

# DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang

BERLIN, 6. Januar 1928.

Heft 1

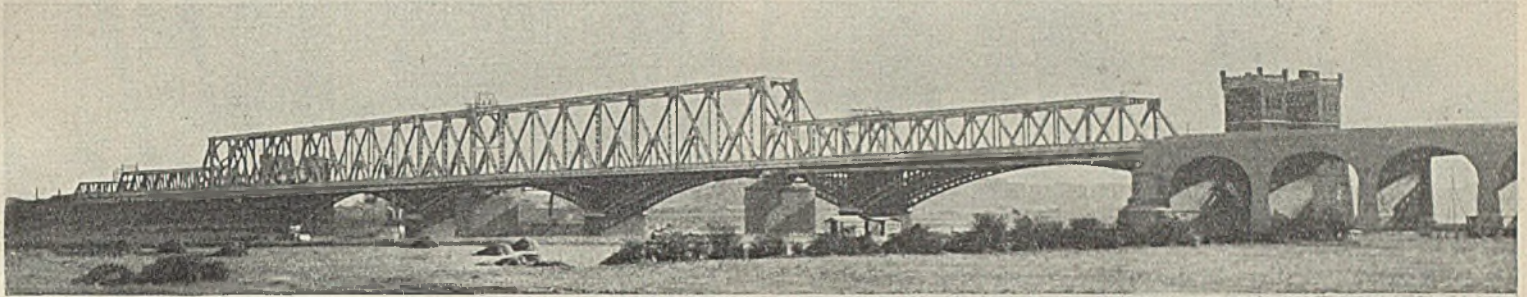


Abb. 1. Zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg—Hochfeld.

## Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im Jahre 1927.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Schaper.

Die Wirtschaftslage der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft gestattete es auch im Jahre 1927, den Bedürfnissen des Brückenbaues und Ingenieurhochbaues in weitgehendem Maße gerecht zu werden. Nicht unbedeutende Bauwerke neuer Anlagen konnten in Angriff genommen oder fertiggestellt werden. Eine große Anzahl zu schwacher Überbauten eiserner Brücken, darunter solcher von großen Abmessungen, wurden verstärkt oder durch neue ersetzt. Viele altersschwache steinerne Brücken wurden wiederhergestellt oder verstärkt. Manche durch den Angriff der Rauchgase zerstörte eiserne Bahnsteighalle wurde durch einen zweckmäßigen, lichten und luftigen Neubau ersetzt.

Die Versuche im Eisenbau wurden — teilweise im Verein mit dem Deutschen Eisenbau-Verbande — fortgesetzt, sie waren im vergangenen Jahre namentlich auf die Feststellung der Knickfestigkeit von Druckstäben aus Si-Stahl gerichtet. Auch diese Versuche haben die Richtigkeit der in den Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken vorgeschriebenen Berechnungsart von Druckstäben bestätigt. Weiter wurden Versuche zur Feststellung des zulässigen Lochleibungsdruckes in den Nietverbindungen durchgeführt. Sie haben ergeben, daß der in den Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken zugelassene Lochleibungsdruck von dem 2,5 fachen der zulässigen Zugspannung durchaus nicht zu hoch ist. Versuche zur Nachprüfung des von Prof. Kayser in Darmstadt angegebenen Verfahrens zur Feststellung

der Knickfestigkeit gedrückter Stäbe durch Biegungsbeanspruchung bestätigten die Richtigkeit und Brauchbarkeit des Verfahrens, das auch die Prüfung von Druckstäben im Bauwerk auf ihre Knickfestigkeit gestattet.

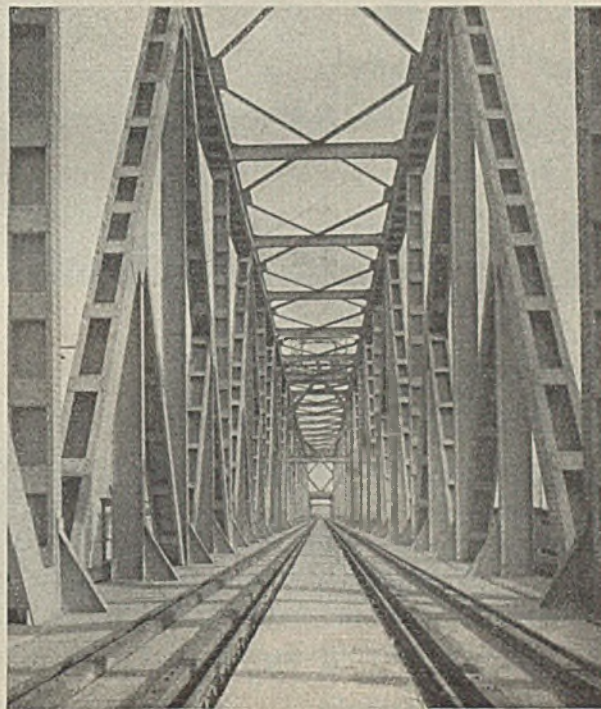


Abb. 2. Zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg—Hochfeld. Durchblick durch die Brücke.

Zur Ermittlung der Festigkeitseigenschaften der für Ingenieurbauten in Frage kommenden Holzarten aus den hauptsächlichsten Holzgebieten Deutschlands sind eingehende Versuche eingeleitet.

Die Versuche zur Erprobung verschiedener, nach den Vorschriften der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft gelieferter Anstrichstoffe an großen eisernen Brücken wurden fortgesetzt.<sup>1)</sup>

Da bei der Herstellung von Betonbauten teilweise immer noch schlechte Erfahrungen gemacht worden sind, die auf mangelnde Kenntnis der an die Baustoffe und ihre Verarbeitung zu stellenden Anforderungen zurückzuführen sind, wurde die Bearbeitung einer eingehenden Anweisung für Mörtel und Beton in Angriff genommen. Sie wird bald erscheinen. — Bei den im vergangenen Jahre fertiggestellten eisernen Brücken wurde der hochwertige Baustahl St 48 und sein neuer Wettbewerber, der Siliziumstahl, in ausgedehntem Maße verwendet. Unter den fertiggestellten Brücken sind wegen ihrer Abmessungen, ihrer Eigenart, ihres Baustoffes und der Schwierigkeit ihres Einbaues folgende besonders zu nennen:

<sup>1)</sup> Vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 1, S. 5.

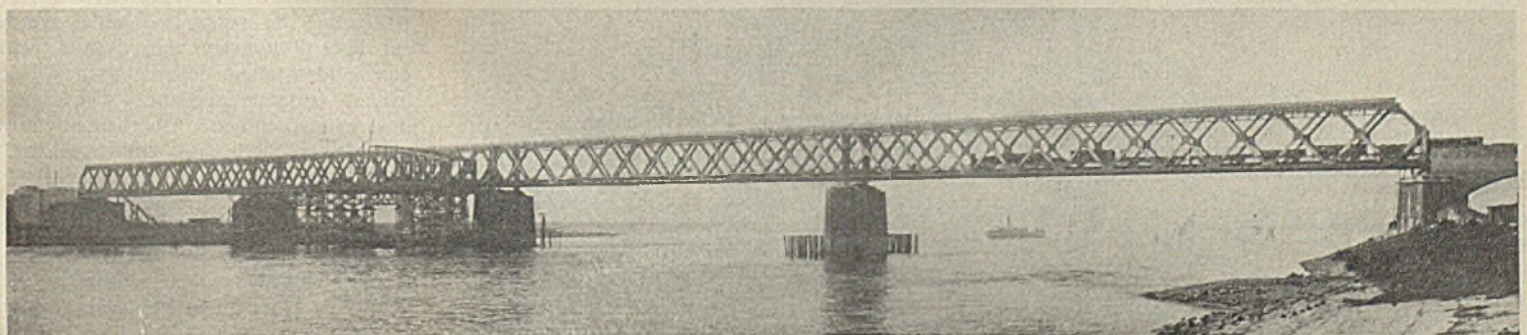


Abb. 3. Zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Wesel.



Abb. 4. Neuer Überbau der Rheinbrücke bei Wesel, Durchblick.

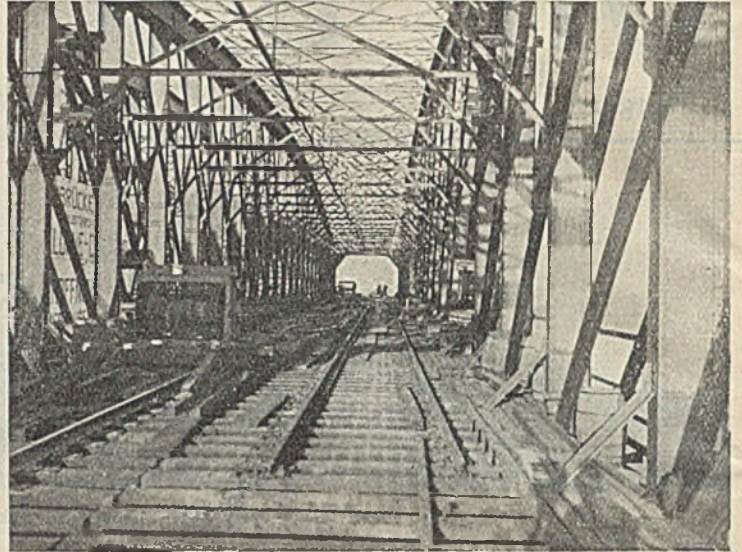


Abb. 5. Alter Überbau der Rheinbrücke bei Wesel, Durchblick.

1. Die zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld<sup>2)</sup> (Abb. 1 u. 2).

Sie wurde neben der alten Bogenbrücke, die abgebrochen wird, errichtet. Der Strom und das rechtsrheinische Ufer werden von eisernen

ist einfach und schlicht, gibt ein geschlossenes Brückenbild und paßt gut in die flache Rheinlandschaft mit ihren Industrieanlagen zu beiden Seiten des Stromes. Der Durchblick durch die lange Brücke ist klar und schön (Abb. 2). Baustoff: St 48.

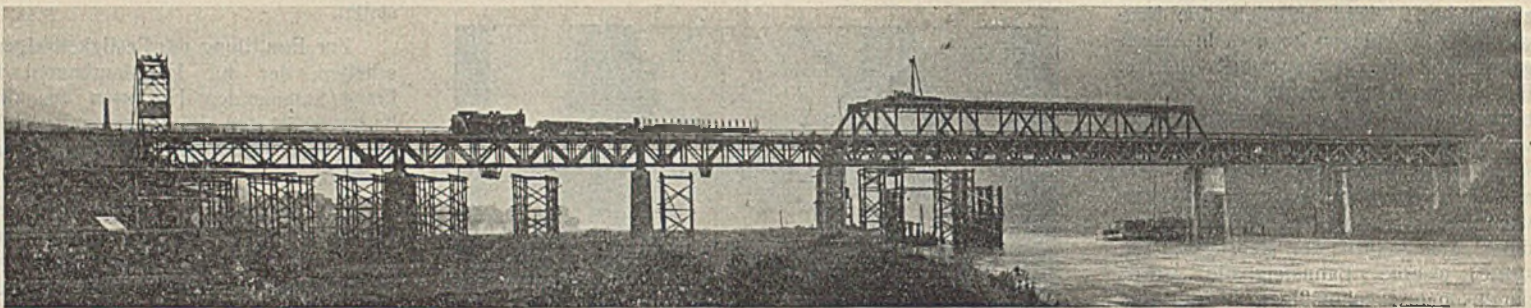


Abb. 6. Zweigleisige Eisenbahnbrücke über die Mosel bei Eller.



Abb. 7. Zweigleisige Eisenbahnbrücke über die Weser bei Wehrden.

Parallelträgerüberbauten und das linksrheinische Ufer von Ziegelsteingewölben überbrückt. Die Stützweite des großen Stromüberbaues beträgt 189 m. Die Brückenform, die hauptsächlich durch die unsymmetrische Lage der Hauptstromöffnung auf der rechten Rheinseite bedingt wurde,

<sup>2)</sup> S. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 11, S. 136.

2. Die zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Wesel<sup>3)</sup> (Abb. 3, 4 u. 5).

Die neuen Überbauten traten an die Stelle der alten. Die Pfeiler wurden nach Umgestaltung ihrer Köpfe wiederbenutzt. Die alten Überbauten (Abb. 5) — vier an der Zahl — waren Halbparabelträger auf zwei Stützen. Die neuen Überbauten sind über zwei Öffnungen durchlaufende Parallelträger mit gekreuzten Streben ohne Pfosten (Abb. 3). Ihre Stützweite beträgt 104,52 m. Die neuen Überbauten wurden auf festen Gerüsten rheinabwärts neben den beiden alten linksrheinischen Überbauten zusammengebaut. Die beiden linksrheinischen neuen Überbauten wurden von dieser Stelle aus unter gleichzeitigem Ausschleiben der entsprechenden Überbauten auf Verschubwagen eingeschoben. Die beiden rechtsrheinischen neuen Überbauten wurden mit schwimmenden Gerüsten neben die entsprechenden alten Überbauten gebracht, hier auf

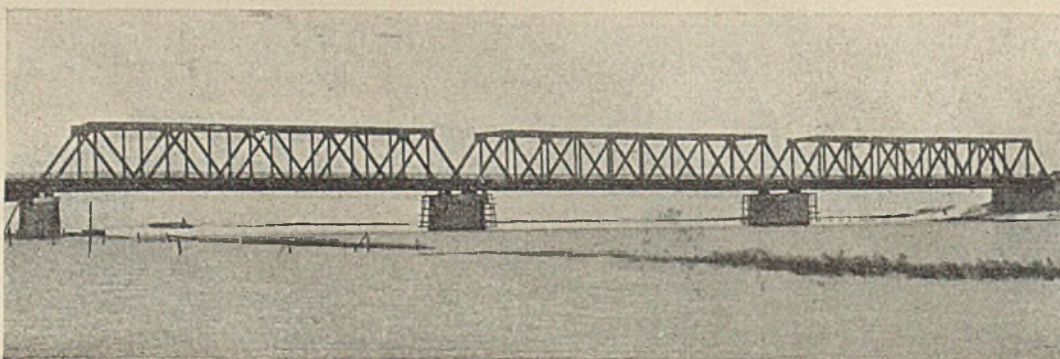


Abb. 8. Zweigleisige Eisenbahnbrücke über die Weser bei Bremen-Dreye.

<sup>3)</sup> S. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 46 und 47.

Verschubbahnen abgesetzt und dann ebenso wie die anderen an ihre endgültige Stelle gebracht. Der Bauvorgang entsprach einer Forderung der Strombaubehörde. Das Brückenbild ist ansprechend, der Durchblick durch die neue Brücke (Abb. 4) darf wohl als sehr schön bezeichnet werden. Gute Formen, Klarheit der Linien und das Fehlen von verwirrenden Querverbindungen zeichnen die neuen Überbauten im Gegensatz zu den alten (Abb. 5) aus. Baustoff: St 48.

3. Die zweigleisige Moselbrücke bei Eller (Abb. 6).

Auch hier sind die neuen Überbauten an die Stelle der alten getreten. Die eingeleisigen, unter der Fahrbahn liegenden Überbauten der Seitenöffnungen wurden an Ort und Stelle auf festen Gerüsten bei eingeleisigem Betriebe errichtet. Der zweigleisige, halb über und halb unter der Fahrbahn liegende, 88 m weitgestützte Parallelträgerüberbau wurde neben dem alten auf einem festen Gerüst zusammengebaut und dann eingeschoben. Die Überbauten der Nebenöffnungen sind durchlaufende Träger mit Gelenken. Baustoff: St 48.

4. Die zweigleisige Weserbrücke bei Wehrden (Abb. 7).

Der Einbau der neuen Überbauten, die auch hier die alten unter Beibehaltung der Pfeiler ersetzen, vollzog sich ähnlich wie bei der unter 3 genannten Brücke. Die zwanzig, unter der Fahrbahn liegenden, eingeleisigen Überbauten der Nebenöffnungen haben Stützweiten von 32,66 bis 34,02 m. Ihre Hauptträger sind trotz dieser großen Stützweiten aus Gründen einer guten Unterhaltung vollwandig ausgebildet. Die Zwischenpfeiler werden durchweg mittig belastet, was dadurch erreicht ist, daß der eine zweier benachbarter Hauptträger in der Mitte des Pfeilers gelagert ist und der andere Hauptträger sich über diesem Lager in halber Höhe auf den ersten stützt. Der zweigleisige, rd. 92 m weit gestützte Parallelträgerüberbau über dem Strom konnte im Gegensatz zu dem alten, über der Fahrbahn liegenden Halbparallelträgerüberbau in tiefer Lage angeordnet werden, wodurch ein ruhiges, in sich geschlossenes Brückenbild erzielt wurde. Baustoff: St 48.

5. Die zweigleisige Weserbrücke bei Bremen-Dreye (Abb. 8).

Die drei über der Fahrbahn liegenden zweigleisigen Stromüberbauten haben Parallelträger von 60,3 m Stützweite. Die dreißig eingeleisigen unter der Fahrbahn angeordneten Überbauten der 15 Flutöffnungen weisen vollwandige, 27,3 m weit gestützte Hauptträger auf. Die alten Stromüberbauten sind mit Schiffen abgefahren und für den Bau einer Straßenbrücke wieder verwendet worden. Baustoff der Stromüberbauten: St Si. Baustoff der Flutüberbauten: St 48.

6. Viergleisige Eisenbahnbrücke über den Main bei Frankfurt a. M. (Abb. 9).

Die zehn neuen zweigleisigen Überbauten über den 5 Öffnungen sind an derselben Stelle, an der die alten Überbauten lagen, errichtet worden. Ihre parallelgurtigen Hauptträger haben 52,84 m Stützweite. Baustoff: St 48.

7. Zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Main bei Hanau (Abb. 10).

Diese Brücke wurde neben der alten, die in eine Straßenbrücke umgewandelt wird, gebaut. Sie besitzt 5 zweigleisige Überbauten mit parallelgurtigen Hauptträgern von 45,84 m Stützweite. Baustoff: St 48.

Durch die Vollendung des Umbaus der unter 6. u. 7. genannten Brücken ist nunmehr die ganze Strecke von Berlin bis Frankfurt a. M. für die neuen schweren Lokomotiven befahrbar.

8. Viergleisige Eisenbahnbrücke über die Norderelbe in Hamburg (Abb. 11).

Die sechs neuen zweigleisigen Überbauten, deren Hauptträger Zweigelenk-

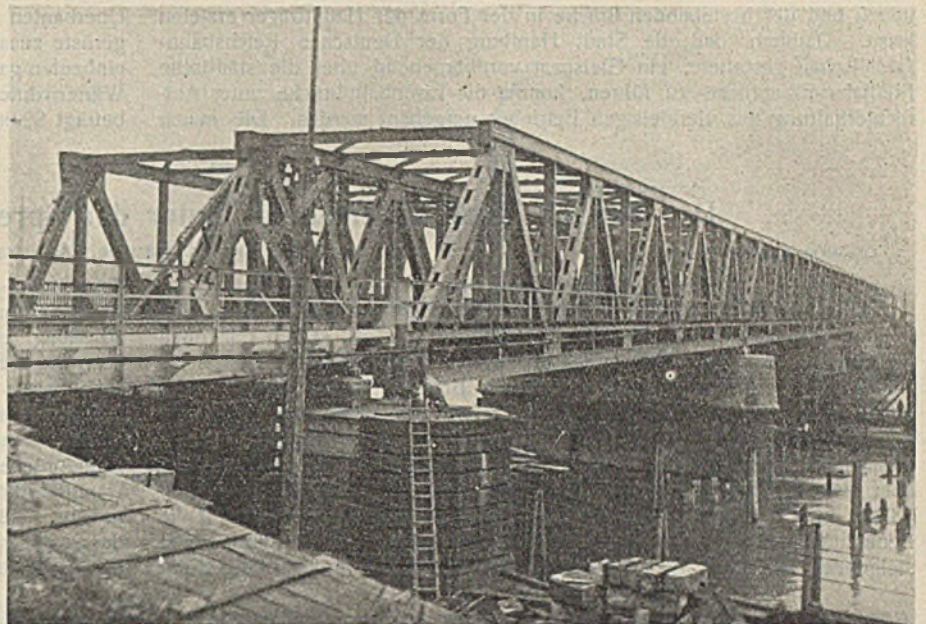


Abb. 9. Viergleisige Eisenbahnbrücke über den Main bei Frankfurt a. M.

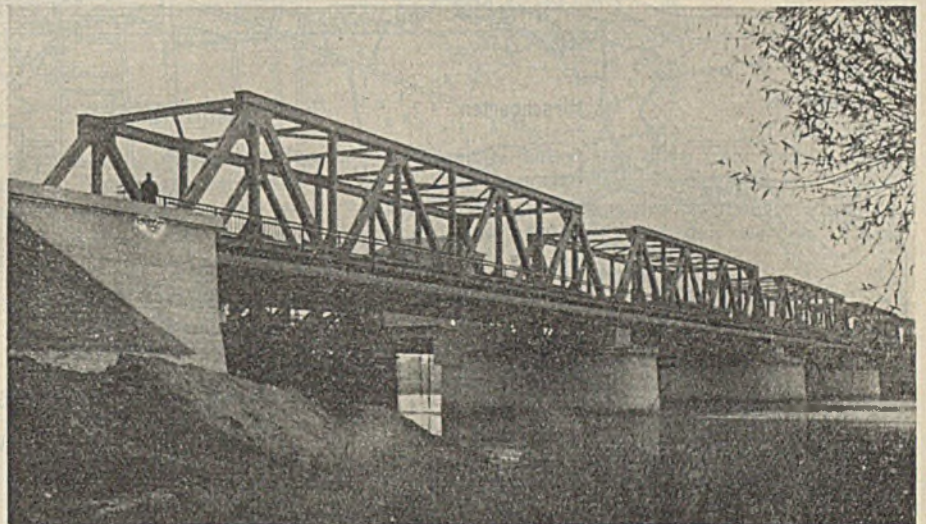


Abb. 10. Zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Main bei Hanau.

bogen mit Zugband sind, traten an die Stelle der bekannten Lohse-trägerüberbauten. Die Form der neuen Überbauten ist die gleiche wie die der neben der Eisenbahnbrücke liegenden Freihafen-Elbebrücke der Stadt Hamburg (in der Abb. 11 hinter der Eisenbahnbrücke). Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft schloß sich einem Urteil der Preußischen Akademie des Bauwesens an, die sich dahin aussprach, daß sich ein ästhetisch befriedigendes Brückenbild an dieser Stelle nur durch Übereinstimmung der

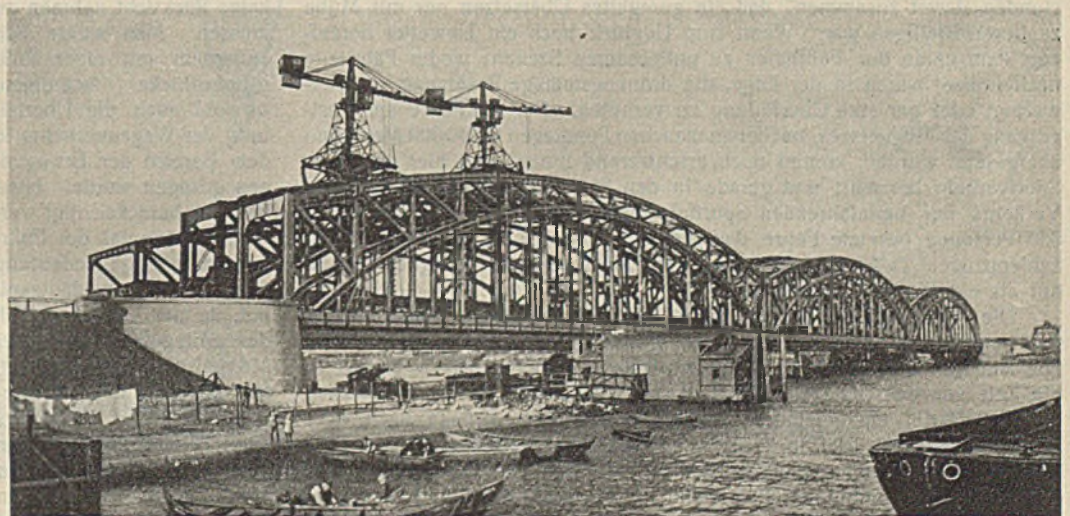


Abb. 11. Viergleisige Eisenbahnbrücke über die Norderelbe in Hamburg.

neuen und der bestehenden Brücke in der Form der Hauptträger erzielen lasse. Dadurch, daß die Stadt Hamburg der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft gestattete, ein Gleispaar vorübergehend über die städtische Freihafen-Elbebrücke zu führen, konnte die Eisenbahnbrücke unter Aufrechterhaltung des viergleisigen Betriebes umgebaut werden. Die neuen

Überbauten wurden unter Benutzung der alten Überbauten als Montagegerüste zusammengebaut. Auf diese Weise wurde die Elbe von Gerüsteinbauten ganz freigehalten. Die Arbeiten konnten daher auch den ganzen Winter durch weitergeführt werden. Die Stützweite der Überbauten beträgt 99,96 m. Baustoff: St 48. (Schluß folgt.)

