

# DIE BAUTECHNIK

12. Jahrgang

BERLIN, 18. September 1934

Heft 40

## Eine neue Straßenbrücke über den Mälarsee in Stockholm.

Von Major Ernst Nilsson, Stockholm.

Im Juni 1929 wurde von den Stadtverordneten der Stadt Stockholm grundsätzlich beschlossen, eine neue Straßenverbindung zwischen Kungsholmen und Södermalm über Långholmen zu bauen, um den stetig anwachsenden Straßenverkehr durch die zentralen Teile der Stadt, und zwar über die Schleuse bei Karl Johans torg zu entlasten, die seit undenklichen Zeiten die einzige feste Landstraßenverbindung nicht nur zwischen den nördlichen und südlichen Stadtteilen Stockholms darstellt, sondern überhaupt zwischen Süd- und Nordschweden östlich von Arboga an der inneren Bucht des Mälarsees oder nunmehr von der Landstraßenbrücke am Kvicksund, die um 100 km östlich von Stockholm entfernt ist. Gleichzeitig wurde ein internationaler Wettbewerb beschlossen, um die in technischer, wirtschaftlicher und ästhetischer Beziehung beste Lösung der Frage, vor allem des in die Augen fallenden Teiles der neuen Straßenverbindung, zu finden. Die Ergebnisse des Wettbewerbes, über die im April 1930 entschieden wurde, sind bereits früher von Dr.-Ing. Kollmar mitgeteilt worden<sup>1)</sup>.

**Lage und Hauptabmessungen.** Nach dem von den Stadtverordneten im Februar 1931 genehmigten Entwurf, für dessen Verwirklichung die erforderlichen Geldmittel gleichzeitig bewilligt wurden, geht die neue Straßenverbindung, wie aus Abb. 1 ersichtlich, von der Ecke Fridhemsgatan und Drottningholmsvägen auf Kungsholmen aus. Der erste Teil besteht aus einem nahezu senkrecht zur Brückenachse geführten

ausgeführt werden sollen, noch offen. Voraussichtlich wird man aus wirtschaftlichen Gründen bestrebt sein, den ersten Ausbau der Zufahrtsstraßen zu vereinfachen. Zur Zeit der Abfassung dieses Berichts ist nur die Widerlagsmauer der Brücke auf Kungsholmen ausgeführt<sup>2)</sup>.

Die Brücke über den Mälarsee liegt in der Verlängerung des Verkehrsverteilungsplatzes. Die Gesamtlänge der Brücke einschl. der Anschlußviadukte auf dem Lande beträgt 601,5 m. Auf Långholmen schließt sich eine 90 m lange Straßenrampe zwischen Stützmauern aus Bruchstein in Zementmörtel an die Brücke an (Abbild. 2), und dann folgt die einschl. der Zufahrtviadukte 276,6 m lange Brücke über Pålundet, die in die Långholmstraße auf Södermalm einmündet.

Der neue Straßenzug hat zwischen den Endpunkten eine Gesamtlänge von rund 1700 m oder ungefähr die gleiche Länge wie die Drottninggatan zwischen Observationalunden und Strömgatan.

Die beiden Brücken und die Straßenrampe auf Långholmen haben je eine Nutzbreite der Brückenbahn von 24 m, nämlich eine 19 m breite

Fahrbahn und zwei Fußwege von je 2,5 m. In der Mitte der großen Bogenöffnung über dem Mälarsee liegt die Fahrbahn 30,33 m über MW (Kote + 4,2 m), d. h. auf der Kote + 34,53 m über dem Schleusendempel bei Karl Johans torg, der als Pegel gilt; von hier ab fällt die Fahrbahn 1 : 28 nach Norden und 1 : 25 nach Süden (Abb. 3). Die Pålundsbrücke liegt in einer Neigung 1 : 53,73 nach Süden.

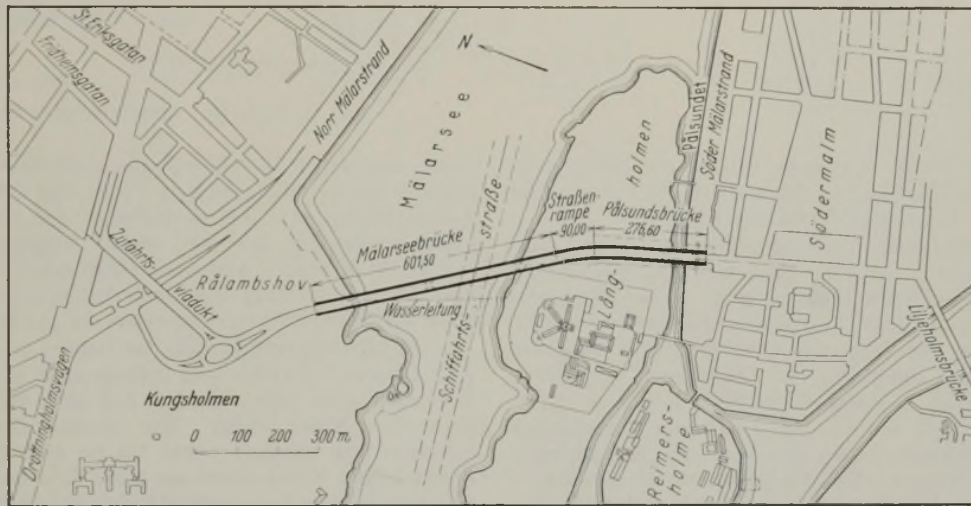


Abb. 1. Übersichtsplan der neuen Straßenverbindung. (1 : 200.)



Abb. 2. Straßenrampe auf Långholmen.

Viadukt über das tiefliegende Gelände am Rålambshov. Zwischen diesem Viadukt und dem nördlichen Widerlager der Brücke ist ein Verkehrsverteilungsplatz von 50 m Breite und 300 m Länge mit Anschlußstraßen in den Verkehrsplatz des natürlichen Geländes angeordnet. Da der Bebauungsplan des Rålambshovsgebietes von den Behörden noch nicht festgelegt worden ist, steht die Frage, ob die Zufahrtsstraßen zu der Brücke auf Kungsholmen wie oben erwähnt oder in einer andern Weise

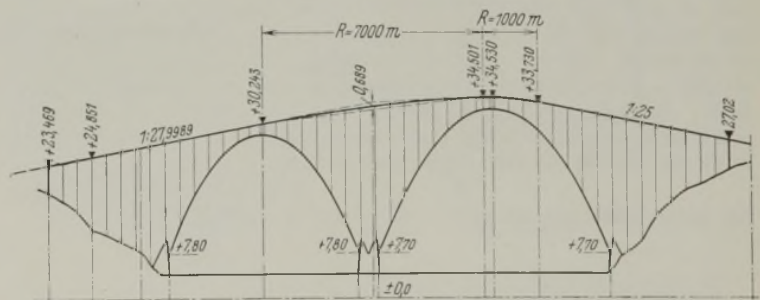


Abb. 3. Längsprofil des ganzen Straßenzuges.

### I. Westbrücke.

#### 1. Hauptanordnung.

Die Mälarseebrücke oder die Westbrücke, wie sie gewöhnlich genannt wird, besteht aus zwei bogenförmigen Hauptöffnungen von 168 bzw. 204 m theoretischer Stützweite über den Riddarfjärden und zwei anschließenden Balkenviadukten von je 103,2 m Länge und 12,9 m Fachweite auf Kungsholmen und Långholmen sowie über den Hauptträgern der Bogenöffnungen (Abb. 4). Die Hauptträger — zwei in jeder Öffnung in 18 m Abstand Mitte zu Mitte — bestehen aus eingespannten Blechbogen, die mit K-Verbänden untereinander verbunden sind.

Die große Bogenöffnung der Westbrücke hat eine lichte Durchfahrthöhe von 24 m auf einer Breite von 50 m senkrecht zur Hauptfahrrinne

<sup>2)</sup> Nunmehr liegt eine Vereinbarung zwischen dem Staat und der Stadt vor, nach der die Zufahrtsstraßen auf Kungsholmen eine vorläufige Planlage erhalten haben, die in Abb. 1 eingezeichnet worden ist.

<sup>1)</sup> s. Bautechn. 1930, Heft 44, S. 661.



1934

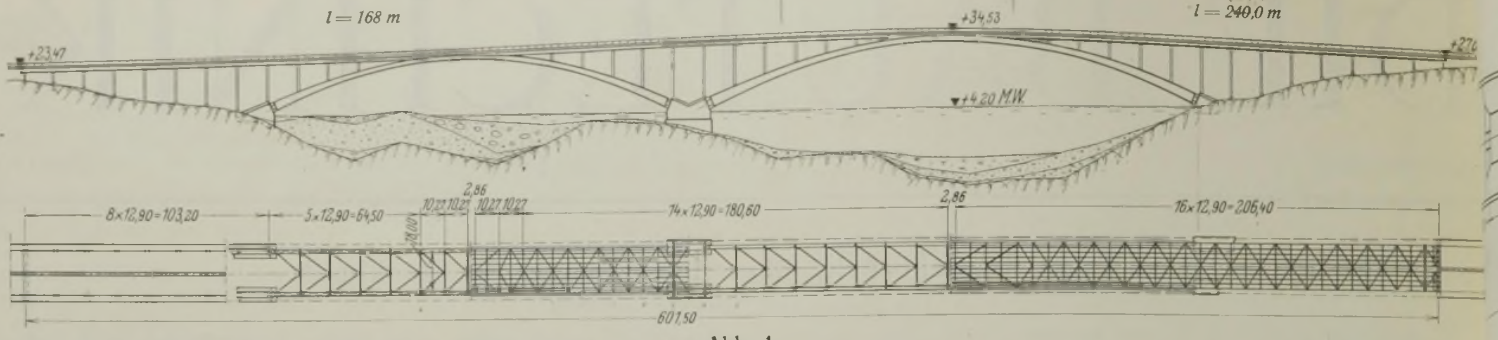


Abb. 4.

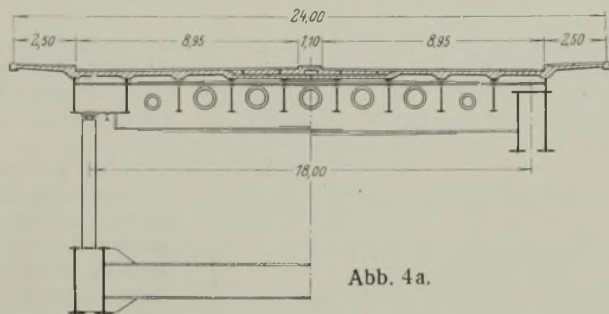


Abb. 4a.

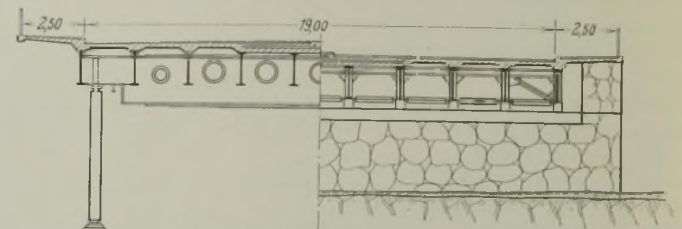


Abb. 4b.

Abb. 4, 4a u. 4b. Gesamtansicht der Mälarseebrücke.

in Riddarfjärden. In einer Breite von 19 m beträgt die lichte Höhe 26,0 m und im Bogenscheitel 26,85 m, die Wassertiefe der Fahrinne an der Brückenstelle beträgt 20 m, alles im Verhältnis zu MW.

Die Fahrbahnplatte aus Eisenbeton liegt auf zehn geschweißten Längsträgern im Abstände von 2,13 m zwischen genieteten Querträgern, die ihrerseits auf rohrförmigen Pendelsäulen gelagert sind. In der Mitte jedes Feldes sind die Längsträger mittels Lastverteilungsträger zusammengekuppelt, und seitwärts ist der Trägerrost mit einem durchgehenden waagerechten Verband an der Unterkante der Längsträger ausgerüstet.

Die Bogen stützen sich an den Kämpfern gegen aufgelöste Betonfundamente unmittelbar auf Fels, teils an den Ufern von Kungsholmen und Långholmen, teils auf einer Unterwasserklippe im Riddarfjärden. Außer auf den Bogen über Wasser ruhen die Säulen auf kleinen Betonfundamenten auf dem Lande. Die Widerlager der Anschlußviadukte sind aus Beton auf Kungsholmen und aus Bruchsteinmauerwerk in Zementmörtel auf Långholmen (Abb. 4b.)

Die allgemeine Anordnung der Brücke geht aus der Gesamtansicht Abb. 4 hervor.

Bedingung gestellt, die Hauptstaatseisenbahn von Süden bei einer etwaigen Einführung über Kungsholmen — die sog. Smedsuddlinie — nach dem Zentralbahnhof über die Zufahrtrampe der Brücke auf Långholmen überführen zu können, ohne daß steilere Neigungen der Fahrbahn als 1:25 notwendig würden. Auch aus ästhetischen Gesichtspunkten sowie mit Rücksicht auf die Lage des Wasserleitungsdammes am Kungsholmer Ufer nahe am Bodenwiderlager scheinen die gewählten Stützweiten angezeigt.

Die Lagerungsverhältnisse des Bodens in der Brückenachse gehen aus Abb. 4 hervor. Südlich vom Mittelgrunde in Riddarfjärden liegt der Fels in einer größten Tiefe von rd. 37,5 m unter MW, wobei die größte Wassertiefe etwa 20 m beträgt. Die weichen Bodenschichten bestehen aus Schlamm und weichem Lehm bis zu einer Mächtigkeit von 13 m und Pinmo (einem Konglomerat aus Kies, Sand und festem Ton mit kleineren und größeren Steinen gemischt), darunter Kies auf dem Felsen. Nördlich von der Mittelklippe, deren höchster Punkt 3 m unter MW liegt, fällt der Fels wieder bis 17 m unter MW mit einem ganz ähnlichen Lagerungsprofil wie auf der südlichen Seite. Weiter nördlich hat sich mehr und mehr Schüttmaterial, u. a. großer Bruchstein aus dem Wasserteilungsdamm in die weichen Bodenschichten eingemengt, was einige Schwierigkeit für die Gründungsarbeiten verursacht hat.

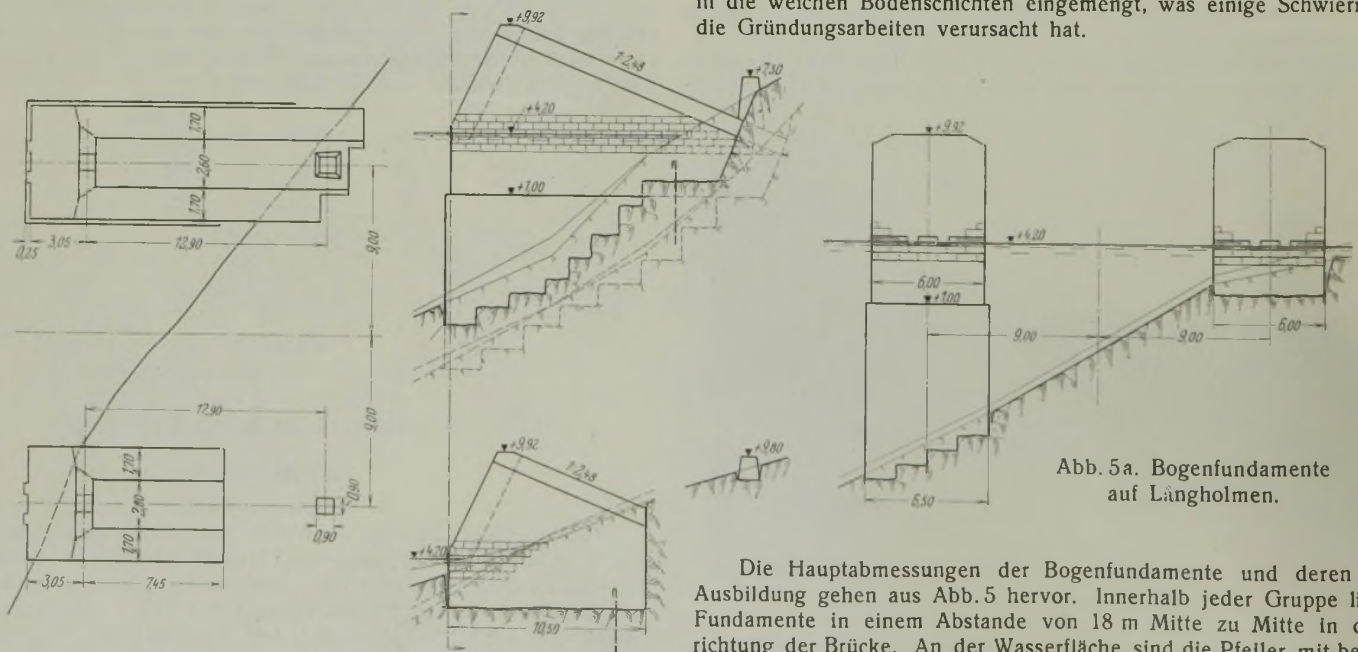


Abb. 5a. Bogenfundamente auf Långholmen.

## 2. Konstruktive Ausbildung und Bauvorgang. Fundierung.

Mit Rücksicht auf die vorhandenen Bodenverhältnisse in Riddarfjärden scheint die gewählte Lage für die Brückenfundamente in den Uferlinien und für den gegenüber Smedsudden gelegenen Mittelpfeiler wohl begründet. Die Wahl von Stützweiten usw. hängt auch von der Lage und Richtung der Hauptfahrinne der Schifffahrt und der hierfür von der Hafenbehörde geforderten lichten Durchfahröffnung ab. Weiter war noch die

Die Hauptabmessungen der Bogenfundamente und deren bauliche Ausbildung gehen aus Abb. 5 hervor. Innerhalb jeder Gruppe liegen die Fundamente in einem Abstände von 18 m Mitte zu Mitte in der Querrichtung der Brücke. An der Wasserfläche sind die Pfeiler mit behauenen Granit verkleidet. Sonst sind die sichtbaren Betonflächen nicht bearbeitet worden. Sämtliche Bogenfundamente sind innerhalb der Spundwände oder Fangdämme und nach Ausgrabung und Felssprengung unter Wasser gebaut, mit Ausnahme der niedrigen Bogenkämpfer am Kungsholmer Ufer und dem westlichen Bogenkämpfer auf Långholmen, die in trockener Baugrube ausgeführt worden sind. Bei dem letzteren kam ein kreisförmiger Fangdamm zur Verwendung, wie aus Abb. 6 ersichtlich. Für das östliche Fundament des mittleren Bogenpfeilers mußte geborstener



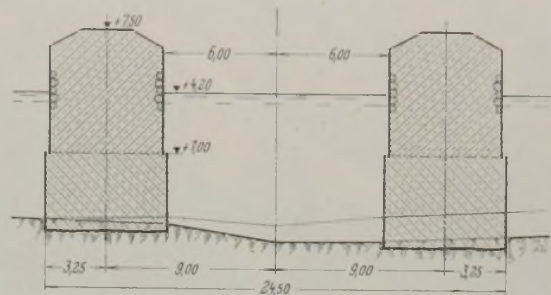
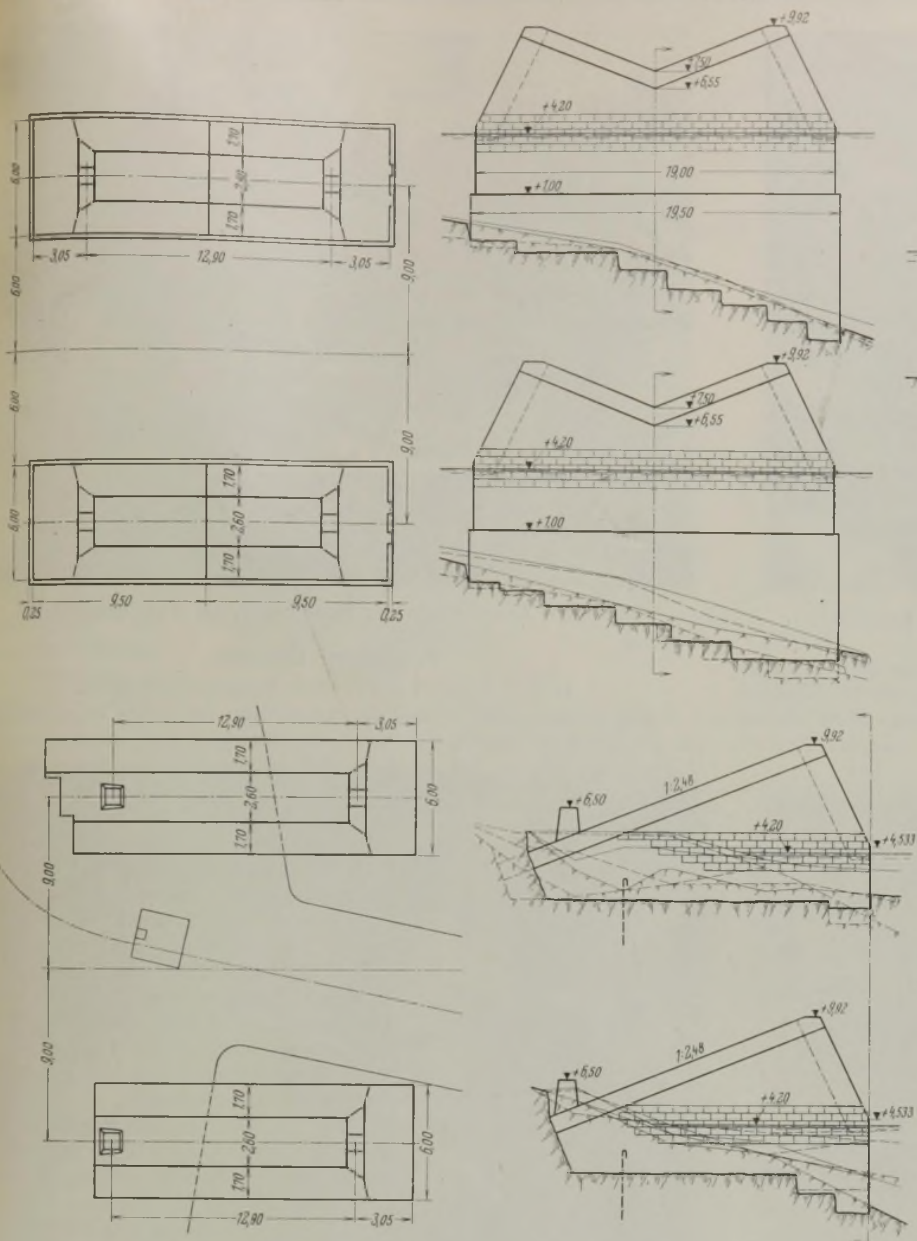


Abb. 5b. Die mittleren Bogenpfeiler.

Längholmen aus Beton unter Wasser mit Hilfe von Senkrohren gegossen, die beiden erstgenannten in verschiedene Gußlamellen zerlegt und in der Reihenfolge gegossen, wie aus Abb. 8 ersichtlich. Die Zerlegung des zu gießenden Betonkörpers in mehrere Lamellen hing mit der Lieferfähigkeit des Unternehmers zusammen. Nach dem Auspumpen der Baugrube wurde der obere Teil der Fundamente mit erforderlichen Abstufungen

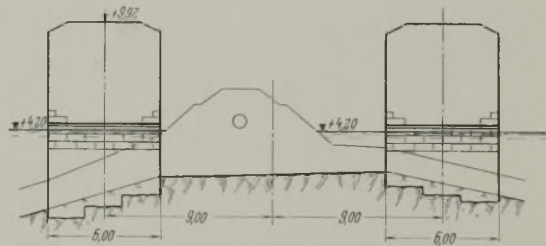


Abb. 5c. Bogenfundamente auf Kungsholmen.

Abb. 5a bis 5c. Bauliche Ausbildung der Bogenfundamente.

Fels von 1 m durchschnittlicher Mächtigkeit teilweise entfernt werden, bevor der Beton unter Wasser gegossen wurde. Die größte Gründungstiefe beträgt ungefähr 12 m am südlichen Rande der Fundamente des Mittelpfeilers und in der nordöstlichen Ecke des östlichen Fundamentes auf Längholmen.

Die Fangdämme aus Holz für die tieferen Fundamente wurden auf bestem Gerüst über Wasser gebaut und mit Hilfe von Schraubenflaschenhaken gesenkt, wie Abb. 7 zeigt. Bis auf 3 m unter Wasserfläche wurden die Fundamente des Mittelpfeilers und das östliche Bogenfundament auf

und in vorgeschriebenen Lamellen im Trockenen gegossen. Das Gießen im letzten Abschnitt wurde durch die Ankerbolzen der Bogen sowie die der Lagerstühle etwas erschwert, wie aus Abb. 9 u. 9a hervorgeht. Die 16 Ankerbolzen von je 3" Durchm. für die Bogen und 16 Befestigungsbolzen der Lagerstühle von 2 1/2" Durchm. waren für je zwei Auflagerpaare in einem gemeinsamen Führungsrahmen genau in richtiger Lage befestigt und dann in das Fundament eingelegt. Nach genauem Einpassen wurde die ganze Ankervorrichtung einbetoniert, wobei sehr sorgfältig darauf geachtet werden mußte, daß die Bolzen aus ihren Lagen nicht verrückt wurden.

Der Unterwasserbeton sowie der im Trockenen gegossene Beton der



Abb. 6. Kreisförmiger Fangdamm auf Längholmer Ufer.

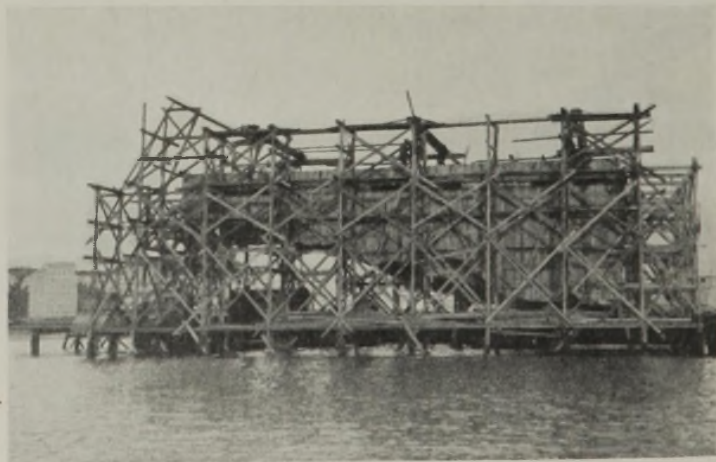


Abb. 7. Versenkbarer Fangdamm aus Holz.





Abb. 8. Das Gießverfahren der Fundamente des Mittelpfeilers.



Abb. 9a. Ankerbolzen der Bogen usw. im Zwischenpfeiler.

Fundamente enthält 370 kg Zement je  $m^3$  Beton mit Ausnahme der stark bewehrten Teile unter den Lagerstützen, deren Gehalt an Zement 400  $kg/m^3$  beträgt. Für die Herstellung des Betons wurde bester Betonkies und bester Natursingel mit Korngröße  $\leq 50$  mm aus der Asknäs-

### 3. Eiserner Überbau.

#### a) Die Hauptträger der Bogenöffnungen.

Wie vorher erwähnt, sind die Hauptträger der beiden Bogenöffnungen als eingespannte Blechbogen mit kastenförmigen Querschnitten und 168 bzw. 204 m theoretischer Stützweite ausgebildet. Die entsprechenden Pfeilhöhen betragen 20,30 bzw. 24,65 m. Die Einspannung an den Kämpfern findet statt mit Hilfe von zwei Stützlagern und den vorher erwähnten Ankerbolzen (Abb. 10). Die Lagerstütze können durch Keile geregelt werden, und die genaue Einstellung der Lagerstütze geschieht mit Hilfe von besonderen Stellschrauben, die im Betonmauerwerk angebracht sind. Nach dem Einjustieren wurden die Lagerstütze mit einer 10 cm hohen Betonschicht (400  $kg/m^3$  Zementgehalt) untergossen.

Die Abmessungen der Bogen und deren bauliche Ausbildung gehen aus Abb. 11 hervor. Die Konstruktionshöhen im Scheitel und an den Kämpfern betragen 2 bzw. 4 m für die kleineren Bogen und 2,5 bzw. 4,6 m für die größeren Bogen. Die Breite des Obergurtes ist 1,62 m und der freie Abstand zwischen den Stehblechen 1,16 m. Außer den radialen Querschotten in jedem Teilungspunkte des Bogens werden die Stehbleche mit durchgehenden axialen Versteifungen in drei Reihen, die teilweise gegenseitig vergittert sind, versteift. Die aufgelösten Untergurte der Bogen werden von einem durchgehenden Blech mit ovalen Mannlöchern in regelmäßigen Abständen zusammengehalten und versteift. Die Bogen selbst sind durch Querriegel und K-Diagonalen miteinander verbunden. In den Feldern an den Scheiteln der Bogen sind die Querriegel derart ausgebildet, daß sie gleichzeitig als Querträger der Fahrbahn dienen.

#### b) Anfertigung und Aufstellung.

Die Bogen sind in der Werkstätte in etwa 13 m langen Teilen der Feldlänge entsprechend angefertigt und genietet, mit Ausnahme der Endfelder, die wegen des großen Gewichts in der Mitte gestoßen worden sind. Sonst wiegen die für Ferntransporte vorgesehenen Bogenteile höchstens 55 t. Abb. 12 zeigt zwei Bogenhälften der 204-m-Öffnung, die zum Zusammenbohren und Nieten in der großen Werkstatthalle der AG Vereinigten Stahlwerke Union, Dortmund, die sämtliche Bogen der Westbrücke, ausschließlich der Verbände und Lagerkonstruktionen, für Rechnung der Hafenverwaltung geliefert haben, ausgelegt und ausgeschnürt worden sind. Von Dortmund wurde das Brückenmaterial über Rotterdam mit Schiff in fünf Fahrten nach Ekensbergs Werft in Stockholm, etwa 2 km von der Brückenstelle entfernt, transportiert und mit Hilfe eines der Stadt gehörigen Schwimmkrans von 60 t Tragfähigkeit am Kai entladen (Abb. 13). Auf der Werft wurden die Bogen, je zwei Hälften, gleichzeitig auf festem Holzgerüst aufgelegt und zusammengenietet (Abb. 14). Nach dem Zusammennieten wurde jedesmal eine Bogenhälfte mit Hilfe von besonderen Wagen und Winden auf zwei querliegenden Laufbahnen außerhalb des Kais gezogen, auf ein schwimmendes Gerüst aus vier Sektionen des der Werft gehörigen Schwimmdocks übergeführt und in

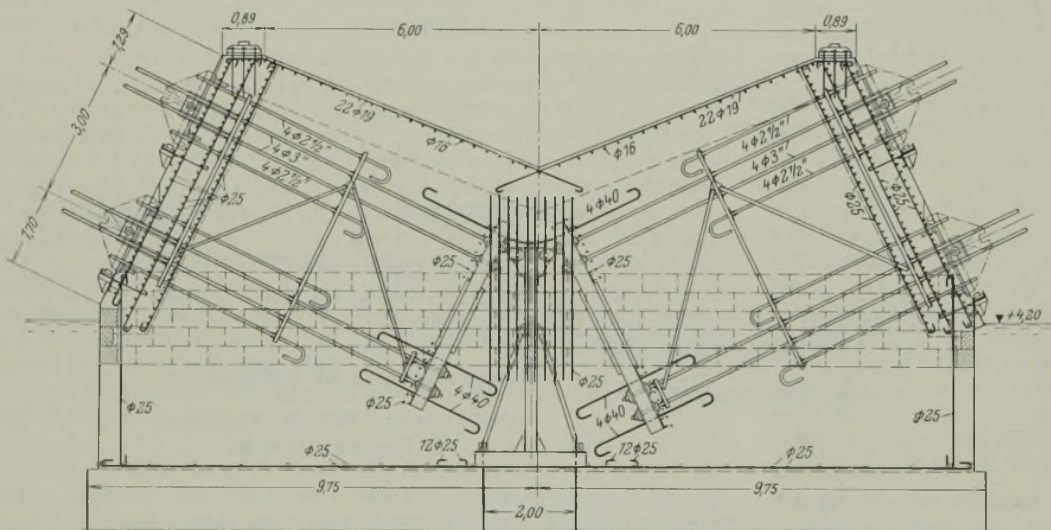


Abb. 9. Ankerbolzen der Bogen.

Grube verwendet. Von der Kote + 5,25 aufwärts sind sämtliche Betonfundamente durchgehend mit Netzbewehrung aus 16 mm Durchm. im Abstände von 300 mm versehen. — Die Gründungsarbeiten der Westbrücke sind von der Unternehmerfirma AG Contractor in Stockholm ausgeführt und wurden im August 1932 beendet.



Abb. 10. Einspannung der Bogen an den Kämpfern.



dieser Lage an die Brückenstelle geschleppt, um dort auf Widerlager und Montagepfeiler gelegt zu werden. Abb. 15 zeigt eine Bogenhälfte auf dem Schwimmdock geschleppt und Abb. 16 drei Bogenhälften der 168-m-Öffnung eingelegt. Nach dem Entlasten des Schwimmdockes wurde der waagrecht liegende Bogen mittels Winden auf Wagen in die endgültige Ebene des Hauptträgers verschoben.

Um diese Arbeitsvorgänge und die weitere Montage der 168-m-Bogen zu ermöglichen, waren

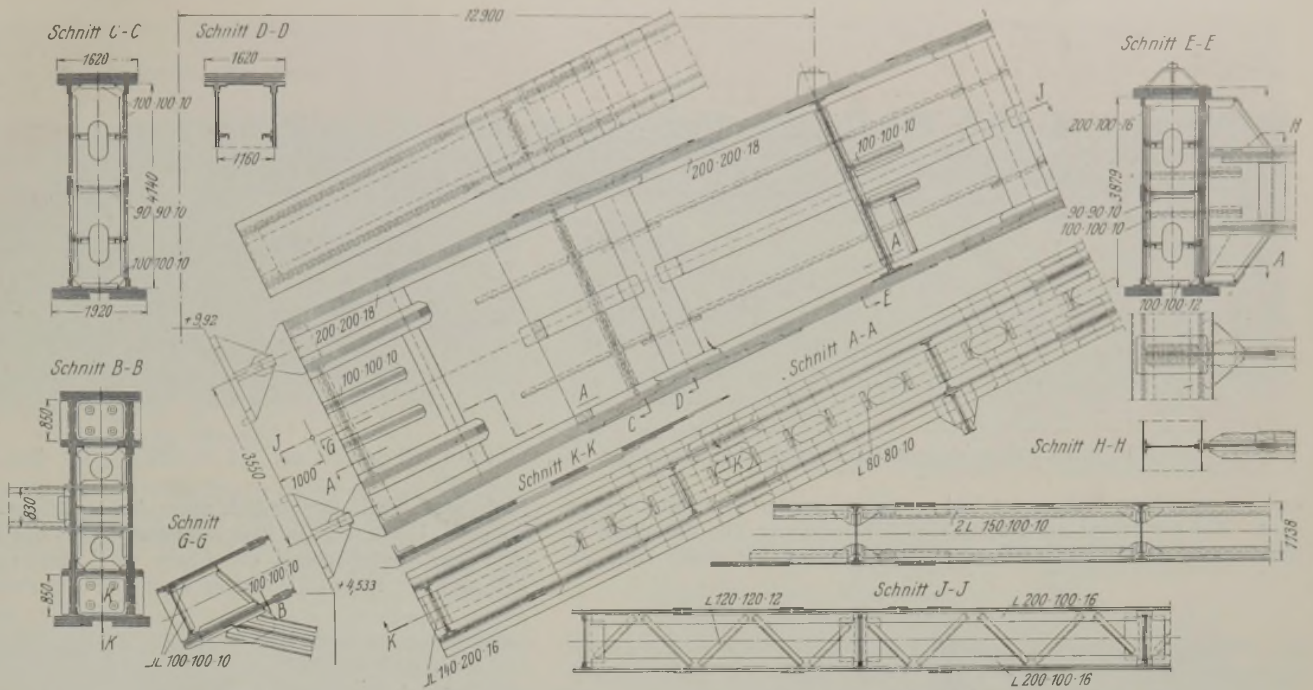


Abb. 11. Bauliche Ausbildung der Bogen.

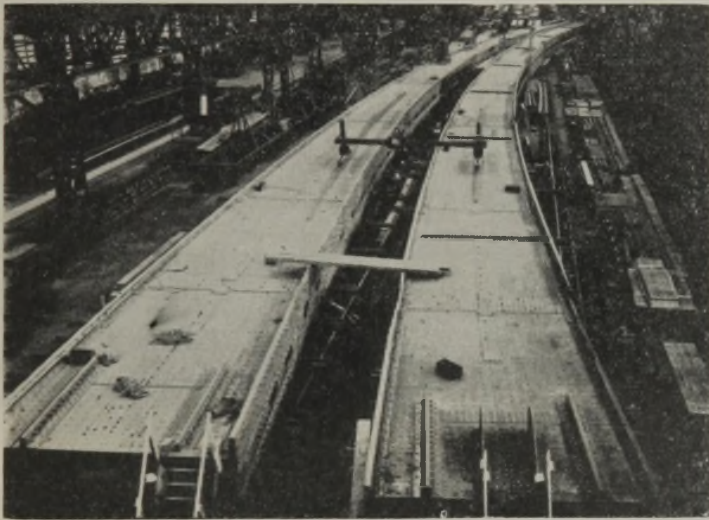


Abb. 12. Zwei Hälften der 204-m-Bogen in der Werkstatt ausgelegt.



Abb. 13. Die Bogenteile werden am Ekenbergs Werfts-Kai entladen.

folgende vorläufige Hilfsbauten herzustellen (Abb. 17). In der Mitte der Bogenöffnung wurde ein Hebeturm aus Eisen auf Holzpfahlgründung aufgebaut. Die Pfähle, die in vier Hauptgruppen gerammt sind und mit Hilfe von Bolzen über der Wasseroberfläche festgeschraubt und zusammengehalten werden, tragen einen eisernen Rost aus zwei Lagen winkelförmig gegeneinander liegender Walz- und Blechträger, auf dem der Turm aus Fachwerk bis 33 m Höhe über MW aufgebaut wurde.

Die Pfahlgründung besteht in jeder Gruppe aus 20 Holzpfählen, deren Größtlänge 20 m und deren Durchmesser an der Spitze 25 cm beträgt. Die größte Belastung eines Pfahles berechnet sich zu etwa 32 t. Das Rammen geschah mit Hilfe eines für diesen Zweck besonders eingerichteten Schwimmkranes (Abb. 18). Im Grundriß hat der Turm 11,5 m Ausdehnung in der Längsrichtung der Brücke und 25 m in der Querrichtung. Die Höhe und die Tragfähigkeit des Turmes sind derart bemessen, daß er



Abb. 14. Zwei Bogenhälften auf festem Nietgerüst in der Ekenbergs Werft, eine auf der Verschiebebahn und eine auf dem Schwimmdock.



Abb. 15.



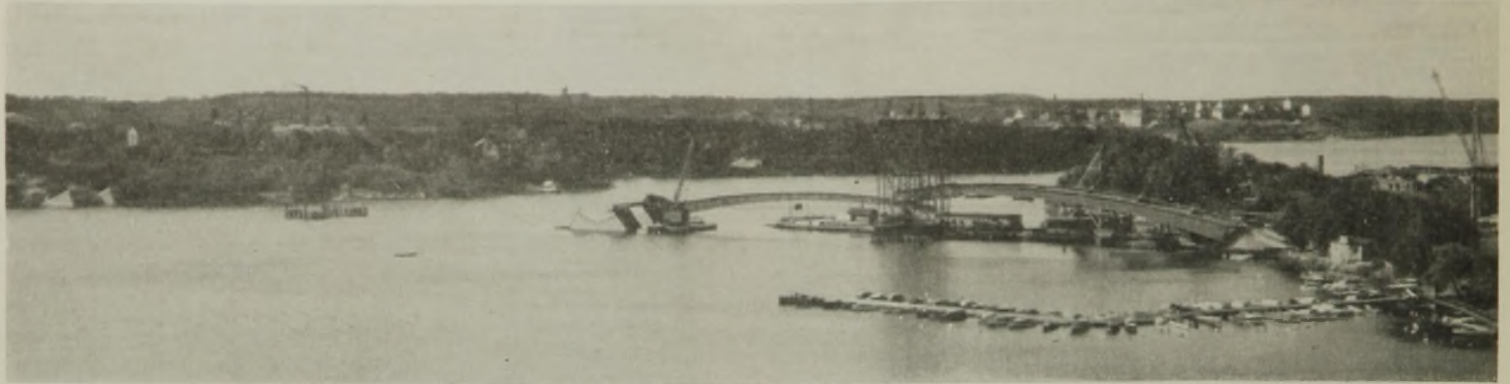


Abb. 16.

Abb. 15 u. 16. Verschiedene Bauvorgänge beim Einlegen der nördlichen Bogenhälfte der 168-m-Öffnung auf dem Bauplatze.

versetzt und beim Heben der 204-m-Bogen wieder verwendet werden kann. Auf der Spitze des Turmes sind Arbeitsbühnen und Aufbauten für Druckwasserpressen und Gelenkketten angeordnet, mit deren Hilfe das

Ende sind die Ketten mittels eines Auflagerträgers mit dem Bogen verbunden. Durch wechselweise Hebung mittels der Kettenpaare, jedesmal eine Stufe entsprechend der Länge eines Kettengliedes, wird erreicht, daß sich die Ketten selbsttätig senkrecht nach jeder Hebung einstellen.



Abb. 17.

Hebeturm auf Holzpfählen in der Mitte der 168-m-Bogenöffnung.

Heben der Bogen in der Mitte stattfindet. Für jede Bogenhälfte sind zwei Paare Gelenkketten und zwei Paare Druckwasserpressen vorhanden, die wechselweise für die Hebung benutzt werden (Abb. 19). Am unteren

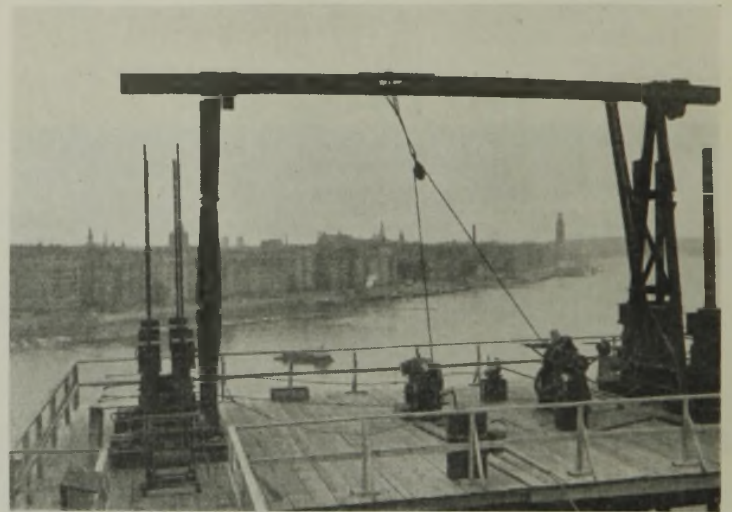


Abb. 19. Hebevorrichtungen auf dem Montageturm.

Während der Aufstellung werden die Bogen auf den Kämpfern von Rahmen aus genietet Eisenblechkonstruktion getragen, die über den Hals der Betonfundamente eingehängt sind, wie aus Abb. 20 ersichtlich. Unten ist der Rahmen mit einem Auflagergestell für den Bogen versehen, und oben ist an den beiden Rahmen der Kungsholmer Widerlager eine querliegende Laufbahn aus zwei Blechträgern befestigt, die so weit außerhalb des östlichen Fundamentes ausgezogen liegen, daß die beiden nördlichen Bogenhälften, die aus diesem Grunde mit einem schnabelförmigen Vorsprung an den Kämpfern versehen sind (Abb. 21), auf die Laufbahn heruntersetzt werden konnten, ohne Gefahr für das Schwimmdock, sich auf Grund auf die Böschung des Wasserleitungsdammes zu setzen. Bevor die Bogen auf die Laufbahn des Hebeturmes gelegt und weiter in die westliche Endlage verschoben wurden, mußten die vortretenden Säulen und Diagonalen in dem unteren Felde des Turmes allmählich aus- und wieder eingebaut werden. Die behelfmäßige Auflagerung der Bogen auf dem Gestell an den Kämpfern geschah mit Hilfe von Drehzapfen auf Rolllagern, die mittels stehender und liegender Druckwasserpressen in jeder Richtung eingeregelt werden konnten.



Abb. 18. Rammen eiserner Pfähle für die Gründung des Hebeturmes.

Nach dem Einmontieren des Windverbandes zwischen den Bogen in waagerechter Lage und nachdem eine vorläufige Justierung stattgefunden hat, wurde die nördliche und die südliche Bogenhälfte, je für sich, bis 1,60 m unter der endgültigen Lage der Bogen gehoben, obwohl die Befestigung des Windverbandes da noch nicht beendet war. Während des Hebens wurden ebenfalls die Querriegel und die Diagonalen der Felder des Hebeturmes, durch die die Bogen geführt wurden, vorläufig entfernt und wieder eingebaut. Gleichzeitig mit dem Heben in dem Turm



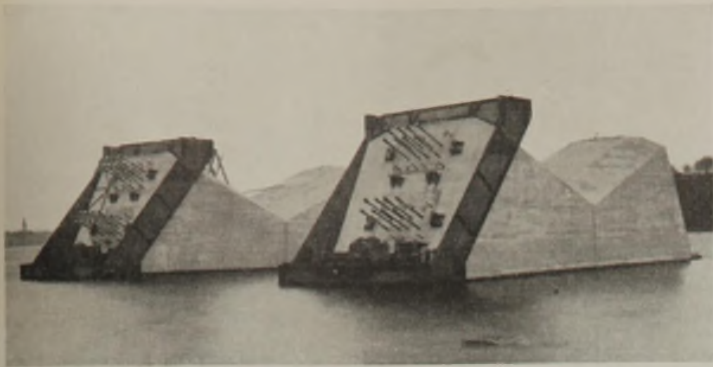


Abb. 20. Aufhängerahmen für die Bogen an den Kämpfern während der Montage.



Abb. 21. Schnabelförmiger Vorsprung des Bogens am Kämpfer.

drehten sich die Bogen um die behelfmäßigen Zapfen an den Kämpfern, wobei die Bewegung der Bogen mit Hilfe der Pressen derartig geregelt wurde, daß die offenen Enden der Bogen über die vorher schon aufgesteckten und mit Ankerbolzen angezogenen Lagerkörper hineingeführt werden konnten (Abb. 22). Nach endgültiger Justierung der Bogen wurden die Lagerschuhe mit der Blechkonstruktion zusammengebohrt und mit gedrehten Bolzen befestigt. Abb. 17 zeigt zweckmäßige und bequeme Arbeitsbühnen zum Nieten des Windverbandes zwischen den Bogen.



