meist ein größerer Zeitraum, teilweise bis zu mehreren Wochen, ohne daß sich dies nachteilig bemerklich gemacht hätte.

Gelegentlich wurde auch fachweise gearbeitet. Die Bohlen werden dabei bekanntlich wie beim staffelweisen Rammen aufgestellt, dann werden an beiden Wandenden einige Bohlen vorsichtig ganz eingeschlagen, und nachdem so die richtige Lage der Wand genau festgelegt ist, werden die Bohlen einzeln oder staffelweise bis zur vollen Tiefe eingerammt. Das Verfahren ist der alten Ramm-

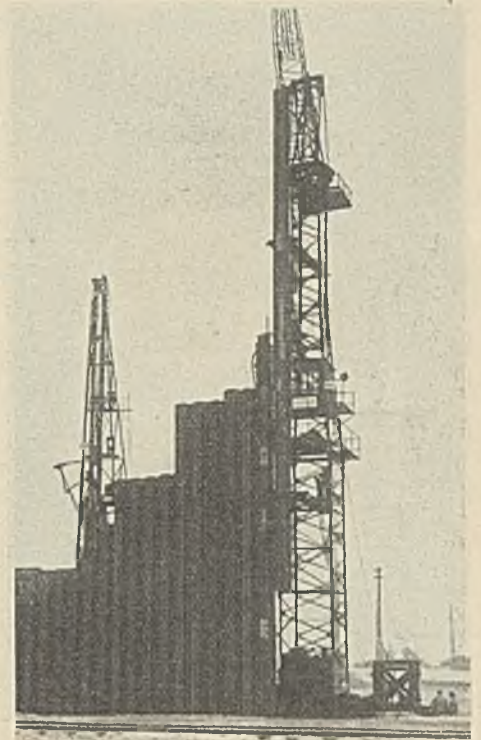


Abb. 6. Einfädeln einer 24 m langen Spundbohle.

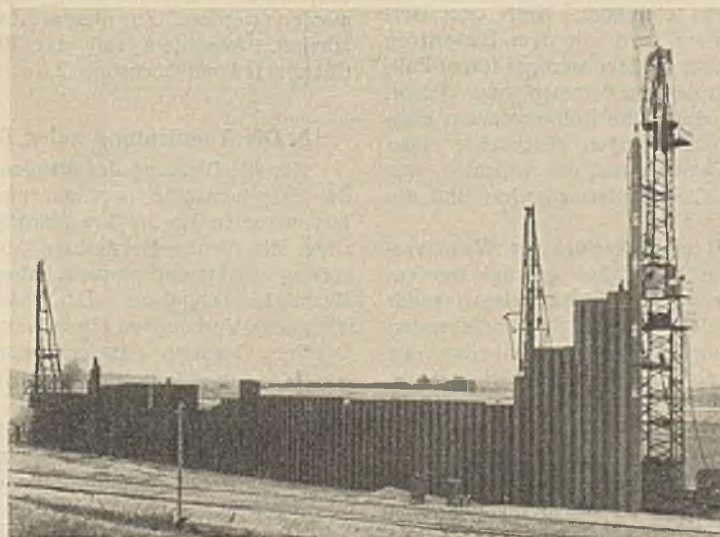


Abb. 5. Staffelweises Rammen von 18 bis 24,5 m langen Spundbohlen.



Abb. 7. Chemisch verfestigter Kies, Spritzrohrabstand 1 m.

wiese von Holzspundwänden nachgebildet, die allein wegen der mangelhaften Verbindung zwischen den Bohlen anders überhaupt nicht gerammt werden konnten. Bei der eisernen Spundwand ist die Verbindung zwischen den Bohlen hinreichend fest, und gegen Rammhindernisse im Boden kann, wenn überhaupt, nur das staffelweise Arbeiten helfen. Das fachweise Rammen dient nur dazu, die Bohlen in der senkrechten Lage festzuhalten. Da an der Lage der Bohlen nichts mehr zu ändern ist, wenn sie erst einige Meter tief im Boden stehen, kommt das fachweise Rammen praktisch nicht im vollen Umfang, sondern nur beim Aufstellen in Betracht, bei sehr starkem Voreilengelänglich auch noch bis zu größerer Tiefe. Abb. 4 bis 6 geben einige Bilder von den Rammarbeiten.

Bei der chemischen Verfestigung und Abdichtung von Sand- und Kiesschichten nach Dr. Joosten werden bekanntlich in die zu behandelnde Bodenschicht nacheinander zwei chemische Lösungen eingespritzt. Das Hinzutreten der zweiten Lösung bewirkt eine chemische Veränderung der ersten und dadurch eine plötzlich eintretende Verklüftung der Sand- und Kieskörner. Zum Einspritzen dienen Rohre von 35 mm Durchm., die am unteren Ende auf 0,5 m Länge mit einer größeren Zahl feiner Löcher versehen und mit einer Spitze abgeschlossen sind. Sie werden mit einem kleinen Rammbaren in den Boden gerammt, bis das gelochte untere Ende in die zu dichtende Schicht eingedrungen ist. Es wird dann zunächst das sogenannte Chemikal I eingespritzt, das Rohr 0,5 m tiefer getrieben, wieder gespritzt usw., bis die Unterkante der Schicht erreicht ist. Dann wird das sogenannte Chemikal II eingespritzt und das Rohr 0,5 m gezogen, darauf wird wieder gespritzt usw. bis zur Anfangstellung. Beim Ziehen leistet das untere Ende, das in der bereits verfestigten Schicht steckt, selbstverständlich einen mehr oder weniger großen Widerstand. Zum Einpressen werden maschinell angetriebene Kolbenpumpen benutzt.

Bei der Ausführung der chemischen Abdichtung am Staudamm in Turawa handelt es sich um Bodenschichten in 10 bis 24 m Tiefe. Es ist wegen der festen Lagerung der Bodenschichten nicht möglich, die dünnen Spritzrohre bis in diese Tiefe zu rammen. Es werden deshalb zunächst Bohrlöcher bis zur Unterkante der abzudichtenden Schichten heruntergetrieben und dann beim Ziehen der Rohre innerhalb dieser Schicht mit durchlässigem, darüber mit undurchlässigem Boden gefüllt. Gleichzeitig werden die Spritzrohre in die Löcher hineingestellt, so, daß das untere Ende 0,5 m in die abzudichtende Schicht einbindet. Nach dem Herichten einer größeren Zahl von Bohrlöchern wird mit dem Einspritzen begonnen. Die Spritzrohre lassen sich dabei in dem weniger festen Füllboden der Bohrlöcher ohne Schwierigkeit herunterrammen und ziehen. Die Kosten des Verfahrens erhöhen sich durch die Bohrungen um etwa 25 bis 30%. Man erhält aber durch die Bohrungen gleichzeitig einen genaueren Aufschluß über Beschaffenheit und Verlauf der Schichten, was sich z. T. wieder in einer Ersparnis an Chemikalien auswirkt und die Sicherheit erhöht.

Durch die chemische Abdichtung soll eine geschlossene Wand verfestigten Bodens von durchschnittlich 1 m Mächtigkeit erzeugt werden. Die Spritzrohre werden zu diesem Zweck in einer Reihe nebeneinander angeordnet, und zwar mit einem Abstände, der nach den vorliegenden örtlichen Erfahrungen bei der ein für allemal festgesetzten Einheitsmenge der Lösungen eine lückenlose Wand gewährleistet. Die Abdichtung der Kieslinse zwischen km 2,6 und 2,7, die im Sommer 1934 hergestellt worden ist, ist mit einem Spritzrohrabstand von 1 m durchgeführt worden. Die Verfestigungswand liegt 0,5 m vor der eisernen Spundwand, die ohne Verbindung mit ihr in den über der Kieslinse liegenden Geschiebeton einbindet, und schließt oben an den Geschiebeton, unten an den pliozänen Ton an. Nach Beendigung der Arbeiten ist an einer geeigneten Stelle ein Spundwandkasten in die Staudammspundwand eingeschaltet und bis in das Pliozän, das hier etwa 17 m tief liegt, heruntergerammt worden.

Der Kasten schloß einen 5 m langen Abschnitt der Verfestigungswand ein. Durch Ausschachten des Kastens wurde dieser Abschnitt zur Untersuchung freigelegt. Die Stelle war gewählt worden, weil hier neben dem Kies, aus dem die Linse im allgemeinen besteht, auch mittelkörniger Sand vorhanden war. Bei der Untersuchung wurde im Kies eine geschlossene Wand mit einer Dicke bis zu 3 m gefunden; ihre Festigkeit war die von magerem Beton. In dem mittelkörnigen Sand war der Spritzrohrabstand offenbar zu groß. Zwischen den verfestigten Teilen, die man sich etwa säulenartig mit dem Bohrloch als Kern vorzustellen hat, fand sich unverfestigter Boden. Die Festigkeit des verfestigten Sandes ließ sich etwa jener von stark tonig verklüftetem Sand vergleichen.



Abb. 8. Chemisch verfestigter Sand, Spritzrohrabstand 1 m.