### Der Bau des Fußgängertunnels unter der Spree in Berlin-Friedrichshagen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. La Baume, Magistratsbaurat.

#### 1. Vorgeschichte.

Zwischen Berlin und dem Städtchen Erkner durchfließt die Spree den in herrlicher Umgebung gelegenen Müggelsee, der mit seinen reizvollen bewaldeten Ufern und seinem lebhaften Wassersportbetrieb ein beliebter Ausflugsort Berlins ist. Zwei Linien der Berliner Vorortbahnen — die Strecken nach Grünau und Erkner — ermöglichen neben mehreren Omnibus- und Straßenbahnlinien den Anmarsch in diese Gegend, die an Sonn- und Feiertagen das Ziel vieler Tausender ist. Nun befindet sich aber zwischen Erkner und Cöpenick, also auf einer Strecke von nahezu 13 km, kein fester Übergang über die Spree, so daß der Verkehr auf die Benutzung weniger Fähren angewiesen ist. Bei dem immer weiter steigenden Bedürfnis der Großstädter nach Bewegung in der freien Natur

deputation des Magistrats Berlin erneut an die Bearbeitung eines Brückenentwurfes heran, wählte aber als Übergang die jetzige Fährstelle und plante eine Fußgängerhängebrücke mit 14 m Durchfahrhöhe, in der Annahme, daß es der Masse der Segler möglich ist, eine derartige Brücke ohne Mast-

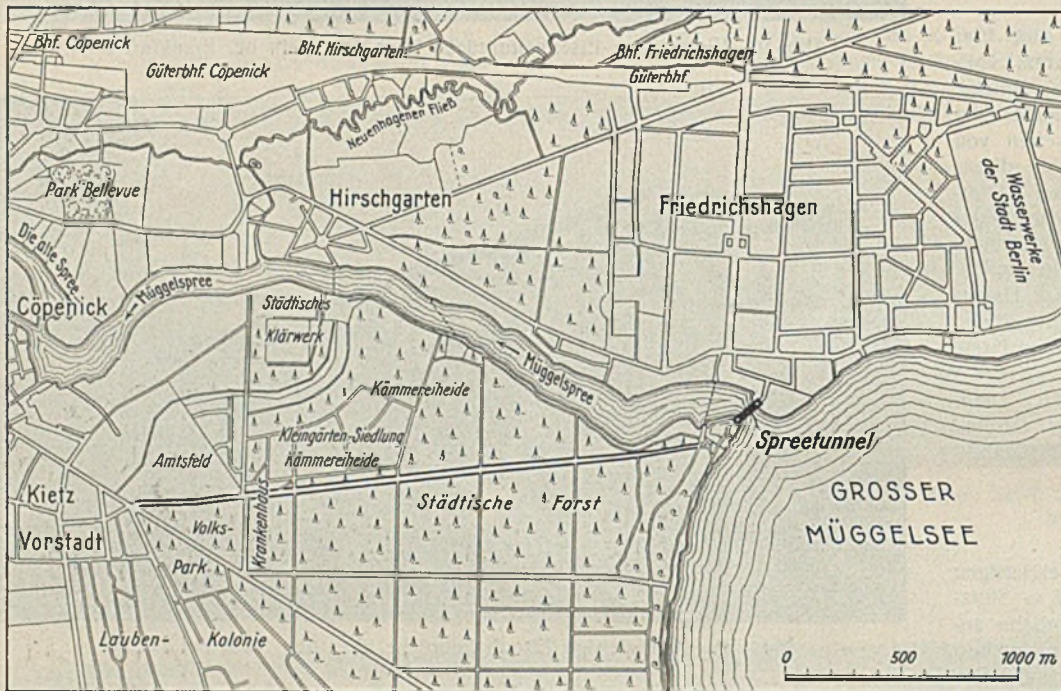


Abb. 1. Lageplan.

sind diese Fähren oftmals stark beansprucht und genügen dem gesteigerten Verkehr in keiner Weise. Soweit Abhilfe durch größere Fahrzeuge, maschinellen Betrieb usw. geschaffen werden konnte, ist dies geschehen, ohne daß ein befriedigender Zustand geschaffen wurde. An einigen Punkten drängten sich die Ausflügler besonders in den Abendstunden derart zusammen, daß ein geregeltes Übersetzen nur mit Mühe zu bewerkstelligen war. Wenn zum Unglück noch ein Unwetter heraufzog, kam es an den Fährhäfen zu unliebsamen Szenen; weder Fährleute noch Polizei waren in der Lage, die ordnungsmäßige Besetzung zu überwachen oder gar eine Überfüllung zu verhüten. Bei der Fähre am Westausgang des Müggelsees, bei der an manchen Sonntagen bis 40000 Menschen übersetzt wurden, kommt noch erschwerend hinzu, daß hier ein reger Sportverkehr herrscht; und gerade in den Stunden zusammengedrängten Verkehrs der heimfahrenden Sportfahrzeuge kreuzt die mit annähernd 300 Personen besetzte Fähre dauernd den Weg der Segler, Ruderer und Schleppzüge. Daß sich hier bisher kein Massenunglück ereignet hat, ist nur als ein Wunder anzusehen.

Die maßgebenden Stellen waren sich längst darüber klar, daß an dem erwähnten Westausgang zuerst Wandel geschaffen werden mußte. Die Anfänge der Entwürfe für einen festen Übergang gehen bereits in die Zeit vor dem Kriege zurück. Damals beabsichtigte die inzwischen in Groß-Berlin eingemeindete Stadt Cöpenick eine Brücke nach dem Muster der Abteibrücke in Treptow an derselben Stelle zu errichten, an der jetzt der Tunnel gebaut worden ist (Abb. 1). Der Entwurf stieß indessen auf den einmütigen Widerstand der Berufsschiffahrt und der Segler und scheiterte vollends durch den Ausbruch des Krieges. Als die Verhältnisse nach dem Kriege immer unhaltbarer wurden, ging die Tiefbau-

legen zu durchfahren. Auf die größeren Fahrzeuge, deren geringe Zahl für den Plan nicht ausschlaggebend sein konnte, glaubte man keine Rücksicht nehmen zu müssen. Man wollte sich außerdem mit einer Fußgängerbrücke begnügen, obwohl auch die Überleitung des Wagenverkehrs in den Bereich der Erwägungen gezogen wurde. Hierbei muß berücksichtigt werden, daß einmal der Fuhrverkehr geringe Bedeutung und Entwicklungsfähigkeit hat, da das Gebiet südlich des Müggelsees und der Müggelspree wenig bebaut, im übrigen aber Dauerwald ist, daß andererseits eine Fahrbrücke wegen der Rampenentwicklung nur eine Durchfahrhöhe von 4,50 m gestattet und dadurch den Segelsport vom

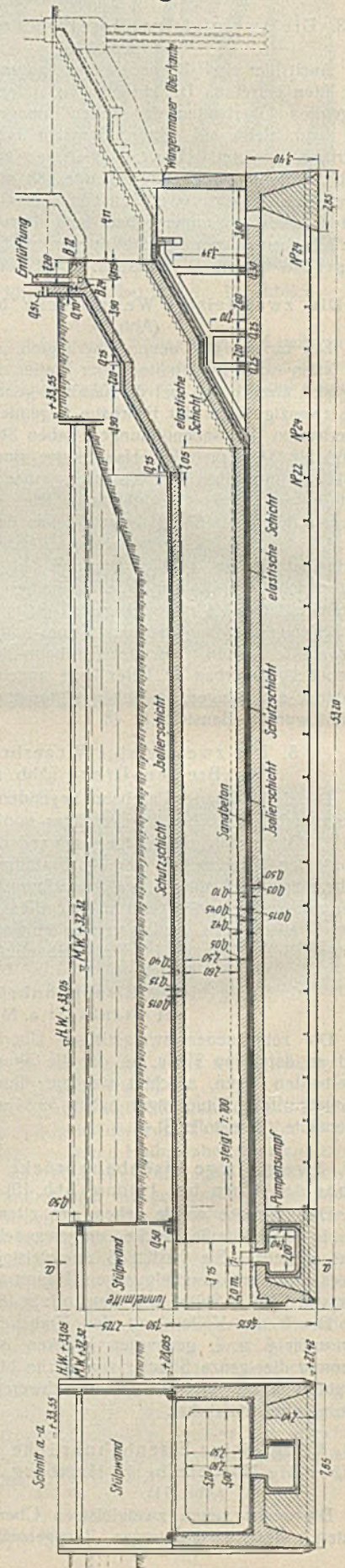


Abb. 3. Längsschnitt einer Tunnelhälfte.

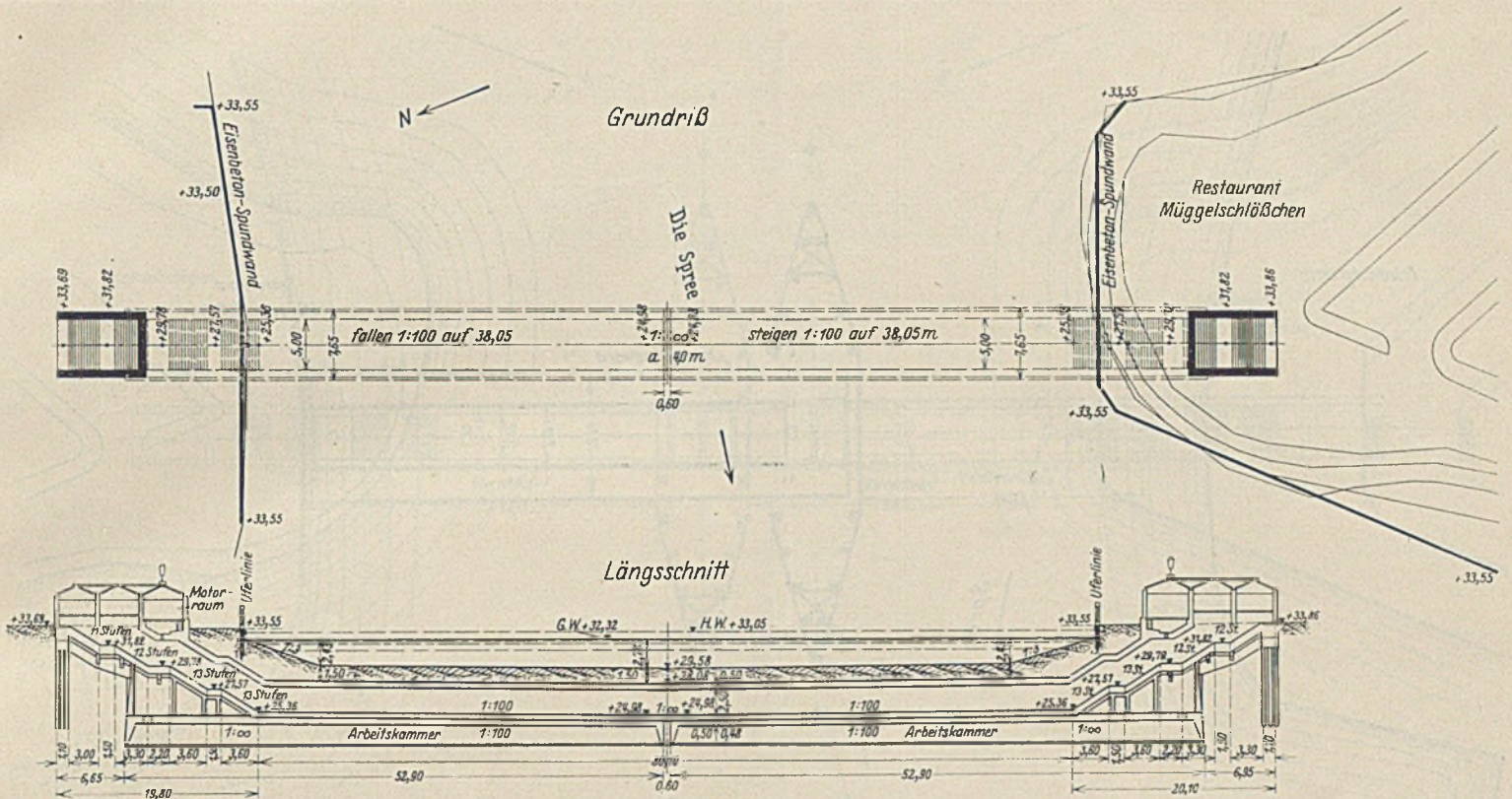


Abb. 2. Grundriß und Längsschnitt.

Müggelsee ganz abgeriegelt hätte. Die Fahrstelle eignete sich zudem nicht für eine Fahrbrücke; eine solche war nur weiter unterhalb im Zuge der Wilhelmstraße oder der Spreestraße möglich, sie hätte aber durch ihre Lage außerhalb des Hauptverkehrsuges der Friedrichstraße an Be-

deutung verloren; die Fußgänger hätten den etwa 1 km weiten Umweg gescheut, und es war zu befürchten, daß sich an der jetzigen Fahrstelle bald Leute genug fanden, die den Ausflüglern den Übergang ermöglichten. Das aber mußte unter allen Umständen vermieden werden. Danach

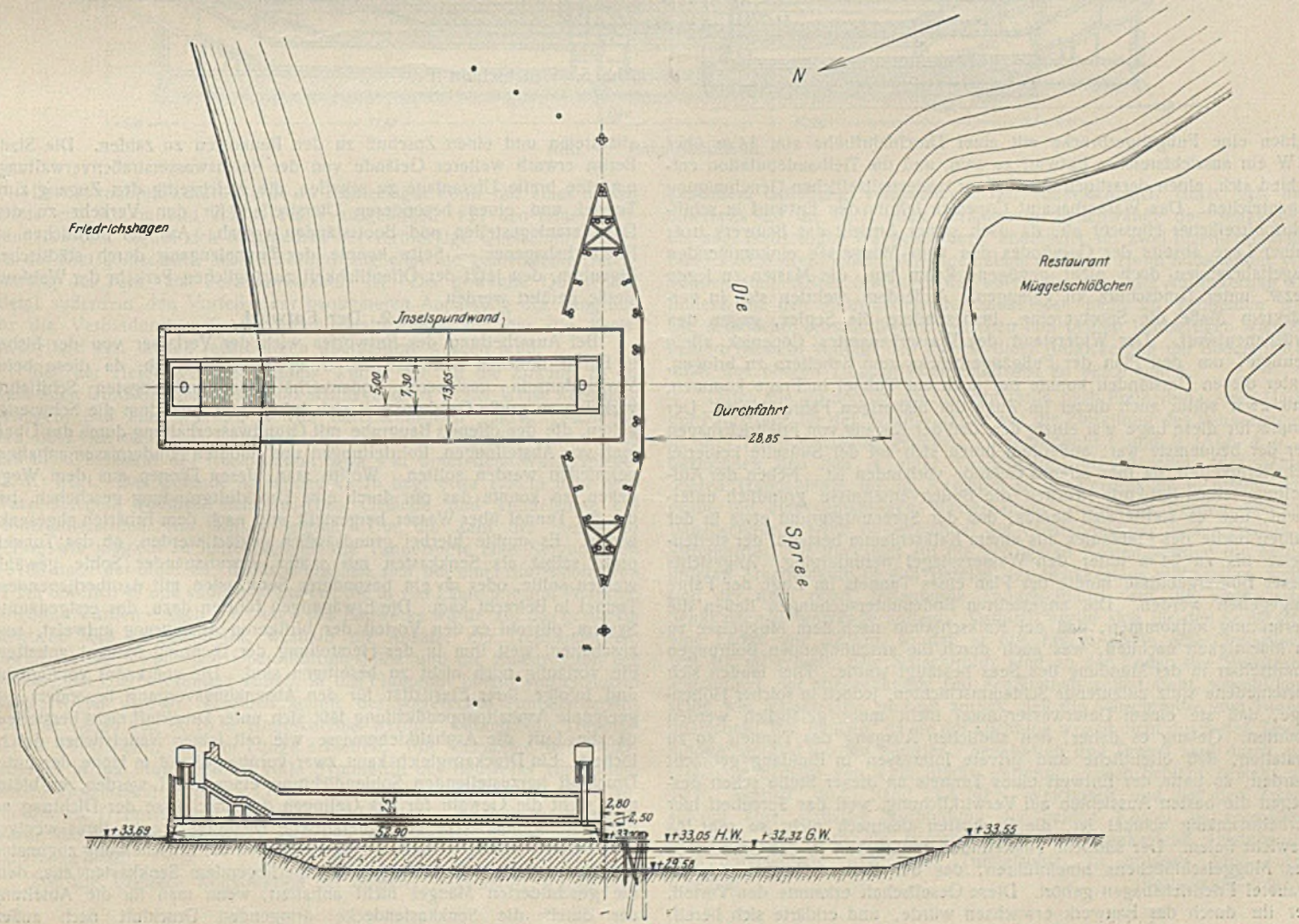


Abb. 4. Bauabschnitt I.

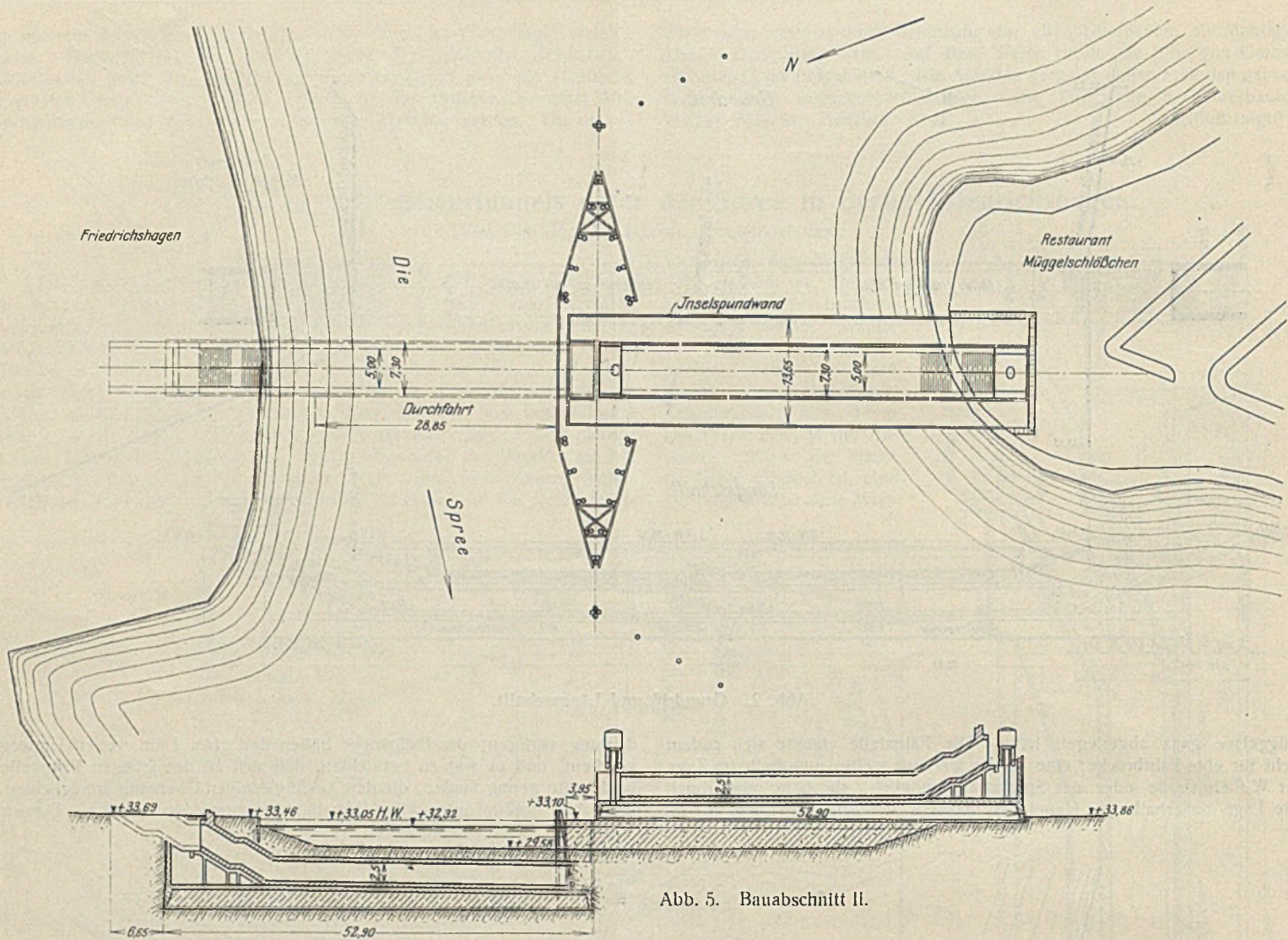


Abb. 5. Bauabschnitt II.

schien eine Fußgängerbrücke mit einer Durchfahrthöhe von 14 m über HW ein aussichtsreicher Entwurf zu sein, und die Tiefbaudeputation entschied sich, einen derartigen Entwurf zur landespolizeilichen Genehmigung einzureichen. Das Wasserbauamt Cöpenick lehnte den Entwurf in schiffahrtspolizeilicher Hinsicht ab, da nach seiner Ansicht das Bauwerk trotz seiner Lage abseits des Gemüdes den vom Müggelsee einkommenden Segelfahrzeugen doch nicht genügend Raum bot, die Masten zu legen bzw. unter Landschutz zu gelangen. Außerdem wehrten sich in verstärktem Maße die Sportvereine, insbesondere die Segler, gegen den Brückenentwurf. Der Widerstand des Wasserbauamtes Cöpenick allein genügte, um den Plan der Fußgängerbrücke zum Scheitern zu bringen. Unter diesen Umständen konnte nur noch ein Tunnel in Frage kommen, und zwar sollte auch dieser im Zuge der bisherigen Fähre liegen. Der Grund für diese Lage war einzig der, daß der Zugang von Friedrichshagen her der bequemste war; außerdem boten sich auf der Südseite keinerlei Schwierigkeiten, da hier offenes Gelände vorhanden ist. Neben der Aufstellung eines Entwurfs wurden die Bodenverhältnisse gründlich untersucht, und es stellte sich heraus, daß der Spreeuntergrund etwa in der halben Breite des Flußlaufes aus einem Kalkschlamm bestand, der stellenweise bis zu 24 m unter den Wasserspiegel herunterging. Angesichts dieser Bohrergebnisse mußte der Plan eines Tunnels im Zuge der Fähre aufgegeben werden. Die angestellten Bodenuntersuchungen ließen die Vermutung aufkommen, daß der Kalkschlamm nach dem Müggelsee zu an Mächtigkeit nachließ, was auch durch die anschließenden Bohrungen unmittelbar in der Mündung des Sees bestätigt wurde. Hier fanden sich verschiedene spitz zulaufende Schlammsschichten, jedoch in solcher Höhe, daß sie einem Untertunneltunnel nicht mehr gefährlich werden konnten. Gelang es daher, den südlichen Ausgang des Tunnels so zu gestalten, daß öffentliche und private Interessen in Einklang gebracht wurden, so hatte der Entwurf eines Tunnels an dieser Stelle schon deswegen die besten Aussichten auf Verwirklichung, weil das Spreebett hier verhältnismäßig schmal ist, die Baukosten demnach nicht so sehr ins Gewicht fielen. Der südliche Tunnelmund mußte nun in das Grundstück des Müggelschlößchens hineinführen, das der Ersten Genossenschaftsbrauerei Friedrichshagen gehört. Diese Gesellschaft erkannte den Vorteil, der ihr durch das Bauwerk erwachsen würde, und erklärte sich bereit, das für den Ausgang nach dem Walde zu erforderliche Gelände kostenlos

abzutreten und einen Zuschuß zu den Baukosten zu zahlen. Die Stadt Berlin erwarb weiteres Gelände von der Reichswasserstraßenverwaltung, um eine breite Uferanlage zu schaffen, die gleichzeitig den Zugang zum Tunnel und einen besonderen Uferstreifen für den Verkehr zu den Dampferanlegestellen und Bootsständen vorsah. Auf der nördlichen — Friedrichshagener — Seite konnte der Tunnelzugang durch städtisches Eigentum, den jetzt der Öffentlichkeit zugänglichen Park in der Waldowstraße geführt werden.

