

DIE BAUTECHNIK

9. Jahrgang

BERLIN, 25. September 1931

Heft 42

Alle Rechte vorbehalten.

Die Bauten des Rheinkraftwerks Ryburg-Schwörstadt.

Von Oberregierungsbaurat J. Altmayer, Karlsruhe i. B.

Mit dem Bau des Stauwehres und des Krafthauses des Großkraftwerks Ryburg-Schwörstadt ist im August 1927 begonnen worden. Das Stauwehr war im Juni 1929, das Maschinenhaus im August 1930 fertiggestellt. Am 20. Oktober 1930 begann die Leistungsabgabe der Maschinengruppe I ins Netz; am 15. Dezember 1930 folgte die Inbetriebnahme der Maschinengruppe II; die beiden letzten Sätze werden Mitte 1931 in Betrieb genommen werden. Die aufgestellten Turbinen sind zur Zeit die größten der Welt; sie vermögen in normalem Betriebe $4 \times 250 = 1000 \text{ m}^3/\text{sek}$, bei Überlastung um 20% $4 \times 300 = 1200 \text{ m}^3/\text{sek}$ Wasser zu verarbeiten. Die Nutzfallhöhe beträgt $10,70 \text{ m}$ bei Mittelwasser, $12,35 \text{ m}$ bei Niederwasser und $9,10 \text{ m}$ bei gewöhnlichem Hochwasser. Bei normaler Beaufschlagung von $250 \text{ m}^3/\text{sek}$ und einer mittleren Nutzfallhöhe von $10,7 \text{ m}$ leistet somit jede der vier Turbinen $33\,000 \text{ PS}$; bei Überlastung um 20% und einer Nutzfallhöhe von $11,70 \text{ m}$ bei Niederwasser erhöht sich die Leistung auf rund $39\,500 \text{ PS}$. Die technisch mögliche mittlere Jahresenergieerzeugung beträgt über 650 Mill. kWh . Die Baukosten betragen rund 48 Mill. RM .

I. Die Bauwerke.

a) Gesamtanordnung.

Die Gesamtanordnung dieses in vieler Hinsicht bemerkenswerten Kraftwerkes ist in Abb. 1 dargestellt. Die allgemeine Lage der Wehr- und Krafthausstelle ergab sich aus den topographischen und geologischen Verhältnissen sowie aus der Einteilung der Staustufen am Oberrhein zwischen Basel und dem Bodensee. Da der Rückstau des bestehenden Kraftwerks Rheinfelden bei Niederwasser bis zu den Stromschnellen bei Riedmatt reicht, war die untere Lage des Kraftwerkes hierdurch ziemlich festgelegt. Die Höhe des Aufstaus war durch die Rücksicht auf das nächst oberhalb bei der Stadt Säckingen vorgesehene Kraftwerk Säckingen begrenzt. Innerhalb dieser auf möglichst vollständige Gefällausnutzung des Rheines bedachten Staustufeneinteilung wies die gewählte Stelle für Stauwehr und Krafthaus die günstigsten Bedingungen auf. Der Rhein hat dort eine große Breite, so daß Wehr und Maschinenhaus in einer Flucht im Rhein errichtet werden konnten, ohne an den natürlichen Uferverhältnissen viel zu ändern. Außerdem steht der Fels im Flußbett an oder ist nur in geringer Höhe von Kies überlagert. Etwa 200 m oberhalb des Krafthauses befindet sich auf dem Nordufer das Schaltheus, das die Maschinenspannungsschaltanlage, die Schaltanlage für den Eigenbedarf und die Kommandostelle mit allen Nebeneinrichtungen enthält. Die eigentliche Hochspannungsschaltanlage ist als Freiluftanlage ausgebildet, in der die Energie in vier Vierwicklungs-Transformatoren von der Maschinenspannung in die Oberspannungen von $45, 110$ und 135 kV umgeformt und in die Fernleitungen der vier Großabnehmer, die zugleich die Aktionäre des Kraftwerks sind, verteilt wird (Abb. 2). In dem Trennpfeiler zwischen Krafthaus und Stauwehr ist der Fischpaß eingebaut, der aus einer Reihe treppenförmig angeordneter Becken besteht. Auf dem Südufer befindet sich unmittelbar am Widerlager des Stauwehres die Kahnrampe, die dem Transport der auf dem Rhein verkehrenden Kleinfahrzeuge dient. Außerdem ist hier der Platz vorgesehen, auf dem die künftigen Anlagen der Großschiffahrt (zwei Schleusen von 135 m Länge und 12 m Breite sowie ein Oberwasservorhafen von 450 m Länge und ein Unterwasservorhafen von 300 m Länge) errichtet werden sollen.

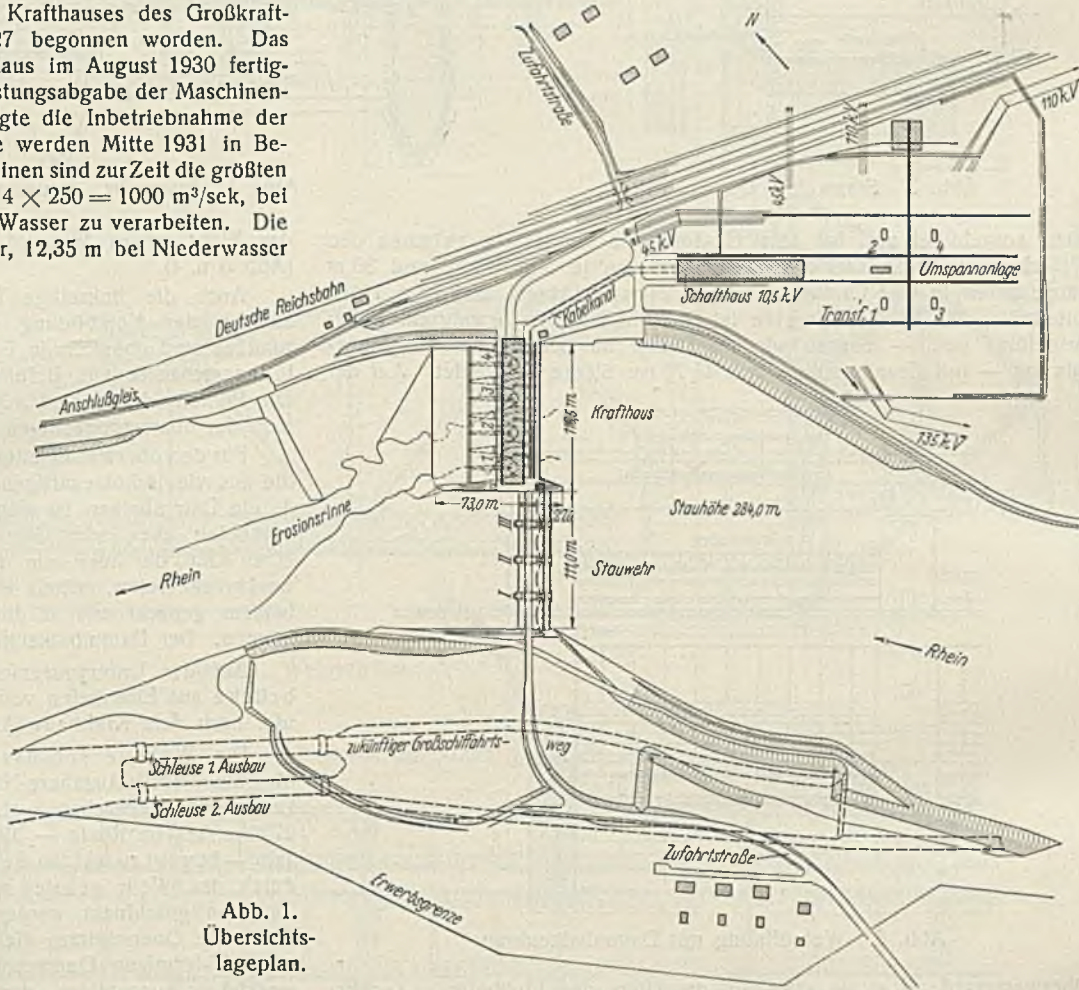


Abb. 1.
Übersichtslageplan.

b) Das Stauwehr.

Das Stauwehr lehnt sich am Südufer an einen Felsvorsprung, die sog. Fuchsfluh, an; gegen das Maschinenhaus wird es durch einen 10 m breiten und 100 m langen Trennpfeiler abgegrenzt. Es ist als Schützen-

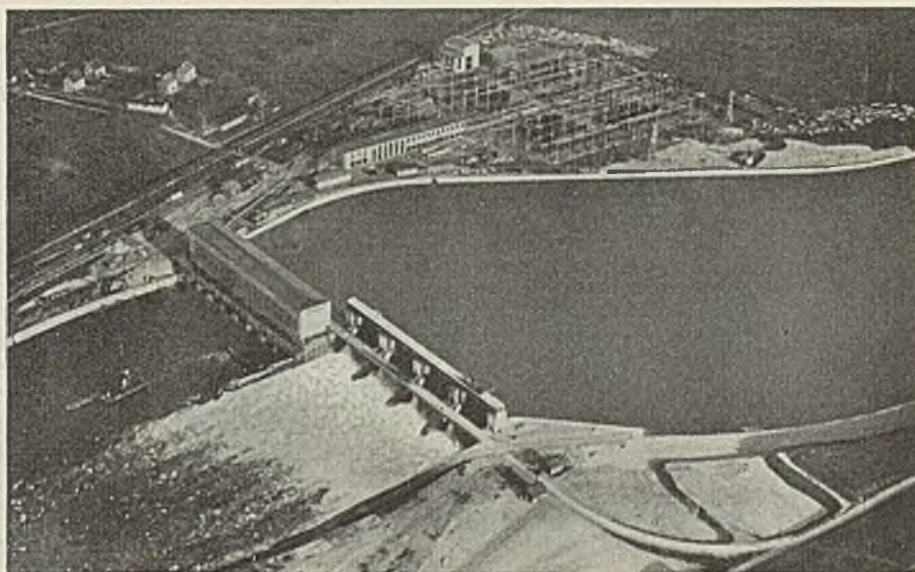


Abb. 2. Luftbild der gesamten Anlage.

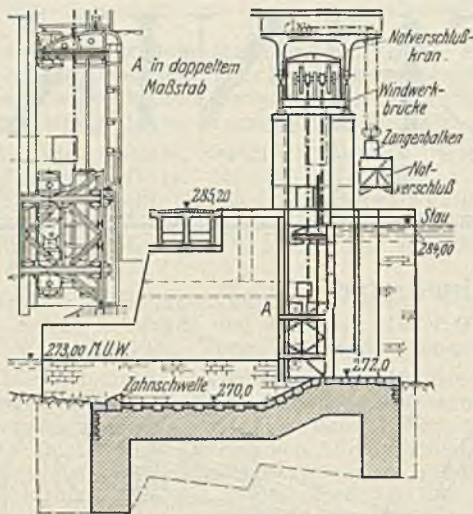


Abb. 3. Stauwehr. Querschnitt.

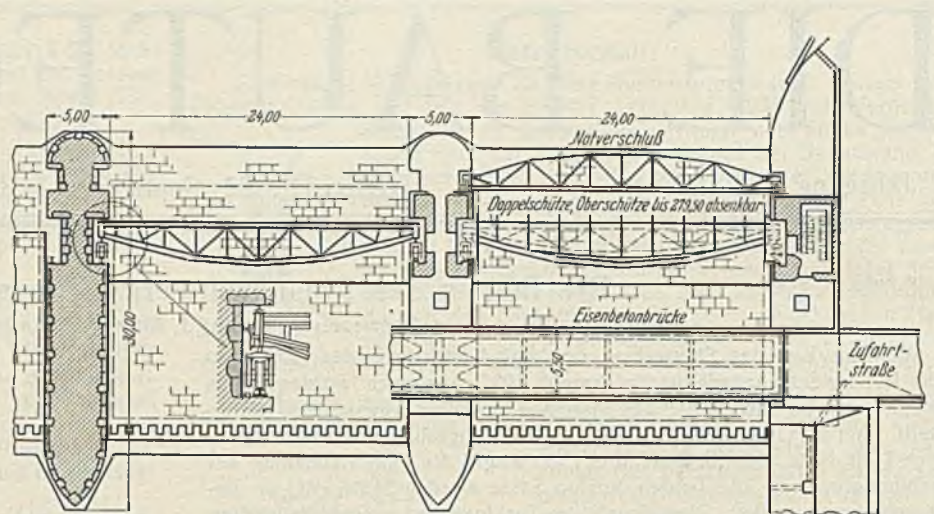


Abb. 4. Stauwehr. Grundschnitte und Draufsicht.

wehr ausgebildet und hat eine Gesamtbreite von 111 m zwischen den Widerlagern; durch drei Zwischenpfeiler von je 5 m Breite und 30 m Länge ist es in vier Öffnungen von je 24 m Lichtweite und 12 m Höhe unterteilt. Die Wehrschwelle ist 24,50 m lang, in bewehrtem Beton ausgeführt und — ebenso wie die Pfeiler im Bereich der Geschlebe-führung — mit Granitquadern von 45/70 cm Stärke verkleidet. Auf der

das Wehr gegen Wasserdurchsickerungen sowie Kolkgefahr gesichert (Abb. 3 u. 4).

Auch die linkseitige Ufermauer sowie der Trennpfeiler sind im Bereich der Kolkbildung entsprechend tief gegründet. Die Wehrpfeiler sind ebenfalls in Beton ausgeführt; sie enthalten besondere Belüftungsschächte zur Belüftung des Raumes unter dem Überfallstrahl. Die Pfeilervorköpfe sind mit Granitquadern verkleidet, soweit sie außerhalb der oberwasserseitigen Nische für die Dammbalken liegen.

Für den oberwasserseitigen Notverschluss dienen vier Dammbalken, die aus vier schützenartigen Tafeln von je 3,2 m Höhe ausgebildet sind. Je ein Dammbalken ist während des normalen Betriebs auf den Pfeilervorköpfen über jeder Öffnung gelagert, von wo sie bei Bedarf durch einen Kran, der über dem Windwerkhause auf den Obergurten der Windwerkbrücke reitet, mittels eines in den Pfeilernischen geführten Zangenbalkens gepackt und an die abzuschließende Öffnung verbracht werden können. Der Dammbalkenkran hat eine Hubkraft von 75 t (Abb. 5 u. 6).

Auf der Unterwasserseite des Stauwehres vermittelt eine Wehrbrücke aus Eisenbeton von 5,50 m Gesamtbreite den Verkehr vom Südufer nach dem Krafthaus (Abb. 7).

