

DIE BAUTECHNIK

8. Jahrgang

BERLIN, 11. April 1930

Heft 16

Alle Rechte vorbehalten.

Stellwerkbrücke „Mo“ in Bahnhof Münster i. W.

Von Dr.-Ing. Emil Hoffmann, Münster i. W.

Die Stellwerkbrücke (Reiterstellwerk) liegt im östlichen Teil des Güterbahnhofs Münster und überbrückt ohne Zwischenstützen die Wanner und Dortmund Gleise derart, daß sämtliche in Frage kommenden Weichen und Signale und die Südseite des Personenbahnhofs bequem beobachtet werden können. Zwischenstützen sind aus betriebstechnischen Gründen vermieden.

Die eigentliche Tragkonstruktion ist aus Stahl St 37 hergestellt. Eingedeckt ist das Stellwerk durch ein Teerpappdach auf Holzsparren über einer Holzbalkenlage, die unmittelbar auf den Hauptträgern lagert und die holzerne Abschlußdecke und die Isolierschicht trägt. Die Decke unter

genügend zur Geltung. Besonders betont werden die verschiedenen Teile der Wand noch dadurch, daß die Eisenkonstruktion grünen, die hölzernen Fensterrahmen weißen Anstrich erhielten, während für die Ausmauerung rotblaue Klinker gewählt wurden. Die Höhe der Hauptträger ergab sich zu 4,36 m (ohne Lamellen gerechnet), die Systemhöhe zu $4,36 - 0,50 = 3,86$ m. Die Feldeinteilung ist so gewählt, daß zehn Felder von 3,38 m zwischen den Stützen vorhanden sind, während der Kragarm ein Feld von 4,42 m bildet. In jedem Rahmen ist der untere Teil mit einer 1 Stein starken, der über den Fensterrahmen liegende Teil mit einer $\frac{1}{2}$ Stein starken Wand ausgemauert. Die Innenseite der Wände einschließlich der eisernen Rahmenkonstruktion ist zwecks Wärmeisolierung und aus Gründen der Innenarchitektur auf die ganze Höhe des Stellwerkraumes mit Holztafelung verkleidet. Der Wärmeschutz wird noch erhöht durch den unten liegenden Kabelraum und durch die isolierende obere Abdeckung.

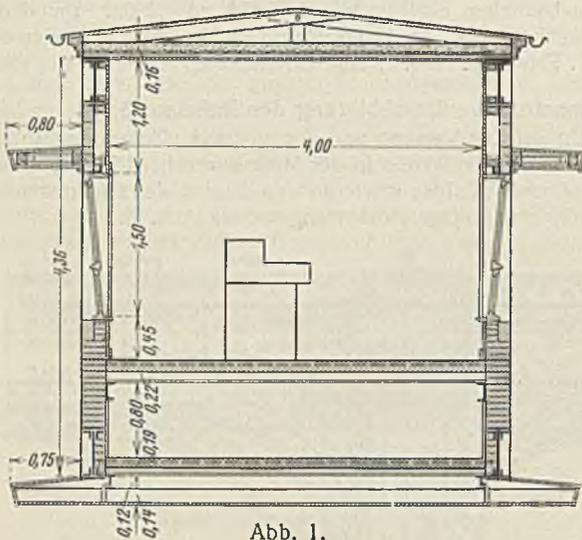


Abb. 1.



Abb. 3.

dem Stellwerkraum besteht aus Eisenbeton zwischen eisernen Querträgern, ebenso ist für später eine untere Decke aus Eisenbeton vorgesehen. Vorläufig sind für diese aber nur die eisernen Querträger angeordnet, die gleichzeitig die angehängte hölzerne Schutzdecke aufnehmen. Der Raum zwischen dieser und dem Stellwerkfußboden dient zur Aufnahme der elektrischen Kabel. Die Stellwerkapparate sind unmittelbar auf den eisernen Querträgern eingebaut. Der Querschnitt ist in Abb. 1 dargestellt. Die lichte Breite der Stellwerkbrücke ist 4 m, der Abstand von Mitte bis Mitte Hauptträger 4,27 m. Die Hauptträger haben eine Stützweite von 33,80 m und an der Seite des festen Auflagers eine Überkragung von 4,42 m (Abb. 2). Um die Lagerung der Brücke statisch bestimmt zu machen, ist am östlichen Ende eine Pendelstütze angeordnet.

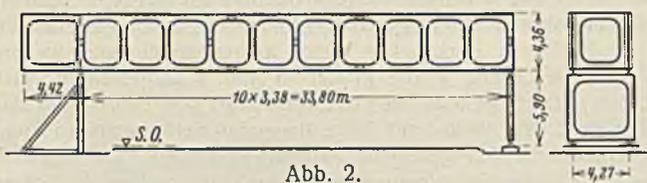


Abb. 2.

Bei der Aufstellung des Entwurfes kamen nur zwei Trägerarten in Betracht: Blechträger mit aufgesetzten eisernen Rahmen zur Aufnahme der Dachkonstruktion und Rahmenträger (Vierendeelträger). Die Fachwerkstruktur wich ab, da die vorgesehenen großen Fenster nicht durch Streben durchschnitten werden durften. Der Vollwandträger wäre bei der vorhandenen großen Stützweite zu unwirtschaftlich geworden, besonders wenn die Durchbiegung in annehmbaren Grenzen gehalten werden sollte (die Bauhöhe war durch Unterkante Fenster begrenzt). Als das gegebene System erwies sich der Rahmenträger, da bei diesem die ganze Wandhöhe für die Trägerkonstruktion zur Verfügung stand, so daß Eisengewicht und Durchbiegung verhältnismäßig klein gehalten werden konnten. Vor allem aber wirkte das architektonische Bild harmonisch wegen der organischen Einfügung der Fensterflächen in die Rahmenfelder. Trotz der Ausfachung der Rahmen unterhalb und oberhalb der Fenster durch Ziegelsteine kommt die elegante Form der eigentlichen Tragkonstruktion

An den Seitenwänden der Brücke sind über den Fenstern kleine hölzerne Vordächer von 0,8 m Breite angeordnet, die die Sonnenstrahlen vom oberen Teil der Fenster zwecks besserer Aussicht abhalten sollen (Abb. 1). Diese Vordächer werden von kleinen eisernen Kragträgern, die an den Hauptträgerpfosten angebracht sind, getragen. Die oben erwähnte hölzerne Schutzdecke unter der Brücke ragt in der Breite nach beiden Seiten um 0,75 m vor, um die Rauchgase der Lokomotiven von den Seitenwänden und besonders von den Fenstern fernzuhalten. Für sie ist naturgemäß ein schwarzer Anstrich gewählt. Die Pendelstütze ist dem Charakter des Brückensystems angepaßt und als einfacher geschlossener Rahmen ausgebildet. Sie steht auf einer Betonstützmauer, die später verlängert werden kann.

Die Stirnwände der Brücke sind, um den einheitlichen Stil zu wahren, ebenfalls durch Rahmen ausgesteift und durch Mauerwerk geschlossen. Desgleichen enthält die senkrechte Ebene über den festen Auflagern einen Stifrahmen, der mit einer $\frac{1}{2}$ Stein starken, mit einer Türöffnung versehenen Wand ausgefüllt ist.

Die festen, von außen zugänglichen Brückenlager befinden sich auf der Vordermauer des Treppengebäudes. Der überkragende Teil der Brücke liegt über diesem und enthält in der Decke die Einsteigöffnung. Die Abdichtungsstruktur zwischen Brücke und Gebäudewänden ist so gewählt, daß eine genügende senkrechte Beweglichkeit des Kragarmes vorhanden ist.

Um die Gebäudewand von den großen Auflagerdrücken zu entlasten, die wegen des vorhandenen aufgeschütteten Bodens leicht zu Rissbildungen führen könnten, wurden die Lager auf einem besonderen eisernen Bockgerüst befestigt. Damit jedoch der beabsichtigte Eindruck des massiven Treppengebäudes nicht beeinträchtigt wird, sind sämtliche Konstruktionsteile dieses Bockgerüsts in die Gebäudewände verlegt, so daß sie nach außen nicht sichtbar werden. Dieses Bockgerüst besteht aus einem an dem Fundamentsockel eingespannten Portal quer zur Brückenachse zur Aufnahme der lotrechten Auflagerdrücke und der senkrecht zur Brücke angreifenden waagerechten Schübe und aus den in Richtung der Brückenwände liegenden Streben zur Aufnahme der Längsschübe (Abb. 2 u. 18). In dem westlichen Gebäude (Treppenhaus) sind die Umformer, die Akkumulatorenbatterie, die Ersatzstromanlage und die Warmwasserheizung untergebracht.

An waagerechten Verbänden sind an der Brücke ein oberer Windverband, der durch die hölzerne Deckenschalung verdeckt ist, und ein unterer Windverband in Höhe der Unterkante Hauptträger angeordnet. Sie waren erforderlich schon im Hinblick auf die Art des Montagevorganges der eisernen Tragkonstruktion.

Die Gesamtanordnung der Stellwerkbrücke geht aus Abb. 1, der Systemskizze Abb. 2 und Abb. 3 hervor. Der Entwurf ist von dem Verfasser im Auftrage des Brückenbau-Dezernenten der Reichsbahndirektion Münster in Zusammenarbeit mit dem Hochbaubüro und dem Sicherheitsbüro aufgestellt. Die wichtigsten Teile der Eisenkonstruktion sind in ihren Grundzügen ebenfalls von ersterem durchkonstruiert. Die Werkstattzeichnungen wurden von der ausführenden Brückenbauanstalt Johannes Dörnen, Dortmund-Derne, angefertigt. Diese hat auch den Plan für die Aufstellung der Brücke ausgearbeitet.

Als Nutzlast wurde das Gewicht der Stellwerkapparate, der Kabel und Heizrohre und das des Bedienungspersonals (100 kg/m²) in Rechnung gesetzt. Vorläufig enthalten nur die sechs östlichen Felder die Stellwerkapparatur, während die vier weiteren Felder als Unterrichtsraum eingerichtet wurden. Bei der Festigkeitsberechnung ist aber berücksichtigt, daß diese Felder später ebenfalls Apparate aufnehmen können. Um die Gurte zwischen den Knoten möglichst gering zu belasten, sind bei der unter dem Stellwerkraum befindlichen Decke die im Felde liegenden Querträger auf Randlängsträgern gelagert, die wieder an die Querträger der Pfostenebenen gehängt sind (Abb. 1). Es wird dadurch das Zusatzbiegemoment der Gurte klein gehalten.

Von wesentlichem Belang dürfte von der statischen Berechnung die der Rahmenträger sein. Diese wurde zunächst für reine Knotenbelastung durchgeführt, während die obenerwähnten Gurtzusatzmomente für die unmittelbare Gurtbelastung nachträglich berücksichtigt wurden. Der vorliegende Rahmenträger ist äußerlich statisch bestimmt, innerlich 3n-fach statisch unbestimmt (n = Anzahl der Felder). Da jedoch mit reiner Knotenbelastung gerechnet wird und die übereinanderliegenden Teile der beiden Gurte gleich ausgebildet sind und somit gleiche Trägheitsgewichte haben, müssen die Momentenflächen beider Gurte vollständig gleich werden und die Momentennullpunkte der Pfosten in deren Mitte liegen. Dadurch ermäßigt sich die statische Unbestimmtheit auf eine n-fache.