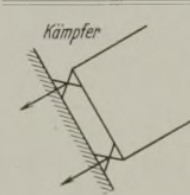
Abb. 22. Eindrehung eines Bogens über die Lagerkörper.

Die Hebung in die Endlage geschah gleichzeitig mit sämtlichen vier Bogenhälften, und das Schließen der Bogen im Scheitel wurde bewirkt mit Hilfe von regelbaren Keillagern aus Stahlformguß und geschmiedetem Stahl, die zwischen den Stehblechen der Bogen eingebaut

waren (Abb. 23). Der Spielraum zwischen den Bogenenden im Scheitel betrug 700 mm. Mit Hilfe von kontrollierbaren Druckwasserpumpen, die über den Bogen auf dem Hebeturm aufgestellt waren, wurden die Keillager im Scheitel und die unteren Keillager an den Kämpfern in solcher Weise eingeregelt, daß die Zugkräfte in den oberen Kämpferlagern bei Berücksichtigung der noch hinzukommenden Belastung durch Fahrbahn usw., Verkehrslast, Temperatur und Windkräfte 550 t nicht übersteigen. Der Spannungszustand der Bogen nach der Entlastung ist durch Deformationsmessungen nachgeprüft worden. Im ersten Stadium nach der Entlastung wirken die Bogen als Eingelenkbogen mit den Auflagerdrücken und den Einspannungsmomenten, die aus folgender Zusammenstellung ersichtlich sind.

Normalkraft = - 1005 t,  
Einspannungsmoment = + 2198 tm,  
Exzentrizität = 2,19 m nach oben,  
Druck im oberen Kämpferlager = - 1225 t,  
Zug im unteren Kämpferlager = + 220 t.

In diesem Zustande wurden die Bogen im Scheitel zusammengenietet, wie Abb. 24 zeigt. Die ungünstigsten Auflagerdrücke und Biegemomente im Scheitel und an den Kämpfern, die in der fertigen Brücke auftreten können, gehen aus folgender Zusammenstellung hervor.

	Normale Belastung Eigengewicht + Verkehrslast + halbe Temperatur (17,5°)			Größte Belastung Eigengewicht + Verkehrslast + Temperatur (35°) + Wind		
	Moment tm	Normal- kraft t	$\sigma$ kg/cm <sup>2</sup>	Moment tm	Normal- kraft t	$\sigma$ kg/cm <sup>2</sup>
Scheitel	+ 1137 - 914	- 3425 - 3526	- 1590 - 1520	+ 1523 - 1300	- 3305 - 3646	- 1710 - 1720
 Größter Lagerdruck Größter Zug im oberen Lager	+ 5281 - 4859	- 4086 - 3596		+ 6732 - 6310 - 5476	- 4470 - 3212 - 3862	
			3804 t		4480 t	498 t

Die erste Bogenhälfte der 168-m-Öffnung kam an die Brückenstelle am 2. Juni 1933 an, und das Schließen der Bogen im Scheitel fand am 26. September 1933 statt. Die Geschwindigkeit beim Heben der Bogen betrug etwa 0,5 m/h.

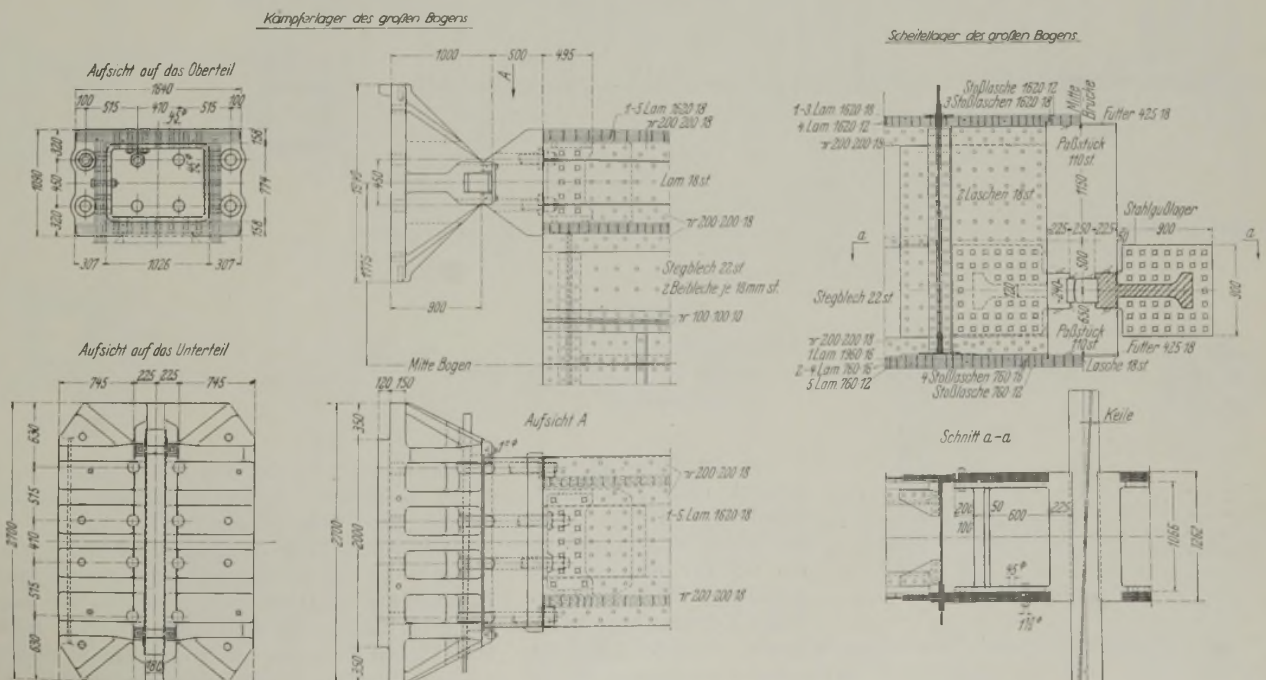


Abb. 23. Regelbares Keillager im Bogenscheitel.



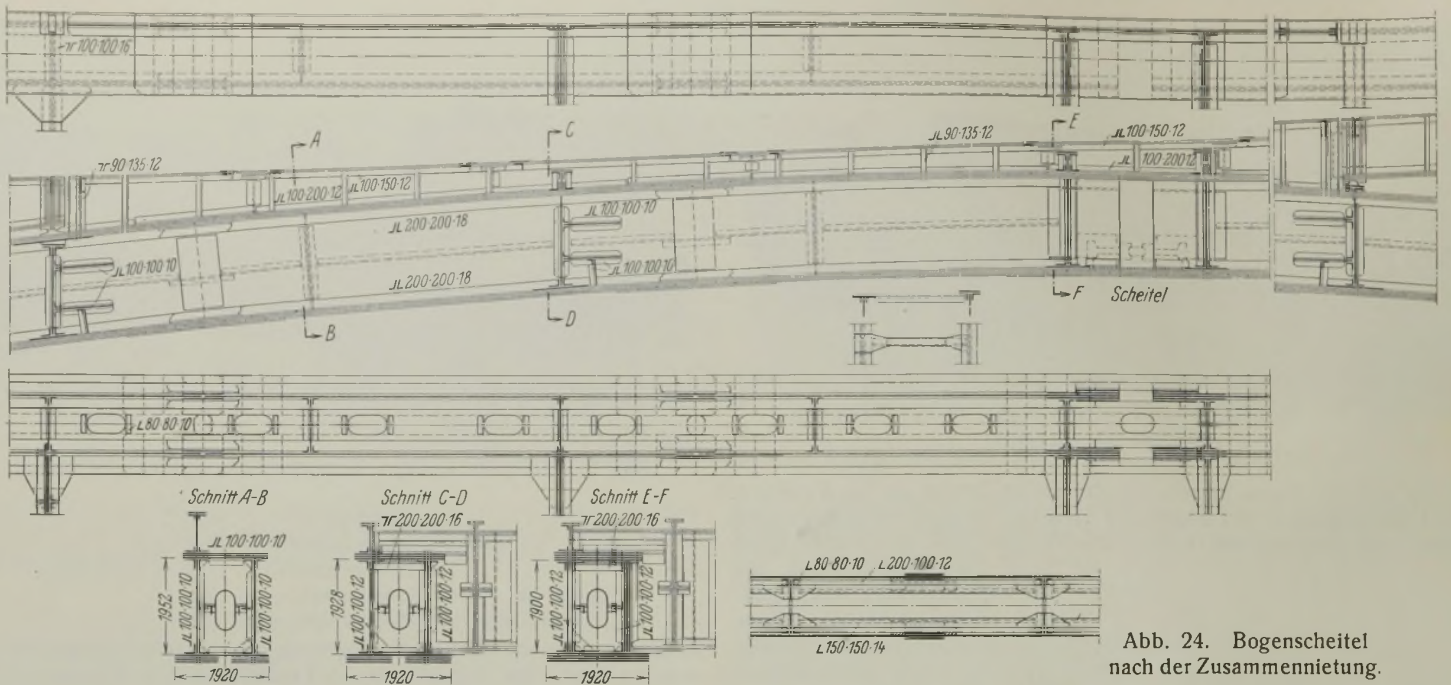


Abb. 24. Bogenscheitel nach der Zusammennietung.

Nach dem Schließen der 168-m-Bogen wurde der Hebeturm abmontiert und auf einer anderen in der Mitte der großen Bogenöffnung hergestellten Pfahlgründung wieder aufgebaut. Wie vorher erwähnt, sind die Bodenverhältnisse hier ganz anders und unvergleichlich ungünstiger als die in der nördlichen Bogenöffnung. Die größte Tiefe bis zum festem Boden beträgt hier etwa 37,5 m unter MW, und anstatt hölzerner Pfähle sind hier etwa 35 m lange eiserne Pfähle mit kastenförmigem Querschnitt aus zwei zusammengeschweißten und gestoßenen Spundeisen, Union Kastenprofil II, verwendet worden. Die Schweißung der eisernen Pfähle nebst zugehörigen Pfahlschuhen fand in Ekensbergs Werft statt. Abb. 18 zeigt das Rammen eiserner Pfähle mit Hilfe einer vorläufigen Pontonramme mit 4,5 t Bärge wicht und von 15 t Tragfähigkeit und Abb. 25 u. 25a die Pfahl-

69 eiserne Pfähle gerammt worden, und jeder Pfahl wiegt 5,5 t, d. i. 155 kg/m.

Das Einschwimmen, Heben und Schließen der 204-m-Bogen wird in

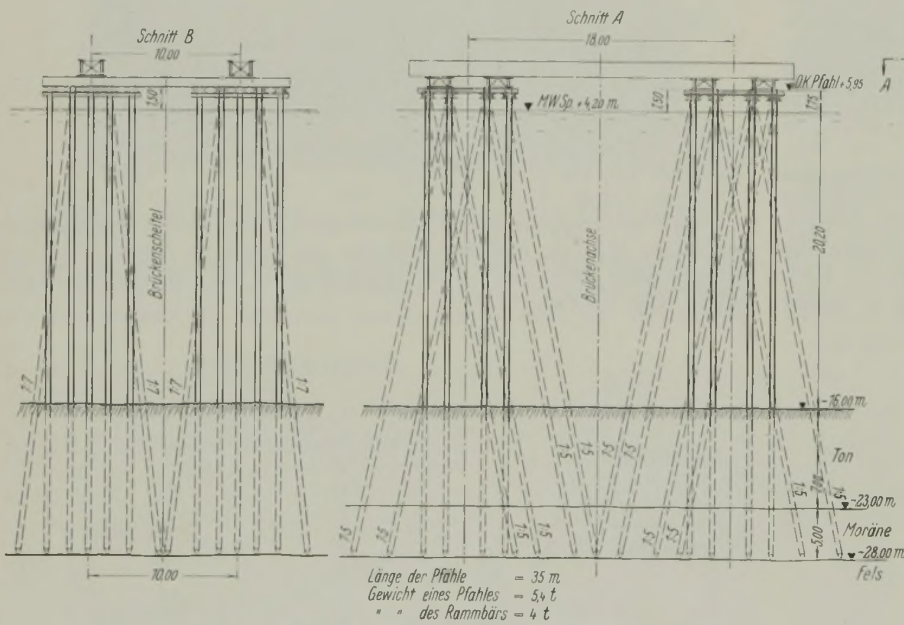


Abb. 25 u. 25a.

Pfahlgründung des Hebeturmes in Grundriß und Ansicht.

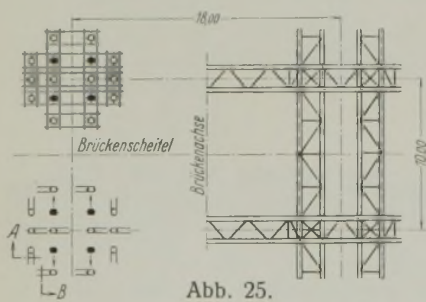


Abb. 25.

Durch Proberammen und Probelastung wurde festgestellt, daß die eisernen Pfähle unter hier vorhandenen Bedingungen mindestens mit je 60 t bei 2,5facher Sicherheit belastet werden konnten. Insgesamt sind

ähnlicher Weise wie bei den 168-m-Bogen vor sich gehen. Abb. 26 zeigt einige Bauzustände dieses Montierungsabschnitts, der bei Abgabe dieses Berichts noch nicht beendet war.

Die Aufstellung der Bogen für die Westbrücke unterscheidet sich von den herkömmlichen Bauvorgängen hauptsächlich dadurch, daß die Zusammensetzung und die Vernietung der Bogen auf festem Gerüst an Land in Ekensbergs Werft stattgefunden haben, wonach sie mit Hilfe eines Schwimmdocks zur Brückenstelle geschleppt und dort eingelegt sowie schließlich mittels fester Gerüsttürme, je einen in der Mitte jeder Bogenöffnung — des einzigen festen Gerüsts auf dem ganzen

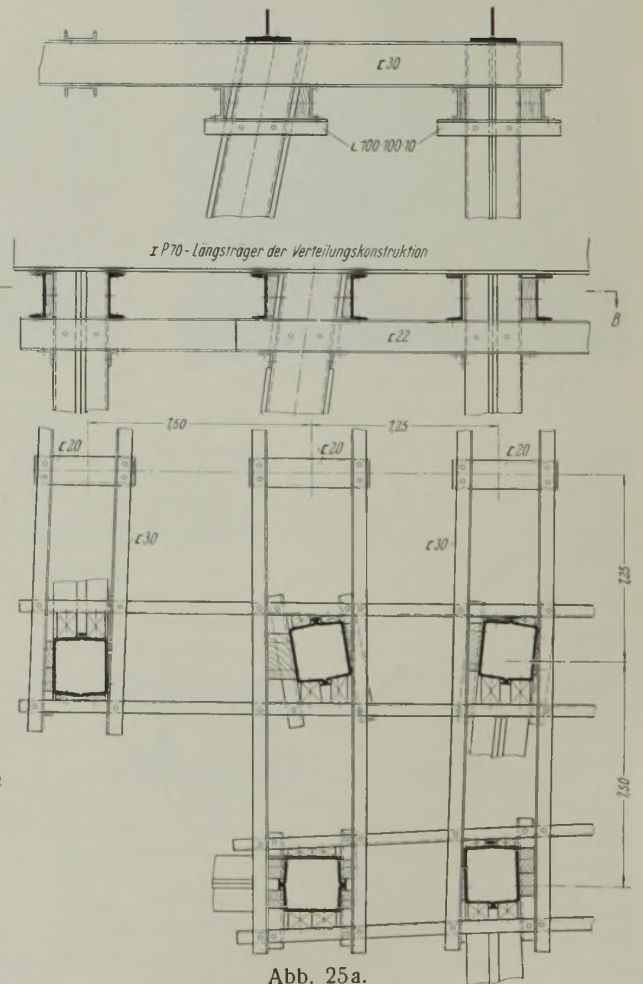


Abb. 25a.





Abb. 26. Einschwimmen der 204-m-Bogen.

Brückenplatz — und einigen Hebe- und sonstigen Hilfsvorrichtungen in die endgültige Höhenlage gebracht worden sind.

Das Hebeverfahren bei Montage der eisernen Brückenüberbauten ist an sich nicht neu. Es gibt mehrere, und zwar beträchtlich größere Brücken, deren Überbauten in ähnlicher Weise montiert worden sind. Das bei der Westbrücke benutzte Arbeitsverfahren weist aber viele neue Einzelheiten und Anregungen auf, die besonders dank dem verdienstvollen Durchdenken, der Vorbereitung und Durchführung der Pläne von seiten der Unternehmer einen ausgezeichneten Erfolg gehabt haben<sup>3)</sup>.

#### 4. Anschlußviadukte und Aufbauten der Bogenöffnungen.

Wie vorher erwähnt, wird die Fahrbahnplatte aus Eisenbeton von einem System von Längs- und Querträgern auf Rohrsäulen getragen. Die geschweißten, 1,30 m hohen Längsträger in Abständen von 2,13 m sind an den Querträgern durchgehend angeschlossen und gestoßen, wie aus Abb. 27 ersichtlich ist. Die Befestigung geschieht mit Hilfe von konsolförmigen Auflagerblechen, die an die Stehbleche der Querträger angeschweißt sind, und die Stöße werden mittels Kontaktkeile in den Untergurten und mit Hilfe von endgeschlitzten und flankengeschweißten durchgehenden Platten im Obergurt hergestellt. Die Randträger, deren 52 mm dicke Untergurtplatte auch als Gurt des waagerechten Verbandes unterhalb der Fahrbahn dient, sind durch Nietverbände etwa 2 m von den Auflagern ge-

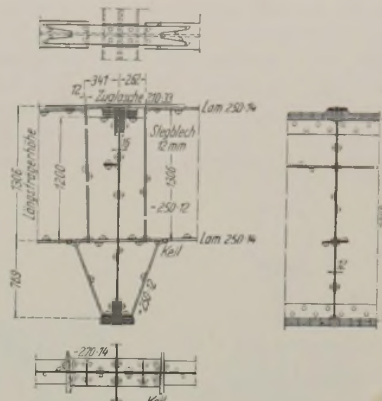


Abb. 27. Befestigung der Längsträger an den Querträgern.

stoßen und an die Querträger durch Kehlnähte angeschlossen. — Die genieteten Querträger, deren Gesamtlänge 19,15 m und deren Abstand zwischen den Auflagerpunkten 18 m beträgt, sind aus Blechen und Winkleisen aufgebaut, mit einer regelmäßigen Stehblechhöhe von 2000 mm. Außer den kreisförmigen geschweißten Versteifungsblechen um die Löcher der Gas- und Wasserleitungsrohre und den konsolförmigen Anschlußblechen der Längsträger sind die Stehbleche der Querträger durch liegende, randgeschweißte Aussteifungsbleche in der Höhe Oberkante der Leitungslöcher sowie durch besondere Aussteifungen und Futterbleche an den Auflagern versteift. An den letzteren Punkten ist die Stehblechhöhe auf 1220 mm beschränkt worden, um den erforderlichen

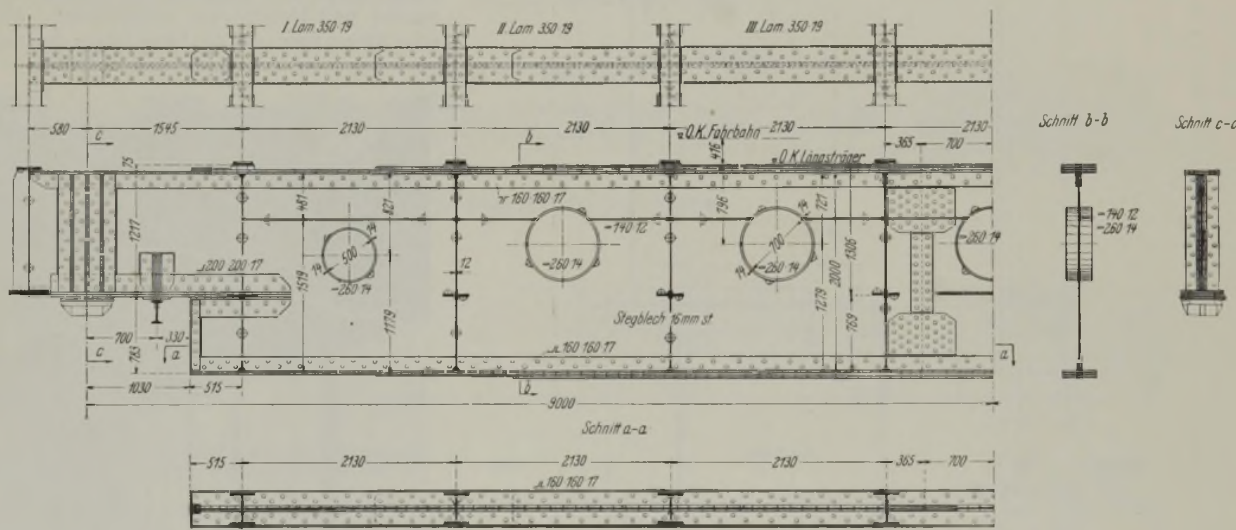


Abb. 28. Ausbildung des normalen Querträgers.

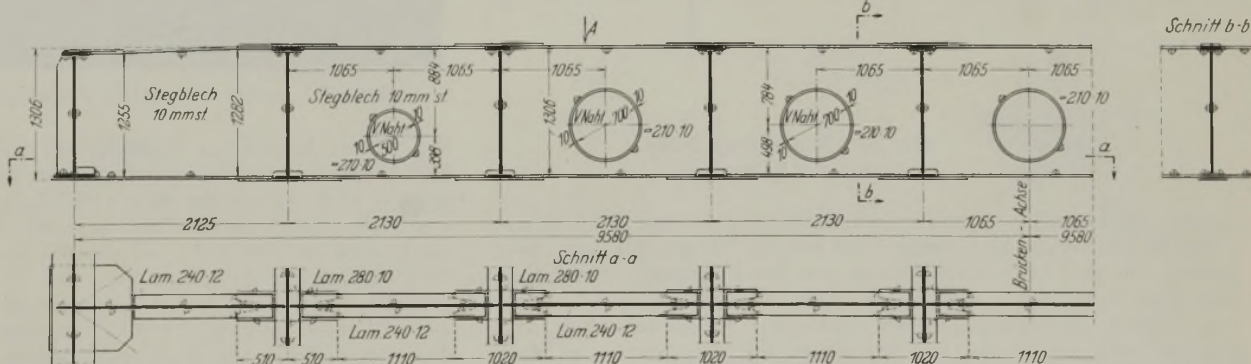


Abb. 29. Lastverteilungsträger in der Mitte eines Längsträgerfeldes.

<sup>3)</sup> Sowohl in der Fachpresse als auch in den schwedischen Tagesblättern war die Behauptung aufgetaucht, die Stadt Stockholm habe einen Betrag von nicht weniger als 300 000 bis 600 000 Kronen dadurch gespart, daß die Lieferung des eisernen Überbaues der Westbrücke einer Firma übertragen wurde, die das Einschwimm- und Hebeverfahren bei der Montage der Bogen geplant hatte. Diese Behauptung ist unrichtig. Als die Hafenverwaltung seinerzeit vor die Frage gestellt wurde, den Eisenüberbau der Westbrücke zu vergeben, lagen Angebote vor sowohl für eine durchweg genietete Eisenkonstruktion mit reiner Freimontage, als auch solche mit teilweiser Freimontage nach dem Programmwurf

der Hafenverwaltung und außerdem solche mit dem hier beschriebenen, nur wenig anders gearteten Montageverfahren für die Bogen. Sämtliche Angebote waren wirtschaftlicher als die, bei denen das Einschwimm- und Hebeverfahren vorausgesetzt war. Wenn jedoch das letztere Angebot angenommen wurde, so beruhte dies darauf, daß eine Variante dieses Entwurfs, in der vorgesehen war, den Überbau in gewissem Umfang als geschweißte Konstruktion auszuführen, billiger war als eines der anderen Angebote. Es war also nicht das Montageverfahren an sich, sondern die Lieferung teilweise geschweißter Bauteile, die entscheidend gewesen war.



Raum für die Laufbahnträger der Revisionswagen unmittelbar innerhalb der Säulen zu erhalten (Abb. 28). In der Mitte jedes Feldes sind die Längsträger durch geschweißte und kontinuierlich angeschlossene Lastverteilungsträger verbunden (Abb. 29). Der Trägerrost wird in der waagerechten Ebene unmittelbar unter den Längsträgern von geschweißten K-Diagonalen mit T-förmigem Querschnitt abgesteift. An den Knotenblechen sind die Diagonalen mit Niete angeschlossen.

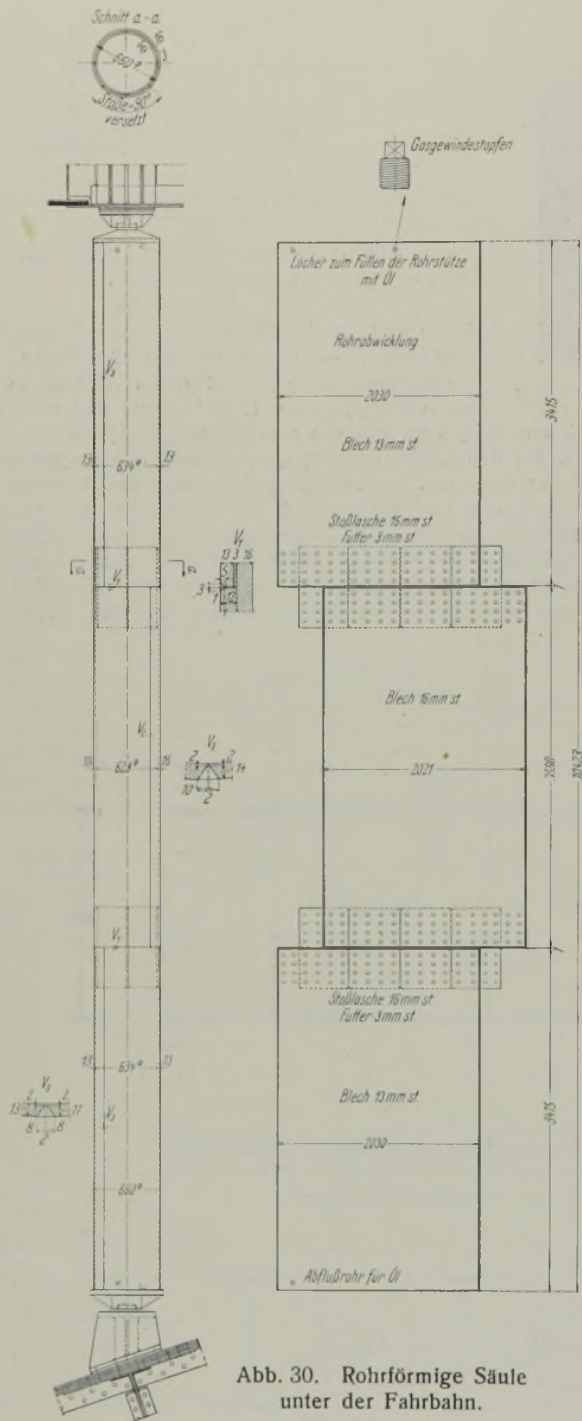


Abb. 30. Rohrförmige Säule unter der Fahrbahn.

Die die Fahrbahn tragenden Rohrsäulen bestehen aus kaltgebogenen 13 bis 28 mm dicken Eisenblechen mit 600 bis 700 mm äußerem Durchmesser. In der Längsrichtung sind die Rohre stumpfgeschweißt mit V-förmiger Naht und in der Querrichtung in Abständen von höchstens 5 m mittels inwendiger Laschen und nach außen versenkter Niete gestoßen. An den Enden sind die Rohre luftdicht geschlossen durch Lagerplatten aus Stahlformguß, die durch Kehlschweißnähte an den Rohrenden befestigt sind (Abb. 30). Vor dem Schließen werden die Rohre inwendig mit gut abzudeckendem Bleimennige und mit bestem Rostschutzöl angestrichen. Um die Rohre inwendig spülen zu können, sind sie an beiden Enden unmittelbar über sowie unter der eingesteckten Kante der Lagerplatten mit 1"-Metallschraubenpfropfen versehen. Die Längen der Säulen schwanken zwischen 10 und 21 m.

Unterhalb der Fahrbahn werden, wie oben erwähnt, Besichtigungswagen auf Laufbahnen innerhalb der Säulen angeordnet, ein erster in dem Kungsholmerviadukt, ein zweiter in dem Långholmerviadukt und ein dritter unter dem Aufbau zwischen den Bogenscheiteln. Jeder Besichtigungswagen

hat eine Länge zwischen den Aufhängepunkten von 16,60 m und wird von einem elektrischen Motor getrieben. Der Wagen ist an beiden Enden mit teleskopisch verschiebbaren Arbeitsbühnen und anderen Vorrichtungen versehen, von denen aus die verschiedenen Teile des eisernen Überbaues zwecks Revision und Anstrich leicht zugänglich werden (Abb. 31).

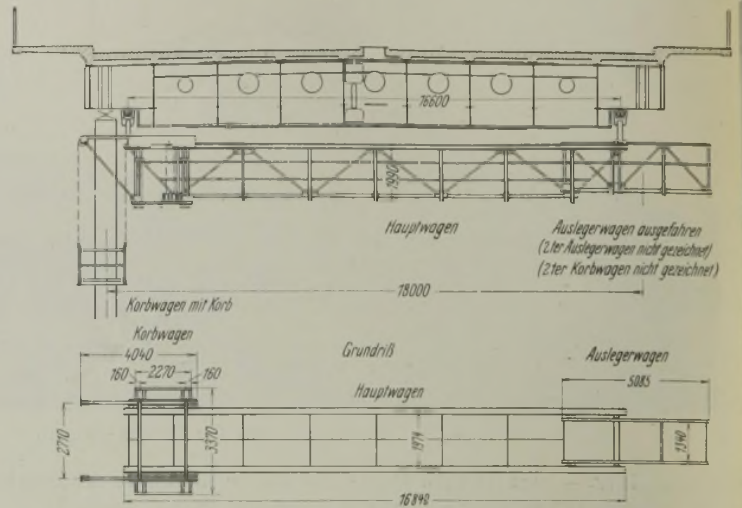


Abb. 31. Besichtigungswagen.

Bauvorgang bei den Viadukten.

Die Aufstellung des eisernen Überbaues der Viadukte begann am Kungsholmer Widerlager und schreitet fort gegen Långholmen, in dem Maße, als die Aufstellung der Bogenträger einschließlich Verbände beendet wird. Die beiden ersten Säulen wurden mit Hilfe von zwei Holzmasten und Hebeböcken aufgerichtet. Auf ähnliche Weise wurden der erste Querträger und die Längsträger des ersten Feldes aufgebaut (Abb. 32).



Abb. 32. Aufbau des ersten Viaduktfeldes auf Kungsholmen.

Der weitere Aufbau des Viaduktes auf dem Lande und auf den Bogen wird ausgeführt mit Hilfe von einem 20-t-Derrickkran mit 21-m-Ausleger, der ein Feld völlig beherrscht. Der Kran bewegt sich auf einer Bahn aus Holzschwellen und Eisenbahnschienen, die auf den Längsträgern ausgelegt wird, in dem Maße, als die Montage fortschreitet (Abb. 33). Ein Feld baut sich in folgender Weise auf: In der Spitze der zuletzt aufgebauten Säule werden leichte Auslegerträger aus Fachwerk von der Länge eines Feldes aufgehängt; die Träger werden durch zwei K-Diagonalen mit dem dahinterliegenden Querträger verbunden. Vor den freien Enden der Auslegerträger wird das nächste Säulenpaar mit dem Kran aufgerichtet. Die Säulen stützen sich mit den Spitzen gegen die Ausleger und werden untereinander mit verstellbaren 1 1/2 zölligen Rundeisenkreuzen verbunden. Nachher wird der Querträger auf die Säulen aufgelegt, und schließlich kommen die Längsträger, zuerst die Randträger, die an den Querträgern vorläufig befestigt werden, dann die Zwischenträger und zuletzt die Lastverteilungsträger sowie der waagerechte Verband, alles mit Hilfe des Derrickkranes. Der Längsträger und die entsprechenden Befestigungsbleche an den Querträgern wurden mit vorläufigen Anschlußwinkeln versehen, um die Einführung und das Zusammenhalten vor und während des Schweißens zu erleichtern. Außerdem wurde unterhalb des Fahrbahn-



gerippes eine Arbeitsbühne aus Walzträger und Holzbohlen für die Schweißung und die Überwachung der Schweißarbeiten gleichzeitig über fünf Felder angeordnet und aufgehängt. Die Bühne wurde allmählich verschoben. Den Bauvorgang des Viaduktes zeigt Abb. 34.

werden, und von einer 7 cm dicken Schutzbetonschicht mit Drahtnetz einlage überdeckt. Der Fahrbahnbelag besteht aus einer 3,5 cm dicken Verschleißschicht aus Gußasphalt und einer unteren, 3,5 cm dicken Bindschicht aus Asphaltbeton unmittelbar auf dem Schutzbeton.

Die Gehwege und der Schutzstreifen in der Mitte der Fahrbahn werden mit 2 cm dicken Gußasphalt als Verschleißschicht und 2 cm dicken Asphaltbeton als Bindschicht ohne besondere Isolierungsschicht



Abb. 33. Derrickkran mit 20 t Tragfähigkeit für Aufbau des Viaduktes.

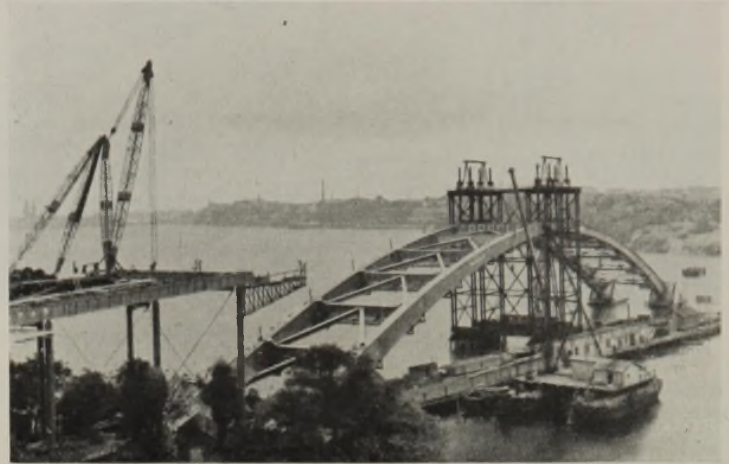


Abb. 34. Bauvorgang des Viaduktes in verschiedenen Stadien.

auf der Betonplatte belegt. Die Kantwinkleisen der Gehwege werden mit besonderen Entwässerungsrinnen versehen, um etwaiges Sickerwasser aus der Bindschicht abzuleiten.

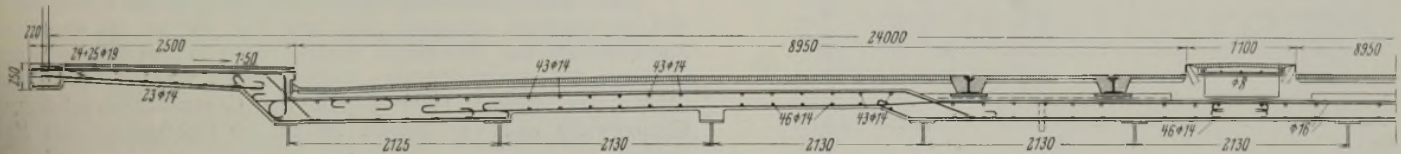


Abb. 35. Bauliche Ausbildung der Fahrbahnplatte.

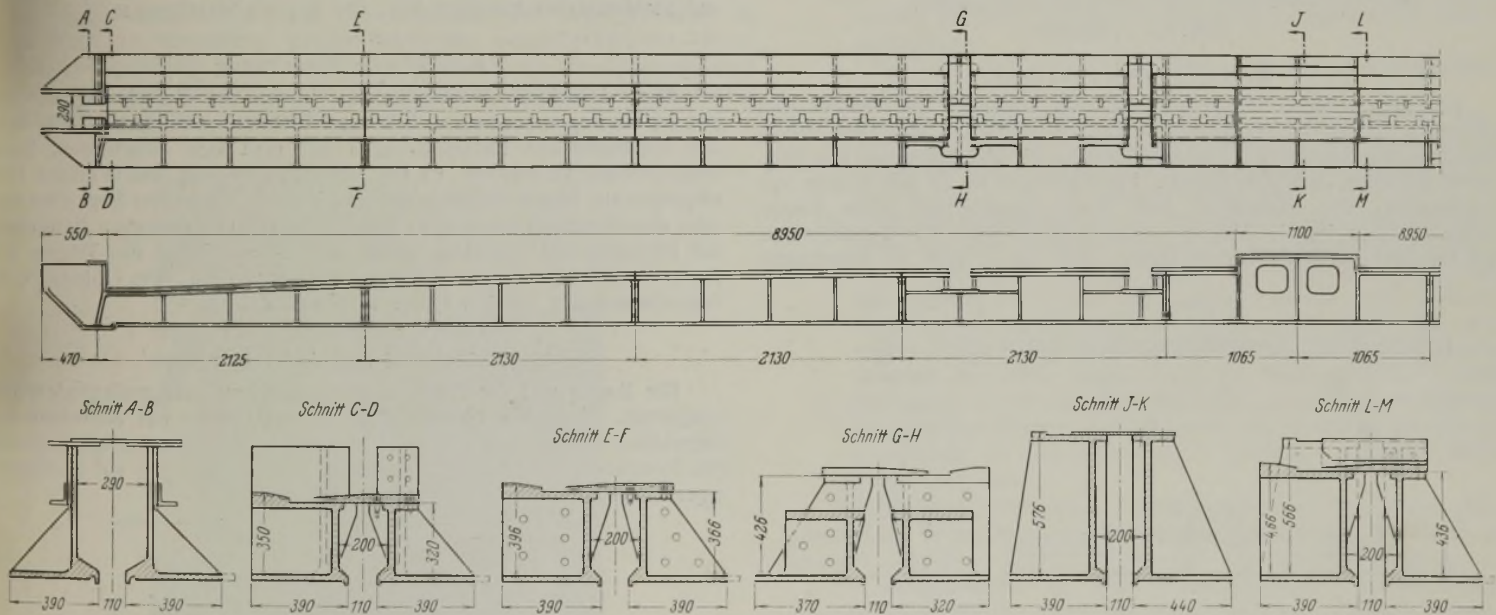
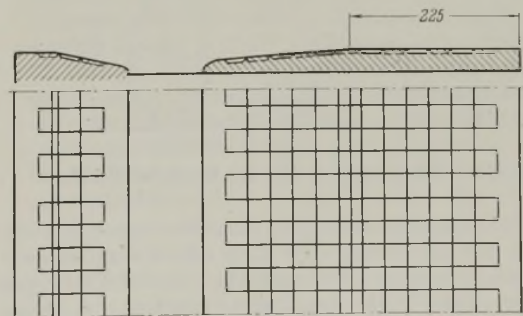


Abb. 36. Dehnungsfugen in der Fahrbahnplatte.

### 5. Fahrbahnplatte und Belag.

Wie schon erwähnt, ist die nutzbare Gesamtbreite der Fahrbahnplatte 24 m, wovon 19 m auf die für zwei Straßenbahngleise in der Mitte und zwei Wagenverkehrsreihen auf jeder Seite vorgesehene Fahrbahn und je 2,5 m auf die Gehwege entfallen. Zwischen den Straßenbahngleisen, die in einem Abstände von 4 m von Mitte zu Mitte liegen, wird eine durchgehende Refuge von 1,1 m Breite mit Raum für Straßenbahn- und Beleuchtungsmaste angeordnet (Abb. 35).

Die Fahrbahnplatte aus Eisenbeton hat eine mittlere Dicke von 18 cm unter der Fahrbahn und 20 cm in den Einspannungsschnitten der ausgekragten Gehwegplatten. Die Bewehrung und die bauliche Ausbildung gehen aus Abb. 35 hervor. Die Fahrbahnplatte wird isoliert mit fünf Asphaltanstrichen und zwei Lagen Asphaltpappe, die an Ort und Stelle ausgeführt



Zu Abb. 36.

Die Dehnungsfugen in der Fahrbahnplatte sind mit geschweißten Kantschuhen versehen und an den Widerlagern und in Querschnitt 17 südlich vom Scheitel des 168 - m - Bogens (Abb. 36) angebracht. In den



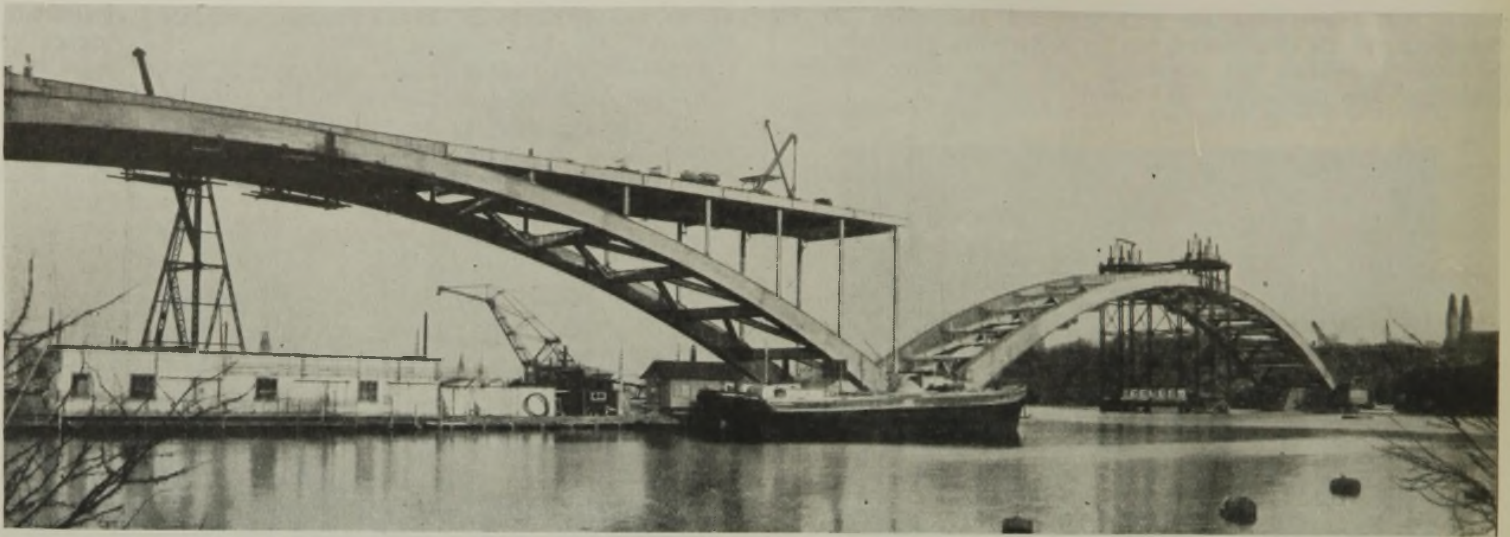


Abb. 38. Bauvorgang des Überbaues Anfang April 1934.

Querschnitten 13, 30 und 35 sind einfache Schruppfugen angeordnet. Das Geländer usw. geht aus Abb. 37 hervor.

Abb. 38 zeigt den Bauvorgang des Überbaues Anfang April 1934.

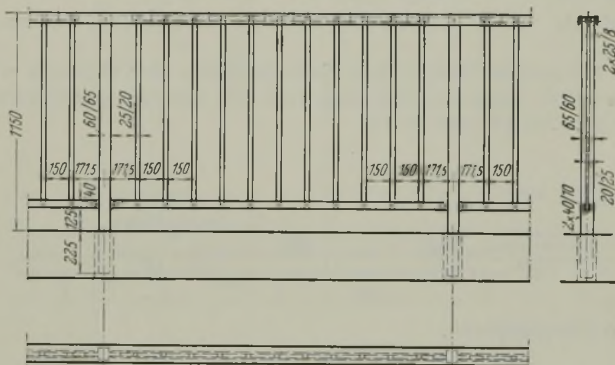


Abb. 37. Geländer.

**Berechnungsannahmen.**

Für die statische Berechnung und das Entwerfen der Brücke sind besondere Berechnungsvorschriften für Straßenbrücken der Stadt Stockholm bzw. die staatlichen Normalbedingungen für Eisenbauwerke von 1931, soweit zugänglich, zugrunde gelegt. Die Fahrbahn ist für vier Reihen von Motorwagen oder Lastwagen, jede Reihe entsprechend einer Ersatzbelastung nach Fig. 1, Abb. 39, einschließlich einer 20-t-Straßenwalze, und für zwei Straßenbahnwagenreihen nach Fig. 2, Abb. 39 gleichzeitig

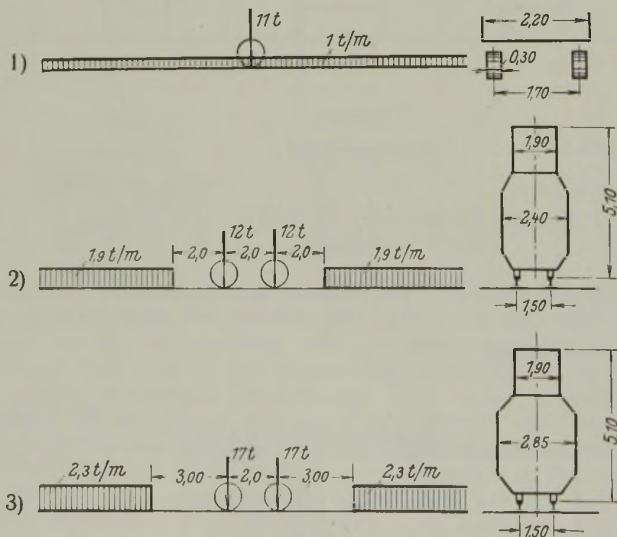


Abb. 39. Maßgebende Ersatzbelastung für die Brückenfahrbahn.

bemessen. Die letztere Belastung entspricht entweder einem Straßenbahnzug, bestehend aus drei 44-t-Motorwagen allein oder einem 6-Wagen-Straßenbahnzug aus zwei 44-t-Motorwagen und vier 28-t-Anhängewagen mit einem Motorwagen in der Mitte des Zuges, sämtlich vierachsige Boggiewagen. Außerdem hat die Straßenbahngesellschaft die Forderung

aufgestellt, daß der schwerste Vorortbahnzug, der für die Tranebergbrücke als maßgebende Belastung vorgeschrieben ist (Fig. 3, Abb. 39), bestehend aus einem 68-t-Motorwagen und drei 40-t-Anhängewagen, in unbelastetem Zustande über die Westbrücke befördert werden kann, wenn keine andere Verkehrsbelastung sich gleichzeitig auf der Fahrbahn befindet. Die dynamische Einwirkung der Verkehrslast wird berücksichtigt durch einen Stoßzuschlag von  $D = \frac{680}{20+1} \%$ , wenn die Anzahl der Belastungsreihen nicht zwei überschreitet.