Die Wehrverschlüsse sind Doppelschütze nach Entwürfen der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg. Die aufziehbaren Unterschütze brauchen erst bei einer Wasserführung von mehr als rund 2700 m³/sek im Rhein — also durchschnittlich nur an wenigen Tagen im Jahr — bewegt zu werden, da bei abgesenkten Oberschütze rd. 1700 m³/sek durch das Wehr geleitet werden können und 1000 m³/sek durch die Turbinen geschluckt werden. Die Regelung des Wehrstaus geschieht durch die Oberschütze, die absenkbar und aufziehbar sind. Sie haben einen Γ -förmigen Querschnitt, der waagerechte Schenkel ist als Fachwerkträger ausgebildet, der senkrechte Schenkel besteht aus Spanten, die sich mittels Rollen auf das Unterschütz stützen. Beide Schütze besitzen eine gemeinsame Laufbahn, in denen Rollwagen laufen, auf die die Brücke des waagerechten Schenkels der Oberschütze sowie der Unterschütze durch Kipplager übertragen werden. Die Rollendrucke betragen bis zu 220 t/Rolle, die Übertragung auf die Pfeiler geschieht durch

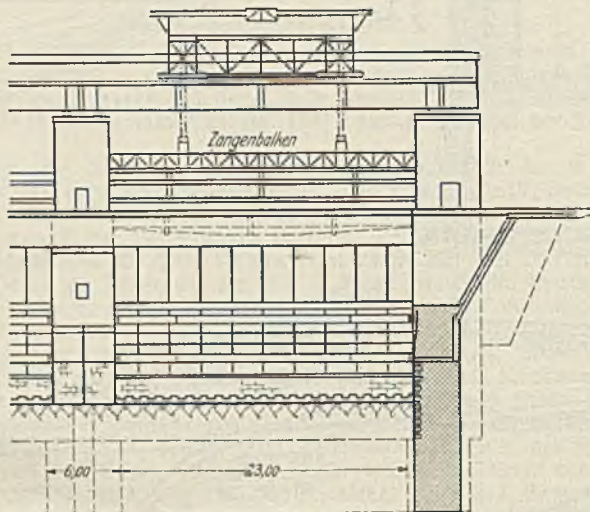


Abb. 6. Wehröffnung mit Dammbalkenkran.

Oberwasserseite liegt sie etwa auf der Höhe des Flußbettes. Zur Erzielung eines genügenden Wasserpolsters ist das Sturzbett 2 m tiefer als die Wehrschwelle angelegt, am unteren Ende ist eine Rehbocksche Zahnschwelle aus besonders widerstandsfähigem Granit angebracht. Durch eine obere Schütze aus Beton, die 7 m tief in den Felsen eingelassen ist, und eine untere Schütze, die 10 m tief in den Felsen einbindet, ist

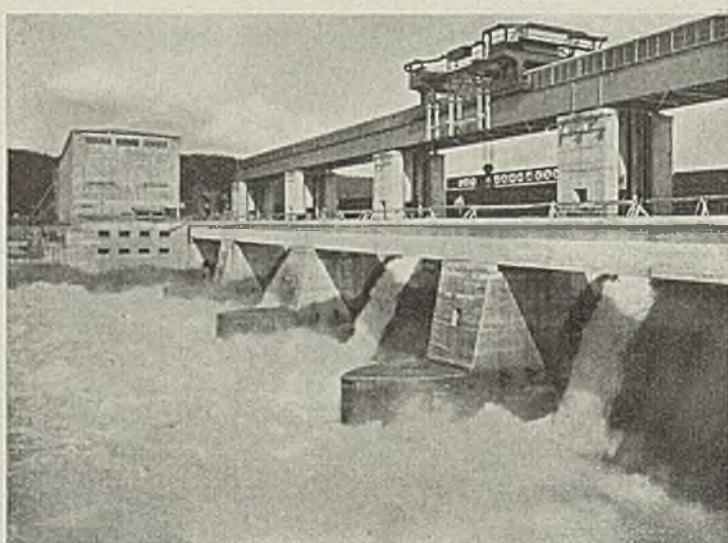


Abb. 5. Stauwehr. Ansicht vom Unterwasser (Südufer).



Abb. 7. Stauwehr. Ansicht vom Unterwasser (Nordufer).

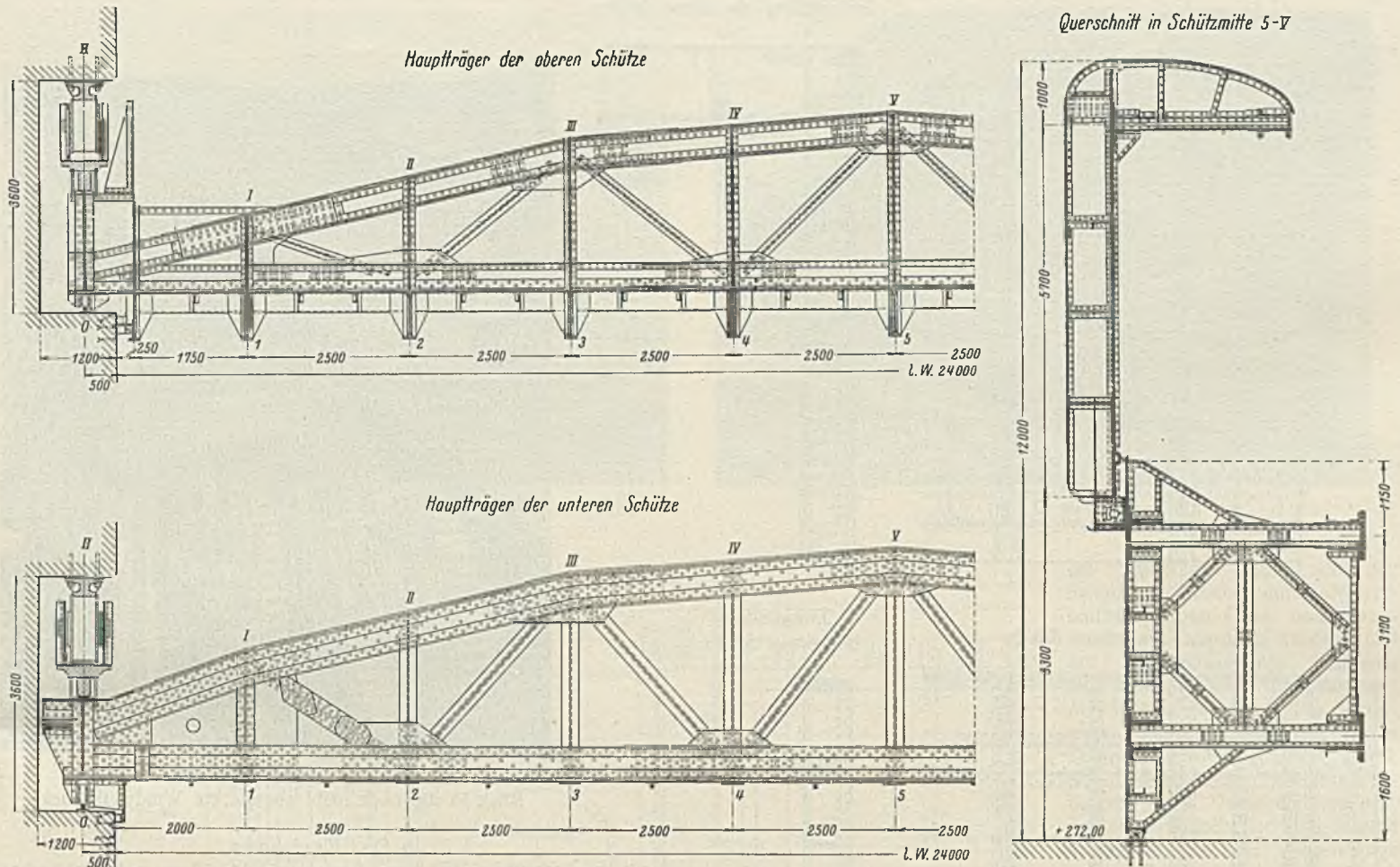
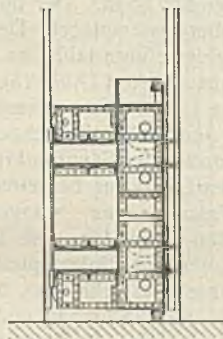
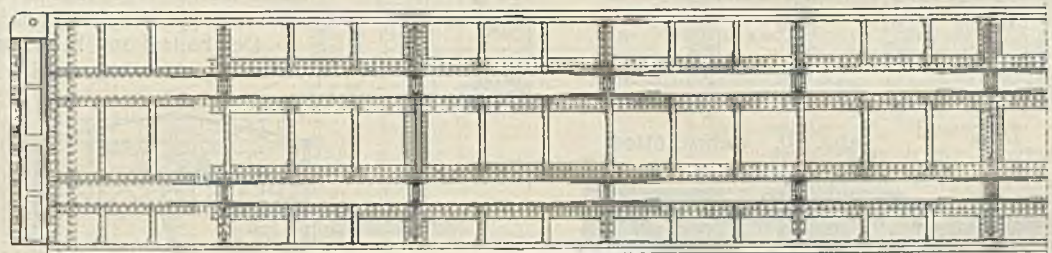


Abb. 8. Wehrschützen.

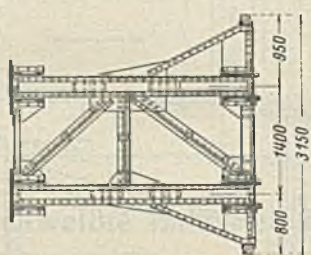
Endträger mit Rollenwagen



Schnitt A-A und Ansicht gegen die Stauwand



Querschnitt in Dammbalken-Mitte



Hauptträger

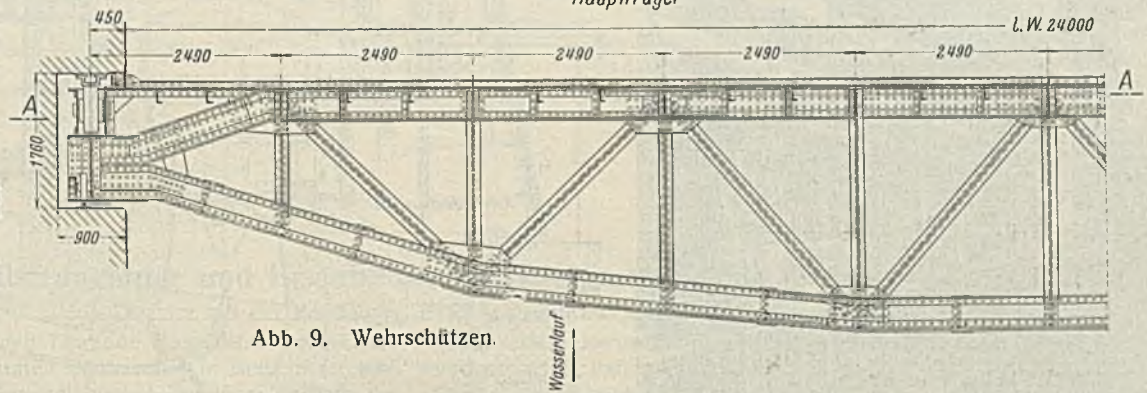


Abb. 9. Wehrschützen.

schwere Stahlgußschienen. Die Dichtung zwischen Ober- und Unterschütz wird bei normalem Stau durch eine Gummileiste erzielt. Sämtliche Tragkonstruktionen liegen auf der Unterwasserseite, so daß sie zugänglich sind (Abb. 8 bis 11).

Zum Bewegen der Schütze ist je ein Windwerk für Ober- und Unterschütz vorhanden (Abb. 12). Es kann also gleichzeitig das Oberschütz gesenkt und das Unterschütz gehoben werden oder beide Schützen gehoben oder gesenkt werden. Die Windwerke haben eine

Gesamthubkraft von je 370 t; sie werden durch Drehstrommotoren von je 39 PS angetrieben; die Aufzuggeschwindigkeit beträgt 20 cm/min. Sie sind auf einer Windwerkbrücke aufgestellt, die aus zwei Vollwandblechträgern besteht und oben geschlossen ist. Auf den Obergurten ist die Kranbahn des Dammbalkenkrans verlegt. Zum Heben der Schütze dienen Gelenkklaschenketten.

Zu bemerken ist noch, daß das ganze Stauwehr so berechnet ist, daß gegebenenfalls der Aufstau noch um 0,50 m erhöht werden kann.

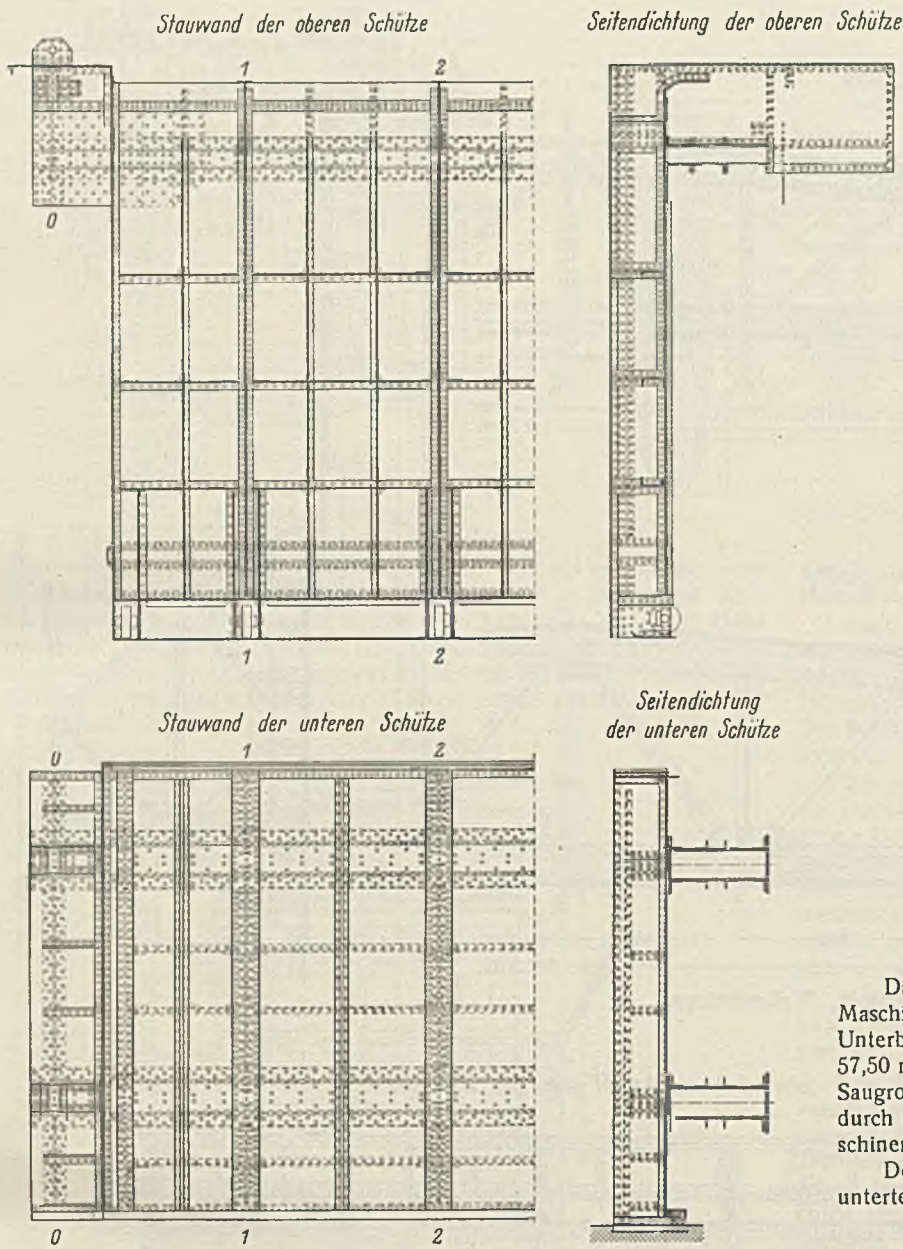


Abb. 10. Wehrschützen.