Zur Erlangung eines statisch bestimmten Grundsystems werden sämtliche Pfosten in der Mitte durchschnitten gedacht. Die aufgelösten Verbindungen werden ersetzt durch je eine lotrechte Kraft, durch je eine waagerechte Kraft zwischen den Mitten beider Pfosten eines Feldes und durch je ein Moment an der Schnittstelle. Letzteres wird, wie oben erwähnt, gleich Null; die lotrechte Kraft ist gleich der halben Knotenlast bei sämtlichen Pfosten, außer bei denen über den Auflagern, wo sie gleich $\frac{A}{2} - \frac{P_0}{2}$ (bei Belastung der oberen Knotenpunkte) wird. Die n Unbekannten sind also die waagerechten Kräfte zwischen den Pfostenmitten der einzelnen Felder. Zwischen diesen lassen sich n lineare dreigliedrige Elastizitätsgleichungen Clapeyronscher Form aufstellen. Die Beiwerte der Unbekannten können bei dem vorliegenden Parallelträger für die zehn gleichen Felder gleich gesetzt werden, während nur für das ungleiche Kraftfeld ein anderer Beiwert in Frage kommt. Die Elastizitätsgleichungen wurden, da die mathematische Auflösung trotz der weitgehenden Übereinstimmung der Beiwerte noch umständlich ist, durch ein Näherungsverfahren gelöst. Bei diesem gelangt man von roheren Werten durch mehrmalige Substitution der jeweils zuletzt gefundenen Größen der beiden Nachbarfelder in die Gleichung eines Feldes zu immer genaueren Werten. Die ersten Annäherungswerte wurden durch Annahme starrer Pfosten erhalten, da dann die Gleichung jedes Feldes nur eine Unbekannte enthält: $\bar{X}_m = \frac{M_m^0 + M_{m-1}^0}{2h}$, wo M_m^0 das Trägermoment für den Knoten m, h die Systemhöhe bedeuten. Die schließlich gefundenen Größen stellen bei dem Parallelträger gleichzeitig die Gurtnormalkräfte dar (X = S). Infolge der Längenänderungen der Gurtstäbe treten jedoch noch Zwängungs- oder Nebenspannungen auf, die abhängig sind von dem Verhältnis $\frac{J}{F}$. Der Einfluß der Pfostenlängenänderung auf die Spannung ist so gering, daß er vernachlässigt werden darf. Da die Nebenspannungen gegenüber den Hauptspannungen nur Korrektionswerte darstellen, genügt ihre angenäherte Ermittlung unter Zugrundelegung starrer Pfosten. Es ist dann die Nebenspannung

$$\bar{X} = -\frac{S \cdot 2\lambda}{F} \cdot \frac{1}{2\lambda \left(\frac{h}{2}\right)^2 \frac{1}{J}}$$

wo λ = Feldweite ist. — Da $S = X$, wird

$$\bar{X} = -\frac{X}{\left(\frac{h}{2}\right)^2} \cdot \frac{J}{F}$$

Die resultierende Gurtnormalspannung wird also um den Betrag \bar{X} kleiner. Mit diesen Werten sind auch die Eckmomente gegeben:

bei den Gurtstäben $\frac{M_m^0}{2} - X_m \cdot \frac{h}{2}$ bzw. $\frac{M_m^0}{2} - X_{m+1} \cdot \frac{h}{2}$ 1),

bei den Pfosten $\pm (X_{m+1} - X_m) \frac{h}{2}$.



Abb. 4.

Der Grundquerschnitt ist in Abb. 4 dargestellt. Bei der scharfen Erfassung der Nebenspannung war es berechtigt, mit der zulässigen Beanspruchung bis 1400 kg/cm² zu gehen. Die obenerwähnte nachträgliche Berücksichtigung der Gurtzusatzmomente hat auf die Querschnittgestaltung keinen Einfluß ausgeübt.

Untersucht wurde noch der Einfluß ungleichmäßiger Erwärmung beider Gurte. Diese kann dadurch entstehen, daß der Obergurt im Schatten des vorspringenden Daches liegt, während der Untergurt von den Sonnenstrahlen getroffen wird. Gerechnet wurde mit einer Temperatursteigerung des Untergurtes gegenüber dem Obergurt von 20°. Die dadurch erzeugte größte Beanspruchung beträgt nur 37 kg/cm².

Die größte wirkliche Durchbiegung in der Mitte des Trägers unter Berücksichtigung der Querschnittverbreiterungen an den Knoten und sonstiger Stabunebenheiten ergab sich rechnerisch zu 4,2 cm. Damit die Brücke nicht durchhängt, ist den Hauptträgern an den Montagestoßen der Gurte (4. und 7. Feld, vgl. Abb. 2) eine Überhöhung von 4 cm gegeben.

Die konstruktive Durchbildung der Rahmenträger.

Mit Rücksicht auf den Versand und den günstigen Zusammenbau auf der Baustelle wurden Generalstöße in der Mitte sämtlicher Pfosten, in den Gurtmitten des 4. und 7. Feldes sowie an den Gurten des überkragenden Feldes unmittelbar am Auflagerpfosten angeordnet (Abb. 2).

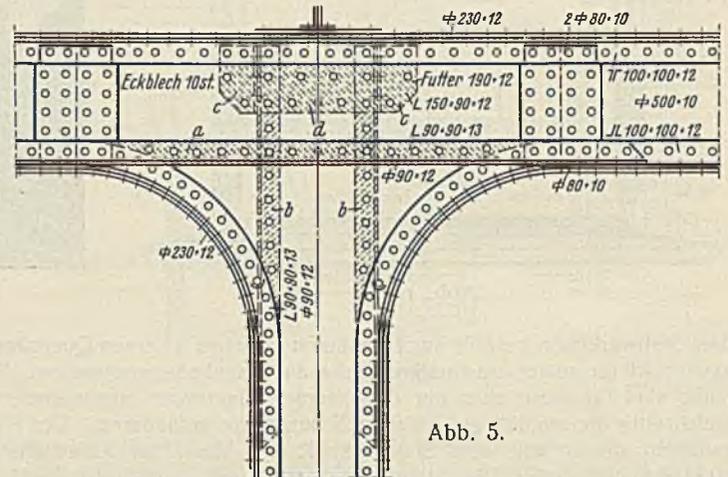


Abb. 5.

Sämtliche Knotenpunkte der Vierendeelträger und die Eckpunkte der Endquerrahmen und der Pendelstütze wurden mit gleichen Krümmungshalbmessern ausgebildet, wodurch eine weitgehende Vereinfachung und Verbilligung der Werkstattarbeit erzielt werden konnten. Es lohnte sich für die ausführende Firma, für die Herstellung der erforderlichen 200 Krümmungen (r = 700 mm) der Winkeleisen eine besondere Vorrichtung zu schaffen. Die wichtigste Aufgabe für den Konstrukteur bestand darin, die Rahmenknoten bei möglicher Einfachheit so zu gestalten, daß die inneren Kräfte in organischer Weise aufgenommen und weitergeleitet werden. Die Lösung wurde in der in Abb. 5 dargestellten Ausbildung gefunden. Zunächst muß die Gurtnormalkraft von einem Feld durch den Knoten nach dem weiter zur Mitte liegenden Felde wandern und an den erforderlichen Stellen genügend Material vorfinden. Zu diesem Zwecke ist in der Richtung der inneren Gurte der Gurtstäbe an der Trägersaußenseite ein Winkeleisen a gelegt, das genügend mit den Gurtwinkeln vor ihrer Abbiegung vernietet und auf der Zwischenstrecke unterfüttert ist. Die Querkraft des Pfostens wird im Knoten als Spannungszuwachs der Gurtnormalkraft ebenfalls in den nach der Mitte zu liegenden Gurtstab geleitet. Auch für diesen Spannungsübergang erfüllt das zugefügte waagerechte Winkeleisen seinen Zweck. Die Pfostenquerkraft erzeugt aber ferner ein großes Biegemoment, das sich am Knoten teilt in die beiden unter sich entgegengesetzten Eckmomente der angrenzenden Gurtstäbe. Da nun zur Aufnahme der Biegemomente in

1) Das erstere Gurteckmoment ist positiv und durch die Nebenspannung $\bar{X}_m \cdot \frac{h}{2}$ vergrößert, während das zweite Gurteckmoment negativ und durch $\bar{X}_{m+1} \cdot \frac{h}{2}$, absolut genommen, verkleinert ist (vgl. Abb. 6, Momentenfläche).

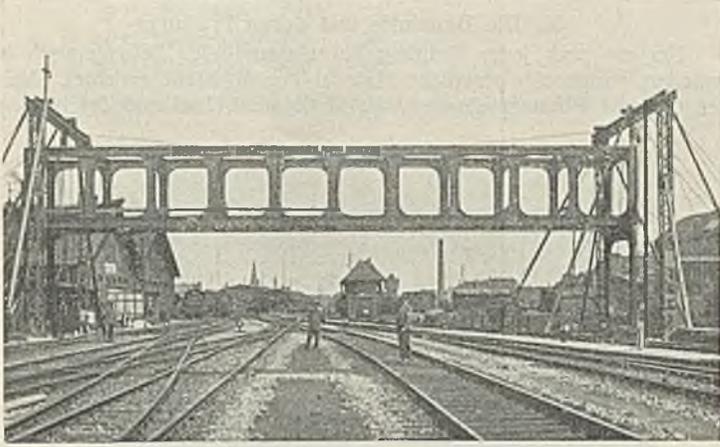


Abb. 17.



Abb. 18.

auflager abgesetzt werden konnte (Abb. 17).

Die Aufstellung war in der vorgesehenen Zeit beendet, so daß der um 14³³ Uhr fällige Personenzug bereits unter der Brücke herfahren konnte. Für die Einhaltung des Aufstellungstages war von besonderer Bedeutung, daß die Montage unabhängig von dem Stande der Bauarbeiten am Treppengebäude infolge der Anordnung des eisernen Auflager-Bockgerüstes bewerkstelligt werden konnte.

Die weiteren Bauarbeiten: Anbau des Kragarmes, Aufbringen des Daches, Einbetonieren der Decke, Ausmauerung der Wände (Abb. 18), Herstellung des Schutzdaches und der Vordächer usw. konnten unter

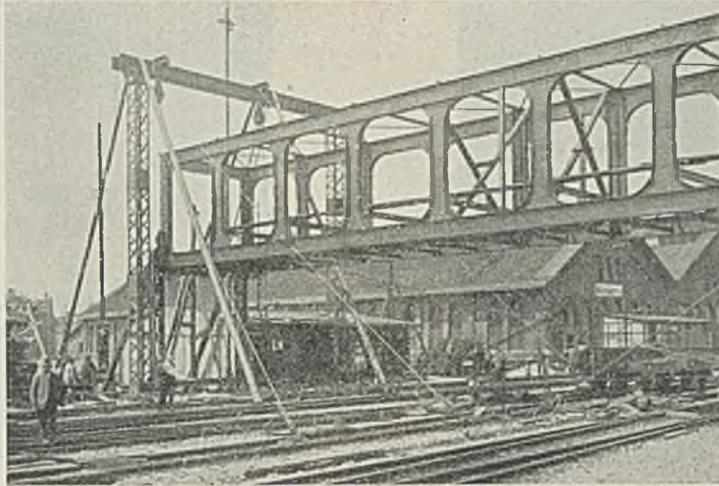


Abb. 16.

Aufrechterhaltung des vollen Zugbetriebes durchgeführt werden.

Sämtliche Fundierungs-, Beton-, Mauer-, Zimmer- und Tischlerarbeiten wurden von der Bauunternehmung Peter Büscher & Sohn, Münster i. W., ausgeführt.

Über die Bauzeiten mögen noch folgende Angaben gemacht werden: Der Auftrag an die Eisenbau firma wurde Mitte April 1928 erteilt, Mitte Mai waren die Werkstattzeichnungen fertig, am 17. Juni 1928 war die Hauptmontage, am 6. Juli waren die Eisenbauarbeiten, Anfang September sämtliche Bauarbeiten beendet, und Anfang Oktober 1928 konnte das Stellwerk in Betrieb genommen werden.

Das Talsperrenkraftwerk Kriebstein bei Waldheim im Tale der Zschopau.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reg.-Baurat Dr.-Ing. Kirsten, Sächs. Wasserbaudirektion, Dresden.

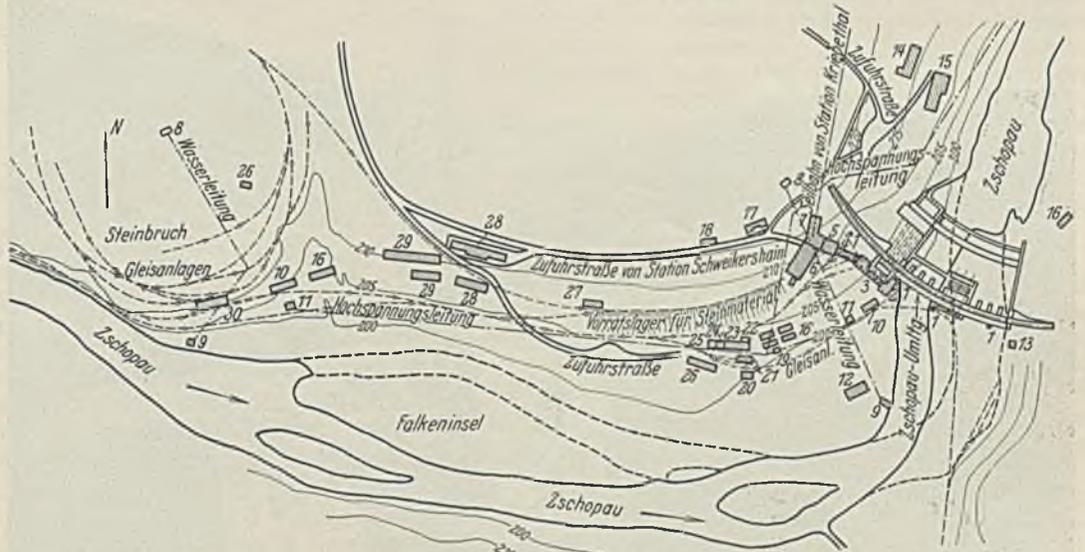
(Schluß aus Heft 15.)