## 2. Der Entwurf.

Bei Ausarbeitung des Entwurfes wich der Verfasser von der bisher in Berlin üblichen Bauweise der Untertunneltunnel ab, da diese beim Vorhandensein unsicherer Bodenverhältnisse und regsten Schiffsverkehrs zu große Gefahren mit sich bringt und außerdem die Schwierigkeiten, die der offenen Baugrube mit Grundwasserhaltung durch das Übermaß von Absteyfungen, Rohrleitungen und anderen Hindernissen anhaften, vermieden werden sollten. Wollte man diesen Dingen aus dem Wege gehen, so konnte das nur durch eine Druckluftgründung geschehen, bei der der Tunnel über Wasser hergestellt und nach dem Erhärten abgesenkt wurde. Es mußte hierbei grundsätzlich geklärt werden, ob das Tunnelprofil selbst als Senkkasten mit später einzubauender Sohle gewählt werden sollte, oder ob ein besonderer Senkkasten mit darüberliegendem Tunnel in Betracht kam. Die Erwägungen führten dazu, das erstgenannte System, obwohl es den Vorteil der billigeren Ausführung aufweist, auszuschalten, weil ihm in der Herstellung der Dichtung Mängel anhaften, die vorläufig noch nicht zu beseitigen sind. Die anerkannt vorzügliche und infolge ihrer Elastizität für den Absenkungsvorgang besonders gut geeignete Asphaltpappdichtung läßt sich unter Druckluft nicht herstellen, da die Luft die Asphaltklebmasse wie mit feinen Nadelstichen durchlöchert. Ein Druckausgleich kann zwar vorübergehend in Höhe der unteren Druckluft herzustellenden Sohlendichtung eingerichtet werden, er bietet aber nicht die Gewähr für das Gelingen der Anschlüsse der Dichtung an die Seitenwände. Da eine metallische Dichtung wegen ihres weniger elastischen Verhaltens nicht in Frage kam, fiel die Entscheidung zugunsten des Systems eines Tunnels mit darunterliegendem Senkkasten aus, denn die geschilderten Mängel nicht anhaften, wenn man für die Ableitung der durch die Senkkastendecke dringenden Druckluft nach außen Sorge trägt.

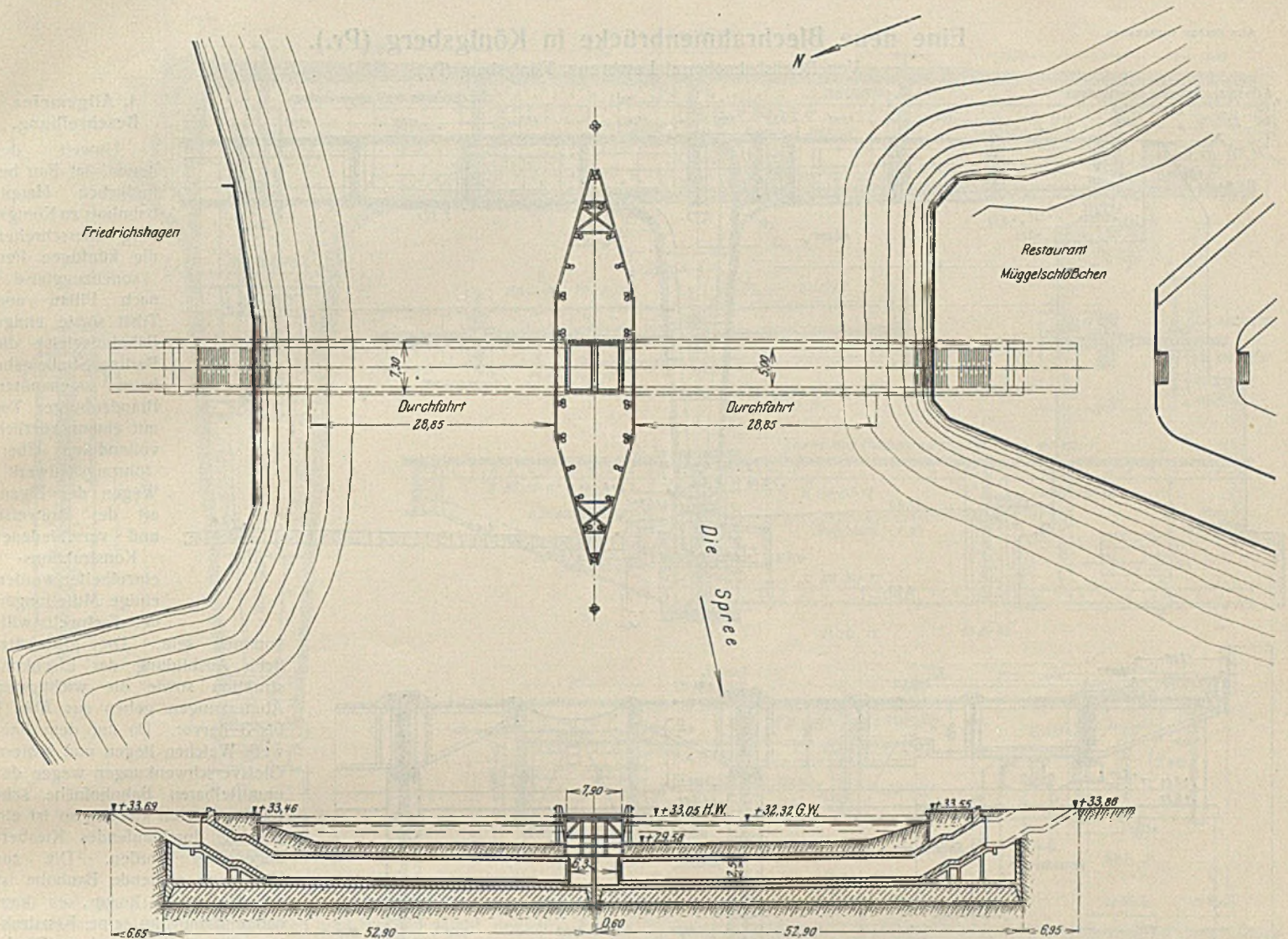


Abb. 6. Bauabschnitt III.

Der Tunnelquerschnitt wurde in rechteckiger Form mit einer lichten Weite von 5,00 m und 2,50 m Höhe ausgebildet. Für den reinen Fußgängerverkehr eignet sich naturgemäß der rechteckige Querschnitt besser als der Kreisquerschnitt, dessen Bestimmung eher die gemeinsame Durchführung des Fahr- und Personenverkehrs ist. Der gewählte Querschnitt bietet außerdem den Vorteil einer bequemeren Anpassung der Baugrube für die Verbindung mehrerer Tunnelbauabschnitte, bei der der Kreisquerschnitt erst in den rechteckigen übergeführt werden muß.

Bei der Tiefenlage des Tunnels wurde der für die Zukunft zu erwartenden Durchführung des 1000-t-Schiffsverkehrs in der Weise Rechnung getragen, daß eine Wassertiefe von durchschnittlich 2,50 m geschaffen und dem Bauwerk eine Überschüttung von 1,50 m gegeben wurde, so daß die Oberkante der Konstruktion etwa 4 m unter dem Wasserspiegel (G.W.) liegt. Das Gelände an beiden Ufern liegt etwa 1,50 m über dem Wasserspiegel, wodurch sich zwischen Gelände und Tunnelsohle ein Höhenunterschied von 8,40 m ergibt. Um die Zahl der Stufen so gering wie möglich zu halten, erhielt die Tunnelsohle eine Neigung von 1:100 nach der Mitte zu; dadurch ergaben sich bei einer Stufenhöhe von 17 cm nördlich 49 und südlich 50 Stufen, die in vier Läufe mit drei Podesten eingeteilt wurden. Auch die Länge des Bauwerks wurde auf das geringste mögliche Maß eingeschränkt, weshalb die Ansätze der Treppendecken, soweit es die festgesetzte Überschüttungshöhe und die Konstruktion der senkrechten Uferbefestigung zuließ, in das Flußprofil hinein vorgeschoben wurden (Abb. 2 u. 3). Dadurch konnte der wagerechte Tunnelabschnitt auf eine Länge von 80,10 m eingeschränkt werden, während die Treppentritten 19,80 bzw. 20,10 m Länge erhielten. Mit Ausnahme des Unterschiedes in der Stufenzahl ist volle Symmetrie des Bauwerks vorhanden, dessen Gesamtlänge sich zu 120 m ergibt. Um bei der fortlaufend angeordneten Treppenanlage die Decke nicht gedrückt erscheinen zu lassen, wurde der senkrechte Abstand zwischen Stufennasenlinie und Decke zu 2,50 m gewählt.

Für die tragende Konstruktion der oberen Treppenläufe wurde eine

besondere Gründung vorgesehen. Der Tunnelschlauch stützt sich hier einerseits auf die nach oben verlängerten Seitenwände der Senkkasten, die sog. landseitigen Wangenmauern, andererseits auf zwei Eisenbetonpfahlbündel zu je drei Pfählen, die durch einen kräftigen Holm miteinander verbunden sind. Diese Maßregel war notwendig, weil die Auflockerung des Bodens an den Stirnwänden der Senkkasten nicht zu vermeiden war. Die senkrechte Abschlußwand zwischen den beiden landseitigen Wangenmauern (Abb. 3) verfolgt den Zweck, diese Auflockerung der Bodenmassen unter den oberen Treppenläufen möglichst zu beschränken.

Durch die Forderung der Strombehörde nach Freihaltung einer Hälfte der Fahrstraße für den Schiffsverkehr war die Einteilung des Bauvorganges in drei Hauptabschnitte gegeben. Bauabschnitt I und II (Abb. 4 u. 5) bezeichnen den Bau je einer Tunnelhälfte mit Ausnahme der beiden oberen Treppenläufe, die im Anschluß an die Versenkung in offener Baugrube mit einer einstufigen Wasserhaltung ausgeführt werden konnten. Bauabschnitt III (Abb. 6) bezeichnet die Verbindung der beiden Hälften in Strommitte. Mit Rücksicht auf die geringeren Kosten wurden die beiden unteren Treppenläufe in den Bereich des Senkkastens einbezogen, wobei sich der nach oben verlaufende Tunnelschlauch auf die verlängerten Senkkasten-Seitenwände auflegt. Dadurch ergibt sich für den Senkkasten eine Länge von 52,9 m, so daß er mit 7,65 m Breite eine Grundfläche von 405 m<sup>2</sup> erhielt. Die Schachttrohre sind an den Enden der Senkkasten angeordnet, der abzusenkende Teil des Tunnels selbst steht, sowohl landseitig wie wasserseitig, so weit zurück, daß die Schachttrohre vom Tunnelquerschnitt frei bleiben, da sie der Dichtung wegen nicht durch den Tunnel hindurchgeführt werden konnten. Senkkasten und Tunnel sind durch eine elastische Schicht von 3 cm Stärke getrennt. Diese Schicht besteht aus 40 % Asphalt, 40 % Sand und 20 % Weichpech und hat den Zweck, sowohl eine statische Verbindung der beiden Körper zu vermeiden, als auch die durch die Formänderung des Senkkastens entstehenden Druckunterschiede unter der Tunnelsohle zu mildern oder auszugleichen. (Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

# Eine neue Blechrahmenbrücke in Königsberg (Pr.).

Von Reichsbahnoberrat Lewerenz, Königsberg (Pr.).

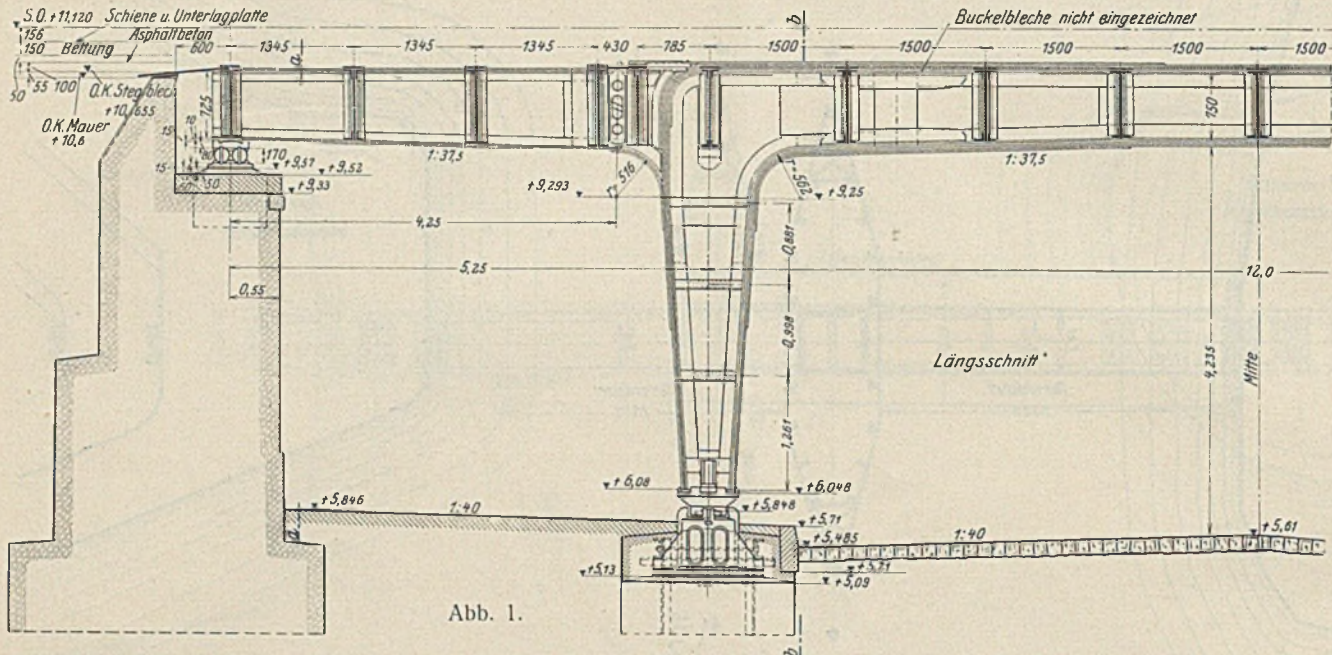


Abb. 1.

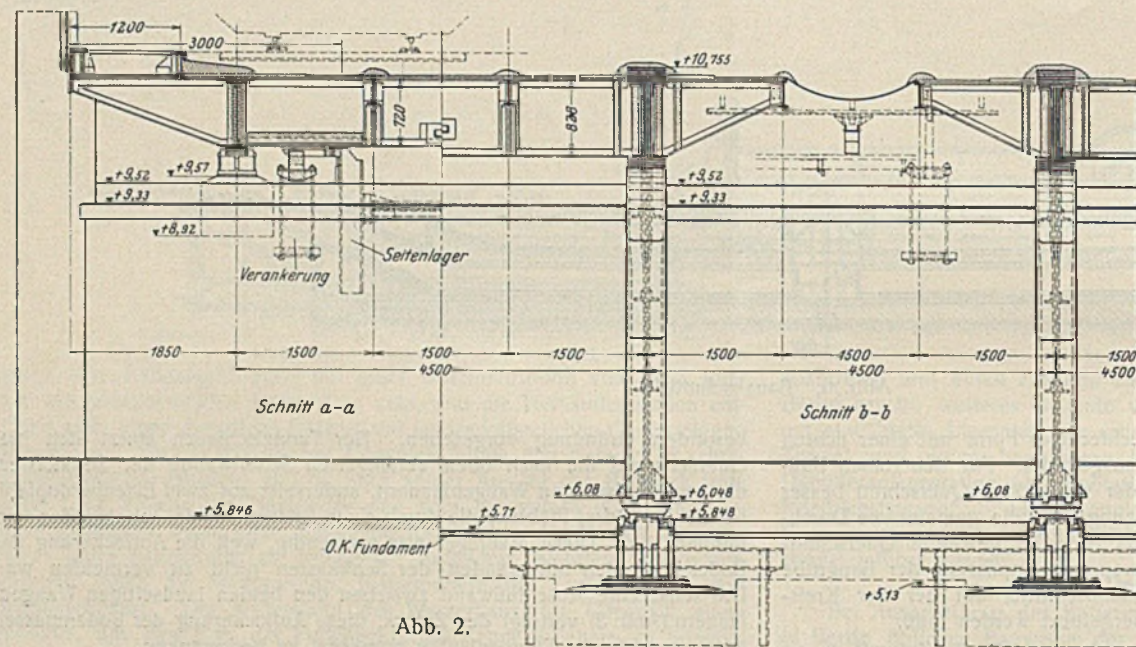


Abb. 2.

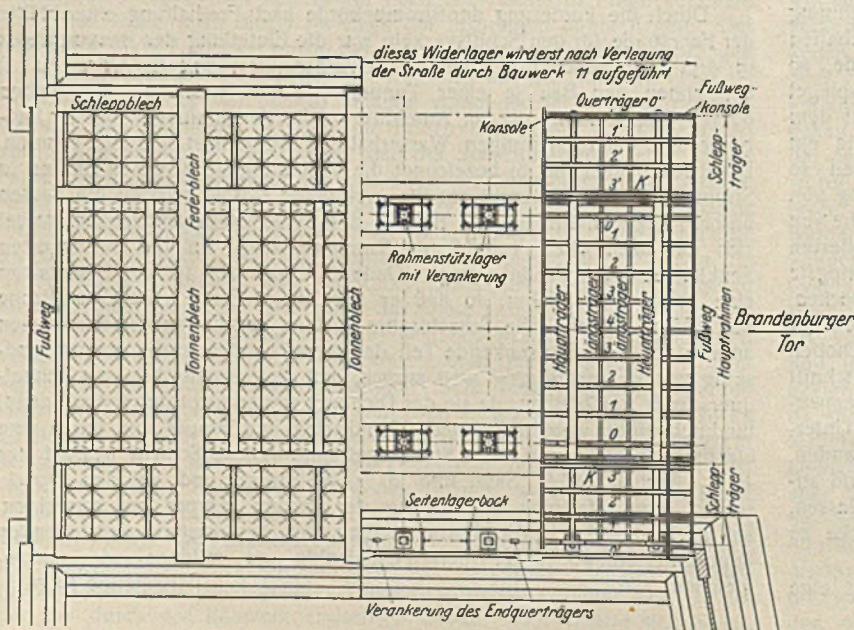


Abb. 3.

## I. Allgemeine Beschreibung.

Unweit des neuen, im Bau befindlichen Hauptbahnhof zu Königsberg überschreiten die künftigen Personenzuggleise nach Pillau und Tilsit sowie einige Bahnhofsgleise die Berliner Straße nahe beim sogenannten Brandenburger Tor mit einem kürzlich vollendeten Überführungsbauwerk. Wegen der Eigenart der Bauweise und verschiedener Konstruktions-einzelheiten werden einige Mitteilungen der Fachwelt willkommen sein.

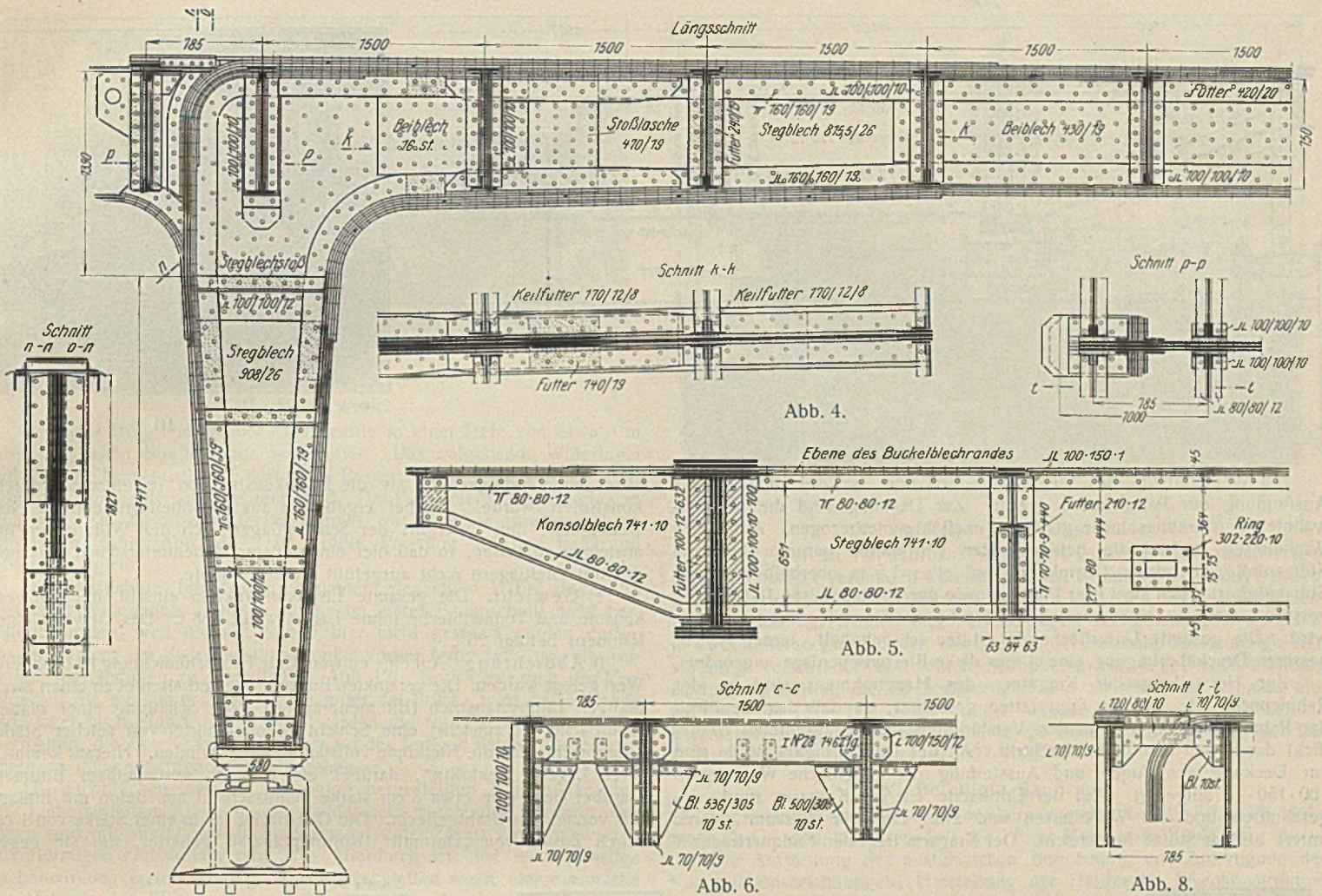
Die grundsätzliche Ausbildung der Eisenkonstruktion sowie die wichtigsten Abmessungen gehen aus Abb. 1 bis 3 hervor. Da auf dem Bauwerk Weichen liegen und spätere Gleisverswenkungen wegen der unmittelbaren Bahnhofsnähe sehr leicht eintreten können, so ist ein allseitig durchlaufendes Kiesbett angeordnet worden. Die zur Verfügung stehende Bauhöhe ist außerordentlich knapp, es kam daher darauf an, eine Konstruktion mit möglichst geringer Blechträgerhöhe zu wählen. Hierzu eignet sich u. a. besonders das System der Rahmenträger, bei dem man hier mit einer Stegblechhöhe in Riegelmitte von 75 cm (= 1/10 der Stützweite) auskommt. Zur Erzielung möglichst steifer Rahmenecken nimmt die Stegblechhöhe nach den Stützen hin etwas zu, wobei die Unterkante des Riegels sich ungefähr nach dem Quergefälle des Straßendammes richtet. Gleichzeitig wird dadurch dem Schönheitsempfinden Rechnung getragen. Im ganzen sind acht solcher Rahmen errichtet worden. Je zwei davon bilden einen zusammenhängenden Überbau, wobei sich das Fahrbahnrippen in üblicher Weise aus Quer-, Längsträgern und Buckelplatten zusammensetzt. Der Raum zwischen je zwei Überbauten wird durch Tonnenbleche ausgefüllt, die infolge ihrer elastischen Nachgiebigkeit von einer ungleichmäßigen Belastung der einzelnen Überbauten nicht ungünstig beeinflusst werden können.