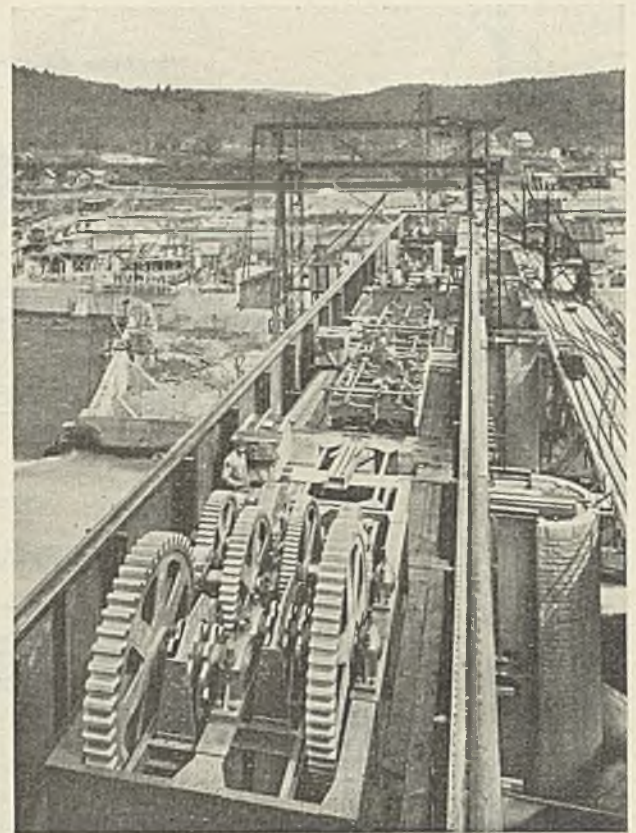


Abb. 12. Stauwehrwindwerke.
Blick in die noch nicht abgedeckte Windwerkbrücke.

c) Das Krafthaus.

Das Krafthaus hat eine Länge von 116,50 m und enthält vier Maschinensätze mit einem Achsabstand von 27 m. Die Breite des Unterbaues von der Einlaufschwelle bis zum Saugrohrauslauf beträgt 57,50 m, davon als Länge des Saugrohrs 35 m. Der tiefste Punkt des Saugrohrs liegt 24 m unter dem Oberwasserspiegel. Der Unterbau ist durch drei durchgehende Dehnungsfugen unterteilt, so daß jede Maschinengruppe ihren eigenen Unterbau besitzt (Abb. 13).

Der Einlauf zur Turbinenspirale ist durch zwei senkrechte Wände unterteilt; das Saugrohr hat eine senkrechte Zwischenwand und im Bereich des Saugrohrkrümmers außerdem noch zur besseren Führung des Wassers eine waagerechte Wand (Abb. 14 u. 15). Die Betonkonstruktionen der Einlaufspiralen und Saugrohre sind sehr stark bewehrt.

Für Nachschau und Ausbesserungen können die Einlaufspiralen sowie



Abb. 11. Obere Schütze. Ansicht vom Oberwasser.

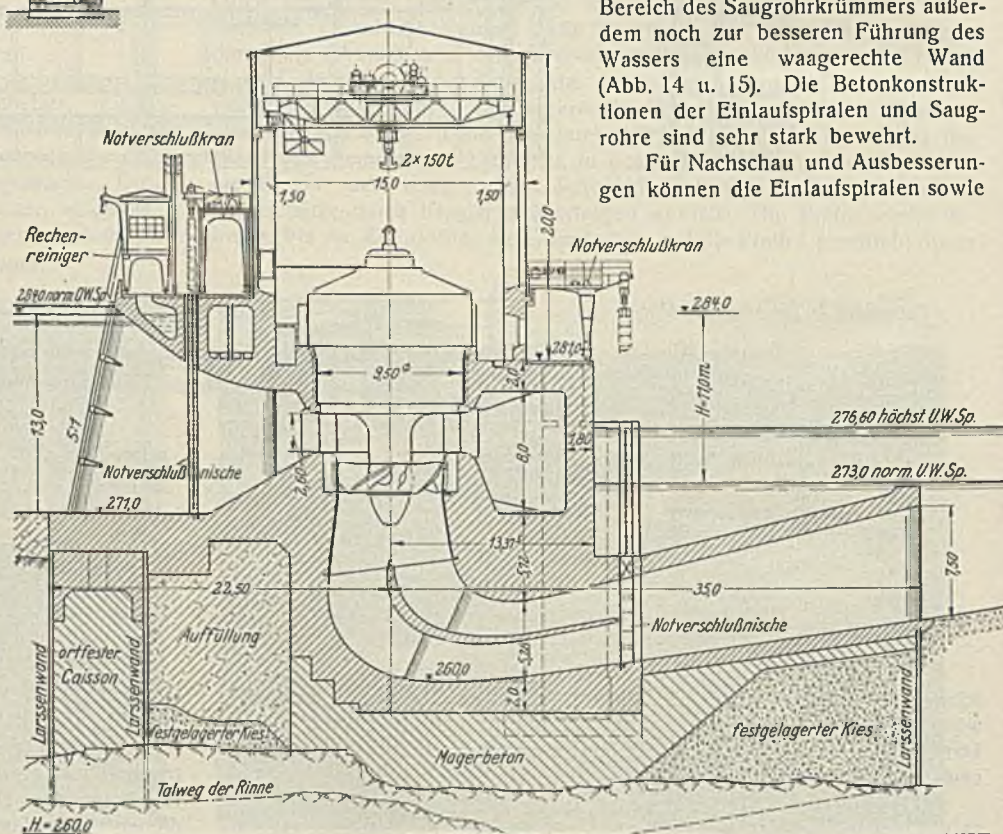


Abb. 13. Krafthaus. Querschnitt.

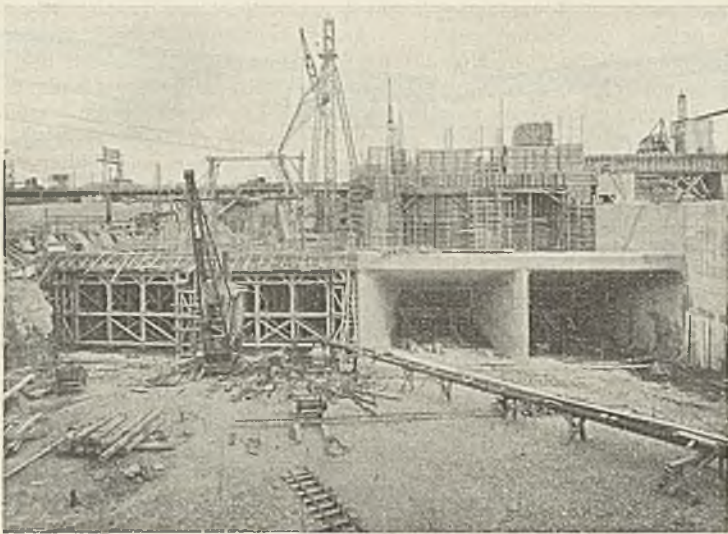


Abb. 14. Kraithaus. Blick vom Unterwasser in die Baugrube.

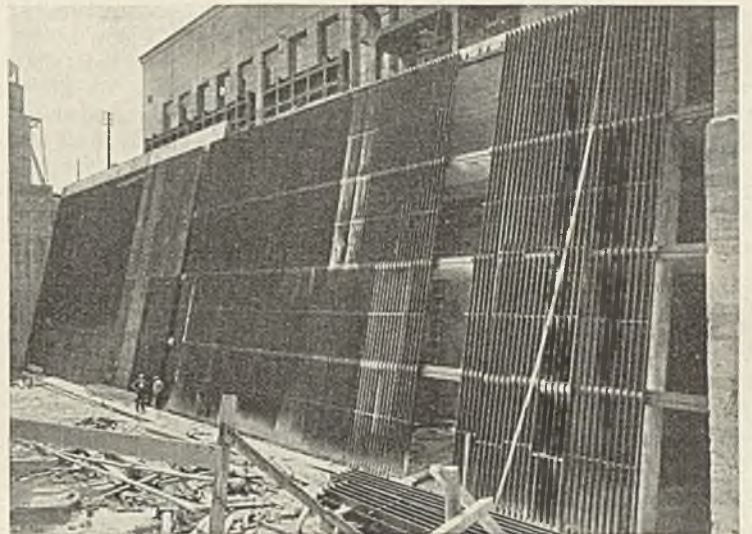


Abb. 16. Rechenanlage.

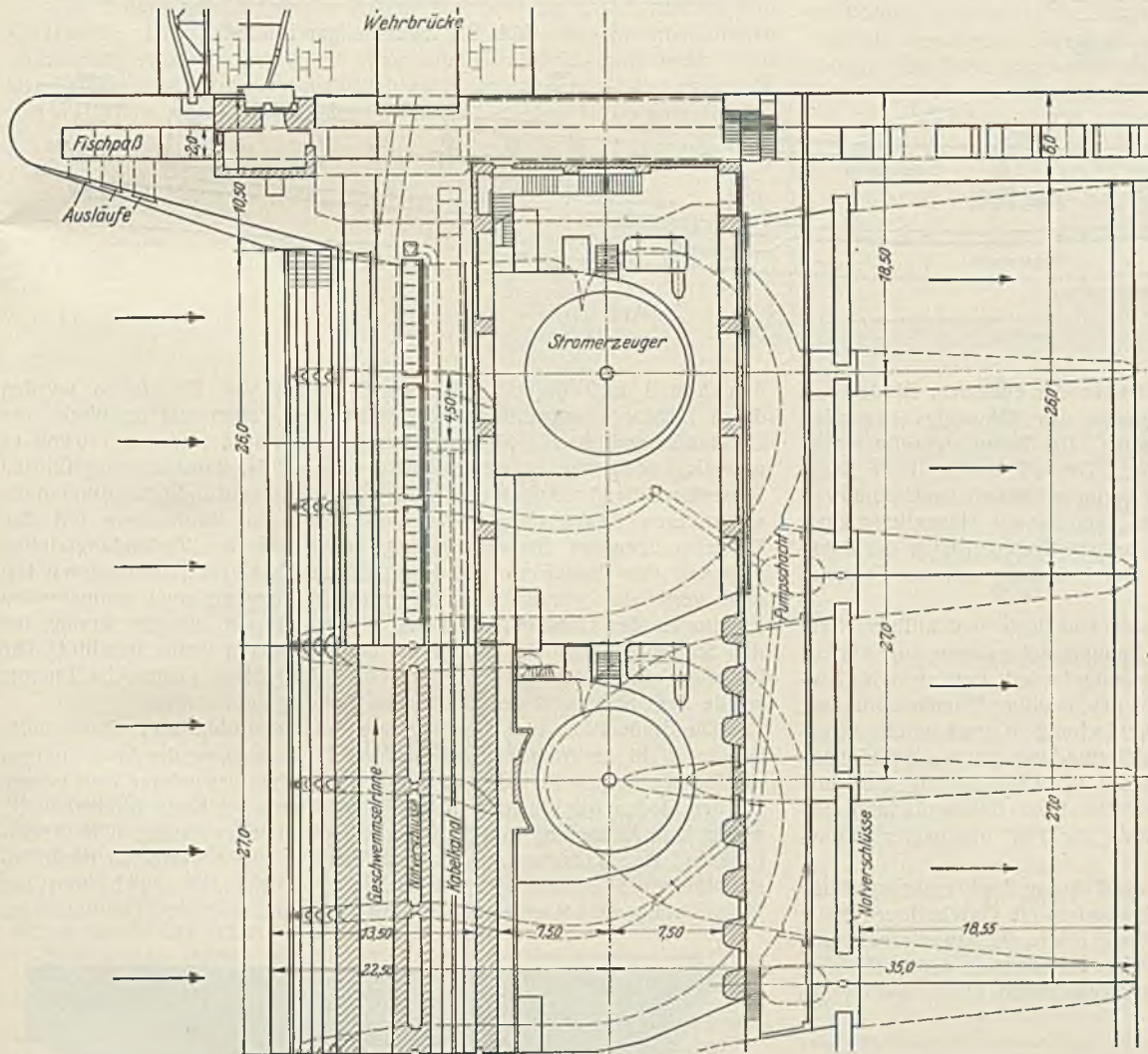


Abb. 15. Kraithaus. Grundriß.

die Saugrohre (am Ende des Saugrohrkrümmers) durch Notverschlüsse gegen Ober- und Unterwasser abgeschlossen werden. Um die Turbinenkammern entleeren zu können, sind für je zwei Maschinengruppen auf der Unterwasserseite des Krafthauses zwei Pumpenschächte angeordnet, in die die verschiedenen Entleerungsleitungen und Dränagen münden. In jedem Schacht ist eine Pumpe aufgestellt, die eine Wassermenge von 300 l/sek bis zu 15 m hoch fördern kann.

Abweichend von den bisherigen Kraftwerken am Oberrhein ist ein besonderes Einlaufbauwerk mit Grobrechen nicht ausgeführt worden, da auf Grund der später noch zu beschreibenden Modellversuche es sich erwiesen hat, daß bei geeigneter Anordnung weder die Bewegung des Geschiebes noch die Geschwemmseifzufuhr ein solches Bauwerk erfordern. Der 13 m hohe Rechen ist unmittelbar vor dem Krafthaus angeordnet; der lichte Abstand zwischen den Stäben beträgt 150 mm; der Rechen kann von dem angetriebenen Geschwemmseif durch eine Reinigungsmaschine befreit werden, die auf dem Rechenboden vor dem Krafthaus läuft und das Rechengut in eine Längsrinne wirft, aus der es in das Unterwasser des Stauwehres gespült wird (Abb. 16).

(Fortsetzung folgt.)

Geschweißte Bahnsteigüberdachung und Eisenbeton-Bahnsteigmauern auf Bahnhof Bremen-Neustadt.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Direktor bei der Reichsbahn Paul Schlodtmann in Oldenburg.

Die von Oldenburg nach Bremen führende Hauptbahn berührt, ehe sie ihren noch 2,4 km weiter entfernten Endbahnhof in Bremen erreicht, dicht am linken Weserufer den Vorstadtbahnhof Bremen-Neustadt, der beim Bahnbau im Jahre 1867 hier für Personen- und Stückgutverkehr eingerichtet worden ist. Da dieser Bahnhof inzwischen in allen Teilen völlig unzulänglich geworden war, wurde ein Neubau des ganzen Bahnhofs durchgeführt. Das neue Empfangsgebäude mit den künftigen Bahnsteigen wurde in etwa 300 m Entfernung von den bestehenden Anlagen in der Richtung nach Oldenburg zu errichtet, um während des Bahnhofumbaus den Verkehr und Betrieb auf dem alten Bahnhof aufrecht erhalten zu können. Die Bahnsteige des neuen Bahnhofs haben einstielige

geschweißte eiserne Bahnsteigüberdachungen mit hölzerner Dachschalung und neuartige Bahnsteigmauern aus Eisenbeton erhalten, die sich wegen ihrer Zweckmäßigkeit, Einfachheit und verhältnismäßig geringen Baukosten zur Nachahmung empfehlen dürften.

1. Bahnsteigüberdachung.¹⁾

Die Grundrißanordnung und die Ausbildung der einstieligen Binder ist in Abb. 1 dargestellt, aus der auch die Binderabstände und die Breiten der einzelnen Binder zu ersehen sind. Da der Bahnsteig in einer Gleis-

¹⁾ Vgl. die geschweißte Bahnsteigüberdachung auf Bhf. Fürstenberg, Bautechn. 1931, Heft 2, S. 25.

