

## Verbesserung des Fahrwassers der Elbe zwischen km 189 und 190 (Clödener Enge).

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat Klaus, Wittenberg.

### 1. Begründung des Baubedürfnisses und allgemeine Anordnung des Entwurfs.

Der Elbstrom bildet unterhalb Pretzsch bei km 189 bis km 190 eine scharfe, knieartige Krümmung, deren Durchfahrung für die Schifffahrt von jeher mit großen Schwierigkeiten verbunden war und die besonders bei kleineren Wasserständen sehr häufig zu Schiffsunfällen und Verkehrsstörungen Veranlassung gab. Das rechte Ufer der Krümmung war durch ein Deckwerk befestigt, vor dem im Laufe der Jahre Wassertiefen bis zu annähernd 6 m unter MW entstanden waren, während vom linken Ufer aus sich ein Sand weit in den Strom vorstreckte und das Fahrwasser so stark einschränkte, daß der Schiffsverkehr auch bei mittleren Wasserständen nur nach einer Richtung betrieben werden konnte. Die Bergschleppzüge mußten daher unterhalb der Krümmung vor Anker gehen und oft längere Zeit warten, um eine Begegnung mit den ankommenden Talfahrzeugen innerhalb der Krümmung zu vermeiden. Trotzdem kam es häufig vor, daß Kahne auf dem linksseitigen flachen Sande festfuhren und dabei Schaden nahmen. Mit zunehmender Größe der Fahrzeuge und der Schleppzuglängen wuchsen die Schwierigkeiten für den Schiffsverkehr in der Clödener Enge derart, daß ein Ausbau dieser Stromstrecke, der den Bedürfnissen der Schifffahrt genüge, sich nicht mehr umgehen ließ. In früheren Jahren vor dem Deckwerk hergestellte Kopfschwellen zur Abweisung der Strömung vom rechten nach dem linken Ufer hin waren ohne nennenswerten Erfolg geblieben.

Wie der Tiefenplan und der Querschnitt bei km 189,64 (Abb. 1) erkennen lassen, fiel das Stromufer vor dem Deckwerk sehr steil ab, und es war zu befürchten, daß das Bauwerk dem Angriff des Hochwassers nicht mehr lange standhielt. Eine durchgreifende Instandsetzung des Deckwerks durch Verstärkung der Stein-schüttung und Wiederherstellung der 1:3 geneigten Böschungen hätte einen dauernden Erfolg ebensowenig erwarten lassen wie ein Verbauen der Über-tiefen unter Abbaggerung des vorsprin-genden Sandes, weil in der scharfen Krümmung nach den Erfahrungen bald wieder Versandungen vor dem linken und entsprechende Vertiefungen vor dem rechten Ufer eingetreten waren. Der Aufwand an Kosten für diese Arbeiten hätte daher dem nur vorübergehend zu erreichenden Nutzen nicht entsprochen. Auch wären beim Fortbestehen der scharfen Krümmung die Schwierigkeiten für die Schifffahrt nicht behoben worden. Es kam daher nur eine Abflachung der Krümmung durch Vortreibung des rechten Ufers unter entsprechender Abbaggerung der linksseitigen Bühnen und des vorspringenden Sandes in Frage. Der Krümmungshalbmesser dieser Abflachung wurde zu 500 m gewählt, weil erfahrungsgemäß die hier verkehrenden Schleppzüge derartige Krümmungen bei genügender Fahrwasserbreite ohne Schwierigkeiten durchfahren können und die Wahl eines größeren Krümmungshalbmessers die Ausführung der Arbeiten wesentlich verteuert hätte.

Der nach vorstehenden Gesichtspunkten geplante Ausbau des Fahrwassers bedingte die Vorziehung des vorhandenen Deckwerks in einer

Länge von 1 km, wobei dieses in der Mitte der Ausbaustrecke um rund 100 m, also um volle Strombreite, vorgeschoben werden mußte (Abb. 2).

Bei Bemessung des neuen Stromquerschnittes war darauf Bedacht zu nehmen, daß bei Niedrigwasser keine schädliche Senkung des Wasserspiegels eintrat und bei höheren Wasserständen die Abmessungen des Querschnittes zur Abführung der Wassermengen genügten. Das Gefälle auf der Stromstrecke bei Clöden betrug nach einem im Jahre 1904 ausgeführten Niedrigwasserspiegel-nivellement 29 cm auf 1 km und die entsprechende Abflußmenge 60 m<sup>3</sup>/sek. Für diese Werte wurden zunächst Versuchsrechnungen zur Bestimmung des Abflußquerschnittes

bei Niedrigwasser nach der Formel von Ganguillet und Kutter und der von Teubert für die Elbe aufgestellten Formel durchgeführt, wobei sich jedoch wesentlich kleinere Querschnitte ergaben, als im Strombett der Elbe bei Clöden und auf den benachbarten Strecken vorhanden sind. Da hiernach die obigen Formeln für niedrige Wasserstände der Elbe nicht anwendbar waren und von der Aufstellung einer geeigneten Geschwindigkeitsformel wegen der damit verbundenen zeitraubenden und kostspieligen Arbeiten abgesehen werden mußte, so wurde für die Ausbaustrecke ein Querschnitt gewählt, der sich in seinem Abführungsvermögen den vorhandenen, ziemlich regelmäßig ausgebildeten Querschnitten der benachbarten Stromstrecken anpaßte (Abb. 2). Der für die Leistungsfähigkeit dieses Querschnittes maßgebende Wert  $F\sqrt{R}$  betrug für Niedrigwasser 155 und für Mittelwasser 493  $\frac{1}{2}$  m, während die vorhandenen Querschnitte der Ausbaustrecke ein mittleres  $F\sqrt{R}$  von 188  $\frac{1}{2}$  m für Niedrigwasser und ein mittleres  $F\sqrt{R}$  von 523  $\frac{1}{2}$  m für Mittelwasser aufwiesen. Für Mittelwasser stimmten also beide Werte annähernd überein, während für Niedrigwasser das  $F\sqrt{R}$  sich nach dem Ausbau der Stromstrecke um 17% verringerte. Infolgedessen war nach dem Ausbau bei Niedrigwasser eine geringe Hebung der Wasserstände zu erwarten, die jedoch für den Schiffsverkehr wie im Interesse der Landeskultur nicht als nachteilig angesehen werden konnte. Die Sohle des neuen Querschnittes wurde hiernach auf +1,50 am Pegel zu Mauken oder 1,45 m unter dem niedrigsten Wasserstand von 1904 festgelegt.

Zur Herstellung des neuen Strombettes waren 130 000 m<sup>3</sup> Boden zu baggern. Da die Bodenschüttungen zwischen dem vorhandenen Ufer und dem neuen Deckwerk aber rd. 230 000 m<sup>3</sup> erforderten, mußte die restliche Menge von 100 000 m<sup>3</sup> aus benachbarten Stromstrecken entnommen werden.

### 2. Bauausführung.

Die starke Strömung in der Clödener Enge gestattete es nicht, zur Herstellung des neuen Deckwerks den durch Abbaggerung des Sandes vor dem linken Ufer zu gewinnenden Boden vor dem alten Deckwerk zu verstärken und die Bodenschüttungen allmählich in den Strom vorzutreiben, ohne gleichzeitig dafür Sorge zu tragen, daß der angeschüttete Boden gegen Fortspülung gesichert wurde. Es mußte daher zunächst ein System von behelfsmäßigen Bühnen erbaut werden (s. Lageplan Abb. 1), in deren Schutze die Bodenschüttungen vorgenommen wurden. Da der Schifffahrtbetrieb durch die Bauausführung keine Unterbrechung erleiden

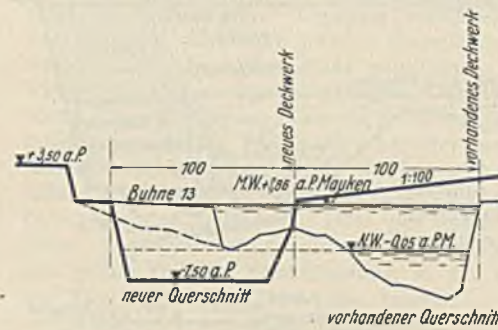


Abb. 2. Verschiebung des vorhandenen Deckwerks um 100 m in der Mitte der Ausbaustrecke.

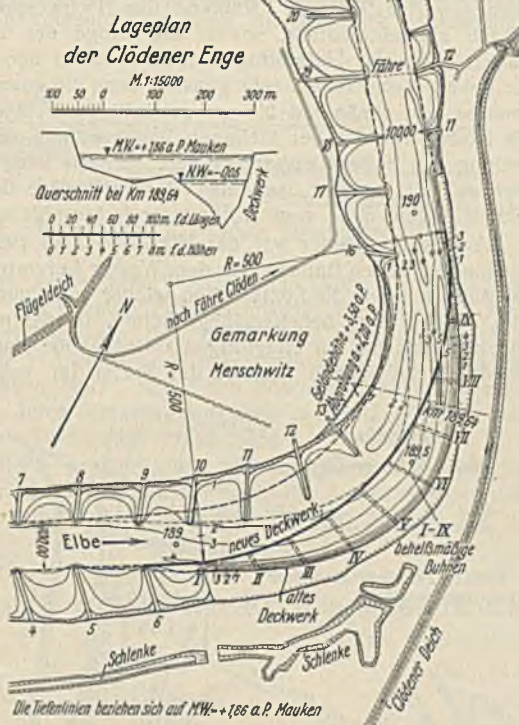


Abb. 1.

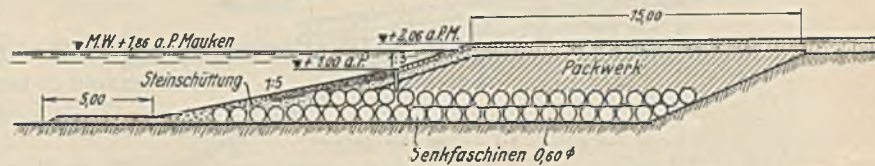


Abb. 3. Verlängerung der Bühne 6 rechtes Ufer.







Dank der günstigen Witterungsverhältnisse konnten im ersten Baujahre die Arbeiten bis zum 20. Dezember fortgesetzt und die ausgeführten Werke so weit gesichert werden, daß Schäden durch Hochwasser und Eisgang nicht zu befürchten waren. Der Stand der Bauarbeiten am Schlusse des ersten Baujahres ist aus dem Lageplan Abb. 9 zu ersehen. Das neue Deckwerk war in einer Länge von 300 m fertiggestellt und der Vortrieb der unterhalb liegenden Bühnen durchschnittlich bis zur Hälfte ihrer endgültigen Länge durchgeführt. Die durch Aufspülung entstandenen, rd. 4,2 ha großen Neulandflächen waren mit Steinknack in einer Stärke von 15 cm abgedeckt und die Ufer des neuen Geländes durch Faschinenlagen und Schüttsteine vorübergehend gesichert. Im übrigen boten die um 15 m über die Uferlinie vorgestreckten Bühnen einen wirksamen Schutz gegen Beschädigungen des Ufers durch Hochwasser und Eisgang (Abb. 10).

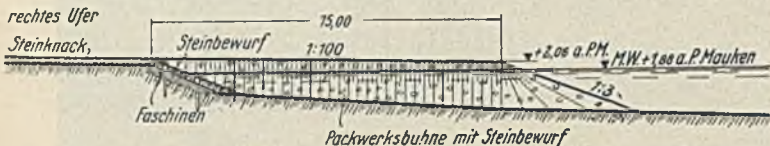


Abb. 10. Vorübergehende Sicherung des vorgestreckten Ufers (s. Schnitt A—B Abb. 9).

Die vorstehend beschriebenen Sicherungsarbeiten hatten sich als ausreichend erwiesen, denn trotz des Ende Dezember einsetzenden Eistreibens und des Hochwassers im März und April sind bei Wiederaufnahme der Bauarbeiten im Frühjahr 1927 nennenswerte Schäden an den Bauwerken nicht festgestellt worden.

Auch im zweiten Baujahre nahmen die Arbeiten einen ungehinderten, günstigen Verlauf. Zunächst wurden die linksseitigen Bühnen bis zur neuen Streichlinie abgebrochen und die Bühnenköpfe ausgebaut. Alsdann geschah der weitere Vortrieb der Bühnen auf der rechten Stromseite unter gleichzeitiger Fortsetzung der Baggerungen im Strome. Im August des zweiten Baujahres waren sämtliche Bühnen bis zur Streichlinie vorgestreckt, so daß nunmehr die endgültige Schließung der Bühnenfelder und die Befestigung des neuen Ufers durch ein Deckwerk vorgenommen

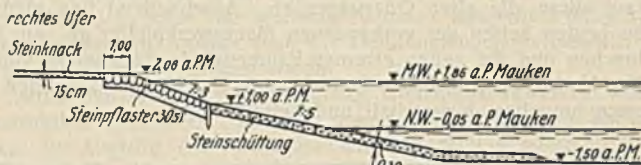


Abb. 11. Befestigung des neuen Stromufers.

werden konnten. Die ausgeführte Ufersicherung (Abb. 11) besteht aus einer 30 cm starken, 1:5 geneigten Steinschüttung, die von der Sohle bis +1 m am Pegel zu Mauken, d. h. 1,05 m über NN reicht. Oberhalb schließt sich eine 1:3 geneigte Pflasterböschung an, die sich gegen eine 1 m hohe Pfahlwand stützt. Über den Böschungsfuß hinaus wurde die Stromsohle noch durch Steinschüttung in 5 m Breite gesichert, um einer Unterspülung des Deckwerks vorzubeugen.