Außer einer gleichförmig verteilten Belastung, entsprechend  $400 \text{ kg/m}^2$ , sind die Gehwege alternativ auch berechnet worden für einen einzigen 5,5-t-Raddruck des schwersten maßgebenden Fuhrwerkes, von dem die Gehwege bei unabsichtlichem Auffahren des Wagens belastet werden können; in diesem Falle dürfen die Gesamtbeanspruchungen von Eigengewicht und Verkehrslast bis zu der Streckgrenze des Materials steigen.

Die normalen zulässigen Beanspruchungen des verwendeten Eisen- und Stahlmaterials betragen 50% der unteren Streckgrenze.

**6. Statische Berechnung.**

Aus statischen Gesichtspunkten bieten die Berechnung der eingespannten Bogen besonderes Interesse. Erst nach gründlichen Erwägungen und umfangreichen Untersuchungen hat man sich entschieden, Bogen ohne Gelenke zu wählen. Es hat sich dabei gezeigt, daß in diesem Falle eingespannte Bogen mehrere statische Vorteile gegenüber Bogen mit zwei oder drei Gelenken aufweisen. Die Ergebnisse der statischen Berechnung mit Rücksicht auf Knickung in der senkrechten Ebene des Trägers sind durch Modellversuche geprüft und bestätigt worden. Die Grundzüge der Bogenberechnung werden später veröffentlicht.

**7. Material und Anfertigung.**

Die Bogen und die Querträger sind aus kupfermanganlegiertem St52 hergestellt. Sämtliche übrigen Bauteile der Brücke mit Ausnahme von Lagerteilen u. dgl. sind aus St 44 mit 0,25% Kupferzusatz zur Erhöhung des Korrosionswiderstandes ausgeführt. Die Forderungen auf Festigkeitseigenschaften der Materialien sind folgende:

Material	$\sigma_{Br}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_s$ kg/cm <sup>2</sup>	$\lambda$ %
St 52 . . . . .	5200	3600	20
St 44 . . . . .	4400	2600	20

wo  $\sigma_{Br}$  = die kleinste Zugspannung bei Bruch,  $\sigma_s$  = die untere Streckgrenze des Materials und  $\lambda$  die kleinste Verlängerung bei normaler Meßlänge bedeuten. Stahlformguß in Lagerteilen u. dgl. sollen eine Mindestbruchfestigkeit von  $5000 \text{ kg/cm}^2$  haben und mindestens 16% Verlängerung bei halbnormaler Meßlänge aufweisen. Die entsprechenden Eigenschaften des geschmiedeten Stahles mit 0,35% Kohlengehalt in den Lagerteilen sollen  $5500 \text{ kg/cm}^2$  bzw. 25,5% sein.

Weiter wurde verlangt, daß die Festigkeitseigenschaften der geschlagenen Niete gleich denen des Baumaterials seien. Bei der Abnahme wurde diese Bedingung geprüft durch den Nachweis einer festgestellten Beziehung zwischen den Festigkeitseigenschaften der geschlagenen Niete und denen des un bearbeiteten Nietmaterials.



In den Bogen, wo die Gesamtdicke der zusammenzufügenden Blechlamellen bis zu 157 mm erreicht, ist große Mühe verwendet worden, um eine erstklassige Nietarbeit zu erreichen. In der Werkstatt sind die Bogen so weit wie möglich mit Hilfe von einer Druckwasser-Nietmaschine mit 58 t Klemmkraft und selbsttätiger Druckreglung genietet worden. Die übrigen Niete sind mit Drucklufthämmern geschlagen, wobei das sog. Edelnietverfahren, d. h. Vorstauchen des Nietschaftes, bei 28 bis 32 mm Nietdurchmesser und größeren Klemmlängen als 100 mm zur Verwendung gekommen



Abb. 40. Druckwasser-Nietmaschine mit 58 t Klemmkraft.

ist, um ein besseres Ausfüllen des Nietloches zu erreichen. Das Vorstauchen wird mit Hilfe einer besonderen Zange ausgeführt, die über den Schaft gesteckt wird und durch einige Schläge des Lufthammers das Ausfüllen des Nietloches bewirkt, bevor die Verformung des Schlagkopfes beginnt (Abb. 40). Auch beim Nieten der Bogen in der Ekenbergs Werft ist vorgestaucht worden. Um das Aufräumen der Bogennietlöcher in der Werft zu erleichtern, wurden besondere, ausschließlich für diesen Zweck ausgebildete Halte- und Führungsrahmen für die Bohrmaschinen verwendet. Der Rahmen wurde mit Hilfe von Laufrädern in der Längsrichtung des Bogens verschoben.

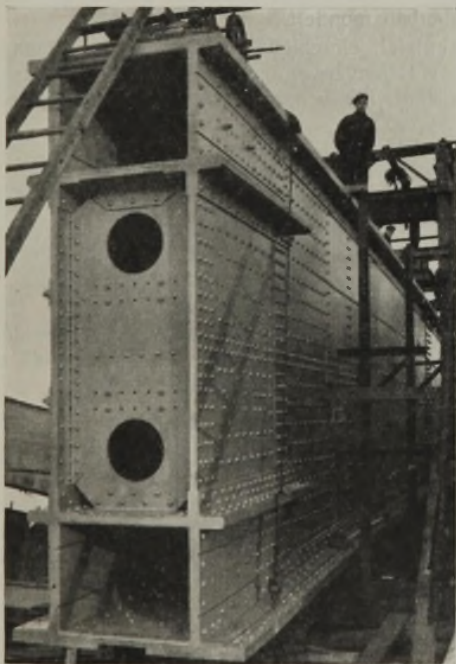


Abb. 41. Anfang des 204-m-Bogens.

In der Werft wurden die verschiedenen Bogenteile mit Hilfe eines 60-t-Portalkranes auf das Nietgerüst gelegt. Der Kran läuft auf einem Gleis mit 20 m Spurweite und beherrscht das ganze Gerüst und den nebenliegenden Lagerplatz. Abb. 41 zeigt die Anfangspartie des 204-m-Bogens im Querschnitt.

## 8. Schweißung.

Wie bereits erwähnt, sind geschweißte Eisenkonstruktionen für Brückenbauzwecke in größerem Umfange bei der Westbrücke zum erstenmal in Schweden zur Verwendung gekommen. Bei Vergebung des eisernen Oberbaues dieser Brücke war das Schweißverfahren überhaupt und dessen Verwendung im Brückenbau ziemlich neu, und eigene Erfahrungen mangelten beinahe vollständig. Es ist daher verständlich, daß die Behörde, da es sich um Schweißen nicht nur der Längs- und Lastverteilungsträger, sondern auch der Querträger, Säulen und des waagerechten Verbandes der Fahrbahn handelte, Bedenken hatte. Bevor man sich entschloß, Schweißung in diesem Maße zu genehmigen, wurde die Schweißfrage grundsätzlich und praktisch zusammen mit mehreren hervorragenden Sachverständigen auf diesem Gebiete, wie Reichsbahndirektor Geheimrat Schaper, Berlin, Prof. Gaber, Karlsruhe, Prof. Gehler, Dresden, Prof. Schultz, Dortmund, u. a. durchgehend besprochen. Die Sachverständigen haben folgendes Gutachten abgegeben:

1. Es liegen bei der Deutschen Reichsbahn schon eine ganze Reihe von Ausführungen im Eisenbahnbrückenbau vor, bei denen das Schweißverfahren angewendet worden ist. Wohl zehn Brücken sind schon seit längerer Zeit im Betrieb, alle haben sich bisher sehr gut gehalten. Es handelt sich hierbei um vollwandige Brückenträger.
2. Auf Grund der Erfahrungen, die bei Versuchen gewonnen sind, liegen noch Bedenken vor gegen die Ausführung von Fachwerkträgern in geschweißter Ausführung.
3. Gegen die Anwendung des Schweißverfahrens bei vollwandigen Trägern in St 52 liegen keine Bedenken vor, wenn entsprechende Elektroden gewählt werden.
4. Im vorliegenden Falle, der Westbrücke in Stockholm, bestehen nach der Ansicht der Sachverständigen keine Bedenken, die Querträger und Längsträger der Fahrbahn geschweißt auszuführen. Es wird empfohlen, die Querträgerstegbleche ohne Stöße auszubilden und sie an die Hauptträger biegefest durch Niete anzuschließen. — Weiter wird empfohlen, Quernähte auf den Kopfplatten nur als Korrosionsnähte auszuführen und die Stegblechaussteifungen gegeneinander zu versetzen.
5. Baustellenschweißungen sind möglichst einzuschränken, also auf die Anschlüsse der Längsträger an die Querträger zu beschränken.
6. Die Querverbände werden besser im Niet- als im Schweißverfahren an die Knotenpunkte angeschlossen.
7. Die Stützen, die ohne Bedenken im Schweißverfahren ausgeführt werden können, sind an die Hauptträger ebenfalls mit Nieten anzuschließen.
8. Überhaupt sind an den Hauptträgern keinerlei Schweißnähte anzubringen.
9. Es liegen gegen die Anwendung des Schweißverfahrens bei den Fahrbahnträgern um so weniger Bedenken vor, als die massive Eisenbetonfahrbahnplatte und der Asphaltbelag die Stoßwirkung der Fahrzeuge auf ein Mindestmaß herabsetzt.
10. Nach den Erfahrungen bei der Deutschen Marine sind die Schweißnähte außergewöhnlichen dynamischen Beanspruchungen gewachsen, wie es sich an den Stellen gezeigt hat, bei denen die Propeller mit 75 Hertz das Wasser mit außerordentlicher Kraft heranwerfen. Auch bei einem Zusammenstoß eines geschweißten Torpedobootzerstörers mit einem großen Schiff hat sich die hohe Widerstandsfähigkeit der Nähte gegen stoßartige Beanspruchungen erwiesen.
11. Voraussetzung für alle diese Feststellungen ist, daß die Schweißung an gut schweißbarem Grundmaterial vorgenommen und die Arbeit durch eine im Schweißverfahren besonders erfahrene Werkstatt ausgeführt wird.

Zufolge dieses Gutachtens beschloß die Hafenverwaltung, die vorgeschlagene Schweißung in dem oben angegebenen Maßstabe zuzulassen.

Für das Schweißen des St 52 in den Querträgern wurden außerdem folgende Forderungen an die chemische Analyse aufgestellt, damit das Material als schweißbar angesehen werden konnte: Gehalt von Kohlenstoff, Silizium bzw. Mangan durfte nicht 0,20, 0,60 und 1,20% überschreiten, und die zulässige Toleranz in bezug auf die Kleinstwerte der Analyse beträgt + 0,02% für Kohlenstoff, + 0,03% Silizium und + 0,04% für Mangan. Ein Stahl entsprechend dieser Forderungen ist von dem schwedischen Stahlwerke, Strömsnäs Jernverks AG, hergestellt und geliefert worden; aus Gründen, die hier nicht erwähnt werden sollen, sind die Querträger der Westbrücke nicht geschweißt, sondern genietet worden. Diese Abweichung von dem ursprünglichen Entwurf hat jedoch nichts mit dem Schweißverfahren an sich zu tun. Der beste Beweis dafür ist, daß die ganz ähnlichen Querträger der Pälundsbrücke auch aus St 52 geschweißt werden.

Die Längs- und Lastverteilungsträger sind aus Steh- und Gurtblechen mittels Kehlschweißung aufgebaut. Die Längsträger wurden in der Werkstatt auf folgende Weise hergestellt:



Nachdem die Stehbleche gehobelt und Aussteifungsbleche in der der Stehblechhöhe entsprechenden Länge genau gefräst worden sind, wurden die Stehbleche, die Gurtplatten und die Aussteifungsbleche in einem für diesen Zweck angefertigten, drehbaren Rahmen eingelegt, der mit Hilfe von Keilen derartig geschlossen werden kann, daß sämtliche Bauteile ihre richtige Lage einnehmen und gleichzeitig dicht zusammengepreßt werden. In dieser Lage werden die verschiedenen Teile mit Punktnähten zusammengeheftet. Nachher wird der Befestigungsrahmen geöffnet und der zusammengeheftete Träger auf einem besonders eingerichteten Dip-Träger für Schweißen angeschraubt. Damit die Gurtplatten nach der Schweißung eben bleiben, werden sie von vornherein derart konkav gebogen, daß die Gurtplatte über einem unter dem Stehblech eingelegten dünneren Flacheisen mit Hilfe von Hakenbolzen gegen den Flansch des Dip-Trägers heruntergepreßt wird. Während der Schweißung, die von der Mitte des Trägers aus gegen die Enden vorgetrieben wird, lag das Stehblech  $45^\circ$  zur waagerechten Ebene geneigt. Nach dem Schweißen wurde der Träger in einer Fräsmaschine an den Enden auf die richtige Länge abgefräst. Zufolge der Schweißung wurden die 12,9 m langen Träger um etwa 4 mm verkürzt.

Das Schweißen wurde ausschließlich mit A. S. E. A.-Elektroden ausgeführt. Aufgebaute Probestäbe aus diesen Elektroden haben folgende durchschnittlichen Festigkeitswerte gezeigt.

Bruchfestigkeit . . . . .	38,1 kg/mm <sup>2</sup>
Streckgrenze . . . . .	30,6
Verlängerung auf normale Meßlänge $\rho_5$ bis 24,8 %	
$1/2$ normale Meßlänge $\rho_{10}$ . . . . .	17,8 %
Kontraktion . . . . .	42,2 %

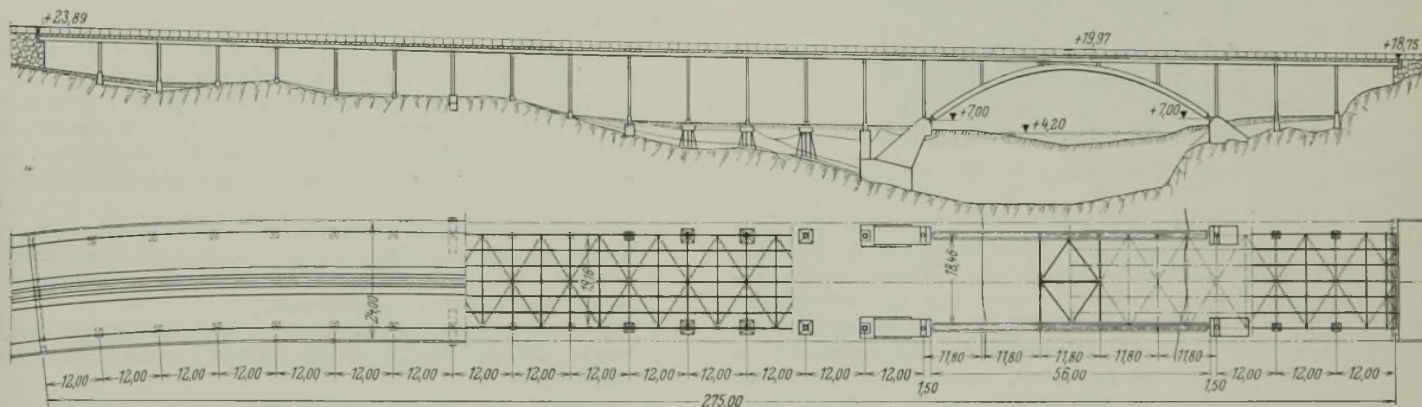


Abb. 42. Gesamtansicht der Palsundsbrücke.

Als der eiserne Überbau der Westbrücke vergeben wurde, gab es noch keine Schweißvorschriften in Schweden. Deshalb wurde in dem Lieferungsvertrag angegeben, daß außer den allgemeinen Richtlinien nach dem Gutachten der Schweißexperten die deutschen Schweißbestimmungen, DIN 4100 von 1931, maßgebend für die Bemessung und Herstellung der geschweißten Bauteile des Überbaues gelten sollten. Während des Bauvorganges wurden jedoch — nach den Erfahrungen bei dieser Arbeit sowie bei den gleichzeitig ausgeführten Schweißarbeiten bei der Transebergsbrücke — „Vorläufige Vorschriften für Berechnung, Prüfung und Überwachung der geschweißten Stahlkonstruktionen“ ausgearbeitet, die hauptsächlich bei der Herstellung und Prüfung der geschweißten Konstruktionen der Westbrücke verwendet werden.

Außer den gewöhnlichen Prüfungsmaßnahmen sind die Längsträger, und zwar etwa jeder zehnte Träger, in der Werkstatt so weit belastet worden, daß 36% größere Biegemomente und 50% größere Schubkräfte als die berechneten hervorgerufen wurden. Schließlich wurde ein Träger bis zum Zusammenbruch belastet, wobei die Verformung des Trägers so weit wie möglich getrieben wurde. Dabei waren im ersten Falle die Durchbiegungen kleiner als die berechneten, und im zweiten war die Bruchbelastung in dem Augenblick, als die bleibende Verformung begann, größer als die berechnete. Weder im einen noch im anderen Falle konnten Rissebildungen oder Mängel in den Schweißnähten nachgewiesen werden.

Das Gesamtgewicht der geschweißten Konstruktionsteile in der Westbrücke beträgt etwa 2000 t.

### 9. Probelastung.

Die fertige Brücke wird nach einem besonderen Plan probelastet werden, wobei die beobachteten Formänderungen und Beanspruchungen nirgends die entsprechenden Werte überschreiten dürfen. Gleichzeitig sollen umfassende Tensometer- und Deformometermessungen ausgeführt werden, u. a. um Beiträge zur Beleuchtung der Frage betreffend die dynamischen Wirkungen der Verkehrslast auf Straßenbrücken zu liefern.

### 10. Materialverbrauch und Kosten.

In der Westbrücke sind folgende Materialmengen verbraucht worden: In den Fundamenten 5200 m<sup>3</sup> Beton, 100 t Bewehrungsseisen und 150 t Verankerungsbolzen u. dgl. für die Bogen; im eisernen Überbau 3200 t St 44 und 3700 t St 52 in den Bogen und Querträgern, 490 t Stahlformguß Stg 50 und geschmiedeter Stahl für die Lagerteile. Das Gesamtgewicht des Überbaues beträgt 7390 t. Die Fahrbahnplatte enthält 3400 m<sup>3</sup> Beton und 390 t Bewehrungsseisen.

Die Brücke über den Riddarfjärden, ausschließlich Endwiderlager und Zufahrtstraßen, ist zu 7 980 000 Kronen veranschlagt.

### 11. Bauleitung.

Die Westbrücke wird von der Hafenverwaltung unter der Leitung der Hafenbauabteilung gebaut. Der Entwurf sowie sämtliche Pläne und Berechnungen sind von der Brückenabteilung ausgearbeitet worden, die daneben die technische Überwachung der Arbeiten gehandhabt hat. Die Fundierungsarbeiten sind von der Unternehmerfirma AG Contractor in Stockholm ausgeführt und der eiserne Überbau von AG Lindholmen-Motala, Motala Verkstad, als Hauptunternehmer zusammen mit den Vereinigten Stahlwerken AG Union, Dortmund, und AG Ekensbergs Werft, Stockholm und AG Hedemora Verkstäder, Hedemora. Die Vereinigten Stahlwerke haben die Bogen hergestellt — etwa 3080 t aus deutschem Material St 52 — Hedemora Verkstäder die Säulen und Motala Verkstad sämtliche übrigen Konstruktionsteile, Ekensbergs Werft hat die Bogen zusammengenietet und an die Brückenstelle eingeschommen sowie verschiedene Hilfsvorrichtungen hergestellt, und schließlich hat die AG Wästerbron, eine Arbeitsgemeinschaft zwischen den obenerwähnten Unter-

nehmern, sämtliche Hilfskonstruktionen auf dem Bauplatze aufgebaut und den eisernen Überbau montiert.

Die Fahrbahnplatte, einschließlich Isolierung und Belag, wird voraussichtlich von der Hafenverwaltung in eigener Regie ausgeführt werden.

Die Westbrücke wird wahrscheinlich im Juli 1935 dem Verkehr übergeben werden.

## II. Palsundsbrücke.

Wie schon erwähnt, wird der Straßenzug zwischen Kungsholmen und Södermalm von der Palsundsbrücke abgeschlossen. Abb. 42 zeigt, daß die Brücke aus einer 56 m weiten Bogenöffnung über den Palsundet und anschließenden Balkenviadukten mit 12 m Fachweite, 15 Feldern auf Långholmen und 3 Feldern auf Södermalm, besteht. Die Gesamtlänge der Brücke beträgt 276,6 m, die Nutzbreite 24 m. Die bauliche Ausbildung der Fahrbahnplatte und die Tragfähigkeit der Brücke sind ebenso wie die der Westbrücke. Der Werkstoff ist St 44 und St 52.

### Gründung.

Sämtliche Fundamente der Brücke sind schon seit länger als einem Jahre fertig hergestellt, während der eiserne Überbau kürzlich vergeben worden ist. Die Gründung besteht aus aufgelösten Betonfundamenten in 18,46 m Abständen von Mitte zu Mitte in der Querrichtung der Brücke, ähnlich wie bei der Westbrücke. Sämtliche Fundamente stehen unmittelbar auf Fels mit Ausnahme von drei Säulendamenten nördlich der Bogenöffnung, die auf Betonpfählen gegründet sind. Die Abmessungen und die bauliche Ausbildung der Fundamente gehen aus Abb. 42 hervor. Die nördlichen Widerlager der Bogenöffnung sind innerhalb eiserner Spundwände im Trockenen in einer größten Tiefe von 12 m unter MW gebaut. Infolge des weichen Lehmbodens bot das Leerhalten der Baugrube gewisse Schwierigkeiten.

### Eiserner Überbau.

Der Palsundet wird von einem Zweigelenkbogen kastenförmigen Querschnitts überbaut; theoretische Stützweite 56 m, Pfeilhöhe 10,5 m. Untereinander sind die Bogen nur in der Nähe des Scheitels von zwei Quer-







## Die Zwischenpfeiler der Kanalbrücke des Schiffshebewerks Niederfinow.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat Detig, Niederfinow (jetzt Meppen).

### A. Bauvorhaben und Baugrund.

Die ungünstigen Verhältnisse im Untergrund der Hebewerkbaustelle boten der allgemeinen Anordnung der Anlagen und ihrer Gründung besondere Schwierigkeiten<sup>1)</sup>. Das Hebewerk konnte nicht in den von der Wasserstraße zu überwindenden Hang hineingebaut werden, was die einfachste Anordnung ergeben hätte; eingehende Untersuchungen zeigten vielmehr die Notwendigkeit, das Hebewerk vor dem Fuße des Hanges in den gleichmäßiger gelagerten Untergrund des Tales zu stellen und über den Hang mit seinem wilden Durcheinander (stark verdrückte Berührung) von Diluvium und Tertiär (s. Abb. 1) hinweg durch eine 157 m lange zweischiffige Kanalbrücke von 28 m lichter Trogweite mit der oberen Haltung zu verbinden<sup>2)</sup>.

Der stählerne Überbau der Brücke ist als Gerberträger auf 4 Stützen mit je einem Gelenk in den beiden Außenöffnungen ausgebildet<sup>3)</sup>. Es sind nur kurze Schleppträger von je 12 m Länge an beiden Brücken-

Bei der Anordnung der Zwischenstützen unter dem Kragträger des Überbaues war ein günstiges Verhältnis zwischen Feldmoment und Stützenmomenten anzustreben. Das ließ sich erreichen, ohne daß die Zwischenpfeiler in das obenerwähnte Durcheinander (Berührung) von Diluvium und Tertiär, das nicht angeschnitten werden durfte, zu stehen kamen. So ruht der Ostpfeiler auf dem Tertiär des Tales, nachdem er die darüberlagernden diluvialen Sande durchfahren hat. Der Westpfeiler steht vollständig im Diluvium (Geschiebemergel) der Hochebene (s. Abb. 1). Hier ist beiderseits der genannten Störungsgrenze der Untergrund ruhiger gelagert, so daß er für die Gründung ausreichend sicher erachtet wurde. Gleichwohl weisen diese beiden Grenzgebiete noch beachtliche Unregelmäßigkeiten der Bodenschichten auf, die bereits durch die Voruntersuchungen (Bohrungen) erkannt worden waren und — besonders deutlich — während des Absenkens der Pfeiler im Lichtbild festgehalten werden konnten (s. Abb. 2 bis 4 bezüglich des Ostpfeilers und Abb. 5

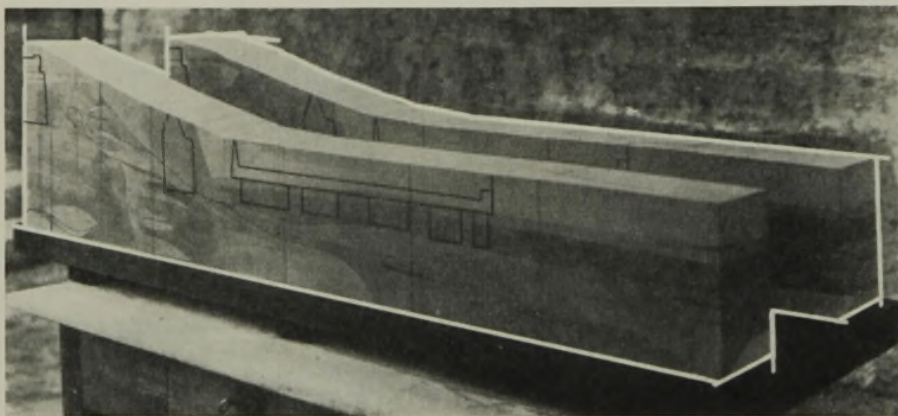


Abb. 1. Geologisches Modell der Hebewerkbaustelle, zerlegbar in der Bauwerkachse und in 10 Querschnitten, hergestellt auf Grund zahlreicher (gegen 300) Tiefbohrungen. Links Durchdringung des Diluviums des Hanges durch das Tertiär des Tales mit stark talwärts geneigten Berührungs (Rutsch-)flächen.



Abb. 2. Senkrechter Bodenanschnitt im Senkkasten des Ostpfeilers von NN — 9,4 bis — 10,4 m.

Berührung zwischen Diluvium und Tertiär: Oben Granitfindling von rd. 1000 kg Gewicht in blaugrauem Geschiebemergel eingebettet (Diluvium); der dunkle Streifen darunter grauer tonhaltiger Sand, nach unten kieshaltig (Diluvium); untere Hälfte feiner hellgrauer Sand mit Braunkohlenstreifen (Tertiär).

enden angeordnet, um insbesondere das Hebewerk, das die talseitigen Endauflager der Brücke (des talseitigen Schleppträgers) aufnimmt, möglichst wenig durch die Brücke zu belasten. Dadurch bekommen die beiden hier zu beschreibenden Zwischenstützen — Ost- und Westpfeiler —<sup>4)</sup> fast die gesamte Last des Brückenüberbaues nebst Wasserfüllung zu tragen (s. Tafel 1). Diese beiden Pfeiler boten in mehrfacher Hinsicht der Ausbildung und Bauausführung Besonderheiten.

Tafel 1. Lagerkräfte und Kanalbrücke bei Höchstbelastung.

Auflager Nr.	ohne Katastrophenlast*)		mit Katastrophenlast*)	
	Ostpfeiler t	Westpfeiler t	Ostpfeiler t	Westpfeiler t
IV Nord	1 134	1 301	1 372	1 557
III "	1 362	1 507	1 750	1 895
II "	1 486	1 492	1 894	1 880
I (Mitte)	1 502	1 488	1 890	1 876
II Süd	1 486	1 492	1 894	1 880
III "	1 361	1 512	1 749	1 900
IV "	1 106	1 227	1 344	1 483
Insgesamt	9 437	10 019	11 893	12 471

\*) Gesunkenes 1000-t-Schiff mit Ladung von sehr hohem spezifischem Gewicht.

<sup>1)</sup> Starker, Der Baugrund für den zweiten Abstieg des Hohenzollernkanals in Niederfinow. Bautechn. 1926, Heft 11, S. 154.

<sup>2)</sup> Ellerbeck, Entwurfsarbeiten für das Schiffshebewerk bei Niederfinow. Bautechn. 1927, Heft 23, S. 333; ferner Plarre u. Detig, Der Ostpfeiler der Kanalbrücke des Schiffshebewerks Niederfinow und die an ihm durchgeführten Bodendruckversuche. Bautechn. 1930, Heft 45, S. 676,

bezüglich des Westpfeilers). Diese Bilder bestätigen sinnfällig, wie richtig es war, das Hebewerk nicht mitten in den Hang zu setzen und auch mit den Zwischenpfeilern der Kanalbrücke der Störungsgrenze möglichst aus dem Wege zu gehen.

Der Ostpfeiler steht im Grundwasser des Tales. Dieses schwankt normal zwischen NN + 1,50 und + 2,00 m, kann aber ausnahmsweise bei lang anhaltendem Oderhochwasser bis NN + 3,00 m steigen. Gegen den Hang hin ist der Grundwasserspiegel zudem meist etwas gehoben (Staukurve) durch Zufluß von der Hochebene her infolge der dort fallenden Niederschläge. Wenn auch der Bau des Ostpfeilers zu einer Zeit vorgesehen war, in der die Grundwassersenkung<sup>5)</sup> für den Grundbau des Hebewerks noch im Betrieb war und damit das Grundwasser auch in dessen Umgebung ziemlich tief stand, so mußte doch schon mit Rücksicht auf etwaige Verzögerung oder unvorhergesehene Änderung des Bauplans bei der Ausführung des Ostpfeilers mit den vorgenannten Wasserständen gerechnet werden.

Abb. 1, und Plarre u. Starker, Der Grundbau des Schiffshebewerks Niederfinow. Bautechn. 1934, Heft 13, S. 176, Abb. 2.

<sup>3)</sup> Kaumanns u. Wiggers, Die Stahlbauten der Kanalbrücke Niederfinow. Bautechn. 1934, Heft 40, S. 536 ff.

<sup>4)</sup> Das bergseitige Landwiderlager der Brücke ist an anderer Stelle behandelt. Plarre u. Detig, Die Vorhäfen, Abschn. B, 2 auf S. 165. Bautechn. 1934, Heft 13, S. 161.

<sup>5)</sup> Plarre u. Starker, Der Grundbau des Schiffshebewerks Niederfinow, Abschn. D auf S. 180. Bautechn. 1934, Heft 13, S. 176.



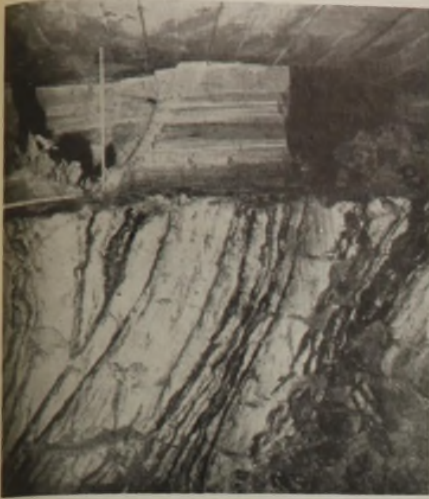


Abb. 3a.

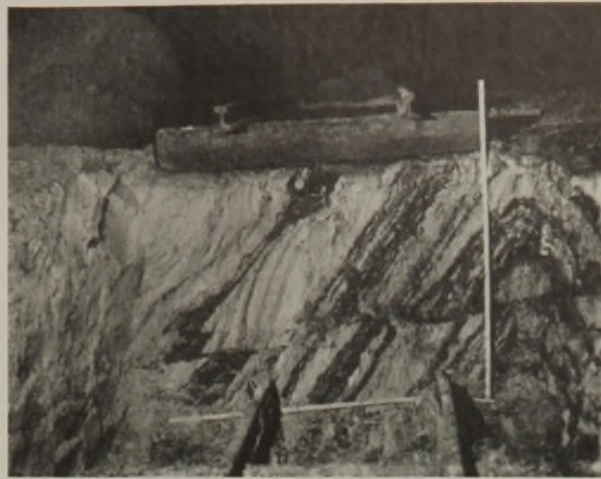


Abb. 3b.

Abb. 3a u. b. Senkrechte Bodenanschnitte im Senkkasten des Ostpfeilers von (3a) NN — 10,1 bis — 11,3 m und von (3b) NN — 14,0 bis — 15,0 m.

Feiner hellgrauer tertiärer Sand mit Braunkohlenstreifen, ursprünglich in einem Seebecken waagrecht abgelagert, später durch Störung (3a) schräg bis senkrecht aufgerichtet oder (3b) gefaltet und abgeschoren (Verwerfungen). Darüber in Abb. 3a neben dem Maßstab Boden, der durch vorübergehend, während einer Arbeitspause, in den Senkkasten eingedrungenes Grundwasser schwebend in Bewegung gebracht worden war und beim Herausdrängen des Grundwassers durch Druckluft sich genau waagrecht und sauber geschichtet wieder abgelagert hat. Ein ähnliches Bild mag wohl der gesamte Untergrund vor der Störung geboten haben. (Ganz oben die schalungsrauhe Decke des Senkkastens.)

Der dichte, festgelagerte Geschiebemergel des Hangkerns enthält kein Wasser. Beim Bau des Westpfeilers war also allenfalls mit geringem Wasserzufluß aus den dem Mergel eingelagerten Sand- und Kiesschichten zu rechnen, hauptsächlich, weil der im Auftrag liegende und mit Tondichtung versehene Oberhafen damals noch gewisse Versickerungen aufwies.<sup>6)</sup>

Auf Grund der vorerwähnten Voruntersuchungen (s. Abb. 1) war der tragfähige Baugrund für den Ostpfeiler auf NN — 17,00 m, für den Westpfeiler auf NN + 2,00 m entwerfsmäßig festgelegt worden.

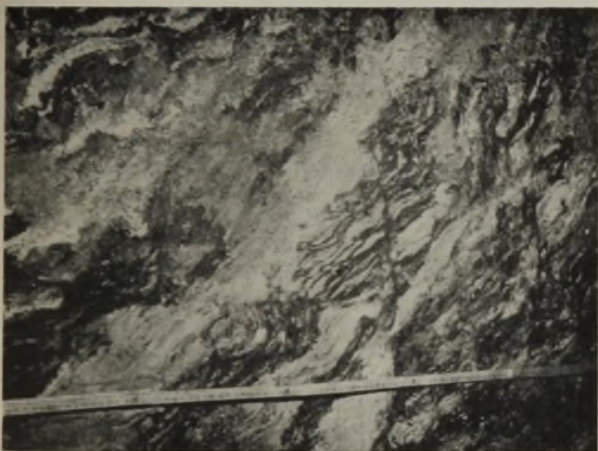


Abb. 4. Draufsicht auf die Gründungssohle des Ostpfeilers auf NN — 16,0 m in der Nordostecke des Senkkastens.

### B. Gründungsverfahren.

Die unter A beschriebenen Verhältnisse im Untergrunde verlangten eine einheitliche, ausgleichende Übertragung der Lasten in zusammenhängender Grundfläche auf den Untergrund. Aufgelöste Gründung mit Pfählen, kleinen Senkbrunnen in größerer Zahl u. dgl. schied daher aus. Es wurde für jede Zwischenstütze ein einziger, von oben bis unten zusammenhängender Pfeilerkörper gewählt. Diese Pfeiler mußten unter den vorliegenden Verhältnissen außergewöhnliche Abmessungen und Massen erhalten (s. Tafel 2 unter C).

Da der Untergrund des Hanges zum Rutschen neigt (s. Abb. 1), mußten größere Anschnitte möglichst vermieden werden. Für die beiden Pfeiler wurden daher nur flache Baugruben vorgesehen: für den Ostpfeiler rd. 7,50 m tief bis auf NN + 2,00 m und für den Westpfeiler rd. 4 m tief bis auf NN + 20,00 m. Von hier aus waren die Pfeiler unter ihrem Gewicht durch Bodenaushub aus unten angeordneten Arbeitskammern abzusenken. Wegen der oben dargelegten hydrologischen Verhältnisse im Untergrunde war hierbei für den Ostpfeiler die Anwendung von Druckluft erforderlich. Der Westpfeiler konnte als offener Pfeiler (nach Art eines Brunnens) abgesenkt werden mit geringer offener Wasserhaltung,



Abb. 5a.



Abb. 5b.

Abb. 5a u. b. Senkrechte Bodenanschnitte im Senkkasten des Westpfeilers von (5a) NN + 8,5 bis + 7,7 m und von (5b) NN + 8,5 bis + 7,2 m.

Oben (5a) bzw. links (5b) graublauer und brauner Geschiebemergel; darunter (5a) bzw. rechts (5b) übereinander und verworfen: feiner weißer braunkohlenstreifiger und gelblichgrauer Sand.

1. Die Gestalt der Grundkörper (s. Abb. 6 u. 7) paßt sich mit den schrägen Längswänden der Stützlinie besser an als bei senkrecht abzusenkenden Pfeilern. Dadurch ergeben sich geringere Bauwerkmassen. Hier konnte die Breite eines jeden Pfeilers gegenüber dem Vorentwurf, der senkrecht Absenken vorsah, um 1 m verringert werden — 17 m gegenüber ursprünglich 18 m beim Ostpfeiler und 14 m gegenüber 15 m

soweit beim Abschneiden vereinzelter, dem Mergel eingelagerter Sandschichten erforderlich wurde. Der Aufbau des Pfeilers war aber so eingerichtet, daß jederzeit zur Anwendung von Druckluft übergegangen werden konnte, falls der Wasserandrang etwa doch stärker werden sollte, als nach den Ergebnissen der Voruntersuchungen angenommen werden durfte.

Die beiden Pfeiler sind auf der Bergseite stärkerem Erddruck ausgesetzt als auf der Talseite. Das bedeutet die Gefahr des Überneigens der Pfeiler zur Talseite, besonders während des Absenkens. Der das feste Auflager des Kanalbrückenüberbaues (Gerberträger) tragende Westpfeiler hat außerdem die waagerechten Auflagerkräfte, insbesondere den im gleichen Sinne (nach Osten, also talwärts) wirkenden Wasserdruck auf die östliche Stirnwand der Kanalbrücke aufzunehmen. Unter diesen Umständen ergaben sich technische und wirtschaftliche Vorteile durch Anwenden der Schrägabsenkung nach dem der Firma Beuchelt & Co., Grünberg i. Schl., patentierten Verfahren<sup>7)</sup>:

<sup>6)</sup> Piarre u. Detig, Die Vorhäfen des Schiffshebewerks Niederfinow, Abschn. C 6. Bautechn. 1934, Heft 13, S. 172.

<sup>7)</sup> Paproth, Die schräge Druckluftabsenkung in Theorie und Praxis. Bautechn. 1929, Heft 37, S. 566.



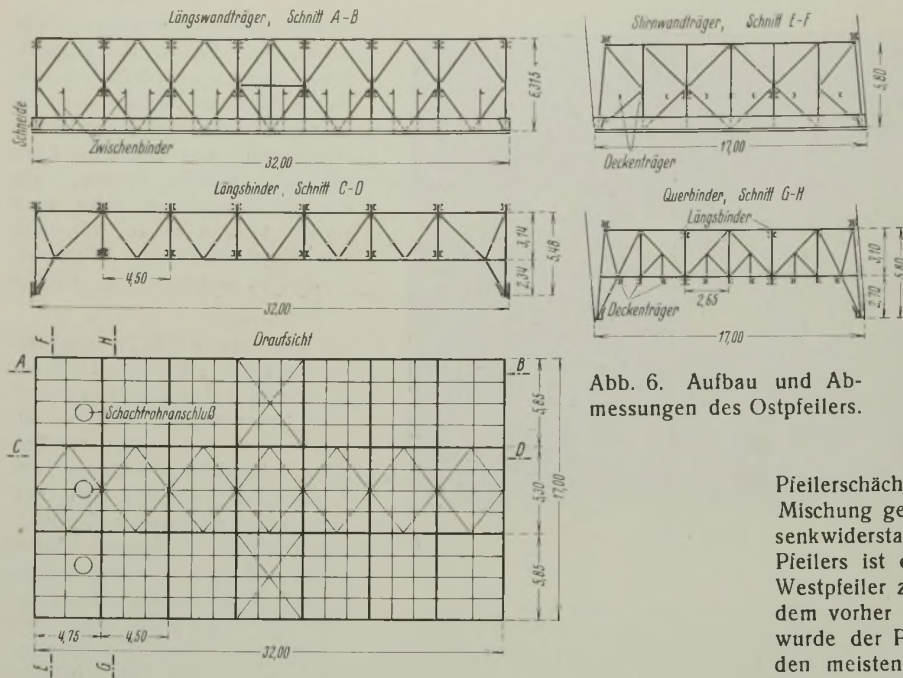


Abb. 6. Aufbau und Abmessungen des Ostpfeilers.

Die Schrägabsenkung nach dem Patent Beuchelt & war bei den Widerlagern der Brücke bei Schwedt in den Großschiffahrtweg Berlin—Stettin zum ersten Mal ohne besondere Führungsschienen, die bis dahin angewandt wurden, ausgeführt worden<sup>8)</sup>. Die guten Erfahrungen, die hierbei von der Preußischen Wasserstraßenverwaltung gemacht wurden, veranlaßten die Reichsregierung, auch die wesentlich größeren Pfeiler der Kanalbrücke in Niederfinow in gleicher Weise abzusenken.

C. Bauweise und Abmessungen.

1. Allgemeine Anordnung.

Die Bauweise der Pfeiler ist grundsätzlich die gleiche wie bei den Pfeilern des Hebewerkgrundbaues<sup>9)</sup> (s. Abbild. 6 u. 7). Ein Gerippe von Eisenbetonwänden bildet in Verbindung mit der bewehrten Decke den Arbeitsraum den tragenden Teil. Die dazwischenliegenden Pfeilerschächte sind während des Absenkens soweit mit Betonmischung gefüllt worden, als es die Belastung zum Überwinden des Absenkwiderstandes jeweils erforderte. Nach Erreichen der Endstellung der Pfeiler ist dann noch in die restlichen Schachträume Füllbeton — Westpfeiler zu einem geringen Teil nur Sand — eingebracht worden, nachdem vorher auch der Arbeitsraum ausbetoniert worden war. Schließlich wurde der Pfeilerkopf mit den Auflagersteinen aufgebaut, der wie bei den meisten neueren Brückenpfeilern als Verteilungsbalken aus Eisenbeton zum Überleiten der Auflagerkräfte auf den Pfeilerschaft ausgebildet ist.

Die Hauptabmessungen der beiden Pfeiler sind in Tafel 2 zusammengestellt.

Die meistbeanspruchten tragenden Bauglieder im unteren Teile des Pfeilerschaftes — insbesondere die Senkkasten, der beim Durchdringen des Untergrundes mit seinen Schneiden hohe Biege- und Verdrehbeanspruchungen erfährt — sind durch ein genietetes Fachwerk aus St 37 bewehrt (Steißbewehrung) (s. Abb. 8 u. 9). Darüber ist bereits eine kurze Veröffentlichung erschienen<sup>10)</sup>. Da die Stießbewehrung aber ein wesentliches Bauglied der Pfeiler bildet und außergewöhnliche Abmessungen aufweist, soll sie im folgenden im Zusammenhang eingehender behandelt werden. — In übrigen besteht die Bewehrung aus Rundstählen (Schlaßbewehrung).

Zur Druckverteilung des Eigengewichtes des Senkkastens auf die Baugrubensohle während des Aufstellens und Betonierens wurde seine Schneide (s. Abb. 10) mit einer Betonschwelle, Mischung 1 : 20, und einem darüberliegenden Schotterbett unterkoffert (s. Abb. 11). Die Schotterbettung mußte während des Abnietens des Stahlgerippes an den Stoßstellen der Schneide und an den Anschlußstellen des Gerippes an die Schneide vorübergehend entfernt werden. Endgültig wurde sie zusammen mit der Betonschwelle beim Bodenaushub nach dem Innern des Senkkastens hin beseitigt, was keine Schwierigkeiten machte, weil sich der magere, nur wenige Wochen alte Beton leicht zerschlagen ließ.

2. Standsicherheit.

Für den Standsicherheitsnachweis wurden wie beim Hebewerkgrundbau Bodenpressungen bis  $\sigma_{zul} = (3,0 + 0,16 h) \text{ kg/cm}^2$  zugelassen, wobei  $h$  die Höhe in m vom Gelände bis zur Pfeilersohle bezeichnet und

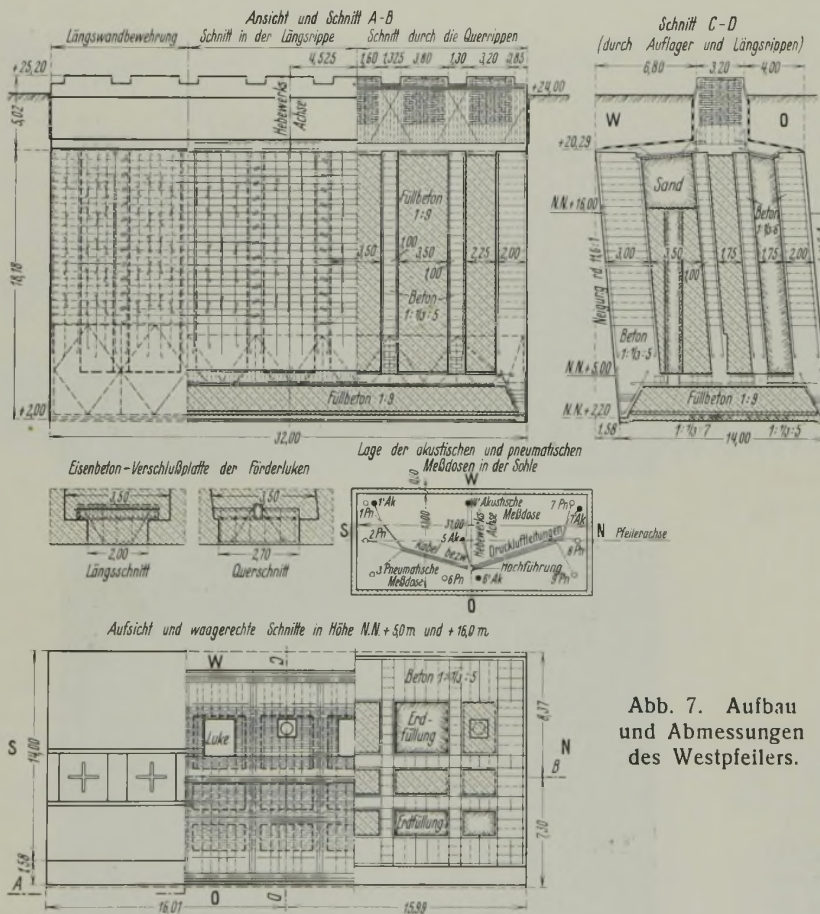


Abb. 7. Aufbau und Abmessungen des Westpfeilers.

beim Westpfeiler. Das bedeutet einen Minderbedarf an Baumitteln von etwa 38 000 RM beim Ostpfeiler und etwa 36 000 RM beim Westpfeiler.