IX. Die Baustelleneinrichtung.

Die gesamte Baustelleneinrichtung wurde auf dem linken flachen Hange errichtet, da der rechte Hang zu steil ist und außerdem keine Verbindung mit dem Hinterland hat (Abb. 29). Wegen der Gliederung der Sperrmauer, dem luftseitig vorgelagerten Sturzbecken, dem Krafthaus und dem flußaufwärts gelegenen Steinbruch mußte die Einrichtung auf die Wasserseite gelegt werden und außerdem so nahe an die Sperrmauer herangerückt werden, daß eine gute Verteilung des Betons mit den aufgestellten Gießtürmen möglich wurde. Zement, Traß sowie der gesamte Grubensand wurden durch eine Seilhängebahn von dem rd. 1,6 km entfernt gelegenen Bahnhof Kriebethal angeliefert und in eine zentrale Mischanlage mit Silos für Bindemittel befördert. Die übrigen Zuschlagstoffe wurden laufend von der Steinbrecheranlage des oberhalb der Sperrstelle gelegenen Steinbruches durch eine Baubahn in die Großraumsilos gefahren. Das Mischen geschah so, daß die Zuschlagstoffe in fahrbare Meßhunde abgezapft und den Mischmaschinen unmittelbar oder durch Förderbänder zugeführt wurden. Dagegen wurden die Bindemittel vorgemischt und, nachdem sie selbsttätig gewogen waren, den Mischmaschinen wie die Zuschlagstoffe zugeführt. Durch drei Gießtürme, die eine Reichweite bis zu 100 m hatten, wurde der Beton verteilt.

Nach sorgfältiger Reinigung der Gründungssole durch Preßluft und Druckwasserstrahl wurde die Mauer in einzelnen Betonblöcken, die von der Luft- bis zur Wasserseite durchgehend betoniert wurden, hochgeführt.

Mit Rücksicht auf den hohen Schalungsdruck betrug die Höhe der Blöcke 2 bis 3 m. Der Inhalt der einzelnen Blöcke wurde der täglichen Leistung, die höchstens 780 m³ betrug, angepaßt (Abb. 30). Bei günstigen Witterungsverhältnissen folgte nach 3 bis 4 Tagen das Aufsetzen eines weiteren Betonblocks. Um keine durchgehenden Arbeitsfugen zu erhalten, wurden die Berührungsfalzen falzartig ausgebildet. Dadurch war ein fester Zusammenhang der einzelnen Blöcke gewährleistet und



- 1 Gießtürme (4 Stück).
- 2 Betonaufbereitungsanlage.
- 3 Baustoffsilos.
- 4 Zufahrtbrücke.
- 5 Traßsilos.
- 6 Zementschuppen.
- 7 Entladestelle der Seilbahn.
- 8 Wasser-Hochbehälter.
- 9 Pumpenhäuser.
- 10 Kompressor und Schmelde.
- 11 Transformatoren.
- 12 Sägewerk.
- 13 Dampfwinde.
- 14 Beamtenhaus der staatl. Bauleitung.
- 15 Kantine.
- 16 Unterkunftsräume.
- 17 Baubüro W. & P. AG.
- 18 Pollerraum.
- 19 Sanitätsbaracke.
- 20 Stellmacherel.
- 21 Lokomotivschuppen.
- 22 Eisenlager.
- 23 Reparaturwerkstatt.
- 24 Tischlerel.
- 25 Ersatzteillager.
- 26 Magazln.
- 27 Laboratorlum.
- 28 Staatl. Wohnbaracke.
- 29 Wohnbaracken W. & P. AG.
- 30 Brecheranlage.

Abb. 29. Baustelleneinrichtung.

im übrigen dem Wasser der Weg durch den Mauerkörper erschwert. — Während des Baues der Sperrmauer mußte die Zschopau zweimal umgeleitet werden, da mit Rücksicht auf die großen Hochwässer der Zschopau der Bau eines Umleitungstollens unmöglich war. Zunächst wurde der Fluß über den schon fertiggestellten Teil der Gründung für die linken Überfälle am linken Hange hinweggeleitet. Nach dem Betonieren der Mauer auf Kriebsteiner Seite folgte der Baugrubenaushub und das Betonieren auf Ehrenberger Seite einschließlich des Mauerblocks, der die Grundablässe enthält. Hierauf wurde die Zschopau durch die drei Grundablaßrohre umgeleitet und das ausgesparte Mauerstück der linken

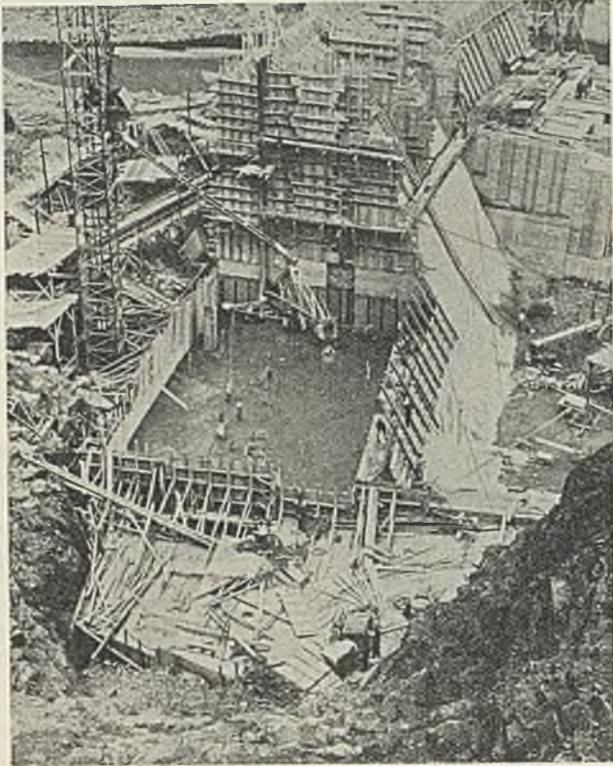


Abb. 30. Betonieren eines Blockes.

Hochwasserüberfälle so schnell als möglich hochbetoniert, da die Grundablässe erst bei großem Überdruck die gewöhnlichen Hochwässer, die alljährlich 300 bis 400 m³/sek betragen, abzuführen vermögen. Während des Trockenjahres 1929 ist es auch gelungen, die Baugrube für das Schlußstück der Mauer vor Überschwemmungen zu bewahren (Abb. 32).

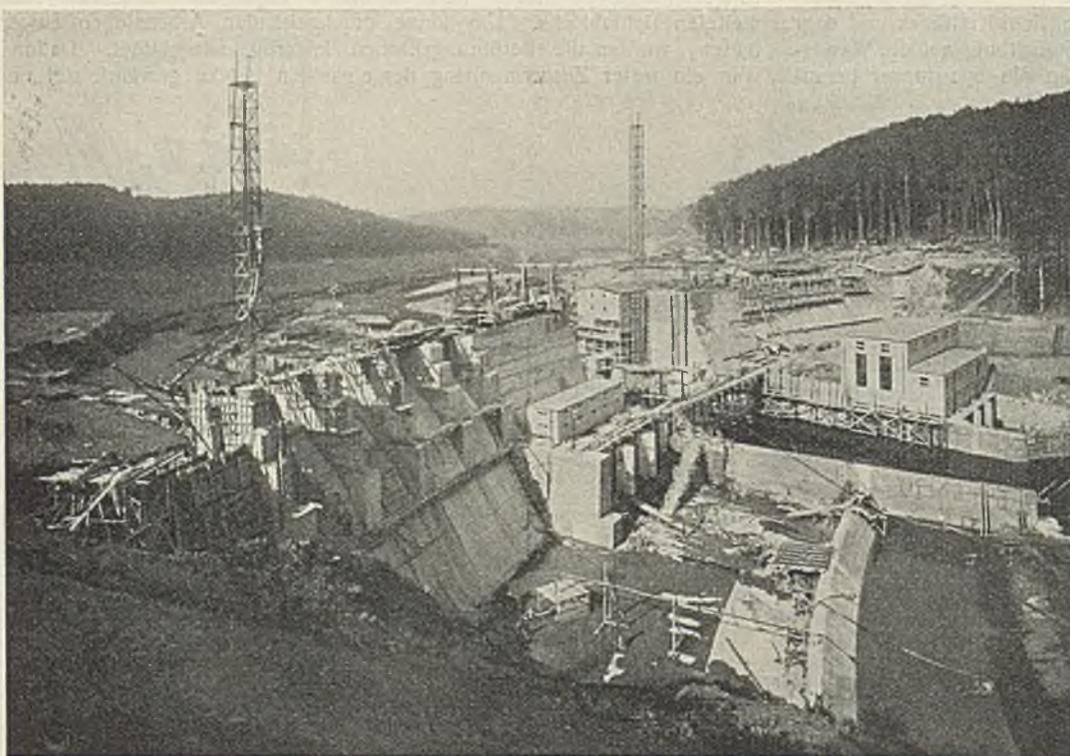


Abb. 32. Schließen der Sperrmauer (Oktober 1929).

X. Die Baustoffe und deren Prüfung.

Um ein nach jeder Richtung hin einwandfreies Betongemisch herzustellen, wurde eine staatliche Material-Prüfungsstelle errichtet. Neben den üblichen Normenprüfungen, die für Zement, Traß und Zuschlagstoffe

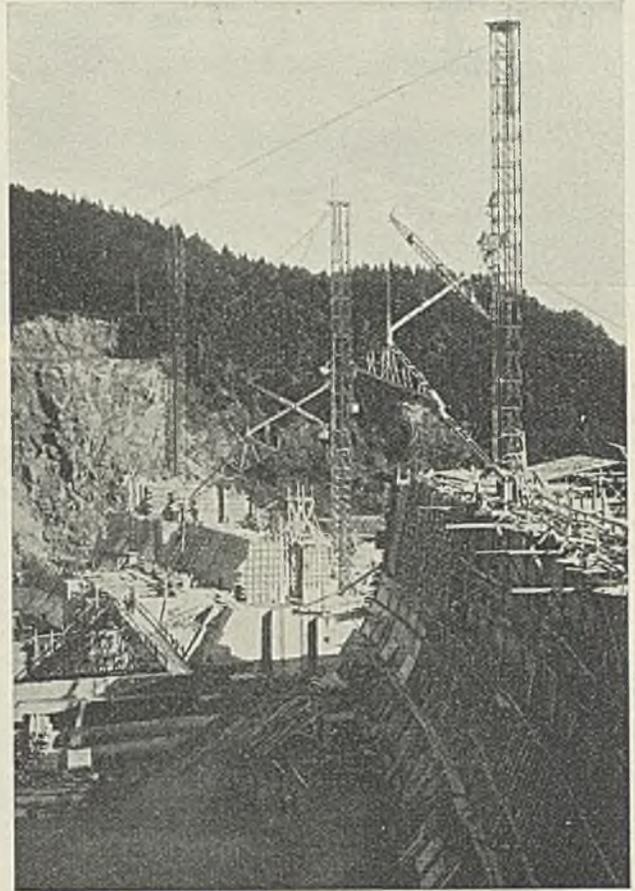


Abb. 31. Blick vom linken Hang auf die Baustelle (Juli 1929).

dauernd durchgeführt wurden, erstreckten sich die Untersuchungen auf die Bestimmung der Gewichtsteile der auf 1 m³ festen Beton entfallenden Bindemittel, Zement und Traß. Ebenso wurde an Hand von Probekörpern der erforderliche Wasserzusatz und der Anteil der verschiedenen Korngrößen der Zuschlagstoffe festgelegt.