Das dritte und vierte Baujahr blieb der Ausführung der restlichen Arbeiten vorbehalten, die in der Hauptsache in der Aufhöhung der stark versackten Kronen der durch Abbaggerung verkürzten Bühnen auf der

linken Stromseite und der Regulierung des anschließenden Vorlandes bestanden.

Die Eigenart der Bauausführung, ihre Abhängigkeit von den Wasserständen und die Rücksicht auf den Schifffahrtbetrieb haben die Bauverwaltung dazu bestimmt, die Arbeiten im Eigenbetriebe auszuführen. Auch die Faschinen wurden zum Teil durch Arbeiter der Reichswasserstraßenverwaltung gewonnen, die auf diese Weise während der Wintermonate in den benachbarten Forsten Beschäftigung fanden.

Bei der groben Beschaffenheit des Baggerbodens erschien es anfangs zweifelhaft, ob sich die Fortbewegung des Baggergutes durch Verwendung eines Spülgerätes ermöglichen ließ. Man befürchtete einen zu starken Verschleiß der Kreiselpumpe und der Spülrohre und zog daher die Verwendung von Elevatoren in Erwägung. Die leihweise Beschaffung derartiger Geräte begegnete aber großen Schwierigkeiten. Auch stellte sich heraus, daß ihre Leistung den Anforderungen des Betriebes nicht entsprach, so daß man sich zu einer zunächst versuchsweisen Verwendung eines leistungsfähigen Spülgerätes entschloß. Der von der Elbstrombauverwaltung zu diesem Zwecke überwiesene Spüler II zeigte sich den Anforderungen in vollem Maße gewachsen, indem er bei einer Förderweite von 100 m täglich 1000 bis 1200 m<sup>3</sup> Boden spülte. Allerdings waren die Kreiselpumpen sowie die Krümmer der Spülrohre stärkerem Verschleiß unterworfen und mußten häufiger ausgewechselt werden. Diese Nachteile fielen aber nicht ins Gewicht gegenüber den erheblichen Vorteilen, die durch die schnelle Entleerung der Prahme und die Fortbewegung des Bodens mit Hilfe des Spülers erzielt werden konnten. Dieser günstigen Arbeitsweise war es hauptsächlich zuzuschreiben, daß der größte Teil der Bauausführung in der verhältnismäßig kurzen Zeit von zwei Jahren beendet werden konnte.

Weiterhin hat sich die Verwendung von Sinkstücken zur Ausfüllung der großen Wassertiefen vor dem alten Deckwerk als vorteilhaft erwiesen, obwohl ihre Beförderung nach der Verwendungsstelle und ihre Absenkung auf den Flußgrund sich bei der starken Strömung manchmal schwierig gestaltete. Die mit diesen Arbeiten betrauten Kräfte waren jedoch innerhalb weniger Wochen darin so geübt, daß die Herstellung und die Versenkung der Sinkstücke im allgemeinen schnell und ohne störende Zwischenfälle vorstatten ging.

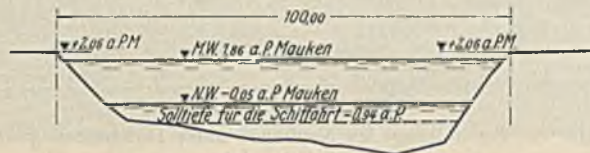


Abb. 12. Stromquerschnitt bei km 189,64 (s. Abb. 1) nach Ausführung der Regulierung.

Die Kosten der gesamten Bauausführung betragen nach dem Anschlage 435 000 RM.

Das neue Deckwerk hat sich, abgesehen von kleineren Schäden, die durch Hochwasser und Eisgang entstanden waren und bald wieder beseitigt werden konnten, seit seiner Fertigstellung gut gehalten. Auch die Sohlenlage des neuen Stromlaufs zeigte nach den letzten Pellungen keine wesentlichen Veränderungen mehr. Wie aus dem Querschnitt (Abb. 12) zu ersehen, weist die ehemalige Clödener Enge nach der ausgeführten Regulierung in voller Strombreite die notwendigen Solltiefen auf, so daß die Schifffahrt nunmehr ungehindert dort verkehren kann.

## Der Umbau des westlichen Kreuzungsbauwerkes auf dem Hannoverschen Bahnhof zu Hamburg.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnoberrat Blunck, Altona.

(Schluß aus Heft 38.)

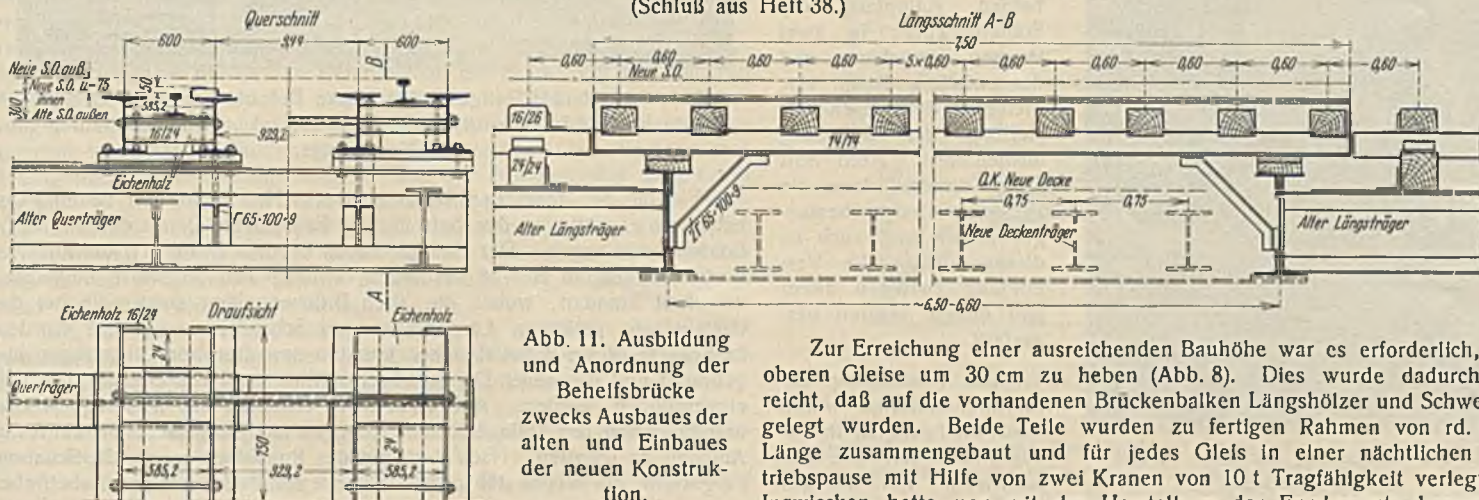


Abb. 11. Ausbildung und Anordnung der Behelfsbrücke zwecks Ausbaues der alten und Einbaues der neuen Konstruktion.

Zur Erreichung einer ausreichenden Bauhöhe war es erforderlich, die oberen Gleise um 30 cm zu heben (Abb. 8). Dies wurde dadurch erreicht, daß auf die vorhandenen Brückenbalken Längshölzer und Schwellen gelegt wurden. Beide Teile wurden zu fertigen Rahmen von rd. 4 m Länge zusammengebaut und für jedes Gleis in einer nächtlichen Betriebspause mit Hilfe von zwei Kranen von 10 t Tragfähigkeit verlegt. Inzwischen hatte man mit der Herstellung der Fundamente begonnen.



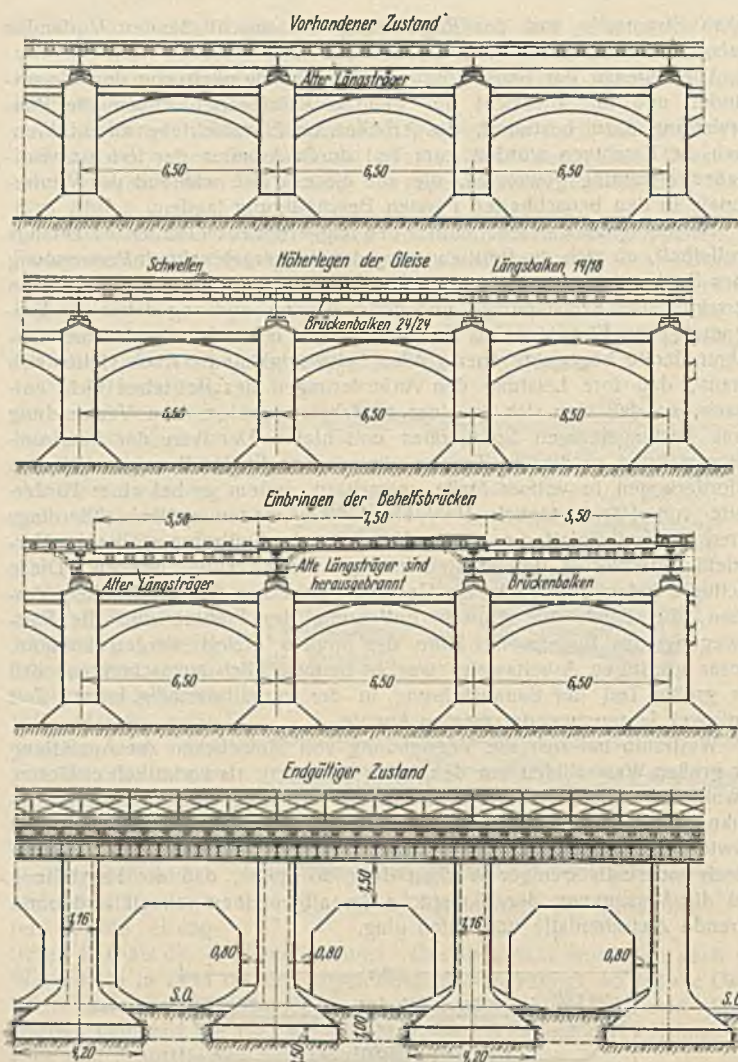


Abb. 8. Darstellung des Neubaus unter Durchführung des Eisenbahnbetriebes.

Nach Aushub der Baugrube wurden die vorhandenen Fundamente mit einer Verzahnung versehen, um eine sichere Verbindung zwischen den alten und neuen Teilen zu erhalten. Dann wurde das neue Sohlengewölbe betoniert und die erforderliche Erde wieder hinterfüllt. Neben dem Stellwerk sind zwei Fundamentverbindungen durch Einbau von Sohlengewölben nach einem patentierten Verfahren hergestellt worden. Da diese neuen Fundamenteile zwischen schon

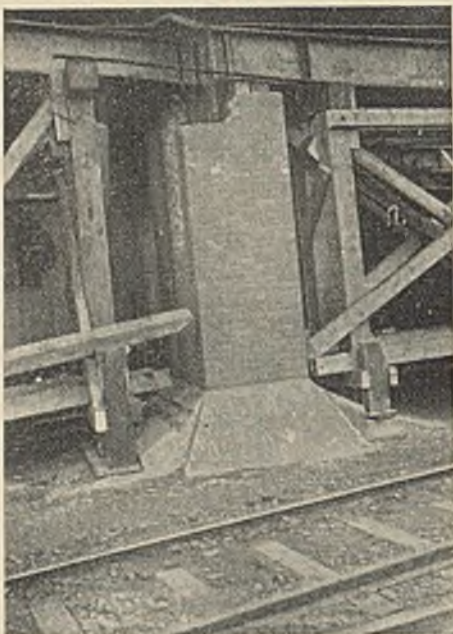


Abb. 10. Entlastung der alten Pfeiler zwecks Abbruchs.

unter Belastung stehenden Bauteilen eingezogen wurden, mußten sie vor ihrer Verbindung mit dem vorhandenen Bauwerk durch eingebaute Druckwasserpumpen unter einen Druck gesetzt werden, der der endgültigen Belastung entsprach. Es wurden an beiden Kämpfern der Sohlengewölbe je zwei Pressen eingebaut und der zwischen diesen verbleibende Raum nach Herstellung der Spannung ausbetoniert. Nach acht Tagen wurden dann die Pressen wieder herausgenommen und auch an diesen Stellen die Verbindung zwischen altem und neuem Bauteil hergestellt.

Die Ausführung der Eisenbetonrahmen wurde durch die beengten Raumverhältnisse teilweise sehr erschwert. Für die Be-

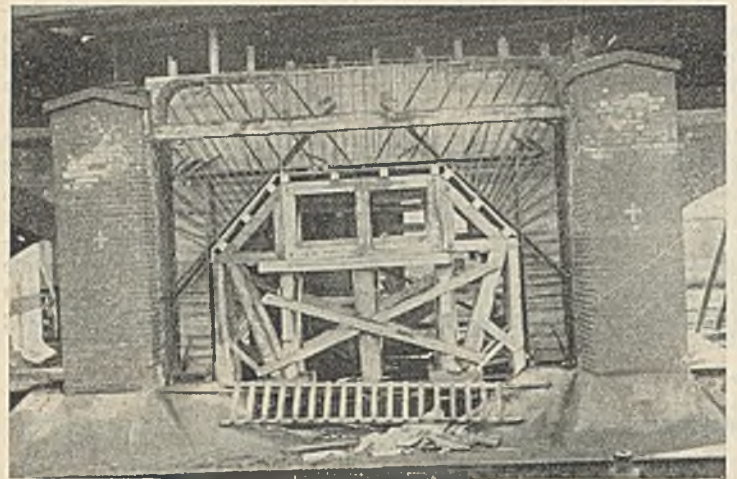


Abb. 9. Geflochtener und eingeschalteter Rahmen.

wehrung kamen Trageisen von 14 bis 36 mm Durchm. und Bügeleisen von 10 mm Durchm. zur Verwendung. Das Verlegen der Eisen geschah von der einen Seite des Rahmens, die bei der Aufstellung der Schalung zunächst offen blieb (Abb. 9). Nach Fertigstellung der Bewehrung und Vervollständigung der Schalung folgte das Betonieren des Rahmens. Zehn Tage danach durften die Walzträger der Fahrbahndecke verlegt und nach weiteren vier Tagen die tragende Schalung ausgebaut werden. Für den Beton wurde anfangs hochwertiger Zement, später nur Portlandzement verwendet. Die Zuschlagstoffe bestanden aus 2,5 Teilen Elbtravertin und 1,5 Teilen Basaltspalt 15/25 mm. Der Beton wurde als Gußbeton verarbeitet.