2. Wenn sich der Untergrund in der entwerfsmäßig vorgesehenen Tiefe wider Erwarten als nicht ausreichend tragfähig erweist, kann der Gründungskörper noch erheblich tiefer abgesenkt werden, ohne daß die Standsicherheit infolge Verschiebens der Stützlinie innerhalb des Grundkörperquerschnitts Einbuße erleidet. Dieser Fall ist hier nicht eingetreten; der Ostpfeiler konnte vielmehr 0,80 m oberhalb der entwerfsmäßigen Tiefe stehen bleiben.

3. Die Auflockerung des Bodens an den Außenflächen des Gründungskörpers beim Absenken ist unbedeutend, jedenfalls erheblich geringer als beim lotrechten Absenken, wobei die Gründungskörper in der Regel zum Erleichtern des Senkens eine nach oben etwas verjüngte Form (Anlauf der Außenwände) erhalten. Das war bei dem zum Rutschen neigenden Hang von Bedeutung. Beim schrägen Absenken erhält der Grundkörper erst dadurch seine Führung, daß er sich mit der Rückwand fest gegen die Erdwand (hier gegen den Hang!) anlegt.

Tafel 2. Pfeilerabmessungen.

Pfeiler	Breite	Länge	Grundfläche	Pfeilerschaft		Gesamtpfeiler einschl. Kopf und Auflagerbank		
				Höhe = Absenkungstiefe m	Inhalt m <sup>3</sup>	Höhe m <sup>3</sup>	Inhalt m <sup>3</sup>	Gewicht t
Unterer (Ost-)	17	32	544	19	10 350	28,2	12 700	29 200
Oberer (West-)	14	32	448	18	8 070	23	8 200	19 000

<sup>8)</sup> Bautechn. 1928, Heft 29, S. 419 ff., Kaumanns, Neubau der Straßenbrücke über den Großschiffahrtweg Berlin—Stettin bei Schwedt a. d. Oder, nach dem Vortrag, gehalten auf dem Betontage in München 1928.

<sup>9)</sup> Bautechn. 1934, Heft 13, a. a. O. S. 178.

<sup>10)</sup> Dr. Fischmann, Die eiserne Senkkastenkonstruktion für die Pfeiler der Kanalbrücke des Hebewerks bei Niederfinow. Bauing. 1930, Heft 39, S. 671.



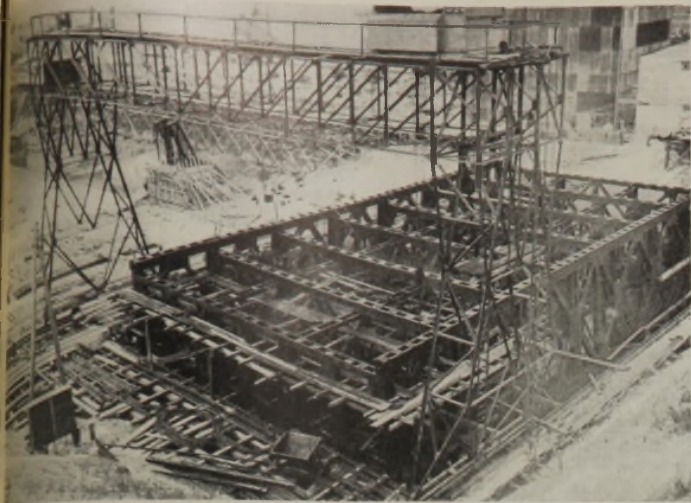


Abb. 8. Stahlgerippe des Ostpfeilers während des Aufstellens und Abnietens; links dahinter Baugrube des Hebewerkgrundbaues.



Abb. 9. Stahlgerippe des Westpfeilers bis Oberkante Decke des Arbeitsraumes ausbetoniert; links Landwiderlager der Kanalbrücke.

der Grundwert 3 kg/cm<sup>2</sup> der zulässigen Beanspruchung des in Niederfinow anstehenden Bodens bei Flachgründung entspricht.

Diese Grenze durfte dort, wo bei wachsendem Erddruck höhere Bodenpressungen auftreten, um 10% und dort, wo die Bodenpressungen mit wachsendem Erddruck abnehmen, um 25% überschritten werden. Bei der Berechnung der Bodenpressungen blieb der (günstig wirkende) Auftrieb außer Ansatz, weil er auch in der oben aufgeführten Formel für die zulässige Grenze nicht berücksichtigt ist.

Bezüglich des Erddrucks galt:

Tafel 3. Berechnungsgrundlagen.

	Erdgewicht in t	natürlicher Böschungswinkel	Reibungswinkel
Wenn der Erddruck belastend wirkt	1,8	30°	20°
Wenn der Erddruck entlastend wirkt	1,6	40°	20°
Unterhalb des Grundwasserspiegels	1,0	24°	0°

Es ergibt sich:

Tafel 4. Bodenpressungen.

	zulässige			rechnungsmäßige	
	$\sigma_{zul}$ kg/cm <sup>2</sup>	1,1 $\sigma_{zul}$ kg/cm <sup>2</sup>	1,25 $\sigma_{zul}$ kg/cm <sup>2</sup>	ohne Auflast durch den Brückenüberbau kg/cm <sup>2</sup>	mit Auflast durch den Brückenüberbau kg/cm <sup>2</sup>
Ostpfeiler Bergseite	7,67		9,59	3,37	7,50
Talseite	6,87	7,56		4,78	4,46
Westpfeiler Bergseite	6,22		8,15	5,93	8,10
Talseite	6,22	7,17		4,74	6,82

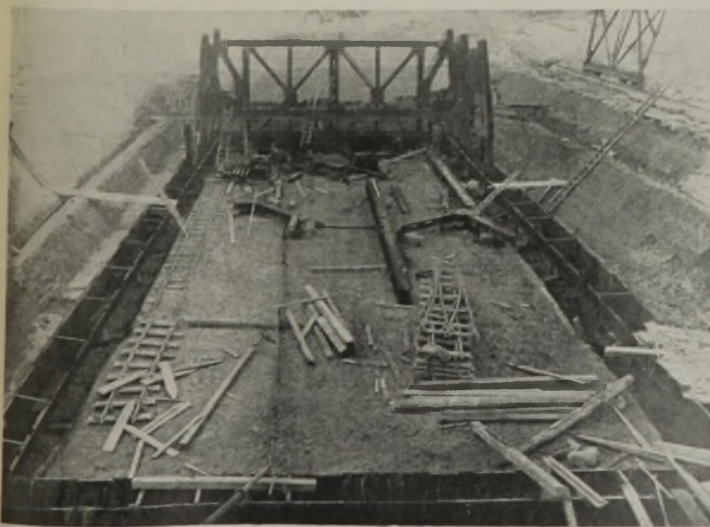


Abb. 10. Schneide des Westpfeilers auf dem Schotterbett ausgelegt; südlicher Stirnwandträger und ein Querbinder im Aufbau.

Kleisschicht und Entwässerungsgraben in etwa halber Höhe der Baugrubenböschung; rechts in der SW-Ecke Quelle (stärkere Sickerstelle).

Für die Bemessung der Pfeilerkörper waren neben den Bodenpressungen besonders die für das Absenken erforderlichen Gewichte und die dabei auftretenden Beanspruchungen maßgebend, wobei zu berücksichtigen ist, daß der Ostpfeiler durch die Druckluft Auftrieb erhielt.

### 3. Festigkeit.

a) Wahl der Bewehrung. Die Bewehrung des 6 m hohen Senkkastens des Ostpfeilers setzt sich zusammen aus:

Nietkonstruktion (Steifbewehrung)	259 t
Rundeisen-(Schlaff-)bewehrung	31 t
zusammen	290 t

Das entspricht einem Durchschnittsgewicht auf die 544 m<sup>2</sup> große Grundfläche von  $\frac{290\ 000}{544} = 532$  kg/m<sup>2</sup>.

Eine rohe Überschlagsrechnung für den Ostpfeiler hat ergeben, daß bei reiner Rundeisenbewehrung sich ein Bedarf von etwa 175 bis 200 t entsprechend  $\frac{175\ 000}{544} = 322$  bis  $\frac{200\ 000}{544} = 368$  kg/m<sup>2</sup> ergeben hätte, d. h. 40 bis 30% weniger.

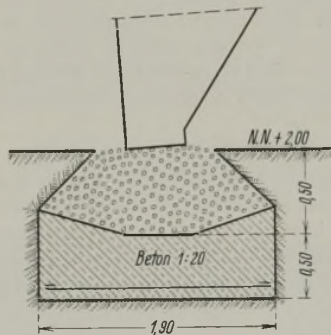


Abb. 11. Betonschwelle und Schotterbett als Unterlage für die Senkkastenschneiden.

Diese Ersparnisse an Stahl werden jedoch aufgewogen durch beträchtlich höhere Schalungskosten sowie durch die Kosten einer mehr als doppelt so langen Bauzeit. Während das steife Stahlgerüst der Steifbewehrung sofort die Last des frisch eingebrachten Betons übernimmt und einwandfrei auf die Schneiden weiterleitet, muß zum Tragen der Betonmassen beim Rundeisenbewehrten Senkkasten ein kräftiges Schalungsgestell hergestellt und gleichmäßig auf die Baugrubensohle abgestützt werden. Das hätte im vorliegenden Falle bei den erheblichen Gewichten und den ungewöhnlich großen Grundflächen in Verbindung mit dem schlechten Untergrund bedeutende Schwierigkeiten und Kosten verursacht; ebenso das gleichmäßige Absetzen des Senkkastens nach dem Erhärten des Betons, was ohne besondere Vorkehrungen (Druckwasserpressen nebst verstärkter Eisenbewehrung an deren Ansatzstellen u. dgl.) kaum möglich gewesen wäre. — Einfacher und schneller gestaltet sich das Herstellen des Senkkastens mit Steifbewehrung. Hierbei wird die Schalung in einfachster Weise an das Stahlgerüst aufgehängt. Schon während des Abbindens und Erhärtens des Betons kann in dem von Schalungsstützen u. dgl. vollkommen freien Arbeitsraum mit dem Ausheben des mittleren Bodenkerns begonnen werden.

Wirtschaftlich ist also kaum ein Unterschied zwischen den beiden Ausführungsarten. Ausschlaggebend für die Wahl der Steifbewehrung waren Rücksichten auf die praktische Ausführung und besonders auf die unbedingte Sicherheit, die bei den außergewöhnlich schweren und zu den damals allergrößten Ausführungen dieser Art in Europa zählenden Senkkasten geboten war. Obwohl der Ostpfeiler während seines Aufbaues mit der Schneide auf einer, oben unter Abschnitt I beschriebenen Beton- und Schotterunterlage stand, war er nach dem Betonieren des Senkkastens



trotzdem 60 cm tief mit den Schneiden in den Boden eingedrungen. Dank der Steifigkeit des Stahlgerippes sind dabei wie auch weiterhin während des Absenkens Rissebildungen mit Sicherheit vermieden worden. Bei nur mit Rundeisen bewehrter Ausführung würden sie angesichts der oben geschilderten Schwierigkeiten jedoch für möglich gehalten. Risse hätten aber nicht nur die Anwendung von Druckluft erschwert oder unmöglich gemacht, sondern den Bestand des Bauwerks überhaupt gefährdet; vgl. auch die Beobachtungen beim Absenken in Abschnitt E 3 im folgenden.

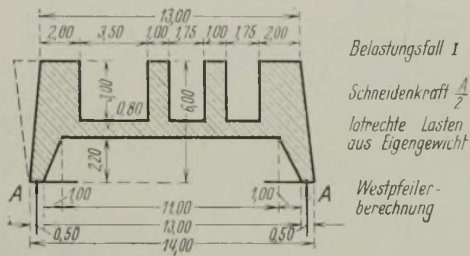


Abb. 14. Belastungsfall I für die Stahlgerippe.

b) Ausbildung der Steifbewehrung. Abb. 12 zeigt in Netzlinien den allgemeinen Aufbau des Stahlgerippes. Der im vorstehenden geschilderten Bedeutung entsprechend hatte es eine doppelte Aufgabe:

1. zunächst als selbständiger Stahlbau das Gewicht des Betons der Senkkastenwände und -decke während des Abbindens samt zugehöriger Schalung aufzunehmen und gleichmäßig auf die Baugrubensohle zu übertragen;

2. später zusammen mit den zusätzlichen Rundeisen (s. Abb. 13) als Bewehrung des abgebindenen Betons die Zugspannungen der Verbundkonstruktion infolge der verschiedenartigen hohen Beanspruchungen während des weiteren Aufbaues und besonders während des Absenkens des Pfeilers aufzunehmen.

Über den einschl. Decke rd. 3 m hohen Arbeitsraum hinaus greift das Stahlgerippe noch 3 m hoch in den darüber aufgehenden Pfeilerschaft, mit dessen Rundeisenbewehrung sich überdeckend, hinein (s. Abb. 6 u. 7).

c) Belastungsannahmen und Berechnung der Steifbewehrung. Ein wesentlicher Teil der an den Pfeilern angreifenden äußeren Kräfte kommt aus aktivem und passivem Erddruck, der nach seiner Natur nur angenähert zahlenmäßig zu erfassen ist und zudem infolge der nicht ganz gleichmäßigen Bewegungen der riesigen Pfeilerkörper während des Absenkens stark wechselt. Da man diese verwickelten Vorgänge mit der Rechnung nicht genau verfolgen kann, muß die erforderliche Sicherheit in der einwandfreien Aufnahme der hohen Biegungs- und Verdrehbeanspruchungen der Pfeiler durch entsprechend vorsichtige Belastungsannahmen gewährleistet werden.

Hier wurde die Berechnung für drei Belastungsfälle durchgeführt:

I. Das genietete Stahlgerippe ist aufgestellt, die Schalung bis zu den Trägerobergurtungen (rd. 6 m hoch über der Schneide) angehängt und der Beton eingebracht (s. Abb. 14 u. 15). Die Last des Betons und der Schalung wird von den Deckenträgern auf die Querbinden, weiter auf die Längswandträger sowie von diesen anteilig auf die Stirnwandträger und schließ-



Abb. 13. Stahlgerippe des Ostpfeilers mit zusätzlicher Rundeisenbewehrung der Schneide und Arbeitsraumwände; Arbeitsraum innen eingeschalt.

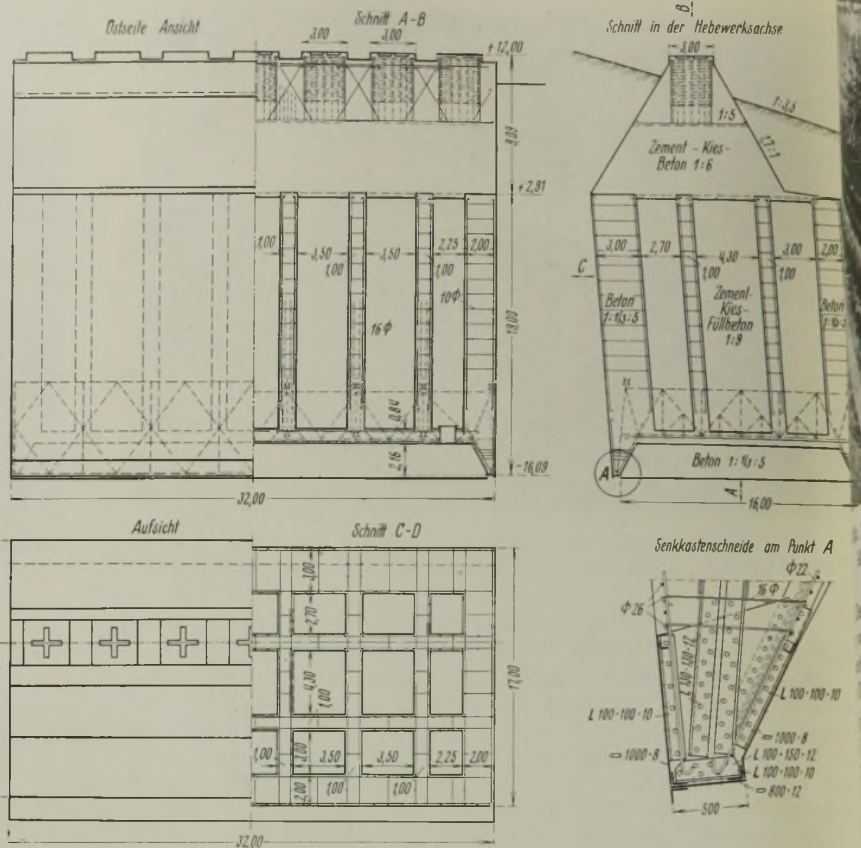


Abb. 12. Gesamtanordnung des Stahlgerippes des Ostpfeilers.

lich durch deren Untergurte, die Schneide, auf die Baugrubensohle übertragen (s. Abb. 9). Der beim Eindringen der Schneiden in den Boden unter der Last an den schrägen Innenwänden des Arbeitsraumes entstehende Gegendruck des Bodens (passiver Erddruck) wird mit seiner waagerechten Komponente als Schneidenkraft — s. Abschn. d im folgenden — in Ansatz gebracht (s. Abb. 14). Für dessen Aufnahme sind die Querbinden als Steifrahmen ausgebildet (s. Abb. 10 u. 12).

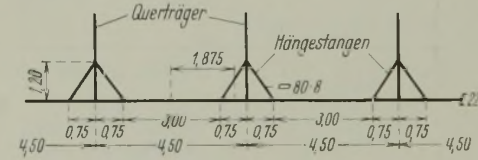


Abb. 16. Aufhängung der Deckenträger.

Außerdem ist das Stahlgerüst zur Aussteifung als Raumfachwerk noch mit Rüstverbänden versehen (s. Abb. 12). — Damit die Deckenträger nicht durchhängen, sind sie zur Verringerung der Spannweite mittels Hängestangen in Zwischenpunkten an die Querträger befestigt (s. Abb. 16).

Die Längsbinder erhalten keine senkrechten Lasten; sie haben lediglich den Zweck, das Trägergerippe in der Längsrichtung auszusteuern und waagerechte Belastungen aus Erddruck auf die Stirnwände aufzunehmen.

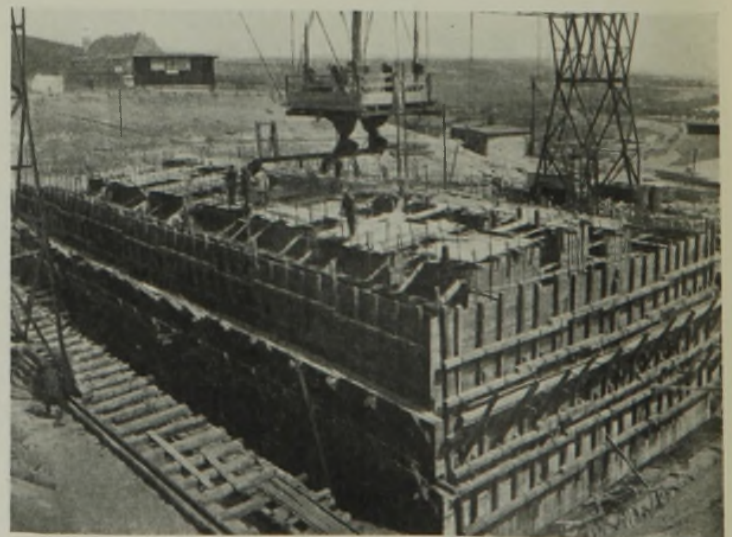


Abb. 15. Westpfeiler während des Betonierens bis zu den Trägerobergurtungen, d. i. rd. 6 m über der Schneide; Verfahren des Kranes mit Betonierbühne und hochgezogenen Gießbrinnen.



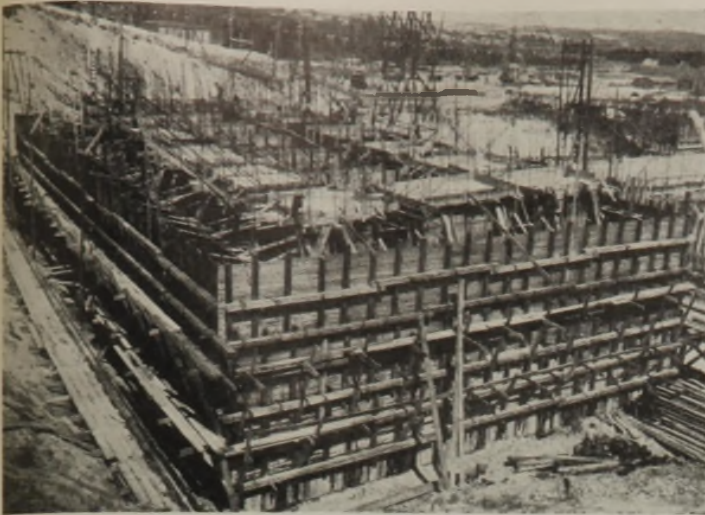


Abb. 18. Ostpfeiler bis etwa 8 m über Schneide eingeschalt. Abgebogene Rundeseisen der schrägen Schubbewehrung.

II. Der Senkkasten ist 4 m abgesenkt, und die tragenden Wände werden weitere 3,5 m hoch aufbetoniert. Der bereits abgebundene Beton der Querbinder mit seiner Steifbewehrung wirkt als 3,8 m hoher und 1 m breiter Träger nach Art der Melanträger (s. Abb. 14).

Es greifen an:

1. abwärts das Eigengewicht,
2. aufwärts der Auftrieb (nur beim Ostpfeiler),
3. aufwärts die Bodenreibung an den Pfeilerwänden (senkrechte Seitenkraft des Erddruckes);

ferner auf die Seitenwände des Arbeitsraumes:

1. der Erddruck (beim Ostpfeiler Erd- und Wasserdruck);
2. in umgekehrter Richtung die Druckluft (nur beim Ostpfeiler).

IIa. Als außergewöhnlich ungünstiger Belastungsfall ist angenommen, daß der Senkkasten bei 4 m Eindringungstiefe noch im Trockenem steht und die Schneidenkraft außer acht gelassen wird. Beim Ostpfeiler entfallen dann Auftrieb und Wasserdruck.

Andererseits ist angenommen, daß die Druckluft schnell abgeblasen wird. Dann entfällt der Auftrieb, und der Wasserdruck von außen bleibt ohne Gegendruck von innen.

III. Der Pfeiler ist bis in die Endstellung abgesenkt. Wie im Falle II wirken auf die Seitenwände des Arbeitsraumes:

- von außen Wasserdruck und Erddruck,
- von innen Druckluft.

Als außergewöhnlich ungünstig wird angenommen, daß der innere Luftdruck sich plötzlich um 10 m Wassersäule verringert.

Die Untersuchung erstreckt sich nur auf die Seitenwände des Arbeitsraumes, weil die Betonmassen des Pfeilerschaftes stark genug sind, die auf sie einwirkenden Kräfte mit Sicherheit aufzunehmen.

Die Ermittlung der Stabkräfte wurde teils rechnerisch, teils zeichnerisch (beim Querbinder z. B. mittels Cremonaplanes) durchgeführt. Um den Verdrehungsbeanspruchungen Rechnung zu tragen, wurde angenommen, daß  $0,313 L = 0,313 \cdot 32 = 10$  m der Länge jedes Längswandträgers unterhöhlt sind. Die auf die übrigbleibende Schneidlänge gleichmäßig verteilt angenommenen Gegenkräfte wurden als wandernde Lasten betrachtet, weil die Unterhöhung an den verschiedensten Stellen auftreten kann. Die Stabkräfte sind in diesem Falle mittels Einflußlinien ermittelt worden.

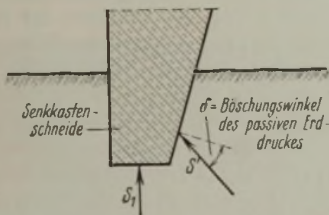


Abb. 17. Schneidenkraft.

Im übrigen wurde das Fachwerk nach den Regeln des Stahlbrückenbaues durchgebildet. Es ergaben sich ansehnliche Stabquerschnitte wie bei größeren Eisenbahnbrücken.

Die zulässigen Beanspruchungen für St 37 waren im Falle I =  $1600 \text{ kg/cm}^2$ , in den Fällen II und III normal



Abb. 20. Kopf des Ostpfeilers mit Auflagerbank und -steinen.

gleichfalls =  $1600 \text{ kg/cm}^2$  und außergewöhnlich =  $1900 \text{ kg/cm}^2$ ; für Beton normal =  $40 \text{ kg/cm}^2$  und außergewöhnlich =  $50 \text{ kg/cm}^2$ .

d) Die Schneidenkraft. Besonders schwierig waren die im vorstehenden Abschnitt c erwähnten Belastungsannahmen bezüglich der ebendort angeführten Schneidenkraft, weil darüber die Erfahrungen noch gering sind und genauere Zahlenwerte fehlen (s. Abb. 17). Sie wurde zunächst zu  $\frac{1}{3}$  des senkrechten Flächendrucks angenommen. Das ergab beim Ostpfeiler eine waagerechte Kraft von  $15,6 \text{ t/lfdm}$ . Dieser ungünstig hohe Wert schien unwahrscheinlich und gab zu folgender Überlegung Veranlassung. Nach Ermittlungen des passiven Erddruckes mit kreiszylindrischen Gleitflächen ist bei  $\gamma_e = 1,8 \text{ t/m}^3$ ,  $\rho = 40^\circ$ ,  $\delta' = -25^\circ$  und  $0,60 \text{ m}$  Eindringtiefe ein Schneidendruck von  $5,44 \text{ t/lfdm}$  zu erwarten. Es wurde daher  $6 \text{ t/m}$  als möglicher Höchstwert erachtet. Die auf der ersten Annahme beruhende Berechnung für das Stahlgerippe des Ostpfeilers wurde jedoch beibehalten und dagegen die zulässige Spannung für St 37 beim Wirken der Schneidenkraft von  $1600$  auf  $1800 \text{ kg/cm}^2$  erhöht. Beim Westpfeiler wurde dann sicherheitshalber mit einer Schneidenkraft von  $9,7 \text{ t/lfdm}$  gerechnet.

Hiernach liegt offenbar das dringende Bedürfnis vor, durch praktische Versuche und Messungen am Bauwerk weitere Klarheit und zuverlässige Zahlenwerte zu finden im Interesse wirtschaftlicher Bemessung großer Gründungkörper bei genau begrenzter Sicherheit. Zu derartigen Messungen bezüglich der Schneidenkraft bot sich beim Bau der Niederfinower Kanalbrückenpfeiler keine Gelegenheit mehr, weil beim Westpfeiler — im Gegensatz zum Ostpfeiler — eine Schneidenkraft kaum aufgetreten ist, wie unter E 3b noch erläutert werden wird. Dagegen waren derartige Messungen bezüglich der Bodendrucke auf der Gründungssole, wo die Verhältnisse ähnlich liegen, möglich; s. unter H.

e) Die Rundeseisenbewehrung und die Berechnung der Bauglieder mit reiner Rundeseisenbewehrung (s. Abb. 6 u. 7) boten, abgesehen von den ungewöhnlich großen — insbesondere hohen — Querschnitten der Verbundkonstruktion, keine Besonderheiten.

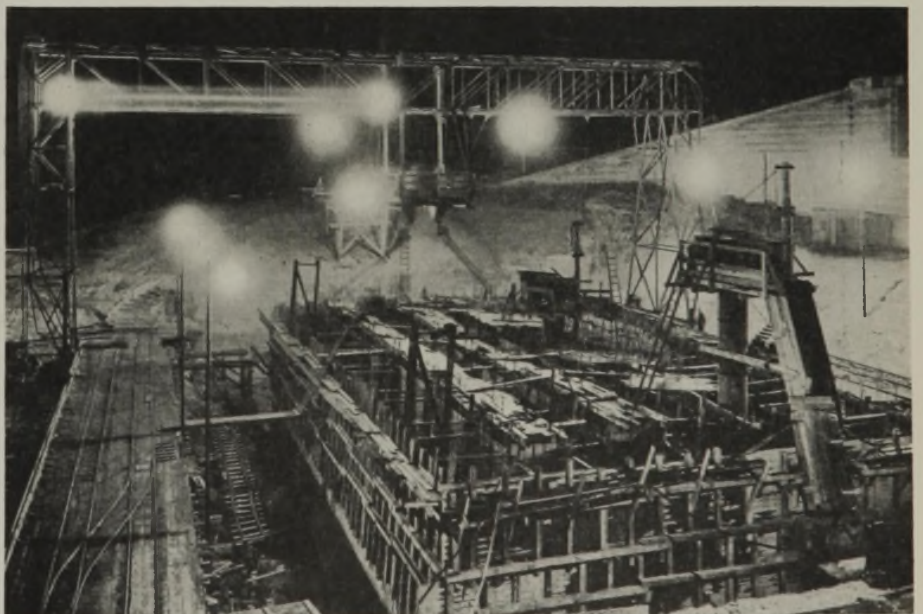


Abb. 19. Nachtschicht am Westpfeiler. Rechts zwei Schachtrohre mit Aufzugwinde und Holzschurre für das Bodenfordern; Mitte Kran mit Betonierbühne; links Betonanfuhrgleis.



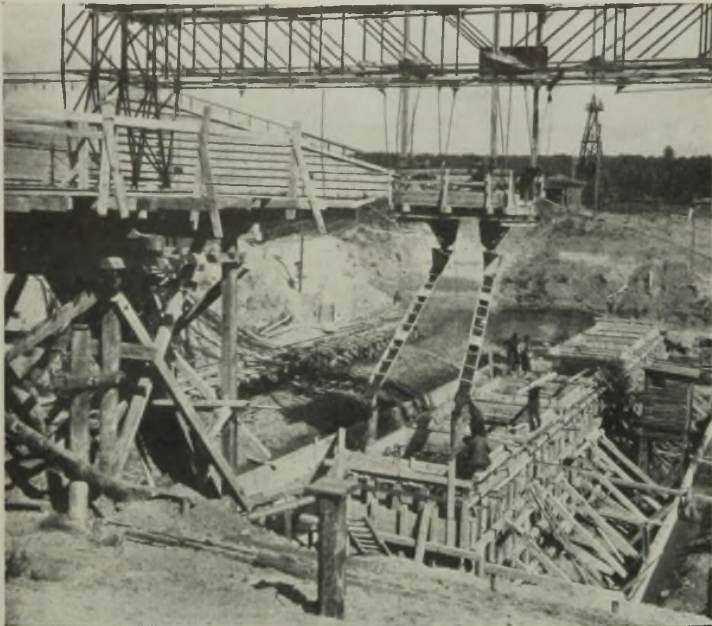


Abb. 21. Auflagerbank des Westpfeilers.

Die tragenden Teile des Pfeilerschaftes oberhalb des Senkkastens bestehen aus den Umfassungs- und den längs und quer angeordneten Aussteifungswänden. Die Umfassungswände sind auf der Talseite und an den beiden Stirnseiten 2 m, an der Bergseite — dem größeren Erd- druck aus der Führung der Pfeiler an dieser Wand während des Ab- senkens entsprechend — 3 m dick. Die Aussteifungswände haben durch- weg 1 m Dicke.

Zu bemerken ist, daß beim Ostpfeiler die langen, aus der Schalung herausstehenden Rundeisen der schrägen Schubbewehrung der aufgehenden Wände beim Weiterschalen, Betonieren usw. oft im Wege waren und vorübergehend zur Seite gebogen werden mußten (s. Abb. 18). Deshalb wurde beim Westpfeiler nur senkrechte, ausreichend oft gestoßene Bügel- bewehrung angewandt (s. Abb. 15 u. 19).

Der Pfeilerkopf ist 4 m hoch als Verteilungsbalken durchlaufend über 7 Stützen (Auflager) biegefest bewehrt. Die darin angeordneten 7 Auflagersteine haben 3 m hohe Spiralbewehrung von 2,8 m Durchm. erhalten (s. Abb. 6, 7, 20 u. 21).

f) Zusammensetzung und Herstellung des Betons. Bezug der Bindemittel sowie Gewinnung der Zuschlagstoffe waren grundsätzlich die gleichen wie beim Grundbau des Hebewerks<sup>11)</sup>. Für die Kanal- brückenpfeiler ergibt sich (s. Abb. 6 u. 7):

Tafel 5. Betonmischungen und Mengen.

Bauteil	Mischverhältnis Zement : Traß : Zuschläge	Betonmengen	
		Ostpfeiler m <sup>3</sup>	Westpfeiler m <sup>3</sup>
Senkkasten und Pfeilerschaft (tragende Teile) . . . . .	1 : 0,33 : 5	5 845	5 236
Arbeitsraum*) . . . . .	1 : 0,33 : 5	1 010	125
	1 : 0,33 : 7	—	80
	1 : — : 9	—	681
Füllbeton . . . . .	1 : — : 9	3 520	1 540
Pfeilerkopf . . . . .	1 : — : 6	1 518	—
Auflagerbank**) . . . . .	1 : — : 5	779	—
	1 : 0,33 : 5	—	484
	Insgesamt	12 672	8 146

\*) Der Ostpfeiler steht mit seinem Fuß im Grundwasser des Tales, der Westpfeiler im dichten Mergel des Hangkernes, der kein Wasser führt (s. unter A und E 3, g).

\*\*) Kopf und Auflagerbank des Ostpfeilers liegen über den Grund- wasser des Tales in dem Fuß des Hanges, der beim Verfüllen der Ost- Pfeilerbaugrube aus durchlässigem Kies geschüttet wurde. Der Kopf (Auflagerbank) des Westpfeilers liegt im obersten Teile des Mergels im Hangkern, wo beim Ausheben der Westpfeilerbaugrube in einer Sand- ader Wasser (Quelle) angetroffen worden war (s. unter H 1).

Dadurch sind die Unterschiede der Mischverhältnisse begründet.

Über Betonbereitung, Verarbeiten, Bauüberwachung, Ergebnisse usw. s. unter G.

4. Absenkvorgang.

Die rd. 8 m hohen Pfeiler des Hebewerkgrundbaues konnten in voller Höhe aufgebaut und in einem Zuge abgesenkt werden. Bei den mehr

<sup>11)</sup> Bautechn. 1934, Heft 13, S. 179 a. a. O., Abschn. C 4.

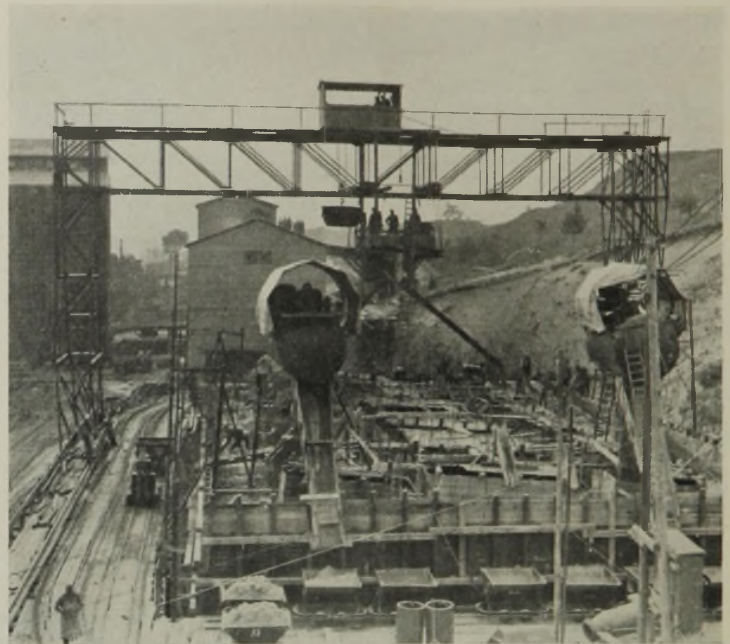


Abb. 22. Ostpfeiler bis 12,5 m Höhe eingeschalt, Stand der Schneide auf NN — 5,8 m.

Gleichzeitig Betonieren mit Hilfe des Portalkrans (24 m Spannweite) und Bodenfördern aus dem Arbeitsraum des Pfeilers durch die Schleusen (noch ohne Druckluft). Im Hintergrunde rechts Betonfabrik, links Zement silo.

als doppelt so hohen und zudem schrägen Pfeilern der Kanalbrücke war dies nicht möglich. Die Pfeiler sind vielmehr zunächst 6 m hoch betoniert worden (s. unter C, 3, e, Fall I, u. Abb. 14 u. 15), und dann wurde mit dem Absenken begonnen, während gleichzeitig die Pfeiler entsprechend höher betoniert wurden (s. auch unter E 2 u. 3); dementsprechend war die Baustelleneinrichtung getroffen.

D. Die Baustelleneinrichtung.

Die allgemeine Baustelleneinrichtung, die von allen oder mehreren auf der Baustelle beschäftigten Unternehmern benutzt wurde, ist bereits an anderer Stelle beschrieben worden<sup>12)</sup>. Sie war zum größten Teil von der Verwaltung vorgehalten, wie:

- Gleisanschluß vom Bahnhof Niederfinow,
  - Umschlagplätze,
  - Strom- und Wasserversorgung,
  - Unterkunfräume,
  - Becherwerk zum Entladen
  - Seilbahn zum Fördern
  - Silo zum Lagern
  - Maschinenhaus
  - Lokomobile
  - Vorgelege
- } der Bindemittel  
(Zement und Traß),
- } für die Druckluftherzeugung.

Weiterhin wurden für die Kanalbrückenpfeiler mitbenutzt: Kiessortieranlage und Betonfabrik,

die von der Beton- und Monierbau AG für den Hebewerkgrundbau vor- gehalten worden waren.

Ergänzend und erläuternd ist hier zu berichten:

1. Anfuhrgleis.

Unmittelbar östlich der Notstraße — s. die in Fußnote <sup>12)</sup> angezogene Abb. (Baustellenplan) — war über das Vollspurgleis des verwaltungs- eigenen Bahnanschlusses und ein daneben verlegtes 600-mm-Spurgleis ein von Hand zu bedienender Portalkran für das Umladen der ankommenden Baustelleneinrichtung, Stahlbauteile usw. aufgestellt. Seine Tragfähigkeit betrug 6 t. Das 600-mm-Gleis führte im Jahre 1929 (s. unter E) nach den nördlich der Hebewerkbaugrube angelegten Lager- und Werkplätzen für den Ostpfeilerbau und weiter bis dicht östlich neben den Ostpfeiler. Für das Jahr 1930 wurde das 600-mm-Spurgleis südlich um den inzwischen fertiggestellten Grundbau des Hebewerks herum an den Hang heran und an ihm hinauf (Seilwinde) auf NN + 24,00 m zu der Baugrube des West- Pfeilers und den daneben angelegten Lager- und Werkplätzen verlegt.

2. Aufstellkran.

Für alle Arbeiten am Bauwerk, wie Aufstellen des Stahlgerippes und der Schalung, Einbringen der Rundeisen und des Betons usw. wurde ein über die Baugrube hinwegreichender, auf Längsschienen fahrbarer Portal-

<sup>12)</sup> Bautechn. 1934, Heft 13, S. 185 a. a. O., Abschn. E mit Abb. 29 (Baustellenplan).



kran von 12,57 m lichter Höhe verwendet. Seine Spannweite betrug beim Ostpfeiler (s. Abb. 22) 24 m und wurde beim Westpfeiler wegen des anders gearteten Baugrubenquerschnitts durch Einbau zweier weiterer Felder in den oberen Riegel auf 30 m gebracht (s. Abb. 23). Seine Tragfähigkeit betrug 10 t. Lastheben und Katzfahren geschahen elektrisch, das Kranfahren von Hand (s. Abb. 15). Der Stromzuführung zur Katze diente ein bewegliches Gummikabel. Der Kran wurde im allgemeinen nicht unter Last verfahren, sondern nur von Zeit zu Zeit in eine andere Arbeitstellung gebracht. Die Kranschiene lagen auf hölzernen Gerüsten mit gerammten Pfählen, die auch für die Anfuhr des Betons, Abfuhr des Aushubbodens u. dgl. mit dienstbar gemacht wurden (s. Abb. 19, 22).

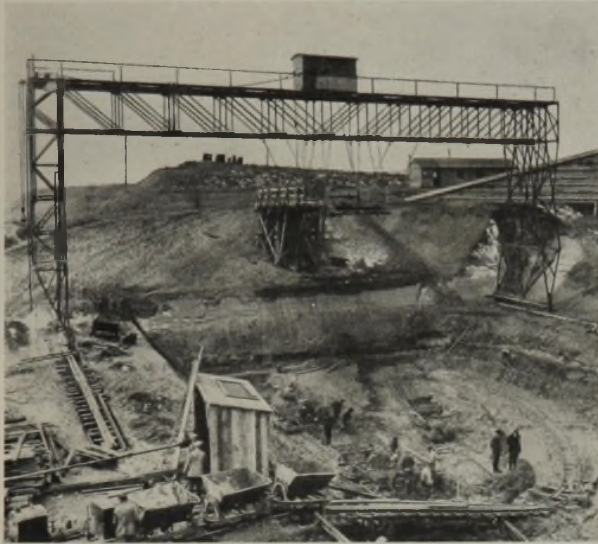


Abb. 23. Baugrube des Westpfeilers mit Portalkran (30 m Spannweite). In halber Höhe der aus Mergel bestehenden Baugrubenböschung wasserführende Sandschicht.

Auf der hohen Böschung Absetzgerüst für den Aushubboden; dahinter Bodenkippe.

### 3. Einrichtung zum Abnieten der Stahlgerippe.

Die Druckluft zum Nieten lieferte ein Hochdruckkompressor, Erzeugnis Pokorny u. Wittekind, mit einem Enddruck von 6 at und einer Leistung von 2,5 m<sup>3</sup>/min, der durch einen Dieselmotor von 20 PS angetrieben wurde.

### 4. Einrichtungen zum Befördern und Einbringen des Betons.

Zum Befördern des Betons von der Betonfabrik zur Einbaustelle wurden dieselben Klappkübel von 1 m<sup>3</sup> Inhalt auf Hunden von 60 cm Spur benutzt, die auch beim Hebewerksgrundbau Verwendung fanden (s. Abb. 22).

Die Anfuhr war für den Ostpfeiler sehr einfach, weil dieser Pfeiler nahe bei der Betonfabrik lag und das Anfuhrgerüst am Ostpfeiler in gleicher Höhe mit dem Ausfahrtschienen der Betonfabrik angeordnet worden war (s. Abb. 22).

Das Anfuhrschienen neben dem Westpfeiler lag aber rd. 20 m höher. Es war wirtschaftlicher, von einer besonderen Betonbereitungseinrichtung auf dieser Höhe nahe am Westpfeiler abzusehen und den in der vorhandenen Anlage hergestellten Beton auf diese Höhe zu heben. Die Klappkübel wurden samt ihren Hunden auf einem Schrägaufzug auf die Höhe der Arbeitsebene am Westpfeiler (NN + 24,00 m) gehoben, mittels einer seitlich anschließenden Schiebebühne an den Westpfeiler herangefahren und auf das rechtwinklig zum Schrägaufzug liegende Anfuhrschienen am Westpfeiler geschoben. Die Winde des Schrägaufzuges und das Fahrwerk der Schiebebühne wurden elektrisch angetrieben. Die Stromzufuhr zur Schiebebühne wurde durch ein bewegliches Gummikabel besorgt,

das zwischen zwei hohen Stangen — eine auf der Schiebebühne und eine am Ende der festen Stromzuführung — in weiter Bucht aufgehängt war. Die Zeit zwischen dem Ausschütten des Betons aus der Mischmaschine und seiner Ankunft im Bauwerk zwischen den Schalungen blieb durchweg unter fünf Minuten.

Die Kübel konnten nicht unmittelbar zwischen die jeweils rd. 2 m hohen Schalungen entleert werden, weil überall Bewehrungsseile aus der Schalung herausstanden und außerdem Gefahr bestanden hätte, daß die Schalung verschoben oder zerdrückt und der Beton entmischet worden wäre. Deshalb wurde während des Betonierens unterhalb des oberen Portalkranriegels eine Betonierbühne mit zwei kurzen drehbaren Gießrinnen aufgehängt (Abb. 15, 19, 21 u. 22). Der Kübel wurde von der Katze bis dicht über diese Bühne gefahren und damit fast ohne merklichen Stoß auf die Bühne entleert. Dort wurde der Beton von Hand unter fortwährendem Durchmischen in die Gießrinne geschaufelt und geschoben. Die Neigung der Rinnen konnte von der Bühne aus mit kleinen Winden und Drahtseilen eingestellt werden. Damit wurden sie auch für das Längsverfahren des Kranes über die aus den Schalungen herausstehenden Bewehrungsseile hochgezogen (s. Abb. 15).

### 5. Einrichtung für die Druckluftgründung.

Für die Erzeugung der Druckluft für die Pfeilergründung wurden vom Unternehmer drei Kompressoren, Erzeugnis A. Borsig, Berlin-Tegel, vorgehalten. Sie waren für einen Enddruck von 2,5 at gebaut und konnten bei 240 Drehungen/min 6,5 m<sup>3</sup> angesaugte Luft je min leisten. In Niederfinow brauchten sie bei geringerer Umdrehungszahl nur 4,5 m<sup>3</sup>/min zu leisten.

Zwischen Kompressoren und Luftleitung war ein Windkessel von etwa 4 m<sup>3</sup> Inhalt angeordnet. Die Luftleitung bestand aus Stahlrohren von 70 mm Durchm. Zu ihrem Anschluß an den Pfeiler diente ein Druckluftschlauch mit doppelter Leinwandeinlage und Hanfkordelumwicklung.

Es wurden drei Druckluftschleusen, Bauart und Erzeugnis der Firma Beuchelt u. Co., Grünberg/Schles., von je 9,5 m<sup>3</sup> Inhalt und 6,5 t Betriebsgewicht benutzt, und zwar zwei als Materialschleusen und eine als Personenschleuse (Abb. 24). Die Materialschleusen wurden für die Bodenförderung mit einem Auslaufstutzen (Bodenschleuse), für das Einbringen des Betons mit einem Einlaufstutzen (Betonschleuse) versehen. Die unmittelbar auf den Materialschleusen aufgebauten Fördermaschinen (s. Abb. 22) sind Windenvorgelege mit Kupplung und Bremse, angetrieben durch 10-PS-Drehstrommotoren. Die Leistung an geförderter Bodenmenge betrug je nach Bodenart 6 bis 10 m<sup>3</sup>/st.

Die Schachtrohre der Luftschleusen wurden mit dem Hochbetonieren der Pfeiler verlängert. Während des Einbaues eines weiteren Rohrschusses hing die Schleuse am Lasthaken des Aufstellkranes; währenddessen war das Schachtrohr durch einen Deckel unten abgeschlossen.