Dem Betonmörtel wurde Traß beigegeben, da hierdurch eine große Wasserdichtigkeit gewährleistet wurde. Hinzu kommt, daß das Zschopauwasser sehr weich ist und daher u. U. Kalk aus dem Beton auszulaugen vermag. Durch den Zusatz von Traß wird jedoch das überschüssige CaO im Mörtel ganz oder teilweise gebunden. Weiter haben durchgeführte Versuche bewiesen, daß durch Beimengung von Traß die auftretenden Abbinde Temperaturen stark herabgemindert werden. Auch wurde beobachtet, daß Gußbeton mit Traßzusatz besser in der Rinne fließt. Demgegenüber standen die Nachteile, daß der Traß-Zement-Beton geringere Festigkeiten sowie größere Schwindmaße zeigte und außerdem höhere Bindemittelkosten bedingte. Die Festigkeit spielte bei vorliegendem Bauwerk jedoch keine ausschlaggebende Rolle, weil die Beanspruchungen der Betonmauer gering sind. Jedoch mußte auf die Wasserdichtigkeit größter Wert gelegt werden. Daher wurde auf einen Traßzusatz nicht verzichtet.

Für die Zuschlagstoffe wurde als günstigste Mischung folgende Verteilung in Raumteilen gefunden:

- 15 % Grubensand (0 bis 3 mm Korndurchmesser)
- 15 % Steinsand (0 " 7 " ")
- 41 % Feinschlag (7 " 30 " ")
- 29 % Klarschlag (30 " 60 " ").

Die Siebkurve hierfür ist nachstehend dargestellt (Abb. 33).

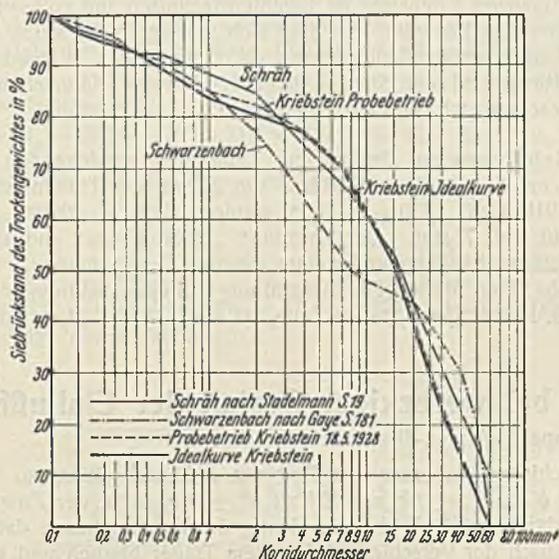


Abb. 33. Siebkurve der Zuschlagstoffe beim Talsperrenbau Kriebstein, Schräb und Schwarzenbach.

Der Wasserzusatz für den Gußbeton beträgt mit Rücksicht auf die praktische Durchführung (Rinnenneigung, Witterungsverhältnisse usw.) im Mittel 18 Raumprozent (bzw. 7,8 Gewichtsprozent) auf 1 m³ Festbeton.

Hinsichtlich der Festigkeit und Wasserdichtheit wurden laufend zwei Betonmischungen untersucht:

- A. 200 kg Portlandzement + 75 kg bayerischer Traß auf je 1 m³ Festbeton (1 : 0,38 : 3,89).
- B. 180 kg Portlandzement + 65 kg bayerischer Traß auf je 1 m³ Festbeton.

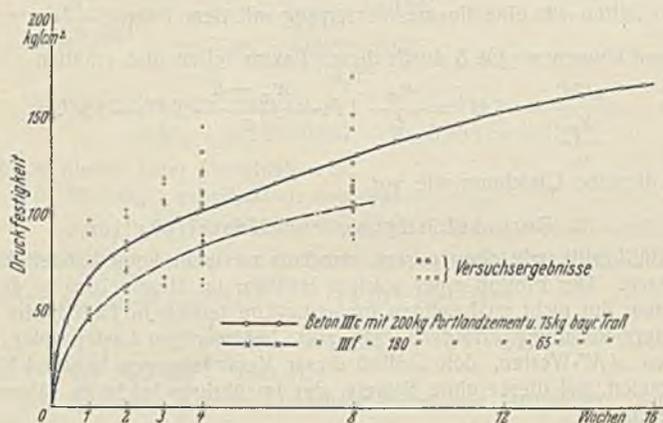


Abb. 34. Abhängigkeit der Druckfestigkeit des Gußbetons vom Alter (Talsperre Kriebstein).

Mit Mischung A wurden etwa 18 000 m³ Beton der Sperrmauer an der Umleitung und auf Kriebsteiner Seite hergestellt; der übrige Mauerkörper wurde mit Mischung B aufgeführt. Durch die Versuche ergaben sich die in Abb. 34 dargestellten Abhängigkeiten der Betondruckfestigkeit vom Alter für Rinnenbeton. Beide Kurven zeigen, daß bei einer Magerung des Bindemittelgehalts um 10 bis 11 % die Festigkeit um 25 % zurückgeht. Diesen Ergebnissen wurden die Werte für Laboratoriumbeton gegenübergestellt, die, wie die nachfolgende Zusammenstellung zeigt, hinreichend mit den Ergebnissen für Rinnenbeton übereinstimmen.

Zusammenstellung der Beton - Druckfestigkeit.

- Laboratoriumbeton.
- Würfelform aus Eisen;
 - Wassergehalt 18 Raumprozent;
 - Lagerung im Laboratorium, an der Luft;
 - Mischung in Handmischmaschinen.

Betonmischung IIIc.	
200 kg Portlandzement und 75 kg bayerischer Traß	
7-Tage-Festigkeiten	28-Tage-Festigkeiten
47,4 kg/cm ²	111,3 kg/cm ²
51,7 "	151,6 "
58,1 "	123,8 "
54,4 "	92,6 "
75,9 "	117,7 "
78,7 "	113,8 "
	121,6 "
	124,6 "
	124,6 "
im Mittel 61,0 kg/cm ²	120,2 kg/cm ²

Betonmischung IIIf.	
180 kg Portlandzement und 65 kg bayerischer Traß	
7-Tage-Festigkeiten	28-Tage-Festigkeiten
45,8 kg/cm ²	75,9 kg/cm ²
45,8 "	85,2 "
44,1 "	79,6 "
39,0 "	80,6 "
42,4 "	88,9 "
53,4 "	87,1 "
im Mittel 45,1 kg/cm ²	82,9 kg/cm ²

Um die Scherfestigkeit in den Arbeitsfugen der Sperrmauer zu untersuchen, ist folgender Versuch angestellt worden. Ein Würfel mit 30 cm Kantenlänge wurde durch drei senkrechte Ebenen, die als Arbeitsfugen ausgebildet waren, unterteilt. Die beiden äußersten Körper wurden festgehalten, während der mittlere Teil von oben durchgeschoben wurde. Aus der Größe der erforderlichen Kraft ergaben die Versuche im Mittel eine Scherfestigkeit von rd. 19 kg/cm² in der Arbeitsfuge.

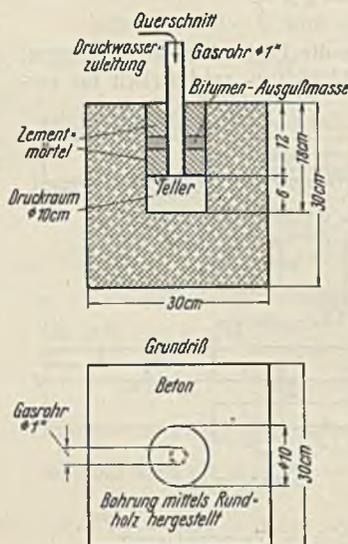


Abb. 35.

Die Wasserdichtheit des Betons wurde an Hand von Würfeln mit 30 cm Kantenlänge untersucht. In den Probekörpern wurde ein Druckraum von 6 cm Höhe und 10 cm Durchm. ausgespart (Abb. 35). Die Versuche wurden so durchgeführt, daß die Würfel während der ersten Stunden unter 0,5 at Wasserdruk, während der zweiten und dritten Stunde unter 1 at, während 4 bis 6 Stunden unter 2 at und während 7 bis 10 Stunden unter 3 at Wasserdruk standen. Die Untersuchungen zeigten, daß die Würfel in den ersten drei Druckstufen überhaupt keine Wasserdurchlässigkeit aufwiesen. Teilweise traten während der 4. Druckstufe (von 2 bis 3 at) Wasserperlen auf, die bis zu rd. 2000 cm³ Wasser ergaben. Da die Mauer einen größten Druck von nur 2 at auszuhalten hat und überdies der Betonkörper bedeutend stärker ist, darf die Wasserdichtheit als genügend groß angesehen werden.

Die Abbindewärme wurde für die Mischung A im Sperrmauerkörper in einer Tiefe von 1 und 1,4 m festgestellt. Dabei wurde beobachtet, daß der Beton von rd. 17,5 ° (Lufttemperatur 19 °) während 80 Stunden um 18,5 ° auf 30 ° C stieg. Die mittlere Lufttemperatur betrug während des Steigens der Betontemperatur 13,6 °. Nach weiteren 60 Stunden fiel die Betontemperatur stetig ab, bis nach 270 Stunden das Ende des stetigen Abfallens erreicht war.

XI. Bauleistungen.

Mit dem Bau der Sperre wurde im Frühjahr 1927 begonnen, nachdem schon Ende 1926 einige Schürfarbeiten durchgeführt worden waren. Beendet wurden die Arbeiten Ende 1929. Die beim Bau der Sperrmauer errichteten höchsten Leistungen betragen monatlich 14 000 m³ Gußbeton, die höchste tägliche Leistung 780 m³. Der Krafthaushochbau mußte wegen der kurzen Herstellungsfristen äußerst beschleunigt werden. Nach Verlauf von vier Wochen waren das Eisenbetonskelett und die Hohlsteindecke des Maschinenhausdaches fertiggestellt.

Beim Bau der Sperre waren folgende Gesamtleistungen erforderlich: 52 000 m³ Bodenaushub, 96 000 m³ Felsaushub, 82 000 m³ Gußbeton, 1100 m³ Eisenbeton, 11 000 kg Kupferblech für die Dichtungsfugen der Mauer, sowie verschiedene maschinelle Einrichtungen (Verschlüsse, Turbinen, Generatoren, Rohre usw.).

Diese umfangreichen Arbeiten brachten vielen Kreisen der Privatwirtschaft Beschäftigung. Die tiefbaulichen Arbeiten der Sperrmauer und des Krafthausunterbaues waren an die Firma Wayss & Freytag AG.,

