

# DIE BAUTECHNIK

9. Jahrgang

BERLIN, 7. August 1931

Heft 34

## Die Halle der Autobusgarage in der Szabó József-Straße in Budapest.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. V. Mihailich, Technische Hochschule Budapest.

Die Bevölkerung von Budapest erreichte nach dem Ergebnis der Volkszählung von 1930 die erste Million. Die Stadt erstreckt sich auf eine Fläche von 194,44 km<sup>2</sup>, die Gleise der Verkehrs-AG. der Hauptstadt Budapest haben eine Länge von 412 km; im Jahre 1930 betrug deren Leistung 89 600 000 Wagenkilometer, dabei wurden 304 Mill. Reisende befördert.

die Vermeidung der Zwischenstützen sprachen übrigens auch die Feststellungen von Quarg<sup>1)</sup> sowie die guten Erfahrungen, die in der Autobusgarage zu Berlin-Treptow gemacht wurden.

Mit dem Entwurf des Verwaltungsgebäudes und der architektonischen Ausbildung der ganzen Anlage wurde Prof. Dr.-Ing. Hüttl betraut, mit der Planung der großen Halle der Verfasser dieser Abhandlung.

Behufs Untersuchung des Untergrundes der großen Halle wurden an fünf Stellen Probelöcher bis auf 10 m Tiefe gebohrt. Es ergab sich, daß auf ein gutes Sandschottergemisch gegründet werden kann, unter dem sich eine blaue Tonschicht befindet. Das Studium des zu wählenden

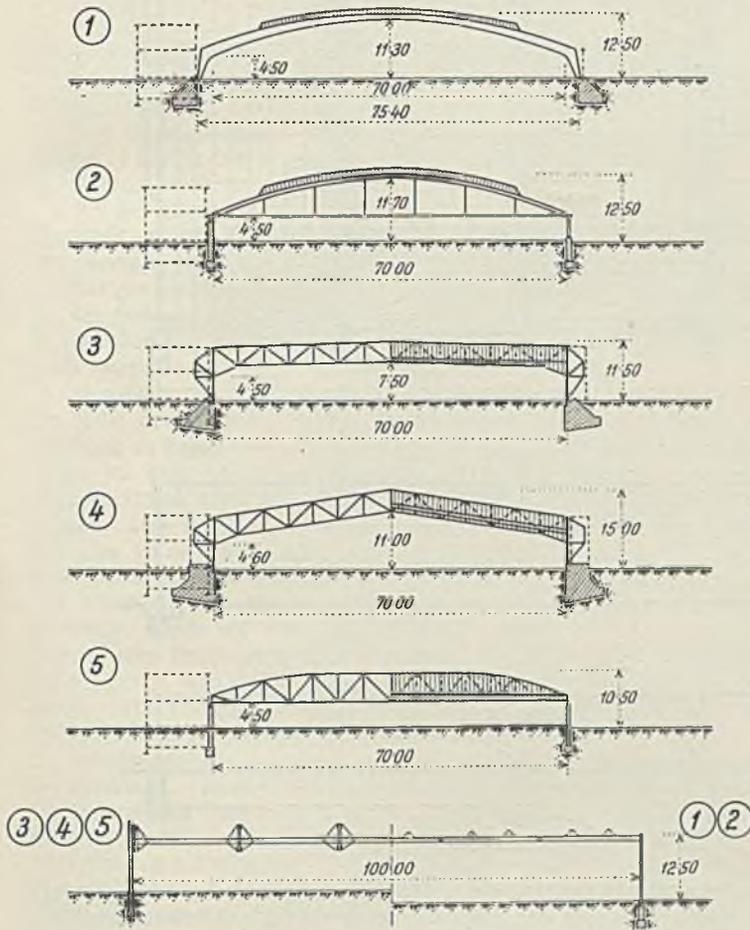


Abb. 1. Hallenquerschnitt-Skizzen.

Schon vor dem Kriege wurde die Errichtung einer Schnellbahn ernstlich in Erwägung gezogen, deren Notwendigkeit auch heute besteht, aber mit Rücksicht auf die schwierigen wirtschaftlichen Verhältnisse ohne Aussicht auf Verwirklichung.

Die Mängel, die sich im Verkehr der Straßenbahn zeigen, sollen durch den Autobusbetrieb der Hauptstadt Budapest behoben werden. Für die Aufrechterhaltung eines einwandfreien Autobusbetriebes war vor allem der Bau einer Garage und Werkstätte nötig.

Die Direktion des Autobusbetriebes stellte nach den Studien des Direktors Till und des Betriebsleiters Bernauer ein Programm des Betriebes zusammen, auf Grund dessen ein erschöpfender Bauplan aufgestellt wurde. Eine Hauptbedingung dieses Programms war, daß die große Halle, ohne jede Zwischenstütze mit einem 70 m breiten und 4,5 m hohen Nutzquerschnitt, in einer Länge von etwa 100 m zu errichten sei. Die Halle dient zur Aufstellung von etwa 140 Autobussen. In ihr soll auch die Reinigung, die Untersuchung, die Ausbesserung bis zu einem gewissen Grade und die Versorgung der Wagen mit Betriebsstoff stattfinden. Der Hauptbetrieb in der Halle erstreckt sich von den Abendstunden bis zu den Morgenstunden. Die bequeme und schnelle Rangiermöglichkeit der Wagen sowie die Übersichtlichkeit des ganzen Betriebes erforderten den Verzicht auf Zwischenstützen, die außerdem ein Verkehrshindernis und einen Verlust an nutzbarer Fläche bedeutet hätten. Für

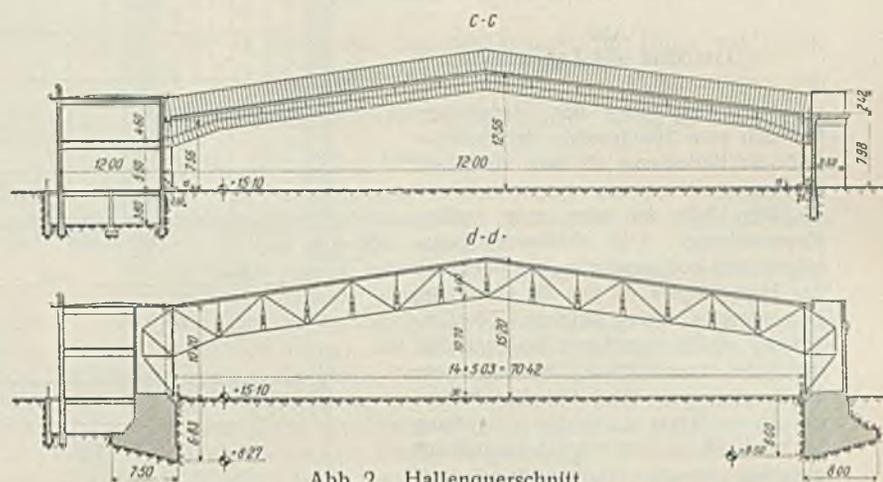


Abb. 2. Hallenquerschnitt.

Hauptträgersystems erstreckte sich auf Zweigelenkbogen als Fachwerk- und Massivträger, Massivbogen mit Zugband und Gitterträger auf zwei Stützen (Abb. 1), aber der Vergleich ihrer Kosten ergab keinen nennenswerten Unterschied.

Zur Ausführung wurde, mit Rücksicht auf die räumliche Wirkung und die gute Belichtung, der Zweigelenk-Fachwerkbogen mit über den Hauptträgern befindlichen Oberlichtern gewählt, wodurch ein Zugband, sei es oben oder unter dem Fußboden, vermieden wurde (Abb. 2).

Die rd. 100 m lange Halle wird demnach durch Zweigelenk-Fachwerkbogen in 20 m Abstand voneinander überbrückt, deren aus vier Winkel-eisen gebildete senkrechte Füllstäbe im unteren Teile gabelförmig erweitert sind, damit die Pfetten als durchlaufende Träger ohne Unterbrechung ausgebildet werden können (Abb. 3). Die parallel zu den Hauptträgern liegenden Sparren liegen in 2 m Entfernung voneinander und bestehen aus I 14, mit Ausnahme der den Hauptträgern zunächst liegenden, die die Oberlichter tragen und genietete Träger sind (Abb. 4).

Bei großen Hallen ist die Überdeckung der Räume zwischen den Sparren mit möglichst leichtem Material besonders wichtig. Im vorliegenden Falle wurden 6 cm starke eisenbewehrte Kieselgurplatten mit einem Gewicht von 53 kg/m<sup>2</sup> verwendet (Abb. 9). Die Abdeckung bildet eine Schicht Asphaltpappe mit einer aufgeklebten Schicht Lederpappe.

Die Oberlichter sind über den Hauptträgern angeordnet, sie laufen quer über die ganze Halle von der Wand des Verwaltungsgebäudes bis zur Ostwand der Halle, so daß sie 18% des bedeckten Raumes ausmachen. Die Hauptträger sind von allen Seiten mit Glas umgeben, da auf die das Oberlicht tragenden Sparren senkrechte, verglaste Rahmen aufgehängt sind und zwischen den unteren Winkel-eisen dieser Rahmen, sowie den Winkel-eisen der unteren Gurtstäbe des Hauptträgers ebenfalls in einer schiefen Ebene eine Verglasung angebracht ist (Abb. 6 u. 9).

Die obere Gurtung des Hauptträgers ist zum Zwecke der Isolation mit Kieselgurplatten umhüllt und diese Umhüllung mit Kupferblech abgedeckt. Dieses Kupferblech steht mit den über den Fugen der Glasplatten des Oberlichtes befindlichen Deckschienen in Berührung, weshalb letztere — um elektrolytischen Einwirkungen vorzubeugen — ebenfalls aus Kupferblech bestehen.

<sup>1)</sup> Vgl. Bautechn. 1928, Heft 24, S. 315.

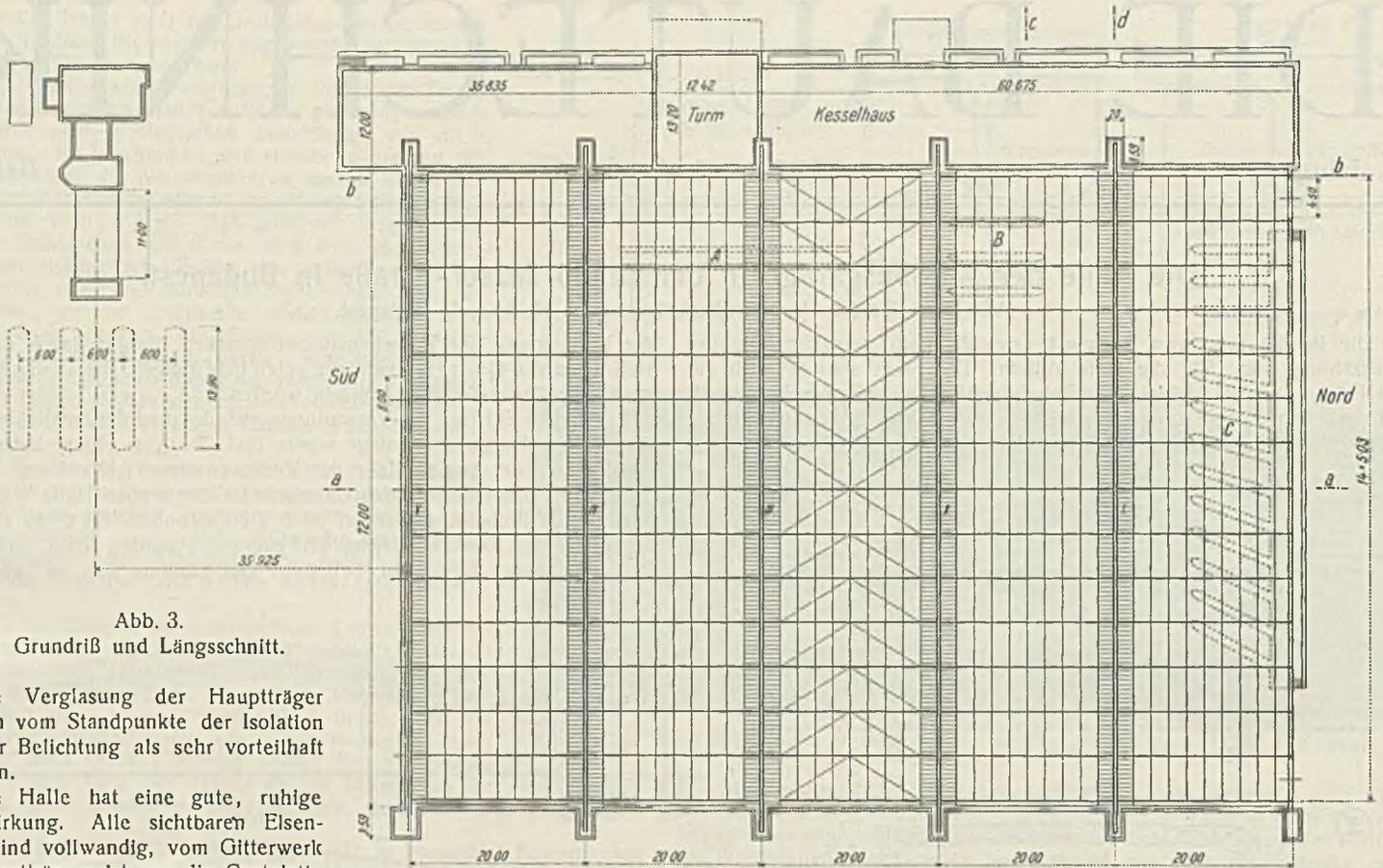


Abb. 3.  
Grundriß und Längsschnitt.