Die über den Bürgersteigen liegenden Überbauten sind als Schleppträger ausgebildet. Sie sind mit Kragarmen der Hauptrahmen gelenkig verbunden und haben auf den Widerlagern ihr bewegliches Auflager. Sie sind also statisch bestimmt gelagert, während die Hauptrahmen einfach statisch unbestimmt sind. Die beweglichen Lager auf den Widerlagern haben den Vorteil, daß oben keine Bremskräfte angreifen können, diese werden vielmehr durch die tiefliegenden Fußgelenke der Hauptrahmen auf die Zwischenpfeiler übertragen, und zwar auf jeden Pfeiler zur Hälfte.

Das feste Gelenk, das den Schleppträger mit dem Rahmen verbindet, besteht aus einem Stahlgußhängependel, das nur senkrechte Lasten überträgt, und einem in der Buckelblechebene liegenden Federblech, das überall fest vernietet ist und nur wagerechte Lasten überträgt. Diese Lösung hat einmal den Vorteil, daß an den Gelenken keine Unterbrechung der Fahrbahn-

...





tafel und des Kiesbettes nötig wird, denn solche Unterbrechungen sind bekanntlich schlecht zu unterhalten und werden leicht undicht. Ferner darf die steife Fahrbahntafel auf ihre ganze Länge zwischen den Widerlagern als liegender Blechträger für Windangriff und Schlingerkräfte aufgefaßt werden. Diese Kräfte werden daher allein auf die Widerlager übertragen. Die Rahmenstützen werden durch Wind- und Seitenkräfte nicht beansprucht, je zwei im gleichen Bürgersteig stehende Stützen eines Überbaues brauchen daher nicht miteinander zu biegesteifen Querrahmen verbunden zu werden, wodurch eine erhebliche Konstruktions-schwierigkeit vermieden wird. Die Auflagerkräfte des Windträgers werden nicht von den Rollenlagern aufgenommen, sondern durch Vermittlung der Endquerträger auf besondere im Widerlager tief verankerte Seitenlager übertragen.

Bei einseitiger Belastung der auf den Konsolen ruhenden Gleise unter gleichzeitiger Annahme, daß das Kiesbett zwischen je zwei Hauptrahmen vorübergehend ausgebaut ist, und bei ungünstig wirkenden Wind-, Schlinger- und Bremskräften können die Portalstützen und Endauflager negative Auflagerkräfte erhalten, die durch Verankerungen aufgenommen werden.

## II. Die Eisenkonstruktion.

Baustoff: Flußstahl 37.

Lastenzug: *N* der Berechnungsgrundlagen der Deutschen Reichsbahn.

a) Fahrbahn. Stützweite eines Rahmenträgers 12 m gleich acht Feldern zu 1,5 m Feldweite.

Gegenseitiger Abstand zweier Rahmenträger 4,5 m. Zwischen je zwei Rahmen eines Überbaues liegen zwei Längsträger (I 28) im Abstände von 1,5 m. Die zwischen den einzelnen Überbauten liegenden Längsträger werden von 1,5 m langen Konsolen getragen. Diese Konsolen sind mit den innen liegenden Querträgern am Obergurt durch kräftige Zugplatten verbunden, die den Rahmenträger derart durchdringen, daß sie unterhalb der zwei oberen Gurtplatten des Rahmenträgers liegen. Futterbleche füllen den zwischen zwei Zugplatten liegenden Raum unter den Rahmenkopfplatten aus (Abb. 4). Die Zugplatten liegen nicht unmittelbar auf den Querträgerwinkelleisen auf, sondern lassen einen Zwischenraum von der Buckelblechdicke (10 mm) frei, in den sich die Ränder der Buckelbleche hineinschieben. Diese lagern demnach unmittelbar auf den Winkelleisen der Querträger sowie den mit ihrer Oberkante bündig liegenden Längsträgern (Abb. 5). Die Querträger haben keine Kopfplatten erhalten.

Die zwischen den zusammenstoßenden Buckelblechen verbleibende Fuge wird, soweit sie nicht schon durch die Konsolzugplatten geschlossen ist, durch besondere Flacheisen gedeckt. Die über den Längsträgern liegenden Fugendeckplatten wirken gleichzeitig als Zuglaschen an den Anschlußstellen, jedoch lediglich zur Entlastung der auf Zug beanspruchten Anschlußniete. Eine Querschnittsverringerng der Längsträger ist nicht bezweckt, weil ein kleineres Profil wegen geringerer Flanschbreite nicht genügend Auflagerfläche für die Buckelblechränder bieten würde. Ein Windverband in der Ebene der Querträgeruntergurte ist nicht vorgesehen, statt dessen sind an den Enden der Längsträger kräftige Eckbleche eingebaut. Die übrigen Einzelheiten gehen aus Abb. 5 u. 6 hervor.

Die Fahrbahn der Schleppträger ist im wesentlichen ähnlich ausgebildet. Über dem Gelenk ist der besseren Federung wegen das Buckelblech durch ein 12 mm dickes Flachblech ersetzt.

b) Hauptträger (Abb. 4). Der Riegel des rahmenartigen Hauptträgers ist ein Blechträger bestehend aus 26 mm dickem Stegblech, Winkelleisen 160-160-19 und drei Paar Gurtplatten 20 mm dick. Die erste Gurtplatte des Obergurts ist aufgelöst in zwei Platten von je 10 mm Dicke, deren untere breiter ist als die übrigen Gurtplatten. Der überstehende Teil dient zur Auflagerung der Buckelbleche. Die Rahmen-ecke ist durch zwei 22 mm dicke Beibleche sowie durch eine vierte Gurtplatte verstärkt, die in der inneren Ausrundung des Obergurts eingelegt ist. Beim Querträger 1 sind außer den schon genannten Beiblechen noch zwei weitere Beilagen 16 mm dick vorhanden. In Riegelmitte finden wir Beilagen von 19 mm Dicke, die von Gurtwinkel zu Gurtwinkel reichen.

Zwischen den Querträgern 1 und 2 liegt ein Montagestoß. Die Decklaschen des Stegblechstoßes nehmen die ganze Stegblechhöhe ein und sitzen unmittelbar neben den oben erwähnten Beiblechen. Die Gurtwinkel endigen an den Stegblechdecklaschen, der dadurch entstehende Doppelstoß wird durch einen Deckwinkel gedeckt. Die erste Gurtplatte wird an der gleichen Stelle gestoßen wie das Stegblech. Die übrige Anordnung der Gurtplattenstöße und ihre Deckung geschieht in bekannter Weise gemäß Abb. 7.

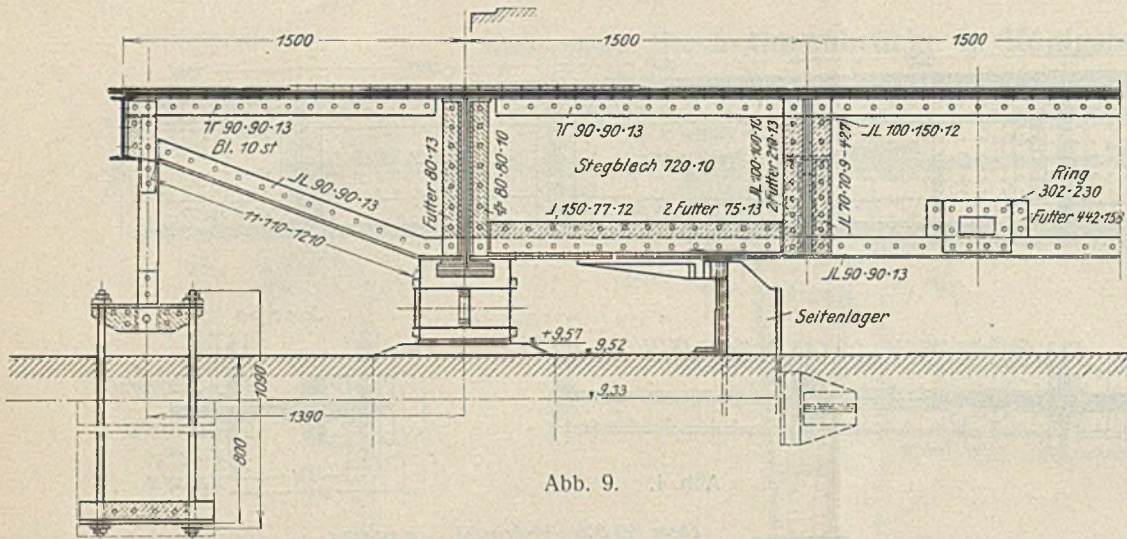


Abb. 9.

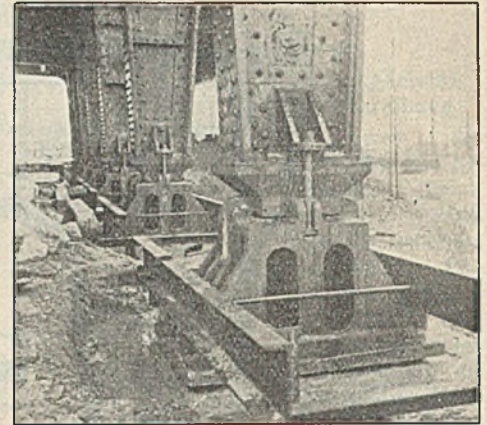


Abb. 10.

Ein Werkstattstoß des Stegbleches sitzt dort, wo die Stütze an die Ausrundung der Rahmenecke grenzt. Zur Deckung sind die oben erwähnten Verstärkungsbleche genügend weit heruntergezogen. Außer den Winkeleisen reichen die beiden ersten Gurtplatten herunter bis zum Stützenfuß. Die dritte Gurtplatte fängt etwa 1,5 m oberhalb an. Der Stützenfuß ist durch zwei Paar Platten sowie durch Winkeleisen 180·100·18 verstärkt, wodurch eine ausreichende Fläche zur Druckübertragung erzielt wird. Die gesamte Unterfläche der Stütze ist gehobelt, ferner ist zur besseren Druckübertragung eine 4 mm dicke Bleizwischenlage angeordnet.

Zur Herstellung der Kragarme des Hauptrahmens sind an der Rahmenecke die äußeren Gurtplatten geschlitzt, so daß das Stegblech der Rahmenecke mit den beiden Verstärkungsblechen (zusammen 70 mm dick) durch den Schlitz hindurchtritt. An der Durchdringungsstelle sind zur Deckung der Fugen und Aussteifung der Stegbleche Winkeleisen 100·150·14 aufgelegt. Auf der Unterseite ist der Kragarm rund ausgeschnitten und mit Winkeleisen und zwei Lamellen besäumt, deren untere bis zur Stütze herabreicht. Der Kragarm trägt den Endquerträger K

aber schon fertiggestellt, als die Eisenkonstruktion im einzelnen durchkonstruiert wurde. Hierbei ergab sich aus Schönheitsgründen die Notwendigkeit, den Untergurt der Schlepplträger nach den Widerlagern hin ansteigen zu lassen, so daß hier ein größerer Höhenunterschied entstand, der mit Gleitlagern nicht ausgefüllt werden konnte.

e) Gewicht. Die gesamte Eisenkonstruktion einschl. der Fußwegkonsole und Tonnenbleche (ohne Lager) wiegt 488 t. Das Gewicht eines Rahmens beträgt 26 t.

f) Abdichtung. Auf eine einwandfreie Fahrbahndichtung ist besonderer Wert gelegt worden. Die verzinkten Buckelplatten erhalten oben einen zweimaligen Lithosotanstrich (Bitumenpräparat). Zur Schaffung einer glatten Oberfläche ist zunächst eine Schicht Bitumenmörtel von solcher Stärke aufgebracht, daß die Nietköpfe vollständig verschwinden. Hierauf kommen zwei Lagen „Tektolith“, darüber ein Anstrich von heißem Bitumen. Darüber liegt eine etwa 3 cm starke Schutzschicht aus Beton mit Einlage aus verzinktem Drahtgeflecht. Die Oberfläche ist in einer Stärke von 1 cm durch Zusatz von „Duromit“ (Korundpräparat) gehärtet, um sie gegen

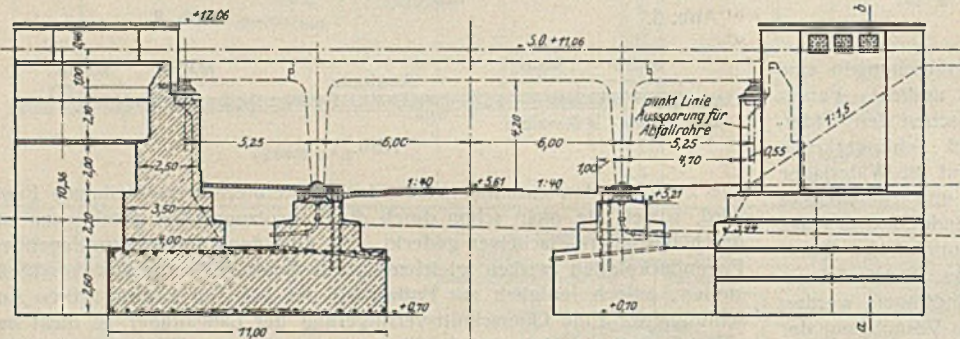


Abb. 11.

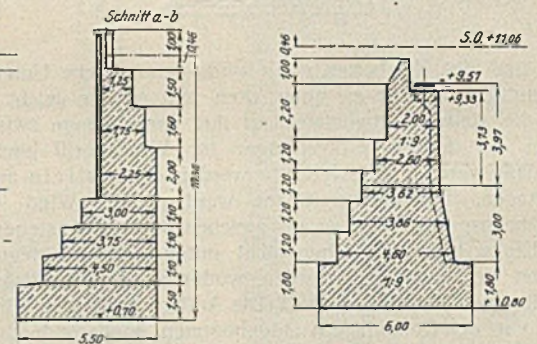


Abb. 12a.

und enthält im äußersten Teil das Bolzenloch für das Hängependel. Die Reibungsflächen sind zur Verhütung des Festrostens mit Messingblech belegt.

Die Fahrbahntafel hat an der Stelle, an der sie von den äußeren Gurtplatten des Rahmens geschnitten wird, eine Öffnung, die durch einen aufzuschraubenden genau eingepaßten kastenförmigen Deckel geschlossen wird (Abb. 8).

c) Schlepplträger. Die Hauptträger sind Blechträger mit zwei Gurtplattenpaaren, die oberen Gurtplatten reichen über die ganze Trägerlänge. Die Einzelheiten bieten nichts Besonderes (Abb. 1). Die über dem Widerlager liegenden Endquerträger tragen an ihren Konsolenden Flacheisenanker zur Aufnahme negativer Kräfte, die bei einseitiger Belastung des gegenüberliegenden Konsols auftreten können (Abb. 9). An den Randüberbauten, wo die Fußwegkonsolen liegen, lassen sich diese Anker nicht anbringen. Zur Verhinderung des Aufkippens sind hier die Fußwegkonsolen mit künstlichem Ballast (Beton mit eingelegten Eisenbaren) versehen.

d) Lager. Die Hauptlager der Rahmenträger sind recht kräftig ausgebildet, sie enthalten einen Lagerzapfen mit kugelförmiger Druckfläche von 400 mm Halbmesser. Das Unterteil ist zur Aufnahme negativer Kräfte durch Vermittlung von kranzartig herumgelegten Trägern mit dem Fundament verankert. Es enthält oben zwei Aussparungen, in die die Köpfe der den oberen Lagerteil fassenden Bolzen passen (Abb. 10). Gegen unbefugten Eingriff sind die Bolzen durch abnehmbare Blechhauben geschützt.

Die beweglichen Lager auf den Widerlagern sind als Rollenlager ausgebildet. Zwar hätten auch Gleitlager genügt. Das Mauerwerk war

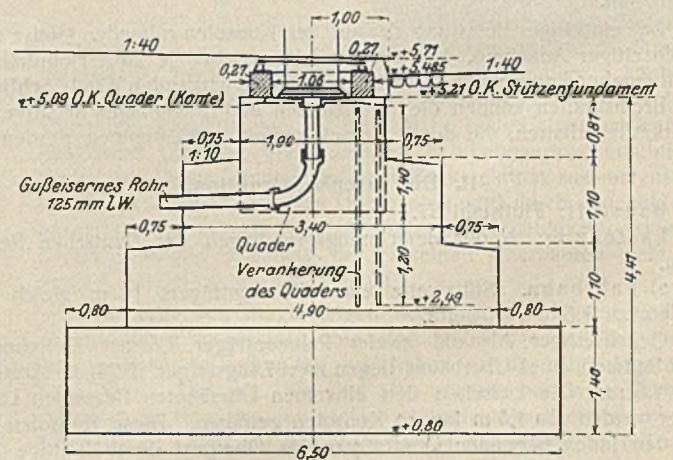


Abb. 12b.

Beschädigungen durch die Stopfhacke widerstandsfähig zu machen. Die gesamte Dichtungsschicht hat über den Nietköpfen eine Dicke von nur 4 cm. Die aus Beton hergestellten Fußwege sind gleichfalls mit „Tektolith“ und darauf mit einer Lage Duromitbeton abgedeckt.

Die Fahrbahn wird in üblicher Weise durch Quer- und Längsrinnen entwässert, die Abfallrohre sitzen in Aussparungen der Widerlager, und zwar dort, wo die Dehnungsfugen angeordnet sind.

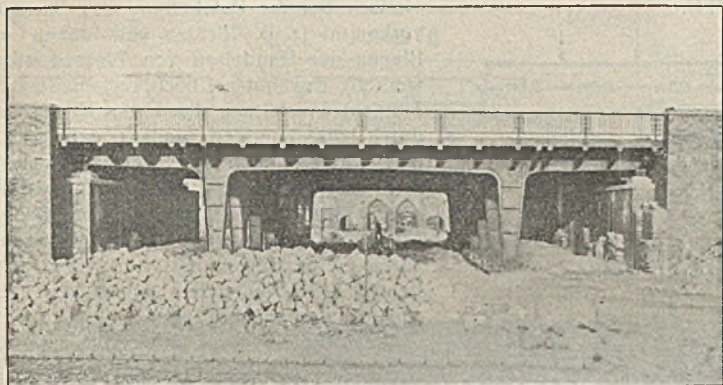


Abb. 13.

### III. Mauerwerk.

Der feste Baugrund (grober Kies) wurde in einer Tiefe von etwa 4 m unter der neuen Straßenkrone angetroffen. Das aufgehende Widerlager wird günstig beansprucht, da dort keine Bremskräfte und nur geringe senkrechte Auflagerkräfte aufzunehmen sind. Das Fundament des Widerlagers hängt mit dem Zwischenpfeiler zusammen, was zu einer günstigen Querschnittsform führt (Abb. 11). Die größte Pressung auf den Baugrund beträgt  $2,5 \text{ kg/cm}^2$ .

Eine Ausnahme bildet das Fundament der einen Hälfte des nord-westlichen Widerlagers. Dieses konnte im ersten Bauabschnitt nicht hergestellt werden, weil die alte Straße hier nicht gesperrt werden durfte. Das Fundament der Zwischenstütze mußte vorher fertig sein, um die Aufstellung der Rahmen zu ermöglichen (Abb. 12). Nach Umlegung des Verkehrs auf die neu hergestellte Straße unter der Brücke wird das fehlende Widerlager hochgeführt, und hierauf werden die restlichen Schleppträgerüberbauten, die bereits fertig vernietet auf den fertigen Rahmenüberbauten lagern, in die endgültige Lage geschoben.

Die Sichtflächen des aus Kiesbeton hergestellten Mauerwerks sind mit dunkelvioletten Klinkern aus Muldenstein verblendet worden. Die Fugen sind mit Mörtel aus Hochofenzement unter Zusatz eines schwarzen pulverförmigen Farbstoffs verstrichen. Hierdurch ist eine recht günstige Flächenwirkung erzielt worden. Die Abdeckplatten sowie einige einfache Zierstücke in den Flügelmauern sind aus grauem Kunststein gefertigt.

Der Gesamteindruck des fertigen Bauwerks ist schönheitlich außerordentlich befriedigend (Abb. 13).

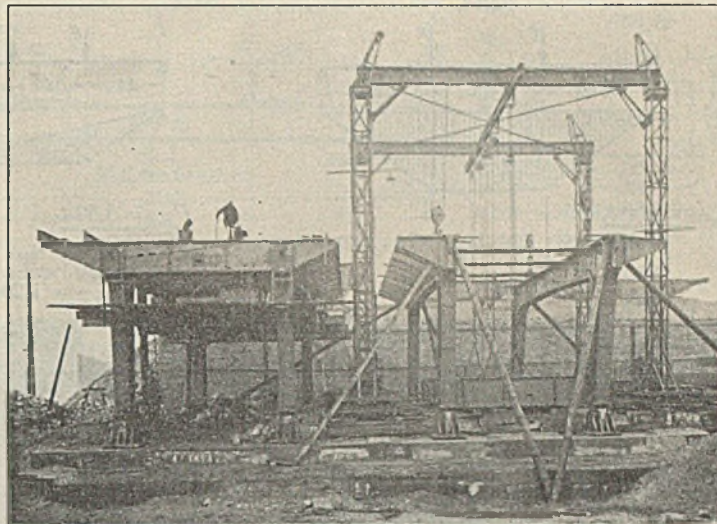


Abb. 14.

### IV. Aufstellung des Überbaues.

Hierzu wurden vier fahrbare Gittermaste verwendet, die durch Träger oben miteinander verbunden waren und durch Drahtseile verankert wurden. Die 26 t schweren Rahmen wurden auf dem Erdboden liegend zusammengenietet und mit Winden und Flaschenzügen hochgezogen. Zwischen je zwei Rahmen wurde unten das Gerippe der Fahrbahn zusammengesetzt, vorläufig verschraubt und durch Spannketten in der Diagonalrichtung zusammengehalten, hierauf hochgezogen und zwischen die Rahmen eingefügt (Abb. 14). Die Schleppträger wurden auf dem anschließenden Bahndamm fertiggestellt und dann in die richtige Lage geschoben. Die Aufstellung fand im Winter 1926/27 statt.

### V. Beteiligte Baufirmen.

Die Maurerarbeiten führte zum überwiegenden Teil die Firma Ph. Holzmann A.-G., zum kleineren Teil die Firma Meißner in Königsberg aus.

Die Anfertigung der ausführlichen Berechnung und Anfertigung der Konstruktionszeichnungen, Herstellung der Hälfte der Eisenkonstruktion sowie die gesamte Aufstellung lag in den Händen der Uniongießerei A.-G., Königsberg, die andere Hälfte der Konstruktion ist von der Donnersmarkhütte i. O.-S. geliefert worden.

## Beitrag zur Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit einfacher und durchlaufender Balkenträger aus Baustahl St 37 und aus Holz.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. Maier-Leibnitz, Stuttgart.