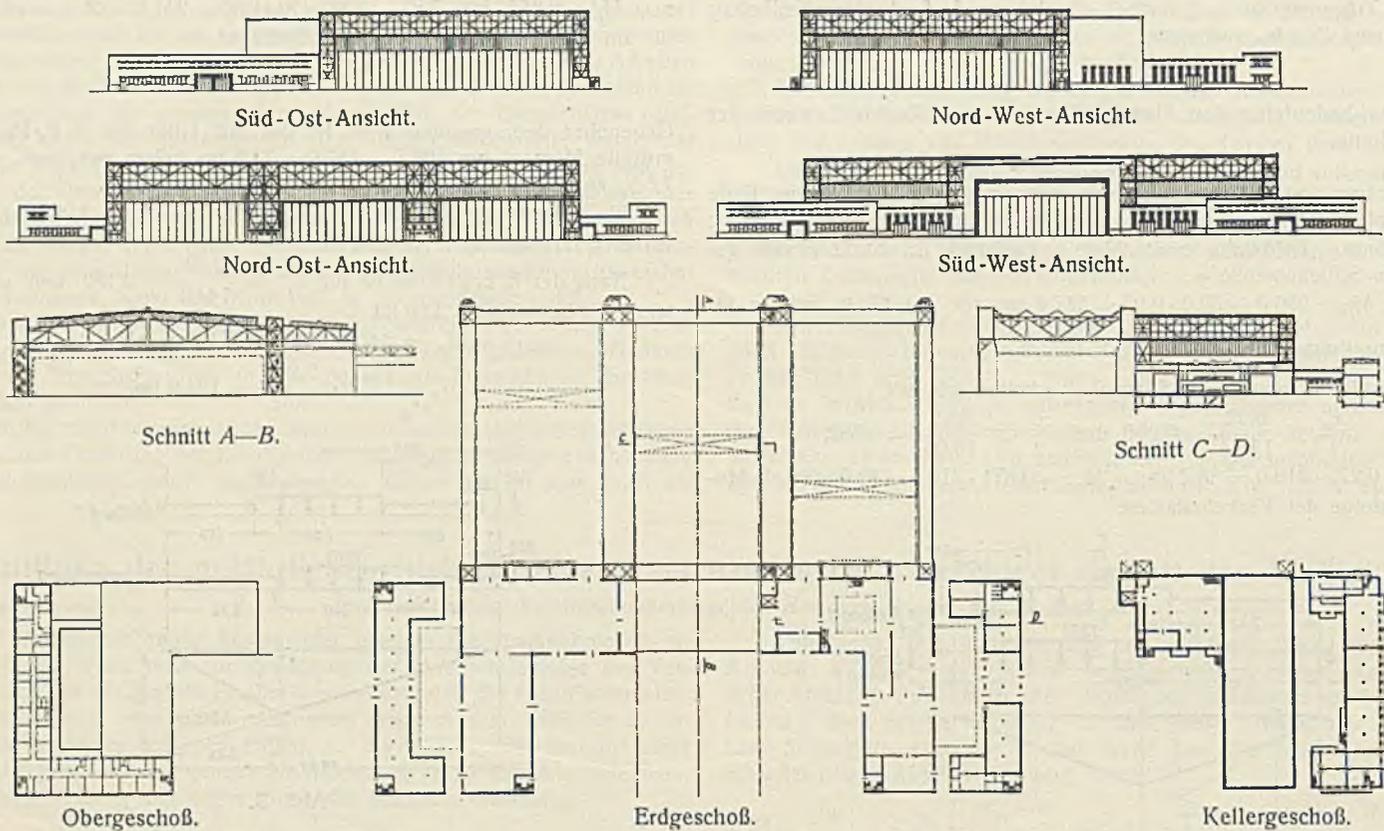


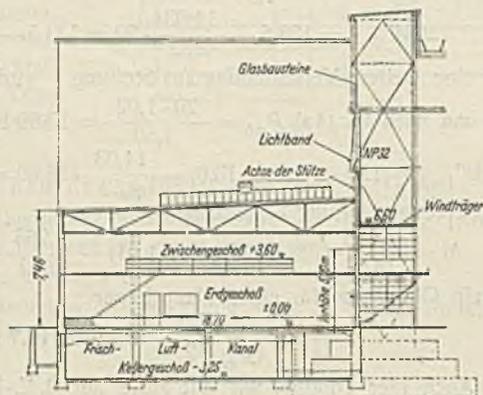
Abb. 1. Betriebsanlage.

Luftschiff- und Flugzeughallenbau den Zuschlag für die Ausführung der Eisenkonstruktionen zu zwei Flugzeughallen-Einheiten.

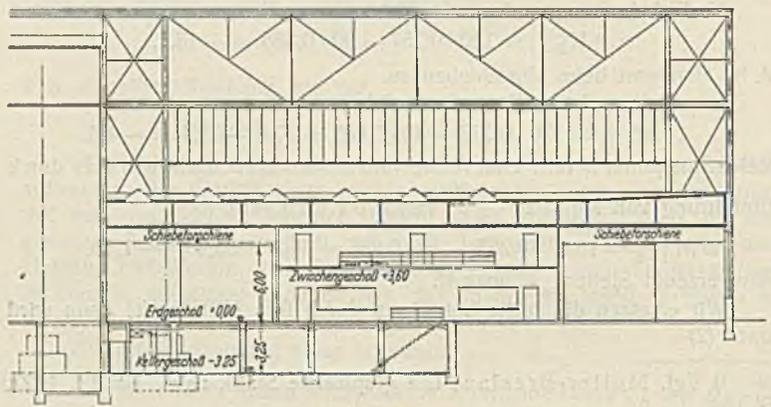
Durch das gemeinsame Zusammenarbeiten zwischen der genannten Eisenbaufirma, dem Hochbauamt II der Stadt München und dem Verfasser ist eine vorbildliche Flughafenbetriebsanlage entstanden. Sie stellt in ihrer gesamten Anordnung und äußeren Gestaltung eine für derartige Zwecke vollständig neuartige Bauanlage dar.

Der jetzt erstellte Teil kann nach drei Seiten erweitert werden, so daß es später möglich ist, auch die größten Flugzeuge in den Hallen unterzubringen.

Der Bauteil zwischen den Achsen A und G (Abb. 2) kann um ein weiteres Hallendrittel über G hinaus verlängert werden. Ferner ist es möglich, dieses vergrößerte Bauwerk über die Achse 16 hinaus zu verdoppeln. Bei den jetzt erbauten zwei Halleneinheiten können Flugzeuge bis zu 60 m Spannweite eingerollt werden, bei Anwendung eines Bodenschlittens können solche bis 80 m Spannweite bei einer vorhandenen Hallentiefe von 60 m eingebracht werden. Bei einer Vergrößerung der bestehenden Anlage um eine weitere Halleneinheit könnten Flugzeuge bis zu 120 m Spannweite und 60 m Tiefe eingeholt werden.



Schnitt f-f



Schnitt g-g

Abb. 3. Schnitte durch die Halle.

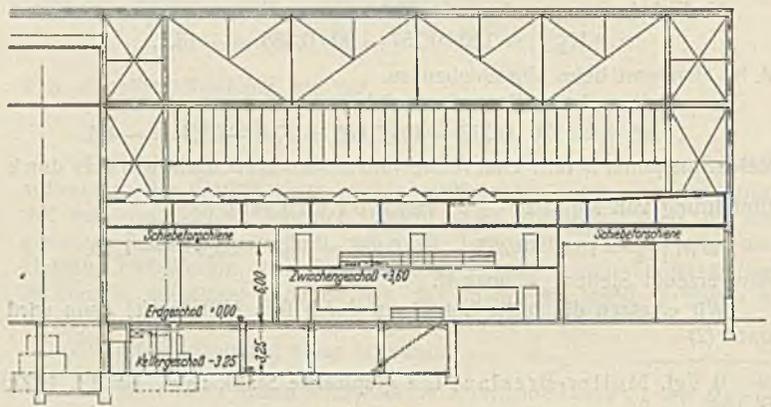
Die beiden Halleneinheiten sind in ihrer jetzigen Gestaltung an drei Seiten mit Toren abgeschlossen, und zwar an der West-, Nord- und Ostseite. Bei einem späteren Ausbau ist an der Südseite eine Vergrößerung der Werkstätten mit einem Einfahrttor von 33 m Breite vorgesehen. Ebenso können im Inneren der Hallen zwischen den einzelnen Einheiten in den Hauptbinderachsen Tore eingebaut werden, um etwa eine oder die andere Halleneinheit für sich abgetrennt und geschlossen halten zu können. Vorgesehen ist ferner für den späteren Einbau die Verwendung von elektrisch betriebenen Laufkränen, die so angeordnet sind, daß die Katzen von einem Kran auf den anderen fahren können, so daß ein Umhängen der Last nicht notwendig wird. Die Krane sind vorläufig noch nicht eingebaut; die bestehende Eisenkonstruktion ist jedoch so eingerichtet, daß bei Bedarf und auf Wunsch die Bahnen für die Laufkrane angehängt werden können.

Um auch Flugzeuge mit den größten Spannweiten heben zu können, werden die Laufkrane mit je zwei Katzen von je 10 t ausgerüstet. Durch

das Einführen eines Balanciers können demnach Höchstlasten von 20 t befördert werden. Es ist geplant, im Süden über die Werkstätte hinaus eine Kranbahn bis zum Ausschlußgleis zu errichten, so daß besonders schwere Teile, wie Motoren usw., vom Eisenbahnwagen ohne Umhängen der Last unmittelbar in die Werfthalle bzw. in jeden beliebigen Hallenteil befördert werden können.

Nach Osten und Westen sind Tore von 60 m Breite und 10 m lichter Einfahrtshöhe, nach Norden zwei von je 31 m Breite und 10 m Höhe vorhanden.

Konstruktion. Mit Rücksicht auf das Ein- und Ausbringen der Flugzeuge durfte die Halle keine inneren Stützen erhalten. Bei der jetzigen Ausführung sind acht Türme von 4 m Breite und 4 m Tiefe zum



Schnitt h-h

Abstützen der Dachkonstruktion vorgesehen. Diese Türme dienen gleichzeitig zur Aufnahme der geöffneten Falttore, zum Unterbringen der Treppenanlage, der elektrischen Leitungen, der Heizungsanlagen usw. Auf den Innenposten der Türme stützen sich die Hauptbinder von 62 m Stützweite ab. An diesen Hauptbindern können später die Kranbahnträger aufgehängt werden. Auf die vorgenannten Hauptbinder stützen sich

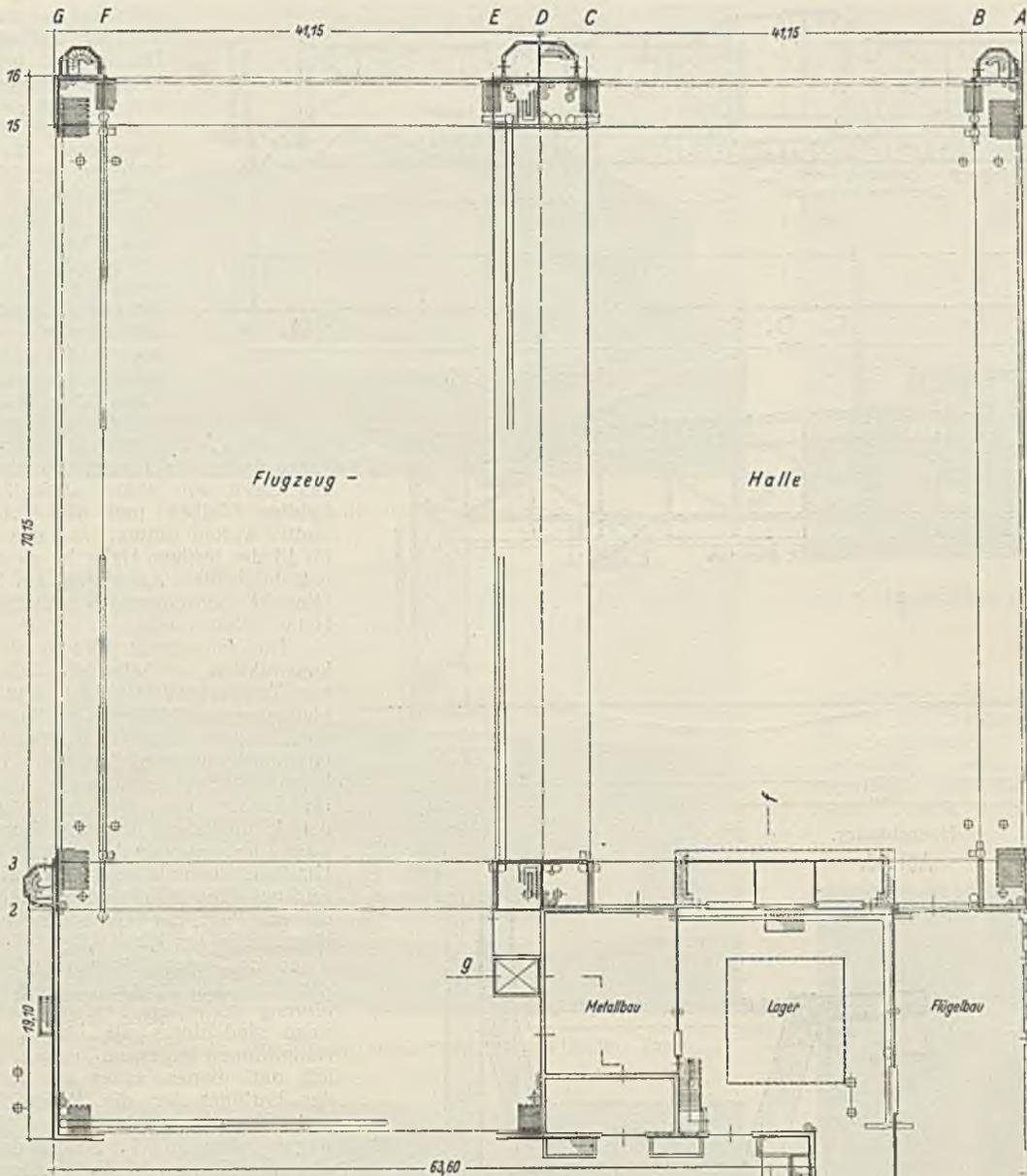


Abb. 2. Grundriß. Erdgeschoß.