Die Verglasung der Hauptträger hat sich vom Standpunkte der Isolation und der Belichtung als sehr vorteilhaft erwiesen.

Die Halle hat eine gute, ruhige Raumwirkung. Alle sichtbaren Eisen-träger sind vollwandig, vom Gitterwerk des Hauptträgers ist nur die Gurtplatte der unteren Gurtung sichtbar. Die Umhüllung des Hauptträgers beeinträchtigt nicht das konstruktive Empfinden des Beschauers, weil einerseits die Umrisse des Hauptträgers durch die Verglasung hindurch schleierhaft erscheinen und sich eher nur vermuten lassen und andererseits wieder das Lager und die starke Endsäule sichtbar sind (Abb. 5).

Die Belichtung der Halle ist durch die stark unter die Dachfläche einragende Verglasung sehr kräftig. Jede Eisenfläche innerhalb der Verglasung ist weiß, alle übrigen Eisenflächen sind dagegen dunkelblau angestrichen. Die Wände sind mit einer warm gelben Farbe getüncht, die sichtbaren unteren Flächen der Kieselgurplatten sind weiß und mit einem breiten gelben Saum gestrichen entlang der Vierecke, die durch die Längssparren und Oberlichtquersparren gebildet sind.

Die Pfetten sind am Nordende der Halle durch das Eisengerippe der Giebelwand gestützt, am Südende befindet sich ein normaler Hauptträger, weil mit einer späteren Verlängerung der Halle um 20 m gerechnet wurde. Den Abschluß der Halle im Süden bildet eine Giebelwand aus Ziegeln, die mit einem Eisengerippe versteift und mit den Pfetten derart verbunden ist, daß sie sich bei Winddruck gegen diese stützt.

Gegen Winddruck ist die Halle mit einem Windverband und Windportal gesichert (Abb. 3 u. 6). Die Gurtungen des Windverbandes sind gebildet durch die entsprechend verstärkten, auch das Oberlicht tragenden Sparren, in die Vergitterung ist auch der Obergurt der Pfetten mit eingerechnet. Die Windportale sind Gitterträger, die zwischen die Endstützen zweier Hauptträger verlegt sind und die Windkräfte in die Lager der Hauptträger ableiten.

Das Regenwasser wird an der Ost- und Westseite neben den äußersten Pfetten in einer begehbaren Rinne mit 45/32 cm Querschnitt aufgefangen, die sich von Oberlicht zu Oberlicht erstreckt und zwischen zwei Hauptträgern an zwei Stellen abgeleitet ist.

Das Fachwerk der Hauptträger ist so ausgebildet, daß ein Teil davon in das Verwaltungsgebäude hineinragt und an der Ostseite entsprechend aus der Wand herausragt. Im Verwaltungsgebäude wurde darum die Anordnung von 1,50 m breiten und 2,55 m tiefen Nischen nötig, während an der Ostseite die Wand die Hauptträger pfeilerartig umhüllt, wodurch diese lange Wand eine vorteilhafte Gliederung bekam (Abb. 3). Diese Ostwand steht mit der Konstruktion der Halle in keiner Verbindung, sie ist eine frei stehende Wand mit einem Eisenbetongerippe, das sich auf

Eisenbetonrahmen abstützt, die in den pfeilerartigen Vorbauten angeordnet und in die Widerlager der Hauptträger eingespannt sind und so den Windkräften widerstehen können.

Die Halle ist 72 m breit, 100 m lang und hat an der Seite des Verwaltungsgebäudes einen 2,5 m breiten, an der Ostseite einen 1,5 m breiten Fußweg.

Das Eisengerippe der Halle ist mit dem Verwaltungsgebäude, mit der Ostwand sowie mit der Giebelwand im Süden durch doppelt geknickte 0,65 mm starke Kupferbleche verbunden, die die Wärmedehnung des Eisengerippes ermöglichen. Dieses Kupferblech ist an der einen Seite an vermauerte Latten aus Lärchenholz, an der anderen Seite an die Wasser-rinnen bzw. an die Endsparren der Oberlichter befestigt.

Die im Verwaltungsgebäude für die Hauptträger nötig gewordenen Nischen beeinflussten empfindlich die Grundrißanordnung des Gebäudes im Erdgeschoß und im ersten Stockwerk, während die in das Keller-geschoß frei hineinragenden Widerlager der Hauptträger keine Unannehmlichkeiten verursachten.

Durch den turmartigen Mittelaufbau wird das Verwaltungsgebäude in drei Teile gegliedert, die durch Dehnungsfugen voneinander getrennt sind (Abb. 3). Im obersten Stockwerk des Turmes befinden sich zwei Eisenbehälter mit je 42 m<sup>3</sup> Fassungsraum, aus denen mit Hilfe der Rohrleitungen, die unter den oberen Gurtungen der Hauptträger verlaufen, das Wasser über die Hauptträger geleitet wird, so daß bei Feuergefahr die Hauptträger auch von oben überschwemmt werden können.

In der großen Halle ist eine Feuerabwehrinrichtung nach dem Sprinkler-System nicht vorhanden, da einerseits die Sprinkler-Rosen sich nur in großer Höhe befestigen lassen, so daß sie zur rechten Zeit nicht in Tätigkeit

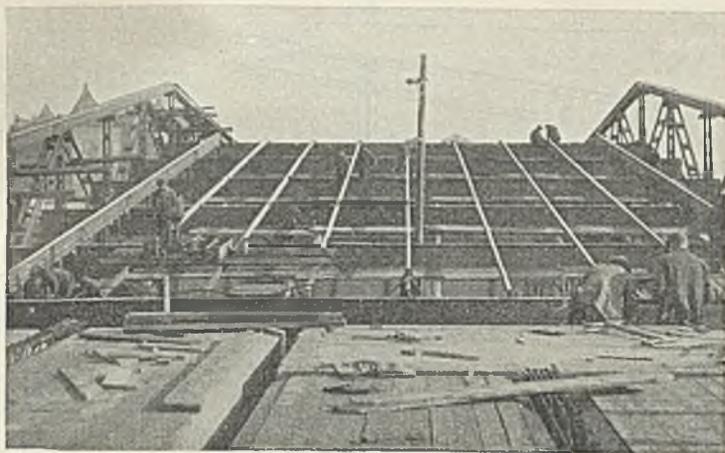


Abb. 4. Die Deckenkonstruktion.

treten würden, andererseits infolge des Luftzuges, der in der Halle herrscht, nicht die gerade über dem Feuerherd befindlichen Rosen zuerst in Wirkung treten können.

Die Halle kann zur Winterzeit auf  $10^{\circ}\text{C}$  erwärmt werden; hierzu dienen 14 mittels Dampf geheizte und mit Ventilatoren versehene Lamellen-Kaloriferen.

An der gegen das Verwaltungsgebäude hin liegenden Seite der Halle geschieht die Reinigung der Wagen (Abb. 3A) und über drei Schächten ihre Revision (Abb. 3B), während 13 Ausbesserungsschächte sich an der in ihrer ganzen Höhe mit Fenstern versehenen Nordwand entlang befinden. An der Südseite außerhalb der Halle sind ein Pförtneraum, die für das Benzinfüllen nötige Brücke und vier Benzinbehälter mit je 60000 l Fassungsraum angebaut.

Besondere Aufmerksamkeit mußte dem Bau des Betonpflasters in der Halle gewidmet werden, da dieses auf verschieden hohe frische Aufschüttung zu liegen kam. Neben der in Schichten ausgeführten Stampfung wurde vor dem Aufbringen des Betons durch Schlämmen und mit Hilfe eines elektrisch betriebenen Demag-Stampfers die Aufschüttung gut verdichtet. Das Pflaster wurde in Tafeln von 3 m Kantenlänge erzeugt. Auf eine 15 cm starke Betonschicht kam ein 3 cm starker, mit feinem Basaltschlag angemachter Portlandzementestrich, und an jenen Teilen, wo das Waschen, das Untersuchen sowie die Ausbesserung der Wagen geschieht, wurde mit Rücksicht auf die gesteigerte Abnutzung auf einen 2 cm starken Portlandzementestrich eine 1 cm starke Schicht von größerer Härte verlegt, was durch die Beimengung von Bleiöfenschlacke erreicht wurde. Zur Verdichtung des Estriches wurde die Glättwalze nach dem System Kleinlogel mit gutem Erfolge verwendet.

Die Hauptträger bestehen aus St Si, alle übrigen Eisenkonstruktionen aus Flußstahl. Für St Si war die Zugfestigkeit mit 4900 bis 5800  $\text{kg}/\text{cm}^2$ , die Fließgrenze mit 3400  $\text{kg}/\text{cm}^2$  und die Dehnung mit 21 bis 18%, für das Material der Nieten aus St Si die Zugfestigkeit mit 4500 bis 5300  $\text{kg}/\text{cm}^2$ , die Fließgrenze mit 3100  $\text{kg}/\text{cm}^2$  und die Dehnung mit 25 bis 21% vorgeschrieben. Für Flußstahl war außer den üblichen Qualitätsbedingungen auch die Fließgrenze mit 2400  $\text{kg}/\text{cm}^2$ , für das Nietmaterial mit 2300  $\text{kg}/\text{cm}^2$  vorgeschrieben.

Den Stahl lieferte das Eisenwerk in Diósgyőr; das Material hat den Vorschriften durchweg entsprochen.

Als zulässige Spannung war bei gleichzeitiger Berücksichtigung des Eigengewichtes, der Schneelast, des Winddruckes und einer Temperatur-

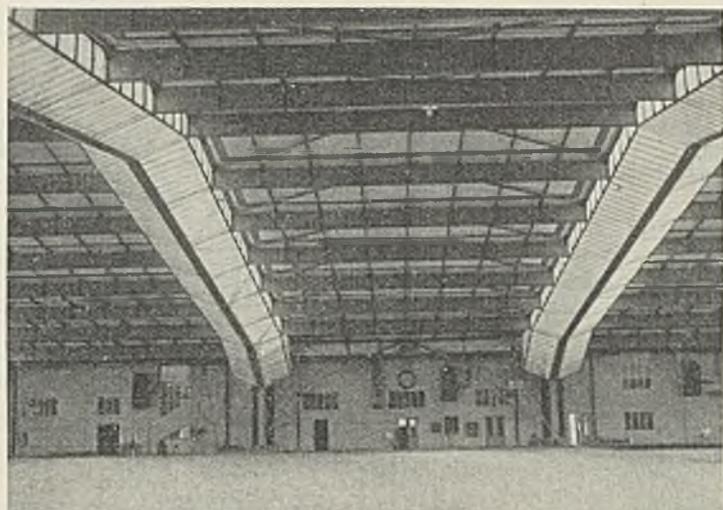


Abb. 6. Innenansicht des mittleren Feldes mit Windverband und Windportal.

änderung von  $\pm 35^{\circ}\text{C}$  für Zug 2000  $\text{kg}/\text{cm}^2$ , für Druck bei  $\lambda \leq 90$   $\sigma_K = 1750 - 0,11 \lambda^2$  und bei  $\lambda > 90$   $\sigma_K = \frac{7000000}{\lambda^2}$  angenommen. Für Flußstahl waren diese Grenzen für Zug 1400  $\text{kg}/\text{cm}^2$ , für Druck bei  $\lambda \leq 100$   $\sigma_K = 1400 - 7 \lambda$  und bei  $\lambda > 100$   $\sigma_K = \frac{7000000}{\lambda^2}$ .

Die zulässige Beanspruchung in den Nieten war bei St Si für Abscherung 1300, für den Lochleibungsdruck 3900  $\text{kg}/\text{cm}^2$ , für Flußstahl waren diese Werte mit 1100 und 3200 angesetzt.

Die Schneelast wurde mit 75  $\text{kg}/\text{m}^2$ , der Winddruck mit  $120 \cdot \sin^2(\alpha + 10^{\circ})$   $\text{kg}/\text{m}^2$  in Rechnung gesetzt.

Der Hauptträger ist ein Zweigelenk-Fachwerkbogen von rahmenartiger Form, da über dem Gelenk sich eine senkrechte Stütze befindet und die Gurtungen miteinander parallel laufen (Abb. 7). Der Untergurt steigt von der Säule an ellenbogenartig in eine Höhe, die der vorgeschriebenen freien Höhe von 4,50 m entspricht. Vom Übergang aus der Säule bis zur Mitte der Halle verläuft der Untergurt geradlinig. Die Unterkante der unteren Winkeleisen ist in der Mitte 10,91 m vom Fußboden entfernt. Die Stützweite des Hauptträgers beträgt  $14 \times 5,03 = 70,42$  m, die theoretische Höhe der parallelen Gurtungen ist 4,00 m. Die Knotenpunkte im gedrückten mittleren Teile des Obergurtes wurden mit schrägen Stützen gegen die Pfetten versteift. Ebenso verlangte eine Aussteifung an ihrem oberen Ende die Endsäule über dem Gelenk, und dieser Knotenpunkt wurde gegen die äußerste Pfette versteift.

Das Stehblech des Obergurtes ist überall 300 mm hoch, beim Untergurt wechselt dessen Höhe zwischen 400 und 250 mm. Die senkrechten Fachwerkstäbe bestehen aus vier Winkeleisen, die am unteren Ende so auseinandergezogen sind, daß die Pfetten durchlaufen können. Der größte Gurtquerschnitt beträgt 281,6  $\text{cm}^2$ . Die Profile der Stäbe des Hauptträgers sind verhältnismäßig klein, so daß das Gewicht der Nietköpfe 6% des ganzen Hauptträgergewichtes erreicht.