Die Querschnittsmaße eines einfachen und eines durchlaufenden Balkens von auf seine ganze Länge gleichbleibendem Querschnitt werden heute noch allgemein so bestimmt, daß eine für beide Fälle gleich groß angenommene zulässige Beanspruchung weder an der Stelle des größten Feldmoments noch an der des größten Stützenmoments überschritten wird. Beim durchlaufenden Träger werden die Biegemomente unter Anwendung der Elastizitätslehre, bei der Proportionalität zwischen den Beanspruchungen und Dehnungen vorausgesetzt wird, gefunden. Es gelten also immer noch die Grundsätze, die von Otto Mohr (1860 und 1862) in seiner klassischen Abhandlung über den kontinuierlichen Balken<sup>1)</sup> ausgesprochen worden sind. Er weist dort nach, daß die für die Bemessung des durchlaufenden Balkens maßgebenden Biegemomente in höchst empfindlicher Weise von der Stützenlage abhängig sind, insbesondere von der Höhenlage der Stützen. Er macht auf die Möglichkeit des Momentenausgleichs durch Änderung der Stützenlage aufmerksam und warnt eindringlich vor den schädlichen Folgen zufälliger Änderungen der Stützenhöhen. Er sagt, daß seine Untersuchung zeige, daß der Vorteil des durchlaufenden Balkens von Bedingungen abhängt, die praktisch unerfüllbar sind. Die von Otto Mohr in seiner zuerst „Beiträge zur Theorie der Holz- und Eisenkonstruktionen“ genannten Abhandlung ausgesprochenen Bedenken haben zwar die Verwendung des durchlaufenden Balkens im Eisenbetonbau, obgleich Mörsch in seinem Werke „Der Eisenbetonbau“ (5. Auflage, 1. Band, 2. Hälfte, S. 316) auf Grund von Versuchen die Momentenverteilung nach der Elastizitätslehre als die zutreffende bezeichnet hat, nicht aufgehalten, wohl aber im Eisenbau und im Holzbau. Viele Konstrukteure, die im Eisenbau tätig sind, scheuen sich eingedenk der von Mohr und in anderen Lehrbüchern der Baustatik ausgesprochenen Bedenken vor der Anwendung des durchlaufenden Balkens

und ziehen ihm den einfachen Balken und den Gelenkträger vor, obgleich bei diesen Trägerarten die erfahrenen Konstrukteure schon lang bekannte Selbsthilfe des bildsamen Baustahls beschränkt ist. Charakteristisch ist ein Fall, den mir der Vorstand der Hochbauabteilung einer der größten deutschen Eisenbauanstalten erzählt hat. Das Mißtrauen einer Baupolizeibehörde gegen den durchlaufenden Balken war so stark, daß sie die Aufstellung eines im Entwurf vorgeschlagenen durchlaufenden Trägers bei der Ausführung in Einzelbalken gleichen Profils verlangte und durchsetzte.

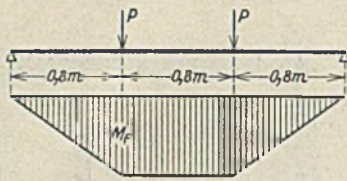
Um die Fragen zu klären, ob überhaupt der rechnerisch ermittelte Größtwert des Stützenmoments für die Tragfähigkeit durchlaufender Balken maßgebend ist und welchen Einfluß auf die Tragfähigkeit Stützensenkungen haben, ferner um zu zeigen, wie man wenigstens in einem Sonderfall die bisher nur gefühlsmäßig konstruktiv verwendete Selbsthilfe des Baustahls ihrem Wesen nach erkennen und wie man sie bei der Auswahl und bei der Querschnittsbemessung der Träger bewußt verwerten kann, ließ der Verfasser mit finanzieller Unterstützung der Württembergischen Gesellschaft zur Förderung der Wissenschaften durch die Materialprüfungsanstalt der Stuttgarter Hochschule (Leiter der Abteilung für das Bauwesen: Professor O. Graf, mit den Untersuchungen betraut: Ingenieur Brenner) die im folgenden, soweit für die Klärung der erwähnten Fragen nötig, beschriebenen Versuche durchführen. In dankenswerter Weise wurden die für die Versuche benötigten Träger und Holzbalken von der Maschinenfabrik Eßlingen kostenlos zur Verfügung gestellt.

### A. Versuche mit Baustahl.

Vorversuche, über die unten berichtet wird, ließen es als zweckmäßig erscheinen, bei den Versuchen je zwei durch Bindebleche miteinander verbundene I-Träger zu verwenden. Gewählt wurden II-Träger NP 16 mit einem rechnermäßigen  $F = 2 \cdot 22,8 \text{ cm}^2$  und einem rechnermäßigen  $W = 2 \cdot 117 \text{ cm}^3$ . Das Versuchsprogramm unter Verwendung dieser Werte und die Werte  $P_v$ , bei denen die einzelnen Träger tatsächlich versagt haben, d. h. für die praktische Verwendung unbrauchbar wurden, zeigt

<sup>1)</sup> O. Mohr, Abhandlungen aus dem Gebiete der Technischen Mechanik, 2. Auflage, Abhandlung IX. Berlin 1904. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Fall I.



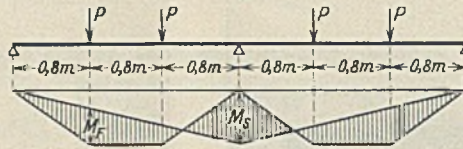
$$P_{zul} = 3,50 \text{ t,}$$

denn  $M_{max} = M_F = 0,8 \cdot 3,50 = 2,80 \text{ tm}$

$$\sigma = \frac{280}{234} = 1,20 \text{ t/cm}^2$$

$$P_v = 9,50 \text{ t; } \frac{P_v}{P_{zul}} = \frac{9,50}{3,50} = 2,72$$

Fall II.



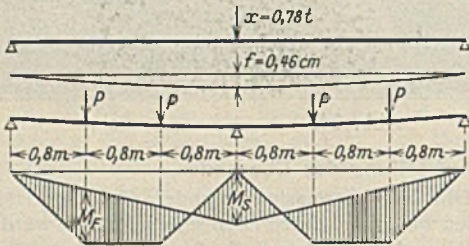
$$P_{zul} = 3,50 \text{ t}$$

denn  $M_{max} = M_S = -0,8 \cdot 3,50 = -2,80 \text{ tm}$

$$\sigma = \frac{280}{234} = 1,20 \text{ t/cm}^2$$

$$P_v = 13,10 \text{ t; } \frac{P_v}{P_{zul}} = \frac{13,10}{3,50} = 3,74$$

Fall III.



$$P_{zul} = 4,67 \text{ t,}$$

denn  $M_r = -\frac{4,67}{3,50} \cdot 2,80 + \frac{0,78 \cdot 4,8}{4} = -2,80 \text{ tm}$

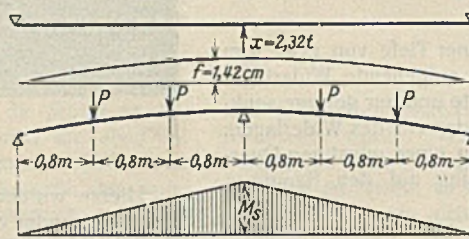
$$M_F = 0,8 \cdot 4,67 - \frac{1}{3} \cdot 2,80 = +2,80 \text{ tm}$$

$$\sigma = \frac{280}{234} = 1,20 \text{ t/cm}^2$$

$$P_v = 13,0 \text{ t; } \frac{P_v}{P_{zul}} = \frac{13,0}{4,67} = 2,78$$

Die Mittelstütze wird berührt bei  $P = 0,3625 \text{ t}$

Fall IV.



Bei  $f = 1,42 \text{ cm}$  ist  $x = 2,32 \text{ t}$  und dann ist

$$P_{zul} = 0, \text{ denn } M_S = \frac{2,32 \cdot 4,80}{4} = 2,80 \text{ tm}$$

$$\sigma = \frac{280}{234} = 1,20 \text{ t/cm}^2$$

$$P_v = 13,45 \text{ t; } \frac{P_v}{P_{zul}} = \frac{13,45}{0}$$

Die Außenstützen werden berührt bei  $P = 1,975 \text{ t}$

Zusammenstellung Nr. I. Vier Biegeversuche mit Doppelträgern II NP 16.

die Zusammenstellung Nr. I. Wie aus dieser hervorgeht, wurde die Stützweite der Balkenöffnungen durchweg zu  $l = 2,40 \text{ m}$  gewählt. Die Werte der zulässigen in den Drittelpunkten der Spannweiten wirkenden Lasten, die Werte  $P_{zul}$ , wurden unter der Annahme bestimmt, daß entsprechend der heute geltenden Berechnungsvorschrift die zulässige Beanspruchung von  $1,2 \text{ t/cm}^2$  nirgends überschritten wird. Damit ergibt sich im zweiten Belastungsfall, dem des durchlaufenden Trägers auf drei gleich hohen Stützen, derselbe Wert für  $P_{zul}$  wie im ersten Falle des einfachen Balkens, weil das Stützenmoment  $M_S$  des durchlaufenden Balkens (Fall II) gleich dem Feldmoment  $M_F$  des einfachen Balkens (Fall I) ist. Es fällt als wesentlich auf, daß im zweiten Falle  $P_v$  um 38% größer ist als im ersten Falle. Durch eine Senkung der Mittelstütze kann man eine Ermäßigung des Stützenmoments erreichen, z. B. wie es bei dem Falle III zugrunde gelegt ist, so weit, daß es gleich dem größten Feldmoment wird.<sup>2)</sup> Mit den eingeführten Bezeichnungen läßt sich das Stützenmoment von  $P \cdot l/3$  um  $P \cdot l/12$  auf  $P \cdot l/4$  ermäßigen, das Feldmoment ergibt sich dann, wie unmittelbar aus der Abbildung der Zusammenstellung Nr. I hervorgeht, zu  $P \cdot l/3 - 1/3 \cdot P \cdot l/4 = P \cdot l/4$ . Setzt man dieses Moment dem Moment gleich, das rechnermäßig zulässig ist, d. h. dem Moment von  $2,80 \text{ tm}$ , so erhält man im Falle III ein  $P_{zul} = 4,67 \text{ t}$ , wie auch die Zusammenstellung Nr. I zeigt. Die Momentenermäßigung an der Mittelstütze um  $P \cdot l/12 = 4,67 \cdot 2,40/12 = 0,934 \text{ tm}$  kann durch eine Senkung  $f$  der Mittelstütze hervorgerufen werden, die ihrerseits wieder durch eine Belastung des Gesamtbalkens von  $4,80 \text{ m}$  Stützweite in der Mitte durch eine Last  $X = 0,78 \text{ t}$  verursacht sein kann; denn dieser Last entspricht über der Mittelstütze ebenfalls ein Moment von  $0,78 \cdot 4,80/4 = 0,934 \text{ tm}$ .  $f$  ist, um unabhängig von den wechselnden Querschnittslasten und dem von  $E$  zu sein, durch einen Versuch bestimmt worden zu  $0,46 \text{ cm}$ . Bemerkenswert ist, daß  $P_v$  etwas kleiner ist als im Falle II und daß  $P_v/P_{zul}$  etwas größer ist als im Falle I.

Für das Verständnis der unten beantworteten Frage, worin im Falle II und im Falle IV die Selbsthilfe des Baustoffs zum Ausdruck kommt, ist die Feststellung wichtig, daß man die Senkungsmöglichkeit der Mittelstütze auch dadurch hätte erreichen können, daß man bei gleich hohen Stützen einen im unbelasteten Zustande nach oben gekrümmten Balken mit einer Überhöhung über der Mittelstütze von einem gleichen Betrag  $f$ , wie in der Zusammenstellung Nr. I unter III angegeben ist, verwendet hätte. Diese Überhöhung hätte man z. B. durch Kaltbiegen des Trägers mit Hilfe einer Biegemaschine erreichen können, also durch einen Arbeitsvorgang, der

<sup>2)</sup> Vergl. Hütte, Des Ingenieurs Taschenbuch, 25. Aufl., Bd. I, S. 631.

vielfach bei der Bearbeitung des Baustahls vorkommt (z. B. Richten von Stäben und Biegen der Rundisen von Eisenbetonbauwerken). Erwähnt sei noch, daß man zu der Momentenverteilung des Falles III auch dadurch hätte kommen können, daß man in den Gesamtbalken unter einem der Momentennullpunkte ein Gelenk eingeschaltet hätte. Diese Gelenklage gibt bei der gegebenen Belastung die für die Bemessung eines Gerberbalkens mit auf seine ganze Länge gleichbleibendem Querschnitt günstigste Momentenverteilung. Ein solcher Gelenkträger ist aber, wenn mit der Möglichkeit der Ungleichheit der Lasten  $P$  zu rechnen ist, weniger vorteilhaft als ein Träger nach der Anordnung III und damit, wie im folgenden nachgewiesen wird, auch nach der Anordnung II. Diese Bemerkung ist für die Entscheidung der Frage von Bedeutung, ob bei Pietten die Anordnung von Gelenken überhaupt vorteilhaft ist. Dabei ist zu berücksichtigen, daß durch die Einschaltung jedes Gelenks die Möglichkeit der Selbsthilfe künstlich unterbunden wird.

Im Falle IV sind Außenstützen um ein solches durch einen Versuch zu  $1,42 \text{ cm}$  ermitteltes Maß  $f$  gesenkt, daß über der Mittelstütze das der zulässigen Beanspruchung  $\sigma_{zul} = 1,2 \text{ t/cm}^2$  entsprechende Biegemoment von  $2,80 \text{ tm}$  erscheint, wenn man die Außenstützen in ihrer Lage festhält, ohne daß Lasten  $P$  auf den Träger wirken. In diesem Falle IV ist also  $P_{zul} = 0$ . Das durch Versuch ermittelte  $P_v$  ist größer als bei allen vorausgehenden Belastungsfällen. Schon aus dem Vorhergehenden geht hervor, daß die oben angegebene Fragestellung, die den Anlaß zur Durchführung der Versuche

gab, berechtigt war, wenn man noch die Tatsache berücksichtigt, daß das Versagen aller Träger nach Erreichen unzulässiger bleibender Formänderungen durch Ausweichen in der Nähe der Lastangriffspunkte stattgefunden hat.

Soweit die Antworten auf die beiden Fragen sich nicht schon aus dem Vorstehenden ergeben, finden sie sich in der folgenden Darstellung der einzelnen Versuche und ihrer Deutung.

Sämtliche Versuche wurden mit Hilfe der Prüfmaschine ausgeführt, die in Abb. 14 bis 16 der Schrift: C. Bach, Ingenieurlaboratorium und Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart, Stuttgart 1915, abgebildet ist. In dieser Maschine werden auf die zu prüfenden Träger Lasten so ausgeübt, wie wenn sie die Stützendrücke von Pendelstützen mit kugelgelenkigen Auflagern wären. Diese Art der Lastübertragung hindert die Träger nicht am seitlichen Ausweichen. Die Abmessungen der I-Träger wurden geprüft, und zwar dadurch, daß erstens die Trägerhöhen und die Breiten der Flansche eines jeden Stabes in mehreren Querschnitten gemessen wurden und daß zweitens von jedem Stab ein Querschnitt durch Abdruck auf Zeichenpapier übertragen wurde. Die Trägerabmessungen zeigen ziemlich große Abweichungen gegenüber den Normalwerten. Mit Hilfe dieses Abdrucks wurden die Fläche  $F$  und das Trägheitsmoment jedes Stabes bestimmt. Die ermittelten Werte sind im folgenden bei der Besprechung der einzelnen Versuche aufgeführt, ebenso wie die Mittelwerte der für die einzelnen Stäbe ermittelten Beanspruchungen  $\sigma_s$  an der oberen Streckgrenze. Zu deren Bestimmung wurden den Stäben nach dem Versuch an niederbeanspruchten Stellen, und zwar aus den Flanschen, Probestäbe entnommen (durchschnittlich vier für jeden Stab). Die oberen Streckgrenzen schwanken zwischen  $2,43 \text{ t/cm}^2$  und  $3,15 \text{ t/cm}^2$ . Es ist natürlich nicht anzunehmen, daß bei den einzelnen Stäben die ermittelten Streckgrenzen auf die ganze Länge gelten. Die Zugfestigkeit der Proben schwankt zwischen  $3,72$  und  $4,33 \text{ t/cm}^2$ , die Bruchdehnung bei einem  $l = 130 \text{ mm}$  zwischen  $29$  und  $27\%$ . Um bei den Versuchen das erste Eintreten der Fließfiguren und deren weiteren Verlauf verfolgen zu können, wurden die Träger mit einem Anstrich von Schlammkreide versehen (siehe die photographischen Abbildungen).

Versuch I. Der Versuchsträger, zu dem die Stäbe B und C verwendet wurden, ist abgebildet in Abb. 1, 1a, 1b und 1c, der Träger nach dem Versuch durch die Abb. 2. Für die Stäbe B und C gilt:

Stab	$F$ in $\text{cm}^2$	$J$ in $\text{cm}^4$	$W$ in $\text{cm}^3$	$\sigma_s$ in $\text{t/cm}^2$
B	21,6	902	112	3,05
C	21,7	891	110	2,83

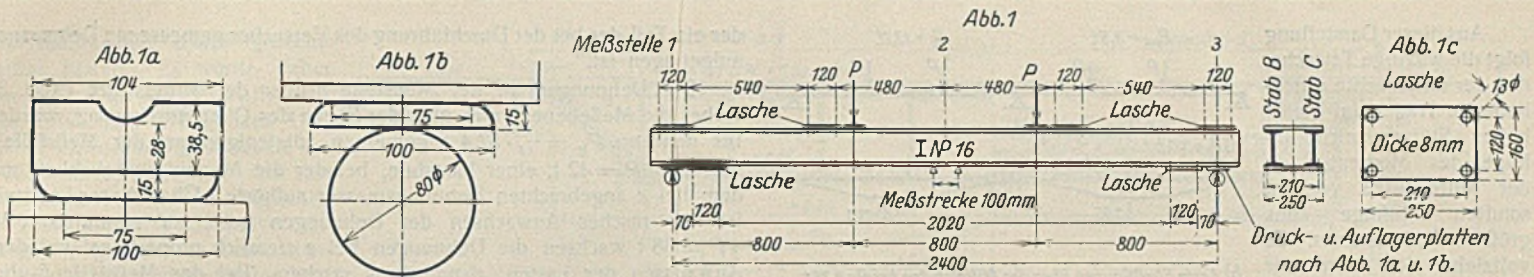


Abb. 1, 1a bis c. Versuchsträger I.

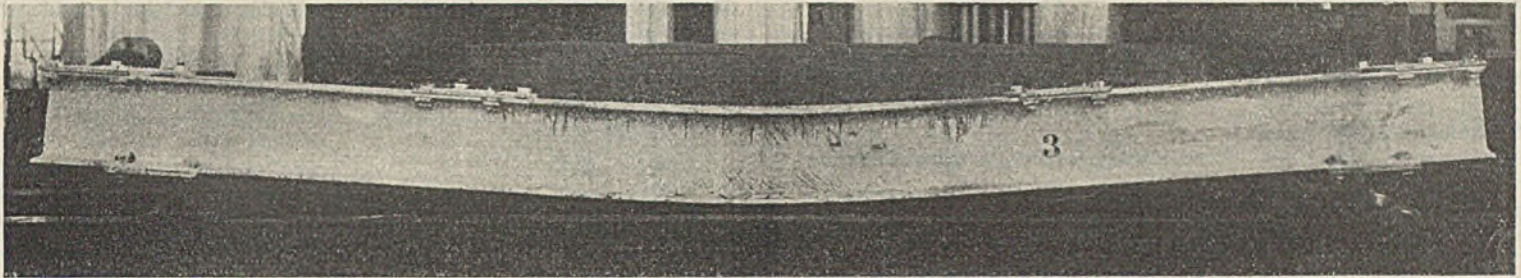


Abb. 2. Der Träger I nach dem Versuch.

Die ersten Fließfiguren entstanden bei  $P = 7,5$  t, also bei einer rechnungsmäßigen Beanspruchung von  $2,70$  t/cm<sup>2</sup>; das langsame seitliche Ausweichen begann bei  $P_v = 9,5$  t, also bei einer rechnungsmäßigen Beanspruchung von  $3,42$  t/cm<sup>2</sup>, die 16% höher liegt als die, wie oben angegeben, gemessene mittlere Streckgrenze. Dieses Ergebnis stimmt mit ähnlichen von Herbert F. Moore<sup>3)</sup> unternommenen Versuchen überein, wo der Prozentsatz zwischen 2 und 18 lag. Diese Versuche haben überzeugend bewiesen, daß für I-Träger die Streckgrenze als die höchstreichbare Biegungsbeanspruchung angesehen werden soll, und daß als solche nicht

lichen Stelle gemessen, sie sind in diesem Bereich den Lasten proportional. Die Durchbiegungen in der Mitte sind in der Abb. 7 aufgetragen. Sie wurden bis zu der Laststufe von 9 t gemessen. Die zulässige Belastung ergibt sich mit den richtigen Querschnittswerten zu  $3,50 \cdot \frac{222}{234} \approx 3,32$  t. Der Wert  $n$  wird also  $= 9,50 : 3,32 = 2,86$ .

Versuch II. Der Versuchsträger, zu dem die Stäbe F und G verwendet wurden, ist in Abb. 3 dargestellt, der Träger nach dem Versuch durch Abb. 4a, b und c.

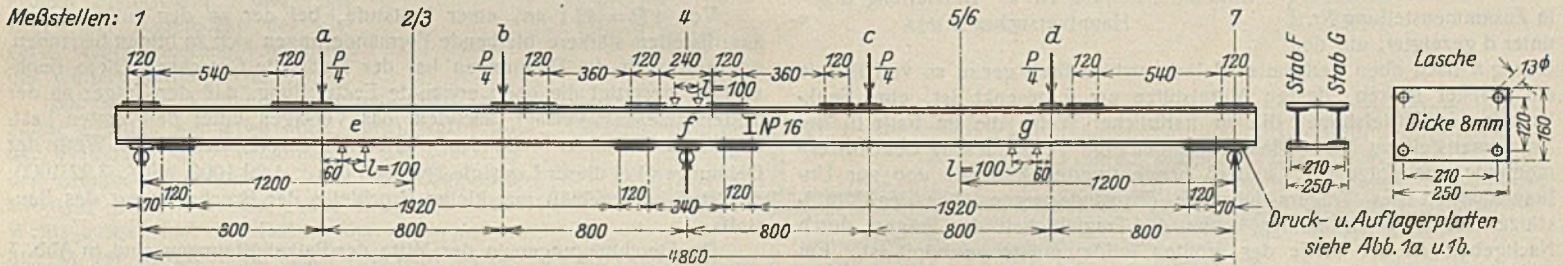


Abb. 3. Versuchsträger II.

etwa die größte Zugbeanspruchung (die Bruchfestigkeit) anzusprechen ist — eine Auffassung, der man gelegentlich im Schrifttum begegnet, wenn von der Sicherheit, mit unseren Bezeichnungen also von  $n = \frac{P_v}{P_{zul}}$ , die Rede ist.

Die Dehnungen wurden bis  $P = 7,5$  t an der aus der Abb. 1 ersicht-

Für die Stäbe F und G gilt:

Stab	F in cm <sup>2</sup>	J in cm <sup>4</sup>	W in cm <sup>3</sup>	$\sigma_s$ in t/cm <sup>2</sup>
F	21,5	871	107	2,55
G	21,5	856	104	2,47

Die wichtigsten Beobachtungen, die bei der Durchführung des Versuches gemacht wurden, sind aus der folgenden Zusammenstellung Nr. 2 zu ersehen.

<sup>3)</sup> H. F. Moore. The Strength of I-Beams in Flexure, University of Illinois, Bulletin No. 68 vom 1. Sept. 1913. Dort auch Literaturangaben über Versuche mit einfachen Balken.

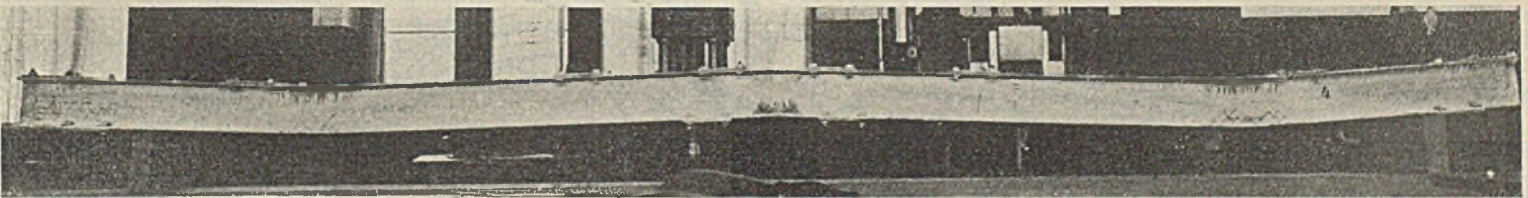


Abb. 4a. Biegeversuch II.