Die eisernen Rahmen wurden in nächtlichen Betriebspausen eingebaut. Es wurden zunächst die vorhandenen Querträger durch Pfosten abgefangen und die alten Auflagersteine sowie der Pfeilerkopf bis U. K. des neuen Rahmenriegels abgebrochen. Dann schob man die neuen Riegel ein und stützte auf diese die alten Querträger ab. Anschließend fing man die Riegel zu beiden Seiten der vorhandenen Mauerwerkpfeiler ab, um letztere abbrechen und die neuen eisernen Rahmenstiele einbauen zu können (Abb. 10). Nach Vernietung der Stöße wurde die Eisenkonstruktion mit Moniereisen umgeben, eingeschalt und betoniert.

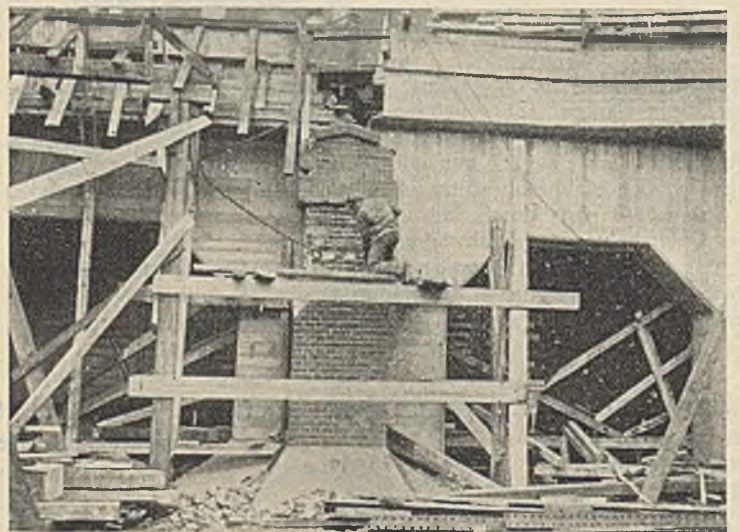


Abb. 12. Rechts fertige Decke, links Betonierung einer Decke unter Behelfsbrücke, Pfeilerabstimmung zwecks Ummantelung der Vorsprünge.

Für die nun folgenden Arbeiten zwecks Herstellung der neuen Fahrbahn war es nötig, in den betreffenden Feldern die Gleise durch Behelfsbrücken abzufangen. Der Einbau dieser Brücken (Abb. 11), die aus vier Breitflanschträgern B.P. 38 bestanden, vollzog sich nachts in Zugpausen von fünf Stunden, wobei die alten Brückenbalken sowie die bei der Gleishebung verlegten Längshölzer und Schwellen ausgebaut wurden. Im Schutze dieser Behelfsbrücken konnten nun die alten Längsträger ausgebrannt und die neuen Deckenträger seitlich mit Hilfe eines 10-t-Kranes eingeschoben werden. Auf einer Seite erhielten die Walzträger rechts und links von der Auflagerschiene Knaggen aus Flachisen, um ein festes Auflager zu schaffen. Nach Verlegen der Rundeisen wurde die Schalung hergestellt, die wegen des unter der Decke stattfindenden Rangierbetriebes





Abb. 13. Erneuerung der Fahrbahn an den Stellen der alten Querträger.

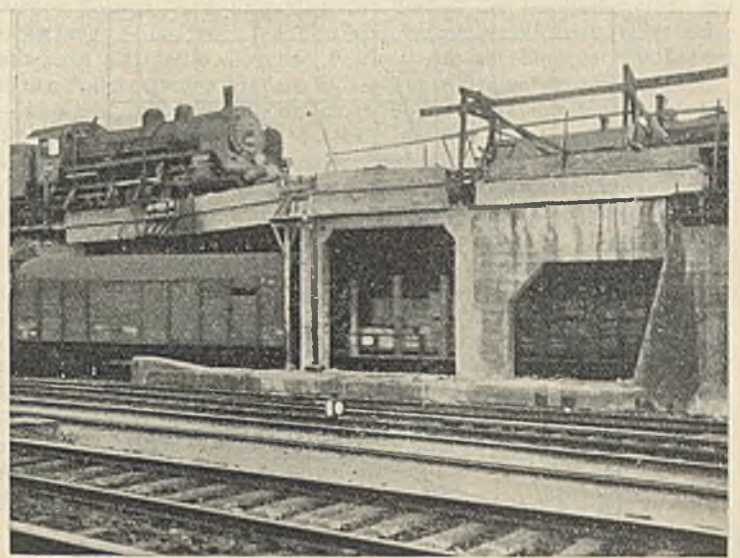


Abb. 14. Zugverkehr während der Bauzeit.

nicht unterstützt werden konnte, sondern an den Trägern aufgehängt werden mußte. Es folgte nun das Betonieren der Decke, Aufbringen des Glatstriches, der Isolierung aus doppelter Lage Tektolith und der Monierschutzschicht. Nach genügender Erhärtung des Betons der Fahrbahn konnten dann die Behelfsbrücken ausgebaut und die Gleise im neuen Schotterbett verlegt werden. Da die alten Querträger nur für eine einzige Behelfsbrücke als Auflager benutzt werden konnten, mußte immer ein Feld überschlagen werden, wodurch die Bauzeit naturgemäß verlängert wurde (Abb. 12).

Nachdem alle Felder soweit fertig waren, blieben noch die Teile der Fahrbahndecke zu erneuern, in der die alten Querträger lagen. Hierzu wurden die Gleise an diesen Stellen durch Schienenbündel abgelenkt und in ihrem Schutze die weiteren Arbeiten ausgeführt (Abb. 13). Bei dieser Gelegenheit wurden auch die Dehnungsfugen hergestellt, die ungefähr alle 13 m vorgesehen waren.

Durch den Umbau des westlichen Kreuzungsbauwerkes wurde eine Konstruktion geschaffen, die den neuen Verkehrslasten gewachsen und gegen die Angriffe der Rauchgase widerstandsfähig ist (Abb. 14 u. 15). Die Unterhaltungskosten des neuen Bauwerks werden daher gegenüber der früheren Eisenkonstruktion verschwindend gering sein.



Abb. 15. Durchsicht durch das fertige Bauwerk in Richtung der Rangiergleise.

Alle Rechte vorbehalten.

## Baugrundbelastungsversuche mit Flächen verschiedener Größe.

Von Dr.-Ing. Heinrich Preß, Berlin.

Bei Bestimmung der Tragfähigkeit eines Bodens ist es zur Zeit unerlässlich, Belastungsversuche zur Feststellung der Beziehung zwischen Last, Setzung und Zeit anzustellen.

Die Belastungsversuche zur Bestimmung der Tragfähigkeit der untersuchten Schicht sind aber nur dann von Wert — vorausgesetzt, daß die Mechanik der Setzungsvorgänge eingehend bekannt ist —, wenn sie mit zu normenden Apparaten<sup>1)</sup> im Boden, der petrographisch eindeutig bezeichnet ist und dessen physikalische Eigenschaften und Schichtenbau untersucht sind, vorgenommen werden.

Selbstverständlich sind zur Beurteilung der späteren Gründung nur auf der Baugrubensohle durchgeführte Belastungsversuche von äußerst geringem Wert, da die mit kleinen Flächen angestellten Untersuchungen nicht die tieferen Schichten mitbelasten. Es ist daher dringend erforderlich, den Baugrund bis zu den Tiefen hinab, die nicht mehr vom späteren Bauwerk beansprucht werden (üblich also 20 bis 30 m tief unter Gründungsohle), zu untersuchen und in den Bohrlochern selbst Belastungsversuche mit Flächen bestimmter Größe vorzunehmen, die unter denselben Bedingungen für Belastungsversuche auf der Bauwerksohle angewandt wurden. — Unerlässlich erscheint es auch, neben dieser durch das Bohrloch immerhin in der Größe beschränkten Belastungsfläche zumindest mit zwei größeren Flächen weitere Belastungsversuche auf der Bauwerksohle und in von Baugrundbeschaffenheit und Bauwerkart abhängigen Tiefen unter Gründungsohle durchzuführen.

Die Vornahme der Belastungsversuche wie die Wahl der Flächen geschehe im Anschluß an die vom Deutschen Ausschuss für Baugrundforschung herausgegebenen Vorschläge und Richtlinien<sup>2)</sup>.

<sup>1)</sup> Der Belastungsapparat nach DIN E 1179 wie das ganze Oenormverfahren befriedigen nicht.

<sup>2)</sup> Zu beziehen durch die Geschäftsstelle der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen.

Zur Zeit sind aber die Beziehungen zwischen der Tragfähigkeit und den Einsenkungswerten kleiner Lastflächen und jener größerer gleicher Form, wie auch die Veränderung der Werte durch verschiedenartige Last-

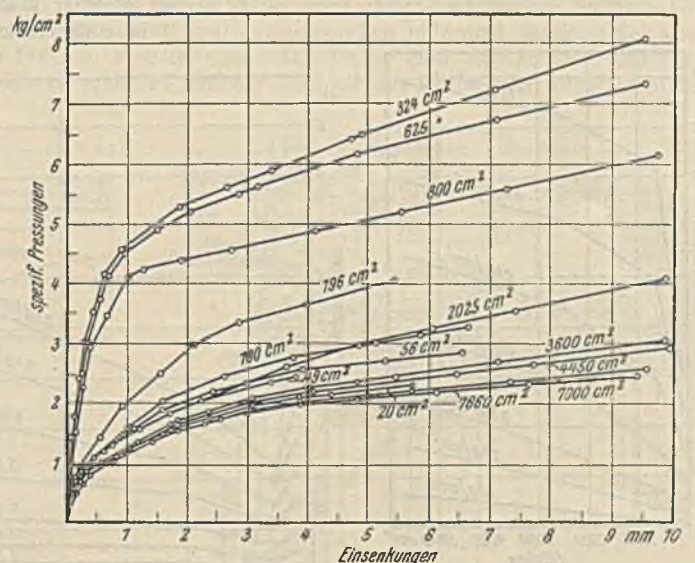


Abb. 1. Druck-Einsenkungskurven quadratischer Flächen im untersuchten Sand.

flächenformen oder gar verschiedener Form der Lastkörpersohle allein schon bei gleicher Belastung und Elastizität des Lastkörpers noch nicht erforscht. Da also von der Tragfähigkeit einer kleinen Fläche nicht auf



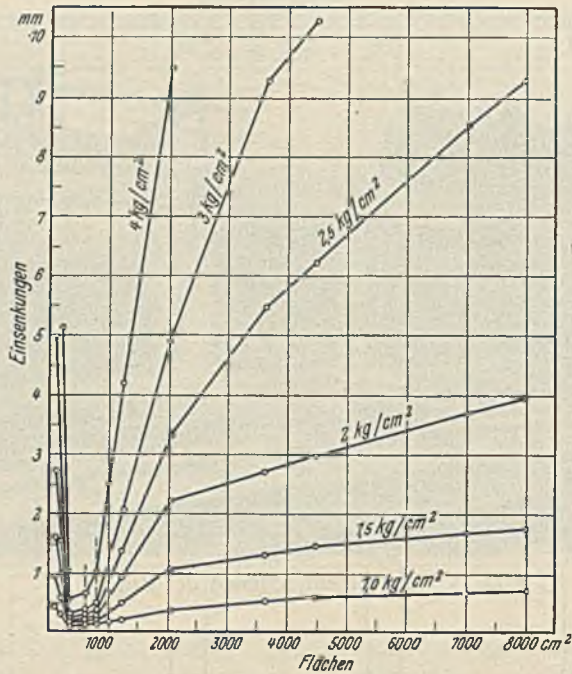


Abb. 2. Flächen-Einsenkungskurven quadratischer Flächen bei gleicher Bodenpressung im untersuchten Sand (Bereich der größeren Flächen).

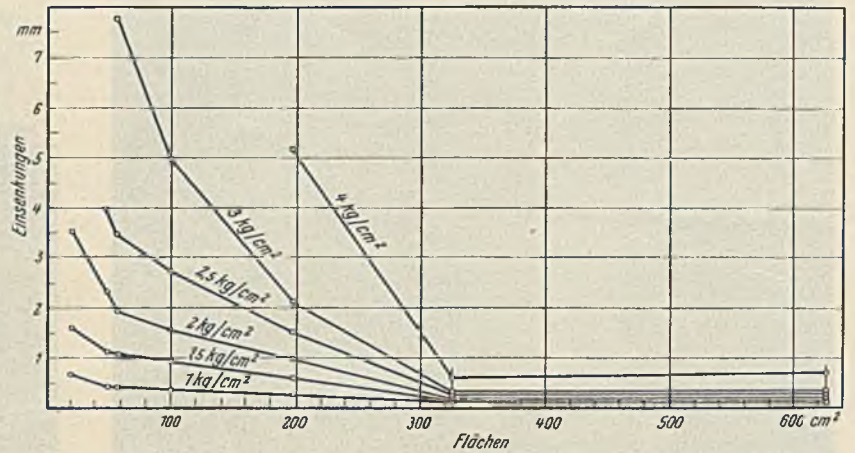


Abb. 3. Flächen-Einsenkungskurven quadratischer Flächen bei gleicher Bodenpressung im untersuchten Sand (Bereich der kleineren Flächen).

jene einer großen zu schließen ist, dürfte aus den Ergebnissen der Probelastungen nicht sicher die zulässige Beanspruchung des Bodens durch das geplante Bauwerk zu ermitteln sein.