Das Auflagergelenk bildet ein Zapfen aus Schmiedestahl mit 180 mm Durchmesser, der auf einem Lager aus Gußstahl ruht. Die Keile sind aus Schmiedeisen (Abb. 8). Der Auflagerknotenpunkt des Hauptträgers ist aus 5—5 Stück Blechen mit einer Gesamtstärke von 60—60 mm kettenkopfförmig ausgebildet (Abb. 7). Der größte Leibungsdruck beträgt 1210  $\text{kg}/\text{cm}^2$ . Das Lager gibt einen Druck von 50  $\text{kg}/\text{cm}^2$  an das Widerlager ab. ( $H = 197$  t;  $V = 172$  t.)

Die Pfetten sind durch die ganze Halle ohne Unterbrechung durchlaufende, 800 mm hohe gelenkete Träger, sie leiten auch den Winddruck von den Giebelwänden auf den Windverband im Mittelfelde. Für die Übernahme des Winddruckes, der auf die südliche Giebelwand drückt, mußte derart Sorge getragen werden, daß die elastischen Durchbiegungen des Hauptträgers frei zustande kommen können. Zu diesem Zwecke sind an

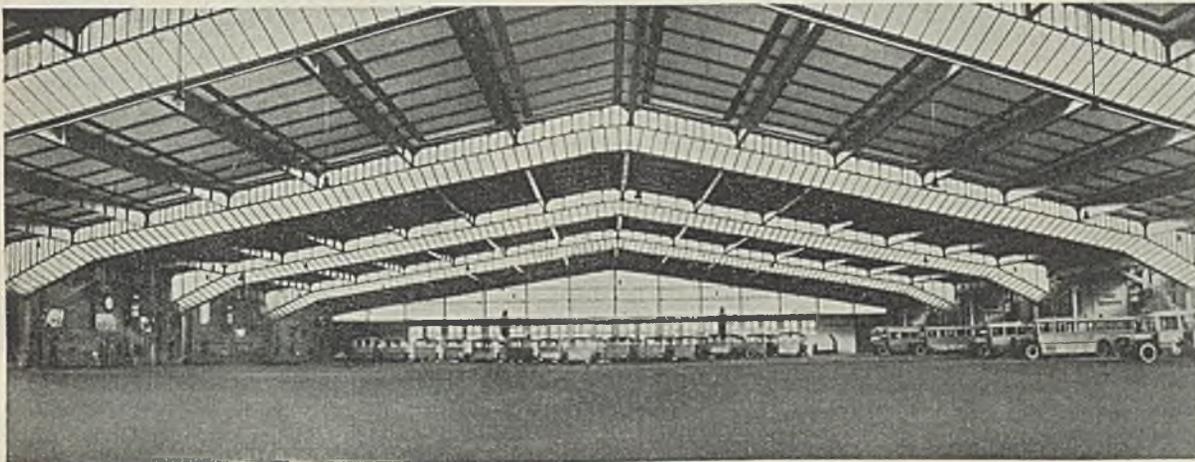


Abb. 5. Innenansicht der fertigen Halle.

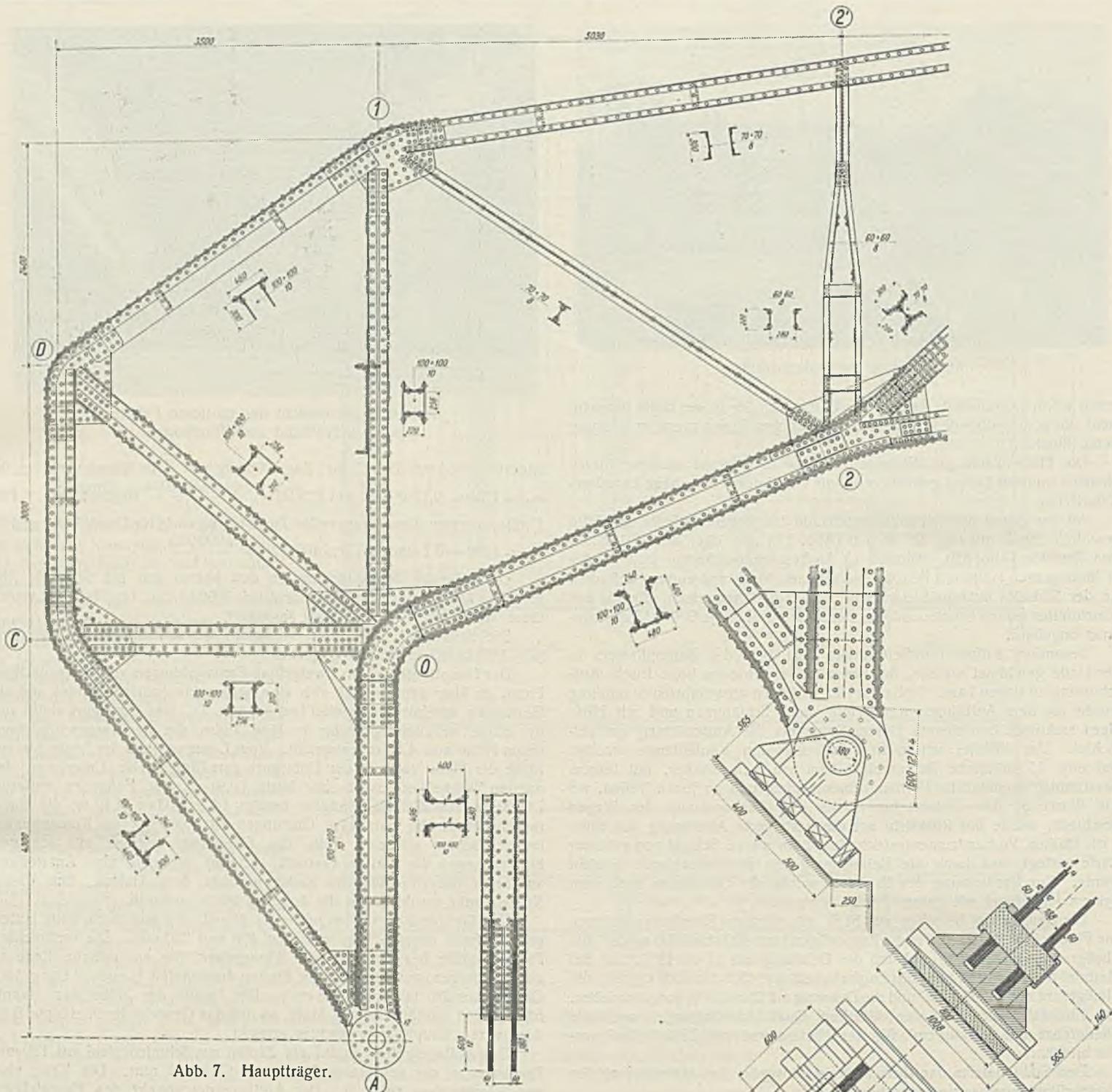


Abb. 7. Hauptträger.

Abb. 8.  
 Hauptträger-Lager.

das Eisengerippe der Giebelwand U-Eisenstücke angenietet, die zwei backenartige Lamellen tragen (Abb. 9). Zwischen diesen Lamellen „a“ befinden sich die an das Stehblech der Längssparren angenieteten Backen „b“, die bogenförmig abgestumpft sind und sich zwischen den Lamellen „a“ in senkrechter Richtung so bewegen können, daß dabei die Übertragung von waagerechten Kräften möglich bleibt. Bei der Querschnittbemessung der Pfetten wurden ihre elastische Stützung sowie die Kräfte, die von der Absteifung der oberen Knotenpunkte der Hauptträger stammen, mitgerechnet. Auch eine feldweise Belastung durch Schnee wurde berücksichtigt.

Die Pfetten ruhen unter Einschaltung von Unterlagen auf C-Eisen auf, die an die senkrechten Fachwerkstäbe der Hauptträger genietet sind. Durch die Wahl der Dicke der Unterlagen war für die Montage die Möglichkeit geboten, alle Stützen in gleiche Höhe zu bringen. — Die Sparren ruhen mittels keilförmiger Unterlagen auf den Längssparren.

Das Eisengewicht der Dachkonstruktion, ohne Windverband, beträgt 481 t oder 66,80 kg f. 1 m<sup>2</sup> Grundfläche. Das Gewicht des Windverbandes und der Windportale beträgt 19 t, das der Giebelwände 62,6 t, Lager und Gelenke der Hauptträger sind 11,6 t schwer. Das Gewicht aller Eisenteile beträgt 581,2 t. Die Kosten für 100 kg St Si der Hauptträger betragen 104,4 Pengö, die der Pfetten 84,60, der Sparren 67,50, der Giebelwände 78,90 und der Gußstahlbestandteile 105 Pengö.

Mit dem Bau der Widerlager für die Hauptträger wurde im Juli 1929 begonnen, nachdem vorher an der Stelle jedes Widerlagers neuerlich ein Probeloch gebohrt wurde; diese Bodenuntersuchung bestätigte das Ergebnis der Voruntersuchung.

Der unterste, etwa 2,50 hohe Teil der Fundamente kam in Grundwasser zu stehen. Anstatt der geplanten Gründung zwischen Spundwänden verwendeten die Unternehmer Rozsnyai & Enökl das Verfahren der Grundwasserabsenkung mittels Rohrbrunnen. Bei jedem Fundament wurden vier Rohrbrunnen verwendet, von denen zwei innerhalb, die anderen zwei außerhalb des Fundamentes waren (Abb. 10).

Der Durchmesser des äußeren Rohres war 315 mm, der des inneren Filterrohres 160 mm; die Rohre reichten 6 m tief unter den Grundwasserspiegel. Die Rohrbrunnen waren 3,5 m voneinander entfernt. Die vier Brunnen wurden durch 78 mm weite Rohre mit einer gemeinsamen Saug-

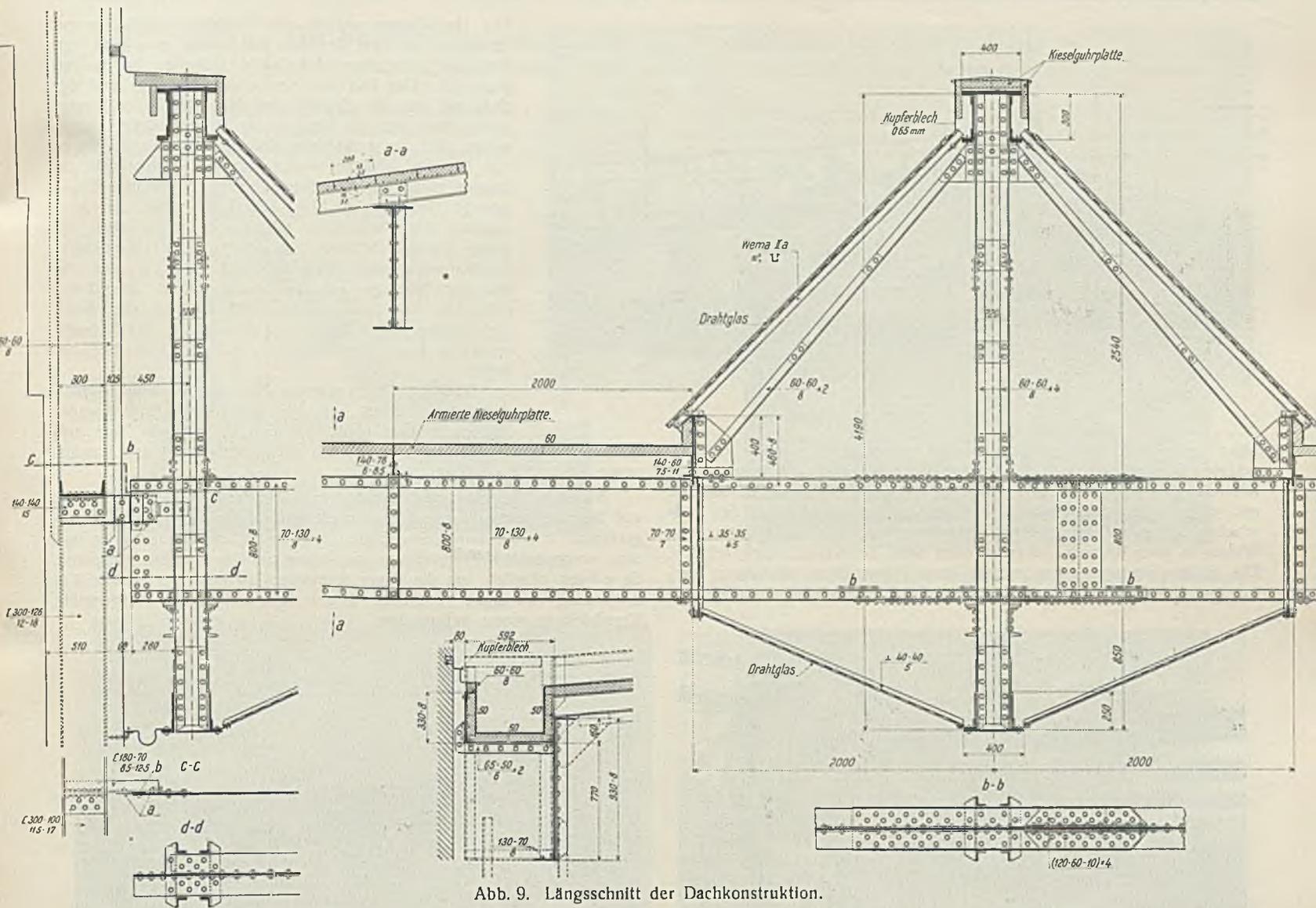


Abb. 9. Längsschnitt der Dachkonstruktion.

leitung verbunden und mit einer elektrisch angetriebenen 104-mm-Pumpe angesaugt. Zu bemerken ist, daß bei einigen Widerlagern, wo die Dicke des Sandschottergemisches unter der Bodenfläche des Fundamentes höchstens 1 m betrug und darunter Lehm folgte, der nötige Unterdruck nur schwer erreicht werden konnte.