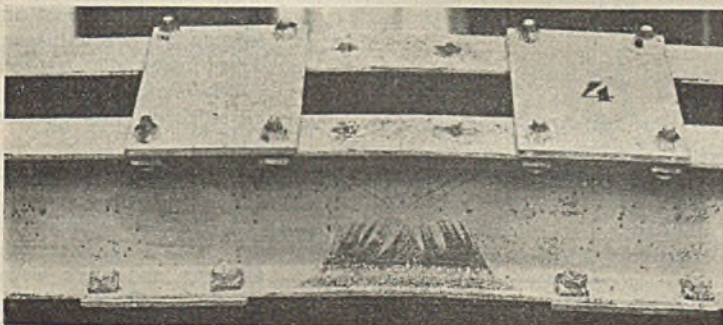


Abb. 4b. Biegeversuch II, Mittelstütze.

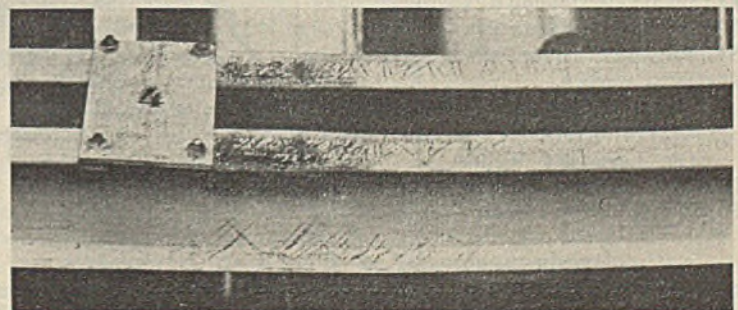
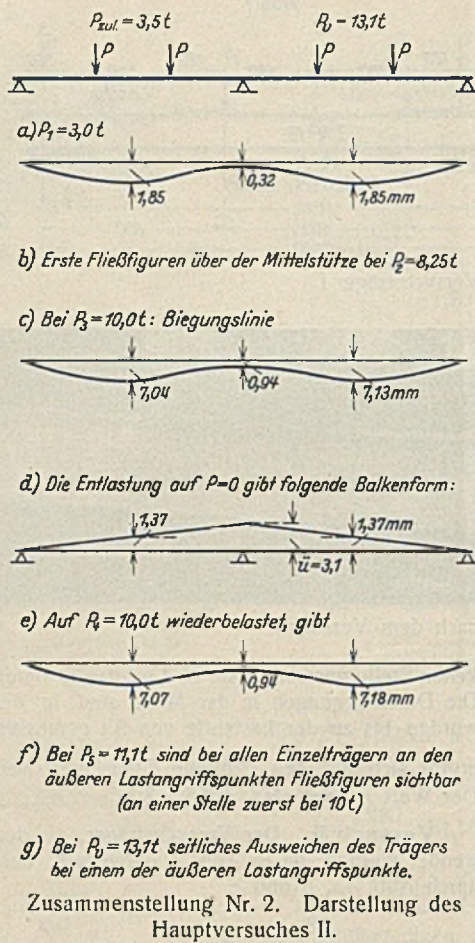


Abb. 4c. Biegeversuch II, Äußere Laststelle.

Aus dieser Darstellung folgt die wichtige Tatsache, daß der untersuchte durchlaufende Träger auf gleich hohen Stützen nicht infolge des Momentes an der Mittelstütze versagt, sondern infolge des größten Feldmoments. Es vollzieht sich von der einen zur andern Stelle ein Spannungsausgleich, der in folgendem seine Ursache hat. Solange für den ganzen Träger das Hookesche Gesetz gilt, ist  $M_s$  größer als  $M_F$ . Es treten deshalb zuerst über der Mittelstütze Überschreitungen der Streckgrenze ein und damit dort entsprechende bleibende Formänderungen, dauernde Verbiegungen der Querschnitte in der Nähe der Mittelstütze, die sich, wie in der Zusammenstellung Nr. 2 unter d dargestellt ist, auswirken. Es tritt an der Mittelstütze eine einem Kaltbiegen entsprechende bleibende Überhöhung des Trägers ein; es ergibt sich dort also, weil ein solcher wie in Zusammenstellung Nr. 2 unter d gezeigter, um den Betrag  $\bar{u}$  nach oben verformter Balken sich statisch genau so verhält wie ein gerader Balken, dessen Mittelstütze um  $\bar{u}$  gesenkt ist, eine Senkbarkeit der Mittelstütze, die in natürlicher Weise die im Falle III der Zusammenstellung Nr. 1 künstlich eingeleitete Verminderung des Stützmomentes zur Folge hat, so daß nennenswerte bleibende und zur Unbrauchbarkeit des Trägers führende Formänderungen über der Mittelstütze erst eintreten können, wenn die Tragfähigkeit des Trägers durch Nachgeben an der Stelle des größten Feldmoments erschöpft ist. Ein genaueres Bild der Zusammenhänge gibt die Betrachtung der Abb. 5, in



der ein Teil der bei der Durchführung des Versuches gemessenen Dehnungen aufgetragen ist.

Die Dehnungen an der Meßstelle  $f$  über der Mittelstütze (Abb. 3), wobei die Meßebene 2 mm über der Ebene des Oberflansches lag, wurden bis nahe an  $P_v = 1/4 \cdot 52,4$  t gemessen, diejenigen an der Meßstelle  $e$  nur bis  $4P = 42$  t, einer Laststufe, bei der die Messungsmöglichkeit mit dem bei  $e$  angebrachten Dehnungsmesser aufhörte. Über dieser Laststufe ist ein rasches Anwachsen der Dehnungen bei  $e$  zu vermuten. Bis  $4P = 38$  t wachsen die Dehnungen bei  $e$  ziemlich proportional mit dem Anwachsen der Lasten, dann etwas rascher. Bei der Meßstelle  $f$  über der Mittelstütze wachsen die Dehnungen proportional bis  $4P = 32$  t, einer Laststufe, in deren Nähe dort die ersten Fließfiguren beobachtet wurden, dann rascher, aber immer noch proportional den neuen vier Laststufen bis zu der auch für die Meßstelle  $e$  charakteristischen Laststufe  $4P = 38$  t.

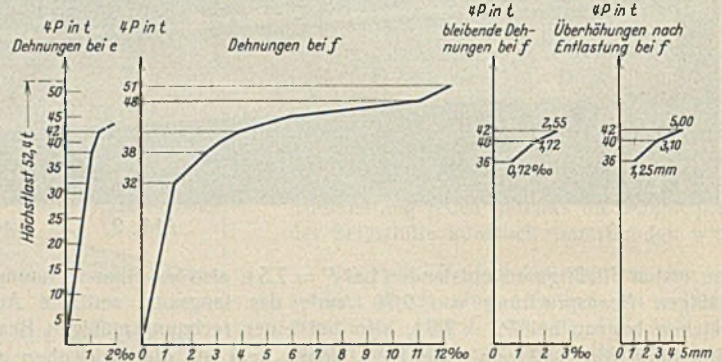


Abb. 5. Biegeversuch II, Träger G.

Zu beachten ist, daß bei  $4P = 38$  t kein ungehemmtes Strecken der oberen Fasern bei  $f$  eintrat, weil dies aus rein geometrischen Gründen unmöglich ist.

Von  $4P = 42$  t an, einer Laststufe, bei der an den äußeren Lastangriffstellen stärkere bleibende Formänderungen sich zu bilden begannen, wachsen auch die Dehnungen bei der Meßstelle  $f$  rascher. Diese Beobachtung bestätigt die oben erwähnte Feststellung, daß der Träger an der Mittelstütze erst versagt, nachdem das Versagen unter dem ersten Lastangriffspunkt an der Stelle des größten  $M_F$  eingeleitet ist. Die Werte der Dehnungen bei dieser Laststufe betragen bei  $e$ :  $1,29/1000$ , bei  $f$ :  $3,92/1000$ ; das sind naturgemäß nur kleine Bruchteile der Bruchdehnung des Baustoffes.

Die Durchbiegungen in der Mitte der Balkenöffnungen sind in Abb. 7 aufgetragen. Sie wurden bis zu einer Laststufe von  $P = 12,75$  t gemessen. (Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

## Der Ausbau des Oberpregels zwischen Insterburg und Wehlau.<sup>1)</sup>

Von Regierungsbaurat Schmidt, Insterburg.

Der im Jahre 1921 begonnene Abschnitt der Ausbaurbeiten am Oberpregel war im Laufe des Sommers 1926 beendet, so daß die Teilstrecke von Insterburg bis Schwägerau (rd. 13 km) mit dem städtischen Hafen am oberen Ende des Seitenkanals bei Insterburg im September 1926 dem Verkehr übergeben werden konnte.

Von den bisher ausgeführten und in der „Bautechnik“ 1924, Heft 43, S. 488 u. f. bereits allgemein geschilderten Bauwerken soll im nachstehenden auf die Herstellung des Wehres der Staustufe Schwägerau näher eingegangen werden.

### Lage und Bauart.

Die Lage des Wehres in der Krümmung des Pregels nördlich des Schleu-

senkanals dicht am Dorfe Schwägerau ist aus dem Lageplan (Abb. 1) ersichtlich.

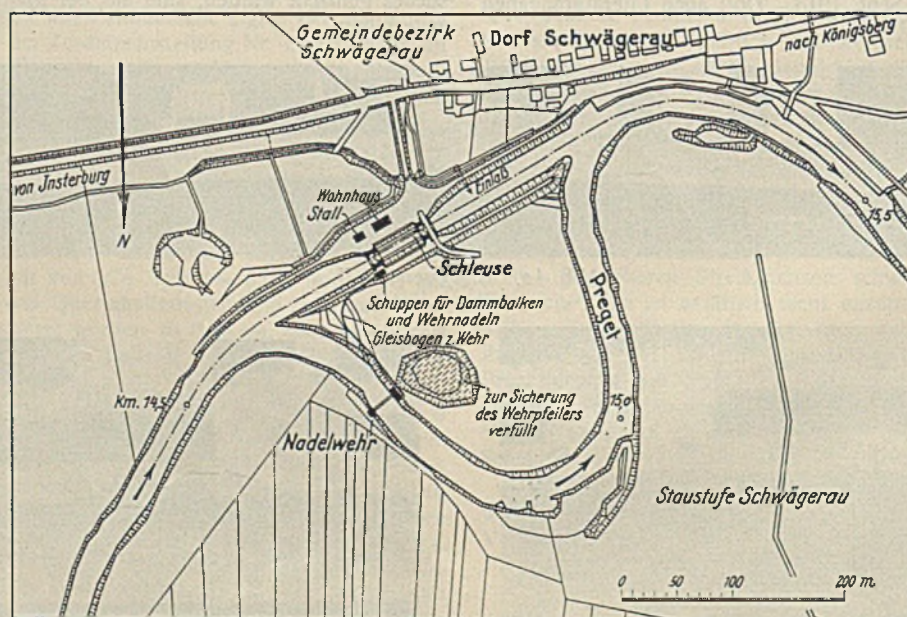


Abb. 1. Lageplan.

<sup>1)</sup> Vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 43, vom 3. Oktober.

Die Bauart des Wehres war einmal dadurch bestimmt, daß der Durchflußquerschnitt für die ungehinderte Abführung von Hochwasser und Eis vollkommen frei gemacht werden muß. Weiter waren alle festen Überbauten über dem Fluß zu vermeiden, damit die mit Mast und Segel versehenen Fahrzeuge den Wehrraum befahren können, sobald und solange die Wasserführung des Flusses die erforderlichen Tiefen auch ohne künstlichen Stau gewährleistet.

Kraftausnutzung kam nicht in Frage, da die zu erwartenden Vorteile bei dem nur kurze Zeit verfügbaren und stark wechselnden geringen Gefälle von höchstens 1,5 bis 1,6 m

die Mehrkosten kaum gerechtfertigt hätten. Es wurde daher der Bau eines Nadelwehrs als die unter den vorliegenden Umständen zweckmäßigste Bauart gewählt, zumal auch die — an sich in diesem Falle wohl möglichen — versenkbaren Verschlüßvorrichtungen wegen der zu befürchtenden Betriebsstörungen infolge Versandung ungeeignet erschienen. Die Bauart des Wehrs ist aus Abb. 2 bis 6 ersichtlich.

**Bauausführung.**

**I. Bauabschnitt.**

Da eine Umleitung des Flusses während der Bauausführung in Anbetracht der unverhältnismäßig hohen Kosten nicht angängig war, mußte das Wehr zur Aufrechterhaltung des Schiffsverkehrs, und um den Wasserabfluß nicht zu behindern, in zwei Teilen erbaut werden.

Infolgedessen war von vornherein mit erheblichen Verzögerungen und Schwierigkeiten zu rechnen, die bei der hier ohnehin schon recht kurzen Bauzeit um so unangenehmer werden konnten, als die vollständige Fertigstellung beider Teile des Wehrs, das Abschneiden der Baugruben-Spundwände und das Legen der Nadelböcke der Eisgefahr wegen unbedingt vor Eintritt des Winters stattfinden mußte.

Sobald der Pegel im Frühjahr 1925 weit genug gefallen war (etwa Mitte April), wurde mit der Vertiefung der Flußsohle für das Sinkstück des Sturzbettes begonnen und die Baggerung stromauf gleich über die ganze Grundfläche des Wehrs ausgedehnt, um dadurch den späteren Aushub in der Baugrube für das Fundament zu verringern (s. Schnitt c—f).

Die vorzeitige Versandung dieser Sohlenauskoferung wurde durch eine etwa 15 m oberhalb des Wehrs quer durch das ganze Flußbett verlegte Faschinenmatte von rd. 0,5 m Stärke und rd. 5 m Breite verhindert.

Die inzwischen oberhalb am Ufer vorbereiteten Sinkstücke wurden, nachdem der betreffende Teil des Sturzbettes ausgebaggert war, an Ort und Stelle geflößt und durch Steinwurf versenkt (Abb. 7 u. 8). Noch während dieser im Eigenbetriebe der Bauverwaltung ausgeführten Arbeiten hatte der Unternehmer mit dem Rammen der Baugrubeneinfassung für die linke Wehrhälfte begonnen, zunächst vom Ufer, dann vom Prahm aus (11. 6. 25). (Abb. 9.)

Da nach den recht umfangreichen Bodenuntersuchungen schwierige Untergrundverhältnisse (Steine usw.) nicht zu erwarten waren, wurden hölzerne Spundbohlen von 18 cm Stärke mit eisernen Schuhen verwandt.

Die Oberkante der Spundwandumfassung lag annähernd so hoch (+ 7,8 NN), daß eine Störung durch Vollaufen der Baugrube erst eintreten konnte, wenn die Arbeiten wegen Überflutung des Ufergeländes ohnehin unterbrochen werden mußten.

Dieser Fall trat nur einmal, und zwar im November 1925, ein (Abb. 21 u. 22).

Das Rammen der Spundwände für die linke Wehrhälfte war Mitte Juli beendet. Die Baugrube wurde mittels offener Wasserhaltung bis zu der schon vorher durch die Baggerung vertieften Flußsohle leerpumpt und die Spundwände durch Innenaussteifungen gesichert.

Da eine versuchsweise eingebaute Grundwasserabsenkungsanlage versagte, wurde auch für den restlichen Erdaushub und die Betonarbeiten des Fundaments offene Wasserhaltung beibehalten (Abb. 10). Obwohl die Spundwände allseitig mit der Spitze in einer durchgehenden Tonschicht standen (s. Schnitt a—b usw.), so daß mit einer durchweg dichten Bau-

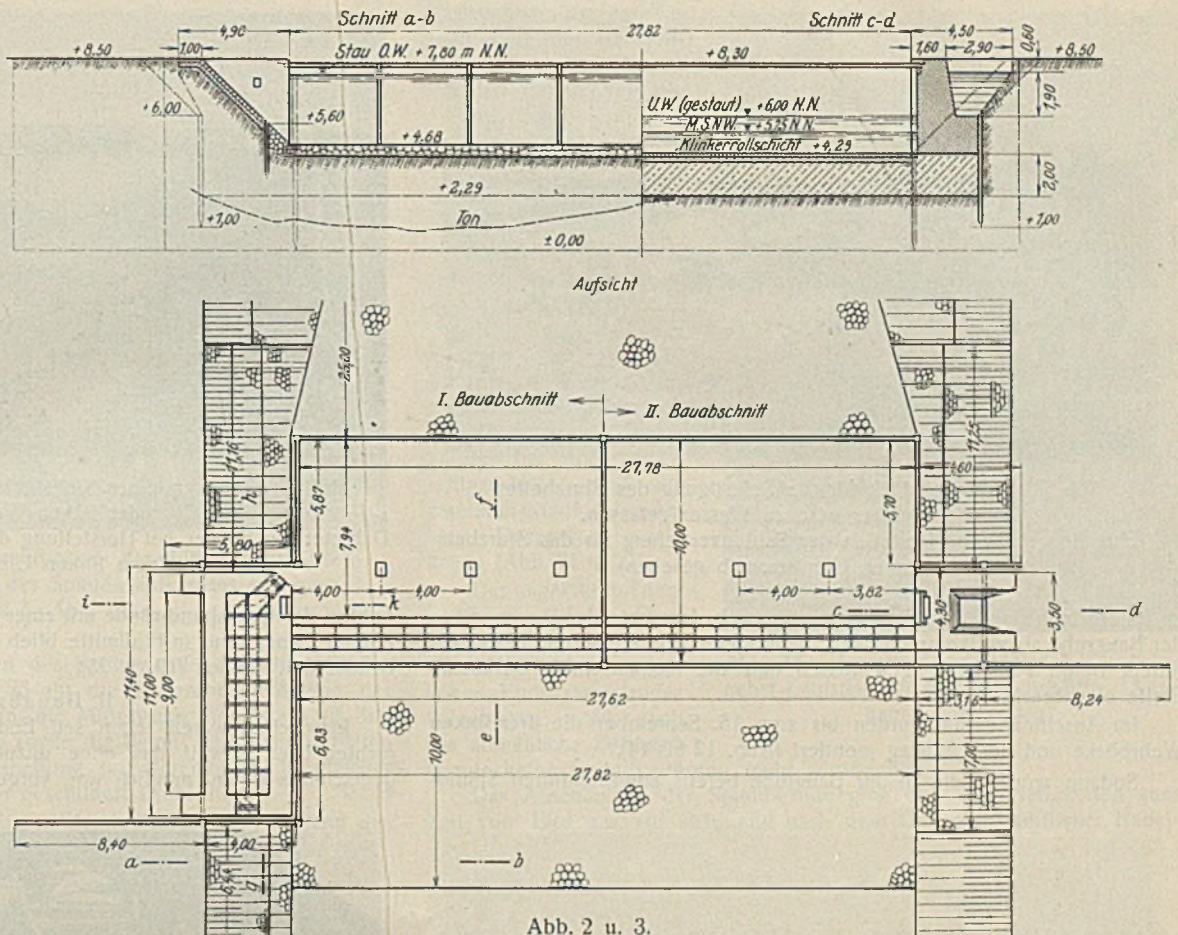


Abb. 2 u. 3.

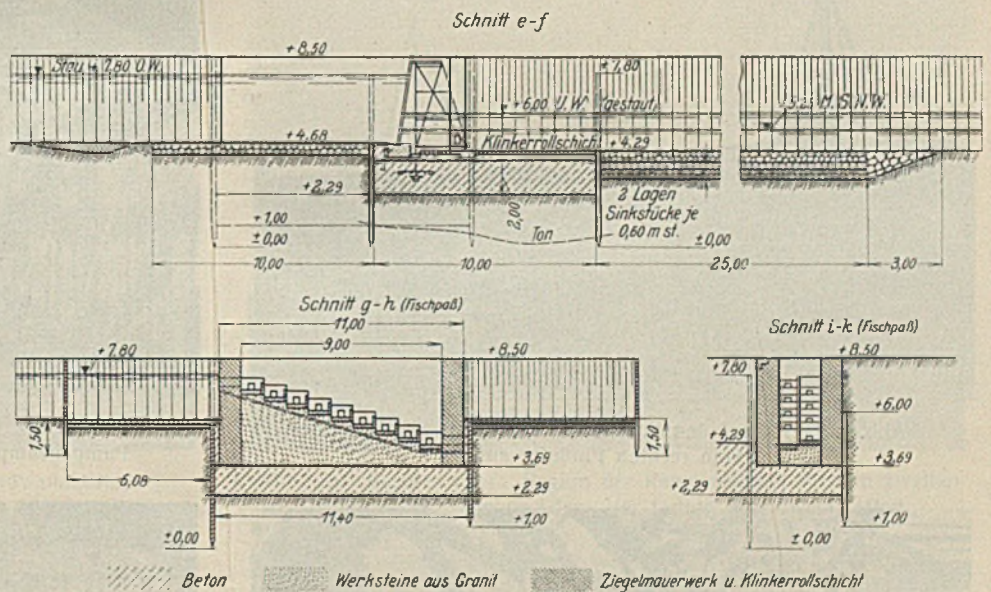


Abb. 4 bis 6.  
Wehranlage bei Schwägerau.

grube gerechnet werden durfte, zeigte sich an verschiedenen Stellen recht starkes Eindringen von Wasser und Sand, weil einige Bohlen doch gesplittert bzw. aus der Nut gerissen waren. Soweit vom Innern zugänglich, war die Abdichtung verhältnismäßig einfach; da, wo die Leckstellen jedoch im Untergrund (zwischen Fundamentsohle, d. h. rd. + 2,3 NN und der auf + 0,5 bis + 1,0 NN liegenden Tonschicht) auftraten, konnten sie nur durch kastenförmiges Vorrammen von Spundwänden auf der Außenseite unschädlich gemacht werden.

Diese Nachdichtungsarbeiten verursachen immerhin erhebliche Verzögerungen, so daß erst Mitte August mit dem Einbringen des Betons begonnen werden konnte.

Die Fundamentplatte des Wehrbodens mit der Klinkerabdeckung, die Granitschwelle für den unteren Nadelanschlag und die Auflager der Nadelböcke sowie der linke Landpfeiler mit der Fischtreppe waren bis 5. September fertiggestellt. Dann wurde die Baugrube vorübergehend bis zur Ausspiegelung mit dem Fluß unter Wasser gesetzt und der sich nach oben verengende Pumpensumpf (Abb. 10 u. 11) mit Trichter-Beton etwa bis

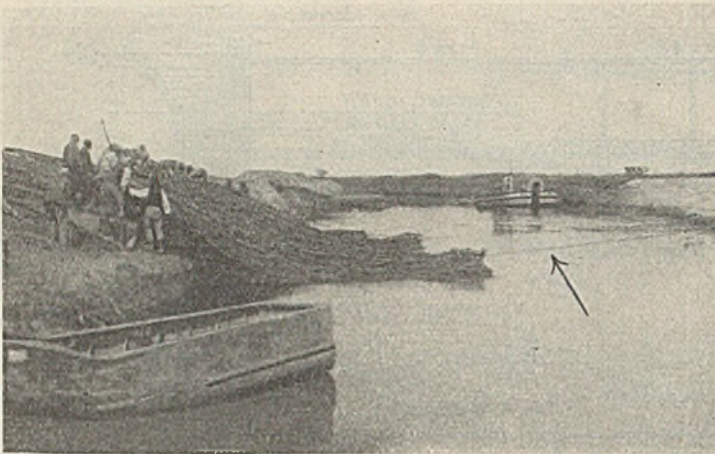


Abb. 7. Ein Sinkstück für die Befestigung des Sturzbettes im Unterwasser wird zu Wasser gelassen. Rechts Bagger beim Herstellen der Sohlenvertiefung für das Sturzbett (vom linken Ufer stromab gesehen).