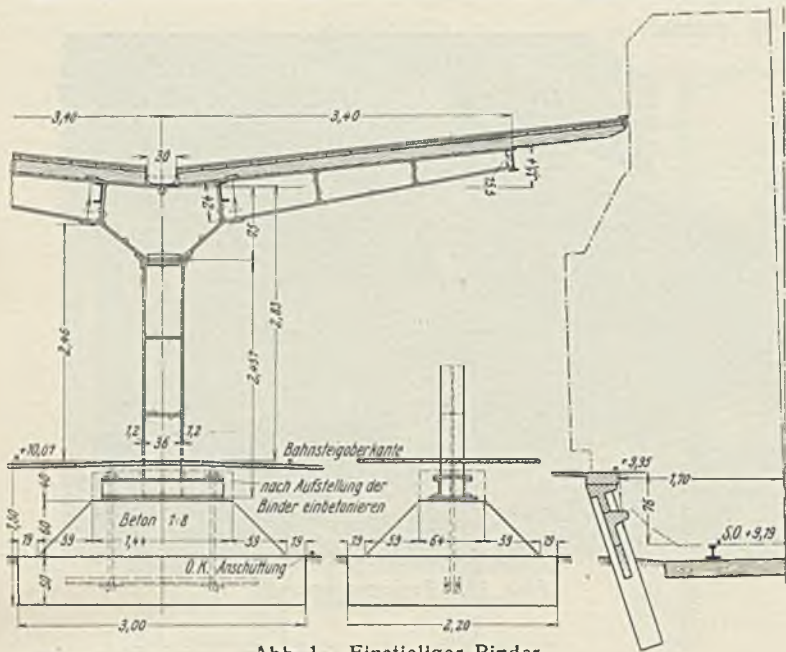


Abb. 1. Einstieliger Binder.

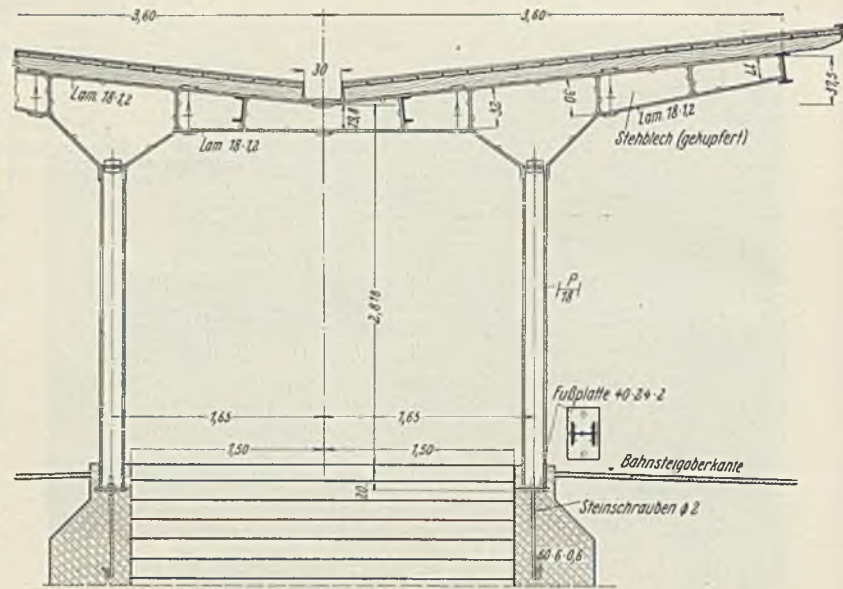
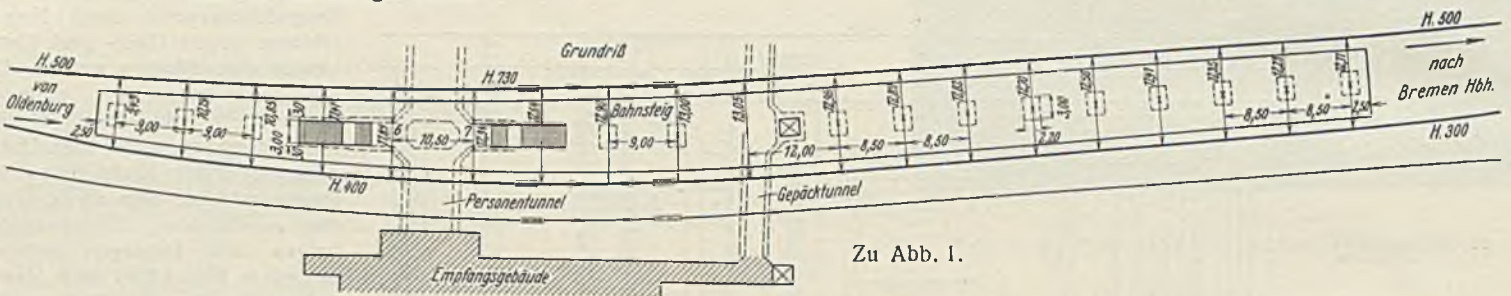


Abb. 2. Zweistieliger Binder.



Zu Abb. 1.

krümmung liegt, ergaben sich für die Breiten der einzelnen Binder verschieden große Maße, weil die beiderseits des Bahnsteigs liegenden Gleise verschieden große Halbmesser haben. Die Bahnsteigbreite wurde dadurch an dem einen Ende recht gering. Deshalb und weil die Bahnsteigbreite wegen der im allgemeinen nur geringen Gleisabstände durchweg ziemlich schmal gehalten werden mußte, kam nur die Herstellung einer einstielligen Überdachung in Frage. Nur bei der Treppenanlage der Bahnsteigunterführung konnten Doppelstiele mit Gründung auf den Treppennauren verwendet werden.

Um zunächst ein Urteil über die zweckmäßigste und billigste Bauweise zu gewinnen, wurden mehrere Bauunternehmungen zur Abgabe von Vorentwürfen und Kostenanschlägen aufgefördert, und zwar für Ausführung in Holzbau, in genieteter und in geschweißter Eisenkonstruktion. Diese Ausschreibung ergab, daß eine Überdachung in geschweißter Eisenkonstruktion mit Holzeindeckung und Betongründung am zweckmäßigsten und billigsten war. Bei einer Gesamtfläche der Überdachung von rund 1400 m² betragen die Gesamtkosten einschließlich Betongründung und Entwässerungsanlage rd. 36 000 RM, mithin für 1 m² überbauter Grundfläche 25,70 RM.

Die Entwurfsbearbeitung und die Bauausführung der Eisenkonstruktion nebst Holzeindeckung wurde der Brückenbauanstalt Gutehoffnungshütte in Sterkrade übertragen. Die Betongründung führte die Bauunternehmung Carl Brandt, Niederlassung Bremen, aus. Die Einzelheiten der Ausbildung der Eisenkonstruktion der ein- und der zwei-stieligen Binder gehen aus

den Abb. 1 u. 2 hervor. Alle Verbindungen von Eisenteilen wurden durch Lichtbogenschweißung hergestellt, die größtenteils im Werke der Gutehoffnungshütte in Sterkrade ausgeführt wurde und nur, soweit es unbedingt nötig war, auf der Baustelle. Die auf der Baustelle ausgeführten Schweißarbeiten beschränkten sich im wesentlichen auf die Stoßverbindungen am unteren Kragarmansatz, die Verbindung der Binderstiele mit den Verankerungen im Betonfundament, sowie auf die Verbindungsstellen zwischen den Pfetten und Bindern. Überkopfschweißungen konnten fast ganz vermieden werden. Als Elektroden wurden die nicht ummantelten Elektroden der Gutehoffnungshütte verwendet. Im übrigen wurden bei den Schweißarbeiten die Richtlinien der Reichsbahn genau beachtet. Die für die Schweißung auf der Baustelle erforderliche elektrische Energie wurde dem Stromnetz der städtischen Leitung entnommen.

Die Binderstiele und die Kragarme haben den üblichen H-Querschnitt. Bei der Wahl der Abmessungen und bei der Anordnung der Aussteifungen der Stegbleche wurde auf ein gefälliges Aussehen besonderer Wert gelegt. An den Stößen der Bleche wurden Flacheisen oder L-Eisen aufgeschweißt, wobei jede Anhäufung von Schweißstellen vermieden wurde. Die Binderfüße und ihre Verankerung sind zum Schutze gegen Verrosten bis Bahnsteigoberkante einbetoniert worden. Die Dacheindeckung besteht aus Holzschalung auf hölzernen Sparren mit Ruberoidabdeckung. Die hölzernen

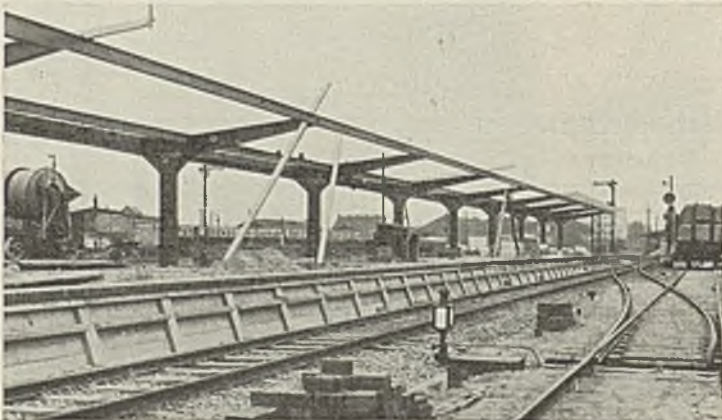


Abb. 3. Bahnsteigdach in Bremen-Neustadt.



Abb. 4. Fertige Überdachung.

Sparren werden von Pfetten aus I-Eisen getragen, die an ihren Enden mit den Bindern verschweißt sind. Bei der Aufstellung wurden die Pfetten zunächst vorübergehend durch Schraubbolzen angeheftet. Diese Schraubbolzen wurden nach beendeter Anschweißung der Pfetten an die Binder wieder entfernt und die Schraubenlöcher im Steg der Pfetten durch runde Eisenstückchen gedichtet. In den größeren Binderfeldern haben die Pfetten eingehängte, gelenkig nach der Gerberschen Bauweise angeschlossene Mittelstücke erhalten, wodurch zugleich die erforderlichen Temperaturlücken in der Gesamtkonstruktion gebildet wurden.

Die Überdachung hat zur Abführung des Tageswassers Gefälle nach der Mittellängsachse, wo eine einfach ausgebildete Dachrinne von 30 cm Weite das Wasser durch Abfallrohre in die Entwässerungsanlage des Bahnhofs abführt. Die sonst vielfach übliche große Höhe der Bahnsteigüberdachungen ist vermieden. Die in Bremen-Neustadt angewendete Höhe von 2,46 m an den Binderstielen und von 2,97 m an den Enden der Kragarme der Binder genügt vollständig und gibt den auf dem Bahnsteige befindlichen Reisenden gegen schräg einfallenden Regen mehr Schutz als die höheren Überdachungen. Es werden auch die Baukosten durch die niedrigere Anordnung nicht unwesentlich verringert. Abb. 3 zeigt die Überdachung im Zustande der Bauausführung, Abb. 4 zeigt den fertigen Zustand.

2. Bahnsteigmauern.²⁾

Die Bahnsteigkanten liegen 0,76 m über S.-O. in 1,70 m Abstand von Gleismitte. Die Bahnsteigmauern sind aus einzelnen Eisenbetonteilen zusammengesetzt und oben mit einer Klinkerrollschicht abgedeckt. Statt der Klinkerrollschicht kann natürlich auch eine andere Abdeckung, z. B. aus Werkstein, verwendet werden. Während bei den bisher ausgeführten

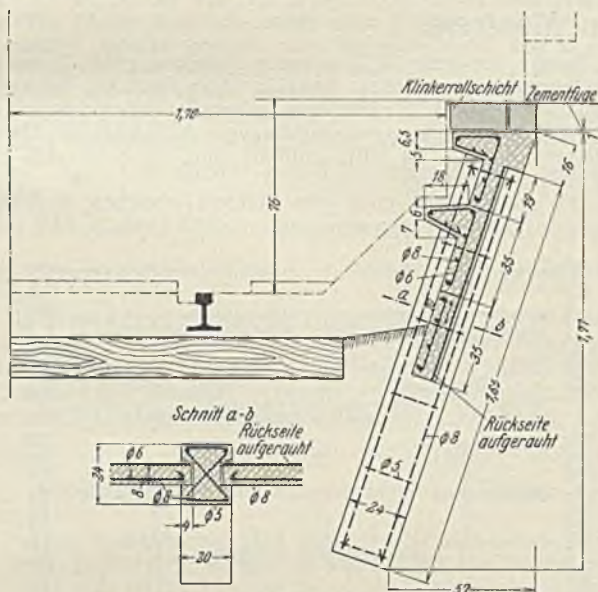
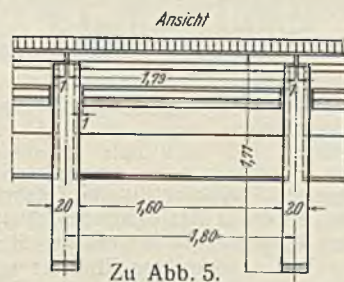


Abb. 5. 76 cm hohe Bahnsteigmauer.

Bahnsteigmauern aus Beton oder Eisenbeton oder aus Mauerwerk meist erhebliche Baustoffmengen erforderlich sind und ein Ausrichten der Mauer bei Versackung oder ein Umsetzen der Mauer schwierig und mit verhältnismäßig hohen Kosten verbunden ist, wird bei der in Bremen-Neustadt verwendeten neuartigen Bahnsteigmauer erreicht, daß mit geringen Baustoffmengen und noch gut handlichen Einzelstücken, sowie ohne Mitwirkung von Maurern eine völlig standsichere Mauer hergestellt wird, die bei etwaigen Versackungen des Untergrundes, mit denen namentlich bei frisch geschüttetem Bahnkörper gerechnet werden muß, leicht wieder ausgerichtet oder, wenn es erforderlich wird, an derselben oder an beliebiger anderer Stelle neu aufgestellt werden kann. Nur für die Herstellung der Rollschicht- oder sonstigen Abdeckung der Bahnsteigkante wird auf die Mithilfe eines Maurers nicht verzichtet werden können. Die Mauern können in nahezu gleicher Ausbildung für 76 cm oder 38 cm hohe Bahnsteige und für 1,00 bis 1,10 m hohe Vieh- oder sonstige Verladerrampen hergestellt werden.

Die in Abb. 5 dargestellte 76 cm hohe Bahnsteigmauer besteht aus folgenden Teilen:



Zu Abb. 5.

a) Pfosten: Sie haben eine Länge von 1,65 m und einen Querschnitt von 20 × 24 cm. Ihr Gewicht beträgt etwa 145 kg. Im oberen Teile sind zwei seitliche, 89 cm lange und 4 cm tiefe Nuten vorhanden, in die die zwischen den Pfosten befindlichen drei Eisenbetonbohlen eingeschoben werden. Die Eisenbetonpfosten werden in 1,80 m Abstand von Mitte zu Mitte Pfosten und mit einer Neigung 3:1 aufgestellt. Diese Neigung entspricht ungefähr der Richtung des auf die Bahnsteigmauer wirkenden Erddrucks bei voll belastetem Bahnsteige. Die Bewehrung besteht aus vier Eisenstäben 8 mm ϕ in 3,5 cm Abstand von der Betonaußenkante und aus sechs Umschnürungen aus 5 mm starken Eisendrähten.

b) Bohlen: Die schon erwähnten, zwischen die Pfosten einzuschubenden Eisenbetonbohlen haben verschiedene Ausbildung: Die untere, 1,66 m lange Bohle hat rechteckigen Querschnitt von 8 × 35 cm Abmessung und etwa 90 kg Gewicht. Sie dient lediglich zur Aufnahme des Erddrucks und zu dessen Übertragung auf die Pfosten. Darüber befindet sich eine ebenfalls 1,66 m lange Bohle mit 1,58 m langer, von Pfosten zu Pfosten reichender Auftrittstufe, die ein bequemes Auf- und Absteigen von Gleishöhe zur Bahnsteighöhe und umgekehrt ermöglichen soll. Sie wiegt etwa 125 kg. Die oberste Bohle ist im unteren Teile ebenfalls 1,66 m lang und im oberen Teile mit beiderseitigen, 1,79 m langen Vorkragungen zur Aufnahme der Klinkerrollschicht bzw. der Werksteinabdeckung versehen. Sie wiegt etwa 150 kg.