Die Widerlager wurden aus erdfeuchtem Beton mit 225 kg Portland-

zement für 1 m<sup>3</sup> hergestellt, nur der oberste, 1,75 hohe Teil enthält 270 kg/m<sup>3</sup> Portlandzement (Abb. 11). Der größte Bodendruck ist 2,55 kg/cm<sup>2</sup>.

Die zwei Widerlager an den Seiten des Kesselhauses konnten — da die Fundamentsohle schon in die blaue Lehmschicht herabreichte — in der oben angegebenen Weise nicht gegründet werden. Die beiden Wider-



Abb. 10. Hauptträger-Fundament.  
Grundwasserabsenkung mittels Rohrbrunnen.

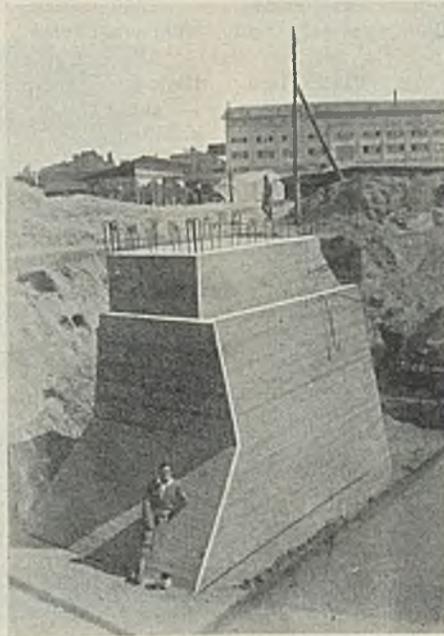


Abb. 11.  
Hauptträger-Fundament.

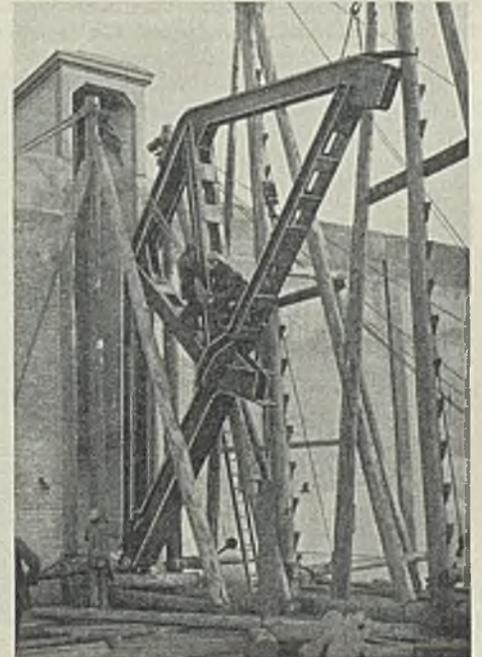


Abb. 13. Montage der Hauptträger.

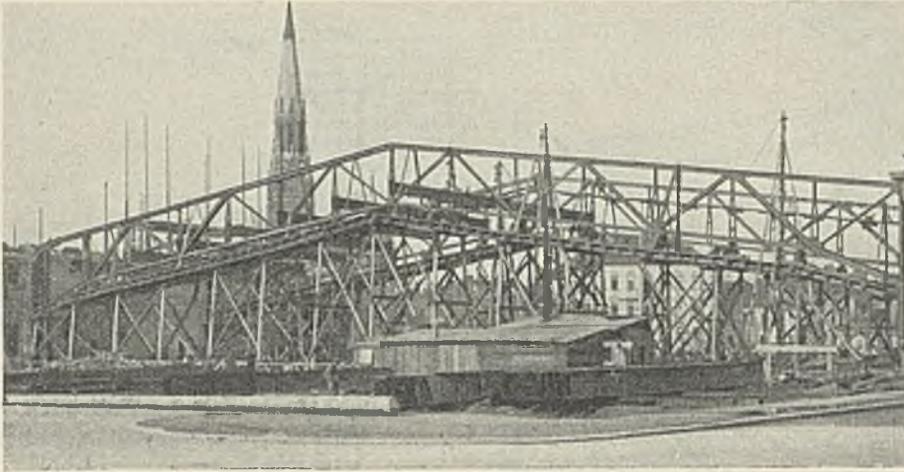


Abb. 12. Zwei Hauptträger am Gerüst.

lager und die Fundamentplatte wurden gleichzeitig in einer trockengelegten Baugrube verlegt bei stetigem Pumpen aus einem Brunnen, aus Betonringen mit 100 cm Durchm. erbaut. Das Kesselhaus wurde nämlich mit einer Futterwand umgeben, an dessen Außenseite nach den Erdarbeiten Sicker- und Dränröhren verlegt wurden, die das ausströmende Wasser in zwei Brunnen, jeder an einer Seite des Kesselhauses, leiteten. Die beiden Brunnen waren mittels eines Betonrohres miteinander verbunden, und durch das ununterbrochene Pumpen aus einem der Brunnen

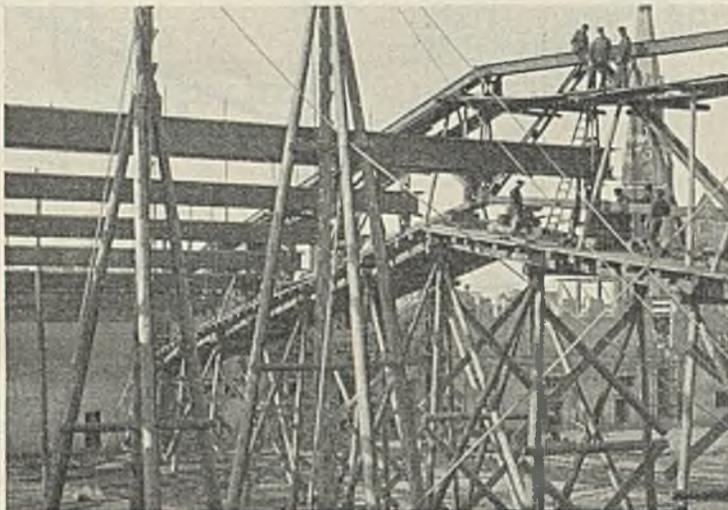


Abb. 14. Montage der Pfeetten.

konnte das Erdreich zwischen den Futterwänden im Trockenen ausgehoben, die Fundamentplatte verlegt und die Isolation auf die Grundplatte und auf die Futterwände geklebt werden.

Die Eisenkonstruktion lieferte die Königl. Ungarische Staatl. Eisen-, Stahl- und Maschinenfabrik. Die Hauptträger wurden in der Werkstätte ganz zusammengestellt. Die Knotenbleche am Auflagerknotenpunkte des Hauptträgers und die Lager für das Gelenk wurden in einem gebohrt.



Abb. 16. Südfront. Architekt Prof. Dr.-Ing. Hüttl.

Die Hauptträger wurden auf Gerüsten montiert, und es wurde auf zwei Gerüsten gleichzeitig gearbeitet, um die kurz bemessene Arbeitsfrist einhalten zu können (Abb. 12). Der Bau des Verwaltungsgebäudes und der Ostwand war zu Beginn der Montage so weit vorgeschritten, daß die Nischen für die Hauptträger fertig waren. Bei der Aufstellung der Hauptträgerteile, die in die Nischen kamen, mußte für eine entsprechende Unterstützung der für schiefe Lasten bestimmten Lager gesorgt werden (Abb. 13). Die Nietlöcher zur Verbindung der Pfettenteile miteinander sowie auch die jener schrägen Stützen, die die oberen Hauptträger-Knotenpunkte abzusteuern bestimmt waren, wurden erst bei der Montage auf ihre volle Größe ausgebohrt (Abb. 14). Der Zusammenbau aller Teile, geleitet durch die Oberingenieure Medvedt, Neumann und Faludi, wurde in kaum drei Monaten, bis Ende Dezember, beendet.

Noch im Winter wurden die eisenbewehrten Kieselgurplatten versetzt, auf die sofort eine Asphaltpappe-Abdeckung kam (Abb. 15). Erst im Frühjahr, bei entsprechend warmer Witterung, wurde nach der Ausbesserung der Asphaltpappe die Lederpappe aufgeklebt.

Nachdem die ersten zwei Hauptträger und zwischen ihnen die Pfetten und Sparren montiert waren, wurden die Hauptträger vom Gerüst herabgelassen. Hierbei wurde eine Einsenkung von 2,7 cm in der Mitte und eine waagerechte Verschiebung von 4 mm an den Lagern gemessen. Es wurden nämlich, um die Lager beobachten zu können, in etwa 4 m Entfernung von ihnen Festpunkte aufgestellt, so daß jede waagerechte Verschiebung genau meßbar war.

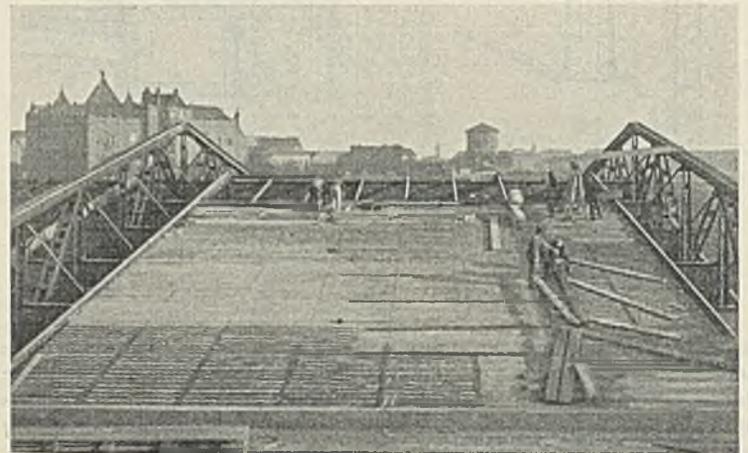


Abb. 15. Die Verlegung der bewehrten Kieselgurplatten.

Eine weitere Vergrößerung der schon erwähnten Verschiebung ist nicht eingetreten.

Die fertige Halle, deren Südfront Abb. 16 zeigt, wurde zuerst als Halle für Feierlichkeiten benutzt. In ihr wurde nämlich im August 1930 — anlässlich der St.-Emmerich-Feier — ein Teil der Sitzungen abgehalten.

Die Arbeiten für die Errichtung der Autobusgarage leitete der damalige Vizebürgermeister, jetzige Generaldirektor der Verkehrs-AG, der Hauptstadt Budapest, Ludwig Folkusházy.

Den Bau leitete von seiten der Hauptstadt der Magistratsrat Solty mit Unterstützung des Magistratsrates Lobmayer, denen zum Zwecke der möglichst raschen Durchführung als Sachverständige die hauptstädtischen Gemeinderäte A. Becsey, Prof. Dr.-Ing. J. Kossalka und J. Petrovác zur Seite standen. Die Baukontrolle versah Oberingenieur Szerényi mit Ing. Vidos. An der Ausarbeitung der Pläne der Halle haben die Ingenieure Sávolgy, Zsivny, Schwertner, Szijgyártó, Borsos, Prokopecz und Uhrin mitgewirkt.

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Betonierungsanlagen für die Nordschleuse in Bremerhaven.

Von Dipl.-Ing. Erich Burckas, Oberingenieur der Firma Heinrich Butzer, Dortmund.

(Schluß aus Heft 32.)

Der Erdaushub wurde durch zwei Menck & Hambrock-Dampfgreifer besorgt, und zwar durch einen Greifer Model M V (Abb. 16), mit 15,80 m Ausladung und 1,25 m<sup>3</sup> Greiferinhalt, und einen Greifer MIV, mit 13,50 m Aus-

ladung und 0,8 m<sup>3</sup> Greiferinhalt. Beide Greifer liefen längs der Baugrube auf schweren hölzernen Gerüsten, die zur Aufnahme der großen Maschinenlasten (Dienstgewicht 82,5 t bzw. 51,25 t) eine obere Trägerlage aus I-Eisen erhielten. — Beide Greifer waren längs der ganzen Baugrube verfahrbar und konnten sie in ihrer ganzen Breite bestreichen. Unmittelbar

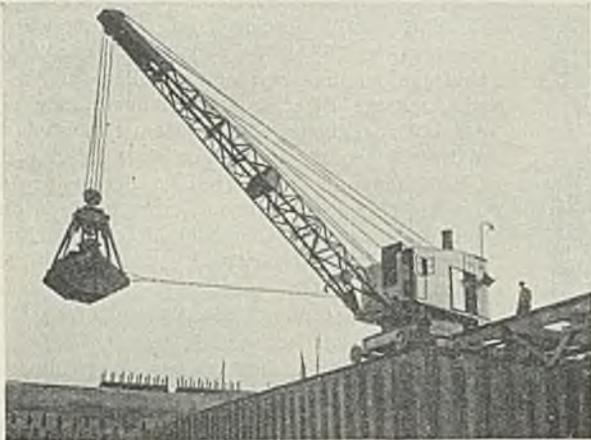


Abb. 16. Dampf-Greifbagger MV am Außenhaupt.