Verfasser hat es unternommen, Baugrundbelastungen mit den verschiedenartigsten Flächen auf als gleichmäßig anzusprechenden Baugründen durchzuführen.

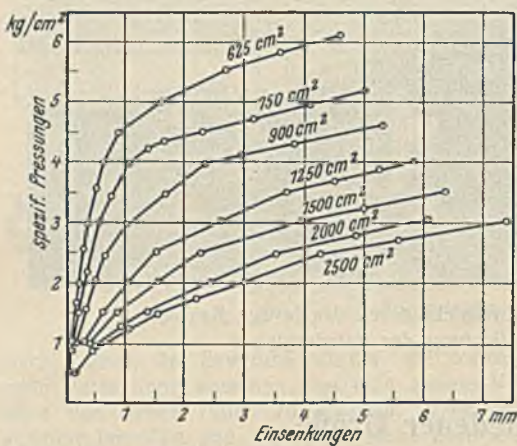


Abb. 4. Druck-Einsenkungskurven rechteckiger Flächen mit stets gleicher Breite von 25 cm und wachsender Länge im untersuchten Sand.

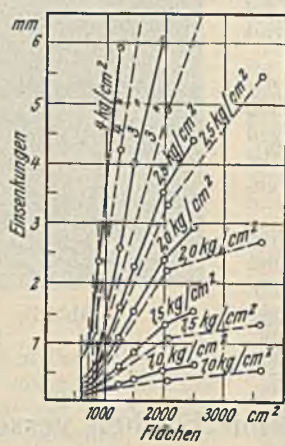


Abb. 5. Flächen-Einsenkungskurven rechteckiger Flächen mit stets gleicher Breite und wachsender Länge bei gleicher Bodenpressung im untersuchten Sand.

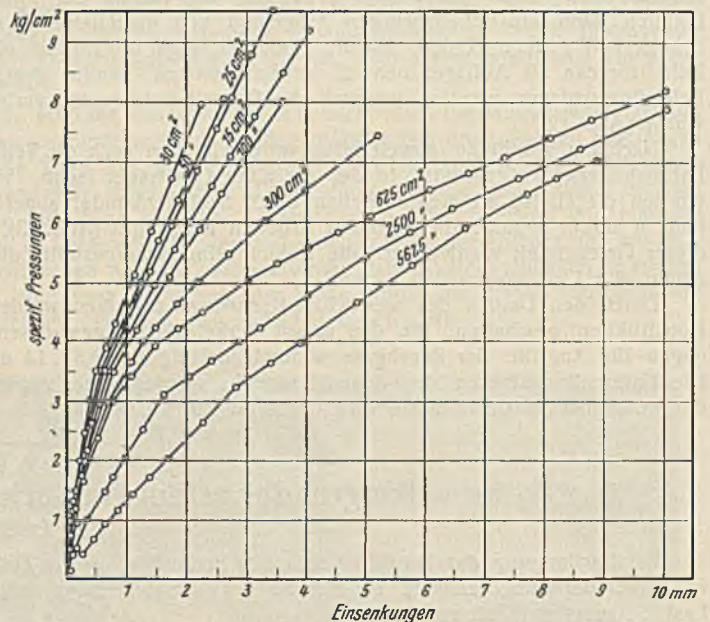


Abb. 6. Druck-Einsenkungskurven quadratischer Flächen im untersuchten Lehm.

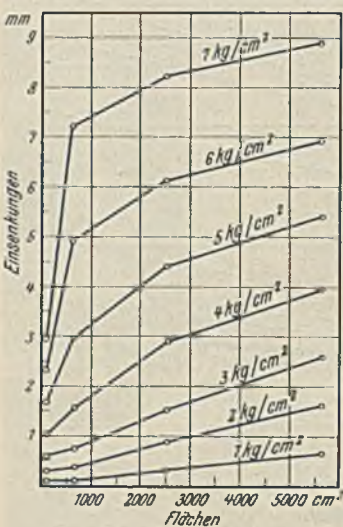


Abb. 7. Flächen-Einsenkungskurven quadratischer Flächen bei gleicher Bodenpressung im untersuchten Lehm (Bereich der größeren Flächen).

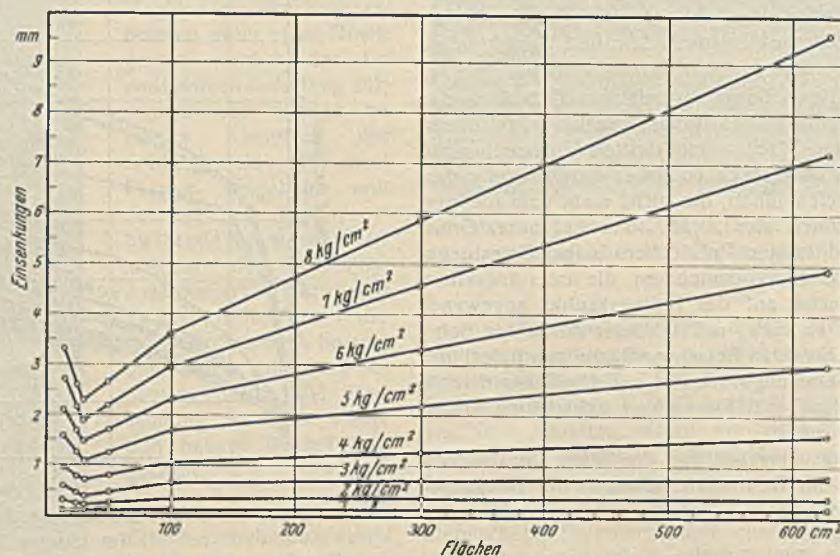


Abb. 8. Flächen-Einsenkungskurven quadratischer Flächen bei gleicher Bodenpressung im untersuchten Lehm (Bereich der kleineren Flächen).

Von diesen nicht dem Einfluß des Grundwassers ausgesetzt, im Januar und Februar 1930 beim Berliner Ringbahnhof Zentralviehhof vorgenommenen Versuchen seien zunächst die in einem locker gelagerten, trockenen, feinen Sandboden, wie die in dem dort vorgefundenen 46 % feinen Sand enthaltenden erdfeuchten Lehm mitgeteilt.

Die Versuche wurden alle unter denselben Bedingungen im gewachsenen Boden durchgeführt. Jeder Belastungsversuch wurde zweimal wiederholt. Zur Belastung der kleinen Flächen wurden unmittelbar genau zentrisch aufgebraachte Eisenbarren benutzt; bei größeren Flächen



wurden mittels zwischen Versuchsfläche und Totlast angeordneter Druckwasserpresse die erforderlichen Drücke erzeugt. Die Beobachtung der Einsenkungswerte geschah an zwei diametral gegenüberliegenden Stellen durch Nivellierinstrumente<sup>3)</sup>. Die Einsenkungszeiten wurden sorgfältig vermerkt.

Abb. 1<sup>4)</sup> zeigt die mit quadratischen Flächen verschiedener Größe in einem graugelben, trockenen, reinen, fast gleichmäßigen Feinsand mit geringem Kalkgehalt vom Raumgewicht = 1,52 und einem Hohlraum von  $\approx 42,0\%$  erzielten Einsenkungswerte.

Die Versuche lassen erkennen (Abb. 2 u. 3), daß bei dem untersuchten Sand die Setzungswerte größerer Flächen ungefähr im geraden Verhältnis mit  $\sqrt{F}$  zunehmen, und daß im Bereich der Proportionalität

<sup>3)</sup> Zur Beobachtung noch größerer Flächen empfiehlt sich die Ablesung an drei Stellen.

<sup>4)</sup> Der übersichtlichen Darstellung wegen sind nur die wesentlichsten Werte einer Versuchsreihe aufgetragen. Die weiteren gleichen zur Kontrolle ausgeführten Versuchsreihen sind des Raummangels wegen nicht zum Abdruck gelangt.

zwischen Setzung und Belastung der Einfluß der Lastflächengröße auf die Setzung gering ist. Die Versuche zeigen ferner, daß unter einer bestimmten Lastfläche liegende Flächen mit abnehmender Größe bei gleicher Bodenpressung größere Einsenkungswerte aufweisen.

Abb. 4 u. 5 zeigen in demselben Boden zwar nur einmal wiederholte Belastungsversuche mit Flächen gleicher Breite und wachsender Länge. Um den Einfluß des größeren Umfangs bei gleicher Fläche besser ersichtlich zu machen, sind in Abb. 5 als gestrichelte Kurven die Setzungsergebnisse der Abb. 2 (quadratische Flächen) nochmals aufgetragen.

Die Belastungsversuche mit quadratischen Flächen im erdfuchten 46% Sand enthaltenden braunen Lehm mit einigem Kalkgehalt vom Raumgewicht = 2,3 sind in Abb. 6 aufgezeichnet.

Diese Versuche bestätigen (Abb. 7 u. 8), daß für die größeren Lastflächen die bei gleicher Einheitsbelastung auftretenden Setzungen annähernd mit der wachsenden Fläche im geraden Verhältnis zunehmen, und daß die Grenzbelastung der größeren Flächen von der Größe der Lastfläche fast unabhängig ist. Auch hier weisen die unter einer bestimmten Lastfläche liegenden Flächen mit abnehmender Größe bei gleicher Bodenpressung größere Einsenkungswerte auf.

Alle Rechte vorbehalten.

## Bau einer neuen Kaimauer in Bordeaux-Bassens.

Von Dipl.-Ing. Emil Straßberg, Berlin-Wilmersdorf.

### A. Allgemeines.

Der Hafen Bordeaux wetteifert mit Le Havre und Dunkerque um die dritte Stelle unter den französischen Häfen — nach Marseille und Rouen. Er liegt an den Ufern der Garonne, 98 km vom Ozean entfernt. Eine von Napoleon I. gebaute lange steinerne Brücke verbindet beide Ufer, zerschneidet aber gleichzeitig den Hafen in zwei Teile: den Flußhafen

liegen, zum Ausbau der Hafenanlagen genützt. So auch in Bordeaux-Bassens, wo man an Stelle eines alten Holzbollwerks den Bau einer neuen, rd. 2500 m langen massiven Kaimauer in Angriff nahm. Die Hälfte dieser Mauer ist auf Holzpfählen gegründet. Die andere Hälfte, in der Konstruktion einheitlich, weil sowohl Baukörper als auch die Gründung aus Eisenbeton besteht, soll im nachfolgenden beschrieben werden (Abb. 1).

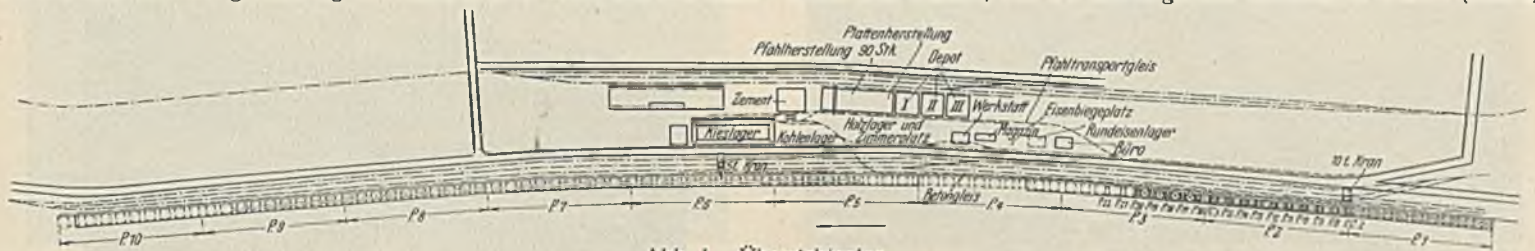


Abb. 1. Übersichtsplan.

und den Seehafen. Dank der seit dem Kriege vorgenommenen Flußregulierungen können Schiffe bis zu 8,50 m Tiefgang auch bei Ebbe in den Seehafen gelangen, ein sehr günstiger Umstand, dem wohl in starkem Maße die ständig wachsende Bedeutung von Bordeaux für die Seeschifffahrt zu verdanken ist. Die Hafenverwaltung ist fortwährend um die Erweiterung, Verbesserung und Modernisierung der Umschlageneinrichtungen bemüht. Der räumlichen Ausdehnung sind auf dem linken Ufer, wo die Altstadt und der alte Hafenteil liegen, durch die Brücke einerseits und durch vorhandene dichte Bebauung andererseits Grenzen gesetzt. Auf dem rechten Ufer, wo sich in den Vorstädten Lormont und Bassens seit Jahren eine Reihe wichtiger industrieller Unternehmungen festgesetzt haben, sind verhältnismäßig günstige Vorbedingungen für eine Erweiterung der bereits bestehenden Hafenanlagen vorhanden.