Abb. 8. Absenken eines Sinkstückes für die Sturzbettbefestigung der linken Wehrhälfte. Dahinter der Bagger bei Herstellung der Auskofferung für das Sturzbett (vom linken Ufer gesehen).

zu halber Höhe verfüllt. Er erwies sich nach dem erneuten Leerpumpen der Baugrube als vollkommen dicht; sein oberer Teil wurde mit besonders fettem Beton vollständig geschlossen und die Klinkerschicht an dieser Stelle eingebracht.

Im Anschluß daran wurden bis zum 15. September die drei linken Wehrböcke und der Laufsteg montiert (Abb. 12 bis 14).

Sodann wurden die in der Baugrube bereits eingestemmen Spund-

bohlen der Querspundwände mit einer Pendelsäge abgeschnitten (Abb. 15); nur die Längswand in Flußmitte blieb mit den Eckpfählen für den zweiten Bauabschnitt stehen (19. 9. 25).

II. Bauabschnitt.

Inzwischen waren schon seit Ende Juli die Rammarbeiten auf dem rechten Ufer, soweit das ohne unzulässige Einschränkung des Abflußquerschnitts irgend möglich war, vorgetrieben worden (Abb. 10 u. 17).

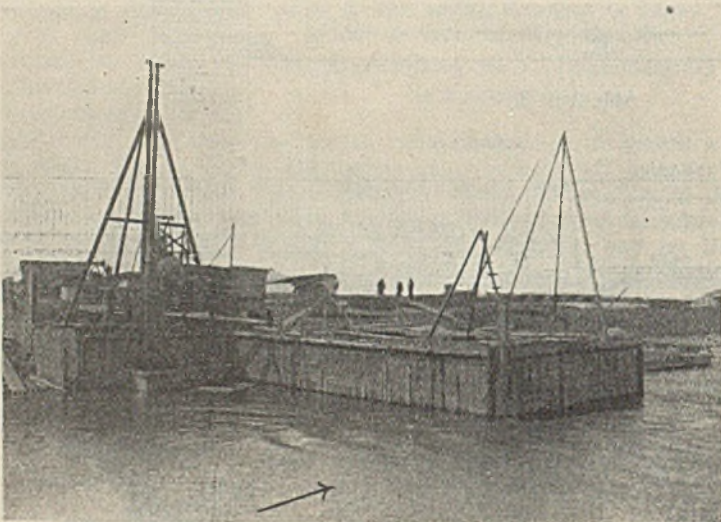


Abb. 9. Blick auf den Spundwandkasten der I. Wehrhälfte vom rechten Flußufer aus.

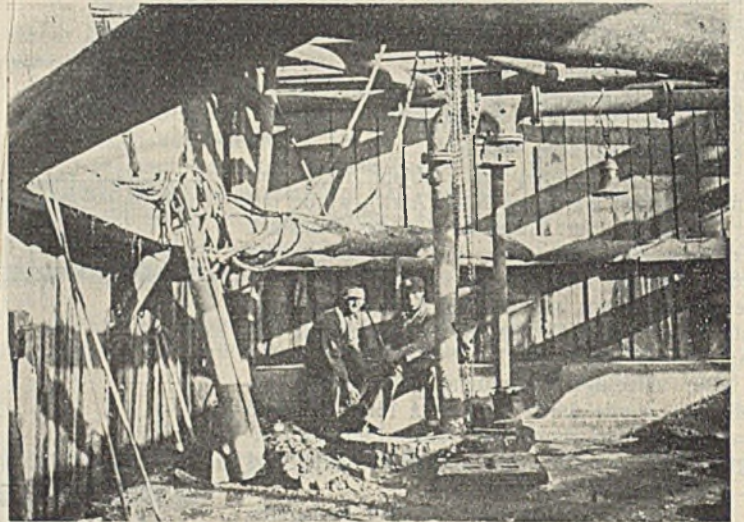


Abb. 10. Blick in den Spundwandkasten der linken Wehrhälfte, Pumpensumpf an der Mittelspundwand (s. auch Abb. 11).

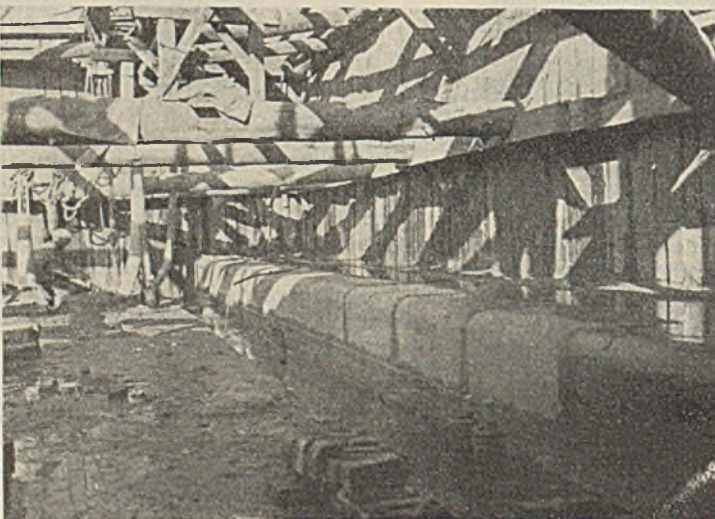


Abb. 11. Blick in den Spundwandkasten der linken Wehrhälfte: Nadelanschlagsteine verlegt; Verlegen von Klinkerabdeckung des Wehrbodens; im Hintergrunde: Pumpensumpf der offenen Wasserhaltung.



Abb. 12. Blick in den Spundwandkasten der linken Wehrhälfte. Ausbau der Versteifung (s. Abb. 13 u. 14).



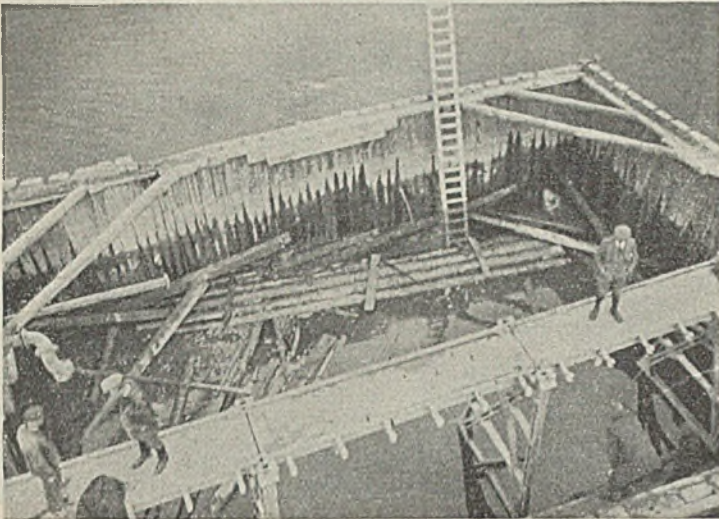


Abb. 13. Steg nebst Nadelwehrböcken der linken Wehrhälfte fertig montiert. Aussteifung des Spundwandkastens fast ganz ausgebaut (s. Abb. 14).

Entsprechend dem Abschneiden der Spundwände des linken Wehrteils wurde nunmehr (vom 15. 9. 25 ab) die Baugrubeneinfassung der rechten Seite bis zum Anschluß an die Mittelwand hergestellt (2. 10.) (Abb. 17, 18 u. 19). Der Erdaushub sowie die Beton- und Maurerarbeiten konnten hier unter offener Wasserhaltung im allgemeinen in gleicher Weise ausgeführt werden, wie oben geschildert (Abb. 20).

Die Nadelböcke der linken fertigen Wehrhälfte blieben während des

II. Bauabschnitts zur Erleichterung der Baustoffbeförderung vom linken Ufer her stehen (Abb. 19).

Für die Schifffahrt konnte eine ausreichende Durchfahröffnung jederzeit ohne Schwierigkeiten freigemacht werden.

Obgleich die Baugrube im November einige Zeit durch Hochwasser überflutet war und der Fortgang der Arbeiten dadurch wesentlich verzögert wurde, gelang es, das Mauerwerk des Wehrkörpers bis zum 19. 11. fertigzustellen und die Eisenkonstruktion bis Anfang Dezember einzubauen (Abb. 21 u. 22).

Der ungefähr mit dem 8. 12. einsetzende Frost hatte wesentlich zum schnelleren Absinken des hohen Flußwasserstandes beigetragen, und auch das allmähliche Zufrieren konnte keine weitere Störung mehr verursachen.

Das Abschneiden der Spundwände ging ohne Schwierigkeiten zum Teil vom Eise aus vor sich, und nach dem Umlegen sämtlicher Nadel-

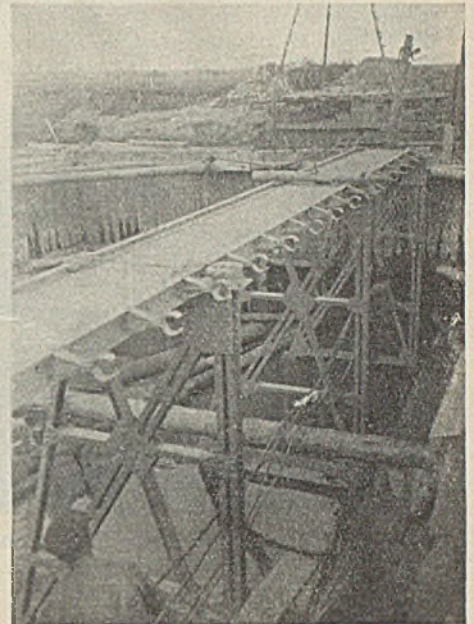


Abb. 14. Ansicht der drei Nadelwehrböcke nebst Laufsteg der linken Wehrhälfte. Ausbauen der Steifen.

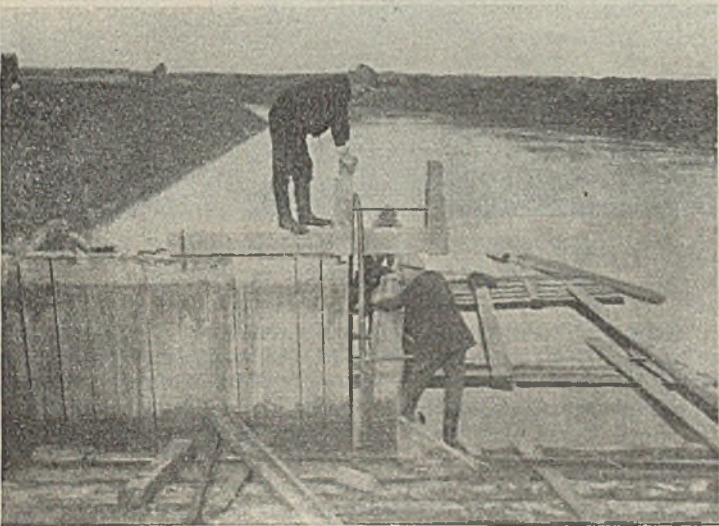


Abb. 15. Absägen der Spundbohlen des Spundwandkastens der I. (linken Wehrhälfte).

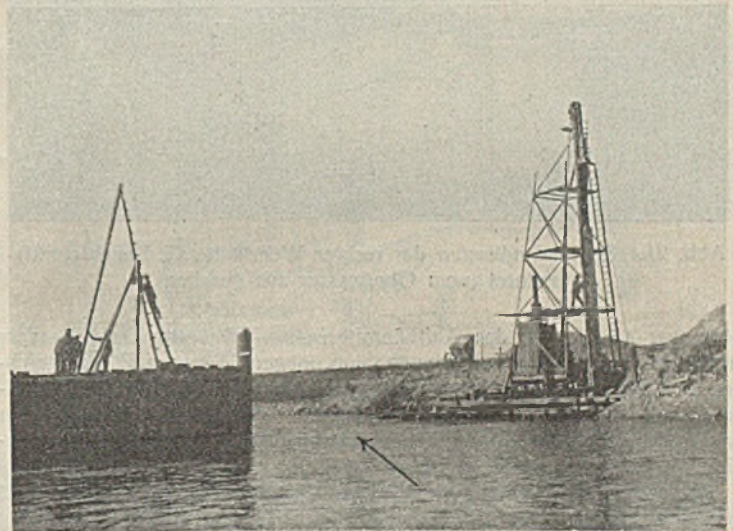


Abb. 16. Rechtes Ufer: Beginn der Rammarbeiten für den zweiten Bauabschnitt. Linkes Ufer: der fertige Spundwandkasten.

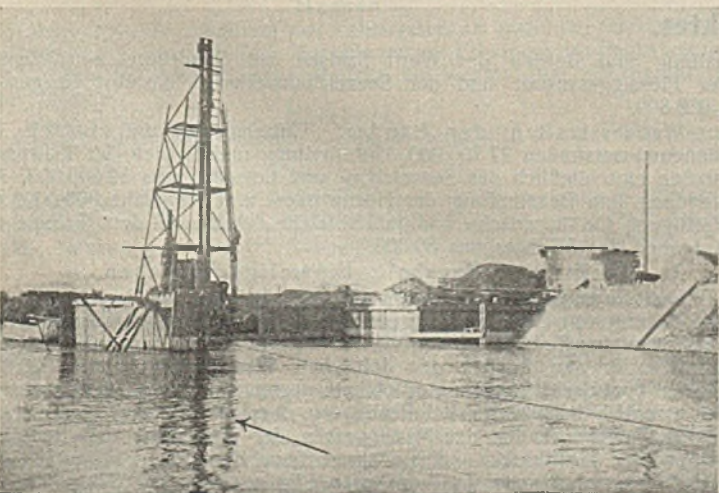


Abb. 17. Rammen der unteren Querspundwand für den Spundwandkasten der II. (rechten) Wehrhälfte (s. auch Abb. 18).

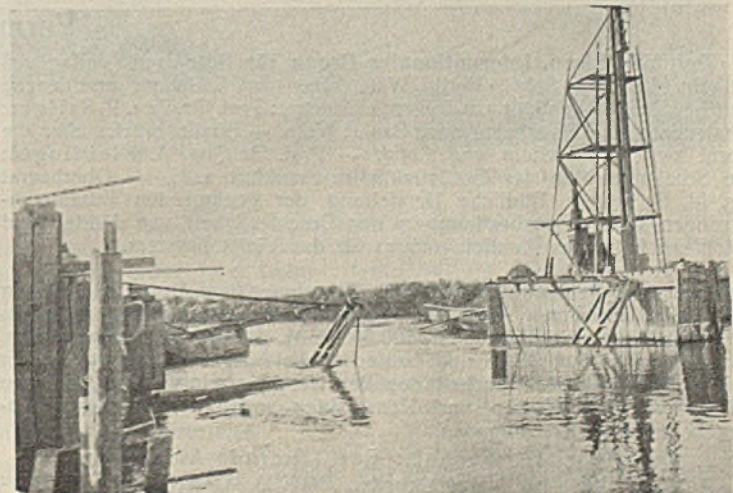


Abb. 18. Umlegen der Nadelwehrböcke der linken Wehrhälfte; Rammarbeiten am rechten Spundwandkasten.

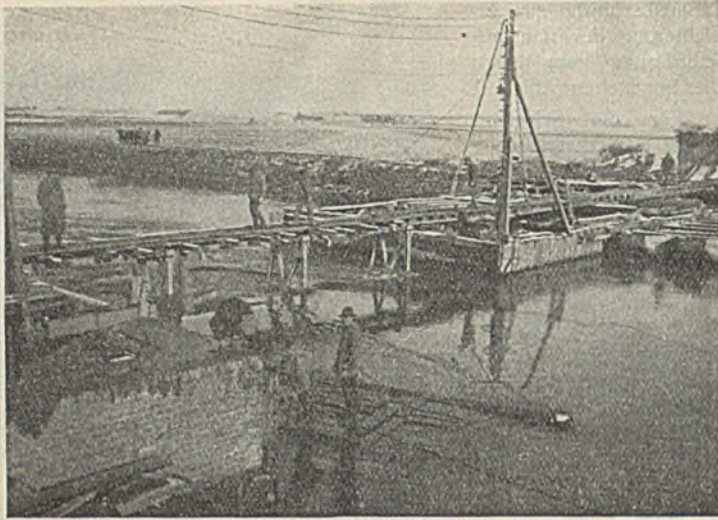


Abb. 19. Baustelle vom linken Ufer oberhalb gesehen. Erdaushub im rechten Spundwandkasten; Restarbeiten am linken Landpfeiler; auf dem Laufsteg der linken Wehrhälfte liegt das Gleis für Baustoffförderung.

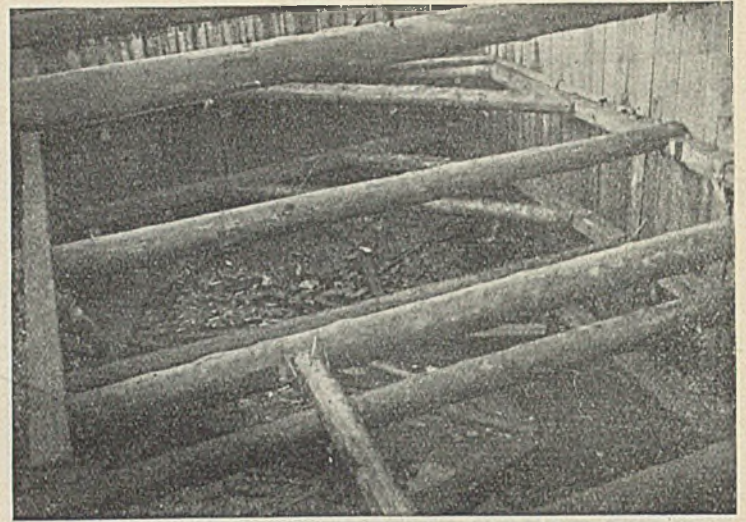


Abb. 20. Blick in den Spundwandkasten der II. (rechten) Wehrhälfte kurz nach dem ersten Auspumpen. Untere Ecke an der Mittelspundwand.



Abb. 21. Spundwandkasten der rechten Wehrhälfte (II. Bauabschnitt) überflutet (vom Oberwasser aus gesehen).

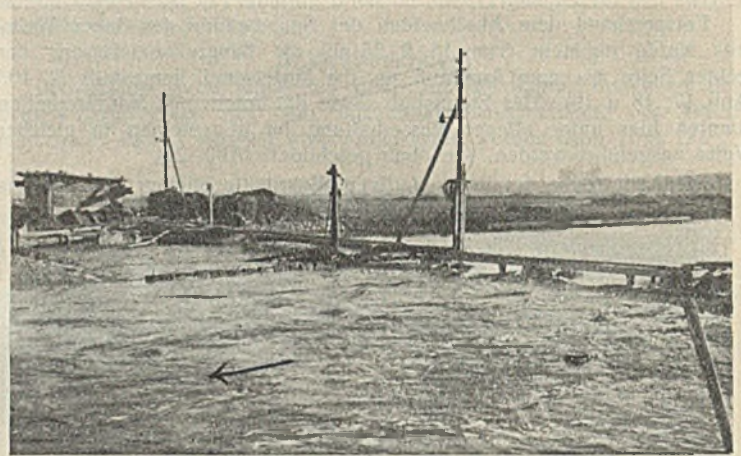


Abb. 22. Spundwandkasten der rechten Wehrhälfte (II. Bauabschnitt) überflutet (vom Unterwasser aus gesehen).

böcke war am 19. 12. das Abflußprofil frei. — Da, wo ein besonders sorgfältiges Abschneiden der Spundbohlen notwendig war, z. B. am Durchgang der Mittelwand durch die Nadelanschlagsteine und an der Abfallkante zum Wehrboden, wurde ein Taucher zugezogen, der auch im übrigen durchweg die Schnittstellen untersuchen und etwaige Unebenheiten nachbessern mußte.

Die geringen Restarbeiten an den Landpfeilern und den Uferanschlüssen wurden im Frühsommer 1926 erledigt.

Zu erwähnen bleibt noch, daß die Spundwände mit der Fundamentplatte des Wehres durch Eisenanker in feste Verbindung gebracht sind.

Nach den Erfahrungen bei dieser Bauausführung erscheint es zweckmäßig, bei den Wehren der beiden nächsten Staustufen (Norkitten A und B) eiserne Spundwände zu verwenden. Diese dürften doch größere Sicherheit gegen Beschädigungen durch unvermutete Hindernisse im Untergrund bieten und damit die zeitraubenden Nachdichtungsarbeiten ersparen.

Die Ausführung des Grundbaues war der Firma Wayss & Freytag, Lieferung und Einbau der Eisenkonstruktion der Uniongießerei Königsherg (Pr.) übertragen. Der Stau wurde erstmalig kurz vor der Inbetriebnahme der fertigen Strecke im September 1926 aufgerichtet.

## Vermischtes.

**Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau** (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 5. Januar erschienene Heft 1 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Prof. Dr.-Ing. R. Saliger: Schalendach aus Eisenbeton nach Bauart Kolb. — Straßenbrücke über die Mosel zwischen Cochem und Cond. — Prof. Dr.-Ing. A. Kleinogel: Die Schalengewölbe der Großmarkthalle Frankfurt a. M. — Oberbaurat Ing. M. Spindel: Bildliche Darstellung der geeignetsten Zusammensetzungen und Vorausbestimmung der Druckfestigkeit von Mörtel und Beton mit Hilfe des Parallelogramms für das Vierstoffsystem.

**Aus dem Reichshaushalt 1928.** Einnahmen und Ausgaben gleichen sich aus mit zusammen 9 502 716 781 R.-M., unter den letzteren erscheinen im ordentlichen Haushalt 1 227 500 000 R.-M. für Reparationszahlungen. Für allgemeine technische und bautechnische Ausgaben kommt auch in diesem Jahr<sup>1)</sup> nur der Haushalt des Reichsverkehrsministeriums in Frage mit überwiegend Wasser- und Kanalbauten sowie den Wasserstraßenverkehr umfassenden Aufgaben.

1. Ordentlicher Haushalt: Fortdauernde Ausgaben.

Reichskanalamt: Baggerarbeiten 360 000, Unterhaltung der Beleuchtungs-, Telegraphen- und Fernsprechanlagen 1 478 000, Unter-

haltung und Betrieb der Werft Saatsee bei Rendsburg einschließlich der Flüssiggasanstalt und der Seezeichenwerkstatt daselbst, insgesamt 1 038 800.

Wasserstraßen der Länder: Unterhaltung und Betrieb der Binnenwasserstraßen 27 700 000, Unterhaltung und Betrieb der Seewasserstraßen einschließlich des Seezeichen- und Lotsenwesens 19 600 000, Abwendung und Bekämpfung der Hochwasser- und Eisgefahr 300 000, Zur Verfügung für literarische und publizistische Zwecke auf dem Gebiete der Aufgaben des Ministeriums 30 000.

2. Ordentlicher Haushalt: Einmalige Ausgaben.

Reichswasserstraßenverwaltung: Beiträge zu den Kosten der Bearbeitung von Entwürfen für den Ausbau des deutschen Wasserstraßennetzes und für Gewinnung von Wasserkraften 120 000, Vor- und Entwurfsarbeiten für den Ausbau des deutschen Wasserstraßennetzes 520 000, Einbau von Besichtigungs- und Arbeitsstegen in die Blechträgerbrücken der Eisenbahnhochbrücke bei Rendsburg über den Kaiser-Wilhelm-Kanal 85 000, Instandsetzung des Mauerwerkes der Widerlager und Portalaufbauten der Hochbrücke bei Levensau über den Kaiser-Wilhelm-Kanal 90 000, Neubefestigung der nördlichen Straßenrampe zur Prinz-Heinrich-Brücke über den Kaiser-Wilhelm-Kanal 35 000, Außergewöhnliche Erneuerung abgängiger Holzbauwerke am Kaiser-Wilhelm-Kanal (1. Teilbetrag) 180 000.

<sup>1)</sup> Vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 7 u. 8, S. 91 u. 104.