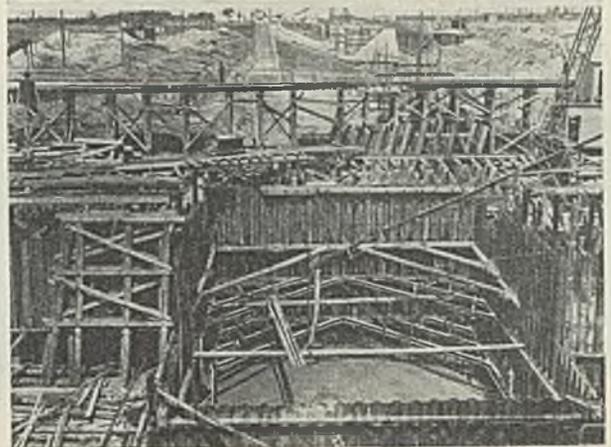


Abb. 19. Aussteifung der Baugrube des nördlichen Torpfeilers am Außenhaupt.

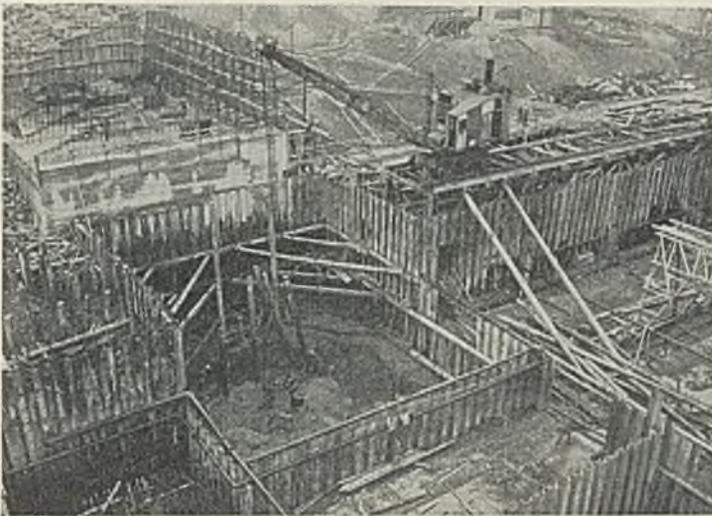


Abb. 17. Ausschachtung und Aussteifung der Baugrube des südlichen Torpfeilers am Außenhaupt.

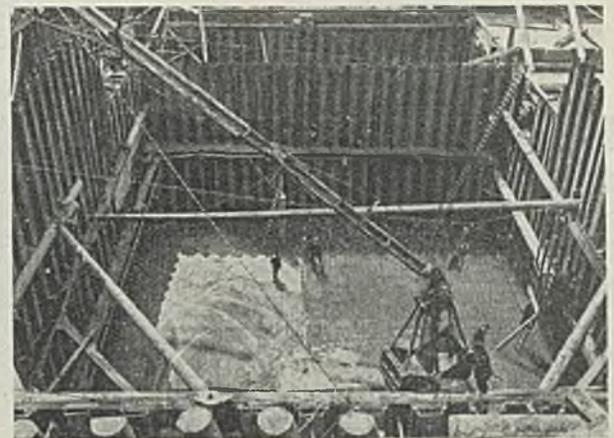


Abb. 20. Betonierung der Sohlplatte des südlichen Torpfeilers am Außenhaupt.

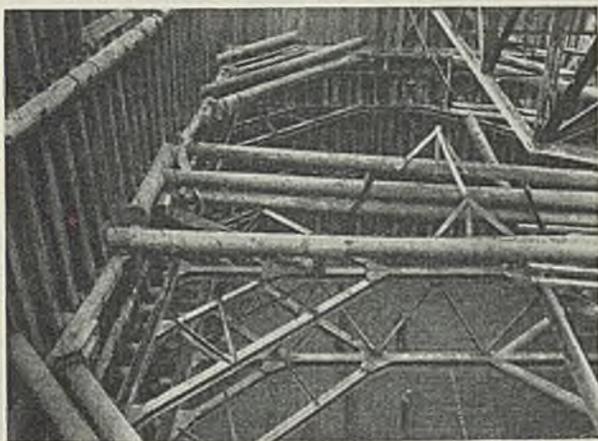


Abb. 18. Aussteifung der Baugrube des westlichen Torpfeilers am Außenhaupt.

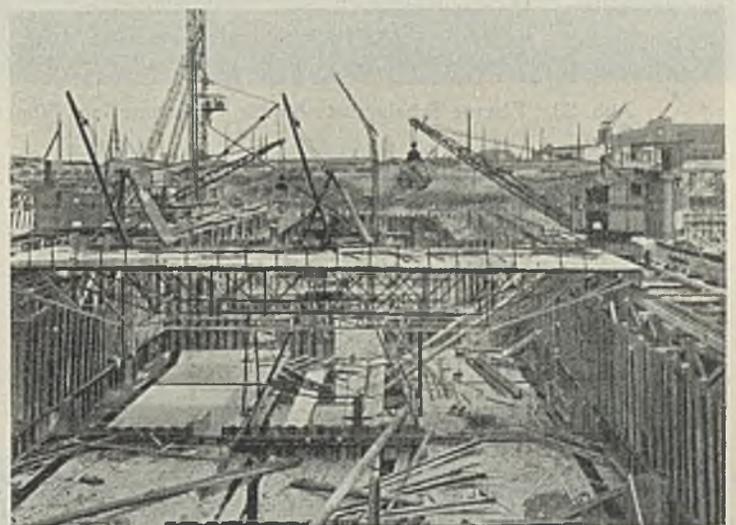


Abb. 22. Baustelle des Außenhaupts, Zustand vom 25. Mai 1929. Ansicht der Schiebebühne.

ladung und 0,8 m<sup>3</sup> Greiferinhalt. Beide Greifer liefen längs der Baugrube auf schweren hölzernen Gerüsten, die zur Aufnahme der großen Maschinenlasten (Dienstgewicht 82,5 t bzw. 51,25 t) eine obere Trägerlage aus I-Eisen erhielten. — Beide Greifer waren längs der ganzen Baugrube verfahrbar und konnten sie in ihrer ganzen Breite bestreichen. Unmittelbar

kippeln auf 60-cm-Spurgleisen abgefahren. Der Aushub aus der Außenhauptbaugrube war nach dem Vorhafen, der aus dem Binnenhaupt hinter die Kajemauer Kammer-Ost zu verfahren.

Für die Aussteifung der einzelnen Baugrubenabschnitte hatte das Hafenausschleungsamt bereits in den Ausschleungsbedingungen die wichtigsten

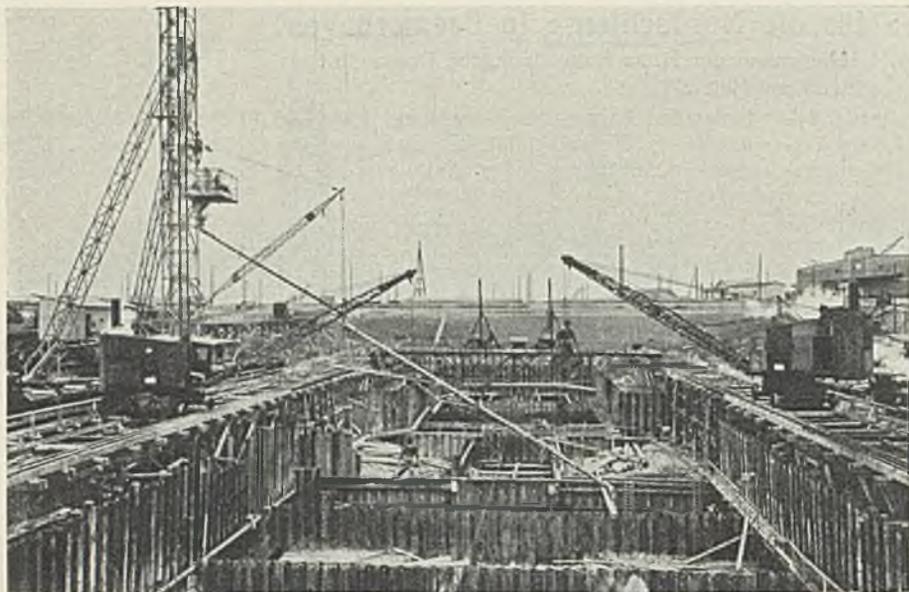


Abb. 21. Baustelle des Außenhaupts, Zustand vom 19. April 1929.

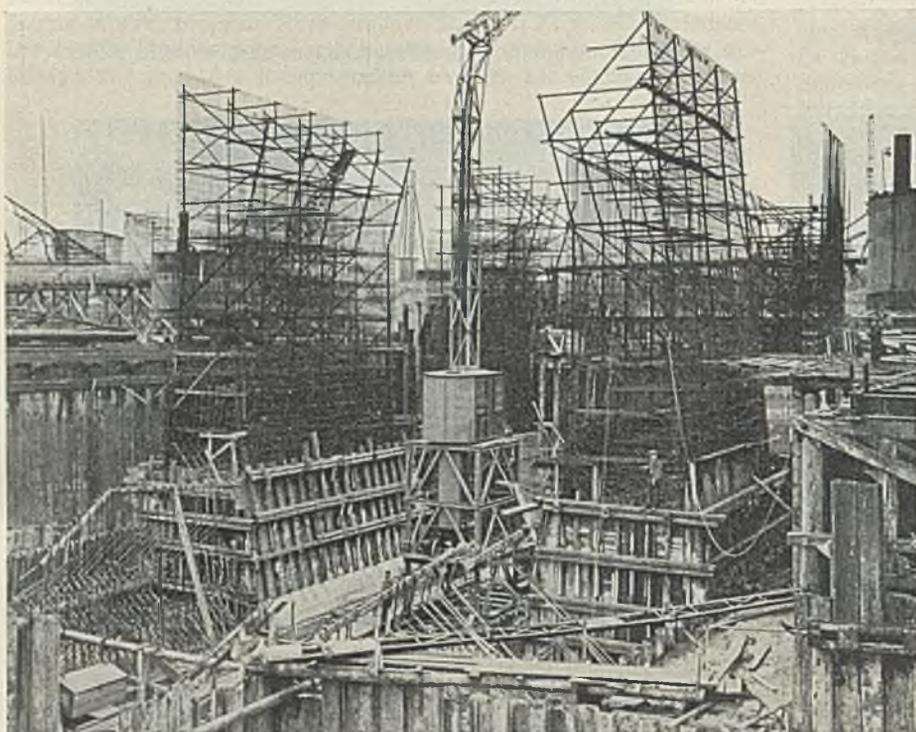


Abb. 23. Eiserne Schalgerüste für die Torkammer am Binnenhaupt.

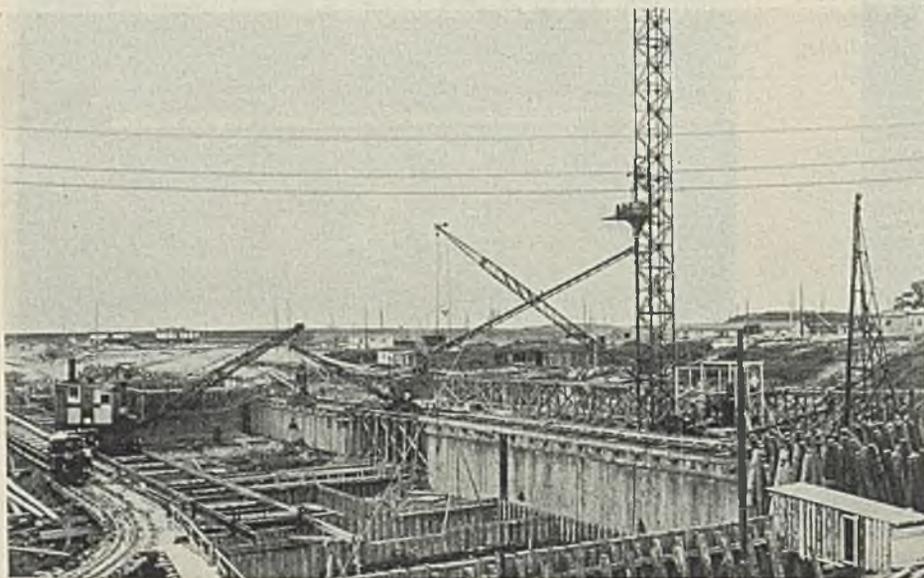


Abb. 25. Baustelle des Binnenhaupts, Zustand am 29. Juni 1929.

Richtlinien gegeben. Die endgültige Berechnung ergab als günstigste Lösung die Anordnung von zwei Rahmen auf Kote  $-10,50$  und  $-13,50$ . Weiterhin wurde sicherheitshalber als unterste Aussteifungslage eine Eisenbetonsohle von  $50$  cm Stärke eingebracht, um eine vollkommene Sicherung zu erhalten, falls einmal die Grundwassersenkung während der mehrtägigen Offenhaltung der Baugrube versagen sollte. Im allgemeinen wurden nur eiserne Aussteifungsrahmen aus genieteten Einzelteilen, die miteinander verschraubt wurden, verwendet (Abb. 17, 18, 19). Holz kam nur in geringem Umfange an untergeordneten Stellen zur Anwendung. Die statische Berechnung der Spundwände ergab für den oberen Rahmen einen größten Druck von  $18,5$  t/m und für den mittleren Rahmen einen Druck von  $33$  t/m. Die mittleren Rahmen gingen im allgemeinen verloren, d. h. sie mußten mit einbetoniert werden, da die dichte Rundeisenbewehrung der Sohlblöcke ihren Ausbau unmöglich machte (Abb. 20). Dagegen wurden die oberen Rahmen alle wieder ausgebaut, so daß sie mehrfach, zum Teil bis sechsmal, wiederverwendet werden konnten.