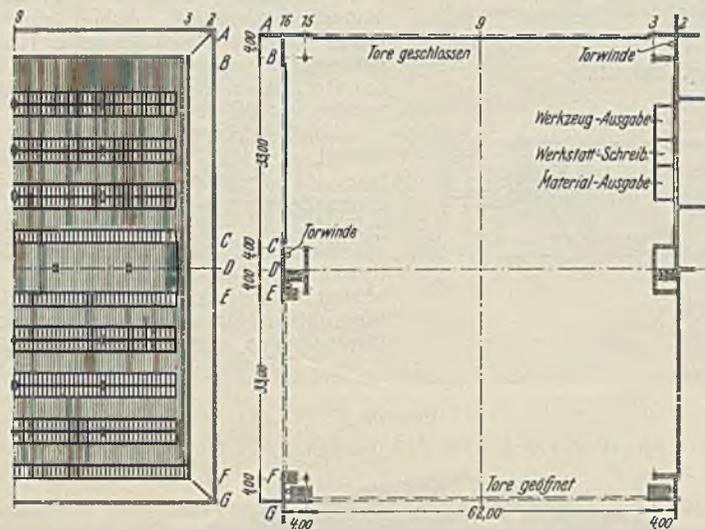


Abb. 5. Grundriß der Dachausbildung.

Abb. 4. Grundrisse zweier Flugzeughallen-Einheiten.

Zwischenbinder von 32 m Stützweite. Auf letzteren sind die Dachpfetten zur Aufnahme des Bimsbetondaches und der sattelförmigen Oberlichter verlagert. Die Form der Zwischenbinder, Hauptbinder, der Türme, die Anordnung der Oberlichter usw. sind aus Abb. 4, 5 u. 6 ersichtlich.

Statische Anordnung des Bauwerks. Die waagerechten Windkräfte auf die Wände, Tore, Türme und auf die über den Toren angeordneten Schürzen werden durch einen Windträger von 4 m Höhe, der am Untergurt des Torträgers angeordnet ist, aufgenommen. Diese Windträger in

den Reihen A 3 bis 15 und G 3 bis 15 sind in den Punkten 3 u. 15 abgestützt. Die Kräfte werden durch den Unterzug 3 bzw. 15 auf einen lotrechten Verband im Mittelturm C bis E 3 bis C bis E 15 abgeleitet. Der 4 m hohe Windträger am Tor ist im Punkte 9 durch den Unterzug des an dieser Stelle 1 m breiten Zwischenbinders auf einen Hauptbinderverband von 8 m Höhe C bis E 3 bis 15 abgestützt. Sämtliche Windkräfte auf den West- und Ostgiebel werden demnach durch die vorgeschriebenen Verbände von der Haupttragwand C bis E 3 bzw. C bis E 15 aufgenommen. Die Windkräfte auf die Nord- und Südfront werden von den Turmverbänden in Reihe B, C, E und F 2 bis 3 aufgenommen. Die Torträger von 33 m Stützweite stützen sich auf diese Verbände ab. Die Ableitung des Windes auf die Nordfront geschieht durch die Hauptträgeruntergurte nach den vorgenannten Turmverbänden. Alle übrigen Turmstützen sind nur durch leichte Verbände mit den vorerwähnten Verbänden gehalten. Diese Verbände sind jedoch derartig angeordnet, daß keine waagerechte Kräfte von ihnen übertragen werden können. Durch diese Anordnung wirken die Türme ohne Hauptverbände als Pendelstützen,

und es treten demnach in den Bindern durch die Nachgiebigkeit der Pendelstützen keinerlei Zusatzspannungen bei Temperaturänderungen auf.

Tore (Abb. 7). Die Ausführung der Tore geschah durch die Deutschen Metalltorenwerke AG. August Schwarze, Brackwede i. Westf. Zur Verwendung gelangten Patentstahl-tore mit einer inneren 6 bis 8 mm dicken Sperrholzverkleidung. Bei den 60 m breiten Toren der West- und Ostfront sind 24 und bei der Nordfront je 12 Falttore angeordnet, die durch Scharniere so miteinander verbunden sind, daß sie sich bei geöffnetem Zustande harmonikaartig in die Türme zusammenlegen. Die einzelnen Torscheiben sind aus Stahlblech gepreßt, die Rahmen als Hohlkörper durchgebildet. Zur besseren Isolierung gegen Wärme und Kälte ist an der Innenseite in dem Hohlraum die vorerwähnte Sperrholzverkleidung angebracht. Der Querschnitt der Tore ist aus Abb. 7 ersichtlich. Die Tore sind, wie bereits eingangs erwähnt, am Torführungsträger aufgehängt. Zur unteren Torführung ist nur eine Grabschiene vorgesehen, die mit dem Hallenfußboden abschließt, so daß das Ein- und Ausfahren der Flugzeuge in keiner Weise behindert wird. Die obere und untere Torbahn

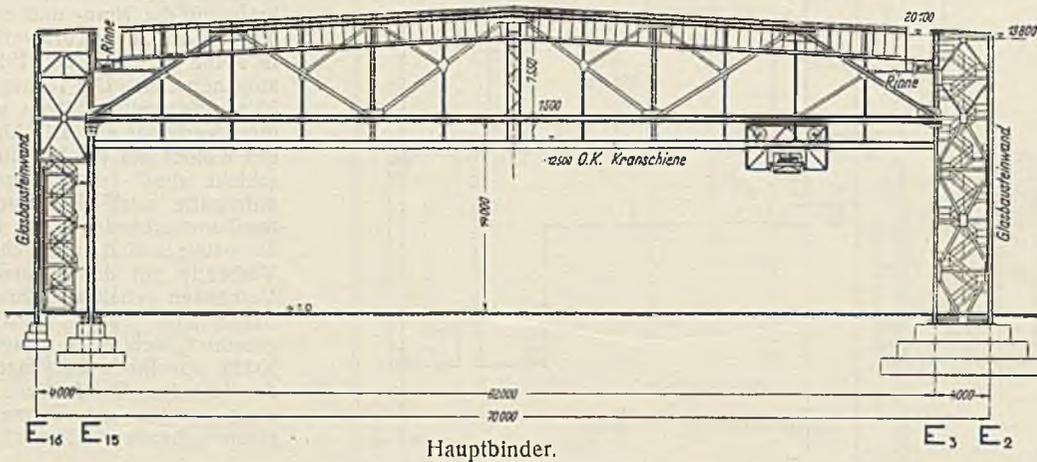
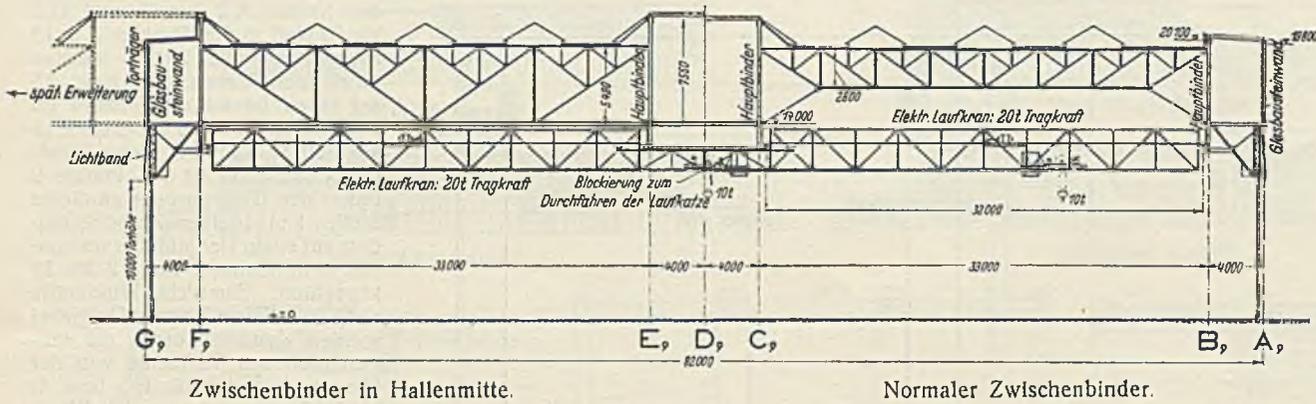


Abb. 6.

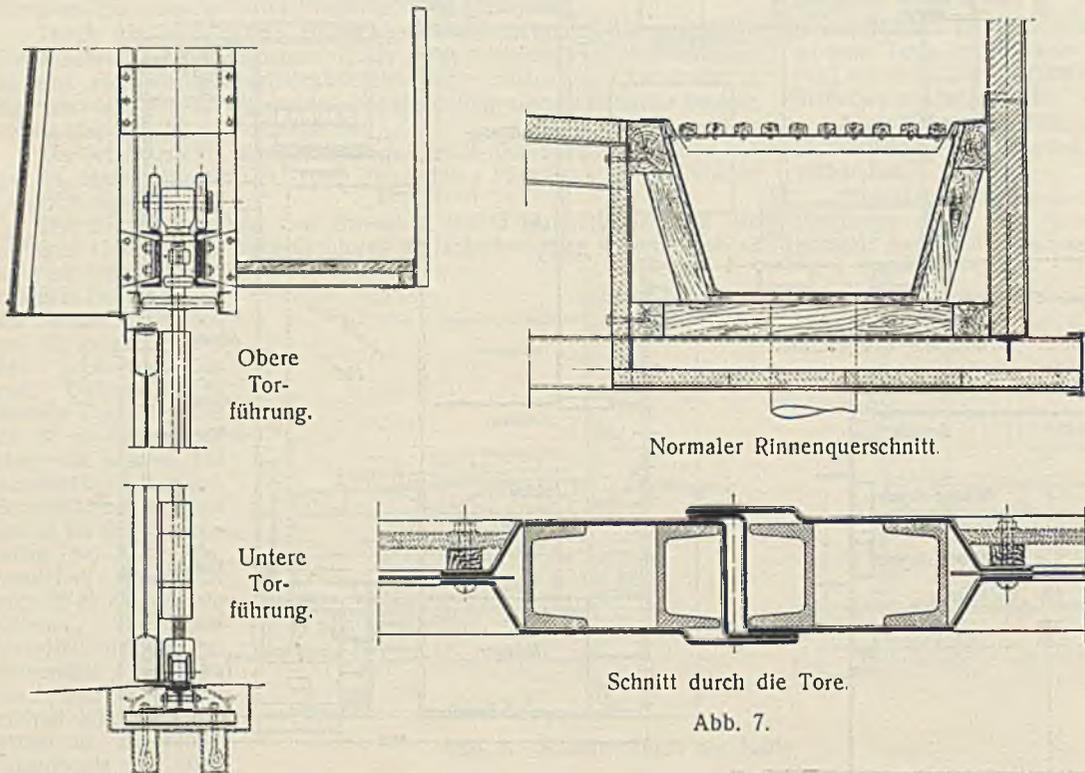


Abb. 7.

ist aus Abb. 7 zu ersehen. Für diese obere Torführung hat man sich aus dem Grunde entschieden, damit an der unteren Torbahn keinerlei Schlitz für die Seilführung notwendig wurden. Die Tore werden durch elektrisch betriebene Winden geöffnet und geschlossen. Es ist jedoch auch möglich, im Falle des Versagens der elektrischen Einrichtung die Tore von Hand zu bedienen. Bei den Toren von 60 m Breite beträgt die Öffnungsdauer bei elektrischem Antrieb etwa 3 min. Durch die eigenartige Konstruktion der Falttore wurde an der unteren und oberen Torseilene sowie an den lotrechten Anschlüssen ein völlig dichtes Anliegen der Tore ermöglicht. Auf die Ausführung einer einwandfreien Abdichtung wurde ganz besonders Wert gelegt mit Rücksicht auf die Heizung der Halle.

Dach und Wände. In der Dachkonstruktion sind eine Anzahl rund 4 m breiter und rd. 52 m langer Satteloberlichter für eine gleichmäßige Belichtung der Halle angeordnet. Verwendet wurden kittlose Universalsprossen der Firma Claus Heyn in

Frankfurt a. M. Die übrigen Flächen des Daches sind mit Bimsbeton-Stegzementdielen von etwa 8 cm Dicke und doppelter Papplage eingedeckt. Die Wandfelder in den Eisenkonstruktionen der Außenbinder und in den Türmen sind durchweg aus gepreßten Hohlglassteinen gemauert; eine Neuerung, die in dieser Art zum ersten Male angewendet wurde. Die Anordnung dieser Wände ist zwischen den doppel-

wandigen Traggliedern der Konstruktion vorgesehen, weil die eigentliche Tragkonstruktion der Türme, Torträger usw. aus Eisen von außen absichtlich frei sichtbar bleiben und als Architektur motive wirken sollten. Aus den Abb. 10 bis 13 der fertigen Halle ist zu ersehen, daß durch diese Anordnung ein in jeder Hinsicht befriedigendes Aussehen der Halle erzielt wurde.