**Binnenwasserstraßen.  
Preußen.**

Regulierung der Krümmen Gilge (2. Teilbetrag) 600 000, Vertiefung des Elbingflusses und des Elbinger Fahrwassers (2. Teilbetrag) 650 000, Anlage eines Bauhofes und Hafenbeckens an der Breitenbachfahrt bei der Schleppzugschleuse Wilhelmsruh bei Breslau (4. Teilbetrag) 100 000, Verlängerung des oberen Trennungsdammes an der Staustufe Oderhof der kanalisierten oberen Oder (Rest) 85 000, Ausbau der oberen Trennungsspitze, der oberen Kanaleinfahrt und des rechtseitigen Stromufers oberhalb des Kanals an der Schleuse Ransern (Rest) 102 000, Sicherung der Kammermauern der Schleppzugschleuse Wilhelmsruh bei Breslau (Rest) 52 000, Ausbau einer Probestrecke für die Befestigung der Stromsohle der Oder unterhalb Ransern 90 000, Verbesserung des Fahrwassers in der Havel oberhalb Brandenburgs (2. Teilbetrag) 50 000, Vor- und Entwurfsarbeiten für den Ausbau der Mündungsstrecke der Havel zur Verbesserung ihrer Vorflut und ihrer Schifffahrtsverhältnisse 100 000, Durchstich bei Havelberg von km 13,2 bis 14,2 der Havel 287 500, Herstellung eines neuen Fahrwassers in der Mündung der Havel in den Trebelsee (1. Teilbetrag) 100 000, Verstärkung der Ufersicherung in der Scheitelhaltung des Hohenzollernkanals 300 000, Kostenbeitrag zum Neubau der Reichsbahnbrücke über das Flakennfließ 250 000, Verbesserung der Stromstrecken der Elbe mit regelmäßig eintretendem schlechten und seichten Fahrwasser im Bezirke des Wasserbauamts Wittenberge vom km 442,5 bis 502,5 (4. Teilbetrag) 200 000, Maßnahmen zur Erhaltung des Fahrwassers der Elbe bei km 189/190 (Clödener Enge) (Rest) 100 000, Beseitigung von Untiefen vor der Mündung der alten Elbe bei km 330,0 (Rest) 45 000, Neubau eines Deckwerkes auf dem rechten Elbufer bei Dautzchen, km 162,62 bis 164,08, im Bauamtsbezirke Torgau (2. Teilbetrag) 100 000, Neubau eines Deckwerkes bei km 350,0 der Elbe an der Ohremündung, Bauamtsbezirk Magdeburg (2. Teilbetrag) 90 000, Herstellung eines Deckwerkes am Rühstädter Deich, km 438,0 bis 439,225 der Elbe im Bauamtsbezirke Wittenberge (Rest) 65 000, Sicherung des Borghorster Deckwerkes bei km 587,445 bis 588,0 der Elbe im Bauamtsbezirke Lauenburg (Rest) 30 000, Herstellung eines Deckwerkes auf dem linken Ufer der Elbe bei km 214,5 im Bauamtsbezirke Wittenberg 82 000, Verstärkung der Dämme des Ems-Weser-Kanals (2. Teilbetrag) 400 000, Neubau einer Schleppzugschleuse bei Hameln (2. Teilbetrag) 1 200 000, Beseitigung von Fehlstellen auf der Weser zwischen Hann.-Münden und Minden (2. Teilbetrag) 100 000, Erhöhung der Eisenbahnbrücke über die Aller bei Schwarmstedt 270 000, Ausbesserungs- und Sicherungsarbeiten an vier stark gefährdeten Dükern des Ems-Weser-Kanals und Sicherung des Grenzüerdurchlasses bei Dankersen 130 000, Erhöhung der Eisenbahnbrücke über die Weser bei Corvey sowie Beseitigung des Stropfweilers 330 000, Umbau des Weserwehrs bei Dörverden (1. Teilbetrag) 200 000, Umbau des Hochwasser-auslasses des Ems-Weser-Kanals im Leinetal bei Seelze 105 000, Herstellung einer zweiten Fahrt im Zuge des Dortmund-Ems-Kanals an dessen Kreuzung mit der Emscher (Rest) 120 000, Untersuchung der hydrologischen Verhältnisse der Ems und Vorarbeiten zur Erlangung eines Entwurfs für eine Erweiterung des Dortmund-Ems-Kanals (Rest) 140 000, Verbreiterung des unteren Vorhafens der Schleuse Herbrum am Dortmund-Ems-Kanal (1. Teilbetrag) 100 000, Aufhöhung der infolge Bergbaues abgesunkenen Schleusengruppe IV des Rhein-Herne-Kanals (1. Teilbetrag) 500 000, Begradigung der Ems zwischen Papenburg und Leerort (Rest) 382 000, Verbesserung des Fahrwassers im Rhein bei Uerdingen (2. Teilbetrag) 55 000, Ausbesserung der Uferböschungen und der Längswerke in der Rheingau-strecke km 1,0 bis 24,0 (1. Teilbetrag) 75 000, Verbesserung des Fahrwassers des Mains im Stadtgebiete Frankfurt a. M. beiderseits der Obermainbrücke (1. Teilbetrag) 100 000.

**Bayern.**

Instandsetzung des Wehres der kanalisierten Altmühl bei Gundelfing 73 000, Ausbau des rechtsseitigen Leitwerkes an der Donau bei Obermötzing 66 100.

**Sachsen.**

Elbstromberichtigung bei Leckwitz-Nünchritz (2. Teilbetrag) 116 000.

**Hessen.**

Maßnahmen zur Erhaltung des Fahrwassers im Rhein bei Nackenheim (km 319 bis 321) (Rest) 220 000, Maßnahmen zur Erhaltung des Fahrwassers im Rhein unterhalb der Eisenbahnbrücke bei Worms (km 279 bis 281,1) (Rest) 153 000.

**Hamburg.**

Ausbau des rechten Elbufers oberhalb Geesthacht bei km 583 (Rest) 40 000.

**Mecklenburg-Schwerin.**

Regulierung bei Warnow zwischen Bützow und Rostock (Rest) 100 000, Verbesserung der Elde-Wasserstraße zwischen Kuppentin und Plau (Rest) 320 000, Neubau der Lübz-Schiffahrtsschleuse (1. Teilbetrag) 325 000.

**Lübeck.**

Verkabelung der Fernsprechleitung am Elbe-Trave-Kanal 33 000, Erneuerung der Holzbeläge auf fünf Kanalbrücken des Elbe-Trave-Kanals 16 900. (Schluß folgt.)

**Wintertagung der Spitzenverbände der deutschen Binnenschifffahrt.**

Vor kurzem traten in Berlin die Vertreter der Spitzenverbände der deutschen Binnenschifffahrt zusammen, um sich mit den schwebenden Gemeinschaftsfragen ihres Gewerbes zu befassen. Aus allen Teilen des Reiches hatten sich die führenden Männer der Binnenschifffahrt eingefunden. Der Vorstand des Zentral-Vereins für deutsche Binnenschifffahrt war mit Generaldirektor Dr. Ott, Köln, Geh. Baurat Prof. Dr.-Ing. e.h.r. de Thierry, Berlin, und Staatsrat Dr. von Grassmann, München, vollzählig vertreten.

In einer gemeinsamen Sitzung des Verwaltungsrates des Zentral-Vereins für deutsche Binnenschifffahrt mit dem Plenum des Reichsausschusses wurde nach einem einleitenden Referat von Landgerichtsrat Dr. Holländer Berlin, das Problem der kaufmännischen Rationalisierung der Binnenschifffahrt erörtert. Die darauf folgende Aussprache führte zu einem fruchtbaren Gedankenaustausch zwischen den Vertretern von Wissenschaft und Praxis. Eine besondere Kommission wurde mit der Bearbeitung der Grundfragen der deutschen Verkehrs- und Binnenschifffahrtspolitik beauftragt, die u. a. durch die Beratungen des gemeinsamen Ausschusses von Reichswirtschaftsrat, Reichswasserstraßen- und Reichseisenbahnrat in der letzten Zeit erneut aufgerollt wurden.

Der Bau einer Staumauer mit Rücksicht auf spätere Erhöhung ist selten und technisch so bemerkenswert, daß im folgenden nach einem Berichte von Henderson in Eng. News-Rec. vom 18. August 1927 auf eine solche Ausführung im Pemigewasset River für die Utilities Power Co. in Bristol (New Hampshire) näher eingegangen sei.

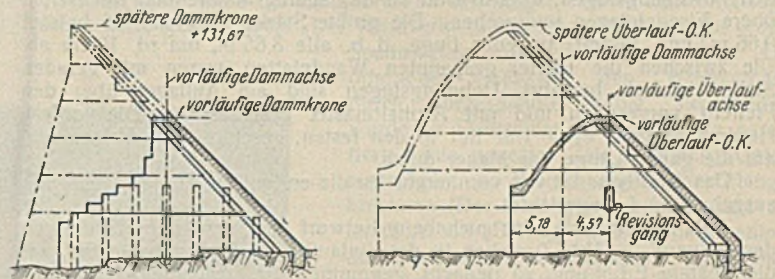


Abb. 1a. Querschnitt durch das Widerlager. Abb. 1b. Querschnitt durch die Staumauer.

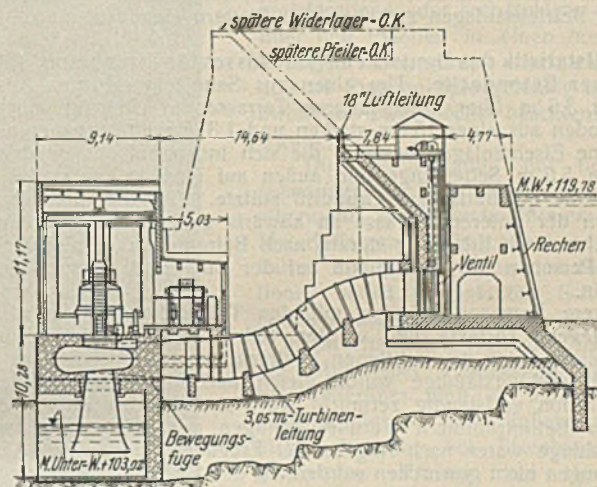


Abb. 2. Schnitt durch das Krafthaus.

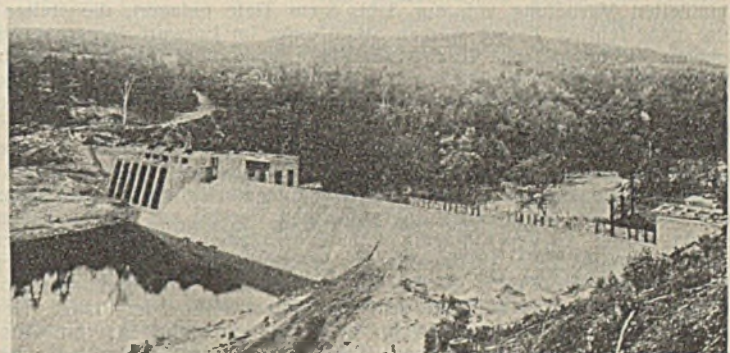


Abb. 3. Aufnahme von der Stromseite her.

Die von der Ambursen-Gesellschaft gebaute Mauer zeigt an sich keine Besonderheiten: Zwischen die steil ansteigenden Flußufer gesetzt, hat sie nur etwa 90 m Länge. Das Krafthaus ist (Abb. 3 u. 4) an der Ostseite des Dammes in diesen eingebaut, das ganze Bauwerk hat einschließlich der Widerlagmauer eine Gesamtlänge von 160 m, die Mauer hat im ersten Bauabschnitt eine Höhe von nur 16,70 m, im endgültigen Ausbau eine solche von 24,30 m. Die Querschnittsgestaltung geht aus Abb. 1 hervor, Abb. 2 zeigt den Schnitt durch Krafthaus und Widerlagmauer, Abb. 3 eine Aufnahme von der Stromseite her, Abb. 4 die Ansicht von der Unterwasserseite.

Die Mauer ist in Eisenbeton und in aufgelöster Bauweise ausgeführt. Die Gründung auf der Granitsohle des Flußbettes bereite keine Schwierigkeiten, dagegen erforderte der Umstand, daß die Flußufer aus gewöhnlichem Erdreich bestanden, die Erstellung massiger Anschluß- bzw. Widerlagmauern vom Schwergewichtstyp (Abb. 1, 2 u. 4), wobei die

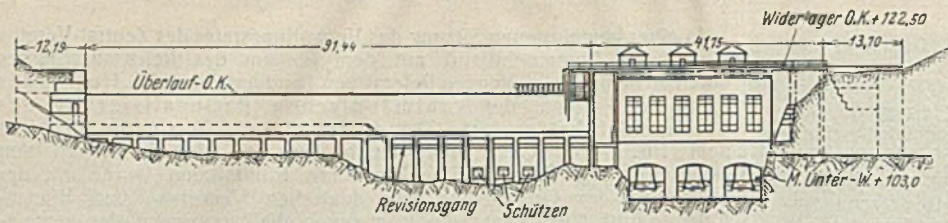


Abb. 4. Ansicht von der Unterwasserseite.

Ausbildung am Westufer wegen der dort vorhandenen Gefahr des Auswaschens besondere Sorgfalt nötig machte.

Die Pfeiler der Sperrmauer haben einen Abstand von rd. 4,57 m von Mitte zu Mitte. Mit Ausnahme der Pfeiler im Einlauf und eines an der Ostseite des Krafthauses stehenden, auf Erddruck beanspruchten, sind sie in nicht bewehrtem Beton hergestellt und haben Eiseneinlagen nur an den Bewegungsfugen; ebenso sind an den schräg abfallenden Rückseiten obere Eiseneinlagen vorgesehen. Die größte Stärke im Pfeilerfuß beträgt 0,66 m und nimmt an jeder Fuge, d. h. alle 3,65 m, um rd. 10 cm ab. Die zwischen die Pfeiler gespannten Wandplatten waren mit geraden Stäben einfach bewehrt, Dehnungsfugen sind am Auflager über den Pfeilern vorgesehen und mit Asphaltmastix geschlossen. Die vordere Herdmauer geht etwa 1 m tief in den festen, geschlossenen Felsen und auf die ganze Länge der Mauer durch.

Das Krafthaus ist von vornherein für die endgültige Energieerzeugung ausgebaut und eingerichtet.

Abb. 2 zeigt, wie hier auch beim Entwurf der Sperrmauerpfeiler, von denen (vergl. a. Abb. 3) sieben in das Einlaufbauwerk eingebaut sind, auf die spätere Erhöhung so Bedacht genommen ist, daß die Anlage des eigentlichen Krafthauses bei den Erweiterungsbauten möglichst wenig beeinflusst wird. Es wird in der Tat nur die Generatorenhalle über den neuen Damm hinaus erweitert werden müssen, da die Schalt- und sonstigen Betriebsanlagen zwischen den Pfeilern eingebaut sind. Ki.

**Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. (31) Einsturz einer Betondecke.** Um einen aus Sandstein erbauten Aussichtsturm war 3,6 m über einer unteren Terrasse ein Umgang angeordnet, dessen Boden aus einer 15 cm starken und 1,3 m weit gespannten Betonplatte ohne Eiseneinlagen bestand, die sich innen auf den quadratischen Turm von 5,5 m Seitenlänge und außen auf eine 45 cm starke Mauer mit ebenfalls quadratischem Grundriß stützte. Turm und Außenmauer haben von der unteren Terrasse an abwärts gemeinsame Sockelmauern.

23 Jahre nach Erbauung stürzte nach Betreten des Umganges durch mehrere Personen die Betonplatte auf der Süd- und Ostseite des Umganges ein.

Mehrere Personen stürzten mit den Trümmern auf die rd. 3,6 m tiefer gelegene Terrasse und wurden teils schwer verletzt. Einer der Verunglückten erlag den erlittenen Verletzungen.

Durch Sachverständige wurde gleich nach dem Unfall festgestellt, daß der Beton vollständig zermürbt war; auch fanden sich in den abgestürzten Betontrümmern Verunreinigungen durch Wurzelfasern. Die Betonzuschläge waren nach Angabe der Erbauer entgegen den Vertragsbestimmungen nicht gewaschen worden, da das hierzu erforderliche Wasser auf der Baustelle fehlte. Abweichend von den genehmigten Entwürfszeichnungen war die Platte an dem Turmmauerwerk nicht durch ein umlaufendes Sandsteingesims gestützt, sondern in einer nachträglich eingemeißelten Vertiefung von nur 3 bis 5 cm Tiefe gelagert, die stellenweise ganz fehlte. Ferner war an Stelle einer im Entwurf vorgesehenen stärkeren Stichbogendecke eine gerade Platte angeordnet und der Zementestrich an Stelle der vorgesehenen 3 cm nur 1,5 cm stark aufgetragen worden.

In der Südostecke stellten die Sachverständigen in den Grundmauern, dem eigentlichen Turmmauerwerk und in der Außenwand lotrecht verlaufende Risse fest und schlossen daraus auf Setzungen dieses nach Angabe der Erbauer auf einer ausbetonierten Felsspalte stehenden Bauwerkteiles.

Die Zeugenaussagen ergaben, daß bei einer Besichtigung des Turmes durch Beauftragte des unterhaltungspflichtigen Vereins am Tage vor dem Einsturz parallel zu den Auflagen verlaufende klaffende Längsrisse in der Mitte der eingestürzten Plattenteile festgestellt waren, die fast auf der ganzen Länge der Platte durchliefen und diese völlig durchtrennten. Ähnliche Risse zeigten auch die nicht eingestürzten Teile der Platte. Der Zustand der Decke wurde nicht für gefährdend gehalten, ihre Ausbesserung aber sofort angeordnet. Die Sachverständigen stellten nach dem Unfall fest, daß alle Risse schon alt waren. Sie hatten nach einer Zeugenaussage auch bereits vor dem Einsturz eine Senkung der Platte in der Mitte verursacht. Nach Angabe der Abgestürzten und nach dem örtlichen Befund war die Platte in diesen Rissen durchgebrochen.

In dem gegen die Erbauer und den mit der Bauoberleitung beauftragten Architekten — eine örtliche Bauaufsicht hatte nicht bestanden — wegen fahrlässiger Körperverletzung und fahrlässiger Tötung angestregten Verfahren erkannte das Schöffengericht auf Freispruch; Berufung wurde nicht eingelegt. Nach dem Urteil der Sachverständigen trügen nicht die festgestellten Mängel der Bauausführung und Abweichungen vom genehmigten Entwurf die Schuld an dem Unfall, sondern lediglich die mangelhafte Unterhaltung. Die 23jährige ungestörte Benutzung habe erwiesen, daß die Ausführung den Erfordernissen genügt habe. Das von oben eingedrungene Regenwasser habe jedoch im Verein mit Frost allmählich den Beton zerstört. Hinzu seien Beschädigungen der Decke durch rohe Gewalt und wahrscheinlich auch durch Erschütterungen infolge von Erdstößen und einer Explosion sowie die Setzung des Mauerwerks

an der Südostecke getreten, welche die Ribbildung in der Platte und dadurch die weitere zerstörende Einwirkung des Regenwassers begünstigt hätten. Durch eine zweckmäßige Unterhaltung hätten sich diese Übelstände mit Sicherheit beseitigen lassen.

Die ebenfalls wegen fahrlässiger Tötung angeklagten zuständigen Vorstandsmitglieder des zur Unterhaltung des Turmes verpflichteten Vereines wurden in drei Instanzen ebenfalls freigesprochen, da für sie als Laien der gefährdende Zustand der Betondecke nicht erkennbar gewesen sei und für die Zuziehung eines

Fachmannes vor dem Unfall eine für die Vorstandsmitglieder erkennbare Veranlassung nicht vorgelegen habe. We.

**Vom Bau der Sydney-Brücke.** Gegenwärtig wird, wie die Z. d. V. d. I. 1927, Nr. 46, S. 1629, berichtet, der 500 m weit gespannte Hauptbogen, dessen Scheitelhöhe 137 m beträgt, von beiden Seiten her zusammengebaut. Auf jeder Bogenhälfte ist eine Krananlage von rd. 600 t Gewicht fahrbar angebracht. Der Kranwagen ruht mit je zwei zweiachsigen Drehgestellen auf den beiden rd. 30 m auseinander stehenden Hauptlängsträgern. Auf dem Wagen ist mit Neigung nach vorn ein über die ganze Wagenbreite verfahrbarer Wippkran aufgebaut, der rd. 120 t Höchstlast bei 3,8 m/Min. Hubgeschwindigkeit und 14,2 m Ausladung heben kann. Mit seinem Hauptlasthaken werden die großen Fachwerkteile vom Hafen heraufgezogen. Ein weiterer Lasthaken von 20 t Tragfähigkeit dient dazu, die einzelnen Teile in ihre richtige Lage einzuspinnen.

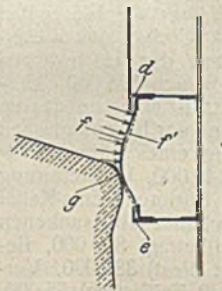
Unterhalb dieses Kranes ist in der Mitte der Vorderwand des Kranwagens nach rechts und links um insgesamt 180° ausschwenkbar ein Aushilfswippmast von 5 t Tragfähigkeit angebracht. Zwei weitere Wippmaste von je 2,5 t Tragfähigkeit befinden sich an der Rückseite des Kranwagens; sie sollen die Arbeiter sowie zum Zusammenbau erforderliche Stoffe, wie Niete u. a., zur Arbeitsstelle befördern. Die einzelnen Antriebmotoren und Windwerke sind in dem Wagen untergebracht.

1) Vergl. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 55; 1927, Heft 33.

## Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

**Sohlendichtung für versenkbare Verschlusskörper.** (Kl. 84 a, Nr. 444 634 vom 16. 1. 1925 von Firma Louis Eilers in Hannover-Herrenhausen.) Die Dichtung besteht aus einem bogenförmig gekrümmten federnden Blechstreifen  $f$ , der bei  $d$  und  $e$  auf dem Wehrkörper aufliegt und auf der einen Seite  $e$  beweglich, auf der anderen Seite  $d$  befestigt ist, oder der auch an beiden Seiten fest oder beweglich gelagert sein kann. Durch den im Teil  $d$   $g$  wirkenden Oberwasserdruck nimmt das Blech die Form  $f'$  an, d. h. der belastete Bogenstreck  $d$   $g$  wird durch die Wasserlast eingedrückt, während der unbelastete  $g$   $e$  hochsteigt und sich gegen die Wehrsohle anpreßt.



Da der Blechstreifen keine vorstehenden Kanten hat, ist die Gefahr eines Eckens ausgeschlossen und ein sicheres Einführen des Wehrkörpers gewährleistet.

## Personalnachrichten.

**Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft.** Versetzt: die Reichsbahnräte Süersen, Vorstand des R. M. A. Altena (Westf.), als Vorstand zum R. M. A. Darmstadt, Herbold, Vorstand des R. W. A. Langenberg (Rheinl.), als Vorstand zum R. M. A. Altena (Westf.) und Rüter, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Opladen, als Leiter einer Abteilung zum R. A. W. Witten; die Reichsbahnbaumeister Kurt Böhm, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Schwerte, zur R. B. D. Köln und Kaißling, bisher bei der R. B. D. Köln, als Leiter einer Abteilung zum R. A. W. Opladen, Öttl, bisher bei der R. B. D. München, zur R. B. D. Würzburg unter Aufhebung der Versetzung des Reichsbahnrats Aigner von der R. B. D. Augsburg zur R. B. D. Würzburg.

Überwiesen: Reichsbahnrat Hugo von Rauscher auf Weeg vom Zentral-Tarifamt bei der Gruppenverwaltung Bayern der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft in München zur dortigen R. B. D. und Reichsbahnrat Dr. jur. Hurtzig von der R. B. D. München zum Zentral-Tarifamt bei der Gruppenverwaltung Bayern der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft in München.

Gestorben: Reichsbahnmann Krumm, Vorsteher des Reichsbahn-Betriebswerks in Münster (Westf.).

**INHALT:** Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im Jahre 1927. — Der Bau des Fußgängerunterwegs unter der Spree in Berlin-Friedrichshagen. — Eine neue Blechrahmenbrücke in Königsberg (Pr.). — Beitrag zur Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit einfacher und durchlaufender Balkenträger aus Baustahl St 37 und aus Holz. — Der Ausbau des Oberprelses zwischen Insterburg und Wehlau. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Aus dem Reichshaushalt 1928. — Wintertagung der Spitzenverbände der deutschen Binnenschifffahrt. — Bau einer Stauwand mit Rücksicht auf spätere Erhöhung. — Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. (31) Einsturz einer Betondecke. — Bau der Sydney-Brücke. — Patentschau. — Personalnachrichten.