Diese Aussteifung mittels eiserner Rahmen hat den Vorteil, der nicht hoch genug angerechnet werden kann, daß die Baugruben sehr wenig eingeschränkt wurden, so daß sowohl der Erdaushub, als auch insbesondere das Einbringen der Eiseneinlagen außerordentlich erleichtert wurde. Dies wird am besten durch Abb. 17 u. 18 veranschaulicht. Beim Ein- und Ausbau der größeren Rahmenstücke leisteten die weit ausladenden Erdgreifer die besten Dienste, da die schweren Stücke damit schnell und leicht ein- und ausgebracht werden konnten (vgl. Abb. 21).

Zum Einbringen des Rundeisens wurde eine besondere eiserne Schiebebühne von  $31,60$  m Stützweite entworfen, die durch zwei elektrische Winden über die ganze Baugrube unabhängig von allen andern Anlagen verfahren werden konnte (Abb. 22). Ihre Oberkante lag auf Kote  $-0,8$ . Zum Beladen wurde die Bühne an das westliche Ende des Hauptes herangefahren, wo das Überladen des Eisens von dem Fördergleis stattfand. Mit  $15$  bis  $20$  t Rundeisen beladen wurde die Bühne dann bis über die Baugrube, die gerade bewehrt werden sollte, verfahren. Die einzelnen Eisen — es handelte sich hierbei zum großen Teil um Eisen Durchm.  $40$  und Durchm.  $50$  mm mit Längen bis  $20$  m — wurden von der Bühne durch zwei Derricks in die Baugrube abgelassen und gleich an der richtigen Stelle in der richtigen Lage abgesetzt.

Die Schiebebühne wurde zunächst für das Außenhaupt verwendet und dann für das Binnenhaupt in entsprechender Weise eingesetzt.

Die Montage der Eisen in den Hauptersohlen erforderte weiterhin Aufstellengerüste, da vor dem Beginn des Betonierens sämtliche Eisen der unteren und oberen Lage fertig verlegt sein mußten. Nur diesen Maßnahmen ist es zu verdanken, daß die großen Eisenmengen reibungslos und schnell, genau nach den Entwürfen eingebaut werden konnten.

Als vierte, von den anderen unabhängige Anlage war die Betonierungseinrichtung anzuordnen. Am Außenhaupt (Abb. 21 u. 22) wurde ein  $1000$ -l-Ibag-Gießturm aufgestellt, der auf die ganze Länge verfahrbar war. Wie schon oben gesagt, wurde er mit zwei  $1500$ -l-Mischern und einer Schnellaufzugwinde ausgerüstet. Mit diesem außerordentlich leistungsfähigen Gerät waren die geforderten Leistungen leicht zu bewältigen. Der Beton wurde hier ähnlich wie bei den Kajemauern auf Gerüsten zugeführt, deren Oberkante auf  $+2,30$  lag, so daß auch hier die Muldenkipper unmittelbar in die Einwurfrichter der Mischmaschinen entleert werden konnten. Die Zufuhr des Betongemisches führte auf der Ostseite der Kammer entlang, während die leeren Züge auf der Westseite zur Vormischanlage zurückkehrten. Diese Rundfahrt hat einen vollkommen reibungslosen Verkehr ermöglicht.

Nach Fertigstellung der Sohle im Außenhaupt wurden die Greifer, die Greifengerüste und die Schiebebühne abgebaut und zur Wiederverwendung für die gleichen Zwecke am Binnenhaupt wieder aufgestellt.

Für den Aufbau des Außenhaupts von Kote  $-11$  bis  $+8$  wurden nunmehr zwei Turmdrehkrane zur Aufstellung der Eiseneinlagen und Schalungen sowie zum Versetzen der bis zu 3 t schweren Granitquader eingesetzt. In den Torkammerblöcken des Aufbaues wurden wieder eiserne Aufstellungsgerüste für die Rundeisen und Schalungen verwendet (Abb. 23).

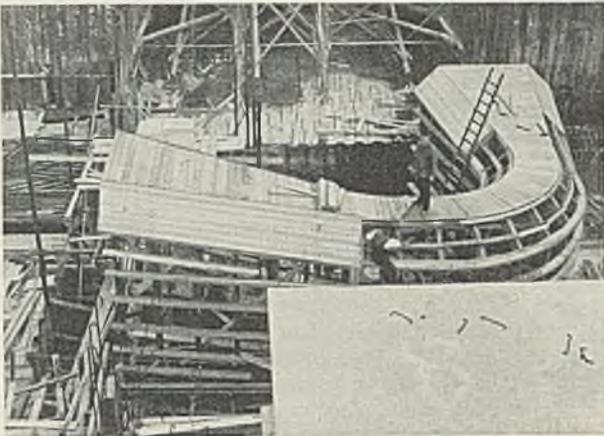


Abb. 24. Schalung der Umläufe in den Schleusenhäuptern.

Die Schalung für die Umläufe wurde auf dem Lagerplatze zugerichtet und abgebunden. Die einzelnen Rahmen wurden auf Betonsockeln aufgestellt, so daß bei dem Betonieren des betreffenden Blockes der gesamte Umlauf in voller Höhe in einem Guß hergestellt werden konnte. Auf



Abb. 26. Abschleifen der Toranschlagflächen auf der Granitverkleidung der Häupter.

diese Weise wurden alle Trennfugen in den Innenflächen der Umläufe, die später dem durchströmenden Wasser Angriffspunkte zu Beschädigungen bieten könnten, vermieden. Die Schalung mußte freilich im Hinblick darauf, daß Betonierungshöhen bis zu 8 m vorkamen, sehr kräftig sowohl



Abb. 27. Aushub des Drehbrückenpfeilers, mit eiserner Aussteifung.

im Umlauf wie in den Außenflächen des betreffenden Blockes ausgebildet werden, und die Umlaufschalung war außerdem ausreichend sicher gegen Auftreiben zu verankern (Abb. 24).

Die Arbeiten am Binnenhaupt (Abb. 25) wurden im Grundsatz in der gleichen Weise ausgeführt wie beim Außenhaupt. Nur wurden statt des

fahrbaren 1000-l-Ibag-Gießturms, weil er zu Beginn der Arbeiten am Binnenhaupt von seiner Verwendungsstelle am Außenhaupt noch nicht frei gemacht werden konnte, ein ortsfester 1000-l-Ibag-Gießturm und ein ortsfester 1000-l-Insley-Gießturm aufgestellt. Die Betonzufuhr wurde auch hier in einem Ringverkehr durchgeführt, der sich aber lediglich auf dem Gelände des Binnenhaupts abspielte.

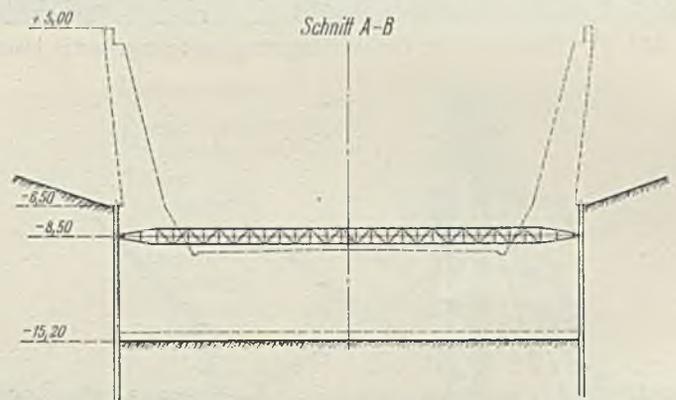
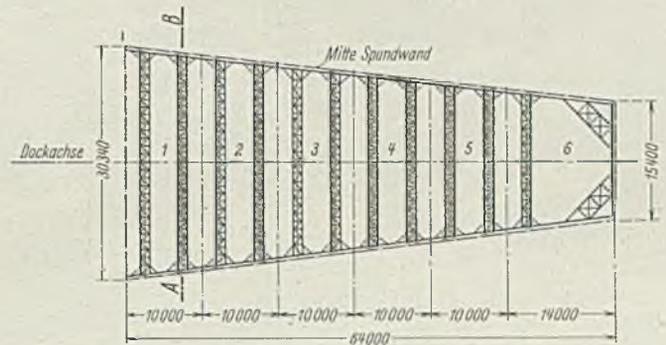


Abb. 28. Spundwandaussteifung in der Baugrube der Dockverlängerung mittels eiserner Gitterstützen.

Die gesamten Toranschlagflächen in den Häuptern wurden mit Granitquadern verkleidet. Da die Anschlagflächen mit Rücksicht auf die unbedingte Dichtigkeit der Tore vollkommen glatt sein mußten, wurden alle diese Flächen mit elektrisch betriebenen Schmirgelscheiben nachgeschliffen (Abb. 26).

Das Drehbrückenfundament besteht aus einem unteren Betonklotz, auf dem eine aufgelöste Eisenbetonkonstruktion zur Aufnahme des Königstuhls und des Mechanismus ruht. Die Gründung wurde wieder zwischen eisernen Spundwänden ausgeführt, wobei die Fundamentsohle auf Kote  $-15$  m lag. Die Aussteifung der Baugrube, die im Grundriß ein unregelmäßiges Viereck mit etwa 20 m Seitenlänge darstellte, wurde nach den gleichen Grundsätzen wie bei den Häuptern angeordnet (Abb. 27). Es wurden wieder zwei Rahmen auf Kote  $-4,50$  m und  $-10,50$  m gelegt. Die Belastung der Rahmen ergab sich nach der statischen Berechnung zu

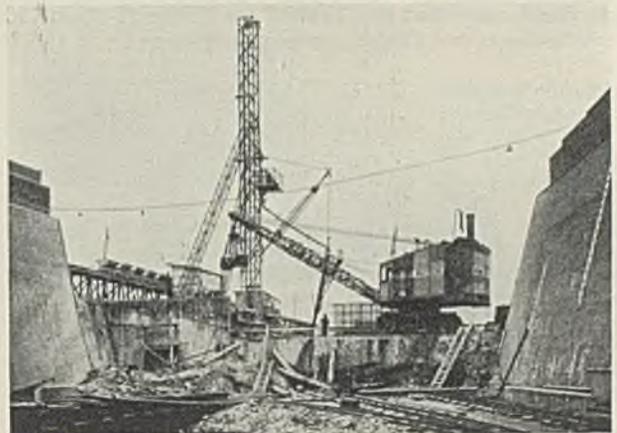


Abb. 30. Abbruch der alten Abschlußmauer des Kaiserdocks II.

8 t/m für den oberen Rahmen und zu 29,6 t/m für den unteren Rahmen. Der obere Rahmen wurde hier als Eisenbetonrahmen außen um die Baugrube herumgelegt und die Spundwand daran verankert, um den Innenraum der Grube mit Rücksicht auf den Erdaushub und den Einbau des zweiten Rahmens möglichst frei zu halten. Der untere Rahmen wurde

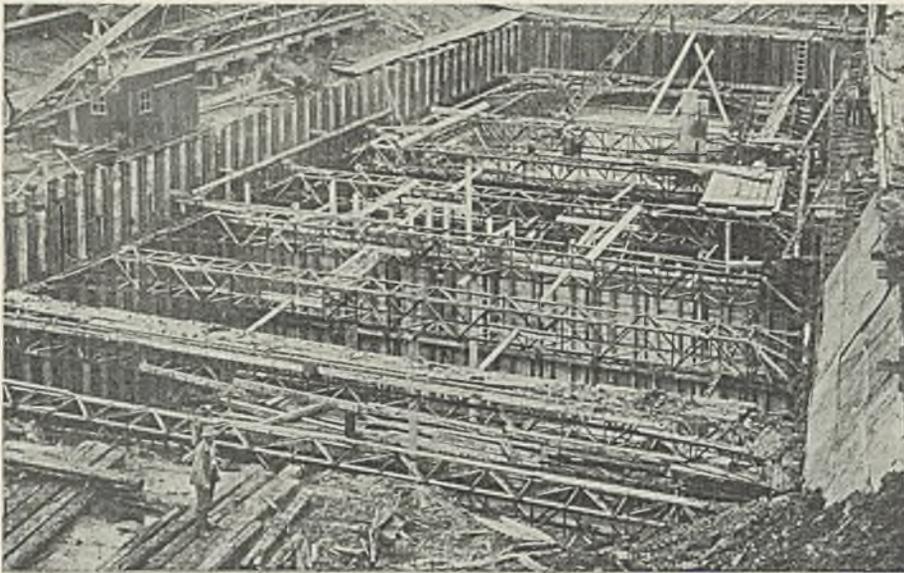


Abb. 29. Baugrube der Dockverlängerung, mit eingebauter eiserner Aussteifung.