Ziemlich weitgehend hat man in Frankreich die wirtschaftlichen Möglichkeiten, die in den Verpflichtungen Deutschlands zu Reparationsleistungen

### B. Gestalt der neuen Kaimauer.

Außer dem alten Holzbollwerk, das entfernt wird, um der neuen Eisenbetonmauer Platz zu machen, ist landwärts noch eine alte, massive, auf Holzpfählen gegründete Mauer vorhanden, die bei den Bauarbeiten zur Herstellung der neuen, vorgelagerten Mauer, wie wir später sehen werden, mitbenutzt und nach deren Fertigstellung mit ihr durch eine Eisenbetongewölbe verbunden wird. Die neue Kaimauer ist aufgelöst in einzelne Eisenbetonpfeiler, gegen die sich 6,90 m tiefe Eisenbetongewölbe mit einer lichten Öffnung von 8,50 m lehnen (Abb. 2). Die Pfeiler springen wasserseitig gegenüber dem Gewölbe um etwa 0,60 m vor und haben an dieser Seite eine Neigung von 1 : 20. Zum Schutze gegen den Anprall der Schiffe sind an jedem Pfeiler zwei eichene Kanthölzer 30/30 cm befestigt, die unten mit zwei entsprechenden hölzernen Rampaufhängen von 30 cm Durchm. verbolzt sind. Die Pfeiler sind 4,60 m hoch und 4,50 bzw. 5,50 m breit, so daß der Abstand der Pfeiler von Mitte zu Mitte

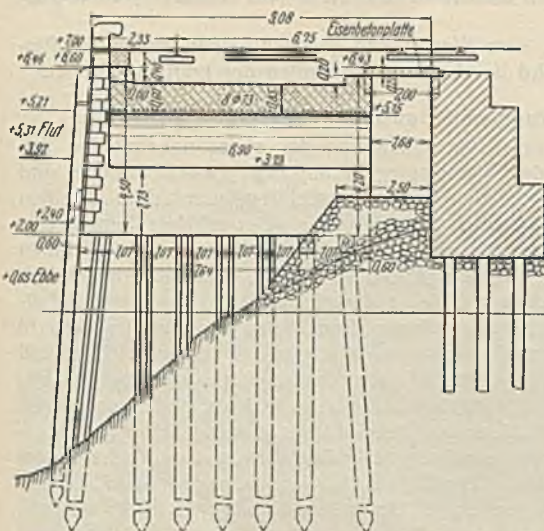


Abb. 2. Querschnitt durch den Gewölbescheitel und Ansicht des Pfeilers und des Gewölbes von der Wasserseite aus.

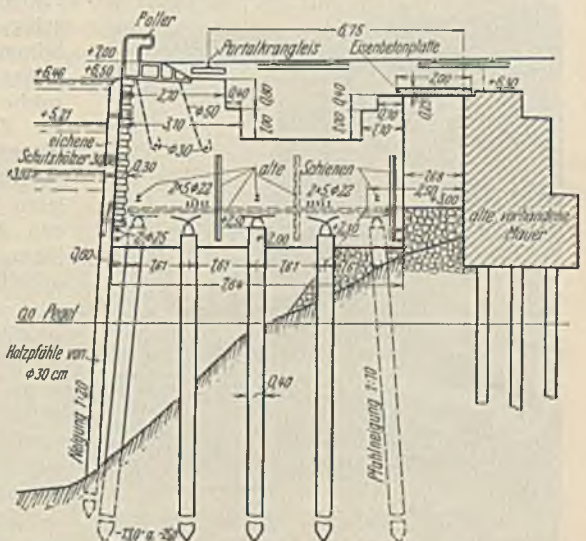


Abb. 4. Querschnitt durch die Mittelachse eines Pfeilers und dessen Bewehrung.



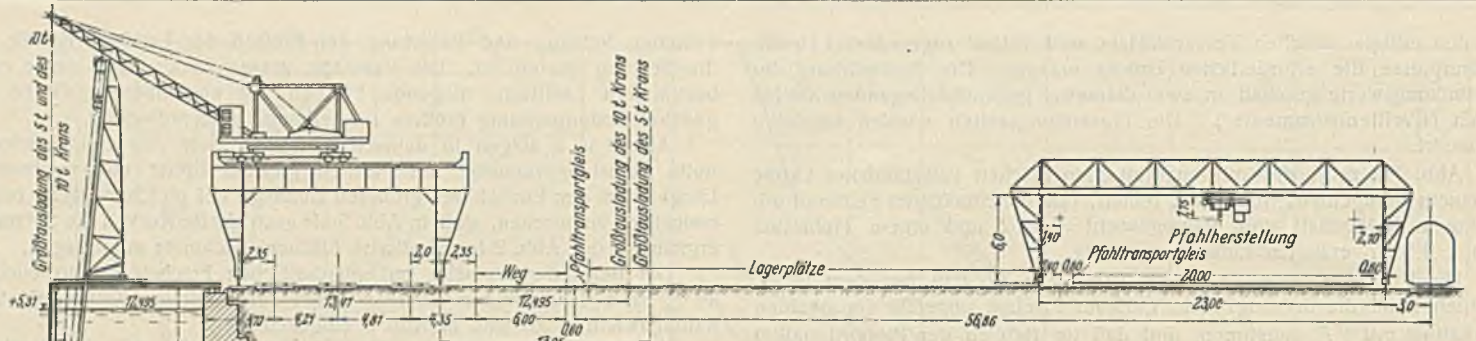


Abb. 5. Querschnitt für die Baustelleneinrichtung.

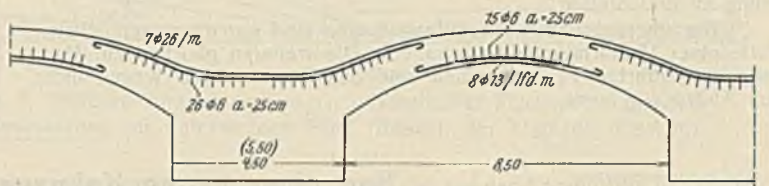
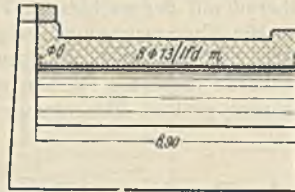


Abb. 3. Bewehrung der Gewölbe.

13 bzw. 14 m beträgt. Einzelne Gruppenpfeiler, die den einseitigen Schub der Gewölbe infolge der Fugenordnung aufnehmen sollen, sind 9 m breit. Die normalen Pfeiler sind auf je 31 achteckigen Eisenbetonrammpfählen von 40 cm Stärke und 19 m Länge gegründet. Ein Teil der

wehrt ist. Wasser- und landseitige Stirnwände, die bis zur Sohle hin abgetreppelt werden, bilden den Abschluß. In der Mitte des Pfeilers ist wasserseitig außerdem eine wesentliche Verstärkung zwecks Aufnahme

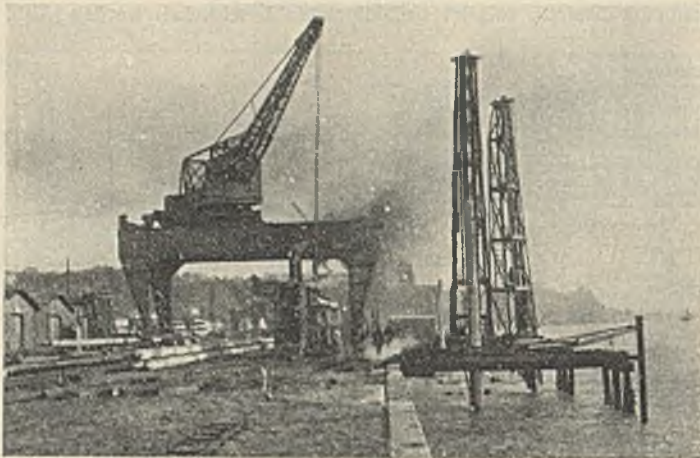


Abb. 6. Das bewegliche Rammergerüst. Einschlagen eines Eisenbetonpfahles.

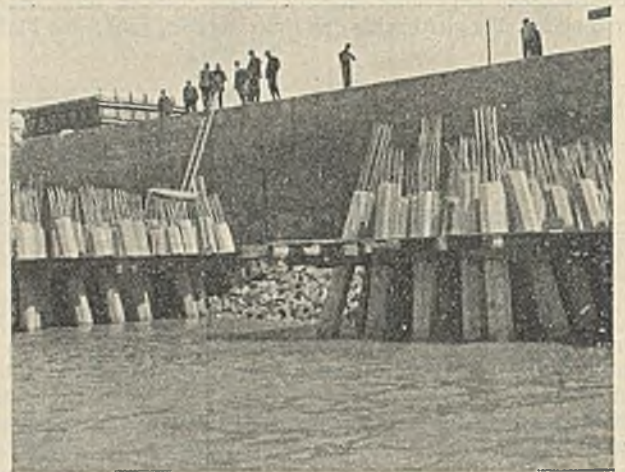


Abb. 7. Der Arbeitsboden ist an den Eisenbetonpfählen mittels darunterliegender Klammern befestigt.

Pfähle ist geneigt, und zwar im Verhältnis 1:4, 1:8, 1:10. Auf den einzelnen Pfahl entfällt im Durchschnitt eine Last von 25 t. Die Pfähle haben die übliche Längs- und Spiralbewehrung.

der Pollerverankerung vorgesehen. Wasserseitig erhalten die Pfeiler an den Kanten eine Granitsteinverkleidung, die an den Pfeilerecken abgerundet ist.



Abb. 8. Der untere Abschnitt der Schalung ist verlegt. Vorn werden die Eisen an den Pfahlsitzen freigelegt zur Erzielung einer Verankerung im Betonkörper des Pfeilers.

Die Stärke des Gewölbes wächst von 85 cm im Scheitel auf etwa 1,40 m am Pfeiler. Wasserseitig schließt sich eine Stirnmauer von 60 cm Stärke, landseitig eine solche von 70 cm Stärke an. Zur Bewehrung des Gewölbes (Abb. 3) dienen Längseisen, die im mittleren Teil unten und an den Auflagern über die Pfeiler hinweggehend oben liegen, ohne jedoch, wie meist üblich, durch schräge Aufbiegungen miteinander verbunden zu sein. Die Längseisen sind durch radial angeordnete, ziemlich dichte Schubbügel zusammengehalten und verankert.

Über der wasserseitigen Gewölbestirnmauer liegt als Abschluß und als Einfassung der Sandaufschüttung eine Granitsteinplatte; über dem Pfeiler, in dessen Mitte, wasserseitig, eine 40 cm hohe, 1 m breite Granitplatte zur Befestigung des durch Rundeseisen im Kern des Pfeilers verankerten Bollers.

Die Mauer macht, vom Wasser aus gesehen, einen wichtigen Eindruck, der verstärkt wird durch das Hervortreten der kräftigen Pfeiler.

**C. Bauausführung und Baustelleneinrichtung (Abb. 5).**

Die Ausführung mußte vor allem von der etwas unbequemen Tatsache ausgehen, daß der Wasserspiegelunterschied zwischen Ebbe und Flut 5 m ausmacht. Die Arbeit beginnt abschnittsweise mit dem Abreißen des alten hölzernen Bollwerks. Sodann wird ein bewegliches Rammergerüst auf einem beweglichen Unterrahmen aufgestellt. Dieser Unterrahmen stützt sich einerseits auf vorübergehend gerammte, außerhalb der eigentlichen Mauer stehende Holzpfähle, andererseits auf die alte massive Kai-mauer, die ihm landwärts als Auflager dient. Das Rammergerüst (Abb. 6) steht jeweils über einem der späteren Pfeiler und ist so eingerichtet, daß sämtliche, verschieden geneigte Eisenbetonrammpfähle von dort aus gerammt werden können. Die Pfähle werden hergestellt auf einem besonderen Platze, der durch ein Pahltransportgleis mit der jeweiligen Verwendungsstelle verbunden ist. Zum Betonieren der Pfähle dienen eiserne Schalungen, in denen drei übereinanderliegende Pfähle, durch eine Pappschicht voneinander getrennt, nacheinander in einem Arbeitsgang gestampft werden.

Sind die Pfähle gerammt, so wird bei Ebbe ein hölzerner Arbeitsboden aufgestellt (Abb. 7), der mit Hilfe verbolzter, hölzerner Klammern, die um die Pfähle greifen, unterstützt wird. Die Enden der Eisenbeton-



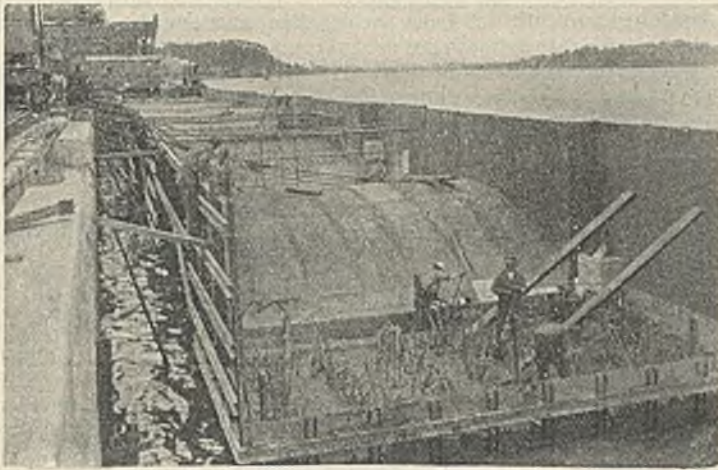


Abb. 9. Einschalung des oberen Pfeilerabschnitts.

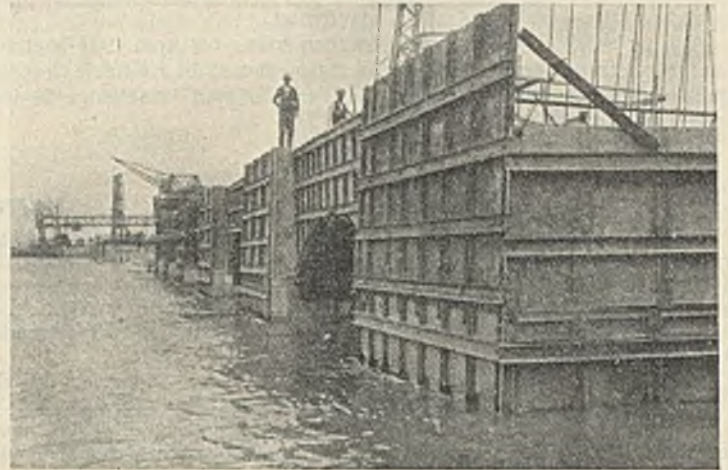


Abb. 10. Die eiserne Schalung vom Wasser aus gesehen.