Für den vorliegenden Zweck war die zweifellos erreichte, außerordentlich starke Minderung der Durchlässigkeit der Sandschichten ausreichend, die Kiesschichten waren praktisch als undurchlässig anzusprechen. Der senkrechte Verlauf der Spritzrohre war überall deutlich zu erkennen. Im ganzen war der Nachweis erbracht, daß das Verfahren auch in der hier in Frage kommenden großen Tiefe eine befriedigende Abdichtung liefert. Die in dem Spundwandkasten aufgenommenen Lichtbilder würden im Druck kein deutliches Bild geben. Es werden deshalb zwei Aufnahmen von Vorversuchen wiedergegeben (Abb. 7 u. 8), die früher dicht unter Gelände ebenfalls mit einem Spritzrohrabstand von 1 m ausgeführt worden sind. Sie geben ein klares Bild von dem Aufbau der Verfestigung bei Kies und Sand. Abb. 8 ist allerdings insofern irreführend, als die verfestigten Säulen bei der normalen Ausführung in gleichartigem Boden einen gleichmäßigen Querschnitt haben. Die verschiedenartigen Querschnitte, die die Säulen in der Abbildung zeigen, sind durch den Wechsel von Druck und Chemikalmenge zu Versuchszwecken zu erklären. Für die chemische Abdichtung zwischen km 4,8 und 4,9, die im Herbst 1935 ausgeführt wird, werden die Erfahrungen der Untersuchung verwendet. Im Kiessand wird hier der Spritzrohrabstand mit 1,25 m, im Sand mit 0,63 m bemessen.

Für den Erfolg der Dichtung spielt der zeitliche Verlauf des Spritzvorganges eine wesentliche Rolle, zumal wenn wie hier die abzudichtenden Schichten in großer Tiefe und Mächtigkeit vorkommen. Es muß nämlich sowohl ein Absacken des schweren Chemikals I oder seine Bewegung durch das Grundwasser, wie auch ein Voreilen des Chemikals II in Schichten, in denen noch nicht genügend Chemikal I vorhanden ist, vermieden werden. Zu diesem Zweck wird im Dreischichtenbetrieb gearbeitet. Außerdem soll das Einspritzen des Chemikals II dem des Chemikals I mit höchstens 2,5 m Spritzrohrabstand folgen.

3. Die Tondichtung nebst Deckschicht und Steinbefestigung.

Für die Dichtung des Staudammkörpers wird Geschiebeton verwendet. Die Entnahmestelle liegt nur etwa 700 m unterhalb des Dammes. Der Ton wurde in 1,5 bis 3 m Mächtigkeit von sandigen und tonigen Bodenarten, die für die Herstellung des Dammes nicht verwendbar waren und vorweg abgeräumt wurden, überlagert und wird in etwa 6 bis 7 m Mächtigkeit abgebaut. Der Fläche nach wird nahezu das ganze geschlossene Vorkommen erfaßt, seine gesamte Mächtigkeit ist nicht bekannt. Der Ton, Geschiebelehm und -mergel, ist sandig, teilweise in erheblichem Maße, und reichlich mit Steinen und Sandlinsen, diese vielfach von beträchtlichem Umfang, durchsetzt. Nach den angestellten Durchlässigkeitsversuchen gewährleistet die Dichtungsdicke von 1 m, senkrecht zur Böschungsneigung gemessen, einen praktisch hinreichenden Grad der Dichtigkeit. Die Standfestigkeiten, die den ausgeführten Böschungsneigungen 1:3, 1:4 und 1:5 entsprechen, werden nach den angestellten Versuchen ebenfalls mit genügender Sicherheit eingehalten. Der Tonbetrieb wird im übrigen durch laufende Versuche im Prüfraum sorgfältig überwacht. (Schluß folgt.)

Steigerung der Tragfähigkeit von Mauerwerkskörpern durch Verbesserung des Mörtels.

Alle Rechte vorbehalten. Von Prof. Dr.-Ing. Kristen, Abteilungsleiter im Staatlichen Material-Prüfungsamt Berlin-Dahlem.

1. Begründung der Versuche.

Die zulässigen Beanspruchungen der Mörtelfestigkeit werden zur Zeit nach den Festigkeitswerten bemessen, die an den Mauerwerkskörpern nach einer Erhärtung von 28 Tagen ermittelt werden. Bekanntlich steigert sich aber die Tragfähigkeit von Mauerwerk bei zunehmendem Alter. Durch die auf Veranlassung der Fachgruppe Kalkindustrie (Dr. Goslich) im Einverständnis mit dem Mauerwerksausschuß und mit Unterstützung der Stiftung zur Förderung von Bauforschungen ausgeführten Versuche sollte deshalb die Druckfestigkeit auch nach der Zeit festgestellt werden, nach der erst die volle Nutz- und Verkehrslast auf dem Mauerwerk ruht, um einen Vergleich mit der 28-Tage-Festigkeit anstellen zu können. Gleichzeitig sollte versucht werden, durch einen geringen Zementzusatz (Kalk durch Zement ersetzt) die Mörtelfestigkeit des Mauerwerks zu steigern. Der Zweck der Versuche ging dahin, bei günstigem Ausfall der Versuchsergebnisse Zahlenwerte für neue Vorschläge zur Erhöhung der zulässigen Beanspruchungen von Mauerwerk (DIN 1053) zu gewinnen.

2. Durchführung der Versuche.

Die Versuche wurden durchgeführt mit drei Kalksorten:

- a) Weißkalk, bezeichnet „I“
- b) schwach hydraulischer Kalk, bezeichnet „II“
- c) stark hydraulischer Kalk, bezeichnet „III“

Ferner wurden drei Steinsorten verwendet:

- a) Mauerziegel mit dichtem Gefüge, bezeichnet „Z 1“,
- b) Mauerziegel mit geringem Gefüge, bezeichnet „Z 2“,
- c) Kalksandsteine, bezeichnet „Ks“.

Als Mischungsverhältnis wurden 1:4 und 1:6 in RT gewählt. Ein Teil des Kalkes wurde durch Zement ersetzt. (In Gew.-%.)

3. Anfertigung der Versuchskörper.

Es wurden die im nebenstehenden Arbeitsplan aufgeführten Probekörper hergestellt. Für die Herstellung der Probewürfel 38 · 38 · 38 cm wurden zur Bereitung des Mauer Mörtels den nach RT zu mischenden Mörtelstoffen die im 10-l-Gefäß ermittelten Litergewichte — eingefüllt — als Einheitsgewichte zugrunde gelegt, und zwar wurde an Stelle eines Liters für

Zement	1,280 kg
Kalksorte I in Pulverform	0,500 „
„ II „	0,490 „
„ III „	0,610 „
Sand (Wassergehalt 3%)	1,190 „

verarbeitet.

Kalkpulver und Sand wurden in dem vorgeschriebenen Mischungsverhältnis 1:4 und 1:6 RT zunächst trocken und darauf nach Zusatz von Wasser naß gemischt. Die erforderlichen Zementmengen wurden in GT vom Kalkpulver abgezogen, dem Mörtel zugesetzt und die Masse gut durchgearbeitet. Der Wasserzusatz wurde so bemessen, daß der Mörtel kellengerechte Beschaffenheit erlangte.

Unter Verwendung dieses Mörtels wurden aus den zuvor angeführten

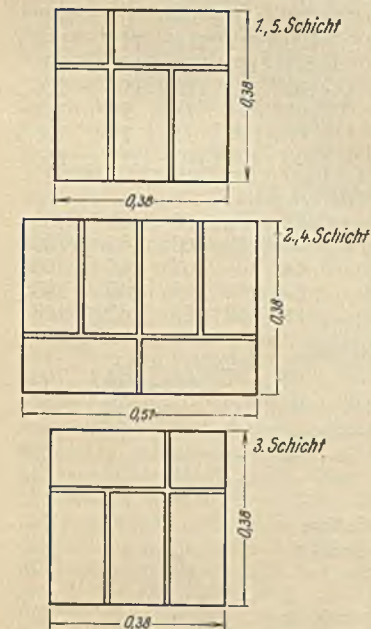


Abb. 1. Steinverband der Mauerwerkskörper.

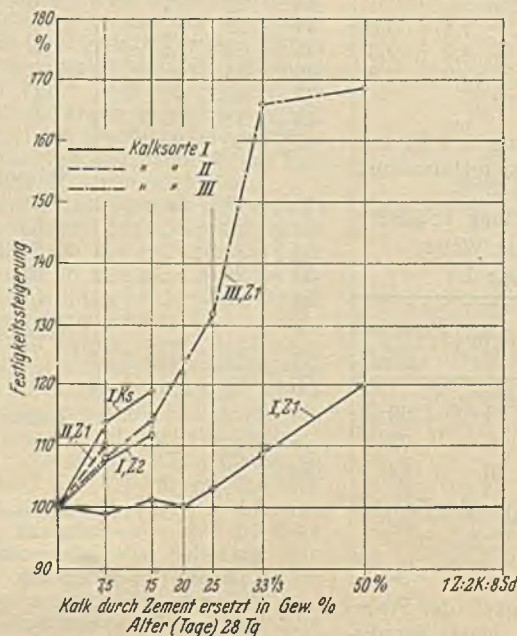


Abb. 2.

Steinen der Sorten Z1, Z2 und Ks die im Arbeitsplan vorgesehenen Mauerwerkskörper hergestellt. Der Verband der Steine in den fünf Schichten ist aus Abb. 1 ersichtlich. Die Steine der 2. und 4. Schicht wurden überstehen gelassen. Es wurde vollfugig gemauert und die Fugen bündig verstrichen.

Die Mauerwerkskörper wurden nach 28, 60, 180 und 360 Tagen Alter auf Tragfähigkeit geprüft. Ein Teil der Mauerwerkskörper wurde gleich nach der Herstellung nach und nach mit 1 kg/cm² bis zum Prüfungstage belastet.

Arbeitsplan.