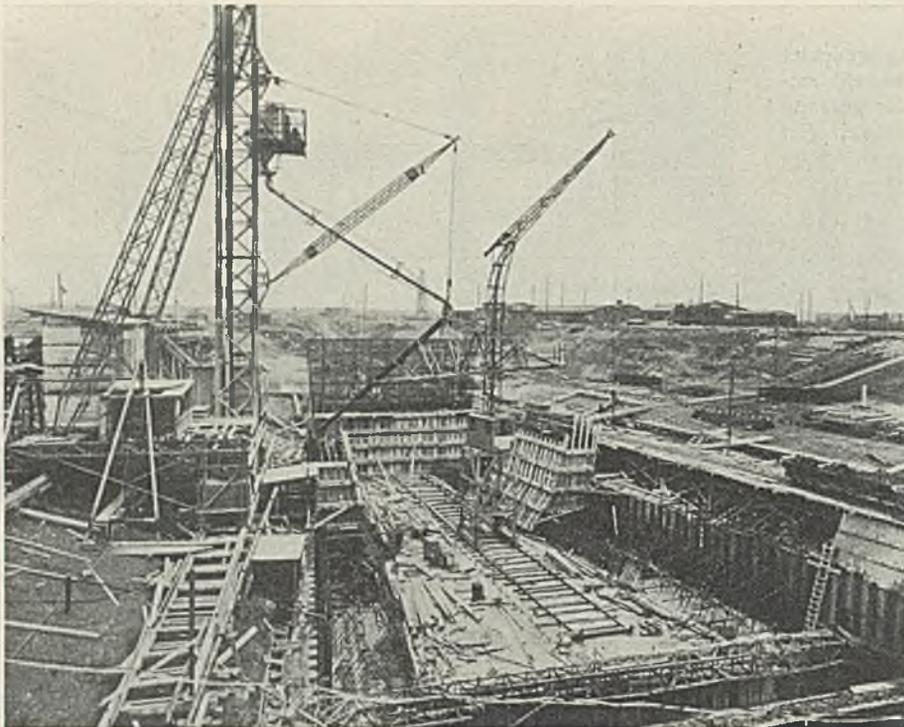


Abb. 33. Dockverlängerung während der Ausführung der aufgehenden Dockmauern.

wieder in Eisen ausgeführt und bestand aus Gurten (I 40 und I 50), die in jeder Ecke durch drei Diagonalen ausgesteift waren.



Abb. 31. Absprengen des Mauerblocks der alten Stirnmauer des Kaiserdocks II mittels Druckwasserpressen.

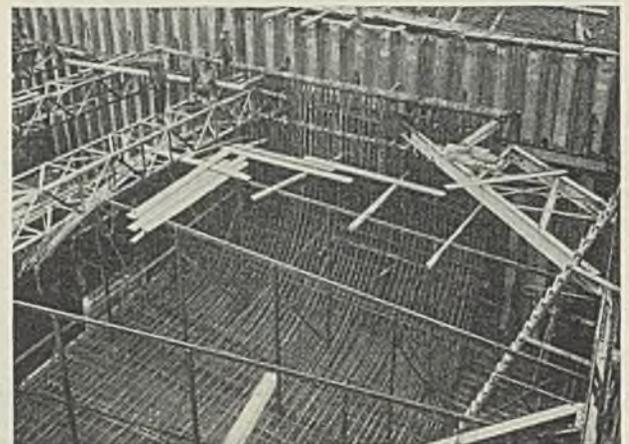


Abb. 32. Bewehrung der Sohle für die Dockverlängerung.

Der Erdaushub wurde durch einen Menck & Hambrock-Dampfgräber MIV ausgeführt. Zur Erdabfuhr und Betonzufuhr diente eine

gemacht, um größtmögliche Genauigkeit beim Versetzen der Rundisen wie auch bei der Einhaltung der Schalungsform zu gewährleisten.

Gleisanlage, die aus dem Betonhauptgleis am Zementlager abzweigte. Für das Betonieren wurde ein ortsfester 600-l-Ibag-Gießmast aufgestellt, der auch den rückwärtigen Block des Drehbrückenfundaments und die anschließenden Blöcke der Kajemauer Verbindungshafen-Ost bestreichen konnte.

Für die Baustelle der Dockverlängerung wurden im Grundsatz die gleichen Einrichtungen getroffen wie bei den Schleusenhäuptern, d. h. auch hier wurde darauf Wert gelegt, die verschiedenen Arbeitsvorgänge (Erdaushub, Aussteifung, Bewehren, Betonieren) nach Möglichkeit voneinander zu trennen. Deshalb wurde die gesamte Betonierungsanlage auf der Westseite, die Erdabfuhr und die Rundeisenzufuhr auf der Ostseite der Dockverlängerung angeordnet.

Die Baugrube wurde bis zur Kote — 6,50 ausgeschachtet übergeben. Der Erdaushub begann an der Spitze der Dockverlängerung und schritt rückwärts bis zur alten Abschlußmauer fort. Er wurde mit Hilfe eines Menck-Dampfgräfers M V (auf Raupen) ausgeführt, dessen Ausleger noch um 2 m über das normale Maß verlängert wurde, um die ganze Baugrube bestreichen zu können. Als der Aushub bis zur Kote — 9 etwa gediehen war, begann der Einbau der eisernen Aussteifung (Abb. 28). Da im vorliegenden Falle die gesamte Baugrube von 64 m Länge und 30 m größter Breite auf einmal offen gehalten werden mußte, konnte die Aussteifung nicht mit eisernen Rahmen wie bei den großen Blöcken der Häupter durchgeführt werden, vielmehr wurden quer durch die Baugrube verlaufende eiserne Gitterstützen mit einem gegenseitigen Abstände von 5 m eingebaut. Die größte freie Länge der Gitterstützen betrug rd. 30 m. Der Abstand der einzelnen Stützen war so gewählt, daß sowohl der restliche Erdaushub bis zur Gründungstiefe auf Kote — 15 ohne besondere Erschwernis, als auch das Verlegen der Rundisen in bequemer Weise durchgeführt werden konnten (Abb. 29).

Gleichzeitig mit den Aushubarbeiten mußte die alte Abschlußmauer abgebrochen werden (Abb. 30). Es stellte sich bei diesen umfangreichen Arbeiten sehr bald heraus, daß der Kalk-Traß-Beton, mit dem das alte Dock ausgeführt war, sich sehr zäh anließ und dem Abbruch mit Preßluftschlämmern starken Widerstand bot. Ein Lösen des Betons durch Sprengung ließ das Hafenausschubamt mit Rücksicht auf den Bestand der alten Dockmauern nicht zu. Es wurde nun versucht, die Abbrucharbeiten dadurch zu erleichtern, daß in einzelne vorgetriebene Schlitze Druckwasserpressen eingesetzt wurden, die den Beton in größeren Blöcken auseinanderreiben sollten. Wie Abb. 31 zeigt, ist dies auch gut gelungen, und es ergab sich, daß sich die Betonblöcke in den alten Betonierungsfugen glatt abdrücken ließen.

Das Versetzen der Rundeiseneinlagen geschah mittels zweier Turmdrehkrane. Sowohl in der Sohle der Dockverlängerung (Abb. 32), als auch in den aufgehenden Mauern (Abb. 33) wurde wiederum weitgehend von Profilsengerüsten Gebrauch

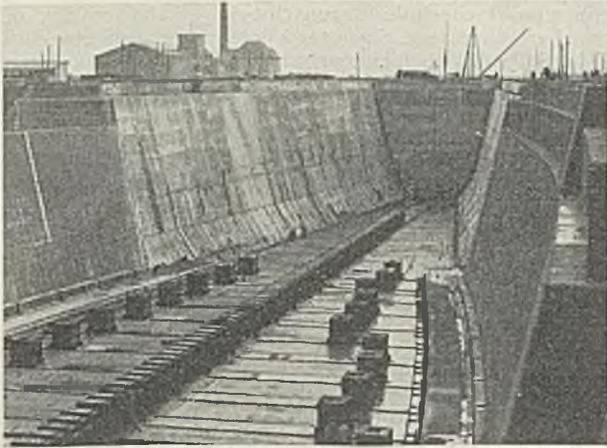


Abb. 34. Blick in das fertige verlängerte Kaiserdock II.

Die vom Hafenausschuss vorgesehene Bauzeit verlangte außergewöhnlich hohe Leistungen. Sie wurden mit den vorgeschlagenen Anlagen voll erreicht. Die erzielte größte Wochenleistung (6 Arbeitstage) betrug 6208 m<sup>3</sup> Eisenbeton, die größte Tagesleistung 1556 m<sup>3</sup> Eisenbeton. Es wurde zwar Wert darauf gelegt, hohe Einzelleistungen zu erzielen, aber noch größerer Wert darauf, den Betrieb einheitlich zu gestalten, um eine möglichst gleichmäßige Ausnutzung der Belegschaft und der Betriebs-einrichtungen zu erreichen.

Der Tagesdurchschnitt in den Hauptbetriebsmonaten betrug (1929):

April . . . . .	520 m <sup>3</sup> Eisenbeton
Mai . . . . .	645 m <sup>3</sup> "
Juni . . . . .	745 m <sup>3</sup> "
Juli . . . . .	870 m <sup>3</sup> "
August . . . . .	890 m <sup>3</sup> "
September . . . . .	788 m <sup>3</sup> "

**Der Seilbandförderer, ein neues Fördermittel für Bauarbeiten.** Nachdem bei Bauarbeiten aller Art sich das Förderband gut eingeführt hatte, ist ein neues Fördermittel entstanden, das dem Förderband teils gleicht, teils aber von ihm abweicht: der Seilbandförderer (der Gewerkschaft Eisenhütte Westfalen).

In einer eisernen Rinne läuft ein endloses Seilband (Abb. 1) aus Drahtseilen mit querliegenden Schleppsprossen, dessen rückwärtsgehender Strang unter der Rinne auf winkelförmig gebogenen Blechen geführt ist



Abb. 1. Seilbandförderer mit dem Antrieb.

(Abb. 2). Die Sprossen halten die Seile in festen Abständen untereinander und haben unter sich gleichen Abstand. Das Seilband ist in einzelne Bandbahnen aufgeteilt, wodurch die Aufstellung bzw. das Anpassen des Förderers an verschiedene Förderlängen einfach wird. Jede Bandbahn wird aus einem mehrfach hin- und hergezogenen Stahlseil in mittlerer Dicke (etwa 8 mm) gebildet (Abb. 3). Die einzelnen Seile sind ähnlich wie in einer Seilklemme durch Vernietung fest eingespannt. Da ein Seilband von z. B. 7 Litzen, je 8 mm Durchm., eine Festigkeit von rd. 20 000 kg besitzt, lassen sich in Verbindung mit dem geringen Eigengewicht des Bandes sehr große Förderlängen erreichen. Die einzelnen Bandbahnen sind durch Schlösser miteinander verbunden (Abb. 3), die so ausgebildet sind, daß keine Knickbeanspruchungen der einzelnen Litzen

Insgesamt wurden in der Hauptsache folgende Geräte eingesetzt:

- 10 km Gleis 60 cm Spur Form 6d
- 4 Stück Lokomotiven 60 PS
- 6 " " 50 PS
- 2 " Dieseltreibwagen 10 PS
- 120 " Muldenkipper 1,5 m<sup>3</sup>
- 20 " " 1 m<sup>3</sup>
- 20 " Plattformwagen
- 1 Dampfgreifer Menck & Hambrock M V, 1,25 m<sup>3</sup>
- 1 " " " " M IV, 0,8 m<sup>3</sup>
- 1 " " " " E 0,8 m<sup>3</sup>
- 2 " Demag 0,8 m<sup>3</sup>
- 1 " Mukag VE 179, 0,6 m<sup>3</sup>
- 6 Turmdrehkrane Kaiser & Schlaudecker
- 1 fahrbarer 1000-l-Ibag-Gießturm
- 2 fahrbare 600-l-Ibag-Gießmaste
- 1 fahrbarer 1000-l-Insley-Gießturm
- 1 ortsfester 1000-l-Ibag-Gießturm
- 1 ortsfester 600-l-Ibag-Gießmast
- 7 Stück 1500-l-Mischmaschinen Ibag
- 1 Stück 500-l-Mischmaschine Ibag
- 3 Förderbänder Mackensen
- 1 Dampftramme
- 1 Umformeranlage { 240-kW-Gleichstrommotor  
300-kVA-Drehstromgenerator
- 1 Kompressoranlage
- 1 Vormischanlage System Ibag
- 1 Torkretapparat
- 1 Drahtseilbahn
- 4 Stück elektrische Biege- und Schneidemaschinen Futura
- 1 Schlebebühne
- 2 Derrickkrane zur Schlebebühne.

### Vermischtes.

eintreten können. Die Endkause verriegelt in geschlossenem Zustande das Schloß.

An den Umkehrstellen läuft das Seilband wie bei einem Förderbande über Trommeln, deren eine zum Antrieb dient. In der Rinne liegt es mit den Quersprossen auf dem Boden auf und wird langsam bewegt. Seine Schleppkraft erhält das Band durch die Quersprossen vom Antrieb. Von dem aufgegebenen Fördergut fallen die feineren Teile durch die Bandlitzen auf den Rinnenboden. Die größeren Stücke bleiben auf dem rostartigen Bande liegen, und beides wird bei der Förderung teils von den Bandlitzen getragen, teils von den Quersprossen geschleppt. Da das

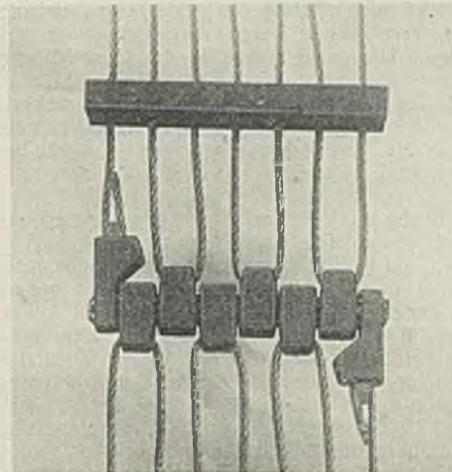


Abb. 3. Verbindung zweier Seilbänder.