Die Bewehrung aller Bohlen besteht aus 6 und 8 mm starken Eisenstäben. Das Mischungsverhältnis für den Beton beträgt: 1 T. hochwertiger Zement : 2,4 T. Quetschsand : 3,6 T. Steinsplitt.

c) Abdeckung: Die Klinkerrollschicht oder Werksteinabdeckung

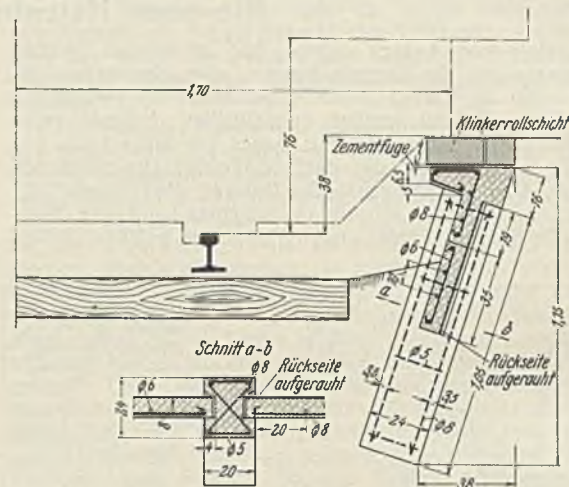
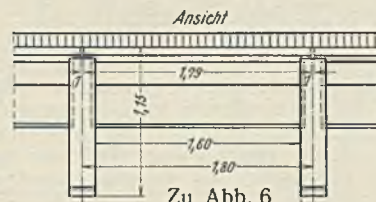


Abb. 6. 38 cm hohe Bahnsteigmauer.



Zu Abb. 6.

erhält über den Pfosten, also in Abständen von 1,80 m, offene Fugen, die zur Erleichterung beim Verlegen und zur Ausfüllung der sonst offenen Fuge mit irgendeinem nicht bindenden Stoffe, z. B. mit Asphalt-pappe, ausgefüllt werden können. Soll die Bahnsteigmauer zwecks Ausrichtens oder Umsetzens auseinandergenommen werden, so kann

also die oberste Eisenbetonbohle zusammen mit der Abdeckung herausgenommen und später wieder eingesetzt werden.

Das Versetzen der Mauern ließ sich mit Zuhilfenahme von leichten hölzernen Windeböcken bequem und ohne jede Beschädigung der einzelnen

Eisenbetonstücke ausführen. Das Aussehen der Mauer ist recht ansprechend. Die Bahnsteigmauern auf Bahnhof Bremen-Neustadt wurden durch die Bauunternehmung Carl Brandt, Niederlassung Bremen, in einwandfreier Weise ausgeführt. Die Kosten haben rd. 20 000 RM betragen, also bei einer Gesamtlänge der Bahnsteigmauern von 890 m 22,50 RM/lfdm. Diese Kosten verteilen sich im einzelnen für 1 lfdm wie folgt:

Baustoffe	4,00 RM
Arbeitslohn für die Herstellung	12,00 "
Arbeitslohn für das Versetzen	4,50 "
Arbeitslohn für die Rollschicht	2,00 "

Die gleiche Anordnung läßt sich mit entsprechender Abänderung auch für die niedrigen, 38 cm hohen Bahnsteigmauern und für 1,00 m bis 1,10 m hohe Mauern der Vieh- und Verladerrampen verwenden. Bei den in Abb. 6 dargestellten niedrigen Bahnsteigmauern mit 38 cm Höhe über S.-O. beträgt die Länge der Pfosten nur 1,05 m und ihr Gewicht etwa 90 kg. Die Bohle mit Auftrittstufe ist entbehrlich.

Bei den in Abb. 7 dargestellten 1,10 m hohen Mauern für Verlade-, Vieh- oder sonstige Rampen beträgt die Länge der Pfosten

²⁾ Vgl. Bautechn. 1928, Heft 48, S. 710; 1929, Heft 47, S. 729; 1930, Heft 22, S. 333.

2,05 m, der Pfostenquerschnitt 30×30 cm und das Pfostengewicht etwa 350 kg. Aber auch diese Pfosten lassen sich beim Versetzen noch ohne besondere Schwierigkeit behandeln. Eine Bohle mit Auftrittstufe ist hier ebenfalls entbehrlich und ebenso eine besonders ausgebildete obere Bohle. Die erforderlichen drei Eisenbetonbohlen haben sämtlich den gleichen Rechteckquerschnitt von 8×35 cm Abmessung und ein Gewicht von etwa 90 kg. Damit der Abstand der oberen Mauerkante von der Gleismitte nicht zu groß wird, erhalten die Eisenbetonpfosten im oberen Teil auf 0,55 m Länge senkrechte Ausbildung und nur im Teil darunter eine Neigung 5:1. Bei diesen hohen Mauern empfiehlt es sich, oben vor der Rollschichtpflasterung eine Längsaussteifung der Mauer aus alten Eisenbahnschienen anzuordnen. Die Befestigung dieser Schienen auf den Pfosten geschieht einfach durch Klemmplatten und in den Beton der Pfosten einzulassende Steinschrauben. Derartige Mauern sind bei mehreren Viehrampen im Bezirke der Reichsbahndirektion Oldenburg seit längeren Jahren in Gebrauch. Sie haben sich sehr gut bewährt.

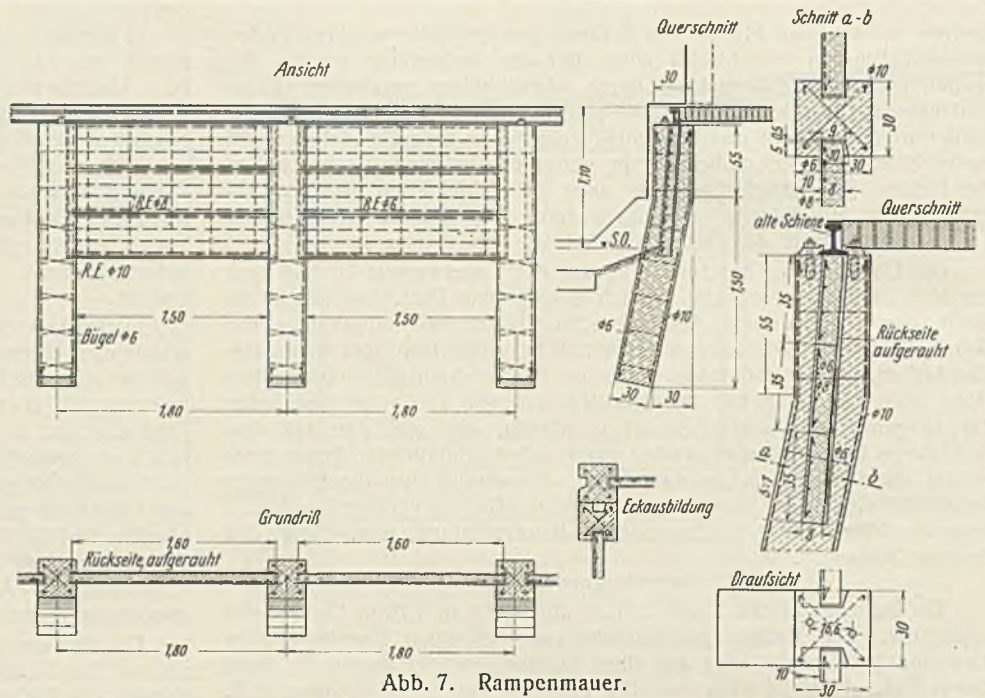


Abb. 7. Rampenmauer.

Alle Rechte vorbehalten.

Die neue Hafenbrücke in Montreal.

In Montreal laufen von beiden Seiten her zahlreiche Straßen zusammen, die bisher durch die Victoria-Brücke, eine Eisenbahn- und Straßenbrücke, über den St. Lorenz-Strom miteinander in Verbindung gebracht wurden. Diese Brücke genügt neuzeitlichen Anforderungen nicht mehr, und die Hafenbehörde erteilte daher im Jahre 1925 den Auftrag zur Erbauung einer neuen, nur dem Straßenverkehr dienenden Brücke (Abb. 1). Die kürzlich fertiggestellte Brücke, über deren Bau Engng. 1931 vom 13. u. 27. März eingehend berichtet, soll die Möglichkeit bieten, daß die Stadt Montreal, deren Hauptteile auf dem linken

Die Brücke hat eine 11,25 m breite Fahrbahn (Abb. 3), auf der also vier Fahrzeuge nebeneinander, zwei in jeder Richtung, fahren können. Durch ein Geländer von der Fahrbahn getrennt, liegt rechts und links ein Straßenbahngleis in 15,8 m Achsentfernung. Außerhalb der Hauptträger, die 20,28 m von Mitte zu Mitte entfernt sind, ist beiderseits ein 1,5 m breiter Fußweg ausgekragt.

Um die nötige Höhe über dem Fluß zu erreichen, mußten für die beiderseitigen Rampen Steigungen von 1:23,5 und 1:24,2 zugelassen

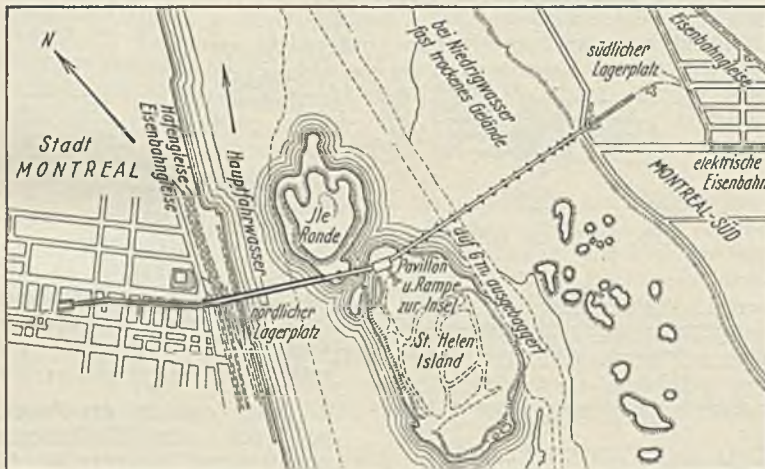


Abb. 1. Lageplan.

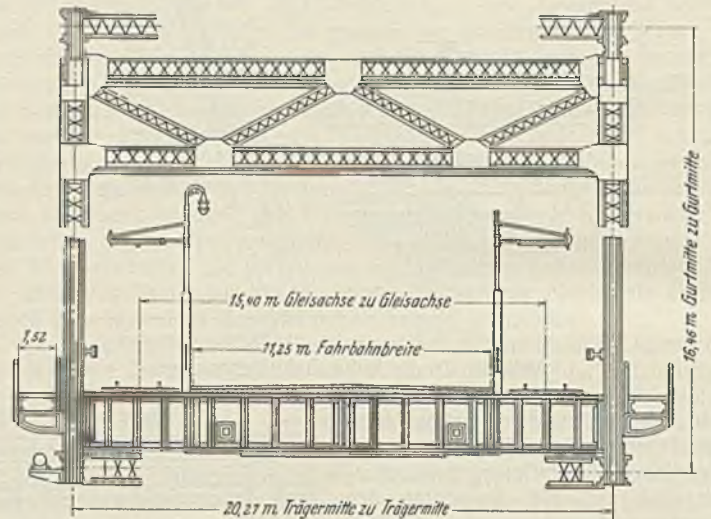


Abb. 3. Querschnitt.

Flußufer liegen, sich mehr auf das rechte Ufer ausdehnt. Die Kosten wurden vom Staat, von der Provinz und von der Stadtverwaltung aufgebracht. Für die Benutzung der Brücke wird ein Brückengeld erhoben, mit dessen Hilfe das Baukapital verzinst und getilgt wird, das schließlich sogar eine Einnahmequelle für die beteiligten Stellen bilden soll, eine Art, einen Brückenbau zu finanzieren und auszunutzen, die man in den benachbarten Vereinigten Staaten häufig findet und die vielleicht auch auf unsere Verhältnisse übertragen zu werden verdient.

Die ganze Brückenanlage, einschließlich der beiderseitigen Rampen, ist etwa 3,2 km lang, wovon 2,6 km mit Stahlträgern überbrückt sind (Abb. 2). Durch zwei Inseln, die Ile Ronde und St. Helen Island, wird der Fluß in zwei Arme getrennt. Links von diesen Inseln liegt das Fahrwasser, am Ufer zieht sich eine Ladestraße hin; rechts von den Inseln ist der Fluß so flach, daß das Gelände bei Niedrigwasser fast trocken liegt. Grundbedingung beim Bau der Brücke war, daß Ozeandampfer durch sie nicht behindert würden, den St. Lorenz-Strom zu befahren, was von besonderer Bedeutung ist, weil geplant wird, diese Schifffahrtsstraße so auszubauen, daß die Ozeandampfer bis in die Großen Seen Nordamerikas vordringen können. Unter Benutzung der St. Helen-Insel als Stützpunkt ergab sich eine Hauptöffnung der Brücke von 329 m, gemessen von Mitte Pfeiler zu Mitte Pfeiler; da die Brücke schief ist, ist die lichte Weite senkrecht zum Stromstrich 305 m. Die Trägerunterkante liegt 49 m über Hochwasser.

werden. Damit reicht die Zufahrtstraße zur Brücke auf dem linken Ufer bis mitten in das Hauptgeschäftsviertel von Montreal hinein. Der Zug der Brückenstraße hat auf der St. Helen-Insel einen Knick.

Auf dem rechten Flußufer schließt sich an eine etwa 300 m lange Dammschüttung zunächst eine Reihe von 24 Landöffnungen an, die von Warrenträgern mit obenliegender Fahrbahn überbrückt sind. Die linksseitige Rampe wird von 16 ebensolchen Brücken getragen, daneben noch von sechs Betongewölben von 9,76 m Weite. Die Länge der Warrenträger schwankt zwischen 27,45 m und 74,73 m; wiederholt kommt das Maß von 37,36 m vor. Alle diese Träger haben eine Felderteilung von 7,47 m, so daß eine ganze Anzahl von Teilen reihenmäßig angefertigt und für alle Brücken verwendet werden konnte. Die Hauptträger haben 12,2 m Abstand; die Straßenbahngleise ruhen also auf Auskragungen der Querträger. Die Trägerhöhe schwankt zwischen 3,97 m und 10,67 m; infolgedessen konnten die gleichen Teile für die Gurtungen verwendet werden. Diese bestehen im wesentlichen aus Kohlenstoffstahl, nur für die 74,73 m-Träger wurde ein Siliziumstahl verwendet, wodurch trotz der höheren Beanspruchung dieselbe Form wie bei den übrigen Trägern beibehalten werden konnte.