Der Boden wurde in zylindrischen Kübeln gefördert, die 1/3 m<sup>3</sup> Inhalt hatten und durch das Schachtrohr von 0,80 m Durchm. gerade hindurchgleiten konnten. Im Senkkasten wurden diese Kübel auf besonderen Tiefladewagen befördert (s. Abb. 25). Oben wurden die Kübel durch ihre Bodenklappe entleert — beim Ostpfeiler in die Bodenschleusen und anschließend über hölzerne Schurren in Kippwagen (s. Abb. 22), beim Westpfeiler unmittelbar in die hölzernen Schurren (s. Abb. 19). Aus dem Westpfeiler wurde außerdem durch offene Lücken in der Senkkastendecke gefördert (s. unter E 3).

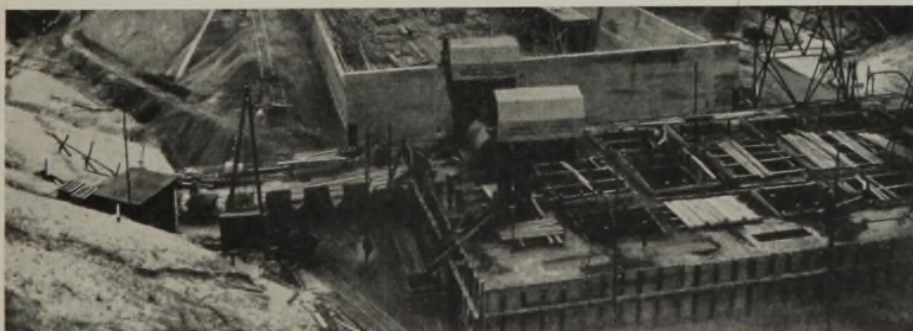


Abb. 24. Bodenförderung aus dem Ostpfeiler durch zwei Druckluftschleusen (mit Zelt); dazwischen — quer etwas tiefer — die Personenschleuse. Links Abfuhr des Bodens über eine Spitzkehre in die Hebewerkbaugrube.

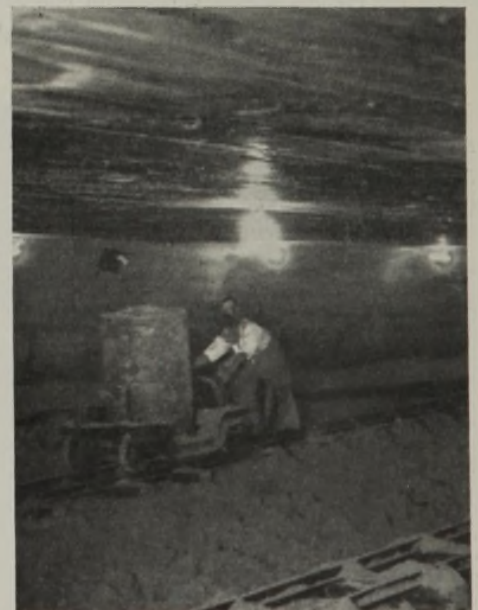


Abb. 25. Bodenaushub im Arbeitsraum des Ostpfeilers. Zylindrische 1/3-m<sup>3</sup>-Kübel auf Tiefladewagen.



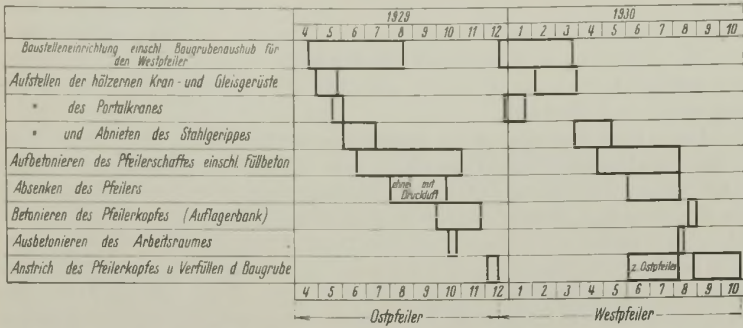


Abb. 26. Bauplan für Ost- und Westpfeiler.

**E. Bauausführung.**

Der Ostpfeiler ist im Baujahr 1929, der Westpfeiler 1930 ausgeführt worden. Der zeitliche Ablauf der einzelnen Bauarbeiten ist aus Abb. 26 zu ersehen.

**1. Die Baugruben.**

Die Baugrube des Ostpfeilers, die einen ansehnlichen Anschnitt des dem Hangkern aufgelagerten diluvialen Sandes darstellt, war bereits im Jahre 1926 im Zusammenhang mit dem ersten Teil der Hebewerkbaugrube (oberhalb des Grundwassers) ausgehoben worden. Ihre Sohle lag auf NN + 2,00 m. Mit dem Aushub wurde das Gelände südlich des Hebewerks aufgehöhht und ein Teil des Dammes für die infolge des Hebewerkbaues streckenweise zu verlegende Landstraße Niederfinow—Liepe geschüttet.

Bevor die Baugrube für den Westpfeiler ausgehoben werden konnte, mußte zunächst ein Einschnitt in dem oberen Teil des Hanges für das westliche Ende des Kanalbrückenüberbaues mit Sohle auf NN + 24,00 m hergestellt werden (s. die oben in Fußnote 3 angeführte Abb.). Diese Arbeit ist Anfang 1929 ausgeführt worden. Der Aushub — in der Hauptsache feiner diluvialer Sand sowie über der Sohle etwas Mergel — wurde auf einem Bremsberg nach der Talsohle gebracht und teils in die Hebewerkbaugrube verfüllt, teils in den Damm der vorgenannten Straßenverlegung eingebaut.

Die Anfang 1930 von NN + 24,00 m bis NN + 20,00 m ausgehobene Baugrube für den Westpfeiler liegt bereits im Mergel (Geschiebemergel und Mergelsand) der Hochebene und konnte mit ziemlich steilen Böschungen angelegt werden (s. Abb. 23). In halber Tiefe auf etwa NN + 22,00 m wurde eine Sandschicht angeschnitten, die etwas Wasser führte. Eine stärkere Quelle trat in der SW-Ecke der Baugrube auf, die durch eine Schotterrigole gefaßt wurde. Das Wasser wurde in der Höhe der Sandschicht, also auf etwa halber Höhe der Böschung in einem kleinen Graben abgefangen, nach der NO-Ecke der Baugrube geleitet und dort zunächst herausgepumpt (s. Abb. 10). Später wurde bis auf diese Tiefe ein Einschnitt nach dem freien Hang für die Abfuhr des aus dem Pfeiler ausgehobenen Bodens angelegt. Durch diesen Einschnitt und weiterhin in einer Rohrleitung floß dann das Wasser mit natürlichem Gefälle nach der Talsohle ab, wo es zum Einschlämmen der Baugrubenverfüllungen verwendet wurde. Der Aushubboden aus der Baugrube wurde zum größten Teil in den Kippwagen durch den Portalkran auf ein hohes Holzgerüst (s. Abb. 23) gehoben und auf eine Kippe verfahren. Von dort wurde er nach Fertigstellung des Pfeilers wieder herangeholt und zum Verfüllen der Baugrube abgestürzt. Der Rest wurde in die Baugrube des Ostpfeilers an deren Hangseite verfüllt.

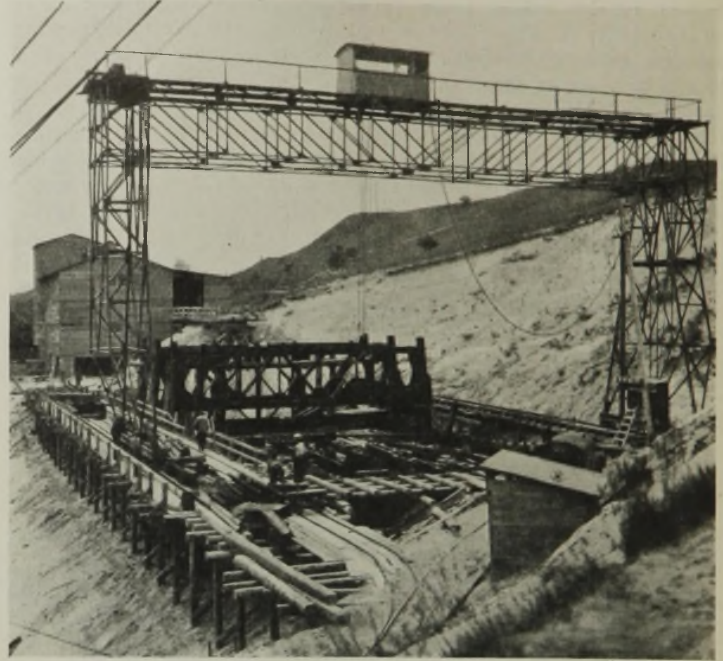


Abb. 28. Aufstellen des Stahlgerippes für den Ostpfeiler mittels Portalkrans.

**2. Aufbau der Pfeiler.**

Abb. 27 zeigt Teile des Stahlgerippes der Pfeiler auf der Zulage in der Werkstatt. Der Aufbau der Stahlgerippe ist aus Abb. 10 u. 28 zu ersehen. Zum Aufstellen diente der fahrbare Portalkran von einem (dem Süd-) Ende her, so daß das Einschalen und Einbringen der zusätzlichen Rundeisenbewehrung unmittelbar folgen konnte. Für das Abnieten der Obergurte usw. wurden Hilfsgerüste an das Stahlgerüst angeklemt. Vor dem Einbetonieren wurden die Stahlbauteile mit Stahlbürsten von Rost befreit und mittels Lötlampen von Öl- und Fettflecken gesäubert.

Die Senkkasten wurden in zwei Abschnitten betoniert: 1. bis Oberkante der Decke des Arbeitsraumes (Abb. 9), 2. bis Oberkante der Obergurt der Stahlgerippe (Abb. 15), d. i. bis insgesamt rd. 6 m Höhe.

Das Weiteraufbetonieren der Pfeilerschäfte geschah Hand in Hand mit dem Absenken (s. unter C 4). Es wurden jeweils 2 m Höhe eingeschalt und bewehrt und dann in einem Zuge durch ein bis zwei Tag- und Nachtschichten betoniert (Abb. 22). Die Betonmasse der tragenden Pfeilerwände auf 2 m Höhe betrug beim Ostpfeiler rd. 650 m³, beim Westpfeiler etwa 600 m³.

Da die Pfeiler während des Absenkens nicht immer genau die vorgeschriebene Lage einhielten (s. unter E, 3 b) konnte nicht nach außerhalb der Pfeiler aufgestellten festen Schnurgerüsten geschalt werden, weil dabei Knicke in den Pfeilerwänden hätten entstehen können. Es wurde deshalb nach stählernen Fachwerklehren geschalt, die auf das Stahlgerippe des Senkkastens aufgesetzt waren und mit dem aufgehenden Pfeiler nach oben verlängert wurden (s. Abb. 9, 19 u. a.). Ausgeschalt wurde in der Regel nach drei Tagen.

Unmittelbar nach dem Betonieren wurde im Arbeitsraum Boden nur aus der Mitte gefördert, so daß während dieser Zeit das Absinken der Pfeiler nur ganz langsam geschah und der frische Beton Ruhe hatte. Das kräftige Absenken der Pfeiler durch Angreifen des Bodens an und unter den Schneiden, nötigenfalls Einbringen von Füllbeton in die Pfeilerschächte — sowie beim Ostpfeiler durch vorübergehendes Ablassen der Druckluft — wurde erst in den Tagen unmittelbar vor dem Weiterbetonieren vorgenommen. Die schnellsten derartigen Absenkvorgänge dauerten 15 bis 30 min, wobei Senkmaße von etwa 0,30 bis 0,50 m erzielt wurden. Der zuletzt eingebrachte Beton war dann etwa drei Tage alt.

Über die Technik der Betonbereitung, Bauüberwachung und Ergebnisse s. unter G.

Über die Technik der Betonbereitung, Bauüberwachung und Ergebnisse s. unter G.

**3. Absenken der Pfeiler.**

a) Bodenförderung. Von dem aus dem Ostpfeiler durch die beiden Materialschleusen geförderten Boden wurde ein Teil über eine Spitzkehre in

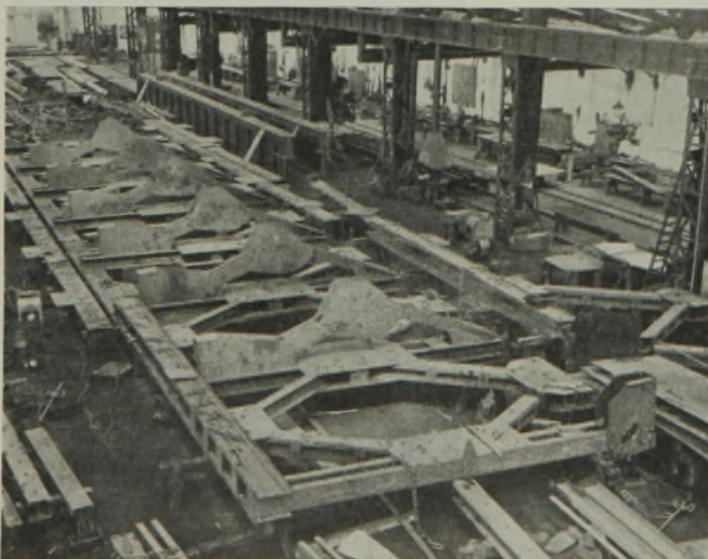


Abb. 27. Längswandträger auf der Zulage in der Werkstatt.

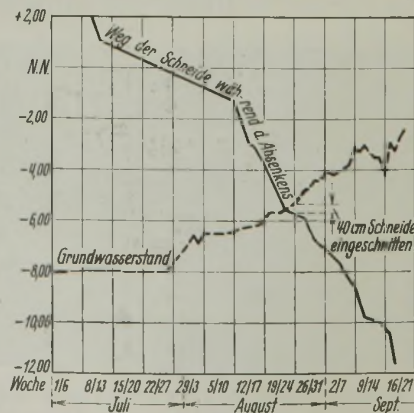


Abb. 29. Absenkvorgang des Ostpfeilers.



die Hebewerkbaugrube gefahren (s. Abb. 24) und der Rest zum Aufhöhen des Geländes nördlich der Hebewerkbaugrube auf NN + 4,00 m abgekippt.

Gleichzeitig mit dem Absenken des Ostpfeilers wurde die Hebewerkbaugrube verfüllt und die zugehörige Grundwasserkanalage allmählich ausgebaut. Das damit steigende Grundwasser und die Schneide des absinkenden Ostpfeilers bewegten sich also aufeinander zu; s. Abb. 29, aus der zu erkennen ist, daß beim Ostpfeiler Druckluft zur Anwendung kommen mußte, sobald dessen Schneide am 26. August in der Tiefe NN - 5,30 m das Grundwasser erreicht hatte. Der diluviale Sand (s. unter A) konnte mit Spaten und Schaufeln gestochen werden, der später zu durchfahrende tertiäre Sand mußte mit der Hacke gelöst werden.

Aus dem Westpfeiler wurde der Boden — in der Hauptachse mittels Preßluftmeißel gelöster Geschiebemergel — in  $\frac{1}{3}$ -m<sup>3</sup>-Kübel dauernd durch zwei Schachtröhre unter Verwendung der auch beim Ostpfeiler benutzten Winden gefördert (s. Abb. 19). Da keine Druckluft zur Anwendung kam, waren in der Decke des Arbeitsraumes zwei Luken ausgespart (s. Abb. 7), durch die außerdem Boden in Kipploren durch den Portalkran gehoben und auf das Gleis an der östlichen Längsseite des Pfeilers abgesetzt wurde in den Zeiten, in denen der Portalkran nicht zum Schalen und Betonieren benötigt wurde. Der Boden wurde durch den unter E 1 erwähnten Einschnitt nach dem Hang gefahren und in die Baugrube des Ostpfeilers verkippt. Soweit der Boden dort nicht mittels Gleis über zwei Spitzkehren verteilt werden konnte, wurden zwei Bandförderer benutzt.

b) Absenkvorgang und Weg der Pfeiler. Das Absenken der beiden Pfeiler gestaltete sich, abgesehen von der Verwendung von Druckluft nur beim Ostpfeiler, auch wegen der abweichenden Bodenarten, die zu durchfahren waren, verschieden. Der Ostpfeiler sackte bereits langsam weg, wenn in der Nähe seiner Schneide Boden gelöst wurde, so daß die Schneide meist bis zu 0,60 m im Boden (Sand) steckte. Der Westpfeiler dagegen klebte mit seinen Außenwänden so fest am Mergel, daß er sich oft auch dann noch nicht in Bewegung setzte, wenn seine Schneide ringsherum etwa 0,5 m tief freigegeben war, eine Lastübertragung auf den Untergrund dort also gar nicht mehr stattfinden konnte. Er sackte oft erst weg, nachdem etwa 100 bis 200 m<sup>3</sup> Füllbeton in die Schächte des Pfeilers eingbracht worden waren.

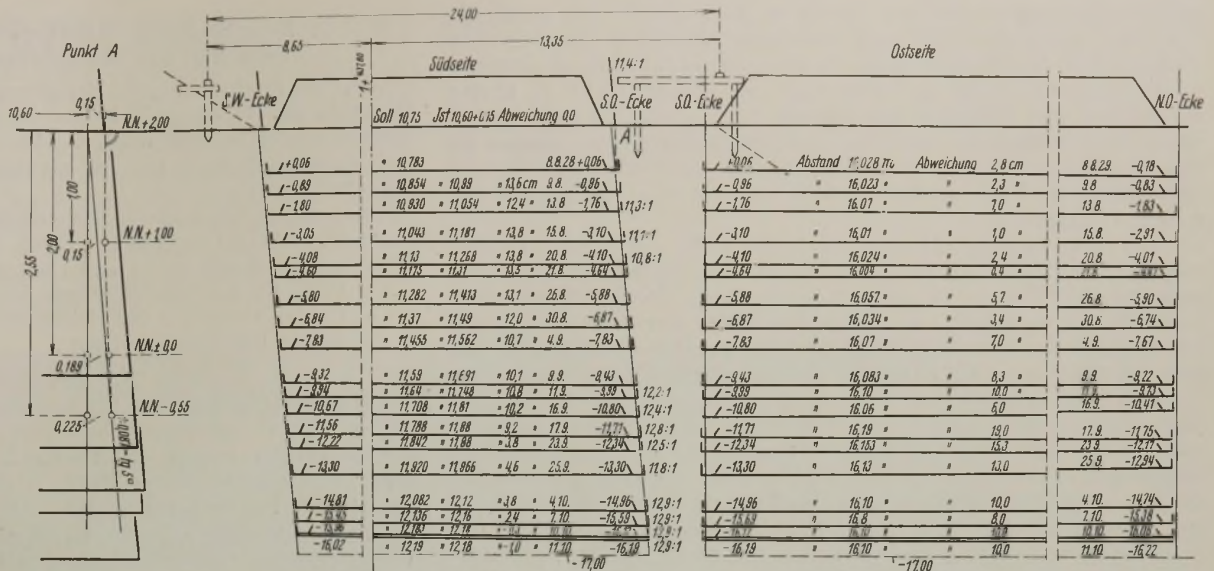


Abb. 30. Weg der Ostpfeilerschneide während des Absenkens.

kommt: der vor Beginn des Absenkens zunächst rd. 6 m hochbetonierte Pfeiler hing wegen seiner in Neigung 11,4:1 hergestellten Längswände rd. 60 cm nach Westen über. Da außerdem die Westwand 1 m dicker als die Ostwand ist, sank der Pfeiler mit seiner höher belasteten (hangseitigen) Westschneide tiefer ein als mit der (talseitigen) Ostschneide und ging zunächst in eine flachere Absenkungsschräge als vorgesehen (s. Abb. 30). Erst als er mit der Westschneide früher — d. h. etwa 6 m höher — auf das härtere Tertiär auftrat als mit der Ostschneide, richtete sich der Pfeiler auf und hatte umgekehrt die Neigung, über die Sollschräge hinaus steiler abzugehen.

Gleichwohl ist durch verschieden starkes Freigraben der Schneide unter gleichzeitigem entsprechendem verteiltem Einbringen von Füllbeton in den Pfeilerschaft erreicht worden, daß die Abweichungen von der zeichnungsmäßigen Endlage auch beim Ostpfeiler durchweg — zum größten Teil erheblich — unter dem zugelassenen Maße von nur 0,20 m in jeder Achse geblieben sind. Das ist für so große Grundkörper ein sehr günstiges Ergebnis.

c) Das Vorsatzmaß. Hierbei spielte noch folgende Erscheinung eine Rolle. Der Kasten sinkt zunächst ungefähr senkrecht ein und geht erst mit dem Wirksamwerden des passiven Erddruckes an seiner Rückwand allmählich auf die schräge Absenkebene. Er muß daher um ein gewisses Maß vor der Schnittlinie der angestrebten schrägen Absenkebene mit der Aufstellenebene aufgestellt werden. Dieses Maß läßt sich theoretisch mit gewissen Toleranzen im voraus errechnen (s. die oben unter Fußnote 7 angezogene Abhandlung sowie Abb. 31). Es war für den Ostpfeiler zu 0,15 m ermittelt worden. Um dieses Maß ist aber der Ostpfeiler nicht ganz wieder zurückgegangen: einmal wegen der hier wirkenden großen Gewichte und der sich daraus ergebenden, oben beschriebenen stärkeren Schräglage zu Anfang des Senkens und zum anderen besonders wegen der Schwächung des Erdwiderlagers gegen die nahegelegene Hebewerkbaugrube hin, deren Wirkung im Zusammenhang mit dem Wiederansteigen des Grundwassers (s. Abb. 29) nicht vorhergesehen werden konnte. Für letztere spricht die Beobachtung, daß der Abstand der beiden Kranschiene der Portalkranes während der Arbeiten sich um insgesamt etwa 14 cm vergrößerte, so daß die östliche Schiene mehrfach nachgerückt werden mußte. Auch zeigte das Sammelrohr der zweiten Staffel der Grundwasserkanalage auf der Westböschung der Hebewerkbaugrube eine offenbar auf gleicher Ursache beruhende geringe Ausbuchtung nach Osten. Trotz alledem ist das oben festgestellte günstige Ergebnis in der Endlage des Pfeilers erzielt worden. Die geringen Abweichungen wurden beim Aufbetonieren des Pfeilerkopfes ausgeglichen. — Beim Westpfeiler wurde das Vorsatzmaß näher der unteren Grenze der theoretisch möglichen Toleranzen zu etwa 5 cm festgelegt.

d) Der zu überwindende Absenkwiderstand entsprach etwa der Vorausberechnung. Die Außenflächen der Pfeiler waren schalungsrauh; irgendwelche Glättungsmaßnahmen zum Vermindern des Absenkwiderstandes waren nicht vorgesehen. Zusätzliche Belastung war nur beim Ostpfeiler erforderlich. Da dieser Pfeiler, wie bereits gesagt, nach dem Auftreten seiner Schneide auf das Tertiär sich nach dem Tal hin überzuneigen strebte, wurde Belastungsfüllbeton nur in die beiden bergseitigen Schachtreihen (s. Abb. 6) eingebracht, während die talseitige Schachtreihe fast ganz frei blieb. Das wurde auch bei der Schlußsenkung beibehalten, um der entwurfsmäßigen Endstellung des Pfeilers so nahe als irgendmöglich zu kommen. Um das deshalb fehlende Gewicht zum Überwinden des Absenkwiderstandes zu ersetzen, wurden für die Schlußabsenkung westlich (bergseitig) der noch offenen Schachtreihe vorübergehend rund

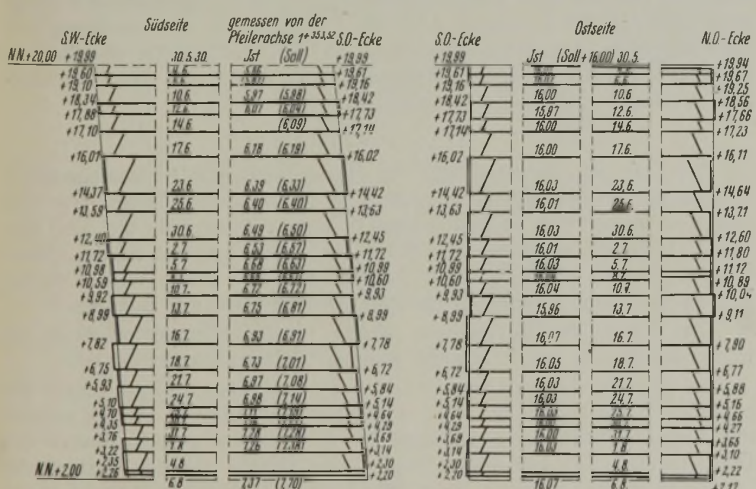


Abb. 31. Weg der Westpfeilerschneide während des Absenkens.

Demgemäß verfolgte auch der Westpfeiler seinen Weg durch den Untergrund merklich genauer als der Ostpfeiler, wie sich aus dem Vergleich der Abb. 30 u. 31 ergibt. Diese Abbildungen stellen Ausschnitte aus den in Abständen von meist ein bis zwei Tagen vorgenommenen Einmessungen der genauen Lage der Pfeiler dar. Es kam vor, daß der Ostpfeiler am Südenende nahezu 0,40 m tiefer stand als am Nordende, weil südlich das Grundwasser stets höher stand und damit der Boden dem Eindringen der Schneide dort weniger Widerstand leistete. Hinzu



500 m<sup>3</sup> Aushubboden auf den Pfeiler in einer Schicht von annähernd 2 m Höhe aufgebracht und nach beendigter Absenkung und vor dem Aufbetonieren des Pfeilerkopfes in die Baugrube verfüllt. Beim Ostpfeiler wurden nach Erreichen der Endstellung auch die noch offenen Räume der Schächte mit Füllbeton gefüllt, weil dieser Pfeiler im Grundwasser steht. Beim Westpfeiler, der über dem Grundwasser steht, wurden die nach beendigtem Absenken noch nicht mit Belastungs-Füllbeton beschickten Schachträume (714 m<sup>3</sup>) mit Sand gefüllt und mit einer Eisenbetondecke (s. Abb. 7) überdeckt.

e) Die endgültige Gründungstiefe wurde auf Grund von Feststellungen mit Hilfe des für die Gründungen in Niederfinow besonders entwickelten<sup>13)</sup> Bodendruckprüfgeräts II festgelegt. Die Ergebnisse dieser Feststellungen im Arbeitsraum des Ostpfeilers sind bereits veröffentlicht<sup>14)</sup>. Die Versuche im Westpfeiler brachten demgegenüber nichts Neues. Die Bettungsziffern lagen bei 10 kg/cm<sup>3</sup>, zum Teil erheblich höher. Auf Grund der Ergebnisse dieser Versuche konnte die Gründungstiefe für den Ostpfeiler unbedenklich auf NN — 16,20 m, d. i. 0,80 m höher als entwerfsmäßig vorgesehen, festgelegt werden. Das ergab eine Ersparnis an Baumitteln von rd. 30 000 RM — eine Zahl, aus der die Bedeutung der an der genannten Stelle näher beschriebenen Versuche deutlich hervorgeht. — Beim Westpfeiler wurde die entwerfsmäßige Gründungstiefe von NN + 2,00 m beibehalten, weil dort der Untergrund am gleichmäßigsten war, wie Bohrversuche ergeben hatten, die im Arbeitsraum des Pfeilers durchgeführt wurden, als dessen Schneide noch etwa 5 m höher stand. Dabei war mitbestimmend, daß der Westpfeiler bei seinem Stand nahe der oberen Hangkante und als Träger der festen Kanalbrückenaufleger eine besondere Stellung unter den Gründungskörpern der gesamten Anlagen einnahm.

Nach Erreichen der Endstellung und vor dem Ausbetonieren des Arbeitsraumes wurden in der Gründungssohle beider Pfeiler besondere, für diesen Bau entwickelte und erstmalig ausgeführte Bodendruckmeßdosen eingebaut, worauf unter H noch näher eingegangen werden soll.

f) Bei den Druckluftarbeiten wurden die Bestimmungen des Reichsarbeitsministers zum Schutze der Preßluftarbeiter vom 28. Juni 1930 genau beachtet. Insbesondere wurden die Schleusungszeiten anhand einer neben dem Manometer angebrachten Uhr sorgfältig überwacht und bei höherem Druck selbsttätig aufgezeichnet. Es sind auch zunächst keine Erkrankungen eingetreten, selbst als der kritische Druck von 1,3 at erheblich überschritten war. Erst als gegen Ende der Arbeiten 1,8 bis 2,0 at, vorübergehend sogar 2,2 at Druck erreicht wurden, traten einige Fälle von Drucklufterkrankungen auf, die aber bis auf einen nur leichter Art waren. Als Hauptursache wurde sehr bald die niedrige Temperatur der Außenluft damals im Oktober 1929, besonders des Nachts, erkannt. Daraufhin wurde die Personenschleuse elektrisch geheizt, was sich sehr gut bewährte. Es sind dann keine Erkrankungen mehr aufgetreten.

g) Schließen der Arbeitsräume. Da der Ostpfeiler mit der Gründungssohle 19 m tief im Grundwasser steht, wurde sein Arbeitsraum in Mischung 1:0,33:5 ausbetoniert. Bei dem über dem Grundwasser stehenden Westpfeiler wurde der Arbeitsraumbeton nur in den beiden untersten Schichten 1:0,33:5 bzw. 1:0,33:7, darüber 1:9 gemischt. — Nach den Erfahrungen beim Grundbau des Hebewerks machte der wasserdichte Abschluß der Öffnungen für die Einsteigeröhre in der Decke des Arbeitsraumes des Ostpfeilers (sog. Pfropfen) keine Schwierigkeiten. Das Verfahren war so verbessert, daß der Abschluß nach Wegnahme der Druckluft vollkommen dicht war.

**F. Ausführende Firmen, Umfang der Leistungen und Kosten.**

Als vorbereitende Arbeiten sind im Jahre 1926 der Aushub der Ostpfeilerbaugrube mit 27 650 m<sup>3</sup> durch die Fa. Zindt, Langensalza, und Anfang 1929 der Einschnitt in dem oberen Teil des Hanges für das westliche Ende des Kanalbrückenüberbaues bis NN + 24,00 m mit 19 300 m<sup>3</sup> durch die Beton- und Monierbau AG, Berlin, hergestellt worden.

Alle übrigen Arbeiten für die Zwischenpfeiler der Kanalbrücke hat die Fa. Beuchelt & Co., Grünberg/Schl., ausgeführt. Nur das Bereiten des Betons bis in die Förderkübel an der Mischmaschine hatte sie an die Beton- und Monierbau AG weiter vergeben, die vorher und zum Teil gleichzeitig den Grundbau des Hebewerks ausführte und mit sämtlichen Einrichtungen zur Stelle war.

Der Umfang der Leistungen wird durch folgende Zahlen gekennzeichnet. Es wurden 25 400 m<sup>3</sup> Boden ausgehoben, davon 18 000 m<sup>3</sup> aus den Arbeitsräumen der Pfeiler, und zwar 5900 m<sup>3</sup> unter Druckluft. Insgesamt wurden 20 800 m<sup>3</sup> Beton eingebaut, davon 1010 m<sup>3</sup> unter Druckluft. Hierfür sind 5366 t Zement, 860 t Traß, 1248 m<sup>3</sup> Splitt und 399 m<sup>3</sup> Grobkies, im übrigen Feinkies und Sand verbraucht worden. Der Beton erhielt 469 t (Steifbewehrung) + 187 t (Schlaffbewehrung), insgesamt 656 t Stahlbewehrung. 1170 m<sup>2</sup> Mauerflächen der Pfeilerköpfe wurden vor dem Verfüllen der Baugruben mit Betonschutzanstrichen versehen.

Die Bausauführung erstreckte sich über 1 1/2 Jahre. Die Gesamtkosten haben einschließlich aller Nebenkosten rd. 2 Mill. RM betragen.

<sup>13)</sup> S. Bautechn. 1930, Heft 46, S. 687, Abb. 12.

<sup>14)</sup> A. a. O. Abb. 15.

**G. Betonbereitung, Bauüberwachung und Ergebnisse beim Bau des Schiffshebewerks Niederfinow.**

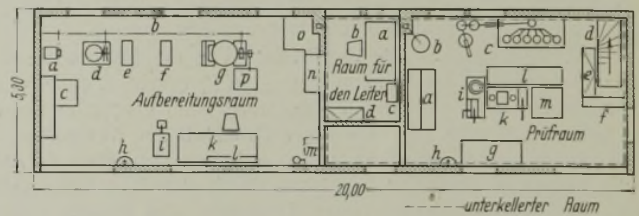
Bei der Beschreibung der Betonbauwerke im Oberhafen und für den Grundbau des Hebewerks<sup>15)</sup> ist bereits über die Betonbereitung usw. für diese Bauwerke berichtet worden. Hier soll dieser Gegenstand ergänzend und zusammenfassend für die gesamten Niederfinower Betonarbeiten behandelt werden.

Abgesehen von kleineren Mengen für Nebenanlagen sind an Massenbeton rd. 72 000 m<sup>3</sup> hergestellt worden, und zwar in runden Zahlen:

- a) für die Anlegepfeiler und Ufermauern im Oberhafen sowie für das Landwiderlager der Kanalbrücke . . . 17 000 m<sup>3</sup>
  - b) für den Grundbau des Hebewerks . . . . . 34 000 m<sup>3</sup>
  - c) für die Kanalbrückenpfeiler . . . . . 21 000 m<sup>3</sup>
- Insgesamt 72 000 m<sup>3</sup>

Der unter a) genannte Beton wurde im allgemeinen als Gußbeton mittels Rinnen eingebracht unter Verwendung des im Baufelde südlich des Oberhafens anstehenden Kiessandes, wobei nur für einige etwas höher beanspruchte Bauwerkteile 1/5 des Kiessandes durch Granitsplitt ersetzt wurde. Der Beton genügte den gestellten Anforderungen.

Etwa gleichzeitig mit diesen ersten Betonarbeiten wurden eingehende Vorversuche über die zweckmäßigste Betonbereitung für die unter b) und c) genannten hochbeanspruchten Gründungskörper großer Abmessungen angestellt.



- |                             |                            |                                 |   |
|-----------------------------|----------------------------|---------------------------------|---|
| <b>Aufbereitungsraum:</b>   |                            | <b>Prüfraum:</b>                |   |
| a Motor                     | b Transmision              | a Geräteschrank                 | b Ofen                                  |
| c Siebgeräte                | d Mörtelmischer            | c Wasserdurchlässigkeitsprüfer  | d Kellertreppe                          |
| e Hammerapparat             | f Schließmaschine          | e Aufbewahrungsschrank I        | f Aufbewahrungsschrank II               |
| g Betonmischmaschine        | h Wasserzapfstelle         | g Tisch                         | h Wasserzapfstelle                      |
| i Dezimalwaage              | k Arbeitstisch             | i 50-t- Presse                  | k 300-t- Presse                         |
| l Wandbrett                 | m Wasserbehälter mit Pumpe | l Ablegetisch                   | m Arbeitstisch                          |
| n Holzofen                  | o Dürrofen                 |                                 |   |
| p Siebgerät (mechanisch)    |                            |                                 |   |
| <b>Raum für den Leiter:</b> |                            | <b>Keller:</b>                  |   |
| a Arbeitstisch              | b Stuhl                    | a Kasten für Unterwasserproben  | b Lagergestell für Normenproben         |
| c Aktenbock                 | d Chemikalienschrank       | c Lagergestell für Zementproben | d Lagergestelle für Bauwerkprobenwürfel |

Abb. 32. Baustoffprüfanstalt.

Für die Vorversuche und die laufende Bauüberwachung war auf der Baustelle eine mit allen erforderlichen Einrichtungen ausgestattete Baustoffprüfanstalt errichtet worden (s. Abb. 32). Grundsatz für die Anordnung war, die Geräte für das Betonaufbereiten von den Prüfgeräten räumlich zu trennen, um letztere vor Verschmutzen zu bewahren und damit einwandfreie Versuchsergebnisse sicherzustellen.

**I. Vorversuche.**

Wie für alle Betonarbeiten in Niederfinow wurde normenmäßiger Portlandzement aus Rüdersdorf sowie Traß aus Andernach/Rhein verwendet und das Wasser der Baustellenwasserleitung entnommen, die aus dem Kanal (l. Zwischenhaltung der Schleusentreppe) gespeist wurde. Durch Untersuchungen war festgestellt worden, daß sich dieses Wasser ebenso wie das aus dem Unterhafen für Betonarbeiten sehr gut eignete.

Der Gang der Vorversuche wurde in der Hauptsache durch die Eigenschaften des zur Verfügung stehenden Kiessandes bestimmt.

a) Eigenschaften des Niederfinower Kiessandes. Nach der chemischen Untersuchung einer ausreichenden Zahl von Proben enthielt der Kiessand keine freie Humussäure und nur so geringe Spuren von Pyritschwefel, daß von dieser Seite keine Gefahr für den Bestand des Betons erwachsen konnte. Auch vereinzelt im Kiessand enthaltene kleine Kalksteinchen konnten keinen Anlaß zu dessen grundsätzlicher Ablehnung geben. Es ist an einigen wenigen Stellen vorgekommen, daß solche Kalksteine, wenn sie dicht an der Außenfläche des Bauwerks lagen, durch Wasseraufnahme und Zerfrieren kleine Betonschalen abgesprengt haben. Solche unbedeutenden Schäden konnten leicht und sicher ausgebessert werden.

Nicht unerhebliche Schwierigkeiten bot nur das in der natürlichen Lagerung angetroffene, stark ungleichmäßige und oft wechselnde Gemenge

<sup>15)</sup> Bautechn. 1934, Heft 13 a. a. O. S. 169 u. S. 179.



der Korngrößen des Kiessandes, das meist zu wenig Grob- und Mittelkorn aufwies und in dem sich sogar größere Nester von Feinsand vorfanden. Der Rückstand auf dem 5-mm-Sieb schwankte zwischen 0 und 30% und die zugehörigen Würfelestigkeiten (erdfeucht) in Mischung 1:6 nach 28 Tagen zwischen 79 und 223 kg/cm<sup>2</sup>. Bei Festigkeiten unter 100 kg/cm<sup>2</sup> handelte es sich um Sand, der bei der Kiesgewinnung, die durch Löffelbagger besorgt wurde, schon nach dem Augenschein ausgeschieden und umgangen werden konnte. Ob der Kiessand im übrigen durch ein den Baustellenverhältnissen angepaßtes, technisch einwandfreies und wirtschaftlich vertretbares Verfahren so weit verbessert werden konnte, daß er für die hochbeanspruchten Bauteile zugelassen werden konnte, wurde durch planmäßig durchgeführte Versuchsreihen untersucht:

des Betons vorgesehen. Die Vorversuche ergaben als zweckmäßigsten Zusatz  $\frac{1}{3}$  der Zementmenge. Größerer Zusatz ergab keine nennenswerte Erhöhung der Dichtigkeit und verminderte andererseits etwas die Festigkeit, wenn der Kiessand besonders viel sehr feines Korn enthielt.

d) Die Zusammensetzung des Kiessandes verlangte besonders umfangreiche Versuche. Es wurden dem Naturkies, der, wie bereits gesagt, zu wenig Grob- und Mittelkorn aufwies, verschiedene Mengen Grobkies verschiedener Korngrößengrenzen und in anderer Reihe Granit-splitt zugesetzt. Die günstige Wirkung auf die Festigkeit war bedeutend und konnte in zahlenmäßiger Regel festgestellt werden. Es wird davon abgesehen, das umfangreiche Zahlenwerk hier wiederzugeben, zumal es nur auf den Niederfinower Kiessand zutrifft und keine Allgemeingültig-

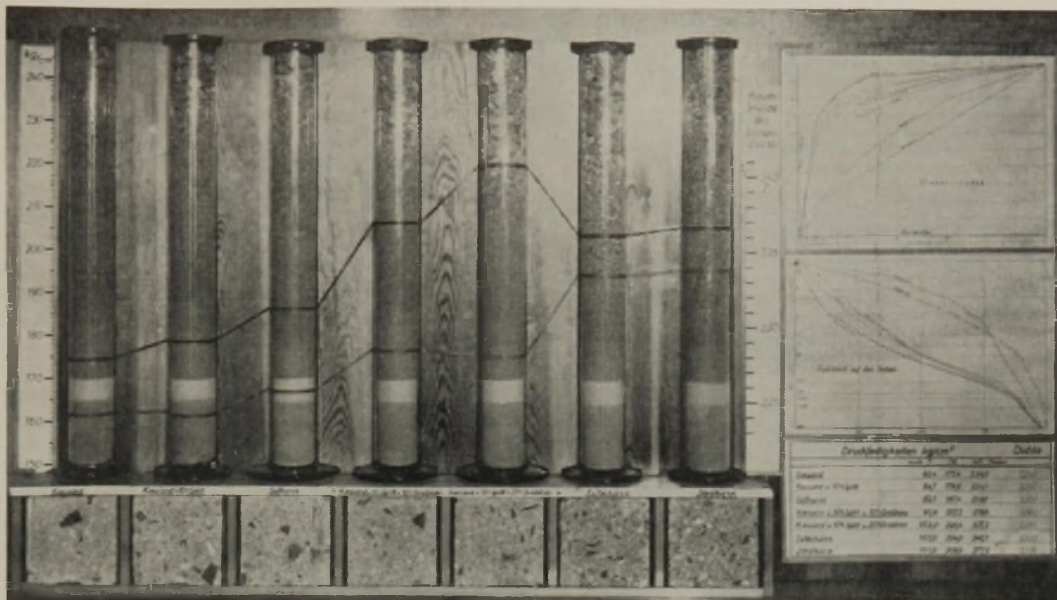


Abb. 33. Schaubild der Niederfinower Betonarbeiten. In allen Gläsern sortierte trockene Mischung 1:0,33:5.

Unten Zement, darüber Traß (hellgrauer Streifen) und dann die Zuschläge nach oben hin fein bis grob geschichtet.  
Obere Kurve:  $W_b$  28, untere Kurve: Dichte.

Von links nach rechts: 1. Kiessand, 2. Kiessand + 10% Splitt, 3. Sollkurve, 4. Kiessand + 10% Splitt + 10% Grobkies, 5. Kiessand + 10% Splitt + 20% Grobkies, 6. Fullerkurve (ohne Splitt!), 7. Idealkurve (ohne Splitt!). Unten zugehörige Betonschliffe; rechts zugehörige Siebkurven, und zwar oben in linearem (Abb. 33a), unten Ordinaten in logarithmischem Maßstabe (Abb. 33b).

b) Die Versuche mit verschiedener Zementzugabe — Mischverhältnisse 1:3,5 bis 1:8 — bestätigten die heute allgemein bekannte Tatsache, daß durch erhöhten Zementanteil, der den Beton in anderer Hinsicht nachteilig verändert, trotz größerer Kosten keine so erhebliche Festigkeitszunahme erreicht wird, wie durch Verbesserung der Zuschlagstoffe. Der Abmagerung des Mischverhältnisses nach dieser Richtlinie war aber bei den Eisenbetonbauteilen eine Grenze gesetzt durch den unbedingt sicherzustellenden Rostschutz der Eiseneinlagen

keit hat. Es wird lediglich in Abb. 33, 33a u. 33b eine sinnfällige Darstellung der vorgeschriebenen Verhältnisse gebracht, die im Bürogebäude der Bauleitung zum schnellen und leichten Unterrichten der außerordentlich zahlreichen, auch für diese Fragen Interesse zeigenden Baustellenbesucher aufgestellt war. Auffallend ist, daß der Beton nach Fullerkurve und Idealkurve trotz größerer Dichte geringere Festigkeit als der Beton aus „Kiessand + 10% Splitt + 20% Grobkies“ und nur etwa ebenso hohe Festigkeit wie der Beton aus „Kiessand + 10% Splitt + 10% Grobkies“

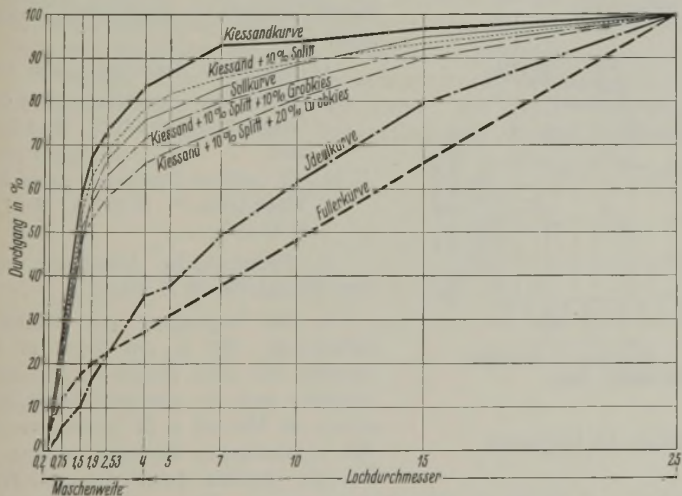


Abb. 33a. Siebkurven (Ordinaten in linearem Maßstabe).

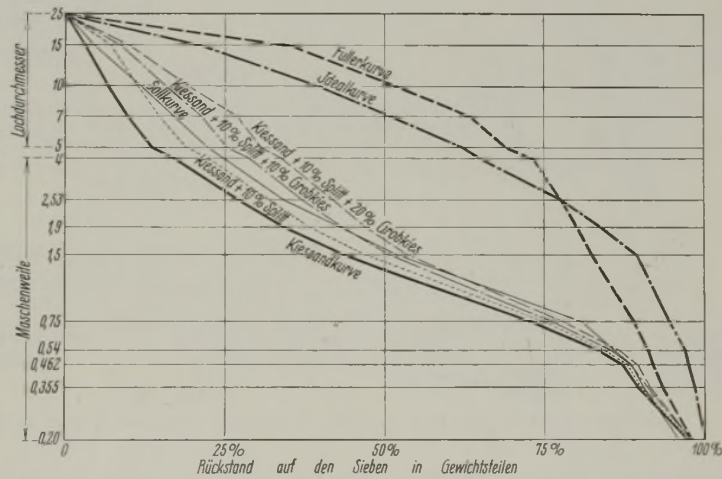


Abb. 33b. Siebkurven (Ordinaten in logarithmischem Maßstabe).

(s. die damals maßgeblichen deutschen Eisenbetonbestimmungen 1925). Es wurden für alle Fälle mindestens 300 kg Zement in 1 m<sup>3</sup> fertig verarbeiteten Betons im Mauerwerk vorgeschrieben und, um diese Menge praktisch unbedingt sicher zu erreichen, nach einigen dahingehenden Versuchen für die tragenden Bauteile das Mischverhältnis 1:5 festgesetzt.

c) Traßzusatz war, abgesehen von seiner bekannten chemischen Wirkung, zur Erhöhung von Dichtigkeit, Raumbeständigkeit und Elastizität

aufweist. Die Erklärung liegt in der günstigen Wirkung des Splitts auf die Festigkeit, besonders die Scherfestigkeit.