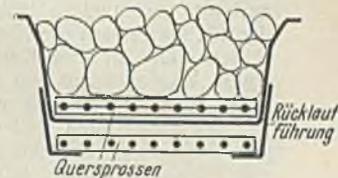


Abb. 2. Querschnitt durch einen Seilbandförderer.

Seilband in den kleineren Teilen des Fördergutes schwimmt, ist der Verschleiß von Seil und Rinne sehr gering.

Die Gesamtförderstrecke wird aus einzelnen Anschlußrinnen von je 4 m Länge, ähnlich wie bei einem zerlegbaren Förderbande, zusammengesetzt. Die Rinnen lassen sich leicht von einer Stelle zur anderen bringen. Die Bauhöhe des Seilbandförderers ist geringer als z. B. bei einer Schüttelrutsche. Die Höhe des Antriebstückes beträgt nur 450 mm. Der Seilbandförderer kann dadurch in den niedrigsten Stollen verwendet werden. Es ist keine Stuhlung, keine Unterlage oder Aufhängung nötig. Die Rinnen werden durch einfaches Aneinanderstecken verlegt. Ein genaues Ausrichten wie bei Förderbändern erübrigt sich. Die Rücklauf-führung des Bandes unter der Rinne zentriert sich selbsttätig.

Die Rinne kann ohne Beschränkungen im vollen Querschnitt und darüber hinaus mit Fördergut aufgefüllt werden. Durch das große Fassungsvermögen, das viel größer ist als bei einem Förderbande gleicher Breite, und durch die höhere spezifische Belastung auf 1 m Band ist es

möglich, das Seilband erheblich langsamer laufen zu lassen als einen Gummigurt (etwa  $\frac{1}{3}$  bis  $\frac{1}{5}$  bei gleicher Leistung). Man kommt daher mit einem verhältnismäßig kleinen Antrieb aus, der auch leicht ortsveränderlich ist. Das Fördergut verteilt sich selbst auf dem Seilbande, ohne daß Stauungen eintreten. Steigungen oder Gefälle bis  $30^\circ$  lassen sich mit dem Seilbandförderer ohne weiteres überwinden. R. —

Eine Hängebrücke ohne Versteifungsträger. Die kürzlich von einem Privatunternehmen als Zugang für eine Gegend mit lebhaftem Touristenverkehr erbaute Brücke über die Königsschlucht — Royal Gorge — im Staate Colorado hat eine Mittelöffnung von 268 m Spannweite, an die sich Seitenöffnungen von 58,0 m und 39,5 m anschließen (s. Abb. 1). Sie ist deshalb bemerkenswert, weil sie keinen Versteifungsträger besitzt und ihr Eigengewicht infolgedessen nur 967 kg/m beträgt. Die Schlucht, über die die Brücke führt, ist nach Gén. Civ. vom 20. Dezember 1930,

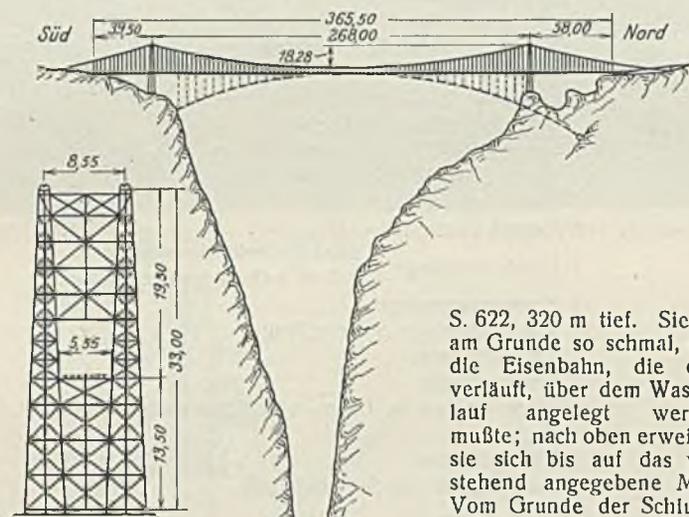


Abb. 2.

Abb. 1.

S. 622, 320 m tief. Sie ist am Grunde so schmal, daß die Eisenbahn, die dort verläuft, über dem Wasserlauf angelegt werden mußte; nach oben erweitert sie sich bis auf das vordere angegebene Maß. Vom Grunde der Schlucht soll demnächst eine Drahtseilbahn bis in Höhe der Brücke den Übergang der Eisenbahnreisenden ermöglichen.

Die Brücke ist nur 5,55 m breit; sie hat keine Fußwege, dient also augenscheinlich ausschließlich dem Kraftwagenverkehr. Sie ist für eine Einzellast von 10 t und eine gleichmäßig verteilte Last von 1330 kg f. 1 lfd. m Brücke berechnet. Die Kabel bestehen aus je 2100 Drähten von 2,9 mm Durchm. Der zu ihrer Herstellung verwendete Stahl hat eine Bruchfestigkeit von 8440 kg/cm<sup>2</sup>.

Die Stützpfeiler sind auf festen Fels gegründet; sie bestehen aus einem stählernen Gitterwerk (s. Abb. 2). Der eine von ihnen ist 33 m hoch, bei dem anderen haben die beiden Pfeiler, weil das Gelände ansteigt, verschiedene Höhe, der höhere von ihnen ist 45 m hoch. Auf den Pfeilern ruhen die Kabelsättel aus Gußstahl von je 1800 kg Gewicht; Rollen von 127 mm Durchm. ermöglichen ihnen eine Bewegung auf einem Weg von 230 mm Länge. Die Lager haben in der Querrichtung einen Abstand von 8,55 m.

Die Kabelenden sind in 22,5 m tiefen geneigten Schächten verankert. Die Weite dieser Schächte vergrößert sich entsprechend der Kabelrichtung von 1,2 m auf 7,5 m. In die Sohle sind Rohre eingelassen, um die je 100 Drähte der Kabel gewickelt sind. Die Schächte sind mit Beton ausgefüllt.

Die Kabel haben eine Stichhöhe von 18,28 m. Sie liegen in geneigten Ebenen derart, daß ihr Abstand, der an den Sätteln, wie erwähnt, 8,55 m beträgt, sich am tiefsten Punkte auf 6,40 m verkleinert. Die Hängestäbe greifen an ihnen in 3 m Abstand an. Zur Versteifung der Brücke gegen Winddruck dienen außer der geneigten Lage der Haupttragkabel Anker aus 38 mm starken Kabeln, die 30 m unterhalb der Fahrbahn, 30 m seitwärts der Stützpfeiler im Fels verankert sind. Sie sind durch Zugstäbe in 6 m Abstand mit der Fahrbahn verbunden. Diese wird von 380 mm hohen I-Eisen getragen, zwischen denen sieben Längsträger aus 200 mm hohen I-Eisen liegen. Seitlich ist die Fahrbahn von U-Eisen eingefasst. Auf eine steife Verbindung der Fahrbahnträger ist besonderer Wert gelegt worden, um der Brücke beim Fehlen des Versteifungsträgers eine gewisse Steifigkeit zu verleihen. Dazu trägt auch das 1,4 m hohe Geländer bei. Auf den Fahrbahnträgern ruht ein Belag aus 76 mm starken Bohlen.

Wkk.

Vorläufige Bestimmungen für Holztragwerke (BH). Amtliche Ausgabe. Eingeführt durch Verfügung der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft vom 12. Dezember 1926 (82 D 16 600). 3. Auflage. Berlin 1931. Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Preis geh. 1,40 RM.

Diese für jeden Holzkonstrukteur unentbehrlichen Bestimmungen sind soeben in dritter berichtigter Auflage erschienen. Es erübrigt sich, hier auf den Inhalt der wichtigsten Vorschriften einzugehen, nachdem Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Schaechtere ihre Einführung in der Bautechn. 1927, Heft 2, S. 21, ausführlich begründet hat. Die Anschaffung des Heftes ist dringend zu empfehlen. Ls.

Technische Hochschule Braunschweig. Anlässlich des Jubiläums der Technischen Hochschule Hannover wurde die akademische Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber verliehen dem o. Professor O. Franzius in Hannover in Anerkennung seiner ausgezeichneten Leistungen auf dem Gebiete der Grundbauforschung.

Der 1. Internationale Kongreß für Materialprüfung findet vom 6. bis 12. September 1931 in Zürich statt. Behandelt werden in

Gruppe A (Metalle): Gußeisen; Festigkeitseigenschaften von Metallen bei hohen Temperaturen; Ermüdung; Kerbschlagfestigkeit; Fortschritte der Metallographie.

Gruppe B (Nichtmetallische anorganische Stoffe): Natürliche Steine; Portlandzemente; Zemente mit hydraulischen Zuschlägen; Tonerde-Schmelzemente; Beton; Chemische Einflüsse auf Zement und Beton; Eisenbeton.

Gruppe C (Organische Stoffe): Alterung organischer Stoffe; Holz; Asphalt und Bitumen; Brennstoffe.

Gruppe D (Fragen von allgemeiner Bedeutung): Begriffliche und prüfmethodische Beziehungen zwischen Elastizität und Plastizität, Zähigkeit und Sprödigkeit; Bestimmungen der Größe von losen Körnern; Eichung und Genauigkeit von Prüfmaschinen.

Nähere Auskunft durch den Deutschen Verband für die Materialprüfungen der Technik, Berlin NW 7, Ingenieurhaus.

### Zuschriften an die Schriftleitung.

Untersuchungen über Bolzenverbindungen in Holzkonstruktionen. Zu dieser von Dipl.-Ing. Werner Andersen, Madrid, in der Bautechn. 1931, Heft 21, veröffentlichten Abhandlung teilen wir ergänzend folgendes mit:

Die in der Abhandlung angeführte Arbeit: M. Schrenk und M. v. Pilgrim, Die Festigkeit von Bolzen in Holzbauteilen, Luftfahrtforschung, Bd. 2 (1928), Heft 5, S. 147, und DVL-Jahrbuch 1929, S. 135, wurde in den Jahren 1929/30 wesentlich weitergeführt. Diese neueren Untersuchungen werden behandelt in den Arbeiten:

A. Teichmann und K. Borkmann, Versuche mit kurzen Bolzen in Holzbauteilen, 179. DVL-Bericht, Luftfahrtforschung, Bd. 8 (1930), Heft 1, S. 18, und DVL-Jahrbuch 1930, S. 200;

dsgl., Versuche mit langen Bolzen in Holzbauteilen, 232. DVL-Bericht, erscheint am 15. Juli 1931 im DVL-Jahrbuch 1931.

Ein Teil der Untersuchungen, die Herr Andersen durchgeführt hat, wurde auch bei der DVL, unabhängig davon, vorgenommen und bereits in dem 179. DVL-Bericht veröffentlicht: so z. B. über die Abhängigkeit zwischen dem mittleren Lochleibungsdruck  $\frac{P}{ld}$  und der Eindrückung  $\delta$

des Bolzens in das Holz (Bettungsfunktion) sowie über die Beziehung des Bruchleibungsdruckes zur Würfelhaftigkeit und über den Einfluß des Feuchtigkeitsgehaltes des Holzes.

Außerdem enthält der genannte 179. Bericht nähere Angaben über die Schubfestigkeit und die Biegefestigkeit senkrecht zur Krafrichtung bei kleiner Schublänge und anderes mehr. In dem 232. DVL-Bericht wird der Einfluß der Bolzenlänge versuchsmäßig und rechnerisch behandelt werden.

Insbesondere wird (im Gegensatz zu Herrn Andersen) der rechnerischen Untersuchung eine mit der Belastung veränderliche Bettungsziffer zugrunde gelegt. An Hand zweier Kennziffern wird die Übertragbarkeit der Ergebnisse auf andere Verhältnisse behandelt.

Deutsche Versuchsanstalt für Luftfahrt, E. V.  
Berlin-Adlershof (DVL).

### Erwiderung.

Die Veröffentlichung in Band 8 der Luftfahrtforschung von A. Teichmann u. K. Borkmann über Versuche mit Bolzen in Holzbauteilen dürfte für den Bauingenieur vor allem dann von Belang sein, wenn sie Schlankheitsgrade behandeln, die etwa innerhalb der von mir in meinen Versuchen 1924/25 gefundenen Grenzen liegen. Meistens dürfte es sich bei den Versuchen der Deutschen Versuchsanstalt für Luftfahrt um ausgesuchte Hölzer handeln, wie sie beim Flugzeugbau Verwendung finden, die aber zum mindesten für Analogieschlüsse auf Ingenieurbauten sehr wertvoll sind.

Die Verwendung einer veränderlichen Bettungsziffer für Berechnungen bei Ingenieurbauten halte ich aus Gründen der Einfachheit für nicht wünschenswert, da der von mir gefundene Mittelwert bei Kontrollrechnungen bis zur Proportionalitätsgrenze so geringe Fehler gibt (siehe Tabelle 5, Spalte 4, meines Aufsatzes in der Bautechn. 1931, Heft 21), daß die Ergebnisse für praktische Berechnungen vollauf genügen dürften.

Dr.-Ing. Andersen.

Wir schließen hiermit die Aussprache.

Die Schriftleitung.

INHALT: Die Halle der Autobusgarage in der Szabó József-Straße in Budapest. — Die Betonierungsanlagen für die Nordschleuse in Bremerhaven. (Schluß) — Vermischtes: Seilbandförderer, ein neues Fördermittel für Bauarbeiten. — Hängebrücke ohne Versteifungsträger. — Vorläufige Bestimmungen für Holztragwerke (BH). — Technische Hochschule Braunschweig. — 1. Internationaler Kongreß für Materialprüfung. — Zuschriften an die Schriftleitung.

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