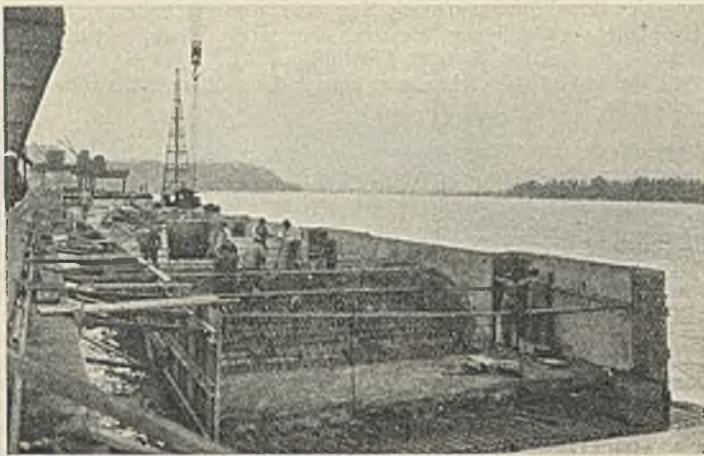


Abb. 11. Verlegung der Eisenbewehrung und Betonierung der Gewölbe.

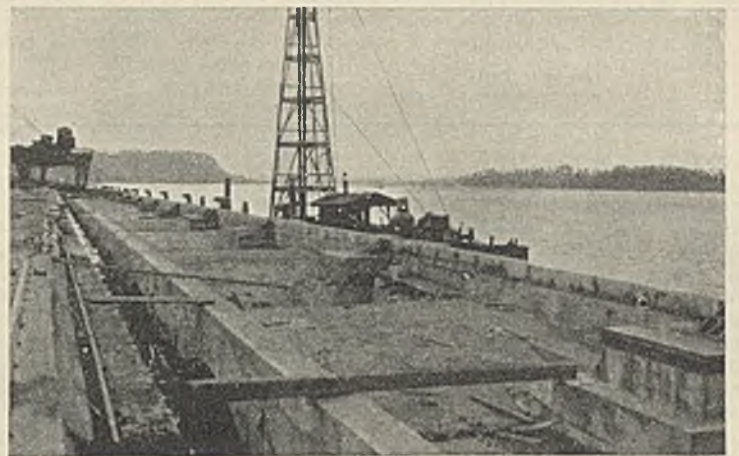


Abb. 12. Die fertig betonierte Mauer vor der Sandaufschüttung.

pfähle ragen aus dem Arbeitsboden hervor. An den Spitzen werden deren Rundseisen freigelegt, um eine bessere Verankerung im Betonkörper des Pfeilers zu erzielen (Abb. 8).

Mit Hilfe von Vollportalkranen, die an der alten Kaimauer entlanglaufen, wird die eiserne Schalung zum Betonieren der unteren Pfeilerhälfte verlegt. Sie besteht aus Eisenblech, das mit  $\square$ -Eisen ausgesteift wird. Die Schalungswände werden an den Ecken miteinander verschraubt. Nun werden zuerst die Verkleidungsteine und Platten verlegt, dann wird betoniert. Zum Schutze des frisch betonierten Pfeilerabschnittes vor Eindringen des Wassers bei Flut wird, vor deren Eintritt, eine Taucherglocke übergestülpt. Das Wasser wird durch Luftdruck ferngehalten. Bei der nächsten Ebbe wird dann die Glocke wieder entfernt und der obere Abschnitt der Pfeiler- sowie die Gewölbeschalung verlegt (Abb. 9). Danach wird nun dieser zweite Abschnitt betoniert (Abb. 10 u. 11). Zur Be-

förderung des Betons auf der Baustelle wurden Betonkübel auf fahrbaren Untersätzen verwendet. Nach Beendigung des Betonierens werden, um den Zwischenraum von etwa 1,50 m von Innenkante der neuen bis Außenkante der alten Kaimauer zu überbrücken, Eisenbetonplatten verlegt (Abb. 12). Jetzt kann die Sandaufschüttung, das Legen der Kabel und Gleise sowie der übrige Ausbau beginnen (Abb. 13).

#### D. Umfang und Stand der Arbeiten.

Die Arbeiten für die 1250 m langen Kaimauern gliedern sich in: Entfernen des alten Holzbollwerks, Herstellung und Rammen von 40 000 m achteckigen, 40 cm starken Eisenbetonpfählen, Betonierung der eisenbewehrten Betonpfeiler und der verbindenden Gewölbe, d. s. 30 000 m<sup>3</sup> Eisenbeton, Aufschüttung und Ausbauarbeiten. Die Beseitigung des alten Holzbollwerks geschieht in der Weise, daß die Holzpfähle unterhalb der Querverbindungen abgesägt und nach deren Entfernen hochgezogen werden. Zur Betonherstellung wurde eine Mischung von 350 kg Zement, 400 l Feinkies und 800 l

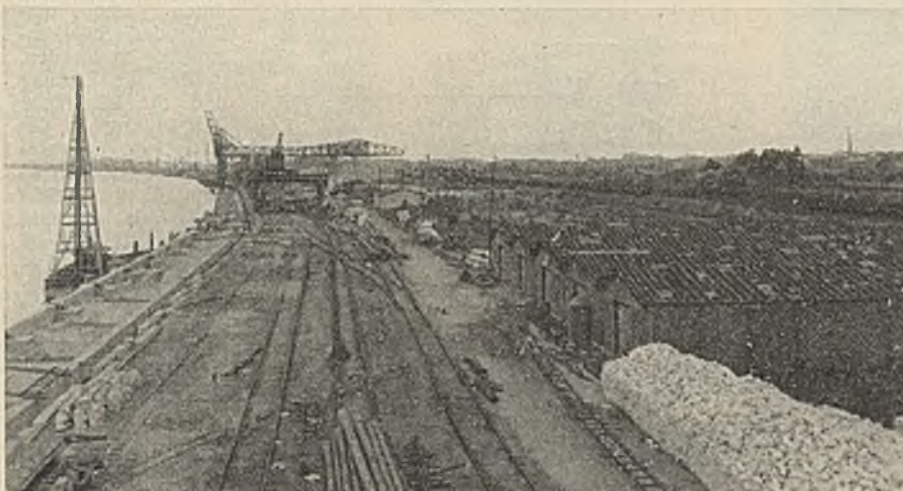


Abb. 13. Blick auf die Baustelle mit einem Teil der fertigbetonierten Mauer.



Abb. 14. Blick auf die fertige Mauer vom Wasser aus.



Grobkies (was einem Mischungsverhältnis 1:5 entspricht) unter ziemlich reichlichem Wasserzusatz plastisch verarbeitet.

Die im Juli 1928 begonnenen Arbeiten sollen bis April 1931 beendet sein. Bis jetzt ist, dem Bauprogramm entsprechend, die Hälfte der Rammarbeiten geleistet worden. Ein Drittel der gesamten Mauerlänge ist bereits fix und fertig (Abb. 14).

**Vermischtes.**

**Auflagerlängen an Eisenbeton- und Steindecken.** Nach einem Erlaß des preuß. Ministers für Volkswohlfahrt vom 9. 7. 1930 — II. 6201/17 — hat der Sonderausschuß für die Eisenbetonbestimmungen in seiner Sitzung vom 27. und 28. 6. 1930 es für genügend erachtet, im Entwurf für die Neufassung des Teiles A der Bestimmungen vom 9. 9. 1925 folgende Vorschrift an Stelle von § 17, Ziff. 2 b<sup>1)</sup> einzufügen:

„Die Tiefe eines Auflagers auf Mauerwerk soll mindestens gleich der Deckenstärke in Feldmitte, muß aber mindestens gleich 8 cm sein.“

Hierzu bemerkt die Städtische Baupolizei Berlin, daß nach der Vormerkung zu Teil B der Eisenbetonbestimmungen diese Vorschrift auch für Steineisendecken gelten würde.

**Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Sommerhalbjahr 1930.** Die Gesamtbesucherzahl war:

	a) Studierende	b) Fachhörer	c) Gasthörer	Ins- gesamt <sup>1)</sup>	Davon:		
					Deutsche	Aus- länder	Aus- länder deutsch. Abkunft
Aachen . . .	964 <sup>2)</sup>	22	302	1328 (1504)	1237	91	—
Berlin . . .	5650	243	224	6117 (6582)	—	—	—
Braunschweig .	1136	76	146	1358 (1276)	1280	78	—
Breslau . . .	802	87	92	981 ( 936)	—	—	—
Danzig . . .	1741	23	82	1846 (2053)	—	—	—
Darmstadt . . .	2649	26	223	2898 (3130)	2679	145	74
Dresden . . .	3955	94	139	4188 (4030)	3722	209	118 <sup>3)</sup>
Hannover . . .	1715	46	142	1903 (2193)	1843	60	—
Karlsruhe . . .	1234	35	141	1410 (1630)	1150	94	25 <sup>3)</sup>
München . . .	3722	33	156	3911 (4184)	3634	161	116
Stuttgart . . .	1914	50	309	2273 (2042)	1864	53	47 <sup>3)</sup>

<sup>1)</sup> Die eingeklammerten Zahlen bedeuten die Besucherzahl im Winterhalbjahr 1929/30. — <sup>2)</sup> Dazu 40 Beurlaubte. — <sup>3)</sup> Nur a) und b) zusammen.

Von den Studierenden (a) gehörten an der Abteilung für:

	Ingenieur- bau- wesen	Architektur	Maschinen- bau	Elektronik	Chemie und Pharmazie	Hüttenkunde	Techn. Physik, Mathematik, Naturwissenschaft, Allgemeines
Aachen . . .	169	86	194	110	53	197	87
Berlin . . .	1121	567	1360	1234	301	94	429
Braunschweig .	138	82	222	138	184	—	372
Breslau . . .	133	17	233	149	84	77	52
Danzig . . .	353	155	406	261	168	—	213
Darmstadt . . .	334	255	763	526	156	—	615
Dresden . . .	334	297	989	309	—	—	2026
Hannover . . .	395	188	577	344	102	—	109
Karlsruhe . . .	203	238	378	225	110	—	80
München . . .	716	296	1569	298	—	—	700
Stuttgart . . .	365	452	497	199	146	32	223

Außerdem: Bergbau: Aachen 68, Berlin 212, Breslau 57. — Schiff- und Schiffsmaschinenbau sowie Luftfahrzeugbau: Berlin 332, Danzig 185. — Landwirtschaft: München 143.

**Tagung des Vereins Beratender Ingenieure vom 30. August bis 2. September in Hamburg.** Der 31. August war den geschäftlichen Beratungen gewidmet. Am 1. September, 10 Uhr vorm. eröffnete der Vorsitzende des Vereins, Berat. Ing. VBI Speckbötzel, Hamburg, die öffentliche Versammlung im Hotel Atlantik. Nach Begrüßung der Gäste wies er darauf hin, daß der Beratende Ingenieur nicht nur beratend, sondern auch projektierend tätig sei. Er sei nicht nur berufen, technisch, sondern auch wirtschaftlich zu denken und vor Errichtung eines Werkes wirtschaftliche Erhebungen anzustellen. — Für den Auftraggeber ist es wichtig, den richtigen unabhängigen Berater zu finden. Da die früher selbstverständliche Vertrauenswürdigkeit heute leider nicht mehr überall erwartet werden darf, sind alle Mitglieder dem Vorstande gegenüber auf ihre Unparteilichkeit innerhalb ihres Fachgebietes eidestattlich verpflichtet. — Trotz des wirtschaftlichen Tiefstandes hat der Verein in den letzten Jahren seine Mitgliederzahl verdoppeln können. Der Hamburger Geschäftsstelle ist eine Auftragsvermittlung angegliedert, die für alle Zweige der Technik Beratende Ingenieure kostenlos nachweist.

Prof. Dr. Hort von der Technischen Hochschule Berlin hielt dann einen Vortrag über „Mechanische Schwingungen“.

<sup>1)</sup> Diese Stelle findet sich im Beton-Kalender 1931, Teil I, S. 379. Die Änderung würde dort nachträglich zu berücksichtigen sein.

Der zuvorkommenden Bereitwilligkeit der französischen Hafenbehörde in Bordeaux verdanke ich eine sachkundige und eingehende Führung durch die interessante Baustelle.

Die Gesamtausführung der Kaimauer wurde der Tief- und Eisenbetonunternehmung Polensky & Zollner übertragen, die mir in freundlicher Weise die Pläne und zahlenmäßigen Unterlagen zur Verfügung stellte.

Gewöhnlich versteht man unter Schwingungen schlechthin die „mechanischen“ Schwingungen, die beim Betriebe von Maschinen und Fahrzeugen vorkommen und dem Menschen durch Übertragung auf die Körperfläche fühlbar werden. Meistens sind mit den fühlbaren Schwingungen auch hörbare (akustische) Schwingungen verbunden. Die Schwingungen (oder Erschütterungen) wirken aber nicht nur auf den Menschen, sondern auch auf die Maschinen und Fahrzeuge selbst, sowie auf Bauwerke und Straßen. Ihre Wirkung ist im allgemeinen eine nachteilige, indem sie die Abnutzung der Maschinen, Fahrzeuge, Bauwerke und Straßen beschleunigen, oft auch geradezu Zerstörungen zur Folge haben. Die Stärke dieser nachteiligen Wirkungen hat sich neuerdings sehr erhöht infolge der Zunahme der Geschwindigkeit und Kräfte beim Betriebe der Maschinen und Fahrzeuge. Daher ist die Erforschung der mechanischen Schwingungen besonders wichtig geworden, mit dem Ziele, die Schwingungen oder ihre Wirkungen nach Möglichkeit zu vermeiden.