Kalk durch Zement ersetzt in Gew.-%	Alter Tage	Belastet mit 1 kg/cm ²	Anzahl der Probekörper								
			Kalk I			Kalk II			Kalk III		
			Z1	Z2	Ks	Z1	Z2	Ks	Z1	Z2	Ks
Mischungsverhältnis 1:4 (RT)											
0	28	nein	3	3	3	3	3	3	3	3	3
7,5	28	"	3	3	3	3	—	—	3	—	—
15,0	28	"	3	3	3	—	—	—	3	—	—
20,0	28	"	3	—	—	—	—	—	—	—	—
25,0	28*)	"	3	—	—	—	—	—	3	—	—
33,3	28*)	"	3	—	—	—	—	—	3	—	—
50,0	28*)	"	3	—	—	—	—	—	3	—	—
0	60	"	3	—	—	3	—	—	3	—	—
0	180	"	3	—	—	—	—	—	—	—	—
0	360	"	3	—	—	—	—	—	—	—	—
0	28	ja	3	—	—	3	—	—	3	—	—
0	60	"	3	—	—	—	—	—	—	—	—
0	180	"	3	—	—	—	—	—	—	—	—
0	360	"	3	—	—	3	—	—	3	—	—

Mischungsverhältnis 1:6 (RT)

0	28	nein	3	3	3	3	3	3	3	3	3
7,5	28	"	3	—	—	—	—	—	—	—	—
15,0	28	"	—	—	—	—	—	—	3	—	—
25,0	28	"	—	—	—	—	—	—	3	—	—
33,3	28	"	—	—	—	—	—	—	3	—	—
50,0	28	"	—	—	—	—	—	—	3	—	—
0	28	ja	3	—	—	—	—	—	—	—	—

*) Und je 3 Körper für 60 Tage.

Die Druckfestigkeit ergab sich im Mittel bei Z1 zu 275, bei Z2 zu 160, bei Ks zu 171 kg/cm².

4. Die Prüfung des Mörtels.

a) Voruntersuchungen an Zug- und Druckkörpern von kellengerechter Beschaffenheit, die von Hand in die Normenformen eingefüllt und leicht gestampft wurden. Der Kalk wurde durch Zement in RT ersetzt. Es wurde Weißkalk (I) und Mauer-

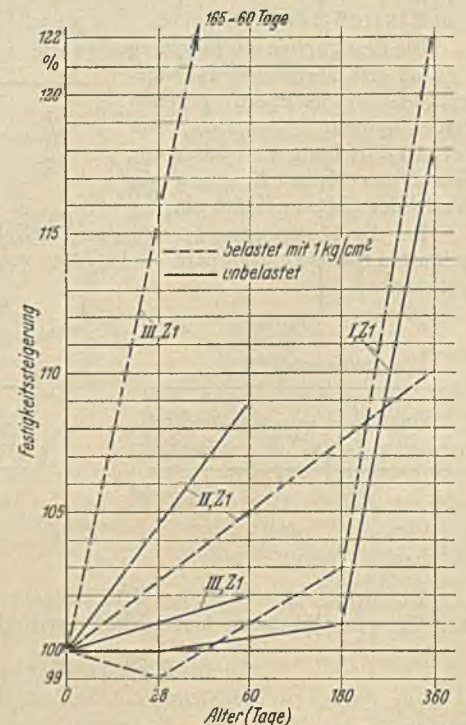


Abb. 3.

sand wie bei den Mauerwerkskörpern verwendet.

b) Aus den Mörtelproben der verschiedenen Mischungen wurden Zug- und Druckkörper normgemäß hergestellt und vorschriftsmäßig geprüft. Die Mittelwerte und je 3 Druck- bzw. 5 Zugkörper sind in der nachstehenden Tabelle zusammengestellt:

Mischung in RT			kg/cm ²	28 Tage
Kalk	Zement	Sand	Zug	Druck
1	—	4	2,1	3,5
0,80	0,20	4	3,0	6,3
0,75	0,25	4	4,4	12,7
0,66	0,34	4	7,7	20,2
0,60	0,40	4	8,3	27,4
0,50	0,50	4	10,4	39,0
0,25	0,75	4	10,3	46,0
—	1,00	4	10,6	74,0
2	1	8	12,7	44,0

Mischung in RT	Kalk durch Zement ersetzt in Gew.-%	Alter (Tage)	Festigkeit kg/cm ²					
			Kalk I		Kalk II		Kalk III	
			Zug	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck
1:4	0	28	2,2	3,4	1,9	2,9	1,9	3,0
	7,5		2,4	3,3	2,2	3,0	2,6	3,5
	15,0		2,8	3,7	—	—	2,7	3,9
	20,0		2,7	3,8	—	—	—	—
	25,0		2,9	4,0	—	—	2,7	4,2
	33,3		3,2	4,4	—	—	3,2	5,4
1:4	50,0	3,6	7,4	—	—	3,6	10,0	
	0	60	2,4	3,6	1,9	3,1	2,2	3,5
	0		2,4	4,0	—	—	—	—
	0		2,6	4,2	—	—	—	—
	25,0		2,6	4,0	1,2	2,3	—	—
	33,3		2,7	4,2	—	—	—	—
50,0	3,0		4,9	—	—	—	—	
1:6	0	28	1,8	3,0	1,2	2,3	1,9	2,8
	7,5		2,5	3,1	—	—	—	—
	15,0		—	—	—	—	2,0	2,8
	25,0		—	—	—	—	2,1	3,1
	33,0		—	—	—	—	3,0	3,8
	50,0		—	—	—	—	4,1	7,5
1 Zement : 2 Kalk : 8 Sand		28	9,1	52,0	—	—	12,2	59,2

5. Prüfung der Mauerwerkskörper 38 · 38 · 38 cm.

Die Mauerwerkskörper wurden mit einer Zementschicht oben und unten abgeglichen und unter der Presse vorschriftsmäßig bis zum Bruch belastet. Die gedrückte Fläche betrug 1440 cm². Die Gewichte der Körper schwankten zwischen 114 und 119 kg. Die Ergebnisse der Druckfestigkeit sind in der nebenstehenden Tabelle und zum Teil in den Abb. 2 u. 3, Seite 31, zusammengestellt. Der Eintritt der ersten Risse zeigte sich bei den Körpern im Durchschnitt etwa bei 50% der Bruchfestigkeit.

6. Schlussfolgerungen aus den Ergebnissen der Versuche:

a) Einfluß der Kalksorte.

Die Festigkeiten der Mischung 1:4 RT bei normgemäß angefertigten Probekörpern ergeben keinen großen Unterschied. Nur bei der Mischung 1:6 fallen die Werte des Kalkes II gegen die Werte der anderen Kalke ab.

Bei den Festigkeiten der mit den aus Kalk in Mischung 1:4 RT ausgeführten Mauerwerkskörpern ist im Alter von 28 Tagen kein Unterschied vorhanden.

Bei der Mischung 1:6 RT sind diese Werte Steinsorte Z 1.

Steinsorte Z 1.			Steinsorte Z 1.		
Reihe (Alter 28 Tage)	Kalk	Festigkeit kg/cm ²	Reihe (Alter 28 Tage)	Kalk	Festigkeit kg/cm ²
1	I	77	19	I	62
30	II	75	35	II	72
40	III	71	50	III	64

Die Festigkeit des Kalkes II ist bedeutend größer als die des Kalkes I und III; eine Erklärung hierfür dürfte schwer zu finden sein.

b) Einfluß der Steinsorte.

Die Festigkeit der Steine übt Einfluß auf die Festigkeit der Probekörper 38 · 38 · 38 cm aus. So ergab sich bei Z 1 bei einer Normfestigkeit von 275 kg/cm² (2 Steinhälften aufeinander gesetzt) eine Druck-

Ergebnisse der Druckfestigkeit der Mauerwerkskörper.