Die Brücke hat im ganzen 62 Pfeiler, die teils im Trockenem, teils zwischen Fangedämmen, teils mit Hilfe von Druckluft-Senkkasten gegründet sind. Der stadtseitige Landpfeiler der Hauptöffnung ruht z. B. auf zwei Senkkasten, die bis auf den unter der Flußsohle anstehenden festen Ton-

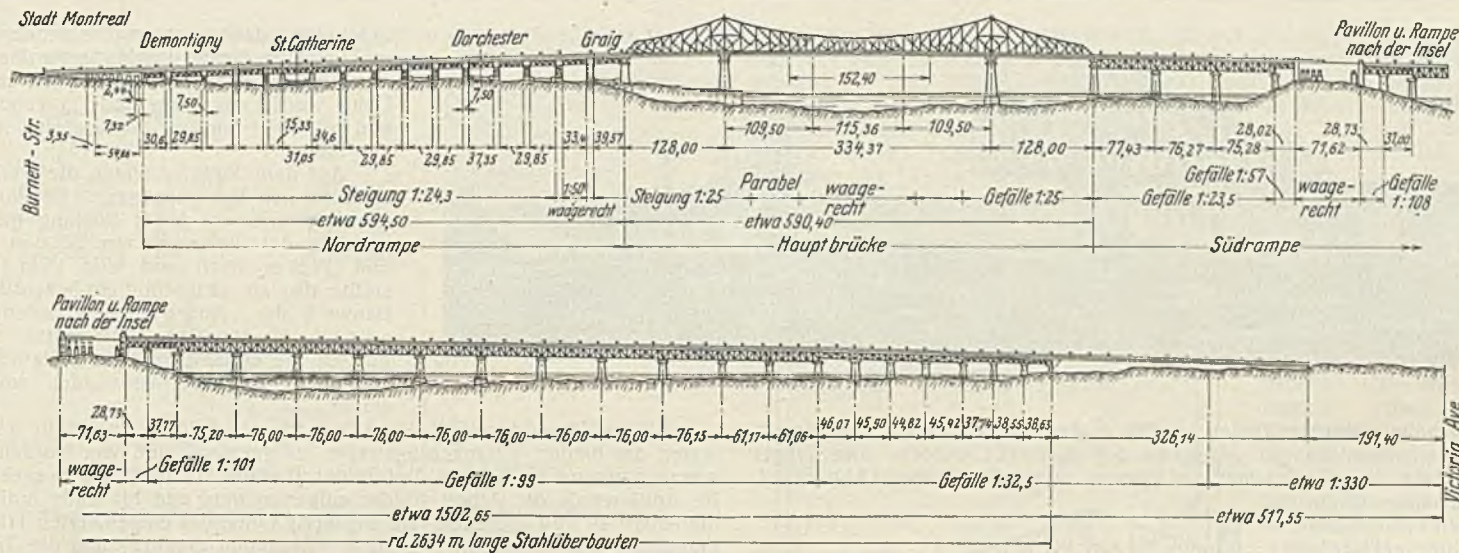


Abb. 2. Gesamtansicht.

schiefer abgesehen sind; er umfaßt etwa 13760 m³ Beton. Er erhebt sich 45,75 m über die Uferstraße und hat in deren Höhe eine Grundfläche von 14,35 × 29,3 m. Der andere Hauptpfeiler ruht auf einem Senkkasten, der für den größten bis jetzt errichteten gilt. Er hat eine Grundfläche von 38,95 × 15,4 m und ist 14,35 m hoch. Ganz aus Stahl gebaut, wiegt er 1030 t. Er wurde bis auf 18,3 m unter den schiffbaren Wasserstand versenkt. Die Pfeiler sind von etwas über NW bis dahin, wo sie vom Eisgang berührt werden können, d. i. auf eine Höhe von 12,9 m, mit Hausteine verkleidet und bestehen im übrigen aus Beton 1 : 2 : 4, von dem eine Festigkeit von 140 kg/cm² verlangt wurde. Im ganzen wurden für die Pfeiler gegen 80000 m³ Beton und 36000 t Hausteine verbraucht.

Von dem Kohlenstoffstahl für die Brückenteile wurde $\sigma_B = 4200$ bis 4900 kg/cm², $\sigma_S = 2500$ kg/cm², $\psi = 42\%$ verlangt. Die zulässige Beanspruchung

$$\sigma_{zul} = 1265 \text{ kg/cm}^2, \sigma_{d,zul} = 1055 \text{ kg/cm}^2 \text{ oder } \left(1195 - 70 \cdot \frac{l}{i}\right) \text{ kg/cm}^2$$

(l = Länge, i = Trägheitshalbmesser), je nachdem welche Zahl sich als kleiner ergab.

Ein Stilizumstahl wurde für die Hauptträger, für die Gurtungen der Fahrbahnträger und einen Teil der unteren Querverbände verwendet. Von ihm wurde $\sigma_B = 5625$ bis 6325 kg/cm² bei $\sigma_S = 3165$ kg/cm² verlangt. Der Stilizumstahl war schwerer zu bearbeiten als der Kohlenstoffstahl, und seine Bearbeitung kostete infolgedessen 25 bis 35% mehr. Für ihn wurde $\sigma_{zul} = 1650$ kg/cm², $\sigma_{d,zul} = 1335$ kg/cm² oder $\left(1545 - 100 \cdot \frac{l}{i}\right)$ kg/cm² bestimmt. Vorübergehende Spannungen beim Bau durften um 25% höher sein.

Die meisten Verbindungen sind genietet, nur an besonders wichtigen Punkten sind Bolzenverbindungen gewählt. Für die Nieten war eine Festigkeit von 3375 bis 3935 kg/cm² bei $\sigma_S = 1970$ kg/cm² vorgeschrieben. Der Berechnung wurde eine zul. Scherspannung von 845 kg/cm², ein Lochleibungsdruck von 1690 kg/cm² zugrunde gelegt. Bei an Ort und Stelle geschlagenen Nieten waren diese Zahlen um $\frac{1}{12}$ niedriger. Die Bolzen bestehen aus Nickelstahl, für den eine Biegebeanspruchung von 2460 kg/cm² zugelassen wurde.

Im ganzen wurden 29000 t Stahl verbraucht, wovon etwa die Hälfte auf die Brücke über die Hauptöffnungen entfällt. Für diese wurde die Bauart als Auslegerträger mit einem 114,45 m langen eingehängten Mittelteil gewählt (Abb. 4). Die Hauptträger sind über den Pfeilern 49,4 m, an den Enden 15,25 m hoch; der eingehängte Träger ist in der Mitte 16,47 m hoch. Die Hauptträger haben 1,08 m voneinander entfernte Stehbleche, die durch Querverbindungen kräftig ausgesteift sind. Dieses Maß ist über den Pfeilern auf 1,21 m erhöht, bei dem eingehängten Teil ist es auf 66 cm verringert. Im Untergurt ist die größte Höhe 1,52 m, sie nimmt nach den Enden bis auf 0,99 m und 1,07 m ab. Beim Obergurt schwankt die Höhe von 1,57 m bis 1,02 m. Für die Ausbildung der Wandglieder ist die K-Form gewählt, sie erwies sich bei gleichen Kosten als steifer als andere zum Vergleich herangezogene Aussteifungen.

Zwischen die Lager und den Beton der Pfeiler ist eine Schicht mit Mennige getränkter Segelleinwand eingelegt. Die in diesen Lagern zusammenlaufenden Trägerteile sind, um den Zusammenbau zu erleichtern und um Nebenspannungen zu vermeiden, durch Bolzen angeschlossen. Diese Bolzen haben einen Durchmesser von 914 mm unter dem Pfosten über dem Lager, von 610 mm beim Anschluß des Untergurts und von 330 mm für den Anschluß der beiden Wandglieder.

Die rückwärtigen Arme der Kragträger sind 15 m tief durch einen Trägerrost im Beton der Pfeiler verankert.

Das Tragwerk der Fahrbahn liegt über den Untergurten und den Querverbänden. Zwischen den 1,73 m hohen Querträgern liegen fünf Längsträger, die ihrerseits die eigentlichen Fahrbahnträger, I-Eisen von 30,5 cm Höhe in 1,22 m Abstand tragen. Auf diesen ruht die Fahrbahnplatte aus Eisenbeton, die außer da, wo die Steigung 1 : 25 überschreitet, mit Asphalt in 6,3 cm Stärke abgedeckt ist. An den steileren Stellen wird der Beton der Platte durch eine Schicht Hartbeton vor Abnutzung geschützt. Unter den Straßenbahngleisen ist die Fahrbahn ohne Abdeckung.

Der Bau der Brücke war schwierig. Da ihre Teile nur für die Lasten des Straßenverkehrs berechnet waren, konnten sie die schweren Krane, die zum Heben der einzelnen Glieder trotz der Beschränkung des Gewichts dieser Teile auf je 40 t, nicht ohne vorübergehende Verstärkung aufnehmen. Auf der Stadtseite war es auch schwierig, einen geeigneten Lagerplatz für die angelieferten Teile zu finden. Auf dem Südufer war es nicht möglich, Pfähle zu rammen, es mußte deshalb vom Bau von Rüstungen abgesehen werden. Die meisten Träger wurden daher frei vorgebaut, wobei der Träger über dem Nachbarfeld als Rückhalt diente. Bei den Trägern von 51,5 m Länge wurden zu diesem Zweck die Obergurte miteinander verbunden, und zwischen die Untergurte wurde ein Schuh eingelegt. Der Träger wurde überhöht zusammengebaut und auf dem gegenüberliegenden Lager durch Winden abgestützt. Dann wurde die Verbindung mit dem vorhergehenden Träger am hinteren Ende gelöst und das vordere Ende auf seine Lager abgesenkt. Bei dem Träger von 24,25 m Länge bedurfte es, um dieses Verfahren durchzuführen, einer vorübergehenden Verstärkung der Träger über dem Lager, von dem aus vorgekragt wurde; ihre Höhe wurde durch einen aufgesetzten Träger von 10,7 m Höhe verdoppelt.

Die örtlichen Verhältnisse zwangen dazu, auf dem rechten Ufer erst die Zufahrtrampen mit ihren Brücken herzustellen, ehe die Überbrückung der Hauptöffnungen in Angriff genommen werden konnte, während auf dem anderen Ufer erst der Hauptträger und dann die kleineren Brücken zusammengebaut werden mußten. So kam es, daß auf dem Nordufer mit dem Bau des Ankerarms bereits im Juli 1927 begonnen wurde, während auf dem Südufer mit der Arbeit erst im September 1928 angefangen werden konnte (Abb. 5). Da der nördliche Ankerarm Gleise, eine Straße und große Gebäude überdeckt und nur ein freier Raum von etwa 30 m Breite neben dem Hauptpfeiler für den Bau in Anspruch genommen werden durfte, konnten nur die ersten drei Felder vom Hauptpfeiler aus auf fester Rüstung zusammengebaut werden, während die weiteren sechs Felder frei vorgekragt werden mußten. Am Ende des dritten Feldes dieses Trägers, der 128,1 m Spannweite hat, trat dabei zeitweilig eine Belastung von 3000 t auf; der tragfähige Baugrund liegt hier 21 m unter der Oberfläche, und es mußte daher durch Versenken von zwei Senkkasten unter Druckluft hier eine Gründung zur Aufnahme dieser Last geschaffen werden. Auf diesen Senkkasten wurden zwei



Abb. 4. Gesamtansicht.



Abb. 5. Brücke im Bau.

37,5 m hohe stählerne Pfeiler in 20,3 m Abstand, also unter den Hauptträgern errichtet, die gut gegeneinander abgesteift wurden. Die Träger nahmen das eine Ende eines als Rüstung dienenden Trägers (Abb. 6) auf, dessen anderes Ende auf dem Hauptpfeiler ruhte; er wurde später zur Überbrückung einer der Landöffnungen wieder verwendet. Dieser Träger selbst wurde auf hölzerner Rüstung errichtet. Da er 45 m über dem Erdboden liegt, mußte ein sehr hoher Kran gebaut werden, um die einzelnen Teile vom Lagerplatz unter der Brücke auf deren Höhe zu heben.

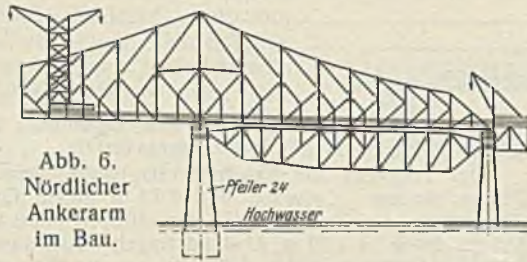


Abb. 6. Nördlicher Ankerarm im Bau.

Um Nebenspannungen zu vermeiden, wurden die Hauptträger so gesprengt, daß sie erst bei voller Eigenlast und halber Verkehrslast ihre Soll-Lage einnahmen. Um dies zu erreichen, wurden die einzelnen Glieder durch einen Kran hochgezogen, der dabei bis 20 t Zug ausüben mußte. An einzelnen Gliedern war dabei eine Überhöhung um 20 mm nötig. Besonderer Wert wurde darauf gelegt, daß im Druckgurt dichte Stöße entstanden. Die Enden der einzelnen Glieder wurden sauber

bearbeitet, dann fest gegeneinander gepreßt, und in diesem Zustande wurden die unteren Flanschen miteinander vernietet. Dann wurde das freie Ende angehoben, und nunmehr wurden die weiteren Nieten eingesetzt.
Auf dem Südufer waren die Verhältnisse für den Bau günstiger. Hier konnte der Ankerarm auf fester Rüstung gebaut werden; der Rüstträger war 122,6 m lang und 12,8 m hoch und wog 1625 t; er stellte also an sich schon ein beachtliches Bauwerk dar. Außer an den Enden war er noch in der Mitte unterstützt; dazu dienten die erwähnten Pfeiler, die vorher auf dem Nordufer verwendet worden waren.

Als im Dezember 1928 die Arbeit für den Winter eingestellt wurde, waren die beiden Verankerungsträger fertiggestellt, und von Norden her waren fünf, von Süden her drei Felder über der Hauptöffnung ausgekragt. Im April wurde die Arbeit wieder aufgenommen, und bis Ende Juni war die Arbeit so weit gediehen, daß das letzte Glied des eingehängten Trägers eingesetzt werden konnte. Genaue Messungen ergaben, daß die Träger in waagerechter Richtung 12 mm und 18 mm von der richtigen Lage abwichen. In senkrechter Richtung waren sie überhöht, indem an den Gelenken Keile eingesetzt worden waren, die mit dem Fortschreiten der Arbeit nachgezogen wurden.

Das Schlußglied ist an seine Nachbarn mit Bolzen angeschlossen. Die Bolzen gehen durch Langlöcher, die 75 mm seitliches Spiel haben. Am Abend, ehe das Schlußglied eingesetzt werden sollte, wurden die Keile so weit nachgelassen, daß die Anschlußpunkte unter Berücksichtigung des Einflusses der Wärme den richtigen Abstand hatten. Die Erwärmung machte einen Unterschied von 108 mm aus. Um 5 Uhr am nächsten Morgen wurden die Bolzen im Untergurt eingesetzt, und dann wurden die Keile an den Gelenken weiter nachgelassen. Um 8³⁰ Uhr schloß sich der Obergurt, und der Untergurt wurde infolge des Spiels der Bolzen in den Langlöchern etwas lose. Nunmehr wurden die weiteren Verbindungsteile eingesetzt und die Keile an den Gelenken so weit nachgelassen, daß die Bolzen im Schlußglied die ihnen zugedachte Belastung aufnahmen. Um 11 Uhr waren alle Keile frei, und der eingehängte Träger hatte seine endgültige Lage eingenommen.
Wkk.

Vermischtes.