Über die verschiedenen hier sich bietenden Wege berichtete der Vortragende an Hand zahlreicher Lichtbilder.

Prof. Dr. Aufhäuser, Hamburg, sprach dann über „Die zweite Weltkraftkonferenz 1930“.

**Bogendach aus Stahl- und Holzkonstruktion.** In St. Louis, Mo., wurde nach einem Bericht in Eng. News-Rec. 1930, Bd. 104, Nr. 23, S. 935, für die National Exhibition Co. eine bemerkenswerte Halle errichtet. Der Grundriß ist ein Oval, dessen Langachse 145 m und Querachse 42,25 m mißt. Die entsprechend dem Grundriß geformte Arena ist von 21 000 Sitzplätzen umgeben, die von einer auf Betonfundamenten gegründeten Stahlkonstruktion getragen werden. Die Decken bestehen aus Eisenbeton, wie Abb. 1 zeigt. Aus dieser Abbildung ist die Ausnutzung des Raumes unter den Sitzplätzen ersichtlich, ferner auch die eigentümliche, kragarmartige Verlängerung der Stahlkonstruktion, die den unteren Teil des Dachgewölbes trägt. An beiden Langseiten der Halle sind je fünf solcher Kragbinder vorgesehen und ebenso viele an den beiden halbkuppelförmigen Enden, wo zwischen je zwei radial stehenden Kragbindern noch zwei Tragrippen eingeschaltet

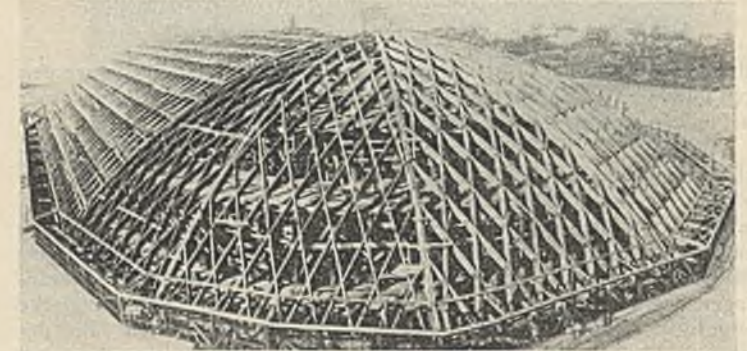


Abb. 2.

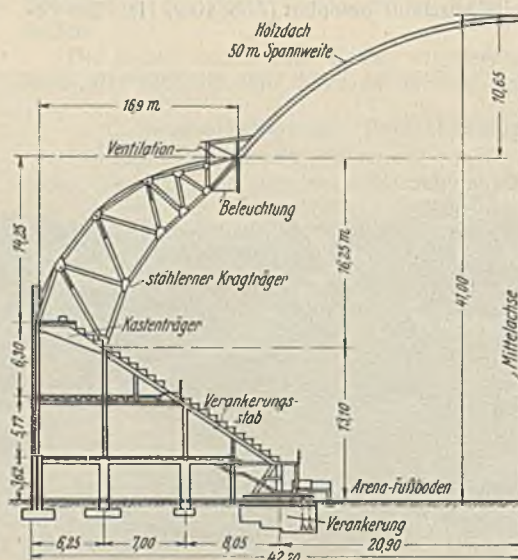


Abb. 1.

sind. Die Enden der Kragbinder sind durch eine umlaufende Stahlkonstruktion verbunden, in der die Lüftung und die künstliche Beleuchtung der Halle liegt. Diese umlaufende Konstruktion dient gleichzeitig als Auflager für ein Mittelgewölbe aus holzernen Lamellen, dessen Form aus Abb. 1 u. 2 erkennbar ist. Die Lamellen bestehen aus Douglas-Tannenholzstäben von 3 3/4 x 17 1/2" und 15' Länge.

Unter dem südlichen Endgewölbe ist über den Sitz-



plätzen noch eine galerieartige Eisenbetondecke auf Stahlträgern an den Kragbindern des Daches angehängt, die Platz für 100 Musiker bietet.

Die Halle bietet durch ihre Dachkonstruktion ein bemerkenswertes Beispiel für zweckmäßige Anwendung von Stahl- und neuzeitlicher Holzkonstruktion für weitgespannte Dächer.

diese Sandfüllung setzte man den Eisenbeton-Senkkasten der Pfeiler auf und senkte ihn durch den Sand und Untergrund bis auf den gewachsenen Fels hinunter. Abb. 2 stellt diese Gründungsform im Schnitt dar. Die lotrechten Schächte in dem Eisenbeton-Senkkasten, die zum Hochschaffen des Bodenaushubes dienten, wurden schließlich mit Beton ausgefüllt. Der über Wasser liegende Teil des Pfeilers konnte dann in offener Grube hergestellt werden.

Die oberhalb der Sohle des Gewässers liegenden Teile des aus einzelnen, auseinander-schraubbaren Platten zusammengesetzten Stahlzylinders wurden nach Fertigstellung des Pfeilers jeweils wieder abgebaut und wieder verwendet. Diese eigenartige Bauweise ermöglichte also, Beton und Eisenbewehrung sorgfältig in offener Grube einzubringen, ohne daß dabei irgendwelche Teile von Baugerüsten nutzlos verloren gingen.

Abb. 3 zeigt das Aufbauen eines Stahlzylinders zwischen seinem im Achteck auf langen Grundpfählen stehenden Führungsgerüst. Zs.

Eine neue Betonstraße. In einer Sonderschrift „Sheet Concrete“ macht die „Sheet Concrete Pavement Corp. of America“, New York, Stimmung für eine von ihr erfundene neue Betonstraßendecke, die man etwa als „Lagenbetondecke“ bezeichnen kann. Das Wesentliche und Neue dabei ist nämlich, daß die Betonstraße in zwei Lagen hergestellt wird, die durch ein Drahtgewebe voneinander getrennt sind. Der Grundgedanke, von dem dabei ausgegangen wird, ist der, daß keine Straßendecke ewig hält, und daß auch eine Betonstraße von der Oberfläche ausgehender Zerstörung ausgesetzt ist; da scheint es nun zweckmäßig, daß man die obere, der Abnutzung unterworfenere Schicht beseitigen und erneuern kann, ohne daß die darunterliegende, tragende Schicht dabei berührt wird, und dies soll durch das Drahtgewebe zwischen den beiden Schichten und dadurch erreicht werden, daß der Beton unter dem Gewebe erheblich grobkörniger ist als der Deckschicht. Die Abbildung zeigt, daß sich die Deckschicht in handlichen Stücken ablösen läßt. Ob freilich dann eine neue Deckschicht eine genügend feste Verbindung mit dem Unterbeton eingeht, kann zweifelhaft sein. Wenn der Unterbeton durchbrochen werden muß, um etwa Leitungen unter der Straße zu verlegen, soll die Straße besonders dazu geeignet sein, so wieder hergestellt zu werden, daß eine einwandfreie Decke entsteht.

Für den Unterbeton sind nach den Angaben der Druckschrift die Bestandteile so zu wählen, daß nach 28 Tagen eine Druckfestigkeit von etwa 160 kg/cm<sup>2</sup> entsteht. Als Mischungsverhältnis wird 1 Sack Zement (42,7 kg) zu 2 1/2 Kubikfuß (0,07 m<sup>3</sup>) feinen und 5 Kubikfuß (0,15 m<sup>3</sup>) groben Steinzuschlägen empfohlen. Auf eine solche Mischung sollen 22,5 l Wasser kommen. Der Unterbeton soll abgestrichen, gewalzt oder gestampft werden. Auf ihn soll alsbald, ehe er abgebunden hat, das Gewebe aufgelegt werden; es soll durch leichtes Stampfen oder Walzen etwas in ihn eingedrückt werden. Von den Rändern soll das Gewebe 5 cm Abstand haben. Eine Überlappung oder ähnliche Verbindung an den Stößen der Gewebebahnen wird nicht für nötig gehalten; im Gegenteil, die einzelnen Bahnen können 2 cm Abstand voneinander haben.

Auf das Gewebe kommt die 5 cm starke Deckschicht aus einem Beton, bei dem zu 1 Sack Zement (42,7 kg) 1 1/2 Kubikfuß (0,04 m<sup>3</sup>) feine und 3 Kubikfuß (0,08 m<sup>3</sup>) gröbere Steinbestandteile genommen werden.



Lagenbetondecke: obere Schicht entfernt.

Die feineren Teile sollen eine Korngröße von 6 mm, die gröberen von 15 mm nicht überschreiten. Der Wasserzusatz soll höchstens 20 l für 1 Sack Zement betragen. Auf der Straße soll die Deckschicht mit einer 15 cm starken, aufs hohe gestellten Bohle, die mindestens 22 kg/m wiegt, abgestrichen werden. Ergibt sich dabei keine genügend glatte Oberfläche, so ist das Abstreichen zu wiederholen. Die Oberfläche kann auch mit einem Band aus Segeltuch abgerieben und schließlich mit dem Besen abgekehrt werden.

Empfohlen wird, die Straße in Streifen von 3 bis 4 m Breite herzustellen. Der Verkehr soll auf ihr nicht eher zugelassen werden, als bis der Beton eine Festigkeit von 35 kg/cm<sup>2</sup> hat; wenn nicht ein früh-hochfester Zement genommen wird, dürfte das ungefähr 10 Tage dauern. Diese Zeit kann auch auf 5 Tage verkürzt werden, wenn die Oberfläche des Betons mit Kalziumchlorid behandelt, mit Rupfen abgedeckt und

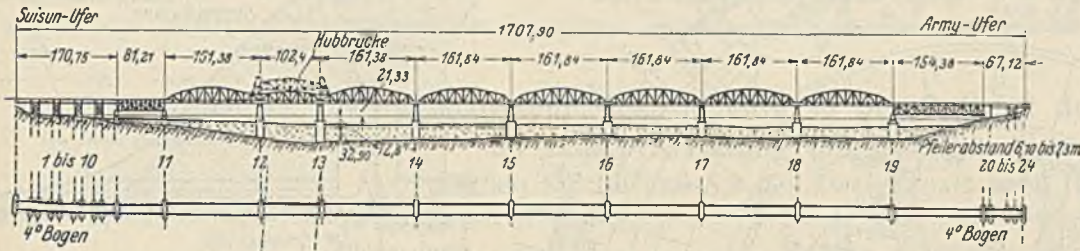


Abb. 1. Ansicht und Grundriß der Brücke.

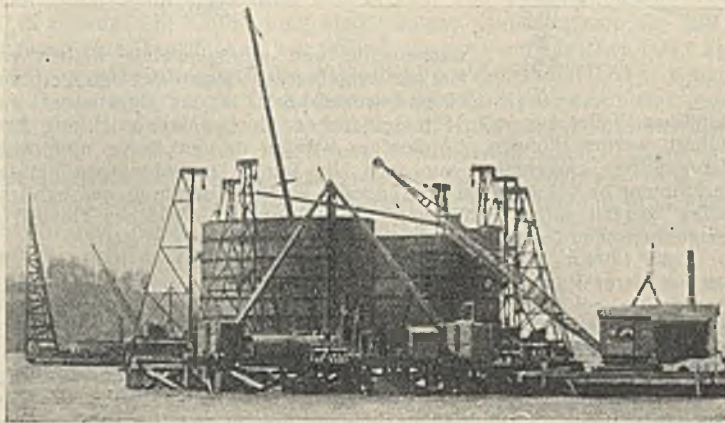


Abb. 3.

**Ungewöhnliche Pfeilergründung für eine Eisenbahnbrücke bei San Franzisko.** Über die Suisun-Bucht in Kalifornien wird nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 30. Januar 1930 eine auf ungewöhnlichen Pfeilergründungen ruhende Eisenbahnbrücke gebaut, die die seit 1879 für die Süd-Pazifik-Bahn nach San Franzisko im Betrieb befindliche Fähre ersetzen soll. In der Nähe der alten Bahnfähre waren nach langjährigen geologischen Beobachtungen besondere Beeinflussungen des Untergrundes durch Erdstöße zu befürchten. Deshalb wurde die Baustelle der Brücke in die Suisun-Bucht gelegt, nachdem man dort durch Bohrproben geeignete Bodenverhältnisse festgestellt hatte.

Das Trägerwerk und der Grundriß der Brücke sind aus der schematischen Abb. 1 ersichtlich.

Da im Zeitraum der wahrscheinlichen Lebensdauer der Brücke Erdstöße zu erwarten sind, wurden die Pfeiler aus Beton mit ungewöhnlich starker Eisenbewehrung hergestellt, wodurch man die Wirkung der Beben auf die Brückenkonstruktion abzuwächen hofft. Von den Hauptpfeilern ist Pfeiler 13 mit einer Länge von 65 m der am tiefsten gegründete. Er hat allein 175 t Stahlbewehrung erhalten.

Pfeiler 11 wurde innerhalb einer im Rechteck (21,5 x 14 m) geschlagenen Stahlspundwand auf Sandsteinfels aufgesetzt. Für das Rammen der Spundwand, das Ausbaggern und Auspenden der Baugrube, das Reinigen der Sohle und für das Einbringen des Betons dieses Pfeilers wurden insgesamt 128 Arbeitstage erforderlich.