Nr.	Alter (Tage)	Be- lastet mit 1 kg/cm ²	Mischung in RT			Festigkeit in kg/cm ²				Festig- keits- zu- nahme in %
			Kalk	Sand	Kalk durch Zement ersetzt in %	1	2	3	Mit- tel	
Kalksorte I, Steinsorte Z 1										
1	28	nein	1	4	0	79	78	76	77	100
2	28	"	1	4	7,5	75	73	80	76	99
3	28	"	1	4	15,0	78	73	83	78	101
4	28	"	1	4	20,0	75	80	76	77	100
5	28	"	1	4	25,0	79	76	81	79	103
6	28	"	1	4	33,3	82	87	82	84	109
7	28	"	1	4	50,0	87	90	94	92	120
8	28	"	2	8	1	139	127	107	124	160
9	60	"	1	4	0	75	78	77	77	100
10	180	"	1	4	0	80	75	79	78	101
11	360	"	1	4	0	92	91	90	91	118
12	60	"	1	4	25,0	79	79	85	81	105
13	60	"	1	4	33,3	80	90	85	85	110
14	60	"	1	4	50,0	98	90	92	93	120
15	28	ja	1	4	0	74	78	80	77	100
16	60	"	1	4	0	74	75	80	76	99
17	180	"	1	4	0	81	77	78	79	103
18	360	"	1	4	0	100	90	93	94	122
19	28	nein	1	6	0	57	66	— ¹⁾	62	100
20	28	"	1	6	7,5	71	72	70	71	114
21	28	ja	1	6	0	69	64	65	66	106
Kalksorte I, Steinsorte Z 2										
22	28	nein	1	4	0	51	52	48	50	100
23	28	"	1	4	7,5	50	58	— ¹⁾	54	108
24	28	"	1	4	15,0	60	58	49	56	112
25	28	"	1	6	0	58	60	— ¹⁾	59	118
Kalksorte I, Steinsorte Ks										
26	28	nein	1	4	0	55	59	60	58	100
27	28	"	1	4	7,5	65	63	70	66	114
28	28	"	1	4	15,0	71	64	73	69	119
29	28	"	1	6	0	63	64	63	63	109
Kalksorte II, Steinsorte Z 1										
30	28	nein	1	4	0	78	71	74	75	100
31	28	"	1	4	7,5	84	83	83	83	110
32	60	"	1	4	0	84	92	91	89	109
33	28	ja	1	4	0	79	73	74	75	100
34	360	"	1	4	0	86	80	—	83	110
35	28	"	1	6	0	79	70	68	72	96
Kalksorte II, Steinsorte Z 2										
36	28	nein	1	4	0	64	63	65	64	100
37	28	"	1	6	0	68	61	54	61	95
Kalksorte II, Steinsorte Ks (von 47 bis 49 Z 1)										
38	28	nein	1	4	0	63	62	67	64	100
39	28	"	1	6	0	62	63	64	63	98
40	28	"	1	4	0	70	71	72	71	100
41	28	"	1	4	7,5	69	70	93	77	108
42	28	"	1	4	15,0	78	80	81	81	114
43	28	"	1	4	25,0	97	94	90	94	132
44	28	"	1	4	33,3	120	117	116	118	166
45	28	"	1	4	50,0	122	117	120	120	169
46	28	"	2	8	1	132	123	120	125	176
47	60	"	1	4	0	67	71	78	72	102
48	28	ja	1	4	0	68	73	71	71	100
49	360	"	1	4	0	123	125	103	117	165
Kalksorte III, Steinsorte Z 1										
50	28	nein	1	6	0	62	68	63	64	100
51	28	"	1	6	15,0	64	62	66	64	100
52	28	"	1	6	25,0	64	—	67	66	103
53	28	"	1	6	33,3	67	62	69	66	103
54	28	"	1	6	50,0	68	67	67	67	105
Kalksorte III, Steinsorte Z 2										
55	28	nein	1	4	0	63	57	61	60	100
56	28	"	1	6	0	60	58	57	58	97
Kalksorte III, Steinsorte Ks										
57	28	nein	1	4	0	74	76	77	76	100
58	28	"	1	6	0	64	68	64	65	86

Z 1 = Stein mit dichtem Gefüge.

Z 2 = Stein mit porigem Gefüge.

Ks = Kalksandstein.

Kalksorte I = Weißkalk.

Kalksorte II = schwach hydraulischer Kalk

Kalksorte III = stark hydraulischer Kalk

¹⁾ Körper beschädigt.

festigkeit der Probekörper von 77 kg/cm², während die Druckfestigkeit der mit Z 2 gemauerten Probekörper bei einer Normfestigkeit von nur 160 kg/cm² auf 50 kg/cm² abfiel (100 : 58). Die Ergebnisse der Festigkeit der Mauerwerkskörper sind trotz der auffallend geringen Normendruckfestigkeit der gewählten Mauerziegel als sehr gut zu bezeichnen.

Obwohl die Normfestigkeit der Kalksandsteine ungefähr der von Z 2 entspricht, erreicht die Druckfestigkeit der Probekörper beinahe die Werte der mit Z 1 gemauerten Körper.

c) Einfluß des Zementzusatzes.

(Kalk durch Zement ersetzt in Gew.-%)

α) Bei den als Voruntersuchungen dienenden Mörtelproben trat schon von 20% an eine bedeutende Erhöhung der Festigkeitswerte ein (s. S. 32 oben). Doch ist zu berücksichtigen, daß bei den Vorversuchen der Ersatz des Kalkes durch Zement in RT geschah. Vergleichswerte zwischen RT und Gew.-% sind aus der Zusammenstellung in nebenstehender Spalte ersichtlich.

β) Bei den Mörtelproben der für die Mauerwerkskörper verwendeten Mischungen (s. Tabelle S. 32).

Bei allen Reihen trat durch den Zement eine Erhöhung der Zug- und Druckfestigkeit ein, die allerdings bis zu 25% nicht sehr bedeutend ist.

γ) Bei den Mauerwerkskörpern selbst.

In den Mischungen 1 : 4 und 1 : 6 in RT wurden 7,5 bis 15,0 bis 20,0 bis 25,0 bis 33,3 und 50% des Kalkes durch Zement ersetzt. Die hierdurch erzielte Erhöhung der Druckfestigkeit ist aus der Zahlentafel S. 32, rechts, und aus Abb. 2 u. 3 zu ersehen. Zum Vergleich wurden auch die Werte der in der Praxis häufig angewandten Mischung 1 Zement : 2 Kalk : 8 Sand (RT) herangezogen. Während der Zementzusatz der Mischung 1 : 4 bei dem Weißkalk erst bei 33,3 und 50% eine Erhöhung der Festigkeit um 9 bzw. 20% hervorruft, macht sich bei dem stark hydraulischen Kalk diese Festigkeitszunahme auch bei den geringen Zementzusätzen von 7,5 und 15% bemerkbar und steigert sich bei 50% Zementzusatz um 69%; es wird hier beinahe die Festigkeit der Mischung 1 Zement : 2 Kalk : 8 Sand erreicht, obwohl die Mischung mit 50% Zement insgesamt nur 1 Zement : 2 Kalk : 24 Sand ergibt. Bei der Mischung 1 : 6 RT tritt durch einen Zementzusatz von 7,5% sogar eine Festigkeitssteigerung von 14% bei dem Weißkalk auf (Reihe 13 u. 14), während bei dem stark hydraulischen Kalk hier eine wesentliche Festigkeitserhöhung nicht festzustellen ist (Reihe 51 u. 56).

Anmerkung: Der Ersatz des Kalkes durch Zement geschah, wie schon erwähnt, in GT.

Wird der Kalk durch die gewünschten Prozentsätze Zement anstatt in GT in RT ersetzt, so bedeutet dies, daß anstatt

7,5%	...	17%		25%	...	46%
15%	...	31%		33%	...	57%
20%	...	39%		50%	...	59%

Kalk durch Zement ersetzt werden.

d) Einfluß des Alters.

Bei der Mischung 1 : 4 RT tritt bei der Kalksorte I (Weißkalk) erst bei 360 Tagen Prüfaller eine Erhöhung der Festigkeit um 18% ein (s. Zahlentafel S. 32, Reihe 9 bis 11), ebenso bei der Kalksorte II (schwach hydraulischer Kalk) um 10% (Reihe 33 u. 34). Bei der Kalksorte III erhöht sich die Festigkeit sogar um 65%, ein kleiner Teil dieser Erhöhung dürfte auf die Belastung zurückzuführen sein.

e) Einfluß der Belastung.

Die Belastung von 1 kg/cm² bei den Probekörpern hat im wesentlichen die Festigkeit nicht gesteigert. Nur bei der Mischung 1 : 6 RT beim Weißkalk zeigt sich nach 28 Tagen eine Erhöhung von 6%. Eine Belastung von 3 kg/cm² hätte der Praxis eher entsprochen, war aber aus praktischen Gründen nicht auszuführen.

Die bei dem Prüfaller von 360 Tagen erzielte Festigkeitserhöhung bei den Reihen 11, 18, 34, 49, dürfte zum großen Teil auf die Festigkeitssteigerung infolge des Alters zurückzuführen sein. Diese Tatsache ist durch den ganzen Unterschied in den Ergebnissen der Reihe 11 gegenüber denen der Reihe 18 (118 gegen 122%) belegt.

Zusammenfassung.

Aus den Ergebnissen der Versuche geht hervor:

- a) Die Belastung von 1 kg/cm² hat keine Festigkeitssteigerung der Mauerwerkskörper ergeben.
- b) Die Tragfähigkeit bei zunehmendem Alter hat sich namentlich im höheren Alter wesentlich gesteigert.
- c) Der Ersatz des Kalkes durch Zement bei dem Mörtel erhöht ebenfalls auch schon bei geringen Mengen die Festigkeit der Mauerwerkskörper.

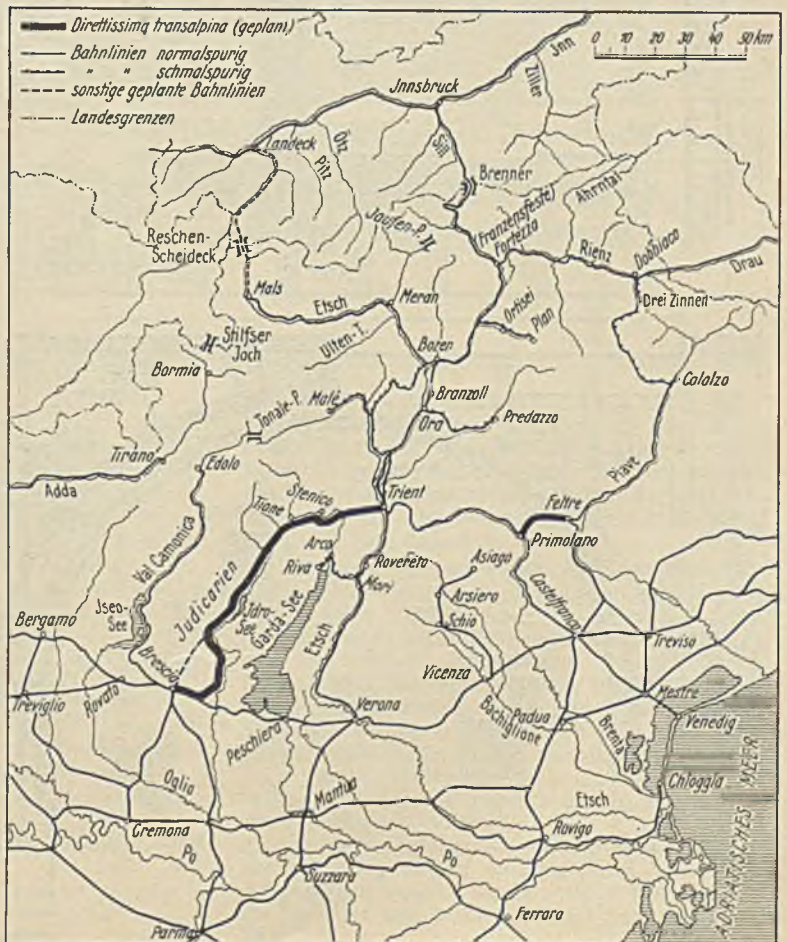
Vermischtes.