Gebührenordnung der Ingenieure. Die in Ziffer 11 enthaltene Erklärung des Begriffs der „Rohbausumme“ hat neuerdings folgende Fassung erhalten:

Die Rohbausumme umfaßt alle Bauteile, die von der statischen Berechnung erfaßt werden müssen, bei Hochbauten insbesondere das Dach, Stockwerkdecken, Mauern, Stützen und Fundamente; bei Skelettbauten gehören dazu die raumumschließenden Wände bzw. das Mauerwerk in dem Umfange, wie es bei der Rohbauabnahme vorhanden ist bzw. vorhanden sein muß.

Probebelastungen von stählernen Masten für Hochspannungsleitungen.¹⁾ In Eng. News-Rec. 1931, Nr. 18 vom 30. April, S. 735, wird über eine neuartige Einrichtung zur Durchführung von Probebelastungen an stählernen Masten für Hochspannungsleitungen berichtet. Solche

Versuche sind besonders wichtig, wenn es sich darum handelt, die Ergebnisse der statischen Berechnung mit dem tatsächlichen Verhalten bei den verschiedenen und zum Teil sehr verwinkelten Belastungsfällen zu vergleichen. Durch eine solche sorgfältige Durcharbeitung ist man in stand gesetzt, bei der Herstellung oft sich wiederholender Standardtypen möglichst große Ersparnisse zu erzielen.

Zur Ausführung dieser Belastungsproben hat die American Bridge Co. in Pittsburgh kürzlich ein Versuchsgerüst errichtet, in dessen unmittelbarer Nachbarschaft der zu untersuchende Mast aufgestellt wird (Abb. 1).

Das Gerüst ist aus galvanisiertem Stahl hergestellt und hat Bolzenverbindungen. Es steht auf einem Fundamentrost aus je zwei stählernen Trägern von 68 cm und 40 cm Höhe, die im Erdbreich verankert sind. An dem Gerüst können bis 30 m hohe Masten auf seitliche Zugkräfte geprüft werden, und zwar entweder unter Anwendung einer festen Fußverankerung auf dem Fundamentrost des Prüfgerüsts oder auf gewöhnlichen Fundamenten mit Erdankern, je nachdem die Masten bei ihrer Verwendung später auf einem besonderen Unterbau aus Stahl oder in gewöhnlicher Weise gegründet werden. Die größte waagerechte, bisher in Anwendung gebrachte Seitenkraft belief sich auf etwa 50 t in einer Höhe von 25,9 m über dem Mastfuß.

Je nach der Anwendung des Leitungssystems kommen fünf bzw. sieben Angriffspunkte in Frage, und zwar mit Reaktionen, in der Längsrichtung der Leitungen infolge ihres Horizontalzuges und quer dazu infolge der Windkräfte auf die Leitungen, außerdem die lotrechten Gewichte. Abb. 2 zeigt die Verteilung der Belastungen bei der Prüfung eines Mastes mit sechs Zuleitungen und einer Grundleitung. Die Zugkraft wird von zwei Schraubenspindeln ausgeübt, die elektrisch antreibbar sind.

Es können hierbei auch unregelmäßige Kraftverteilungen vorgenommen werden,

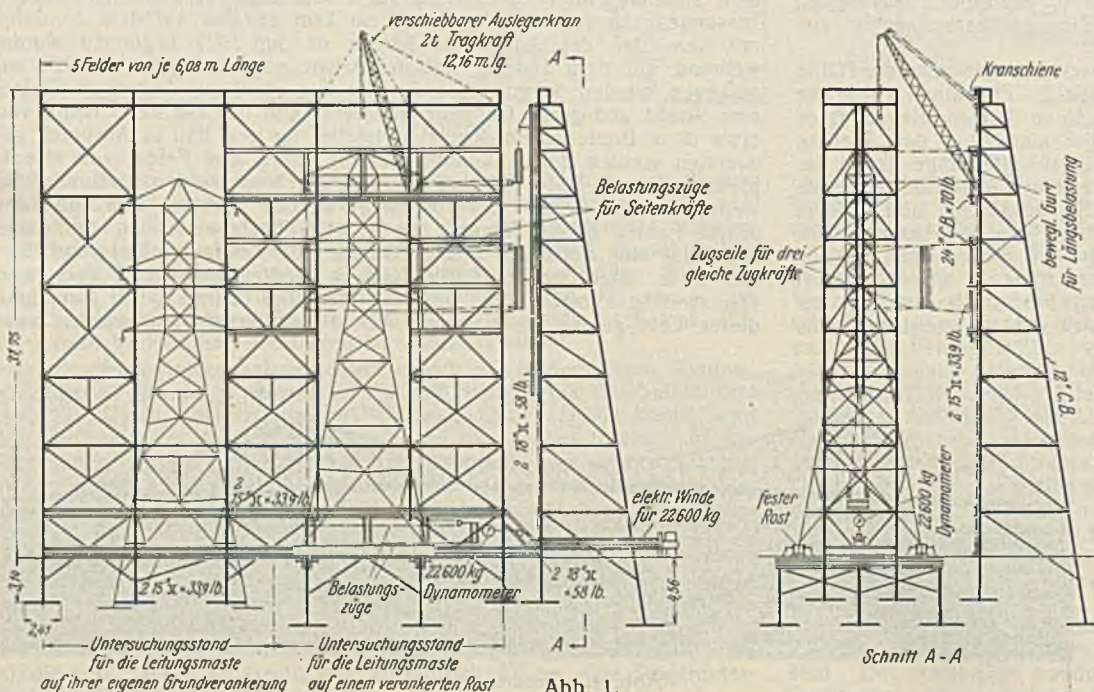


Abb. 1.

¹⁾ Vgl. hierzu Bautechn. 1928, Heft 31, S. 453, „Die Leitungstürme der Conowingo-Hochspannungsleitung“, wo über die Ausbildung von Leitungstürmen berichtet ist.

dem dem Belastungszustande bei Kabelbrüchen entsprechen. Das Gerüst ist mit einem Kranbaum sowie mit Leitern und Laufstegen für die Bedienung ausgerüstet. Die Kräfte werden durch eingeschaltete Dynamo-

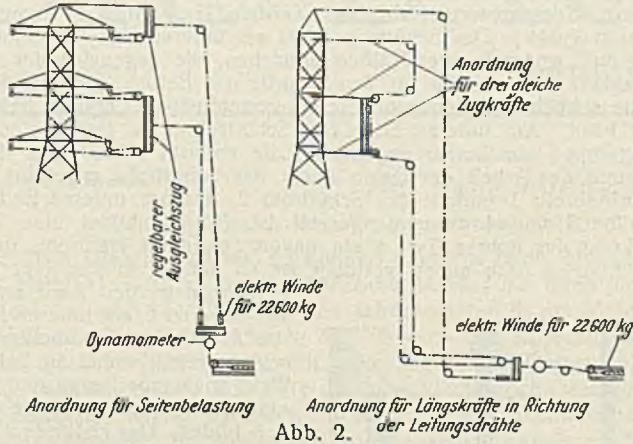


Abb. 2. Anordnung für Längskräfte in Richtung der Leitungsdrahte

meter gemessen, an denen sich auch das Nachgeben der Knotenpunktverbindungen und der Zeitpunkt des Anliegens der Bolzen in den Leibungen beobachten läßt.

Das Versuchsgerüst wurde im Frühjahr 1930 fertiggestellt. Kleinere Maste können von fünf Mann in vier Arbeitstagen aufgestellt, untersucht und wieder abgebaut werden. Zs.

Zwei neue Flughäfen in Detroit, Mich. Im Jahre 1930 sind nach einem Bericht in Eng. News-Rec. 1931, Bd. 106, Nr. 25 v. 18. 6., S. 1006, in Detroit zwei neue Flughäfen fertiggestellt. Damit ist die Zahl der Flughäfen, die in einem Umkreise von etwa 50 km um diese Stadt entstanden sind, auf 31 angestiegen. Gegen Ende des Jahres 1930 waren jedoch nur noch 20 in regelmäßigem Betriebe.

Der erste der beiden neuen Hafen gehört der Stadt; er wurde im April 1930 eröffnet. Bemerkenswert ist der L-förmige Grundriß (Abb. 1); er umfaßt eine Fläche von 1 900 000 m² (270 acres), über die 30 m breite, gepflasterte Anlaufbahnen von insgesamt 4 km Länge nach verschiedenen Richtungen verteilt sind. Die Pflasterung dieser Bahnen besteht aus einer Unterlage von 18 cm Beton und einer ebenso dicken Decklage von Asphalt und Makadam. Der ganze Platz ist drainiert und nach der städtischen Abwasserleitung entwässert. Die Leitungsstränge haben eine Gesamtlänge von etwa 8 km und bestehen aus Rohren von 30,5 bis 45,5 cm Durchm. Die Drainageleitungen umfassen etwa 27 km Rohrstränge von 10 bis 15 cm Durchm., die in Gräben mit Schotterfüllung verlegt sind. Im Winkel der beiden Hauptanlaufrichtungen steht ein Gasbehälter, der durch schwarze und gelbe Farbanstriche für die Tagessicht und durch Beleuchtung für die Nachtsicht kenntlich gemacht ist. Der Hauptschuppen hat im Grundriß eine Länge von 308 m

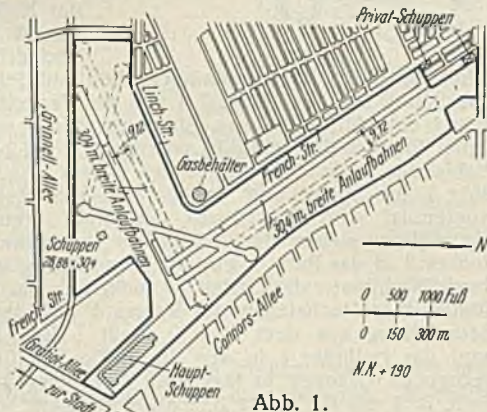


Abb. 1.

und in der Breite drei Absätze von 76, 62 und 38,5 m (vgl. Abb. 1). Er liegt auf aufgeschüttetem Boden und mußte auf Betonpfählen gegründet werden. Er faßt 200 Flugzeuge und hat zwei motorisch angetriebene Schiebetoire von 45,6 m l. W. und 7,6 bzw. 9,10 m Höhe. Außer diesen sind zehn kleinere Tore 30,4 x 6,1 m und zwei Tore 24,32 x 6,1 m vorhanden, die als Teleskoptore gemäß Abb. 2 ausgebildet sind. Die Tore sind über die beiden Langseiten des Schuppens verteilt.

Die Dachbinder sind als Fachwerkträger mit bogenförmigem Untergurt von Torträger zu Torträger quer über die Halle gespannt und in der Mitte durch eine Säulenreihe gestützt.

Der Entwurf dieses Flughafens (Detroit Municipal Airport) wurde von dem Stadttingenieur Perry A. Fellow bearbeitet. Die Gesamtkosten einschließlich Landankauf, Ausgaben für Gebäude, Pflasterarbeiten, Beleuchtungs- und Heizungsanlagen belaufen sich auf 2 400 000 \$.

Der andere neue, von der Weyne County-Straßenkommission eingerichtete Hafen wurde im September 1930 eröffnet. Er liegt etwa 26 km südwestlich vom Stadtzentrum und hat einen ungefähr quadratischen Grundriß von 2 585 000 m². Die An-

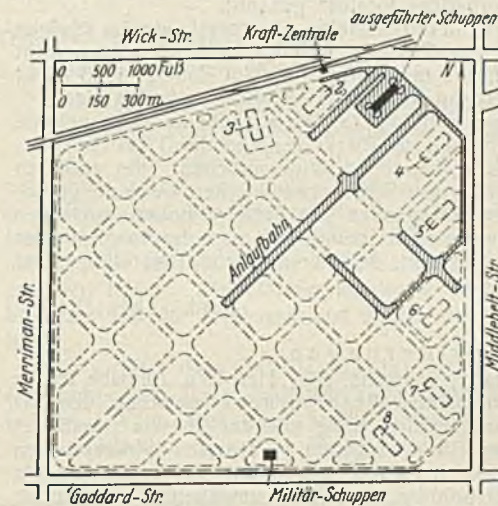


Abb. 3.

laufbahnen sind in die vorherrschenden Windrichtungen gelegt. Sie haben eine Breite von 30 m, als Belag eine Steinschüttung, die an den Seiten von Eisenbetonbordschwellen eingefast ist. Ungewöhnlich ist hier die aus Abb. 3 ersichtliche Anordnung von über den Platz verteilten acht kleinen und einem Militärschuppen. Die Entwässerungsrohre endigen in drei Sammelbecken an der einen niedrig gelegenen Seite des Platzes. Von dort wird das Wasser durch Pumpen in einen Ableitungsgraben gehoben. — Die Gesamtkosten belaufen sich auf 2 600 000 \$. Zs.

Berichtigung. Zu der Mittellung in der Bautechn. 1931, Heft 39, S. 569, I. Sp., Zie. 4 v. u. ff. wird berichtend bemerkt, daß der Entwurf von Richtlinien für die Überwachung und Prüfung massiver Straßenbrücken als erster, nur vorläufiger Vorschlag nur den Mitgliedern des zuständigen Sonderausschusses, nicht aber Fachvereinen zur Stellungnahme zugegangen ist.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Die Berechnungsgrundlagen durchgehender Fundamente und die neuere Baugrunderforschung.

I.

Der Verfasser dieses in der Bautechn. 1931, Heft 19 u. 20, erschienenen Aufsatzes, Herr Dr.-Ing. Scheidig, versucht dort auf S. 284 im Teil C (Platten und Balken mit Einzellasten) den Beweis zu führen, daß meine Theorie der Berechnung von Schleusenböden unbrauchbare Ergebnisse liefern müsse. Er gibt aus meinem Aufsatz in der Z. f. Bauwes. 1927, Heft 7 bis 9, S. 81, die Abb. 23 wieder, die in Abb. 15 seines Aufsatzes links erscheint. Die Gegenüberstellung dieser Abbildung mit der rechten Seite der Abb. 15 des obgenannten Aufsatzes muß jedoch zu irreführenden Schlüssen führen. Denn die aus meinem Aufsatz entnommene Abbildung gilt für einen auf Felsboden gegründeten Schleusenboden ($\lambda = 3,91$, entsprechend einer Baugrunderziffer von $c = 1000 \text{ kg/cm}^2$), während der rechts gegenübergestellte Fall für Sandboden gilt ($c = 1 \text{ bis } 10 \text{ kg/cm}^2$). Richtig wäre es gewesen, wenn Herr Scheidig zur Gegenüberstellung die Abb. 24 meines Aufsatzes verwendet hätte ($\lambda = 1,00$ entsprechend $c = 4,26 \text{ kg/cm}^2$). Aus dieser Abbildung ergibt sich ein größtes Biegemoment der Sohle von 845 tm, das von dem nach den Annahmen von Scheidig berechneten $M_m = 875 \text{ tm}$ nur wenig abweicht.

Ferner hat der Verfasser übersehen, daß ich in meinem Aufsatz nicht nur unterspülte Schleusenböden, sondern auch Schleusenböden in tektonischen und bergbaulichen Senkungsgebieten behandle.

Die von Herrn Dr.-Ing. Scheidig aus meiner Theorie gezogenen Schlußfolgerungen fallen daher in sich zusammen, zumal auch die Ergebnisse der von ihm an der Oberfläche von Sandschüttungen angestellten Versuche keinesfalls auf Baugrunderzonen in größeren Tiefen übertragen werden können. Dr.-Ing. A. Freund.