Die Glaswände sind an der Tragkonstruktion so befestigt, daß infolge von Temperaturänderungen und Durchbiegungen der Träger keine Spannungen entstehen und somit eine Zerstörung der Glasbausteine unmöglich ist. Die Belichtung der Halle ist durch die in den Dachflächen angeordneten Oberlichter, den Lichtbändern über den Toren und durch die neuartige Anwendung mit den Glasbausteinen als besonders gut zu bezeichnen. Die Entlüftung geschieht durch die im First der Halle angeordneten Einzellüfter von 1,2 x 0,8 m. Diese besitzen im Innern Klappen und können von den Laufstegen an der oberen Torführung aus bedient werden. Diese Laufstegen sind durch die beiden in den Haupttürmen liegenden Treppen zugänglich und dienen außer zur Bedienung der Entlüfter für die Beaufsichtigung und Schmierung der oberen Torlaufwagen. Aus Abb. 7, Schnitt durch die obere Torführung, ist die Anordnung der Laufstegen zu ersehen.

Die Montage (Abb. 8 u. 9) wurde ohne eigentliche Gerüste mit Montagebäumen durchgeführt. Abb. 8 zeigt das Hochziehen eines 86 t schweren Hauptbinders durch zwei Montagebäume. Für das Hochziehen eines derartigen Binders wurden nur 25 min benötigt.

Das Gewicht der Hallenkonstruktion beträgt ohne die Tore 950 t. Die Montage der eigentlichen Halle wurde in einem Zeitraum von drei Monaten durchgeführt.

Werkstätten-, Lager- und Nebenräume. An der Südwestseite der beiden Halleneinheiten sind die einzelnen Werkstätten für Ausbesserungen und Überholungen, ferner die Lagerräume

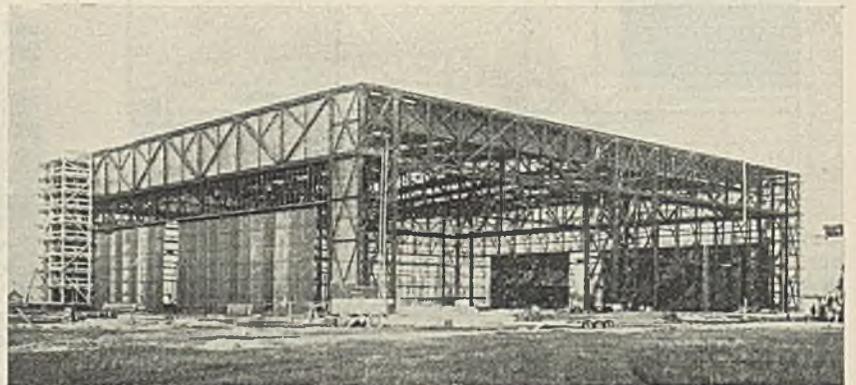


Abb. 9. Beginn der Montage der großen Hallentore.

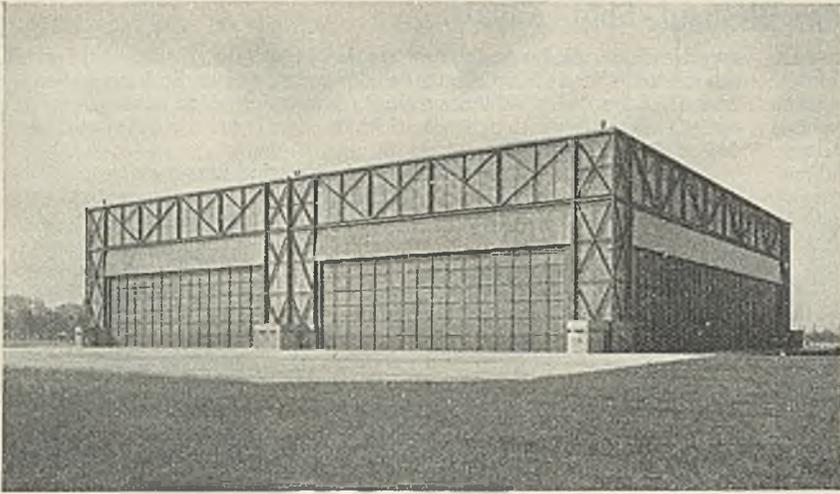


Abb. 10. Fertige Flugzeughalle mit geschlossenen Toren.

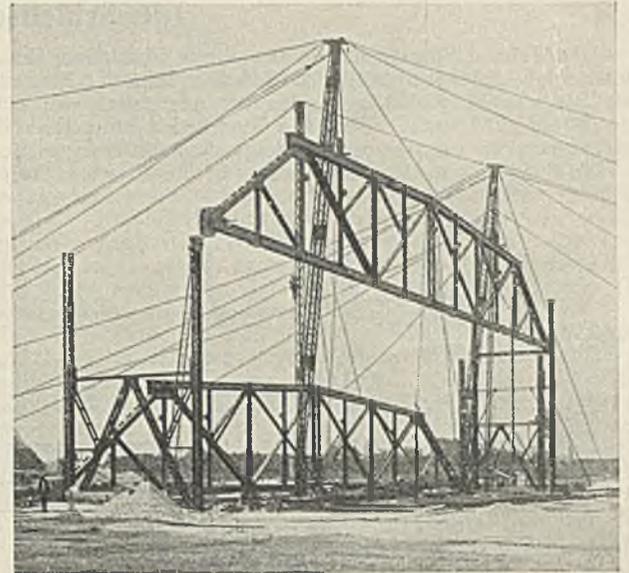


Abb. 8. Hochziehen des ersten 60 m breiten Hauptbinders.
Dauer 25 min.

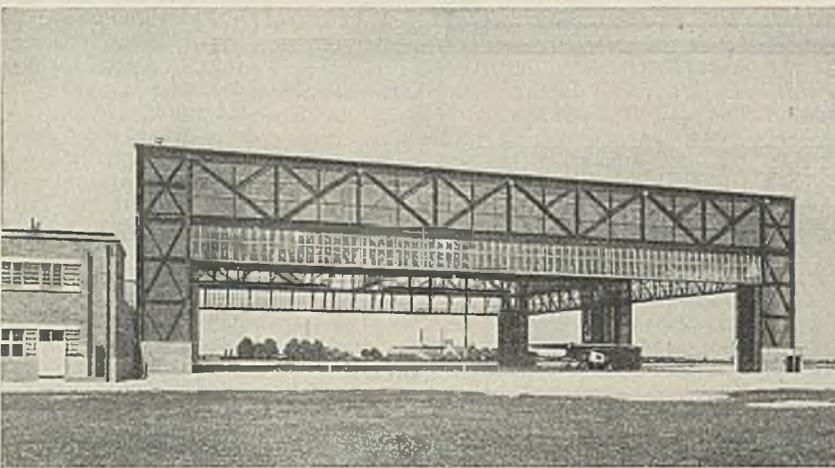


Abb. 11. Flugzeughalle Abb. 10 mit auf drei Seiten geöffneten Toren.

ihm befinden sich die Garderoben, Waschräume, Duschen, Aborte und Heizungsräume; ferner die Kantinen mit den Wirtschaftsräumen für das Personal der technischen Betriebsanlage, und vorläufig einige Aufenthalts-, Übernachtungs- und Waschräume für Flieger oder sonstigen Bedarf. Ferner befinden sich darin: die Pumpenzentrale

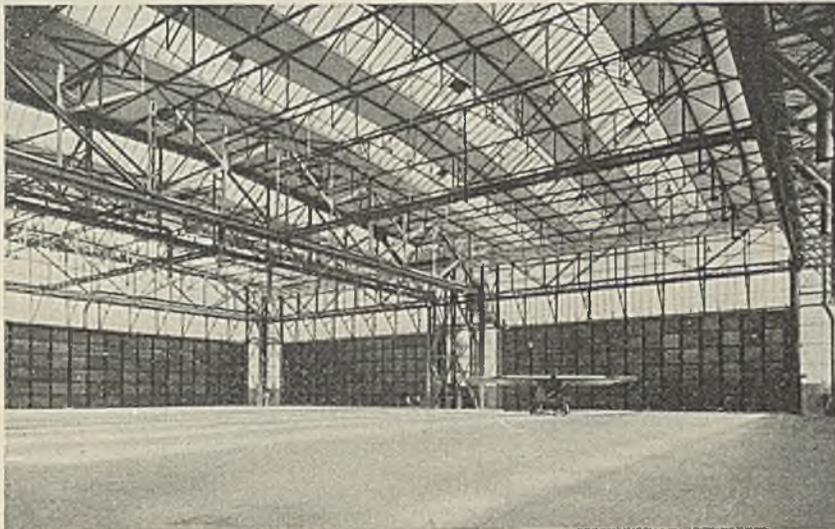


Abb. 12.
Innenansicht der Flugzeughalle Abb. 10 mit geschlossenen Toren.

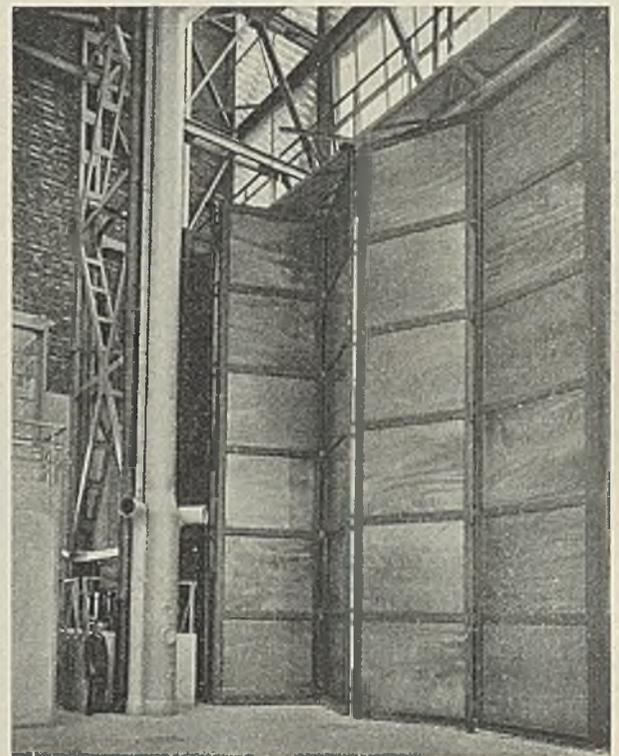


Abb. 13.
Ansicht eines Falttores.

für Ersatzteile und Zubehör und die sonstigen Nebenräume für Wirtschaftszwecke in einem niedriger gehaltenen Bau trakt untergebracht und stehen dadurch mit den Flugzeughallen in unmittelbarer organischer Verbindung.

Die Werkstätten- und Lagerräume sind mit Heizungen, Beleuchtungen, sonstigen Installationen und mit allen zur Flugtechnik gehörenden Einrichtungen, Maschinen und den notwendigen Sondergeräten versehen und ausgerüstet.

Ein besonderer Bau trakt, der sich unmittelbar an die Werkstättenanbauten anschließt, dient ausschließlich den Wirtschaftsbedürfnissen. In

der Tankanlage, die elektrische Umformerstation, Aufbewahrungsräume für Signal- und sonstiges Gerät. Außerdem wurden Unterstellräume für alle die Geräte vorgesehen, die für die Haltung und Wartung der Flughafenbetriebsanlagen notwendig sind.

Auch für reichliche Unterstellungen von Kraftfahrzeugen wurde gesorgt.

Die Abb. 10 u. 11 zeigen die fertige Flugzeughalle mit geschlossenen und mit auf drei Seiten geöffneten Toren, Abb. 12 zeigt die Innenansicht mit geschlossenen Toren und Abb. 13 eine Ansicht der Falttore und deren Einschlagen hinter die Konstruktionstürme.

Die Schleusen des Welland-Ship-Kanals.

Der Welland-Ship-Kanal ist die vierte Verbindung zwischen dem Ontario- und Erie-See auf der kanadischen Seite der Niagara-Halbinsel. Sein Bau war erforderlich geworden, um den gesteigerten Schiffsverkehr bewältigen zu können. Über die Bauarbeiten unter Hervorhebung der Schleusenbauten entnehmen wir folgende Ausführungen dem Berichte von Fr. E. Sterns in den „Proceedings of the American Society of Civil-Engineers“ 1929, Oktober.

sprechend der Bodengestaltung am Nordende des Kanals in der Nähe des Ontario-Sees. Die Abstände der unteren vier Schleusen betragen 2 und 3,5 km. Die Schleusen Nr. 4, 5 und 6 sind zu einer Treppe vereinigt, 800 m weiter hebt die Schleuse Nr. 7 auf die Scheitelhöhe von 165 m über NN.