Geheimrat Max Möller †. Geh. Hofrat Professor Dr.-Ing. chr. Max Möller ist, wie wir der DAZ vom 24. Dezember 1935 entnehmen, im Alter von 82 Jahren in Braunschweig verschieden. Der Verstorbene, der aus Hamburg stammte, wurde nach praktischer Tätigkeit als Regierungsbauführer in Kiel und Berlin 1888 an die Technische Hochschule Braunschweig berufen, wo er bis zu seiner Emeritierung 1925 wirkte. Unter seinen zahlreichen Veröffentlichungen ist sein zweibändiger „Grundriß des Wasserbaus“ hervorzuheben. Am „Beton-Kalender“ hat er vom 1. bis 9. Jahrgang (1906 bis 1914) das Kapitel „Buhnen, Leit- und Deckwerke“ stets bearbeitet. Die Technische Hochschule Karlsruhe ernannte Möller 1920 zum Ehrendoktor.

Italienische Alpenbahnpläne. Auf dem Ingenieurkongreß in Triest wurde eine Reihe von Bahnplänen erörtert, die auf eine bessere Verbindung der einstigen österreichischen Alpengebiete mit Mailand abzielen. Außer Plänen, die wie die Reschen-Scheideg-Linie oder Fernbahnverbindungen, die das Stillferjoch bzw. den Gebirgsstock der Drei-Zinnen in langen Tunneln unterfahren, die alle wenig Aussicht auf Verwirklichung haben oder deren Ausbau noch in weiter Ferne liegt, beansprucht die sogenannte „Direttissima transalpina“ deswegen größte Beachtung, weil für den Bau dieser nicht sehr kostspieligen Querbahnlinie wichtige wirtschaftliche und militärische Gründe sprechen und damit diesen Entwurf aus dem Kreis rein akademischer Erörterungen herausheben.

Der Ausbau des Eisenbahnnetzes in den neuerworbenen Gebieten in den Alpen und dessen bessere Verbindung mit dem Industriemittelpunkte Mailand ist sowohl für das Trienter Becken, das nur auf dem Umwege über Verona erreicht werden kann, als auch für die wirtschaftliche Erschließung Judikariens als dringlich erkannt worden. In weiterer Folge soll die Valsuganabahn in eine Hauptbahn umgebaut und eine Verbindungslinie zwischen Primolano und Feltre hergestellt werden. Auch der Umbau der schmalspurigen Linie Calalzo—Toblach (Dobbiaco) auf Normalspur gehört zu dem Gesamtplan. Mit dem Ausbau dieser Querlinie würde dem völlig geänderten und erheblich gesteigerten Verkehrsbedürfnissen Rechnung getragen werden. Den wesentlichsten Teil dieser „Direttissima“ bildet die Strecke Brescia—Trento (s. Abb.), für die drei Linienführungen in Betracht kommen. Für die längste Linie von 125 km ergeben sich bei Anwendung einer Höchststeigung von 30‰ und Kleinsthalbmessern von 250 m sowie bei Vermeidung längerer Tunnel als von 1500 m Länge kilometerische Baukosten von etwa 1,2 Mill. Lire. Bei Zulassung von nur 25‰ Höchststeigung und kleinsten Halbmessern von 300 m erhöhen sich infolge der notwendig werdenden größeren Zahl von Tunneln bis ungefähr 3 km Länge die Einheitskosten auf 2 Mill. Lire je km bei 110 km Gesamtlänge. Eine noch gestrecktere Verbindung würde die Anlage dreier etwa je 10 km langer Tunnel zur Unterfahrung

der Gebirgsstöcke zwischen Etsch-, Sarca-, Chiese- und Trompiatal erreichen und die Gesamtbaukosten sowie die Bauzeit wesentlich vermehren.



Die geringsten Kosten erfordert demnach die längste Linie. Die vorgeschlagene Strecke führt von Trient über Vezzano ins Sarcatal, von dort über Stenico nach Tione und sodann im Chiesetal zum Idrosee. Die Länge dieses Streckenteils beträgt etwa 75 km. Von dort können verschiedene Linienführungen in Betracht gezogen werden, entweder im Zuge der bestehenden Kleinbahn im Sabbial mit 57 km Länge oder bei Anlage eines 6 km langen Tunnels eine kürzere Linie mit etwa 40 km Längsentwicklung bis Brescia. Vieser.

Nachspiel zum Koblenzer Brückeneinsturz 1930¹⁾. In einem kürzlich veröffentlichten Urteil befaßt sich, wie die Frankfurter Zeitung vom 14. Dezember 1935 mitteilt, das Reichsgericht mit dem Unglück, das sich am 22. Juli 1930 in Koblenz bei der Rheinlandbefreiungsfest ereignete. Bekanntlich hielt die schmale, über die Einfahrt zum Mosel-Sicherheitshafen führende Brücke der Belastung durch die Menschenmenge, die dem Feuerwerk auf dem Ehrenbreitstein zugesehen hatte, nicht stand, kippte um und versank. Der Witwe eines hierbei tödlich Verunglückten, die den Preussischen Staat auf Schadenersatz wegen des Verlustes ihres Ernährers usw. verklagt hatte, wird durch das jetzige Reichsgerichtsurteil recht gegeben. Der Staat habe, so sagt das Urteil, für die schuldhaftige Amtspflichtverletzung der Sicherheitspolizei zu haften, da diese die Pflicht gehabt habe, für die Verkehrssicherheit der Brücke zu sorgen. Es sei versäumt worden, durch geeignete Vorkehrungen den Brückenverkehr zu sichern und zu überwachen sowie Beleuchtung anzubringen.

¹⁾ Bautechn. 1930, Heft 43, S. 659; 1931, Heft 22, S. 198.

Landstraßenbrücke in Washington. Eng. News-Rec. 1935, Bd. 114, Nr. 8 vom 21. Februar, berichtet auf S. 282 über den Bau der neuen Landstraßenbrücke über das Rock Creek Gorge in Washington, D. C., die als Ersatz einer 43 Jahre im Verkehr benutzten Stahlträgerbrücke dienen soll. Die neue Brücke führt die Landstraße auf drei Halbrundbogen von



Abb. 3.

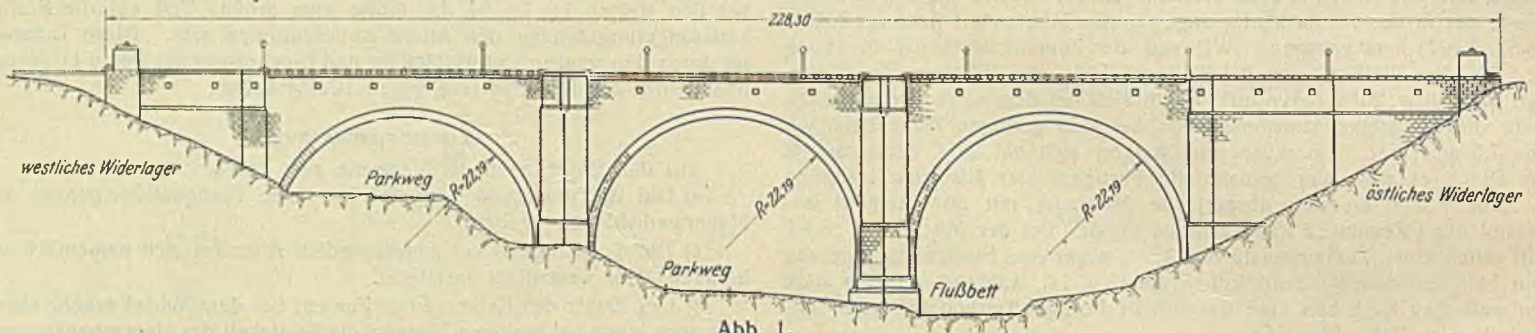


Abb. 1.

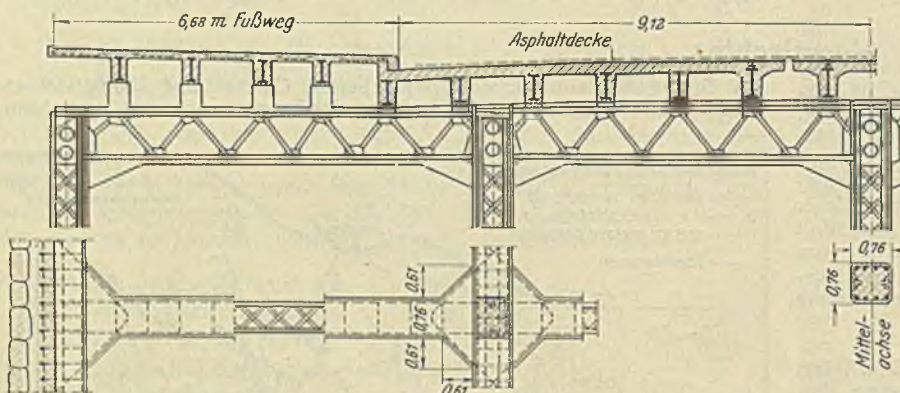


Abb. 2.