Da die Mindestzementmenge für die Eisenbetonteile mit 300 kg je m<sup>3</sup> Beton festgelegt war, kam es nach den vorgenannten Versuchen nicht mehr in Frage, etwa den gesamten Kiessand nach mehreren Korngrößenstufen auseinanderzusieben und dann an Hand der Fullerkurve oder Idealkurve zusammenzusetzen, was außerdem sehr teuer und wirt-



schaftlich kaum zu vertreten gewesen wäre. Es genügte, die Kornzusammensetzung so weit zu verbessern, bis mit 300 kg Zement ausreichende Festigkeit erzielt wurde. Zunächst wurde durchweg für die Eisenbetonteile aus den obengenannten Gründen  $\frac{1}{10}$  der Kiesmenge durch Splitt ersetzt. Im übrigen wurde auf Grund der Versuchsergebnisse eine Grenzkurve — die sogenannte Sollkurve (Abb. 34) — festgelegt, die den höchst zulässigen Gehalt an feinem Korn angibt, wenn bei der Mischung 1 : 0,33 : 5 Würfelstärken von  $W_{e28} \cong 200 \text{ kg/cm}^2$  (Beton erdfeucht angemacht) bzw.  $W_{b28} \cong 100 \text{ kg/cm}^2$  (Beschaffenheit des Betons wie im Bauwerk) erzielt werden sollten. Die Ordinaten dieser Kurven (Lochweiten) sind in logarithmischem Maßstabe aufgetragen (s. Abb. 34).

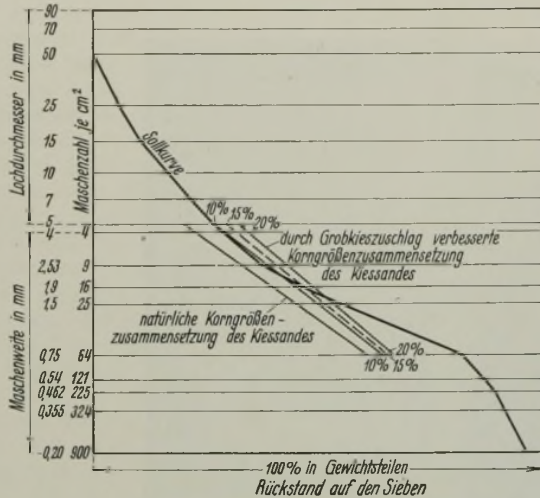


Abb. 34. Sollkurven (Vordruck) mit Eintragung eines Siebergebnisses des Niederfinower Kiessandes. In dem dargestellten praktischen Beispiel sind 15% Grobkies zugesetzt worden.

2. Bauüberwachung.

a) Kiessandprüfung. Etwa alle zwei Stunden, d. h. aus je 30 m<sup>3</sup> des während des Betonierens aus dem Kiesentnahmefeld anrollenden Kiessandes wurden Durchschnittsproben von 20 l entnommen, in der Baustoffprüfanstalt gedarrt und nach einem abgekürzten Verfahren auf dem 5-mm- und dem 0,75-mm-Sieb auf mechanischem Siebstand durchgesiebt. Die Ergebnisse wurden jeweils in einem Vordruck mit eingezeichnete Sollkurve (Abb. 34) eingetragen und damit der für den

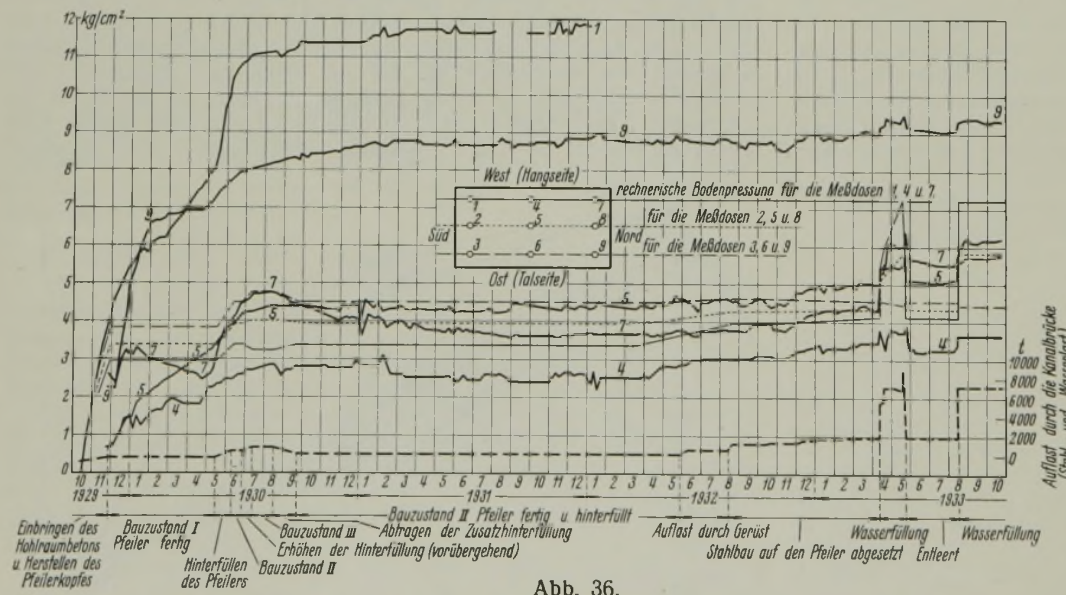


Abb. 36. Bodendruckmeßergebnisse mittels akustischer Meßdosen mit vollem Druckstab am Ostpfeiler.

Niederfinower Kiessand wichtigste Teil der Siebkurve und gleichzeitig dessen Lage zur Sollkurve erhalten. Außerdem wurden an Hand von Nomogrammen die veränderten Lagen dieses Kurventeiles in den Vordruck eingetragen, die sich bei 10, 15 und 20% Grobkieszuschlag (7 bis 25 mm) zu dem vorliegenden Kiessand ergeben.

Dieses Ergebnis wurde sofort dem Aufsichtführenden in der Betonfabrik zugestellt, der es rechtzeitig erhielt, ehe der Kiessand, dem die Proben entnommen waren, auf seinem Wege durch die Vorsilos an die Mischmaschinen herangelangt war. Ein Blick auf die Eintragungen in

dem Vordruck zeigte ihm, ob Grobkies zugesetzt oder der gerade zulaufende Grobkieszuschlag geändert werden mußte. Die mechanische Zuteileinrichtung für Kiessand und Grobkies zu den Mischmaschinen wurde dann jeweils entsprechend eingestellt.

b) Die Konsistenz des Betons wurde laufend, anfänglich am Fließtisch und später durch die Setzprobe, überwacht. In gewissen Zeitabständen wurde der Wassergehalt des Betons durch Darren von frischen Bauwerkbetonproben genau festgestellt. Er lag im Mittel bei 11% (Gew.-T.) und schwankte zwischen 10% und 12%. Der Wasserzementfaktor lag bei 0,8 bis 0,9.

c) Festigkeit und Dichtigkeit. Während des Betonierens wurden täglich bis zu 18 Würfelproben und 6 Platten für Wasserdurchlässigkeitsprüfungen angefertigt. Die erzielten mittleren Festigkeiten sind in

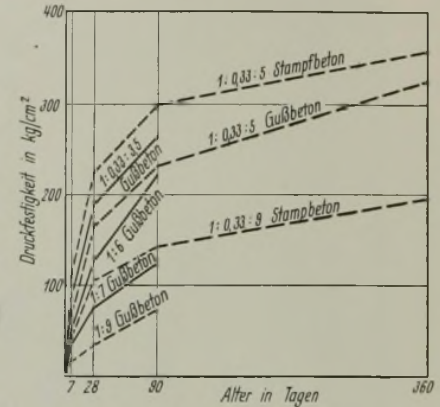


Abb. 35. Durchschnittsergebnisse der gesamten Bauüberwachung ( $W_b$ ).

Abb. 35 zusammengestellt. Von vereinzelt, umgehend abgestellten Störungen der mechanischen Zuteilvorrichtungen an den Mischmaschinen abgesehen, hielt sich die Streuung der Einzelergebnisse in erträglichen Grenzen. Bei dem Beton 1 : 0,33 : 5 war  $W_{b28}$  in den äußersten Grenzfällen 103 bzw. 251 und im Mittel 167,8 kg/cm<sup>2</sup>.

Der Beton war gegen 5 at Wasserdruck, mit dem regelmäßig geprüft wurde, durchweg dicht.

H. Ergebnisse der Bodendruckmessungen.

Um einen Beitrag zur besseren Kenntnis des Baugrundes als Grundlage für die sichere und wirtschaftliche Berechnung und Bemessung großer Gründungskörper zu liefern, sind in Niederfinow Bodendruckmeßdosen entwickelt, unter den Zwischenpfeilern der Kanalbrücke eingebaut und durch mehrere Jahre bis nach Fertigstellung und Füllung der Kanalbrücke laufend beobachtet werden. Es handelt sich um zwei verschiedene Bauarten, die in dieser Zeitschrift bereits eingehend beschrieben worden sind:

- I. Akustische Meßdosen, und zwar
  - a) mit vollem Druckstab unter dem Ostpfeiler<sup>16)</sup> (9 Stück, Nr. 1 bis 9) und
  - b) mit hohlem Druckstab unter dem Westpfeiler<sup>17)</sup> (5 Stück, Nr. 1, 4, 5, 6 u. 7;
- II. Pneumatische Meßdosen unter dem Westpfeiler<sup>13)</sup> (7 Stück).

I. Die Ergebnisse der laufenden Messungen, die in der Regel in Abständen von einer Woche vorgenommen wurden, sind für die akustischen Meßdosen in Abb. 36 u. 37 zusammen mit den rechnerischen Bodenpressungen sowie der Auflast durch den stählernen Überbau und die Wasserfüllung aufgezeichnet. Daraus ist in der Haupt-

sache zu ersehen:  
1. Beim Westpfeiler sind nach einem Jahr noch alle 5 und nach 3 Jahren noch 4 Meßdosen hörbar. Beim Ostpfeiler sind dagegen die Meßdosen Nr. 3 bei der dritten Messung schon während der restlichen Betonarbeiten am Pfeiler, Nr. 6 u. 2 nach etwa 3 Monaten (in Abb. 36

<sup>16)</sup> s. Bautechn. 1930, Heft 46, S. 687.  
<sup>17)</sup> s. Bautechn. 1932, Heft 35, S. 443.



nicht mit aufgenommen) und später noch Nr. 8 u. 1 ausgefallen, so daß bei Fertigstellung und Füllung der Kanalbrücke von ursprünglich 9 Meßdosen nach 4 Jahren nur noch 4 Dosen vernehmbar waren. Daraus ist die Bedeutung der bei der zweiten Ausführung von der ersten her vorliegenden handwerksmäßigen Erfahrungen zu ersehen.

Außerdem verlaufen die Kurven des Westpfeilers wesentlich gleichmäßiger als die des Ostpfeilers. Das erklärt sich aus der erheblich geringeren Biegung des hohlen Druckstabes der Meßdosen des Westpfeilers gegenüber dem vollen Druckstab beim Ostpfeiler.

### 2. Unregelmäßigkeiten.

a) Die Kurve der Meßdose Nr. 7 des Westpfeilers (Abb. 37) hat denselben Verlauf wie bei den übrigen Meßdosen, liegt nur im ganzen tiefer. Hier ist ein Versehen bei der ersten Ableseung vor dem Einbau oder eine Beschädigung (Erschütterung) während des Einbaues vorgekommen. Aus dem Vergleich der Anzeigen der verschiedenen Dosen bei der zweiten Messung (der ersten nach dem Einbau) ergibt sich der Fehler zu etwa  $1,7 \text{ kg/cm}^2$ . Rückt man die Kurve Nr. 7 um diesen Wert höher, so fällt sie in den Bereich der übrigen Kurven.

b) Die Kurve Nr. 1 des Ostpfeilers (Abb. 36) zeigt gleich in den ersten Tagen denselben besonders steilen Anstieg, den die Kurven der unter Ziff. 1 erwähnten, alsbald ausgefallenen Dosen Nr. 2 und 3 gezeigt haben. Das Ausbetonieren des Arbeitsraumes unter die Decke ist von Süden nach Norden geschehen, und zwar in 6 Tagen. In dieser Zeit hat offenbar die anfangs noch sehr starke Wandreibung (s. Ziff. 3) etwas nachgelassen, so daß der Pfeiler den am Südende liegenden Dosen Nr. 1, 2 und 3 eine gewisse Vorbelastung gegenüber den übrigen Dosen erteilt hat. Außerdem hat nach den verschiedenen Angaben der beiden Meßstellen dieser Dose ihr Druckstab vergleichsweise so hohe Biegung erfahren, daß die Längen des schwach gebogenen Stabes und der Sehnen dazu darstellenden Meßsaiten nicht mehr gleich gesetzt werden können. Die Nachrechnung hat einen dadurch bedingten Meßfehler von etwa  $2 \text{ kg/cm}^2$  ergeben. Aus diesen beiden Feststellungen erklärt sich die zu hohe Lage der Kurve Nr. 1.

c) Vergleichsweise hoch liegt auch die Kurve Nr. 9 des Ostpfeilers (Abb. 36). Eine Ungenauigkeit in der Dose läßt sich nicht nachweisen. Ihre Anzeigen sind offenbar ein Beweis dafür, daß die Bodendruckverteilung unter den, insbesondere unter den großen Gründungskörpern keineswegs eben ist, wie in der Rechnung allgemein angenommen wird, daß vielmehr erhebliche örtliche Abweichungen vorhanden sein können. Dafür sprechen im vorliegenden Falle zwei Feststellungen. Einmal fand sich in der NO-Ecke der Gründungssohle des Ostpfeilers im Bereich der Meßdose Nr. 9 besonders scharfkörniger, festgelagerter, grandiger Sand, und zum andern zeigt Dose Nr. 9 die starke Druckzunahme gerade in der ersten Zeit nachlassender Wandreibung (s. Ziff. 3).

### 3. Im übrigen zeigt sich folgender allgemeiner Verlauf:

a) Ostpfeiler (Abb. 36). Die Messungen zeigen einen langsamen Anstieg der Bodendrücke, die erst nach etwa 7 Monaten die rechnungsmäßigen erreichen. Die Reibung des Erdreichs an den Außenflächen des Pfeilers (Wandreibung) hat also nur ganz langsam nachgelassen und den Pfeiler erst allmählich auf seine Grundfläche vollständig abgesetzt.

Weiterhin folgen die Anzeigen sehr genau den Belastungsänderungen; s. z. B. den Verlauf der Kurven Nr. 5 und 7 von Mai bis September 1930 während der vorübergehenden Bodenablagerung auf dem Hang oberhalb des Ostpfeilers usw.

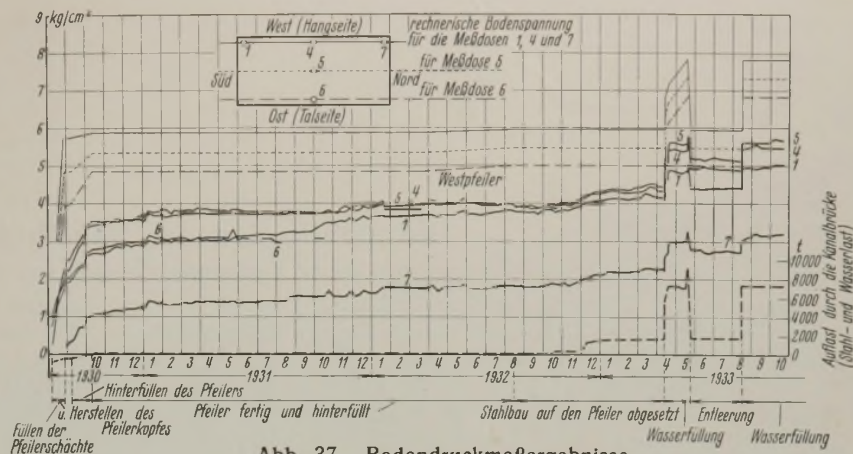


Abb. 37. Bodendruckmeßergebnisse mittels akustischer Meßdosen mit hohlem Druckstab am Westpfeiler.

Die Erddruckannahme der Standsicherheitsberechnung werden durch diese Messungen als zutreffend bestätigt.

b) Westpfeiler (Abb. 37). Die gemessenen Bodendrücke liegen durchweg erheblich unter den errechneten. Das bedeutet zunächst, daß die beim Westpfeiler aus besonders gebotener Vorsicht (s. unter E 3 e) der Rechnung zugrunde gelegten Erddrücke tatsächlich nicht aufgetreten sind. Der feste Mergel steht in senkrechter Wand, ohne seitlichen Erddruck auf den Pfeiler auszuüben.

In den folgenden zwei Jahren (September 1930 bis September 1932) gleich bleibender Belastung nehmen die Bodendrücke ganz langsam um etwa  $0,5 \text{ kg/cm}^2$  zu. Das bedeutet eine Abnahme der Wandreibung, die aber damit nicht ganz verschwunden ist, wie sich nachrechnen läßt. Der Pfeiler klebt also auch heute, nach vollständiger Belastung noch mit seinen Außenwänden am Mergel, ohne mit ganzer Last auf der Gründungssohle aufzustehen.

Die vorstehend unter a) und b) gemachten Feststellungen werden durch die laufenden Höhenmessungen an den Pfeilerköpfen bestätigt. Der Ostpfeiler hat sich allmählich insgesamt rd. 2 cm, der Westpfeiler nur rd. 0,75 cm gesenkt.

An den Bodendruckmeßergebnissen lassen sich im einzelnen noch verschiedene Feststellungen machen. Die vorstehenden Ausführungen dürften aber die Brauchbarkeit derartiger Messungen und der Meßeinrichtung ausreichend dartun.

II. Die 7 pneumatischen Meßdosen, die jetzt nach 3 Jahren noch sämtlich arbeiten, zeigen in ähnlicher Weise wie die akustischen Dosen die Belastungsänderungen an. Die absoluten Angaben der einzelnen Dosen gegeneinander sind aber sehr verschieden und zum Teil unwahrscheinlich (weshalb von ihrer Wiedergabe hier abgesehen wird). Das erklärt sich aus dem dieser ersten Ausführung noch anhaftenden Mangel, der an der unter Fußnote 17) angegebenen Stelle näher erläutert ist. Die dort vorgeschlagenen Verbesserungen dürften aber zu einwandfreien Ergebnissen führen. Weitere Versuche mit den vorgeschlagenen Verbesserungen an anderen Bauwerken sind zu empfehlen, weil die pneumatischen Dosen einfacher, den rauen Verhältnissen der Baustelle besser angepaßt und billiger sind und damit bei zur Verfügung stehenden Mitteln bestimmten Umfangs in wesentlich größerer Anzahl eingebaut werden können. Je größer aber die Anzahl der benutzten Dosen ist, desto genauer wird das durch die Messungen verschaffte Bild der Verhältnisse im Untergrund.



Alle Rechte vorbehalten.

## Die Stahlbauten der Kanalbrücke Niederfinow.

Von Regierungs- und Baurat Kaumanns, Potsdam, und Regierungsbaurat Wiggers, Eberswalde.

### I. Zweck der Kanalbrücke.

Das Schiffshebewerk Niederfinow konnte wegen der ungünstigen Untergrundverhältnisse nicht in den das Odertal im Westen begrenzenden Hang hineingebaut werden, sondern mußte weiter in die Ebene nach Osten gerückt werden. Der sich bildende Zwischenraum von 157 m wird

gehend Sicherheit, weil sie statisch bestimmt ist und die Überbrückung der zweifelhaften Hangstrecke auch bei geringen Setzungen der Pfeiler ohne Gefahr gewährleistet.

Die 7 Gerberträger dieser 157 m langen, für die Ausführung bestimmten Auslegerbrücke überspannen die Mittelöffnung mit 84,28 m

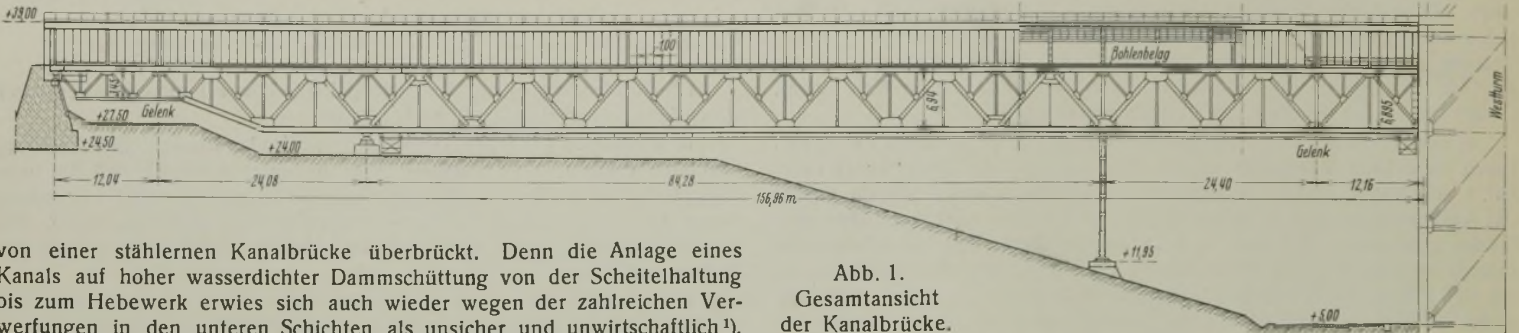


Abb. 1.  
Gesamtansicht  
der Kanalbrücke.

von einer stählernen Kanalbrücke überbrückt. Denn die Anlage eines Kanals auf hoher wasserdichter Dammschüttung von der Scheitelhaltung bis zum Hebewerk erwies sich auch wieder wegen der zahlreichen Verwerfungen in den unteren Schichten als unsicher und unwirtschaftlich<sup>1)</sup>.

Die Brücke hat die Aufgabe, die gewaltigen Wassermassen des Kanals und damit die 1000-t- und anderen Schiffe in der Höhe der Scheitelhaltung, also 36 m über dem Gelände, an das Hebewerk heranzuführen. Der mehrschiffige Ausbau des Kanals und der ungehinderte Verkehr am Hebewerk fordert diese Heranführung des Kanals in voller Breite von 28 m bis möglichst nahe an das Hebewerk. Unter Beachtung der späteren

(Abb. 1), ragen über die Mittelpfeiler in die Seitenöffnung mit 24,08 m (westliche Öffnung) bzw. mit 24,40 m (östliche Öffnung) hinein und setzen sich als Schlepträger von 12,16 m Länge bis zum Westturm des Hebewerks bzw. als Schlepträger von 12,04 m bis zum Landwiderlager fort. So wird erreicht, daß die Hauptlasten durch die beiden Mittelpfeiler

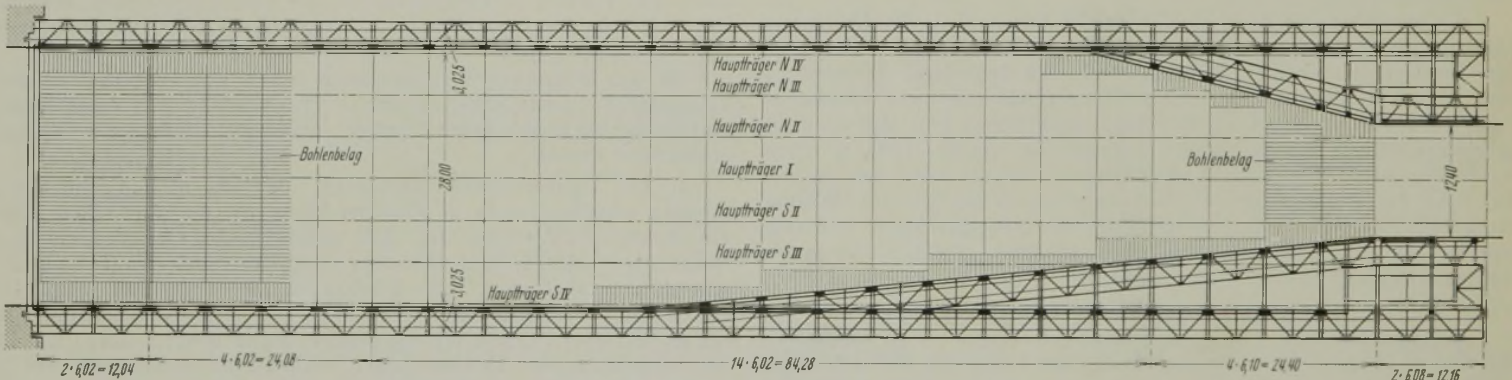


Abb. 2. Grundriß der Kanalbrücke.

Anspannung des Wasserspiegels und des möglichen Windstaus von 0,45 m ist eine gesamte Wassertiefe von 3,90 m vorgesehen. Es ergibt sich also allein durch Wasser ohne das Gewicht der stählernen Konstruktion und Nebenanlagen eine Belastung von 109,20 t auf die Brückenbreite für 1 m Brückenlänge.

einwandfrei auf tragfähigen Baugrund übertragen werden und das Hebewerk gleichzeitig möglichst entlastet wird<sup>2)</sup>.

### III. Hauptträger.

Ursprünglich waren 6 Hauptträger mit gegenseitigen Abständen von 4,5, 6, 6,1, 6 und 4,5 m vorgesehen. Bei der weiteren Entwurfsbearbeitung erwies es sich jedoch vorteilhafter, statt dessen 7 Hauptträger (Abb. 1, 2 u. 3) mit annähernd gleich großen Abständen von 4,5 bzw. 4,525 m anzuordnen. Denn bei den geringeren Abständen lassen sich die als □-Eisen ausgebildeten Querträger (Bodenwrangen) günstiger ausnutzen und Ersparnisse an Stahl erzielen. Eine weitere namhafte Gewichtersparnis besteht in dem Wegfall der im ersten Entwurf vorgesehenen Längs- und Zwischenquerträger.

Die Hauptträger sind als Parallelträger mit Strebenfachwerk von 6,94 m Höhe ausgebildet. Die schon oben angegebenen unrundern Abmessungen der Ausleger und Schlepträger sind auf eine nachträgliche neue Aufteilung der Brückenlänge zurückzuführen. Durch diese Neueinteilung ist erreicht, daß der Endstiel des östlichen Schlepträgers mit dem Stiel des Westturms des Hebewerks zusammenfällt, wodurch auch den statischen, baulichen und schönheitlichen Anforderungen besser Rechnung getragen wird. In der oberen Hälfte der Hauptträger sind diese nochmals unterteilt (Abb. 4), um die Hauptträgerobergurte abzustützen und deren Biegebbeanspruchung durch die unmittelbar auf diesen auflagernden Querträger aufnehmen zu können.

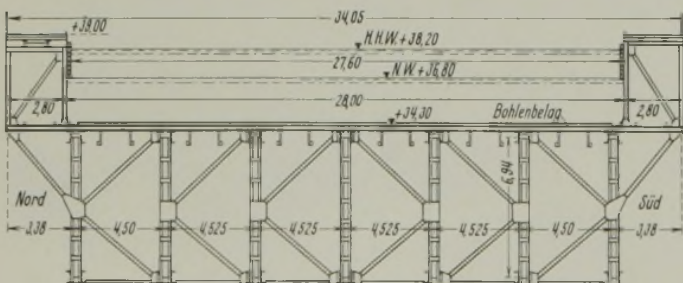


Abb. 3. Normaler Querschnitt der Kanalbrücke.

### II. Wahl der Brückenart.

Die Bodenuntersuchung ließ klar erkennen, daß in den mittleren 70 m der Hangstrecke der Baugrund die diesem Gewicht entsprechenden Pfeilerlasten nicht aufnehmen konnte. Diese Feststellung war für die Wahl der Brückenart maßgebend. Nur die Auslegerbrücke bietet weit-

<sup>1)</sup> Regierungsbaurat Starker †, Der Baugrund für den zweiten Abstieg des Hohenzollernkanals in Niederfinow. Bautechn. 1926, Heft 11.

<sup>2)</sup> S. den Aufsatz von Regierungsbaurat W. Detig, Die Zwischenpfeiler der Kanalbrücke, S. 522.



Die Höhe der Hauptträger beträgt 6,94 m und entspricht damit etwa  $\frac{1}{9}$  der Entfernung der Momenten-Nullpunkte von 64 m des gewählten Auslegerträgers bei gleichmäßig verteilter Belastung. Die westlichen, in den Hang einschneidenden Schleppträger sind nur mit halber Höhe, also 3,45 m, ausgeführt, um an Stahlgewicht und gleichzeitig an Bodenabtrag am Hang zu sparen. Ebenso sind von den östlichen, an das Hebewerk anschließenden Schleppträgern die drei inneren (Abb. 5) zur Erzielung einer Gewichtsverminderung nur mit 3,45 m Höhe hergestellt, die vier äußeren Hauptträger aber aus schönheitlichen Rücksichten in voller Höhe, also 6,90 m hoch, bis zum Hebewerk durchgeführt.

#### IV. Querträger und Verbände.

Die aus  $\square 28$  bestehenden Querträger, die auch als Bodenwrangen für den Trog dienen, liegen im Abstände von rd. 1 m unmittelbar auf den Obergurten der Hauptträger auf und reichen bis zur Außenkante der die Trogseitenwände tragenden Seitenwrangen. Nur die über den Hauptträgerknotenpunkten liegenden Querträger, also jeder sechste, kragen 3,38 m weiter vor (Abb. 1 u. 3). Sie sind zur Aufnahme der aus dem waagerechten Wasserdruck und den Schiffsstößen entstehenden Beanspruchungen aus 2  $\square 28$  gebildet und durch einen Schrägstab gegen den Hauptträger abgestützt.

Querverbände sind zwischen den Hauptträgern in der Ebene jedes 2. Knotenpunktes, d. h. im Abstände von 12,04 bzw. 12,20 m in K-Form angeordnet (Abb. 3). Sie dienen einmal zur Erhöhung der Quersteifigkeit der Brücke und haben außerdem noch die Aufgabe, lastausgleichend in dem Falle zu wirken, wenn ein Fahrzeug auf der Brücke sinkt. Außerdem befinden sich in den Zwischenknotenpunkten zwischen den zwei äußeren südlichen und nördlichen Hauptträgern je ein K-förmiger Querverband.

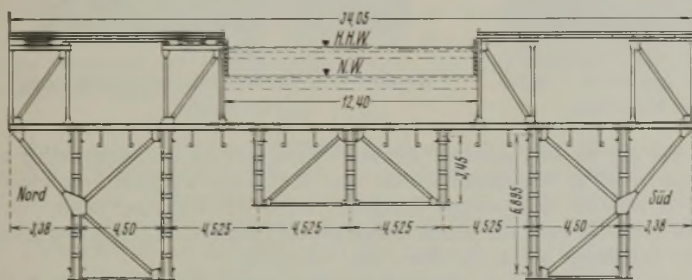


Abb. 5. Eingeengter Querschnitt.

Als Windverband ist nur ein unterer, zwischen den Untergurten der drei mittleren Hauptträger eingebauter Verband vorgesehen. Ein oberer Windverband ist nicht erforderlich, da der Trogboden durch die in nur 1 m Abstand liegenden Querträger kräftig ausgesteift ist und die Windkräfte mit Sicherheit übernehmen kann.

Am östlichen Mittelpfeiler (Abb. 6) dient ein zwischen den drei inneren Pendelstützen eingebauter Kreuzverband dazu, die Windkräfte aufzunehmen und in den Grundbau überzuleiten.

#### V. Trog.

Der Trog (Abb. 2 u. 3) hat einen rechteckigen Querschnitt von 28 m Breite und 4,70 m Höhe und dient zur Aufnahme des Kanalwassers, das



Abb. 6. Pendelwand über dem Ostpfeiler.



Abb. 4. Ansicht der Kanalbrücke von Süden.

eine Höhe von 3,90 m erreichen kann. Außerhalb der Trogseitenwände befinden sich die 3,25 m breiten Treidelwege, so daß die Gesamtbreite der Brücke rd. 34,5 m beträgt.

Auf den Querträgern (Bodenwrangen) ruht der aus 11 mm dicken ebenen Blechen bestehende Trogboden unmittelbar auf (Abb. 7) und ist mit Nieten an den  $\square$ -Eisen befestigt. Die Trogseitenwände bestehen aus



Abb. 7. Stand der Aufbauarbeiten 9. 2. 1933.

drei Schüssen. Der unterste Schuß ist ebenso wie der Trogboden 11 mm dick, die beiden oberen je 10 mm. Der Wasserdruck auf die Trogseitenwände wird durch die in der Ebene der Querträger liegenden Seitenwrangen und den Treidelstegverband abgestützt. Der Übergang der Boden- zu der Seitenwand ist des besseren Spannungsausgleichs wegen

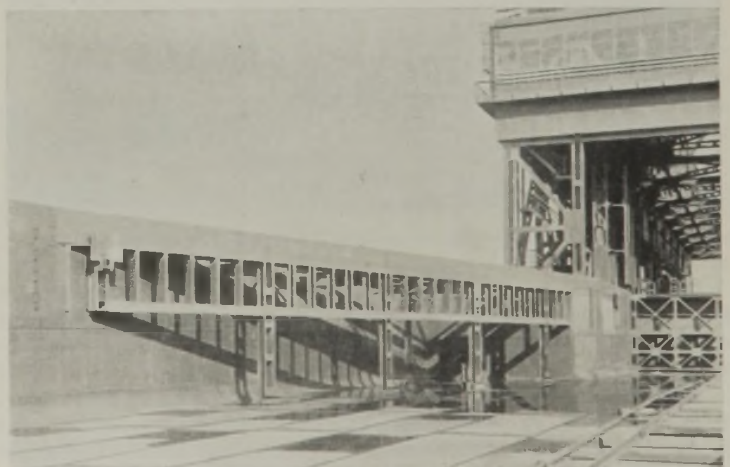


Abb. 8. Leitwerk auf der Nordseite.



nicht rechtwinklig, sondern abgerundet ausgebildet. — Um im Trog eine vollkommene Wasserdichtigkeit zu erzielen, sind alle Niete als Kesselniete ausgeführt. Außerdem sind alle Blechkanten sorgfältig verstemmt. Bei der Probefüllung zeigte sich eine völlige Dichtigkeit der Blechfugen.

Im Grundriß ist der Trog über dem östlichen Gelenk von der normalen Breite von 28 m auf 12 m, also auf die Breite des beweglichen Troges des Hebewerks eingeschränkt (Abb. 2 u. 5). Durch diese Einengung des wasserführenden Querschnitts zwischen den Trogseitenwänden werden die östlichen Schleppträger wesentlich entlastet und auf den Westturm des Hebewerks nur geringe Lasten übertragen. Um der Schifffahrt einen allmählichen Übergang von dem gewöhnlichen auf den eingeeigneten Querschnitt zu ermöglichen, sind in den Trog Leitwerke eingebaut (Abb. 8), und zwar auf der Südseite, der Einfahrt ins Hebewerk, ein Leitwerk in Neigung 1:10 und auf der Nordseite, der Ausfahrt, in Neigung 1:4.

Die Leitwerke bestehen aus lotrecht stehenden eisernen Stielen in rd. 6 m Abstand. Mit ihrem unteren Ende ruhen diese Stiele gelenkig auf den Trogquerträgern auf. Mit ihrem oberen Ende stützen sie sich gegen das Treidelweggerüst. Die Verkleidung der Stiele mit Leitbalken entspricht der Ausbildung der Trogseitenwände (s. Ausrüstung der Kanalbrücke).

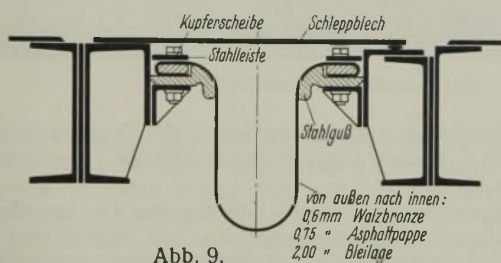


Abb. 9.

Querschnitt der Dehnungswelle im Trog.

#### VI. Ausdehnungsvorrichtungen.

Das System der Hauptträger bedingte den Einbau von vier Ausdehnungsvorrichtungen in den Trog, und zwar an dem westlichen und an dem östlichen Ende der Kragträger sowie beim Anschluß an das Landwiderlager im Westen und an das Schiffshebewerk im Osten. Die Vorrichtungen haben die waagerechten Verschiebungen und die wenn auch geringfügigen Winkeländerungen an den Gelenkpunkten (beim Füllen und Entleeren der Brücke) aufzunehmen. Die größte waagerechte Bewegung einer solchen Vorrichtung beträgt 100 mm.

Welle. Diese Ausdehnungsvorrichtungen (Abb. 9) bestehen in Wellen aus einer tragenden Lage aus Phosphorbronze, einer Zwischenlage aus Asphaltpappe und einer dichtenden Lage aus Blei, die mit ihren Enden zwischen Stahlgußkörpern gefaßt sind. Die Zwischenlage Asphalt dient zur Verhinderung elektrolytischer Wirkungen zwischen Blei und Bronze. Die Wellen reichen über die ganze Breite des Troges und die Seitenwandungen und sind aus einzelnen, miteinander verschweißten Stößen zusammengesetzt.

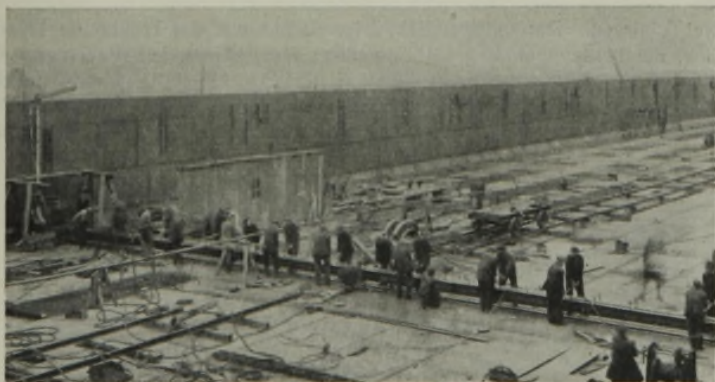


Abb. 11. Ausdehnungsvorrichtung, Einbau der Kupferwelle.

Zur Sicherung der Ausdehnungsvorrichtungen gegen Beschädigungen durch Schiffstöße od. dgl. sind federnde Schlepplbleche angeordnet. Die Dichtung an der Schleifstelle geschieht durch aufeinander gleitende Messingbleche.

Baustoff der Welle. Für die Wahl des Baustoffes zu dem tragenden Teil der Welle gaben Dauerbiegeversuche mit Kupfer-, Tombak- und Phosphorbronzeblechen, die früher schon vom Neubauamt Eberswalde aus anderem Anlaß mit Hilfe einer Hobelmaschine durchgeführt worden waren, einen guten Anhalt. Danach kam Kupferblech nicht in Frage, da es nach

einer verhältnismäßig geringen Anzahl von Biegebewegungen zerriß. Dem an sich in den Dauerbiegeversuchen ebenso leistungsfähigen Tombakblech wurde schließlich Phosphorbronzeblech vorgezogen, da es größere Federkraft hat und sich elektrolytischen Zersetzungen gegenüber widerstandsfähiger erwies. Zur Verwendung gelangte WBz 6 nach DIN 1705 und 1779.

Krümmen. Die größten Schwierigkeiten beim Einbau und Betrieb der Wellen bereiteten die Krümmen am Übergange vom Boden zu den Seitenwänden des Brückentroges. Beim Weiten und Verengen der Welle hebt und senkt sich naturgemäß deren Scheitel, was im Krümmer Verkürzen bzw. Verlängern des Scheitels (am Umfang gemessen) zur Folge hat. Hieraus ergeben sich starke Spannungen und Bewegungswiderstände.

Modellversuche führten zu der Erkenntnis, daß eine schmale und hohe Welle — U — die geringsten Formänderungen erfährt, und daß die Bewegungen sich in der Hauptsache in den Flanken der Welle abspielen.

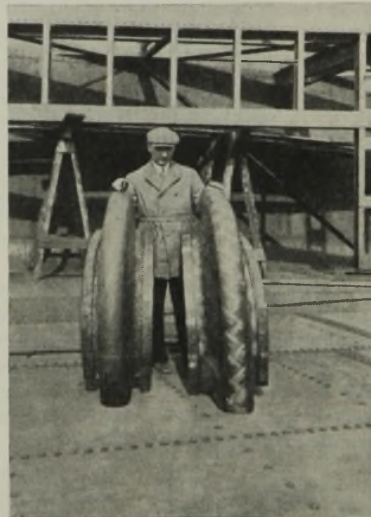


Abb. 10. Krümmen der Kupferwelle, Außenseite; links gepreßter, rechts geschweißter Krümmer.

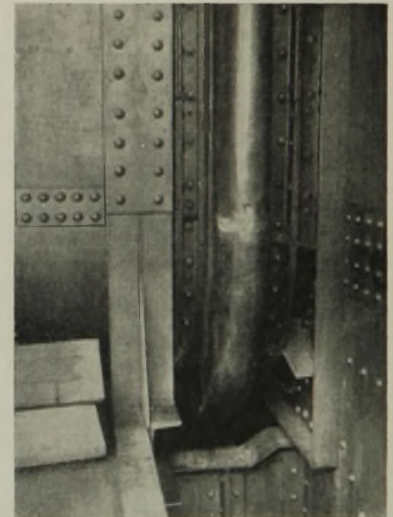


Abb. 12. Kupferwelle der Ausdehnungsvorrichtung (Rückseite).

Bei der an sich geringen Beanspruchung der Ausdehnungswellen aus höchstens 3,9 m Wasserlast wurde eine Dicke des Phosphorbronzeblechs von 0,6 mm für hinreichend erachtet. Auch die Krümmen sollten diese Dicke erhalten und aus einem Stück gepreßt werden. Dies gelang jedoch nicht, das Blech wurde zu dünn oder riß sogar.

Die mit dem Bau der Brücke beauftragte Firma Beuchelt & Co., Grünberg i. Schl., schlug vor, die Krümmen aus zwei, im Scheitel geschweißten Hälften herzustellen. Ein Versuchskrümmer (Abb. 10 rechts) dieser Art machte in 13 Stunden 13 600 Bewegungen um das im Betrieb zu erwartende höchste Maß von 100 mm durch, ohne äußerlich erkennbare Veränderungen zu zeigen. Geschweißte Krümmen wurden trotzdem nicht zugelassen, da Zerreißproben geschweißter Phosphorbronzestreifen zeigten, daß der Werkstoff neben der Schweißnaht in nicht vertretbarer Weise an Festigkeit einbüßt. Endgültig wurden daher die Krümmen aus 2 mm dickem Phosphorbronzeblech in einem Kupferwerk in Westfalen gepreßt (Abb. 10 links).

Einbau. Abb. 11 u. 12 zeigen den Einbau und fertig eingebaute Teile der Ausdehnungswellen. Beim Einbau ergaben sich einige für künftige Ausführungen beachtenswerte Erfahrungen.

1. Die stärkeren Krümmen sind wesentlich steifer als die geraden schwächeren Stücke, wodurch der Einbau der Welle erschwert wurde. Nur unter großen Schwierigkeiten und mit äußerster Sorgfalt konnte vermieden werden, daß in dem dünnen Blech im Anschluß an den stärkeren Krümmer Faltungen auftraten. Es empfiehlt sich daher, die gekrümmten und geraden Strecken der Wellen wenigstens in annähernd gleicher Blechdicke herzustellen, selbst wenn die geraden Strecken erheblich dicker als die hier angewandte Dicke von 0,6 mm werden müssen.

2. Es ist erforderlich, die Stahlgußteile an den Auflagerflächen sauber zu bearbeiten, damit die Weite der Welle überall gleich bleibt und die Welle an jeder Stelle satt aufliegt. Es waren wegen des ungenauen Gusses erhebliche Nacharbeiten mit Preißeisemeißel und Schmiergelscheibe notwendig; auch mußten zum Teil zum Ausgleich Jutestreifen aufgelegt werden. — Derselbe Erfolg wie mit Stahlgußteilen wird, und zudem wahrscheinlich billiger, mit Grauguß oder besser noch einem sauber nach Schablonen gebogenem, dickem Stahlblech erreicht.

3. Nach mehreren an einem Modell mit Dichtungsscheiben aus Weichblei, Hartblei und Kupfer ausgeführten Versuchen ergab sich, daß sich Bleischeiben unter dem Schraubenkopf zu weit herausquetschten und dabei feine Risse erhielten. Die Verschraubungen wurden infolgedessen nicht dicht.



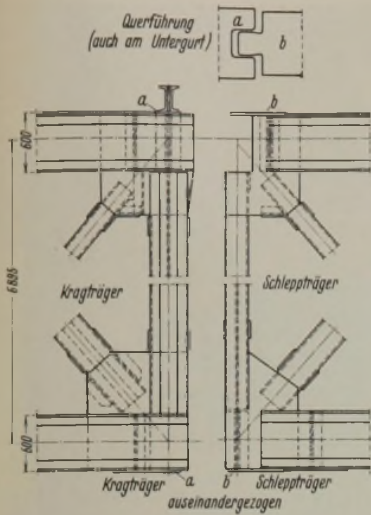


Abb. 14. Ansicht des Zupendels.

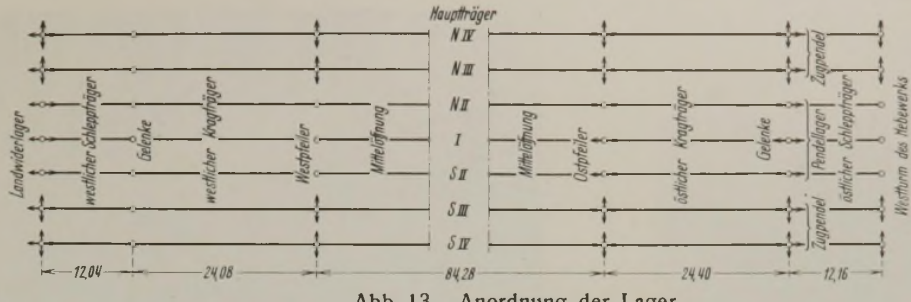


Abb. 13. Anordnung der Lager.

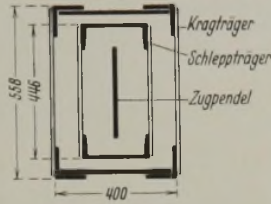


Abb. 15. Querschnitt des Zupendels.

Dagegen konnte durch Kupferscheiben von 20/30 mm Durchm. wegen der dabei auftretenden vergleichsweise hohen spezifischen Pressungen ohne nennenswerte Verformung der Ringe vollständige Dichtigkeit erzielt werden.