Acht weitere Strompfeiler (Nr. 12 bis 19) wurden in ungewöhnlicher Weise innerhalb von Stahlzylindern mit 25 m  $\phi$  gegründet, die man mit Hilfe eines achteckigen Führungsgerüsts durch ihr Eigengewicht in den weichen Grund absenkte. Nach dem Ausheben des eingeschlossenen Bodens wurde der Innenraum der Stahlzylinder mit Sand angefüllt. Auf

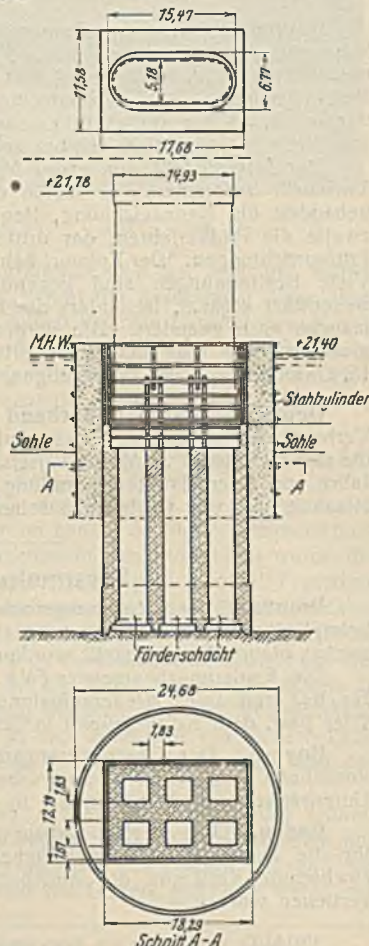


Abb. 2. Grundriß und Schnitt durch einen im Stahlzylinder gegründeten Pfeiler.



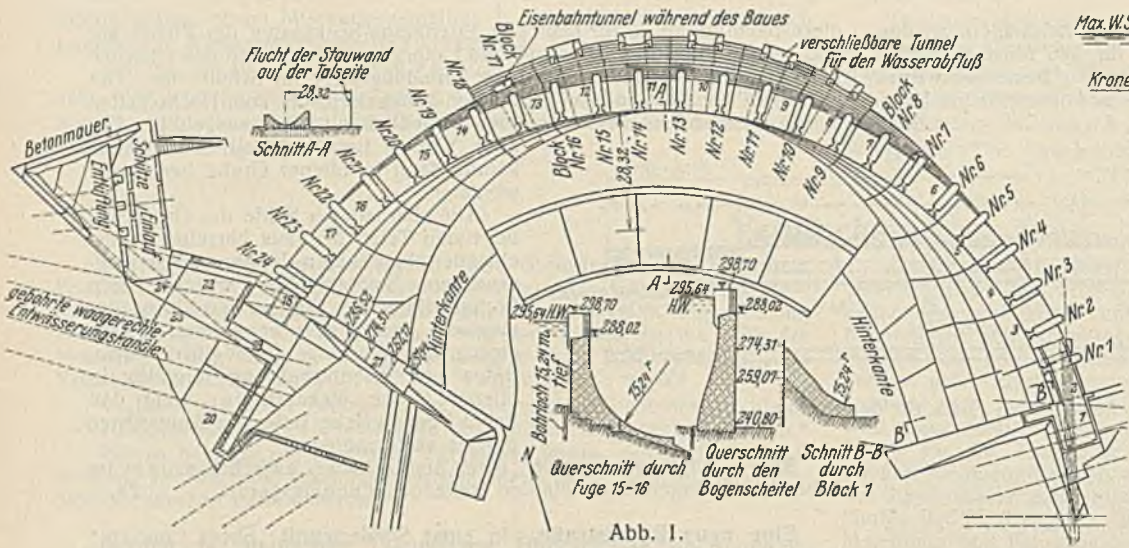


Abb. 1.

Max. W.S. 256,00

Krone 218,40

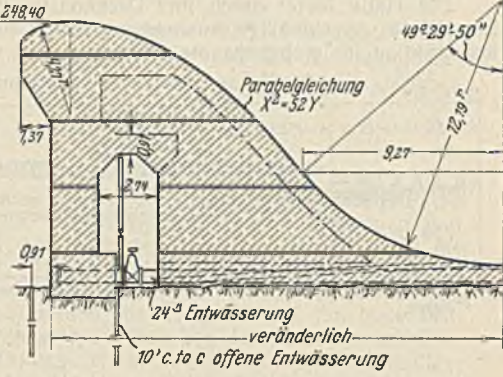


Abb. 2.

feucht gehalten wird, wobei Voraussetzung ist, daß die Wärme nicht unter 17° C sinkt.

Im letzten Teil des Jahres 1927 und im Jahre 1928 sind Aufträge, die über 800 000 m<sup>2</sup> umfassen, zur Herstellung von Betonstraßen nach dem vorstehend beschriebenen Verfahren erteilt worden; dazu kommen noch etwa 50 000 m<sup>2</sup> Betondecken für Brückenfahrbahnen, für die sich eine solche Decke besonders eignen soll. Man kann dabei mit der Deckschicht, um an Gewicht zu sparen, bis auf 2,5 cm heruntergehen.

**Stauwand bei Calderwood, Tennessee.** Am Little-Tennessee-Fluß wird bei Calderwood nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 19. Dezember 1929 von der „Aluminium Company of America“ ein drittes Kraftwerk erbaut. Außer der sehr bemerkenswerten Stauwand umfaßt die Anlage noch eine stromabwärts eingebaute Stauschwelle, den Druckstollen und das Kraftwerkgebäude.

Das Cheoah-Kraftwerk, das erste dieser am Little Tennessee für die Aluminiumgewinnung errichteten Werke, war im Jahre 1918 fertiggestellt worden. Das zweite, das Santeetlah-Werk, liegt am Cheoah-Fluß 8 engl. Meilen (13 km) stromabwärts der Einmündung in den Little Tennessee; es wurde 1928 beendet.

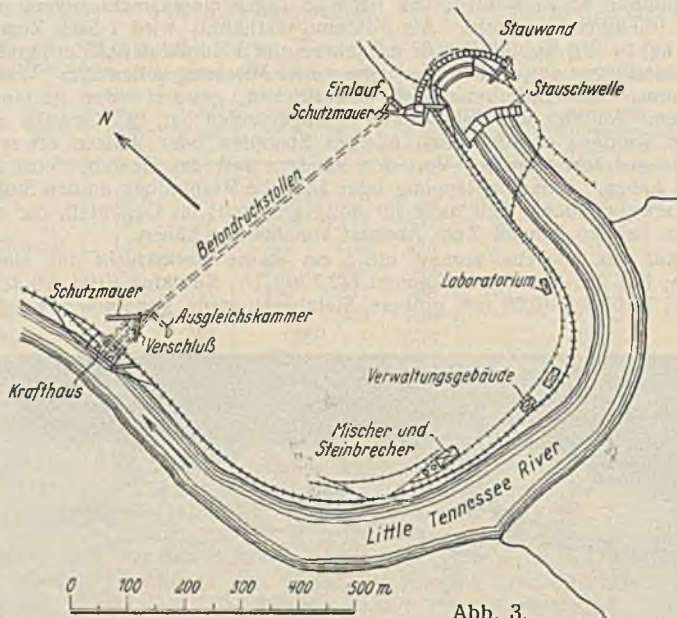


Abb. 3.

Der nunmehr im Bau befindliche Calderwood-Damm ist eine 70 m hohe, aus einzelnen für sich betonierten Abschnitten bestehende Stauwand. Aufsicht und einige Querschnitte sind in Abb. 1 wiedergegeben.

Die Überfallöffnungen der Stauwand sind oben an der stromabwärts liegenden Kante der Dammkrone vorgesehen, um erstens die Wasserlast in statischer Hinsicht auszunutzen und zweitens das überströmende Wasser möglichst weit von den Fundamenten unten auftreffen zu lassen. Die einzelnen Verschlüsse der Überfallöffnungen werden durch einen auf der Krone laufenden Kran bedient.

Während des Baues wird das Flußwasser durch fünf am Fuße der Mauer freigelassene Öffnungen hindurchgeführt (vgl. Abb. 1); diese sind durch Stahlfore an der Wasserseite verschließbar und durch lotrechte, in der Mauer ausgesparte Schächte mit Beton ausfüllbar eingerichtet.

Eine bestehende Bahnstrecke wurde ebenfalls am Fuße der Stauwand durch Block 13 hindurchgeführt. Sie wird später durch Schiffsverkehr an dieser Stelle ersetzt.

Um die Formänderungen des Bauwerks bei steigender Beckenfüllung überwachen zu können, wurden an der Talseite der Mauer lotrechte,

waagerechte und schräglauende Reihen von Marken angebracht, deren Bewegungen von einem stromabwärts in der Bogenachse aufgestellten Pfeiler aus mit Hilfe einer besonderen Meßvorrichtung kontrolliert werden können. Außerdem wurden in den Beton elektrische Wärmemesser eingebettet, um auch die Temperaturänderungen bei der Verformung berücksichtigen zu können. — Die Gründung geschah mit großer Sorgfalt unter Ausführung von Bohrproben. Weiches Gestein in der geologischen Schichtung wurde durch Betonfüllung ersetzt.

Etwa 1200 m talwärts von der Stauwand wurde eine Betonschwelle errichtet, deren Rücken entsprechend der Überfallkurve geformt ist (Abb. 2).

Am rechten Flügel des Staudammes ist, wie aus Abb. 3 ersichtlich, der Einlauf des Druckstollens vorgesehen, der in der Sehne des Flußbogens, im Fels eingebettet, nach dem Krafthaus hin abfällt. — Das Krafthaus ist eine mit Steinen verkleidete Stahlkonstruktion. Es steht unmittelbar am Flußbett. Eine Betonmauer am Abhang schützt es gegen abrollendes Gestein. Die Maschinenanlage umfaßt drei Generatoren für je 56 000 PS; die Reaktionsturbinen arbeiten mit rd. 65 m Gefälle. Zs.

**Neubearbeitung der Zementnormen.** Der vom Herrn Reichsverkehrsminister eingesetzte Ausschuß für die Neubearbeitung der Zementnormen hat in mehrjähriger Arbeit einen Entwurf Deutsche Normen für Portlandzement, Eisenportlandzement und Hochofenzement aufgestellt, der in Nr. 38 der Zeitschrift Zement vom 18. September d. Js. mit Einspruchsfrist bis zum 1. November zur öffentlichen Kritik gestellt wird.

Der Entwurf faßt zum ersten Male die drei Normenzemente in einer Vorschrift zusammen. Er ist in drei Teile gegliedert. Der erste Teil behandelt die Kennzeichnung, Begriffsklärung und Eigenschaften, der zweite die Prüfverfahren, der dritte (Anhang) den Normensand und die Prüfvorrichtungen. Der Entwurf behandelt auch den hochwertigen Zement. Viele Bestimmungen sind gegenüber den zur Zeit gültigen Normen wesentlich ergänzt, besonders die Festsetzungen über die Prüfverfahren, manche auch geändert. Die vorgesehene Mindestfestigkeiten sind die gleichen, wie die nach dem Erlaß des Reichsverkehrsministers vom 15. Oktober 1927 zur Zeit gültigen.

**Deutscher Stahlbau-Verband (D. St. V.).** Der Deutsche Stahlbau-Verband, Berlin, hat sich dazu entschließen müssen, mit Rücksicht auf die sich von Monat zu Monat verschärfende wirtschaftliche Lage, in diesem Jahre von einer Hauptversammlung im Rahmen der früheren Jahre unter Hinzuziehung von Gästen abzusehen.

**Personalnachrichten.**

**Preußen.** Der Regierungsbaumeister (W.) Dr.-Ing. Paul Schmies beim Kulturbauamt in Meppen ist zum Regierungsbaurat ernannt und als solcher planmäßig angestellt worden.

Die Regierungsbaumeister (W.) Ferdinand Schweicher und Alfred Herbst sind unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst der Regierung in Trier bzw. dem Kulturbauamt in Stargard überwiesen worden.

**Bayern.** Der Oberregierungsrat und Vorstand des Kulturbauamtes Rosenheim Karl Pfnür ist zum Oberregierungsrat bei der Regierung von Unterfranken und Aschaffenburg in etatsmäßiger Weise befördert worden.

**Baden.** Dem Regierungsbaurat Dr.-Ing. Paul Böß in Karlsruhe ist für die Dauer seiner Zugehörigkeit zum Lehrkörper der Technischen Hochschule Karlsruhe die Amtsbezeichnung außerordentlicher Professor verliehen worden.

**INHALT:** Verbesserung des Fahrwassers der Elbe zwischen km 189 und 190 (Clüden-Engel). — Der Umbau des westlichen Kreuzungsbauwerkes auf dem Hannoverischen Bahnhof zu Hamburg. (Schluß). — Baugrundbelastungsversuche mit Flächen verschiedener Größe. — Bau einer neuen Kalmauer in Bordeaux-Bassens. — Vermischtes: Auflagerlängen an Eisenbeton- und Steindecken. — Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Sommerhalbjahr 1930. — Tagung des Vereins Beratender Ingenieure vom 30. August bis 2. September in Hamburg. — Bogendach aus Stahl- und Holzkonstruktion. — Ungewöhnliche Pfeilergründung für eine Eisenbahnbrücke bei San Franzisko. — Eine neue Betonstraße — Stauwand bei Calderwood, Tennessee. — Neubearbeitung der Zementnormen. — Deutscher Stahlbau-Verband (D. St. V.). — Personalnachrichten.

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