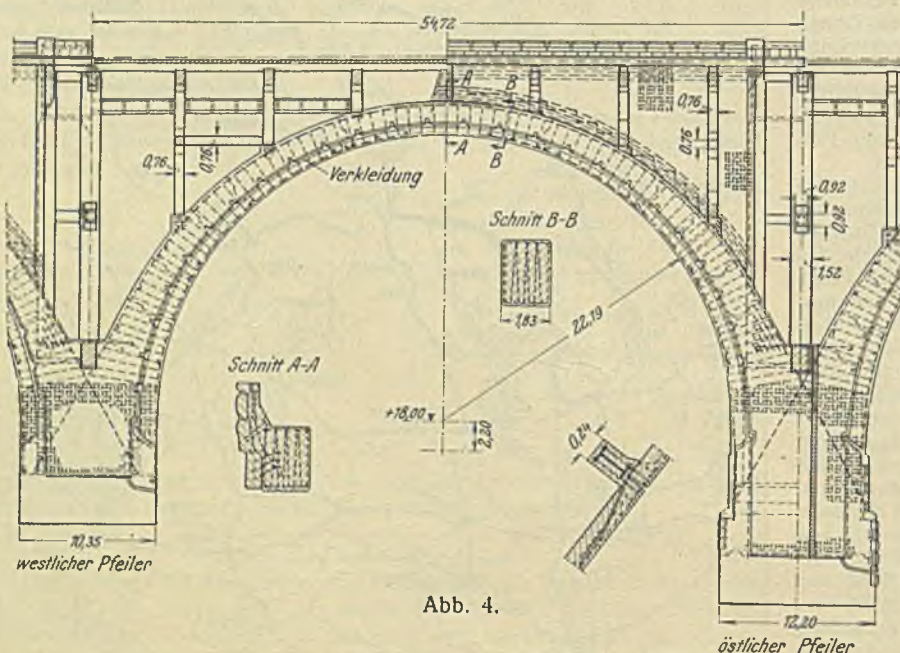


Abb. 4.

22,2 m Halbmesser über das bewaldete Felstal (Abb. 1). Der östliche Bogen steht über dem eigentlichen Flußbett, während die beiden westlichen je über eine Parkstraße hinwegführen. Das ganze Bauwerk einschließlich der kastenförmigen Widerlager besteht aus Eisenbeton und hat eine Gesamtlänge von rd. 229 m. Die Fahrbahn liegt 38 m über der Talsohle bzw. 42 m über der Sohle der tiefsten Pfeilergründung. Die alte Stahlbrücke wurde zur Aufrechterhaltung des Verkehrs seitwärts verlegt. Der Bau wurde ausgeführt mit Hilfe je eines an den Widerlagern aufgerichteten Auslegerkrans und von je zwei solchen Auslegerkranen, die an jedem der beiden Talpfeiler auf einem besonderen Stahlgerüst aufgestellt waren. Durch diese sechs Krane konnte die ganze Baulänge bestrichen werden. Die Auslegerbäume hatten eine Länge von 30 m.

Die lichte Spannweite der drei Bogen, die je aus vier Eisenbetonrippen bestehen, ist 44,4 m; die Breite der Mittelpfeiler 10,35 bzw. 12,1 m. Die Rippen der Bogen haben 1,82 m Abstand und tragen zur Unterstützung der Fahrbahn betonumkleidete Stahlsäulen. Die Fahrbahn ist 18,35 m breit; die seitlichen Gehsteige sind je 6,7 m breit (Abb. 2). Die gesamte Tragkonstruktion der Brückendecke besteht aus starrer Bewehrung in Fachwerkform. Als Längsträger sind I-Träger gewählt, die in den Vouten der Betondecke eingebettet sind.

Die Außenflächen der Bogen und Widerlager sind mit Sandstein bekleidet. An den Widerlagern ist auch das Gelände aus Stein, über den Bogen dagegen aus Stein und Gußeisen. Bemerkenswert ist die Auskleidung der Bogenunterseiten mit Betonplatten, die zwischen den Rippen eingefügt sind, so daß die Brücke die Untersicht einer massiven Bauweise bietet (Abb. 4).

Die ganze Brücke steht auf Fels.

Der Mittelteil der Widerlager und die unteren Teile der Pfeiler bis zur Kämpferlinie wurden mit gewöhnlichen Kranen errichtet. Erst danach folgte die Anwendung der eingangs erwähnten Auslegerkrane.

Abb. 3 zeigt das Lehrgerüst über der westlichen Parkstraße, auf dem gleichzeitig je zwei Bogenrippen betoniert wurden, und im Vordergrund die alte versetzte Straßenbrücke.

Der Beton wurde in trockener Mischung durch die Krane zur Verwendungsstelle gebracht, wo erst unter besonderer Sorgfalt der Wasserzusatz gegeben wurde.

Planetarium in New York. Zu dem dieses Bauwerk behandelnden Bericht in Bautechn. 1935, Heft 49, S. 662, erhalten wir von Herrn Entw. Ingenieur Anton Tedesco, in Fa. Roberts and Schaefer Comp., Chicago, folgende dankenswerten berichtigenden und ergänzenden Mitteilungen:

Die Zeiss-Dywidag-Kuppel von 24,5 m Durchm. ist in acht Punkten unterstützt und hat eine Schalendicke von 7,5 cm (nicht 11,5 cm). Auch die ausgeführte Wanddicke ist größer, als sie aus „Spannungsgründen“ notwendig gewesen wäre.

Ringförmig angeordnet waren die Konstruktionsfugen bei der Torkretierung. Die Lage und Größe der Bewehrung entspricht den tatsächlich auftretenden Spannungen. Die richtige Wölbung der Schale wurde erzielt durch ein freitragendes Gerüst, das als Rippenkuppel konstruiert war. Es bestand aus unabhängigen, geschweißten Gasrohr-Ringen, die in Parallelkreisen lagen, sowie aus Kranzhölzern, die die Ringe in Meridianrichtung gegeneinander abstützten. Die Diagonallattung bildete nur die Aussteifung des Gerüsts sowie die Unterlage für die Isolierung, auf die der Torkretbeton unmittelbar aufgebracht wurde.

Auditorium in Kansas. In Eng. News-Rec. 1935, Bd. 115, Nr. 13 vom 26. September, S. 419 ff., findet sich ein Bericht über den Bau eines neuen Auditoriums aus Stahl- und Eisenbetonkonstruktionen von ungewöhnlich großer Stützweite. Das Bauwerk umfaßt, wie Abb. 1 im Grundriß veranschaulicht, ein ohne Unterstützung frei überspanntes Auditorium von 89 × 92 m Grundfläche mit Raum für 14 000 Zuhörerplätzen, ferner ein Theater mit 3000 Sitzplätzen, sowie kleinere Versammlungsräume.

Das Bauwerk sollte am 1. Oktober 1935 fertiggestellt sein, die Kosten sollen sich auf etwa 4 650 000 \$ belaufen. Der Theaterbau ist im wesentlichen eine Stahlkonstruktion, er zeigt weitgespannte Träger für die Balkonplätze. Das Auditorium soll allen zu erwartenden Versammlungsgrößen gewachsen sein. Es soll verwendbar für Opernvorstellungen und sportliche Darbietungen, sowie auch zu Versammlungen für andere Zwecke dienen. Es waren Feuersicherheit, gute Sicht von allen Plätzen, gute Akustik und Belüftung für das Bauwerk gefordert. Die Feuersicherheit

ist insbesondere durch Verwendung von Eisenbeton für die Unterstützungen der Tribünen und für die Decken unter der Arena und unter den sonstigen Versammlungsräumen erzielt worden. Die weitgespannte Dachkonstruktion wird im wesentlichen von zwei schweren Stahlfachwerkbindern gestützt. Quer- und Längsschnitte, die die Raumanordnung und Maße erkennen lassen, zeigt Abb. 2.

Die Verkleidung der Außenwände ist in Sandstein hergestellt. Für die Pfeilergründungen wurden Senkbrunnen bis zu 10 m Tiefe auf den unterliegenden Fels herabgesenkt, soweit bei dem abfallenden Gelände dieser nicht schon durch Abschachten erreichbar war. Besonders zu erwähnen ist die ungewöhnlich schwere Deckenkonstruktion unter der Arena, deren weitgespannte Träger und Unterzüge in Eisenbeton hergestellt sind und Steghöhen bis zu 1,80 m Höhe aufweisen.

Für die Träger wurde ein Mischungsverhältnis von 1:2:3, im übrigen ein solches von 1:2:4 verwendet. Die Träger und Unterzüge haben Stahlbewehrung von 28 × 28 mm Querschnitt und stählerne Bügel von 13 mm Durchm. Die Säulen haben quadratischen oder rechteckigen Querschnitt. Die Hauptsäulen zur Unterstützung der Arenadecke zeigen einen Querschnitt von 91 × 76 cm. Sie sind bewehrt mit je 32 Quadratstangen von 28 mm Dicke und Bügeln von 9 mm Durchm. Bei der Bewehrung ist darauf Rücksicht genommen, daß die Säulen einen Teil der Biegemomente der Unterzüge aufnehmen können.