4. Am Landwiderlager sind die vier äußeren Lager der Hauptträger querbeweglich. Dies führte dazu, daß infolge der starken Erwärmung der noch leeren Brücke durch Sonnenbestrahlung auf der Nordseite die waagerechte Welle am Übergang zum Krümmer etwas gestaucht wurde. Beim Füllen der Brücke und dem dadurch bewirkten Temperatursausgleich bildete sich die Welle im wesentlichen zur normalen Form zurück.

Im allgemeinen kann bis jetzt gesagt werden, daß Form, Art und Befestigung der Ausdehnungsvorrichtung bei der Kanalbrücke ihren Zweck durchaus erfüllen. Auch der starke Frost des letzten Winters, der ein völliges Einfrieren der wassergefüllten Welle mit sich brachte, vermochte dieser nichts anzuhaben.

VII. Lager.

Westpfähler. Die grundsätzliche Anordnung der Lager ist in Abb. 13 dargestellt. Die festen Lager der Hauptträger (Gerberträger) sind auf dem westlichen Mittelpfeiler angeordnet und als Kugelkipplager ausgebildet. Während die Lager der drei inneren Hauptträger weder Längs- noch Querbewegungen zulassen, sind die Lager der vier äußeren Hauptträger zur Vermeidung von Zusatzspannungen in den Querverbänden querbeweglich gestaltet.

Ostpfeiler. Über dem Ostpfeiler erhebt sich eine rd. 13,5 m hohe, aus 7 Pendelstützen bestehende Pendelwand (Abb. 6). Diese Anordnung wurde gewählt, um an Betonmasse für den aufgehenden Pfeiler und die durch erhöhte Bodenpressung bedingte Verbreiterung des Grundbaues zu sparen. Sämtliche oberen und unteren Lager der Pendelwand sind Kugelkipplager. Die drei Mittelsäulen sind durch einen Querverband zusammengefaßt. Durch diesen mittleren Teil der Wand werden die waagerechten Kräfte in den Grundbau geleitet.

Westliches Gelenk. Die westlichen Schleppträger ruhen mittels Kiplager fest, aber gelenkig auf den Auslegern. Auf dem Landwiderlager sind einfache Rollenlager ausgeführt. Unter den vier äußeren Hauptträgern ist neben der Rollenführung in der Längsrichtung auch eine solche in der Querrichtung angeordnet.

Östliches Gelenk. Die östlichen Schleppträger sind auf den Auslegern beweglich und auf dem Westturm des Hebewerks in der Längsrichtung fest gelagert. Über den Auslegern sind für die drei inneren, 3,45 m hohen Schleppträger Pendellager, für die vier äußeren, 6,50 m hohen Schleppträger Zugpendel vorgesehen. Die letzteren (Abb. 14 u. 15) bestehen aus biegsamen Flacheisen, deren oberes Ende mit dem Obergurt der Ausleger und deren unteres Ende mit dem Untergurt des Schleppträgers vernietet sind. Auf dem Westturm sind die drei inneren Schleppträger fest auf Linienkipplager gelagert, während die vier äußeren Schleppträger Querbewegungen, also auch Winkeländerungen aus den Durchbiegungen ungehindert ausführen können.

VIII. Baustoffe und deren Beanspruchungen.

In den ersten Entwürfen war für sämtliche Teile des Überbaues St 48 vorgesehen, um bei den ungünstigen Bodenverhältnissen den Stahl höher beanspruchen und dadurch das Eigengewicht niedriger gestalten zu können. In der Zwischenzeit war an die Stelle des St 48 der St 52 getreten. Aber auch der St 52 war für den tragenden Teil des Bauwerks nicht der geeignete Baustoff; denn bei voller Trogfüllung (3,90 m Wassertiefe) ergab sich in der Mittelöffnung eine rechnerische Durchbiegung des Hauptträgers von rd. 22 cm. Da diese Durchbiegung eine unausgenutzte

Vermehrung der Wasserfüllung und des Gewichtes bedeutet hätte, wurde von der Verwendung des St 52 abgesehen und statt dessen St 37 gewählt. Die rechnerische Durchbiegung ermäßigte sich dadurch auf 13 cm. Dagegen wurde für Trog, Bodenwangen (Querträger) und Seitenwangen als Baustoff St 52 beibehalten.

Für die Lager ist als Baustoff Stahlguß Stg 52.81 bzw. geschmiedeter Stahl StC 35.61 verwendet.

Für die aus St 52 hergestellten Bauteile sind Beanspruchungen bei den Hauptkräften von 2000 kg/cm<sup>2</sup> und bei den Zusatzkräften von 2400 kg/cm<sup>2</sup> zugelassen. Die in St 37 errichteten Bauteile sind bis zu 1400 bzw. 1600 kg/cm<sup>2</sup>, für Quer- und Windverbände bis zu 1200 kg/cm<sup>2</sup> beansprucht. Für den Katastrophenfall eines gesunkenen Fahrzeugs ist eine höchste Beanspruchung des Troges von 1,3 · 2100 = 2730 kg/cm<sup>2</sup> als zulässig angesehen worden.

IX. Ausrüstung der Kanalbrücke.

Treideleinrichtung. Sämtliche Fahrzeuge werden mit einer Seiltreidelanlage auf der Südseite in das Schiffshebewerk hineingezogen. Der Antrieb hierzu befindet sich im Hebewerk, ein Abspannmast außerhalb der Kanalbrücke; diese wird mithin von der Anlage nicht berührt. Auf der Südseite der Brücke ist dementsprechend nur Fußgängerverkehr zu erwarten. Der Treidelsteg wird aus einzelnen abhebbaren Tafeln gebildet, die in der bei der Reichsbahn üblichen Weise befestigt sind<sup>3)</sup>.

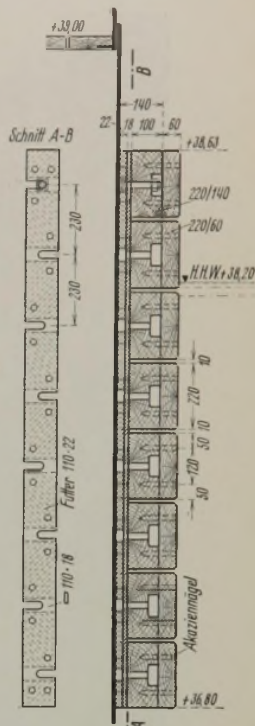


Abb. 17. Schnitt durch die Leitwand mit Befestigung.

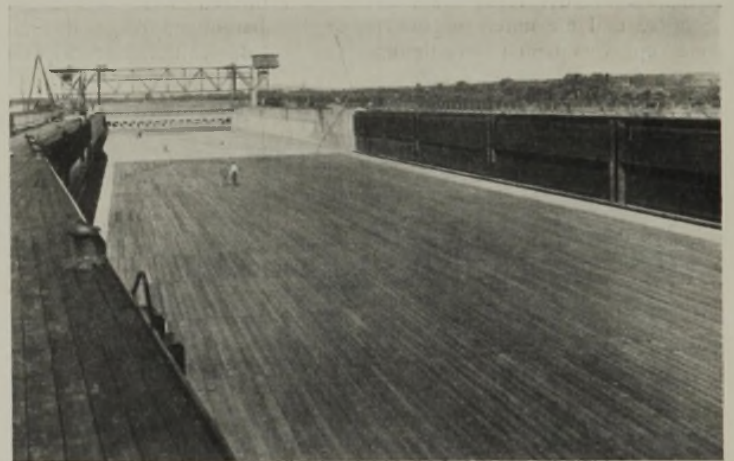


Abb. 16. Bohlenbelag und Leitern.

Auf der Nordseite der Brücke ist auf dem Treidelsteg ein Gleis verlegt, da hier die Fahrzeuge mit Treidellokomotiven herausgezogen werden. Das Gleis hat 1 m Spur. Verwendet sind Schienen 100/20 DIN 1255. Erwähnenswert ist der Schienenauszug am westlichen Ende des östlichen Schleppträgers. Hier liegt das Gleis geneigt zur Bewegungsrichtung. Die Schienen müssen daher auf einer Seite verschwenkt werden können, was dadurch erreicht ist, daß die Schienenfüße in 3,80 m Entfernung vom Stoß verschwächt sind, so daß die Schienen sich elastisch verformen können (Federweiche).

Bodenschutz. Um den 11 mm dicken Trogboden gegen herabfallende Gegenstände wie Staken, Anker u. a. zu schützen, ist auf ihm ein hölzerner Bodenbelag verlegt, der aus einzelnen, handlichen Kiefernholz-Tafeln besteht (Abb. 16). Diese sind durch Keilsplinte auf dem Trogboden an aufgeschweißten Winkeln befestigt und gegen Auftrieb gesichert. Der Bohlenbelag ist 8 cm dick, er ist nicht getränkt oder gestrichen, da er ständig unter Wasser bleibt.

<sup>3)</sup> Vgl. Schaper, Eiserne Brücken, 5. Auflage. S. 440/41.





Abb. 19. Besichtigungswagen für die Trogseitenwände.

der Fahrzeuge sich nicht zwischen ihnen verfangen können. Die Wände bestehen aus dem Unterholz und einer darauf mit Akaziennägeln befestigten Deckbohle von 6 cm Dicke, die bei Abnutzung erneuert werden kann. Akaziennägeln wurden verwendet an Stelle von Spiekern, die bei zunehmender Abnutzung der Wände eine Gefahr für die Fahrzeuge bilden. Erwähnenswert ist die Befestigung der Unterhölzer der Leitwände, die auf bequemes Auswechseln der Hölzer Bedacht nimmt, ohne daß die Blechhaut des Troges durchbrochen ist. Wie aus Abb. 17 ersichtlich, sind zwei Stahlleisten übereinander auf der Trogwand wasserdicht vernietet. Die obere Leiste hat Schlitz und die untere entsprechende Aussparungen, so daß die mit Hammerkopf versehenen Befestigungsschrauben der Unterhölzer bequem eingeschoben und befestigt werden können.



Abb. 18. Poller.

**Festmachevorrichtung und Leitern.** Zum Festmachen der großen und kleinen Fahrzeuge sind Poller und Haltekreuze vorgesehen; auch Leitern sind in hinreichender Zahl vorhanden. Die Poller (Abb. 18), die mit Stakenrast und Haltebügel versehen sind, haben hinten eine erhebliche Ausladung, da bei angespanntem Kanalspiegel der Trossenzug leergehender Fahrzeuge beträchtlich nach oben gerichtet ist.

Außerdem sind Steigeleitern vorhanden, von denen einige bis zur Sohle des Troges herunterreichen, damit bei geleertem Trog die Sohle zur Besichtigung zugänglich bleibt (Abb. 16).

**Entleerungsventil.** Zur Untersuchung und Unterhaltung des Troginnen müssen die Kanalbrücke und die 150-m-Strecke des Oberhafens bis zum Sicherheitstor zu gewissen Zeiten entleert werden können. Das Entleeren geschieht durch eine in den Boden der oberen Haltung des Hebewerks angeschlossene Entleerungsleitung zum Unterwasser. Da sich jedoch beim Entleeren der Scheitel der Kanalbrücke hebt, muß das westlich des Scheitels in der Brücke und dem Oberhafen verbleibende Wasser am tiefsten Punkte der westlichen Hälfte der Kanalbrücke durch ein Restwasserventil entleert werden. Dieses ist mit einer dichtenden Klappe versehen, so daß der Schieber im allgemeinen wasserfrei gehalten werden kann.

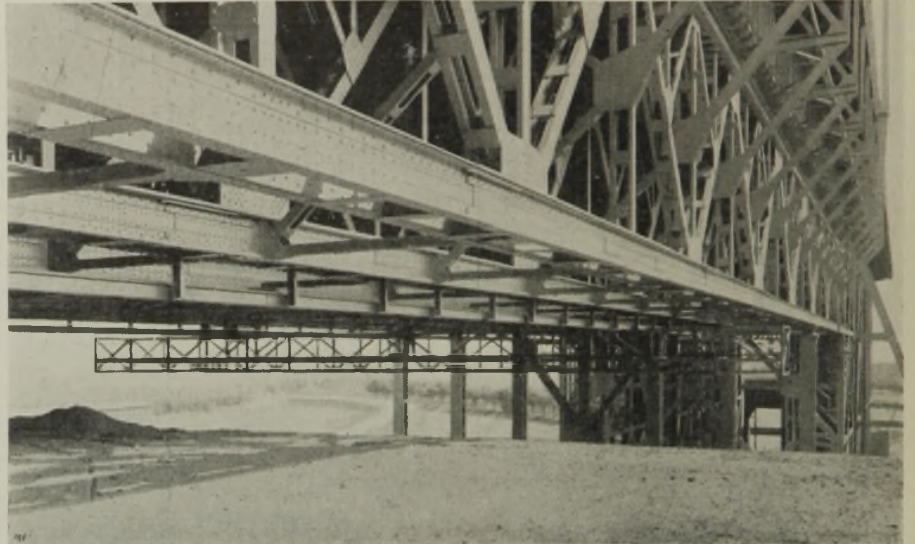


Abb. 21. Untergurtwagen zwischen Westpfeiler und Pendelwand.

**Schutz der Seitenwände.** Die Seitenwände der Brücke sind durch Leitwände (Abb. 17) geschützt, deren waagerechte Balken nur 1 cm voneinander entfernt sind, damit die Berg-hölzer oder Walleisen

**Beleuchtung.** Um den Schiffahrtsbetrieb auf der Kanalbrücke vom Tageslicht unabhängig zu machen, sind auf der Süd- und Nordseite der Brücke Lichtmasten aufgestellt. Auf der Nordseite sind diese Lichtmasten mit den Stromzuleitungsmasten der elektrischen Treidelokomotive verbunden.

#### X. Besichtigungseinrichtungen.

Zur leichteren Überwachung der Dichtigkeit des Troges sowie zur Nachprüfung der Nietverbindungen und des Anstriches der gesamten Kanalbrücke sind insgesamt 10 Besichtigungswagen angeordnet.

**Wagen für Seitenwände.** Die Besichtigung der Trogseitenwände geschieht durch zwei Wagen (Abb. 19), die sich auf einer über den auskragenden Querträgern verlegten Rollbahn bewegen. Diese beiden Wagen bestreichen die gesamte Länge der Kanalbrücke bis auf die Länge der östlichen Schleppträger.

**Wagen für Bodenbleche.** 6 Wagen laufen zwischen den 7 Hauptträgern ebenfalls auf Rollbahnen, die mittels Bügel an den Querträgern aufgehängt sind (Abb. 20). Sie dienen zur Untersuchung des Trogbodens und des oberen Teiles der Hauptträger. Sie sind so eingerichtet, daß sie

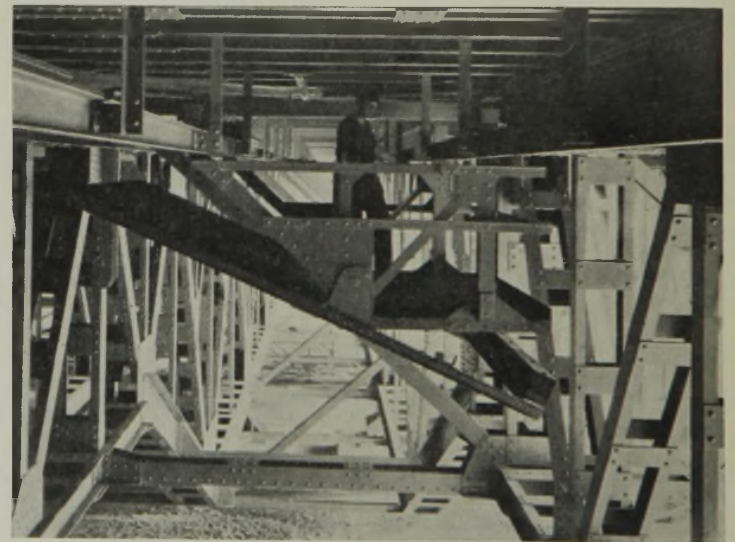


Abb. 20. Besichtigungswagen für den Trogboden.

nach Umklappen der beweglich eingerichteten Teile auch auf der ganzen Länge der Kanalbrücke verfahren werden können, ohne durch die Streben der K-förmigen Querverbände gehindert zu werden.

**Stege für Hauptträger.** Schließlich dienen zwei fahrbare Stege auf die Brettle der Brücke zur Besichtigung der Hauptträger (Abb. 21). Diese können unter den 7 Hauptträgern die mittlere und die östliche Öffnung befahren. In der westlichen Seitenöffnung verläuft der Hauptträgeruntergurt so nahe der abgetragenen Dammböschung, daß zur Untersuchung der Hauptträger die Aufstellung fester Gerüste auf der Böschung genügt.

#### XI. Aufstellung der Brücke.

**Hauptträger.** Zum Aufstellen und Zusammenbau der Kanalbrücke sind feste Holzgerüste verwendet worden, die, in dem Hang aufgestellt, eine große Holzmenge in Anspruch nahmen (Abb. 22). Der Zusammenbau geschah in zwei Abschnitten. Zunächst wurden die Hauptträger mit den Querträgern auf dem Aufbaugerüst zusammengesetzt und vernietet. Die Haupt-





Abb. 22. Festes Holzgerüst unter der Kanalbrücke.

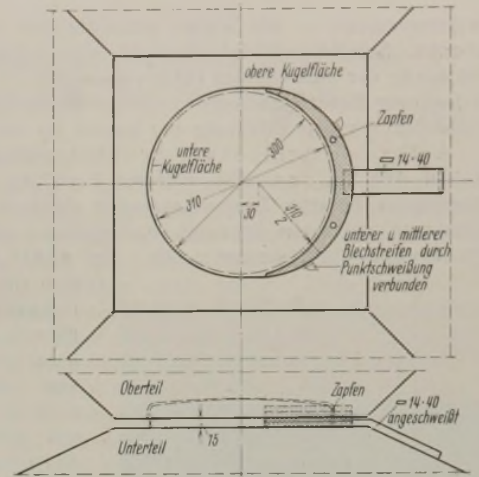


Abb. 23. Zeichnung des besonders hergerichteten Lagers auf dem Westpfeiler.

träger erhielten eine parabolische Überhöhung von 13 cm Pfeil, entsprechend ihrer rechnerischen Durchbiegung bei voller Trogfüllung. Obwohl die tatsächliche Durchbiegung bei voller Füllung infolge der Knotensteifigkeit nur etwa 10 cm beträgt, wurde dieses Maß dennoch beibehalten, um zu verhüten, daß die Hauptträger mit den aufgenieteten Gurtplatten, die in Brückenmitte eine Dicke von 6 cm erreichen, den Eindruck des Durchhängens hervorrufen. Dieses mußte aus schönheitlichen Rücksichten auf jeden Fall verhindert werden. Nachdem die Hauptträger zusammengesetzt waren, wurden sie auf die Lager über dem östlichen und westlichen Pfeiler sowie auf dem Landwiderlager und dem Westturm des Hebewerks abgesetzt. Dann folgte der weitere Aufbau ohne Beanspruchung des Aufbaugerüsts. Dagegen leistete eine Montagebrücke, die portalartig die gesamte Breite der Brücke überspannte und in Längsrichtung über die ganze Länge der Kanalbrücke fahrbar war, bei dem weiteren Aufbau der Kanalbrücke gute Dienste<sup>4)</sup>.

Aufrichten der Pendelwand. Die Pendelwand (Abb. 6) neigt sich in den äußersten Stellungen nach Westen ( $-25^\circ\text{C}$ ) bzw. nach Osten ( $+45^\circ\text{C}$  zuzüglich Katastrophenfall aus sinkendem Schiff). — Es war beabsichtigt, die Wand um die senkrechte Mittellage gleichmäßig pendeln zu lassen. Infolge der versehentlichen Anwendung eines für den endgültigen Betriebszustand ermittelten Maßes auf den Bauzustand beim Aufstellen der Wand wurde die Säule zu weit nach Osten gestellt. Dies mußte zur Folge haben, daß die Wand bei  $-25^\circ\text{C}$  stark nach Westen geneigt sein würde. Wenn dies auch in statischer Hinsicht nicht bedenklich war, war doch zu befürchten, daß die Neigung unangenehm bemerkbar werden würde. — Um Abhilfe zu schaffen, wurden daher die Hauptträger um 30 mm nach Osten verschoben. Dies wurde folgendermaßen bewirkt: die Hauptträger wurden, nachdem sie abgenietet waren, auf die Lager abgesetzt. Bevor dies jedoch geschah, wurden die Lager auf dem Westpfeiler besonders hergerichtet. Der untere Lagerteil wurde gleich in die endgültige Lage gebracht, d. h. um 30 mm gegenüber dem geplanten Platz nach Osten verschoben. Im oberen Lagerteil wurde vor dem Einsetzen die Lagerschale sichelförmig erweitert, so, daß in Achse des Hauptträgers die Lagerschale nach Osten um 30 mm länger war als vorher (Abb. 23). Diese Erweiterung ermöglichte es, den Lageroberteil

<sup>4)</sup> Dipl.-Ing. R. Heinen, z. Z. Niederfinow, Montagegerüst der Kanalbrücke. Bautechn. 1933, Heft 16.

mit dem Hauptträger zu verbinden und die Hauptträger abzusetzen, obwohl diese gegenüber dem Lagerunterteil um 30 mm nach Westen verschoben lagen. Nach dem Absetzen wurden, wie Abb. 24 u. 25 erkennen lassen, die Hauptträger mit Wagenwinden herübergeschoben, was ohne Schwierigkeiten gelang, das um so mehr, als die Lagerflächen geschmiert waren. Die nunmehr auf der Ostseite entstandene sichelförmige Erweiterung der oberen Lagerschale wurde wieder ausgefüllt, indem entsprechend geformte Blechstreifen, die durch die Lücke zwischen Lagerober- und -unterteil hindurchgeschoben wurden, auf dem Lagerunterteil übereinander aufgebaut wurden. Dabei wurde oben etwas Spiel gelassen, um die geringen Kippbewegungen des Lageroberteils nicht zu behindern. Der unterste der drei Blechstreifen und der mittlere wurden durch Punktschweißung miteinander befestigt, der mittlere und der obere durch Zapfen. Schließlich wurde der unterste Streifen durch Verschweißen mit dem unteren Lagerteil gegen Herausrutschen gesichert (Abb. 23). Das Verschieben der Hauptträger beeinflusste naturgemäß auch die übrigen Lager und die vorhandenen Zwischenräume. Durch Abarbeiten und ähnliche Maßnahmen wurden überall die erforderlichen Räume wiederhergestellt.

## XII. Trogseitenwände.

Eingehende Überlegungen waren notwendig, um ein brauchbares Verfahren für die Aufstellung der Trogbleche zu finden. Die Trogwände erleiden Beanspruchungen:

1. durch Hauptspannungen infolge lotrechten und waagerechten Wasserdrucks bei höchstem Hochwasser  $2011\text{ kg/cm}^2$  und
2. durch Zusatzspannungen infolge Durchbiegung des Troges beim Füllen. Diese Zusatzspannungen betragen bei voller Füllung in der Mittelöffnung  $912\text{ kg/cm}^2$ , über den Stützen  $385\text{ kg/cm}^2$ .

Die für St 52 zugelassene Beanspruchung von  $2100\text{ kg/cm}^2$  wird daher sowohl in der Mittelöffnung mit  $2011 + 912 = 2923\text{ kg/cm}^2$ , wie über den Stützen mit  $2011 + 385 = 2396\text{ kg/cm}^2$  wesentlich überschritten. Maßnahmen zur Herabsetzung der Zusatzspannungen bei Aufstellung des Troges waren daher unumgänglich.

Aufschlitzen der Wände. Als solche Maßnahme wurde zunächst beabsichtigt, an den Stellen, an denen die Trogseitenwände die größten Beanspruchungen erleiden — in Brückenmitte und dicht neben den

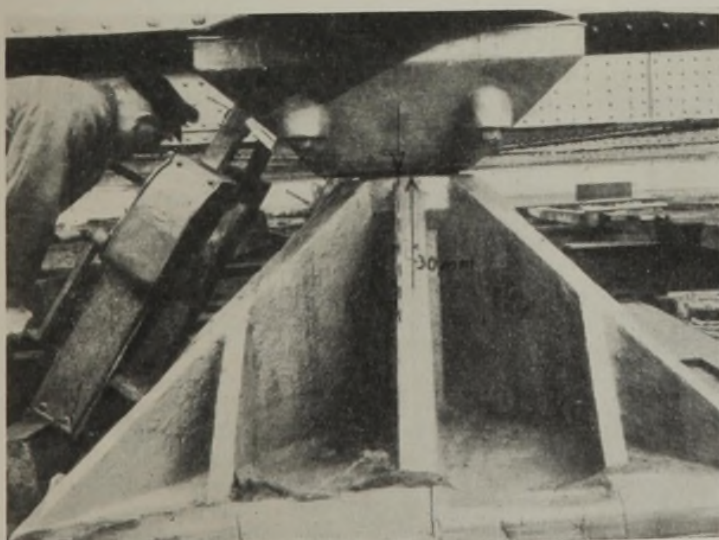


Abb. 24. Lager Westpfeiler vor dem Verschieben der Brücke um rd. 300 mm nach Osten.



Abb. 25. Lager Westpfeiler in Endstellung.



Zwischenstützen — die Wände aufzuschlitzen und Bewegungsfugen einzubauen. Sorgfältige Untersuchungen zeigten aber, daß dadurch keine Verminderung der auftretenden Höchstspannungen erreicht, sondern nur eine Verlagerung dieser Spannungen in andere Querschnitte bewirkt würde, so daß schließlich nur eine Erhöhung der Kosten für die Fugen eingetreten wäre.

Aufbau verschiedener Schüsse unter allmählichem Auffüllen des Troges. Ein weiterer Vorschlag ging dahin, die Zusatzspannungen in den Trogseitenwänden dadurch zu verringern, daß die Wände in mehreren Schüssen nacheinander hergestellt und der Trog schrittweise gefüllt werden sollte. Bei dieser Art des Aufbaues ließen sich die Nebenspannungen, wie rechnerische Untersuchungen ergaben, um etwa  $600 \text{ kg/cm}^2$  herabsetzen, sie überschreiten aber mit  $2350 \text{ kg/cm}^2$  immer noch die zulässigen Spannungen um etwa  $250 \text{ kg/cm}^2$ . Diese Versuche wurden durch Modellversuche zweckdienlich unterstützt und veranschaulicht.

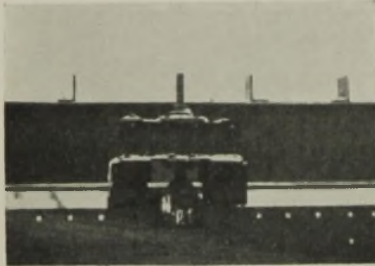


Abb. 26. Spindel auf der Nordseite zum Anziehen (Überhöhen) der Trogseitenwand.

Schließlich blieb zur Herabsetzung der unzulässigen Beanspruchungen die

#### Vorspannung.



Abb. 27. Trogseitenwand in den Spindeln hängend.

Diese geschah mit Spindeln, wie aus Abb. 26 u. 27 ersichtlich ist. Dabei wurde folgendermaßen verfahren. Entsprechend der zu erwartenden bleibenden Überhöhung der Hauptträger von 5 cm wurden die Trogseitenwände zwischen dem West- und Ostpfeiler nach einer Parabel mit einem Pfeil von 5 cm zusammengebaut, in den Längs- und Quernähten vernietet und an den Enden über dem Ost- und Westpfeiler an die vorhandenen Seitenwangen angeschlossen. Nunmehr wurden die Wände mit Spindeln wiederum nach einer Parabel entsprechend der zu erwartenden Gesamtsenkung der Hauptträger in der Mitte von 8 cm, vermindert um die durch einen Teil des Eigengewichts bereits vollzogene Senkung, an den 13 Hauptträgerknotenpunkten gehoben. Nachdem dieses geschehen war, wurden die Wände mit allen Seitenwangen fest vernietet. Theoretisch nimmt nun beim Füllen bis 3,90 m die künstlich erzeugte Vorspannung bis auf Null ab, während die Hauptspannung mit seitlichem

Wasserdruck bis auf  $2100 \text{ kg/cm}^2$  zunimmt. Während dieses Vorganges erreichen die zusammengesetzten Spannungen jedoch nicht den Höchstwert von  $2100 \text{ kg/cm}^2$ . Das Vorspannen mußte in der Ausführung scharf überwacht werden, bot jedoch in den technischen Ausführungen keine Schwierigkeiten.

#### XIII. Anstrich.

Sämtliche Stahlbauteile erhielten den ersten Mennigeanstrich in der Werkstatt in Grünberg. Weil aber zwischen Werkstattarbeit und Beendigung der Aufstellung ein langer Zeitraum lag und durch die Beförderung und Aufstellung auf der Baustelle dieser erste Anstrich gelitten hatte, wurde nach Ausbesserung der hauptsächlichsten Beschädigungen ein zweiter Grundanstrich aufgebracht. Der erste Mennigeanstrich erhielt 13%, der zweite dagegen 23% Leinöl.

Als Deckanstrich wurde nach eingehenden Verhandlungen und zahlreichen Versuchen ein hellgrauer aluminiumhaltiger Farbton gewählt. Weil für Lieferung und Leistung des Anstriches die Ro-St-Vorschriften der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft zugrunde lagen, wurden für den ersten und zweiten Deckanstrich die Stoffnummern 260/10/18 bzw. 260/10/68 der Ro-St-Vorschriften mit 5% bzw. 10% Aluminiumzusatz vorgeschrieben.

Die Ausführung der Anstricharbeiten bot bei der Kanalbrücke keine Schwierigkeiten, da alle Teile des Bauwerks durch Hänge- oder Abstützrüstungen gut zugänglich waren.

Als Unterwasseranstrich wurde im Innern des Troges eine kalt verarbeitete Bitumenmasse aufgetragen, nachdem der in der Werkstatt aufgetragene, aber durch mechanische Einwirkungen beschädigte Mennigeanstrich ausgebessert war. Die kalte Bitumenmasse wurde zweimal aufgetragen, hat sich aber nicht sonderlich bewährt. Die Untersuchungen über den Anlaß hierzu sind noch nicht endgültig abgeschlossen.

#### XIV. Abrechnung und Baukosten.

Gleitpreise. Während für Entwurfskosten, Aufstellen und Vorhalten des Aufbaugerüsts Festpreise ausgemacht waren, waren die Preise für den Stahlbau, die Ausdehnungsvorrichtungen, die Treidelstege und die übrigen Anlagen nach bestimmten Grundsätzen dem Schwanken der Baustoffrichtpreise, der Frachten und der Löhne angepaßt. Zu diesem Zweck war z. B. der Einheitspreis für 1 t Stahlbau gegliedert nach Baustoff-Werkstatt, Fracht- und Baustoffanteil. An jedem 1. April und 1. Oktober des Jahres wurden die maßgeblichen Richtsätze festgestellt und die Einheitspreise anteilig geändert. Auch für die Zwischenzeit war eine Änderung vorgesehen, wenn die Richtsätze der Einheitspreise

sich um mehr als  $7\frac{1}{2}\%$  erhöhten oder verminderten.

Kosten. Die Gesamtkosten der Kanalbrücken-Stahlbauten einschl. der beschriebenen Nebenanlagen betragen insgesamt rd. 1,72 Mill. RM.

Unternehmer. Die Ausführung sämtlicher Arbeiten der Kanalbrücke mit Ausnahme der Anstricharbeiten lag in den Händen der Firma Beuchelt & Co., Grünberg/Schl., die sich auch an den umfangreichen Entwurfsbearbeitungen mit beachtlichen und wertvollen Ratschlägen beteiligte.

#### XV. Äußere Gestalt des Bauwerks.

Wenn auch im allgemeinen der Zweck des Bauwerks, nämlich die Heranführung der Wassermassen des Hohenzollern-Kanals über den westlichen Hang hinweg an das Hebewerk die Form der Kanalbrücke bestimmt, so sind die schönheitlich wirkenden Gesichtspunkte im Zusammenwirken der Brücke mit dem Hebewerk keineswegs außer acht gelassen (Abb. 4).

Abgesehen von der unwirtschaftlichen Massivausbildung des östlichen Pfeilers über der Hangböschung bis zum Auflager unmittelbar unter dem Untergurt steht auch die stählerne Pendelwand in einem harmonischen Verhältnis zur Stahlausführung des Hebewerks.

Um eine unschöne, wenn auch nur scheinbare Durchbiegung des Untergurtes des Hauptträgers zu vermeiden, erhielt dieser eine schwache Sprengung, um bei der Lamellenanhäufung in der Mitte des Untergurtes auch bei waagerechter Lage des Trägers nicht den Eindruck eines Durchhängens hervorzurufen.

Die Zusammengehörigkeit des Hebewerks und der Kanalbrücke wird am sinnfälligsten durch das breite Band hervorgehoben (Abb. 28), das in Fortsetzung der Kanalbrücke um das ganze Hebewerk herumläuft und dies nicht nur in der Ansicht, sondern auch durch den Umgang im Grundriß zum Ausdruck bringt. Auch die Kanalbrücke als Ganzes wirkt wie ein einheitliches Gebilde fest und naturnotwendig mit dem Hebewerk verwachsen und klar die obere Haltung in Höhe des Kanalscheitels von der unteren Haltung in der Oderebene hervorhebend.



Abb. 28. Gesamtansicht von Norden.



# Versuche zur Ermittlung der statischen Wirkung von Verstärkungen massiver Bauwerke, ausgeführt an den Bogen der Berliner Stadtbahn und am Chemnitztalviadukt in Chemnitz.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. G. Bierett und Dr.-Ing. G. Grüning.

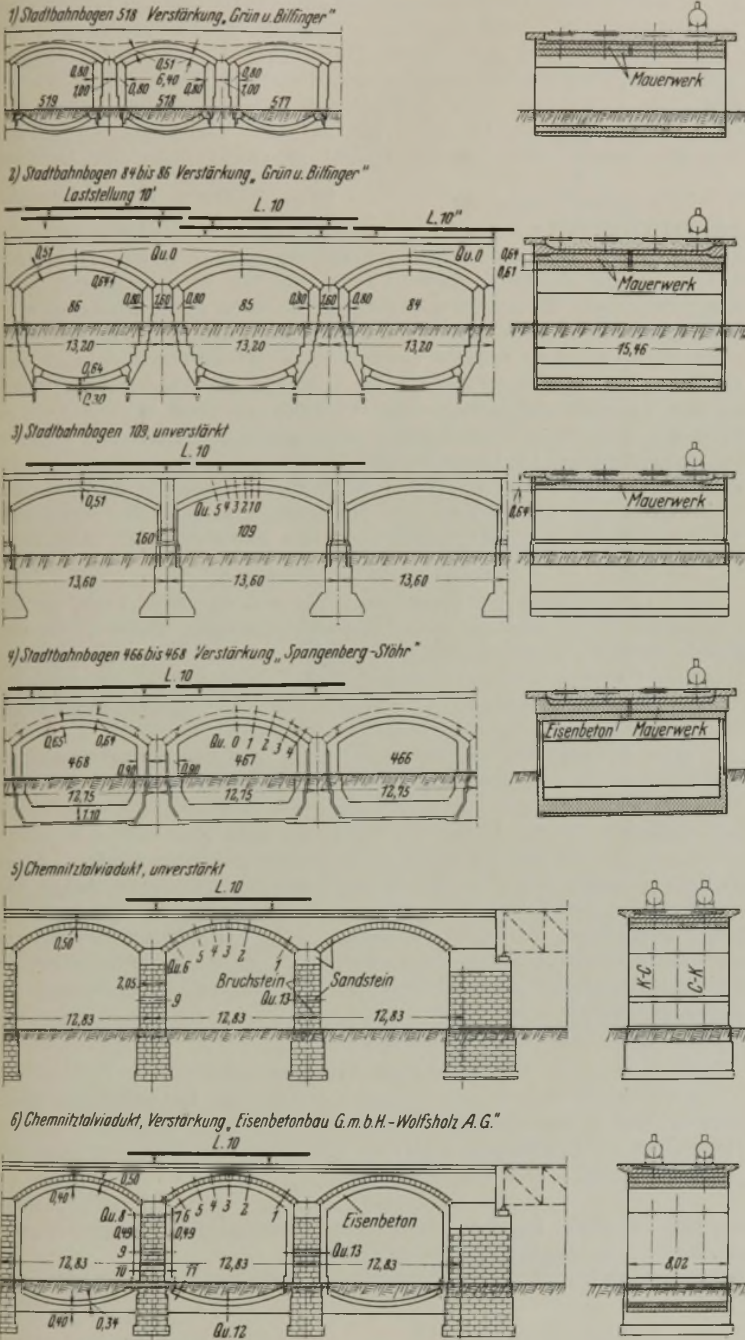
(Mitteilung aus dem Staatl. Materialprüfungsamt, Berlin-Dahlem.)

## I. Einleitung.

Auf Veranlassung der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft wurden in den Jahren 1928 bis 1933 größere Untersuchungen an massiven Eisenbahnbrücken durchgeführt (Abb. 1). Den Anlaß hierzu gaben die Verstärkungen an den Gewölben der Berliner Stadtbahn, die einmal wegen des Zustandes der Gewölbe und wegen teilweise auf-

neue Gewölbe, Pfeilervorlagen und Sohlengewölbe aus Klinkermauerwerk errichtet. Zunächst wurden Sohlengewölbe und Pfeilerverstärkungen errichtet. Im Sohlengewölbe wurden an beiden Kämpfern Aussparungen für Druckwasserpressen hergestellt, durch deren Andruck eine statische Vorbelastung der neuen Fundamente erzielt wurde. Nach Fertigstellung auch der neuen Mauergewölbe wurde die 3 bis 4 cm weite Fuge zwischen neuem und altem Gewölbe unter Druck mit Zementmörtel ausgespritzt, so daß beide Gewölbe als einheitlicher Querschnitt zu werten waren. Es war zu untersuchen, ob bei der Belastung tatsächlich eine Verbundwirkung zwischen beiden Gewölben vorhanden ist.

Das zweite Verfahren wurde von Prof. Spangenberg mit der Firma Karl Stöhr in München entwickelt. Unter dem alten gemauerten Bauwerk wurde ein vollständig neuer Eisenbetonrahmen hergestellt, der für sich allein alle Lasten einschließlich des Gewichts des alten Bogens aufnehmen konnte. Zwischen neuem und altem Pfeiler wurde eine Fuge gelassen. Nur in der Nähe des Gewölbeansatzes wurden die neuen gegen die alten Pfeiler betoniert, um so den Horizontalschub ableiten zu können. Nach Fertigstellung der Verstärkung wurde dann das alte Bauwerk in der Nähe



Die in den Querschnitten eingezeichneten Lokomotiven deuten die in den Versuchen belasteten Gleise an.

Abb. 1. Übersicht über die untersuchten Bauwerke.

treten der Risse, dann aber auch wegen der neuerdings geforderten schwereren Lastenzüge notwendig geworden waren. Da die durch die Verstärkungsmaßnahmen herbeigeführten Änderungen in statischer Hinsicht, vor allem die Art der statischen Mitwirkung der Verstärkungsbauweise durch Rechnung nicht zu erfassen waren, wurde versucht, die Art der Mitwirkung durch Messungen festzustellen. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sollen im folgenden erörtert werden, wobei jedoch nur ein kleiner Teil der Meßergebnisse wiedergegeben werden kann.

In den Untersuchungen wurden drei verschiedene Verstärkungsbauweisen auf ihre statische Wirksamkeit geprüft.

Zunächst die Verstärkung nach Grün & Billfinger, die früher bereits eingehend beschrieben ist<sup>1)</sup>. Hierbei wurden unter den alten Mauergewölben

<sup>1)</sup> Grapow: Die Instandsetzung der gewölbten Brücken der Berliner Stadtbahn. Bautechn. 1925, Heft 40, S. 525.



Die Meßrollen sind an einem Walzprofil befestigt, das auf einem sehr festen, außerhalb der Bogen stehenden, auskragenden Meßgerüst aufliegt.

Abb. 2. Ansicht eines verstärkten Bogens der Berliner Stadtbahn mit Dehnungsmessern und Meßrollen.

der Kämpfer durchschlagen, so daß es auf der Verstärkung aufsaß. Es sollte nur mehr als Verteilungsplatte wirken. Die Verkehrslast wurde dann mit Hilfe von Behelfbrücken längere Zeit nur auf die Gewölbe und nicht unmittelbar auf die Pfeiler übertragen, um den Boden unter dem neuen Bauwerk vorzubelasten. Die so verstärkten Bogen 466 bis 468 der Stadtbahn wurden daraufhin untersucht (Brücke 4 in Abb. 1).

Um einen Vergleich der an den verstärkten Brücken 1, 2 und 4 gemessenen Formänderungswerte mit den Formänderungen vor der Verstärkung zu ermöglichen, wurde außerdem der Stadtbahnbogen 109 vor der Verstärkung gemessen (Brücke 3 in Abb. 1). Alle Stadtbahnbogen waren vor der Verstärkung viergleisig. Bei der Verstärkung wurde zwischen den beiden inneren Gleisen eine Längsfuge (in Abb. 1 nur in den oberen Gewölben angedeutet) eingelegt, so daß zwei zweigleisige Brückenabschnitte entstanden.

Die dritte Verstärkung bestand ebenfalls in einem Eisenbetonrahmen. Der Schluß zwischen altem und neuem Bauwerk wurde aber hier nicht durch Trennfugen im alten Gewölbe, sondern durch Auspressen der Fuge zwischen neuem und altem Bauwerk mit Zementmörtel erreicht. Der so verstärkte Chemnitztalviadukt in Chemnitz wurde vor und nach der Verstärkung untersucht (Brücke 5 und 6 in Abb. 1). Das Gewölbe des alten Chemnitztalviaduktes war aus Sandsteinquadern gemauert. Die Pfeiler bestanden aus Bruchstein mit Zwischenschichten aus Sandstein.

Die Untersuchungen wurden in Zusammenarbeit mit den Brückenbau-Dezernaten der Reichsbahndirektionen Berlin und Dresden durchgeführt.

## II. Versuche.

### A. Versuchsausführung.

#### 1. Belastung.

Bei der Untersuchung der verschiedenen Gewölbe konnten nur die Formänderungen und Spannungen aus der Verkehrslast ermittelt werden.



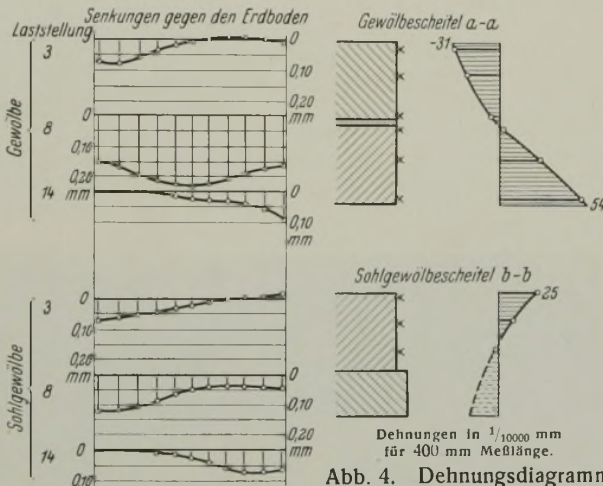
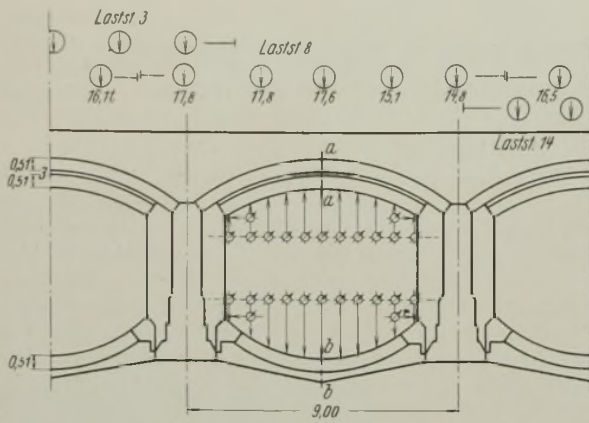


Abb. 4. Dehnungsdiagramm für die Scheitelquerschnitte des verstärkten Stadtbahn-bogens 518 bei Laststellung 8.

Abb. 3. Biegelinien für den verstärkten Stadtbahnbogen 518.

Im allgemeinen war es durchaus möglich, hieraus auf die Wirkungsweise der Verstärkungsbaweise zu schließen. Untersucht wurden die Brücken unter der Einwirkung verschiedener Lastenzüge.

Für die Belastung wurden Lokomotiven mit einem Gewicht zwischen 83,1 und 104,0 t bei den verschiedenen Bauwerken mit und ohne Tender benutzt. Bei allen Untersuchungen an den Stadtbahnbogen wurde nur das äußere Gleis belastet, während am zweigleisigen Chemnitztalviadukt immer beide Gleise gleichmäßig belastet wurden (s. Abb. 1). Bei der Be-

lastung fuhren die Lokomotiven aus einer weit zurückliegenden Nullstellung bis auf eine bestimmte Laststellung vor und danach wieder zurück. Dabei wurden jedesmal die Formänderungen bei der Be- und bei der Entlastung gemessen und die Werte zur Mittelbildung verwendet. Für jede Brücke wurde bei etwa 15 verschiedenen Laststellungen gemessen, um die tatsächlichen Größtwerte der Formänderungen und Spannungen zu bestimmen. Von diesen 15 Laststellungen sind bei der vorliegenden Ausarbeitung hauptsächlich nur die Messungen bei Laststellung 10 berücksichtigt.

### 2. Dehnungsmessungen.

Für die Bestimmung der unter der Belastung auftretenden Spannungen kam es auf die Ermittlung sehr kleiner Dehnungen an, da bei einer größten Spannung von vielleicht 8 kg/cm<sup>2</sup> am Bauwerk die Spannung auf 1/10 kg/cm<sup>2</sup> genau bestimmt werden mußte, um eine gute Darstellung des tatsächlichen Spannungsverlaufes zu bekommen. Geeignet hierfür erwies sich der Dehnungsmesser nach dem Prinzip Okhuizen, der durch eine Doppelhebelübersetzung die Dehnungen in etwa 1000facher Vergrößerung wiedergibt. Die kleinste am Apparat abgelesene Einheit beträgt 1/10 mm Ausschlag oder 1/10.000 mm Dehnung, die auf eine Meßlänge von 400 mm gemessen wurde. Einer Ableseneinheit entspricht dann eine Dehnung von  $\epsilon = \frac{1}{10\,000 \cdot 400} = 0,000\,025\%$  oder bei einem Elastizitätsmodul von 300 000 kg/cm<sup>2</sup> eine Spannung von 0,075 kg/cm<sup>2</sup>. Gewisse Ungenauigkeiten können sich aus Temperaturschwankungen ergeben, die jedoch nicht groß sind, da die Temperatur selbst bei den teilweise in der Nacht vorgenommenen Messungen in einer ganzen Nacht sich nur um etwa 1° veränderte. Dem Anbringen der Apparate am Bauwerk wurde besondere Sorgfalt zugewendet. Am Klinkermauerwerk der Verstärkungsbogen und an den neuen Betonbogen konnten die Schneiden der Apparate unmittelbar auf den Werkstoff aufgesetzt werden, teilweise, vor allem bei dem weichen Sandstein des Chemnitztalviaduktes wurden die Schneiden der Apparate auf kleine Plättchen aus Durofix-Glattschiff aufgesetzt, die zu diesem Zweck am Bauwerk angebracht wurden. Die Apparate wurden in der Mitte der Meßlänge gegen ein System von Flacheisen und Winkeln angedrückt, das durch einzementierte Flacheisen am Bau befestigt wurde (Abb. 2).