II.

Zu dem von Dr.-Ing. A. Scheidig in der Bautechn. 1931, Heft 19, veröffentlichten Aufsatzes bemerke ich, daß die Ausführungen des Verfassers auf S. 276 im Absatze Belastungsfall A (starrer Kreiszyylinder mit zentrischer Belastung: überall konstante Setzungen), Kategorie II (Felsboden) nicht zutreffen.

Für eine unbegrenzte elastische Unterlage, und wenn die Randbedingungen streng erfüllt sind, ergibt sich für Belastungsfall A nach der

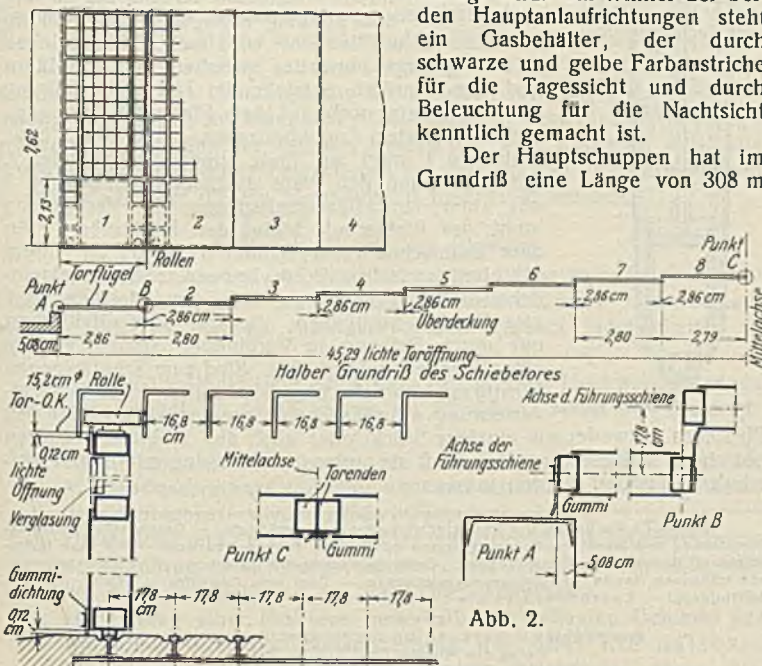


Abb. 2.

Theorie des elastischen Halbraumes ein Höchstwert des Sohldruckes genau in der Randlinie. Da aber die Normalspannungen am Rande des starren Stempels, und zwar auch schon für kleine Belastungen, rechnermäßig unendlich groß ausfallen, muß in Wirklichkeit ein Spannungsausgleich eintreten. Bei diesem bleibt das Spannungsbild im wesentlichen erhalten, mit Ausnahme der Randlinie, wo die Normalspannungen auf Null abfallen.

Diese Verhältnisse sind in meiner von Dr.-Ing. Scheidig wiederholt angeführten Arbeit im Baulng. 1926, Heft 48/49, ausführlich dargelegt. Dort ist übrigens auch ausdrücklich Boussinesq (1885) als Urheber des Gedankenganges der „Perturbations locales“ genannt.

Die Angaben des vorstehend bezeichneten Absatzes in der im übrigen sehr verdienstvollen Arbeit von Dr.-Ing. Scheidig kann ich jedoch nicht unwidersprochen lassen, da, wie in meiner Arbeit im Baulng. 1926 leicht nachzulesen ist, dort gerade gegenteilige Angaben zu finden sind.

Der von Herrn Dr.-Ing. Scheidig (S. 275 a. a. O.) so stark betonte Gegensatz zwischen den Arbeiten der Forscher und der Theoretiker, mit den vielen, „zweifelloso vorhandenen Widersprüchen“ (die auch ich größtenteils anerkenne!), wird jedoch schon etwas kleiner, wenn die grundlegenden Ergebnisse des hervorragenden Theoretikers Boussinesq ohne Entstellung wiedergegeben würden; damit wird auch der Ausgleich der vorhandenen Widersprüche gefördert, den Forscher und Theoretiker wohl gleich stark wünschen.

Mainz-Gustavsburg.

Ferd. Schleicher.

Erwiderungen.

Zu I. In meinem Aufsatz (Bautechn. 1931, Heft 19 u. 20) habe ich es unternommen, auf die erheblichen Widersprüche zwischen den Erkenntnissen der neueren Baugrundforschung und der Theorie „elastisch“ auf Baugrund gestützter Bauteile einzugehen. Zu diesen Widersprüchen gehört z. B., daß die Theorie bei ihrer Anwendung auf Sandboden für die Maxima und Minima der Sohldruckverteilung umgekehrte Verhältnisse wie die Versuche liefert und daß die Auswirkung auf die Momente sowohl zu günstig als auch zu ungünstig ausfallen kann. Um diese Tatsachen zu veranschaulichen, habe ich u. a. ein besonders krasses Beispiel herausgegriffen und einen Stützungsfall gewählt, wie ihn zufällig Herr Dr.-Ing. Freund behandelt hat. Meine Ausführungen richten sich keinesfalls gegen die hervorragenden Untersuchungen des Herrn Freund selbst, dem die Theorie große Fortschritte und Vereinfachungen verdankt. Das von mir gewählte Beispiel bietet aber den Vorteil, daß infolge der Unterspülung der Baugrund seitlich von der Stützfläche entlastet ist und daher ähnliche Verhältnisse vorliegen wie an der Grenzfläche des Halbraumes.

Wenn Herr Freund meinen drastischen Vergleich zwischen den Bodenreaktionen und den Momenten einer Schleusensole auf verschiedenen Unterlagern beanstandet und auf seine Abb. 24 verweist, wo gleichartige Verhältnisse vorliegen sollen, so ist dem entgegenzuhalten, daß nach den eigenen Worten des Herrn Freund auch diese Abbildung lediglich für tektonische und bergbauliche Senkungen bestimmt ist, für unterpülte Sohlen auf Sandboden „wird man jedoch die Unterhöhungsstrecken entsprechend kürzer zu wählen haben“ (S. 83 des Freundeschen Aufsatzes). Herr Freund hätte deshalb m. E. nicht auf Abb. 24, sondern auf die entsprechenden Abb. 31 u. 32 seines Aufsatzes verweisen sollen. In welchem Sonderfalle auch immer, es ergeben sich nach den neuen Erkenntnissen sowohl umgekehrt liegende Sohldruckmaxima wie auch größere Biegemomente für die Sohle als nach der Theorie. Meine Feststellung, daß die Theorie sowohl zu günstige als auch zu ungünstige Werte für die Momente liefern kann, wird durch den Freundeschen Einwand daher nicht berührt.

Zu II. Herr Dr.-Ing. Schleicher hat darin vollständig recht, daß im strengen Falle „elastischer Halbraum — starrer Stempel“ an den Rändern ein Spannungsausgleich eintreten muß, da die Spannungen nicht unendlich groß werden können. Nur wie dieser Ausgleich stattfindet, ist uns nicht bekannt, weder nach Lage noch nach Höhe der Spitze. Herr Schleicher spricht in seinem von ihm angeführten Aufsatz (Baulng. 1926) selbst von einer „vermutlichen“ Form und verweist im übrigen auf erforderliche Versuche. Die Form der Pressungskurve hängt natürlich in erster Linie von dem Material ab, das den Halbraum erfüllt. Wenn ich für „festen Baugrund“ auf die Halbraumtheorie verwiesen habe, so sind doch die Unterschiede wohl zu beachten, die zwischen Eisen, Massivgestein, Sedimentgestein, Konglomeraten und harten Tonen bestehen. Die Materialien können sich nach Überschreitung der Elastizitätsgrenze plastisch, zähe oder spröde verhalten. Die Gesteine usw. sind sogar nicht mehr isotrop wie Eisen, sondern zeigen infolge Struktur, Schichtung und Klüftung in verschiedenen Richtungen verschiedenes Verhalten. Bei meinem Hinweis, daß der Größtdruck mit wahrscheinlich hinreichender Genauigkeit unter dem Rande liegt, bin ich von steifem Ton ausgegangen, bei dem nach Terzaghi die Verhältnisse tatsächlich so liegen, und ich hielt es für zweckmäßig, die Diskussion der „perturbations locales“ auch bei anderen festen Baugrundarten vorläufig im Einzelfalle zu vernachlässigen, da sie zu ungeklärt und von untergeordneter Bedeutung sind, und den Größtdruck am Rande anzunehmen. Aber grundsätzlich ist der Spannungsausgleich natürlich vorhanden, und ich habe dieser Erscheinung sogar insoweit Rechnung getragen, als ich die vermutliche Pressungskurve nach Schleicher für isotrope Stoffe in Tafel I meines Aufsatzes aufgenommen habe, was Herr Schleicher wohl übersehen haben dürfte, da er in seiner Zuschrift nichts davon erwähnt.

T. H. Wien, Wasserbau II.

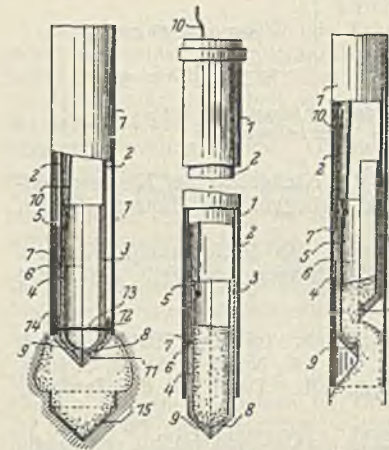
Dr.-Ing. A. Scheidig.

Wir schließen hiermit die Aussprache.

Die Schriftleitung.

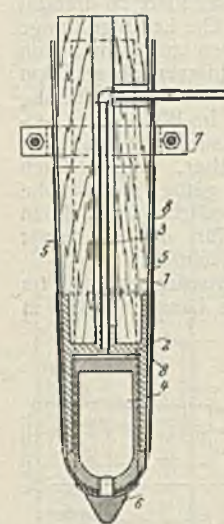
Patentschau.

Als Stampfvorrichtung dienendes Schüttrohr bei der Herstellung von Ortpfählen in Vortreibrohren. Kl. 84c, Nr. 516 966 vom 8. 11. 1929 von Toyo Kompuresoru Kabushiki Kaisha (The Oriental Compressol Co. Ltd. in Tokio.) Das Schüttrohr weist am unteren Ende eine mittlere Teilung auf, wodurch zwei Hälften entstehen, die gegeneinander längsverschieblich sind, so daß für den Austritt des Betons aus dem Schüttrohr eine seitlich ausladende und leicht verschleißbare Öffnung freigelegt werden kann. Am unteren Ende des Schüttrohres ist ferner eine Verstärkungskappe abnehmbar angebracht, die entfernt wird, wenn für die Fortsetzung der Arbeit der Beton durch das Schüttrohr zugeführt wird. Das Vortreibrohr 1 enthält das Schüttrohr 2, das am unteren Ende aus den Teilen 3 und 4 zusammengesetzt ist. Teil 3 bildet eine innere Verstärkung des Rohres, Teil 4 ein davon getrenntes Halbrohr, das am oberen Ende 5 nach außen verjüngt ist, so daß es in das Rohr 2 eingeschoben werden kann und mit der Schulter 6 am unteren Rand 7 des Rohres 2 einen bündigen Abschluß erzielt, wobei die Teile 3, 4 dicht aneinanderliegen und unten eine geschlossene kegelige Spitze 8, 9 bilden. Das Halbrohr 4 hängt an einem Seil 10, so daß es in dem durch Hochziehen des Mantelrohres 1 gebildeten Pfahlloch nach unten gesenkt werden kann, dabei aber die fernrohrartige Verbindung mit dem Rohr 2 beibehält. Die kegelige Spitze 8, 9 kann in einer Verstärkungskappe 11 eingeschlossen werden, deren zylindrischer Rumpf 12 einen Bolzen 13 aufnimmt, der zwecks Entfernens der Kappe 11 mittels der Schrauben 14 lösbar befestigt ist. Zunächst wird das Rohr 1 mit dem



Schuh 15 in den Baugrund eingetrieben und Beton in das Rohr eingefüllt. Das Rohr 2 mit den Teilen 3, 4 und der Versteifungskappe 11 wird in das Rohr 1 eingeführt und zum Stampfen des Betons im Rohr 1 verwendet. Dabei löst sich der Schuh 15 vom Rohr 1 und bildet die untere Spitze des Pfahles. Nachdem mittels des Rohres 2 in dem Pfahlloch unter dem Rohr 1 die Spitze und das untere Ende des Betonpfahles hergestellt worden ist, wird Rohr 2 aus dem Rohr 1 entfernt und die Kappe 11 durch Herausziehen des Bolzens 13 abgenommen. Nach Einführen des Rohres 2 in das Rohr 1 wird die Betonfüllung vom Rohr 2 aufgenommen; durch Nachlassen des Seiles 10 senkt sich das Halbrohr 4 in dem durch allmähliches Hochziehen des Rohres 1 gebildeten Pfahlloch, so daß die Betonfüllung aus dem Rohr 2 fließt. Nach Entleerung des Rohres 2 wird das Halbrohr 4 in den durch die Schulter 6 und den Anschlag 7 gezogenen Grenzen in das Rohr 2 zurückgezogen, so daß die beiden Teile 3, 4 mit der Spitze 8, 9 als Stampfgerät verwendet werden können.

Einrichtung bei Ortpfählen mit als Widerlager für die Ausziehbewegung dienendem Pfahlschuh. (Kl. 84c, Nr. 516 357 vom 16. 6. 1928 von Ottokar Stern in Wien.) Zur Behebung der beim Ausziehen eingerammter Pfähle oder ummantelter Pfahlkerne aus dem Boden auftretenden Überstände werden an Stelle der Blechhüllen Bänder verwendet, die nur mit dem Pfahlschuh fest verbunden sind und am Pfahlschaft entlang bis an sein oberes Ende mit Reibung anliegen. Die Reibung des Pfahles im Pfahlloch wird beim Herausziehen an sich geringer, und der zwischen dem Pfahlkern und den Bändern entstehende Teil der Reibung wird außerdem noch auf den Pfahlschuh als nach oben wirkender Zug übertragen. Der Pfahl bzw. Pfahlkern 1 trägt am Ende einen Preßzylinder 2, der durch eine den Pfahl durchsetzende Leitung 3 mit einer Druckflüssigkeitspumpe in Verbindung steht; der Pfahlschuh bildet den Preßkolben. An dem Pfahlschuh sind Bänder 5 derart an ihrem Mittelteil zwischen Preßzylinder 4 und der eigentlichen Spitze 6 festgelegt, daß längs des Pfahles 1 vier Bänder hochgehen, die mit dem Pfahlschaft nur durch Reibung in Verbindung stehen und in einer Schelle 7 geführt sind. Sind zum Schutze gegen Einstürzen des Schachtes Blechhüllen 8 als Schachtverrohrung erforderlich, so kann man diese auf den



Pfahlkern entweder als einziges Stück oder auch aus mehreren Stücken bestehend aufschieben, ohne daß sie untereinander oder mit dem Pfahlschuh verbunden werden müssen.

INHALT: Die Bauten des Rheinkraftwerkes Ryburg-Schwörstadt. — Geschweißte Bahnsteigüberdachung und Eisenbeton-Bahnsteigmauern auf Bahnhof Bremen-Neustadt. — Die neue Hafenbrücke in Montreal. — Vermischtes: Gebührenordnung der Ingenieure. — Probelastungen von stählernen Masten für Hochspannungsleitungen. — Zwei neue Flughäfen in Detroit, Mich. — Berichtigung. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Patentschau.

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