Die gesamte Dachkonstruktion über dem Grundriß gliedert sich in

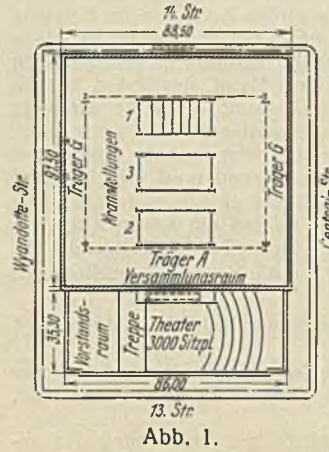


Abb. 1.

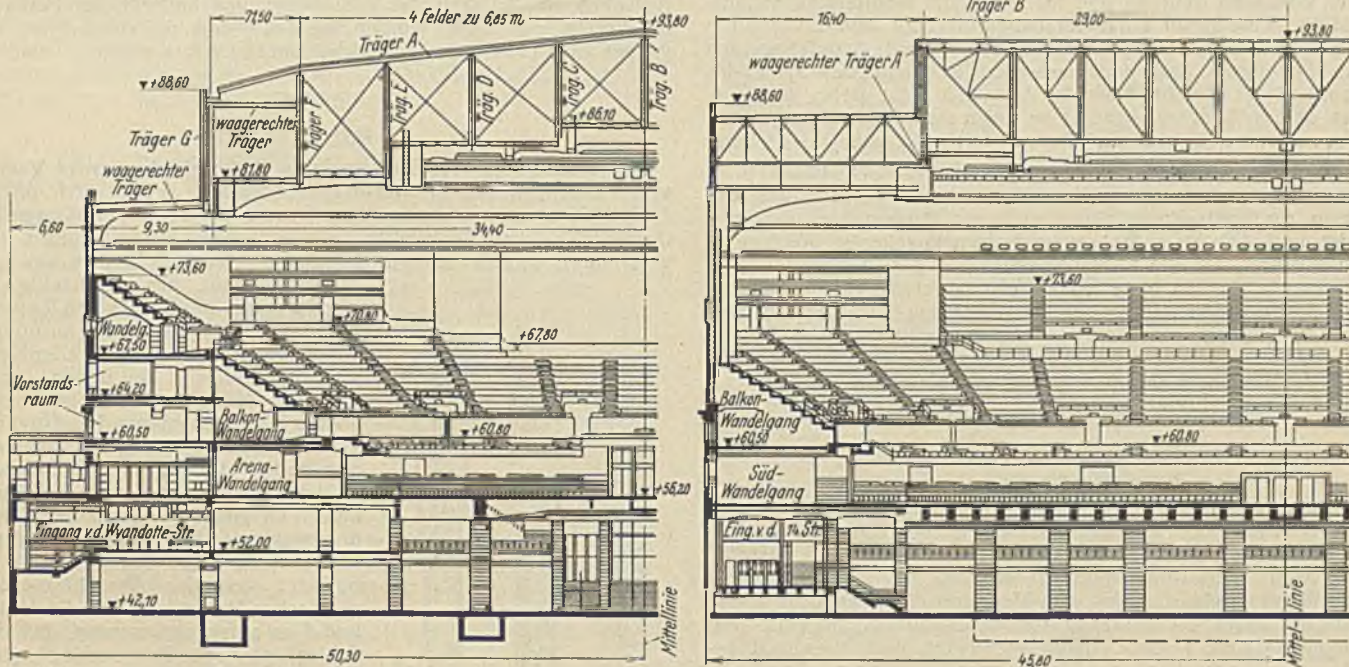


Abb. 2.

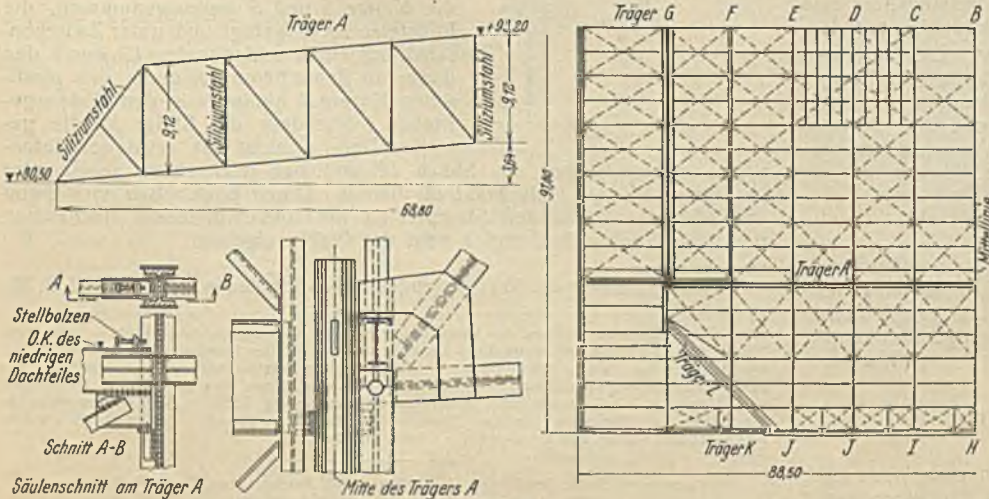


Abb. 3.

einen höher gelegenen Hauptteil von 69 × 58 m Fläche und einen etwa 9 m tiefer liegenden seitlichen Teil. Die Aufteilung der Tragkonstruktion, das System der Hauptträger und einige Einzelheiten, besonders die Gelenkanschlüsse auf den Stahlsäulen, ist aus Abb. 3 zu ersehen.

Bei der Errichtung wurden in Ermangelung von Mittelstützen lediglich die Eckunterstützungen verwendet unter Zuhilfenahme von 30 m über den Arenafußboden hinaufreichenden Stahlgerüsttürmen mit auf diesen aufgesetzten Auslegerkränen. Diese Stahltürme erhielten drei Plattformen; auf der untersten, etwa in Höhe des Arenafußbodens liegenden Plattform wurden an den vier Eckpunkten elektrische Winden von 100 PS eingebaut. Nach dem Montageplan wurden zunächst die beiden Unterstützungsträger (A und G) und danach die Zwischentragwerke (B, C, D, E, F) (vgl. Abb. 2 u. 3) aufgebaut, wobei ein auf dem Arenafußboden auf hölzernen Rollen verschiebbares Krangerüst entsprechend versetzt wurde. Die A-Träger haben ein Gewicht von 240 t bei einer Stützweite von 79 m.

Zuschrift an die Schriftleitung.

Die Verteilung des Erddruckes bei gleichförmiger Auflast . . . Zu diesem, in Bautechn. 1935, Heft 20, S. 253, erschienenen Aufsätze des Herrn Dipl.-Ing. Mund, Mannheim, gestatte ich mir, folgendes zu bemerken:

Für die behandelte Erddruckaufgabe mit gleichmäßig verteilter Auflast kommt Herr Mund zu dem Schluß, daß das bislang übliche Verfahren mit Hilfe des Ansatzes von $\gamma' = \gamma_e + \frac{2p}{h}$ für das Raumgewicht des Bodens nicht die strenge Lösung im Sinne der Coulombschen Theorie sein könne. Diese Folgerung scheint nicht richtig zu sein, denn die Ableitung des Rebhannschen Satzes, auf den sich die übliche Berechnungsart aufbaut, ist im Sinne der Coulombschen Theorie einwandfrei.

Auch nach dem Rebhannschen Satze bewirken Auflasten im Bereiche des Gleitkells meistens eine steilere Neigung der Gleitlinie, jedoch nicht für den vorliegenden Fall einer gleichmäßig verteilten, unbegrenzten Auflast. Der gefühlsmäßige Einwand des Herrn Mund, der Boden besitze bei einer Bewegung der Wand keine Scherfestigkeit, erscheint mir nicht richtig, denn die Scherfestigkeit wird bei kohäsionslosem Boden erst durch den allseitigen Druck erzeugt, der im obersten Wandpunkte infolge der bis zur Wand reichenden Auflast auch noch vorhanden ist. Herr Mund kommt jedoch durch seine eigenen Verfahren auf eine von der üblichen Lösung abweichende Druckverteilungsfläche, so daß ein kurzes Eingehen auf seine früheren Arbeiten in Bautechn. 1933, Heft 32 u. 53, notwendig ist.

Es sind drei Einzelkonstruktionen, auf die die Erddruckberechnungen zurückgehen:

1. auf das „neue Verfahren zur zeichnerischen Erddruckbestimmung“ (Abb. 1 in Bautechn. 1933, Heft 32),
2. auf eine neu gegebene (m. E. empfehlenswerte) Konstruktion des Verlaufes der Druckverteilungsfläche (Abb. 2 in Bautechn. 1933, Heft 53), und
3. auf den Vorschlag der Abb. 5 in Heft 53 zur Aufsuchung der ungünstigsten Gleitlinie durch Geländeknickpunkte.

Alle drei Verfahren sind an und für sich unter bestimmten Voraussetzungen richtig. Eine dieser Voraussetzungen für das 1. und 3. Verfahren ist aber, daß sie für verteilte Oberflächenbelastung nicht benutzt werden dürfen, denn für diesen Fall darf nach dem Rebhannschen Satze das Gewicht des Gleitkells einschließlich der Auflasten nicht gleich sein dem Gewichte des unterhalb der Gleitfläche in bekannter Weise abgegrenzten Erdkörpers, sondern muß sich zu diesem verhalten wie $\gamma' : \gamma_e$. Hier scheint mir der Punkt zu liegen, den Herr Mund übersehen hat.