### 3. Bewegungsmessungen.

Die Untersuchung der Bauwerke sollte sich in erster Linie auf die Ergebnisse der vorbeschriebenen Dehnungsmessungen stützen. Darüber hinaus wurden jedoch sowohl die Absolut- wie die Relativbewegungen mehrerer Bauwerkpunkte gemessen. Zum Messen dienten Leuneruhren, deren Anbringung ebenfalls in Abb. 2 zu sehen ist. Es können Bewegungen bis zu 1/1000 mm abgelesen werden (beim Tensometer Dehnungen bis 1/10.000 mm).

Die Schwierigkeit bei der Ausführung der Bewegungsmessungen bestand in der Wahl eines geeigneten Festpunktsystems für das Anbringen der Apparate. Die lotrechten Verschiebungen konnten relativ zu einem auf ebenem Erdboden stehenden Meßgerüst oder aber relativ zu einem auf den Bogenkämpfern aufliegenden Meßbalken gemessen werden. Beide Meßarten kamen bei den untersuchten Brücken zur Anwendung. Die waagerechten Bewegungen der Pfeiler wurden gegen das auf dem Erdboden aufstehende Meßgerüst festgestellt. Nur bei der Untersuchung des verstärkten Chemnitztalviaduktes wurden sie gegen die vorbeschriebenen Kämpferverbindungs balken gemessen. Die waagerechte Bewegung des einzelnen Pfeilers kann hieraus nicht entnommen werden, sondern nur die Bewegung der Pfeiler gegeneinander.

### 4. Materialuntersuchungen.

Zur Umrechnung der am Bauwerk gemessenen Dehnungen in Spannungen mußte der Elastizitätsmodul der Baustoffe bestimmt werden. Untersucht wurden Mauerwerks- und Betonkörper auf Druckelastizität und teilweise auf Zug- und Biegeelastizität.

Im folgenden sind die zu berücksichtigenden Werte gegenübergestellt, die sich als Mittel aus den untereinander ziemlich gleichmäßigen Werten für Druck- und Zugbeanspruchung ergaben.

Baustoff	Elastizitätsmodul	Spannung je
	kg/cm <sup>2</sup>	mm · 10 <sup>-4</sup> bei 400 mm Meßlänge in kg/cm <sup>2</sup>
Alte Mauergewölbe und Pfeiler, Brücke 1 bis 4 (Abb. 1)	60 000	0,015
Neue Mauergewölbe und Pfeiler, Brücke 1 und 2	120 000	0,030
Verstärkungsbeton, Brücke 4	300 000	0,075
Sandsteingewölbe, Brücke 5 und 6	60 000	0,015
Verstärkungsbeton, Brücke 6	300 000	0,075

Etwas unsicher ist hier der Wert für das alte Mauerwerk, der nur an einem einzigen, aus dem Gewölbe entnommenen Körper bestimmt werden konnte. Wahrscheinlich ist der Elastizitätsmodul an vielen Stellen etwas größer gewesen.

### B. Ergebnisse der Versuche.

#### 1. Die Vorversuche am Stadtbahnbogen 518.

Die ersten, mehr als Vorversuche zu wertenden Untersuchungen wurden am Stadtbahnbogen 518 angestellt, der nach dem Verfahren von

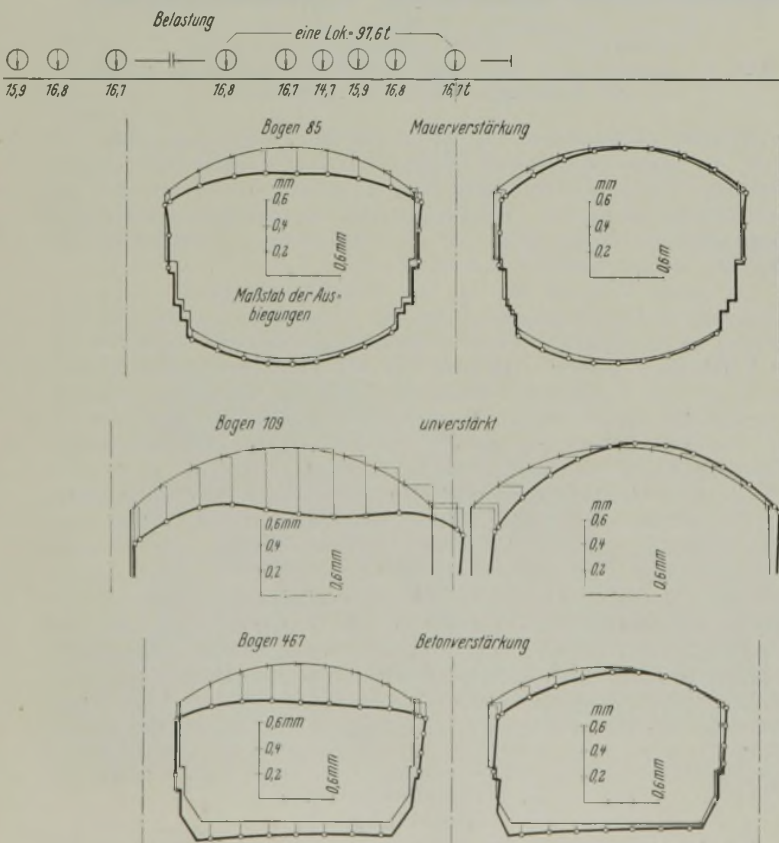
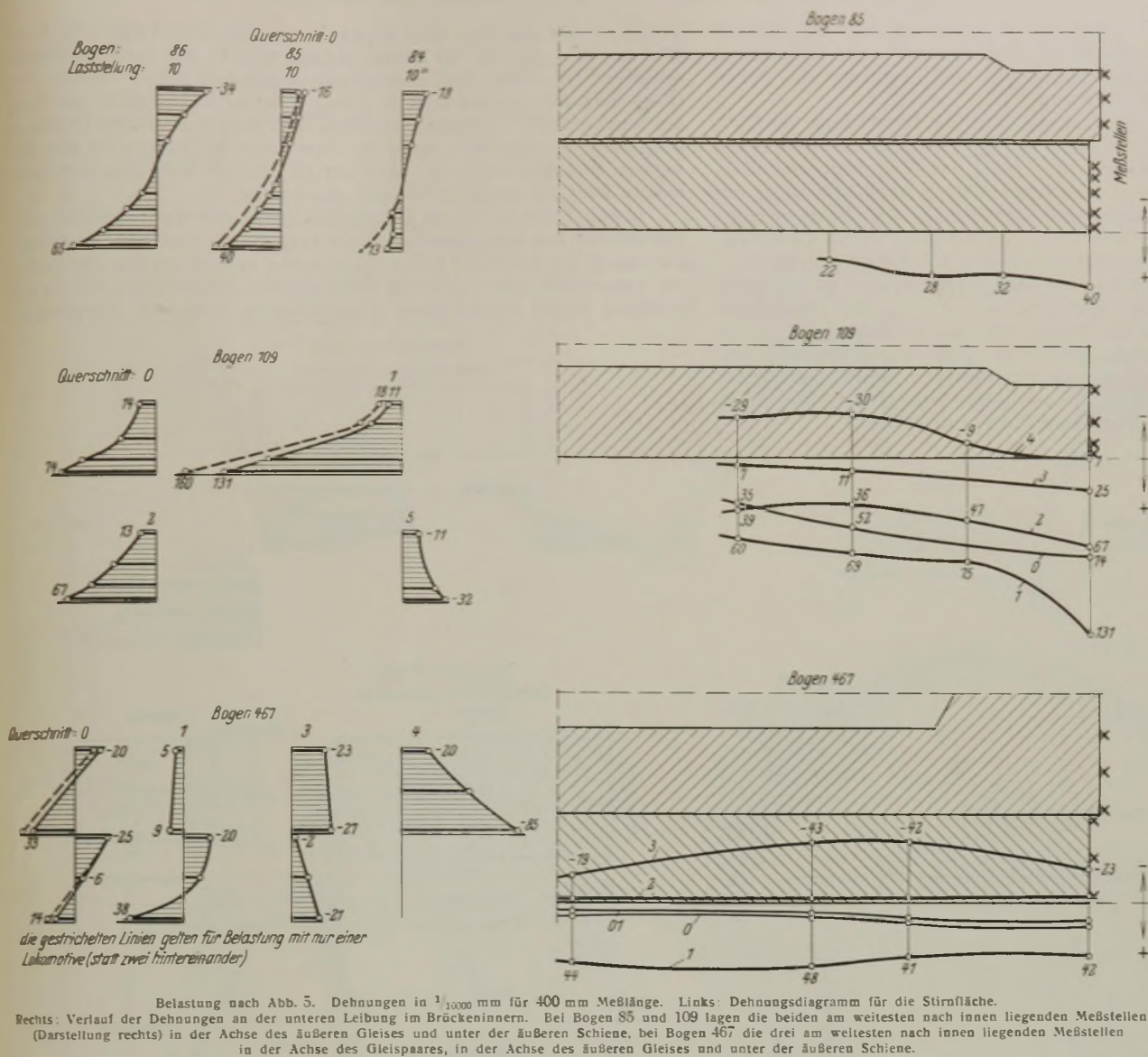


Abb. 5. Elastische Verformungen der Stadtbahnbogen.





können daher nicht eingetreten sein, so daß die beabsichtigte Wirkungsweise der Verstärkung als erreicht angenommen werden darf. Es fällt auf, daß die Dehnungsfläche an der Unterseite größer ist als die Stauchungsfläche an der Oberseite. Dies tritt noch mehr in Erscheinung, wenn man die Dehnungen auf Spannungen umrechnet (größerer  $E$ -Modul des neuen Mauerwerks). Die Zugfläche ist bei weitem größer als die Druckfläche. Diese auch bei allen anderen Brücken beobachtete Erscheinung deutet darauf hin, daß einmal die den Bogen überlagernden Teile (Stirnmauern, Füllbeton und Fahrbahntafel) einen großen Teil des Horizontalschubes aufnehmen, dann aber auch, daß die Spannungen an den Stirnflächen nicht mit den Spannungen im Inneren des Bogens übereinstimmen. Es ergibt sich, daß alle üblichen Berechnungsverfahren, sei es nach der Elastizitäts- oder auch nach der Stützlinientheorie, den tatsächlich vorhandenen räumlichen Verhältnissen bei solchen gedrunghenen Brücken nicht entsprechen, die gemessenen Spannungen

Abb. 6. Dehnungen an den Stadtbahnbogen.

Grün & Bilfinger verstärkt worden ist. Der Bogen selbst ist mit 9 m Pfeilerabstand nur  $\frac{1}{2}$  bis  $\frac{2}{3}$  so groß wie die anderen untersuchten Brücken. Alle Messungen wurden an der vorderen Stirnfläche vorgenommen. Im Scheitel und in den Viertelpunkten des Gewölbes und des Sohlengewölbes wurden Dehnungsmessungen ausgeführt. Die Apparate in den Viertelpunkten zeigten nur geringe Ausschläge, auf deren Wiedergabe daher verzichtet werden soll. Dagegen ergaben die Messungen im Scheitel sowohl beim Gewölbe wie auch beim Sohlengewölbe sehr gute Ergebnisse und Aufschlüsse.

Im Gewölbescheitel ergab sich ein Dehnungsdiagramm, das, wie aus Abb. 4 zu erkennen ist, völlig sprunglos über das neue und alte Gewölbe hinweglief. Irgendwelche Schiebungen zwischen altem und neuem Gewölbe

selbst sind mit max  $1,62 \text{ kg/cm}^2$  außerordentlich gering.

Im Sohlengewölbe wurden im Scheitelquerschnitt nur Zugdehnungen gemessen. Aus dem Diagramm ist ersichtlich, daß der Unterbeton zur statischen Wirkung mit herangezogen wird. Trotzdem zeigt sich auch hier kein großer Horizontalschub als Ergebnis des Spannungsdiagramms. Das Sohlengewölbe scheint demnach mehr als Grundplatte denn als Gewölbe zu wirken. Trotzdem überträgt es nennenswerte Kräfte auf den Baugrund.

Die Biegelinie beider Gewölbe (Abb. 3) wurde schon bei diesem ersten Versuch sehr sorgfältig aufgenommen. Die größte Gewölbesenkung betrug nur 0,24 mm. Die verhältnismäßig starke Verbiegung des Sohlengewölbes läßt dessen große Anteilnahme an der Kraftwirkung erkennen.

Die waagerechten Bewegungen der Pfeiler waren ebenfalls sehr klein und blieben unter  $\frac{1}{10}$  mm.

## 2. Die Versuche an den Stadtbahnbogen.

In Abb. 5 bis 7 sind die hauptsächlichsten Ergebnisse der Untersuchungen an den anderen Stadtbahnbogen aufgetragen. Alle wurden mit demselben Lastenzug belastet (Abb. 1 u. 5). Abb. 5 zeigt einige Ergebnisse von Bewegungsmessungen. Bei allen diesen Versuchen wurde nur das äußere Gleis belastet. Eine Belastung mit nur einer Lokomotive ergibt eine etwas größere Durchbiegung als eine Belastung mit zwei hintereinander fahrenden Lokomotiven. Da jedoch nicht alle Messungen bei Belastung mit einer Lokomotive ausgeführt wurden, sind nur die Werte aus der Belastung mit zwei Lokomotiven dargestellt worden.

Die Belastung ist in Abb. 5 ebenfalls eingetragen worden. Durch Nebeneinanderstellen der Biegelinien desselben Bogens für die Laststellungen 10 und 10' ergibt sich die Biegelinie zweier aufeinander folgender Bogen für die in Abb. 5 eingetragene Laststellung. Da jedoch nicht alle Bogen untereinander statisch gleichwertig sind, ergeben sich in den seitlichen Ausbiegungen des Mittelpfeilers rechts und links kleinere Unterschiede (s. Bogen 109). Die seitlichen Bewegungen der einzelnen Gewölbe sind aus den an den Kämpfern gemessenen Bewegungen interpoliert.

Die größte Scheitelsenkung beträgt bei Laststellung 10 beim unverstärkten Bogen 109 0,5 mm, beim Bogen 85 (Verstärkung Grün & Bilfinger) 0,23 mm und beim Bogen 467 (Verstärkung Spangenberg-Stöhr) 0,30 mm. Die größte Gewölbedurchbiegung relativ zu den Kämpfern

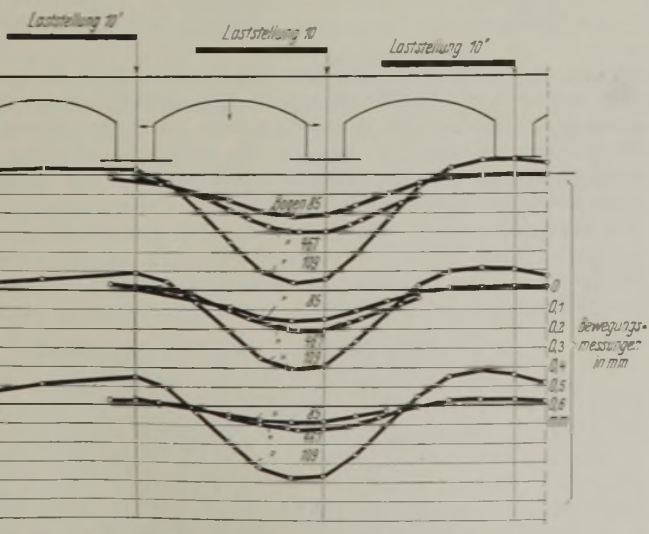


Abb. 7. Gemessene Summeneinflußlinien bei einer vorfahrenden Lokomotive für die Stadtbahnbogen vor und nach der Verstärkung.



wird 0,31 bzw. 0,14 bzw. 0,18 mm bei Belastung mit zwei Lokomotiven und 0,41 bzw. 0,16 bzw. 0,22 mm bei Belastung mit einer Lokomotive. Bei Belastung mit zwei Lokomotiven wird die Einsenkung des linken Pfeilers 0,25 bzw. 0,09 bzw. 0,15 mm.

Während die Gewölbendurchbiegung durch die Verstärkung um 55% bzw. 42% abnimmt, sinkt die Ausbiegung des rechten Pfeilers von 0,249 auf 0,057 bzw. 0,077 mm, also sogar um 77% bzw. um 69%. Gegenüber der Ausbiegung des Hauptgewölbes ist die Ausbiegung der Sohlplatten bei beiden Verstärkungsbauweisen sehr gering. Trotzdem leiten sie große Kräfte auf den Boden ab, wie aus der recht großen Gesamteinsenkung der Sohlplatten, besonders beim Bogen 467 (Abb. 5), hervorgeht.

In Abb. 6 sind die Ergebnisse der Dehnungsmessungen an den Stadtbahnbogen dargestellt. Die Dehnungen sind in  $\frac{1}{10000}$  mm auf 400 mm Meßlänge angegeben. Auf der linken Seite der Abbildung sind die in verschiedenen Querschnitten der Stirnflächen gemessenen Dehnungen dargestellt. Die Belastung ist aus Abb. 1 ersichtlich. Teilweise wurde bei der Belastung die zweite (hintere) Lokomotive fortgelassen. Dies ergab etwas größere Dehnungen (gestrichelte Kurven in Abb. 6).

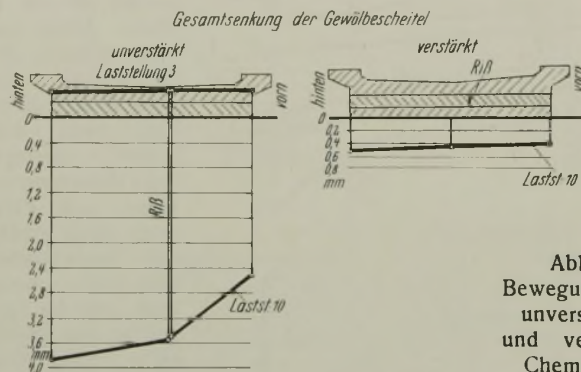
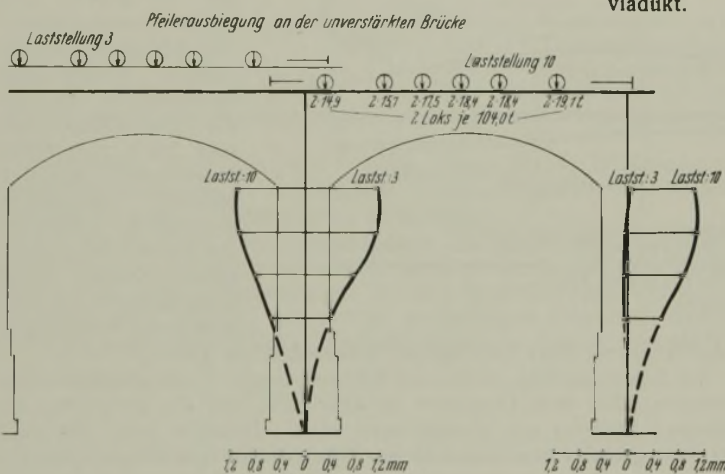


Abb. 8. Bewegungen am unverstärkten und verstärkten Chemnitzalviadukt.



Zunächst werden die Scheitelquerschnitte *O* der Bogen 86 bis 84 bei Vollast des einzelnen Bogens betrachtet. Bei vollständig gleichen Verhältnissen müßten alle drei Diagramme gleich sein. Tatsächlich ist das Diagramm für den Bogen 86 größer als für die beiden anderen. Beim Bogen 84 tritt an der Zugseite im Dehnungsdiagramm ein Knick auf, der vielleicht durch einen Riß im Mauerwerk verursacht ist. Die punktierte Linie gibt den normalen Verlauf des Diagramms wieder.

Bei der Umrechnung der Dehnungen in Spannungen (nicht dargestellt) ergibt sich infolge des verschiedenen *E*-Moduls des neuen und alten Mauerwerks, daß die Zugfläche bedeutend größer ist als die Druckfläche. Auch hier zeigt sich also wieder, daß der Horizontalschub mehr durch die über dem Bogen liegenden Bauwerkteile bzw. durch die weiter im Inneren des Gewölbes liegenden Bogenteile aufgenommen wird. Im übrigen bestätigt sich durch den völligen sprunglosen Verlauf der Dehnungsdiagramme über die Berührungsstelle von altem und neuem Mauerwerk hinweg auch bei diesen Gewölben (wie beim Bogen 518) die beabsichtigte Verbundwirkung.

Bei dem unverstärkten Bogen 109 treten an der Stirnfläche in Nähe des Scheitels überhaupt nur Dehnungen auf. An der Stirnfläche wird also hier im Bogen überhaupt kein Horizontalschub übertragen. Der starke Abfall der Zugdehnungen vom Rande aus gegen das Bogeninnere hin (Abb. 6 rechts) läßt jedoch darauf schließen, daß an der Bogenoberkante im Inneren des Gewölbes bereits merkbare Druckspannungen vorhanden sind.

Beim Bogen 467 (Verstärkung Spangenberg-Stöhr) ist aus dem Verlauf der Dehnungsdiagramme die getrennte Arbeitsweise von neuem und altem Gewölbe sofort ersichtlich. Durch das Durchschlagen des alten Gewölbes sollte das neue Gewölbe alle Gewölbekräfte allein aufnehmen. Bei der Verformung des neuen Gewölbes muß sich aber auch das alte Gewölbe zwangsläufig verbiegen und Biegungsspannungen erfahren. Es

wirkt also wie eine über dem neuen Gewölbe liegende Verteilungsplatte. Wie aus dem Sprung des Dehnungsdiagramms in der Berührungsfläche ersichtlich ist, treten dort stärkere Gleitungen auf, jedoch scheinen die Diagramme für die Querschnitte 3 und 4 darauf hinzuweisen, daß trotz des Durchschlages des alten Gewölbes auch noch Normalkräfte in diesem übertragen werden. Im Gegensatz zum verstärkten Bogen 85 und besonders zum unverstärkten Bogen 109 ist hier die Verteilung der Spannungen über die Brückentiefe recht gleichmäßig.

In Abb. 7 sind für die drei untersuchten Stadtbahnbogen einige Summeneinflußlinien von Bewegungsmessungen aufgetragen. Für jede Laststellung (Belastung mit nur einer Lokomotive) wurde unter der vordersten Achse der Lokomotive der zugehörige Dehnungswert aufgetragen; alle so gefundenen Punkte wurden durch einen Linienzug verbunden. Aufgetragen

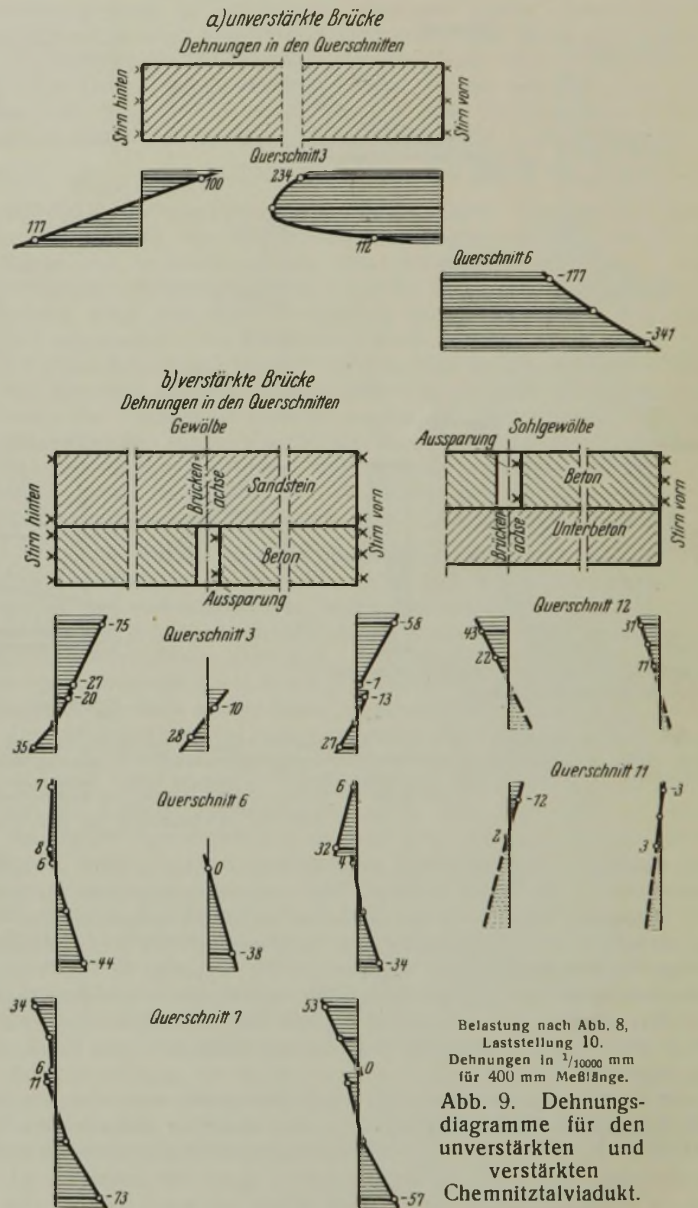


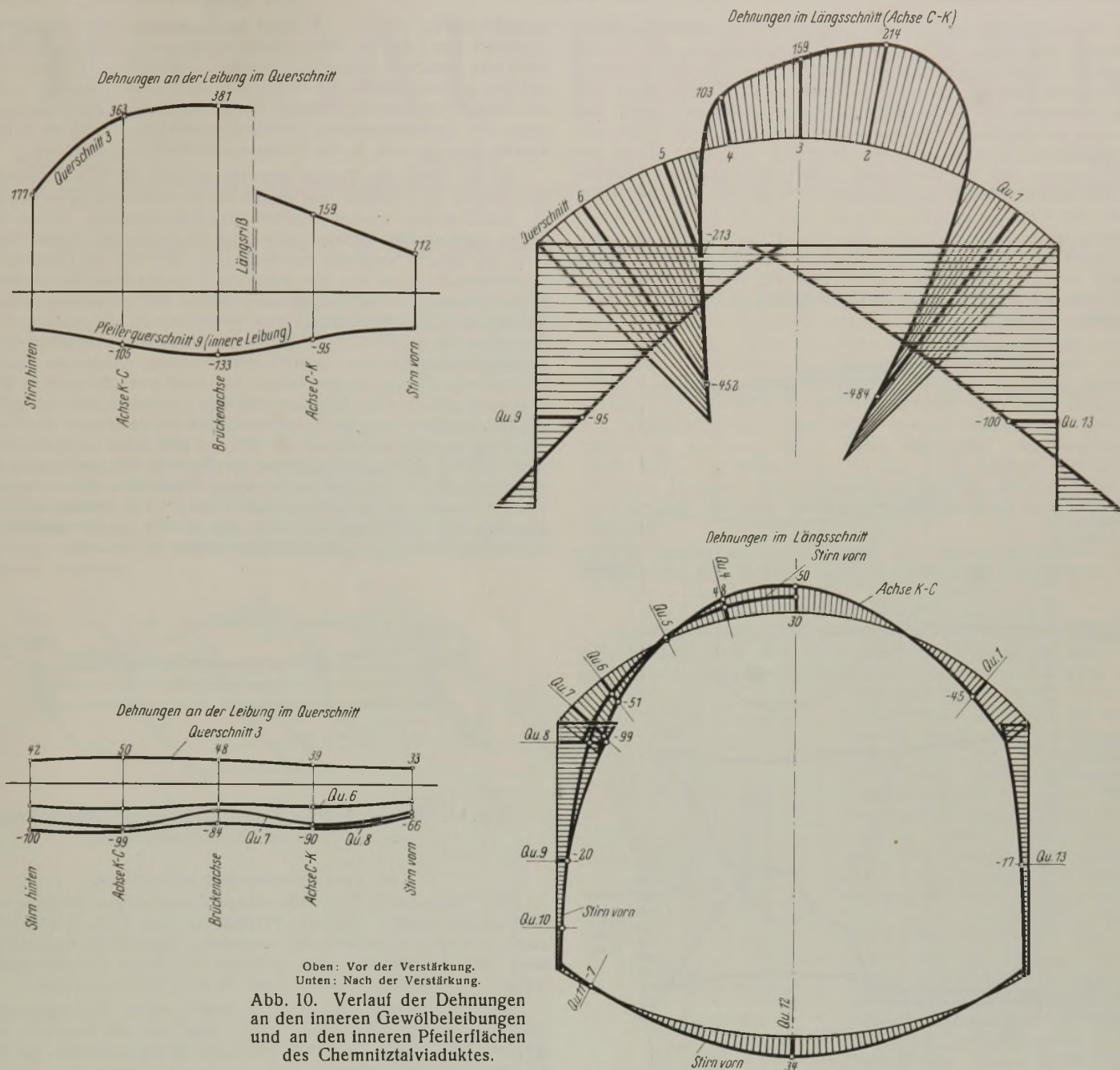
Abb. 9. Dehnungsdiagramme für den unverstärkten und verstärkten Chemnitzalviadukt.

wurden in dieser Weise für alle drei Brücken die Gesamtsenkung des Bogenscheitels, die Relativsenkung des Bogenscheitels gegen die Kämpferverbindungsline und die Abstandzunahme der Bogenkämpfer. Bei allen drei Messungen ergeben sich für die verstärkten Brücken wesentlich kleinere Werte als für den unverstärkten Bogen 109. Die Verstärkung nach Grün & Bilfinger ergibt noch etwas kleinere Bewegungen als die Verstärkung von Spangenberg-Stöhr. Ein Maßstab der Güte dieser beiden Verstärkungsbauweisen kann damit nicht angelegt werden, da bei dem Gewölbe 85 ein wesentlich höherer Gewölbequerschnitt mitwirkend ist als beim Bogen 467. Die Dehnungen sind daher beim Bogen 467 kleiner als beim Bogen 85.

### 3. Die Versuche am Chemnitzalviadukt.

In Abb. 8 bis 12 sind die Ergebnisse der Untersuchungen am Chemnitzalviadukt dargestellt. Abb. 8 zeigt Ergebnisse der Bewegungsmessungen. Bei beiden Untersuchungen wurde die Einsenkung des Scheitelquerschnitts an verschiedenen Punkten gegen ein auf dem Erdbogen stehendes Meßgerüst gemessen. Belastet wurden immer beide Gleise der Brücke gleichmäßig mit je einer Lokomotive von 104 t Dienstgewicht. In beiden Fällen war die Einsenkung der hinteren Stirnseite bedeutend größer als die der vorderen. Die Einsenkung der hinteren Stirnfläche betrug bei Laststellung 10 3,87 mm vor der Verstärkung und 0,538 mm nach der Verstärkung. Gegenüber





Oben: Vor der Verstärkung.  
Unten: Nach der Verstärkung.  
Abb. 10. Verlauf der Dehnungen an den inneren Gewölbeleibungen und an den inneren Pfeilerflächen des Chemnitzviaduktes.

dem unverstärkten Stadtbahnbogen 109 ist die gemessene Scheitelsenkung des unverstärkten Bogens sehr groß, bei dem die entsprechende Senkung nur 0,51 mm betrug. Es läßt sich nicht erkennen, wie weit die Schrägstellung des Gewölbes bei der Belastung auf die vorhandene Krümmung der Brückenachse ( $R = 400$  m) oder auf die geringe Außermittigkeit der Gleisanordnung oder auf die geringe Verjüngung der Pfeilerquerschnitte nach der hinteren Stirnfläche zurückzuführen war. Möglich ist auch, daß ein großer Riß im alten Gewölbe, der sich nahe der Brückenachse vom Scheitel bis nahe an die beiden Kämpferpunkte hinzog, die Veranlassung zu diesem ungleichmäßigen Verhalten gegeben hat (Abb. 8). Durch eine Messung konnte festgestellt werden, daß sich dieser Riß bei der Belastung um 0,226 mm bei Laststellung 10 öffnete. — Beim unverstärkten Bogen wurden die Biegelinien der Pfeiler bestimmt. Die starke Krümmung der Biegelinien am Pfeilerkopf zeigt die großen negativen Pfeilermomente an diesen Stellen. Der Wendepunkt der Pfeilerbiegelinien liegt etwas unterhalb der Pfeilerquerschnitte 9 und 13 (Abb. 1). Aus den Messungen läßt sich auf eine gewisse Verdrehung der Fundamentfläche im Erdboden schließen.

Beim verstärkten Bauwerk wurden nur die Abstandänderungen der Pfeilerköpfe gegeneinander gemessen. Der Abstand vergrößerte sich beim unverstärkten Bauwerk bei Laststellung 10 um 2,195 mm und beim verstärkten Bauwerk um 0,255 mm. Durch die Verstärkung ist damit die Gewölbesenkung um 86% und die Abstandänderung der Pfeiler um 88% vermindert worden. Beim Vergleich mit den in dieser Hinsicht nicht so wirksamen Verstärkungen bei der Stadtbahn ist jedoch zu berücksichtigen, daß das unverstärkte Gewölbe in einem bedeutend schlechteren Zustande war als der verstärkte Stadtbahnbogen 109.

In Abb. 9 u. 10 sind die Ergebnisse der Dehnungsmessungen dargestellt, aus denen auch bei dieser Untersuchung die Hauptschlüsse zu ziehen sind. Wiedergegeben wurden nur die Dehnungswerte bei Vollast auf dem untersuchten Gewölbe (Laststellung 10, s. Abb. 8). Aufgetragen sind

in Abb. 9 die Dehnungen in den Querschnitten der Stirnflächen, in Abb. 10 die Verteilung über die Brückentiefe und daneben der Verlauf der Dehnungen im Längsschnitt. Da beim unverstärkten Gewölbe die Dehnung über die Brückentiefe sehr ungleich verteilt war, wurden in dem Verstärkungsgewölbe in Brückenachse einige Aussparungen vorgesehen, um in diesen auch die Verteilung der Spannung nahe der Oberkante des neuen Gewölbes und nahe der Unterkante des Sohlengewölbes verfolgen zu können.

Bei der verstärkten Brücke konnte in Nähe des Scheitels an der Gewölbeunterkante einwandfrei ein Klaffen der Fugen zwischen den Quadern durch Dehnungsmessungen über die Fuge hinweg nachgewiesen werden. Der ungewöhnliche Verlauf der Zugspannungen kann daher nicht verwundern. Besonders über die Brückentiefe verlaufen die Spannungen sehr ungleichmäßig, bei dem Längsriß tritt eine deutliche Unstetigkeit in den Linien in Erscheinung. Die Dehnungen in den Pfeilern verteilen sich dagegen recht gleichmäßig über die Brückentiefe. Auch aus den Dehnungsmessungen ergibt sich der Momentennullpunkt in Übereinstimmung mit der Biegelinie etwas unterhalb der Schnitte 9 und 13.

Die Dehnungen der verstärkten Brücke betragen nur einen Bruchteil von denen der unverstärkten Brücke. Neues und altes Gewölbe sollten nach Möglichkeit als Verbundkonstruktion wirken, obwohl das neue Gewölbe für die Aufnahme der gesamten Last berechnet war. Im Scheitel laufen die Dehnungsdiagramme ohne allzu starke Unstetigkeit über die Berührungsfäche zwischen neuem und altem Gewölbe hinweg. In der Nähe der Kämpferpunkte sind dort sowohl im Gewölbe wie im Pfeiler etwas größere Verschiebungen zwischen altem und neuem Bauwerk anzunehmen. Die Verteilung der Dehnungen über die Brückentiefe war beim verstärkten Bauwerk auch beim Gewölbe sehr gleichmäßig, insbesondere ergeben sich in den Aussparungen in Brückenachse die gleichen Diagramme wie an der vorderen und der hinteren Stirnfläche.



Am Sohlengewölbe ergeben sich an der nach der Gewölbeöffnung zu liegenden Innenfläche im Scheitel nur Zugspannungen, die auf ein Biegemoment hinweisen, so daß also im Unterbeton Druckspannungen aufgetreten sein müssen. Es ergibt sich wie beim Stadtbahnbogen 518, daß das Sohlengewölbe mehr als Platte denn als Gewölbe wirkt. Bei Umrechnung der gemessenen Dehnungen in Spannungen ergibt sich eine größte gemessene Druckspannung im Sandstein von  $-9,1 \text{ kg/cm}^2$  vor und  $-1,2 \text{ kg/cm}^2$  nach der Verstärkung. Die größten gemessenen Betonspannungen nach der Verstärkung betragen  $-8,0$  und  $+3,8 \text{ kg/cm}^2$ . Beim Vergleich der Größtspannungen  $-9,1$  vor und  $-8,0 \text{ kg/cm}^2$  nach der Verstärkung ist zu berücksichtigen, daß vor der Verstärkung im Querschnitt 7 nicht gemessen wurde, in dem nach der Verstärkung  $-8,0 \text{ kg/cm}^2$  festgestellt wurden. Die größte Sandsteinspannung daselbst vor der Verstärkung kann aus den Messungen im Querschnitt 6 zu etwa  $-12 \text{ kg/cm}^2$  angenommen werden.

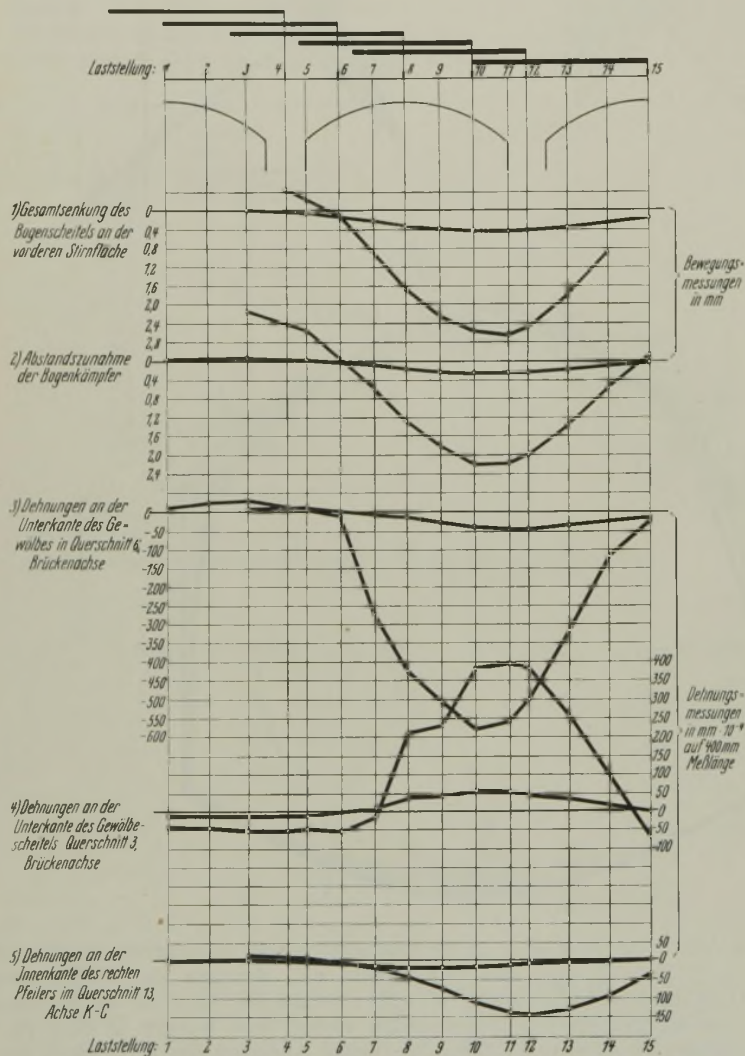


Abb. 11. Gemessene Summeneinflüßlinien bei zwei nebeneinander vorfahrenden Lokomotiven für den Chemnitztalviadukt vor und nach der Verstärkung.

Am unverstärkten Gewölbe treten an der vorderen Stirnfläche nur Zugdehnungen auf. Die schon bei den Stadtbahnbogen beobachtete Tatsache, daß der Horizontalschub im Scheitel nur zum Teil durch das Gewölbe (im Brückeninneren), zum sehr großen Teil aber durch die das Gewölbe überlagernden Bauteile übertragen wird, konnte hier durch eine Dehnungsmessung an der Oberkante des Fußweges der Fahrtafel an der vorderen Stirnfläche nachgewiesen werden; diese ergab bei der unverstärkten Brücke eine Zusammendrückung von  $-174$  Tensometereinheiten oder eine Spannung von  $-13 \text{ kg/cm}^2$  ( $E = 300\,000 \text{ kg/cm}^2$ ) und nach der Verstärkung von  $-31$  Einheiten ( $-2,3 \text{ kg/cm}^2$ ).

In Abb. 11 ist wieder ein Teil der Meßwerte, sowohl Bewegungs- wie Dehnungsmessungen, in Form von Summeneinflüßlinien aufgetragen. Auch hierin ist die große Abnahme der Formänderungen durch die Verstärkung zu erkennen.

Beim unverstärkten Chemnitztalviadukt ist versucht worden, das Gewölbe auf elastizitätstheoretischer Grundlage zu berechnen und Summen-

einflußlinien zu zeichnen. Obwohl die Annahmen (Einspannung, Bodenelastizität usw.) des als 9fach statisch unbestimmtes Gebilde untersuchten Bauwerks mehrfach abgeändert wurden, konnte eine Übereinstimmung mit den gemessenen Werten der Einflußlinien wohl der Form, nicht aber der Größe nach erzielt werden. Der Knick in der Dehnung der Unterkante des Gewölbescheitels zwischen Laststellung 8 und 10 (s. Abb. 11) kommt dagegen auch in der Rechnung deutlich zum Ausdruck.

Es ist ferner der Versuch gemacht worden, aus den Dehnungen die Spannungen zu ermitteln und daraus wieder bestimmte Spannungsflächen zu resultierenden inneren Kräften zusammensetzen. Diese inneren Kräfte müssen den äußeren Lasten das Gleichgewicht halten, und man hätte aus diesem Vergleich ein recht gutes Bild von der Genauigkeit der Messungen wie auch von der statischen Wirkungsweise des Bauwerks erhalten können. So ergeben die senkrechten Pfeilerspannungen beim unverstärkten Chemnitztalviadukt eine Resultierende, die von der äußeren Belastung nur um etwa 1% abwich. Am Gewölbe selbst wären aber noch Dehnungsmessungen im Inneren des Bauwerks nötig, um Spannungsergebnisse hieraus zu errechnen. Der Grund für die geringe Übereinstimmung zwischen tatsächlicher Dehnung (Messung) und der rechnermäßigen Dehnung liegt darin, daß tatsächlich die den Bogen überlagernden Teile Spannungen aufnehmen. In Abb. 12 sind daher die Dehnungen des unverstärkten Chemnitztalviaduktes im Scheitel bei Laststellung 10 aufgetragen und an den Stellen, an denen Messungen nicht vorgenommen werden konnten, sinngemäß ergänzt worden. Die Sprünge in den Diagrammen der Darstellung sind aus den in den Berührungsflächen verschiedener Bauteile eintretenden Schiebungen zu erklären.

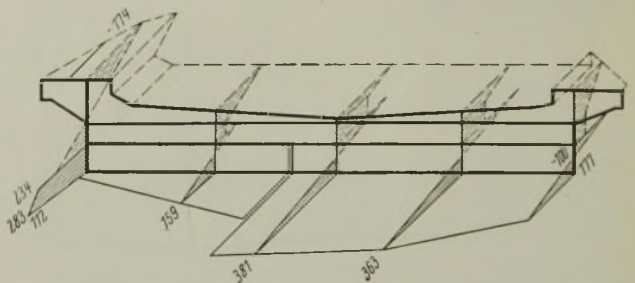


Abb. 12. Wahrscheinlicher Dehnungsverlauf im Gewölbescheitel des unverstärkten Chemnitztalviaduktes.

### III. Zusammenfassung und Schluß.

Die Untersuchung der verschiedenen Verstärkungen hat deren statische Wirksamkeit geklärt. Bei der Verstärkung nach Grün & Bilfinger wirkt neues und altes Mauerwerk als vollständig einheitlicher Querschnitt. Infolge des dadurch sehr viel größeren nutzbaren Gewölbequerschnitts werden die Verformungen um mehr als die Hälfte verringert.

Die Verstärkung „Spangenberg-Stöhr“ ergibt weitestgehende Ausschaltung des alten Gewölbes, jedoch trägt das alte Gewölbe noch als lastverteilende Platte mit. Die Gewölbedurchbiegungen usw. werden auch hier um etwa 50% vermindert.

Die beim Chemnitztalviadukt angewendete Verstärkung steht hinsichtlich ihrer statischen Wirkung gewissermaßen zwischen beiden. Hierbei wurde eine ziemlich weitgehende Verbundwirkung zwischen neuem und altem Bauwerk erreicht. Da das neue Bauwerk nach seiner Bemessung allein in der Lage ist, alle Lasten zu übernehmen, und wegen der größeren Dehnsteifigkeit der Eisenbetonbauweise tritt hier eine besonders große Verminderung der Durchbiegung und der anderen Formänderungswerte gegenüber dem unverstärkten Zustande ein.

Die besprochenen Untersuchungen geben neben der Vergleichsmöglichkeit der Wirkung von verschiedenen Verstärkungsweisen Aufschlüsse über die Wirkungsweise gedrungener massiver Bauwerke überhaupt. Es zeigt sich, daß bei solchen Brücken ein räumlicher und kein ebener Spannungszustand vorliegt, so daß z. B. bei Vollbelastung eines Bogens im Bogenscheitel an den Stirnflächen hauptsächlich Zugspannungen auftreten. Der Horizontalschub wird teils durch die Oberkante des Gewölbes im Brückeninneren, zum sehr großen Teil eben auch durch die den Bogen überlagernden Bauwerkteile aufgenommen (s. Abb. 12). Da eine rechnerische Berücksichtigung der Mitwirkung der überlagernden Bauteile nicht gut möglich erscheint, können Berechnungen nach der Elastizitätstheorie bei solchen Bauwerken zu Ergebnissen führen, die der Wirklichkeit nicht entsprechen. Die versuchsmäßige Verfolgung der statischen Wirkung hat zwar wegen der immerhin beschränkten Zahl von Messungen auch keine vollkommenen Aufschlüsse über die statische Systemwirkung geben können, aber einen guten Einblick über die statische Auswirkung der Verstärkungen erbracht.