In diesem Zusammenhange muß noch bemerkt werden, daß das neue Verfahren zur Erddruckermittlung auch von Rebhann selber schon angegeben ist (vgl. Abb. 98 u. 99 seines Erddruckbuches¹⁾). Auch mag noch erwähnt werden, daß die zweite Konstruktion der Druckverteilungsfläche von vornherein für den betreffenden Wandabschnitt eine annähernd trapezförmige Spannungsverteilung zur Voraussetzung hat, sie darf also nicht angewendet werden, um die Form der Einflußfläche einer Einzelast erst zu ermitteln. Dadurch findet der Gegensatz zwischen dem Ergebnis des Herrn Mund und der Berechnung von Krey — auf den Herr Mund hinweist — seine Erklärung. Ing. Joh. Ohde, Berlin.

Erwiderung.

Die Annahme von Herrn Ohde, daß die Verfahren unter 1 und 3 bei gleichmäßig verteilter Oberflächenbelastung nicht benutzt werden dürfen, ist unzutreffend. Gegen die Abb. 3 in Bautechn. 1935, Heft 20, wird auch er wohl keine Einwendungen erheben, da hier die Auflast nicht bis zur Wand reicht und das alte Verfahren überhaupt nicht anwendbar erscheint. Durch Verkürzung der Böschung bis auf Null geht diese Abbildung in Abb. 1 über, deren Richtigkeit auch hierdurch bewiesen wird.

Bei dem bisher üblichen Verfahren dagegen handelt es sich tatsächlich nur um ein Näherungsverfahren, das man durch willkürliche Erhöhung des Raumgewichts des zwischen Gleitlinie, Böschungslinie und Erddruckmaß liegenden Erdkörpers im Verhältnis $\gamma' : \gamma_e$ künstlich mit dem Rebhannschen Satze in Einklang zu bringen versucht hat. Das Verfahren stammt schon von Poncelet²⁾ und ist in späteren Veröffentlichungen immer wieder aufgenommen worden, so auch von Rebhann selbst, allerdings nicht, was zu beachten ist, bei der Aufstellung und dem Beweise des nach ihm benannten Satzes. Es führt zu allerlei Widersprüchen und Unstimmigkeiten, die bei der in Bautechn. 1935, Heft 20, von mir angegebenen Lösung wegfallen. In einer längeren, in Vorbereitung befindlichen Abhandlung bin ich u. a. auch auf diese Frage ausführlich eingegangen.

Daß Rebhann das in Bautechn. 1933, Heft 32, von mir veröffentlichte Verfahren schon selbst angegeben hat, habe ich vor kurzem selbst feststellen müssen. Es erscheint erstaunlich, daß ein so einfaches Verfahren so wenig Beachtung fand und sogar völlig in Vergessenheit geraten konnte. Mund.

Wir schließen hiermit die Aussprache.

Die Schriftleitung.

¹⁾ Rebhann, Theorie des Erddruckes und der Futtermauern, Wien 1871.
²⁾ Poncelet-Lahmeyer, Über die Stabilität der Erdbekleidungen und deren Fundamente. Braunschweig 1844, Verlag G. C. E. Meyer, S. 127.

Bücherschau.

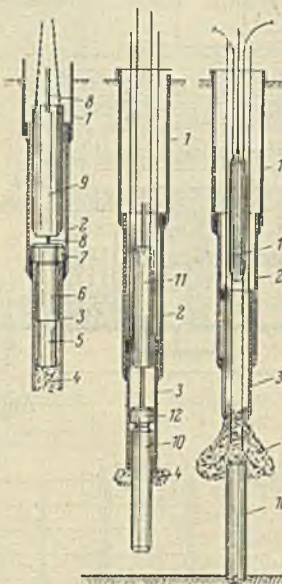
Deutscher Reichsbahn-Kalender 1936. 10. Jahrgang¹⁾. Herausgegeben vom Pressedienst der Deutschen Reichsbahn. Leipzig 1935. Konkordia-Verlag Reinhold Rudolf. Preis 3,20 RM.

In den Blättern des kurz vor Schluß des Jahres 1935 erschienenen (10.) Jahrganges 1936 dieses beliebten Abreiß-Kalenders will der deutsche Eisenbahner als deutscher Volksgenosse zu dem Benutzer sprechen und diesem sagen, „was ihm die Reichsbahn sein will“. Die Handlung jedes einzelnen der 650 000 Eisenbahner, an welcher Stelle er auch stehen mag, ist Dienst für alle Volksgenossen. Die Sprache der schaffenden Menschen in der Deutschen Reichsbahn klingt aus den Texten und den zugehörigen interessanten und gut ausgeführten Bildern der, wie bisher, allwöchentlich drei Blätter enthaltenden Blattsammlung heraus. Die Texte sprechen von den verschiedenen Dienstzweigen, in denen sich der Dienst „am Flügelrade“ offenbart, von den Leistungen im Reisedienst und Güterverkehr, von der Beförderung froher Urlauber sowie von den gewaltigen Aufgaben großer Menschentransporte, wie sie der Eisenbahn beispielsweise für Ausstellungen, Messen und insbesondere für den alljährlichen Reichsparteitag in Nürnberg gestellt werden. Auch aus den Blättern, in denen von der Bedeutung der Deutschen Reichsbahn als Nationalvermögen und größtem Verkehrsunternehmen, als Arbeitgeber und als Auftraggeber für die deutsche Wirtschaft gesprochen wird, klingt das heraus, was die Reichsbahn dem deutschen Volksgenossen sein will. Und unter dem Titel der Blätter „Aus dem Betriebe der Eisenbahn“, „Reichsbahn und Technik“, „Reichsbahn und Architektur“ wird man Einblick nehmen können in den Betrieb der Deutschen Reichsbahn, in ihr Wirken für den technischen Fortschritt und in ihr Streben, Schönheit in die neuen Verkehrsbauten und in die Arbeitsplätze der Eisenbahner hineinzutragen. Neue Gegenden unseres Vaterlandes werden sich dem erschließen, den die Blätter „mit der Reichsbahn durch deutsche Lande“ führen.

In dem neuen Jahrgange sind mehr als früher schöne Lichtbilder von Eisenbahnern selber zusammengetragen worden. Auf diese Weise ist auch diesmal wieder in der Blättersammlung des Kalenders eine abwechslungsreiche, lehrreiche und anschauliche Darstellung der dienstlichen Aufgaben, der Anlagen, der technischen und betrieblichen Fortschritte der Reichsbahn geschaffen worden, so daß jedem die Anschaffung des Jahrganges 1936 des Deutschen Reichsbahn-Kalenders warm zu empfehlen ist. Ls.

Patentschau.

Verfahren zur Herstellung von Betonpfählen unter Verwendung von Vortreibrohren mit unterem Abschluß. (Kl. 84 c, Nr. 587 582 vom 4. 4. 1926 von Cie Intle des Pieux Armés Frankignoul S^{ie} Ame in Lüttich.) Um das Eindringen von Wasser in das Rohr wirksam zu verhindern, wird der untere Abschluß durch einen Stopfen aus plastischer Masse gebildet, der gleichzeitig mit dem oberen Rande des Rohres den Rammschlägen ausgesetzt wird. Die drei fernrohrartig ineinandergeschalteten Vortreibrohre 1, 2, 3 werden dadurch in den Boden eingetrieben, daß der Rammbar 9 mittels eines Schlagkopfes 7 auf den oberen Rand des untersten Vortreibrohres 3 schlägt, so daß dieses in den Boden eindringt und nacheinander die Vortreibrohre 2 und 3 mitzieht. Der Schlagkopf 7 ist mit einer durch den Bären 9 hindurchgehenden Führungstange 8 ausgerüstet. Am unteren Ende des untersten Rohres 3 befindet sich der Abschlußkörper 4 aus plastischer Masse, auf den die Holzklötze 5 und 6 so aufgesetzt werden, daß durch den Schlagkopf 7 die Rammschläge gleichzeitig auf den oberen Rand des Rohres 3 und auf den Körper 4 ausgeübt werden. Nachdem alle Rohre eingetrieben sind, werden die Klötze 5 und 6 herausgenommen, die Fußstelze 10 eingefügt und unter Zwischenschaltung eines Schlagkopfes 12 durch den dünneren Rammbar 11 durch den plastischen Körper 4 hindurch in den Boden eingetrieben. Nachdem die Stelze 10 die gewollte Tiefe erreicht hat, wird der Betonpfehl erzeugt, wobei die Stelze 10 und der jetzt etwas auseinander getriebene Körper 4 als Pfehlfuß dienen. Durch Einschütten von Beton und Stampfen durch den Stampfer 13 bei fortschreitendem Hochziehen der Vortreibrohre 3, 2 und 1 wird der Pfehl aufgebaut.



¹⁾ Besprechung des (9.) Jahrganges 1935 s. Bautechn. 1935, Heft 2, S. 31.

INHALT: Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1935. — Die Hubbrücke über die Hase (Dortmund-Ems-Kanal) in Meppen. — Der Staudamm des Staubeckens an der Malapane bei Turawa. (Fortsetzung.) — Steigerung der Tragfähigkeit von Mauerwerkskörpern durch Verbesserung des Mörtels. — Vermischtes: Gehelmat Max Müller †. — Italienische Alpenbahnpläne. — Nachspiel zum Koblenzer Brückensturz 1930. — Landstraßenbrücke in Washington. — Planetarium in New York. — Auditorium in Kansas. — Zuschrift an die Schriftleitung. — Bücherschau. — Patentschau.

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