Die drei ersten und die letzte Schleuse sind Einzelschleusen (Abb. 1), die übrigen Zwillingsschleusen, um an der Schleusentreppe zu großen Aufenthalt der Schiffe zu vermeiden.

Die Scheitelhöhe des Kanals liegt etwa auf Niedrigwasserhöhe des Erie-Sees. Zum Höhenausgleich, wenn der Spiegel des Erie-Sees über NW steht, ist nahe beim Kanalende noch eine Schutzschleuse mit einer höchsten Hubhöhe von 3,7 m vorgesehen.

Die Schleusen haben eine Breite von 24,4 m, eine Länge von 250 m und eine Tiefe von 9,1 m. Die Füllung bzw. Leerung einer Schleuse dauert 8 min, entsprechend 2,4 m/min.

Als Tore wurden Drehtore gewählt. Sie bestehen aus einer Anzahl waagerechter Träger, die beiderseits mit Stahlplatten belegt sind. Der größte Teil des Eigengewichts ist durch Luftkammern ausgeglichen. Die Tore am Unterhaupt sind 25 m hoch und wiegen 500 t, die am Oberhaupt sind 10 m hoch (Abb. 2).

Die freien Enden der Torflügel ruhen auf konzentrisch zur Drehachse angeordneten kreisförmigen Betonmauern, so daß bei Störungen an den Toren deren Umklappen in die Tornische verhindert wird. Zur Vermeidung von Störungen, wenn ein Schiff gegen ein Tor stößt, besitzt jeder Torflügel an der senkrechten freien Kante sogenannte „Safety horns“, die eine Bewegung der Torflügel von 1,2 m aus der Schlußlage gestatten, ohne daß die gegenseitige Berührung der Torflügel verlorengeht. Bei dieser Bewegung von 1,2 m wird unter Hinzurechnung der Reibung zwischen den Sicherheitshörnern bei einer Druckhöhe von 4,6 m die kinetische Energie eines 20 000-t-Schiffes vernichtet, das mit einer Geschwindigkeit von 0,6 m/sek fährt (Abb. 3).

Die meisten Schleusen können durch Leerlaufenlassen für Ausbesserungsarbeiten, neuen Anstrich der Tore usw. zugänglich gemacht werden. Die unterste und die oberste Schleuse besitzen jedoch eine

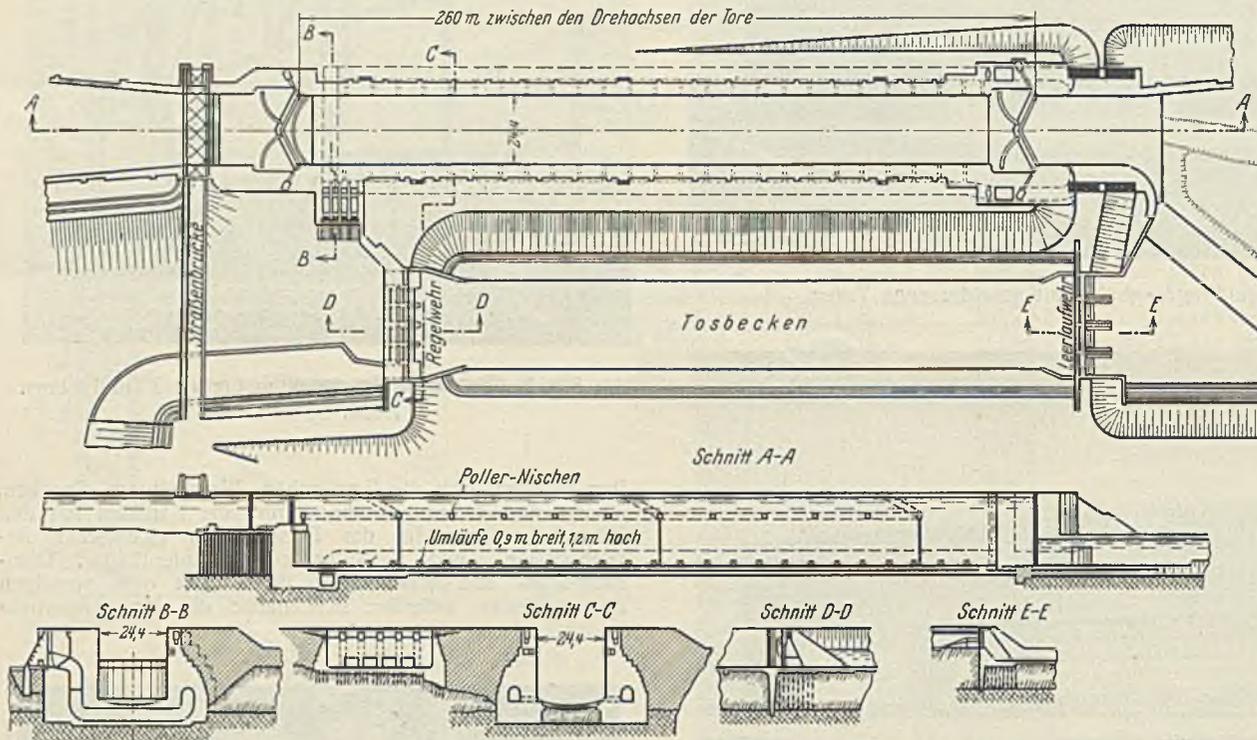


Abb. 1.

Der Kanal hat eine Mindesttiefe von 7,6 m, eine spätere Vertiefung auf 9,1 m ist vorgesehen. In den Felsenstrecken beträgt die Breite 67 m zwischen den senkrechten Seitenwänden. An den übrigen Stellen sind Böschungen 1:2 angeordnet. Die Sohlenbreite beträgt hier 61 m.

Bei der Planung von Schleusen sind zwei einander widerstrebende Forderungen zu beachten: Um die Zeit für eine Kanaldurchfahrt möglichst kurz zu halten, ist es erforderlich, die Zahl der Schleusen auf das äußerste zu beschränken und die Hubhöhe jeder einzelnen Schleuse dementsprechend möglichst groß zu wählen. Zur Verminderung des Wasser-

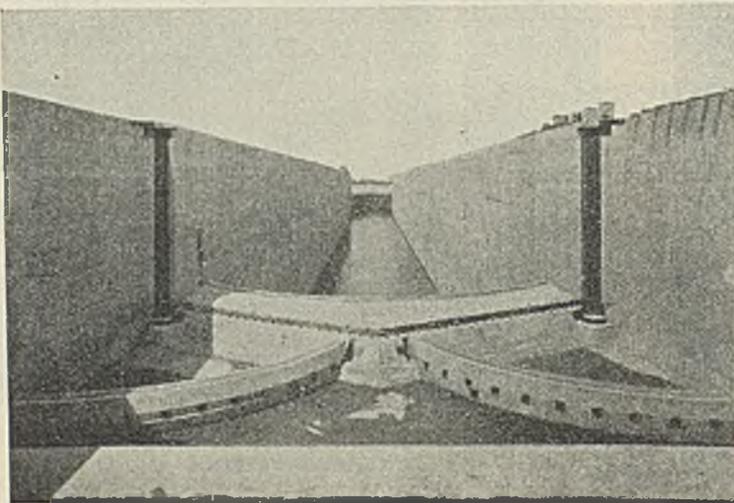


Abb. 2.

verbrauches für die Schleusungen und für die Regelung des Wasserstandes in den Kanalhaltungen sind andererseits Schleusen mit mäßiger Hubhöhe wünschenswert. Dadurch, daß die Hubhöhe für alle Schleusen einheitlich gewählt wurde, wurde die günstigste Vereinigung der vorgenannten Forderungen erreicht und gleichzeitig ermöglicht, die Tore und andere Teile der Schleusen in Serie herstellen zu können.

Der gesamte Höhenunterschied von rd. 100 m zwischen dem Ontario- und dem Erie-See wurde auf sieben Schleusen verteilt, so daß auf jede durchschnittlich 13,7 m Hubhöhe entfällt. Alle Schleusen liegen ent-

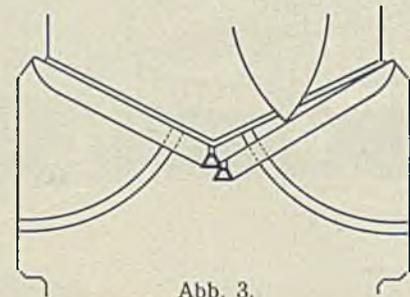


Abb. 3.

besondere Pumpenanlage, die die Entleerung einer Schleuse in zehn Stunden durchführt. Die stromaufwärts gelegenen Seiten der Tore an den Oberhäuptern sind nur schwer für Ausbesserungsarbeiten zugänglich. Sie wurden daher mit klefernen Balken belegt, die die außergewöhnlichen Abmessungen von 1,22/1,52 m (48/60") besitzen.

Mehrere Sparbecken verhindern zu großen Wasserverlust und ein Sinken des Kanalspiegels bei starkem Schleusenverkehr. Zur Konstanthaltung des Wasserspiegels in den einzelnen Haltungen sind Wehre vorgesehen. Die Schleusen 6 und 7 besitzen nur ein gemeinsames Sparbecken. Da sie nur 800 m voneinander entfernt sind, arbeiten sie stets gemeinsam, so daß, wenn die obere Schleuse entleert wird, die untere aus dem gemeinsamen Sparbecken gefüllt wird. — Der Kanal wird von 20 Straßen- und Eisenbahnbrücken überquert, von denen sechs unmittelbar an den Schleusen liegen. In zwei Fällen sind Drehbrücken mit einem mittleren in dem Kanal gelegenen Auflager gebaut. Lp.

Vermischtes.

Der Bautenschutz. Zeitschrift für Versuche und Erfahrungen auf dem Gebiete der Schutzmaßnahmen und der Baukontrolle.

Das erste Heft dieser neuen, im Verlage von Wilh. Ernst & Sohn herausgegebenen Monatsschrift, deren Schriftleitung Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt, übernommen hat, ist am 20. März erschienen. Zweck und Ziel der neuen Zeitschrift sind schon in deren Untertitel kurz und treffend gekennzeichnet. Ihre Schaffung erscheint gerechtfertigt durch die bestehende Notwendigkeit, im Interesse einer sparsamen Volkswirtschaft die zahlreichen einschlägigen Erörterungen und Mitteilungen über Maßnahmen für Bautenschutz an einer Stelle zu vereinigen, um in Zukunft, soweit möglich, die jährlich in die Millionen gehenden Verlusten vorzubeugen, die fortgesetzt durch schädliche äußere Einwirkungen und durch fehlerhafte Maßnahmen bei Bauausführungen entstehen. Die Zeitschrift will auch zur Förderung der Baukontrolle beitragen, die ja im weiteren Sinne eine Schutzmaßnahme bester Art ist.

Daß „Der Bautenschutz“ seiner schwierigen Aufgabe ernstlich zu Leibe geht, zeigt schon der reiche Inhalt des ersten Heftes. Wir finden darin u. a. wertvolle Beiträge von Prof. Suenson (Milchsäure, Mörtel und Klinkerfußboden), Reichsbahnrat Vogeler (Betongüte und Betonschutz), Dr. Haegemann (Über eine Kalkabscheidung von Beton unter Wasser), Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Tils (Zementmörtelschutz für eiserne Lokomotivschuppenbinder), Regierungsbaurats Amos (Füllstoffe und Rostschutz bei Stahlblechbau). Für die nächsten Hefte sind angekündigt interessante Beiträge von Prof. Dr.-Ing. Gaber, Baudirektor Dr.-Ing. Helbing, Hofrat Herzka, Dr. Dr.-Ing. e. h. Hundeshagen, Strombaudirektor Dr.-Ing. e. h. Konz, Prof. Dr. Vaubel u. a. m. Die Namen der genannten Mitarbeiter und des Schriftleiters bürgen dafür, daß die neue Zeitschrift ihren Lesern von großem fachwissenschaftlichen und wirtschaftlichen Nutzen sein wird. Hoffentlich werden alle beteiligten Kreise am Ausbau des „Bautenschutz“ im Interesse und zum Vorteil der deutschen Bauwirtschaft gern mitarbeiten. Ls.

Hundertjähriges Bestehen der Baufirma Locher & Cie., Zürich.

Seit der Gründung der auch in Deutschland rühmlich bekannten Baufirma durch den Bauherrn Johann Jakob Locher-Oerl, einen Pfarrerssohn aus Ottenbach, ist zur Zeit ein Jahrhundert verlossen. Den Trägern des Namens dreier aufeinanderfolgender Generationen war es beschieden, sich an der Führung des Unternehmens zu beteiligen, das auch heute noch in privaten Händen liegt. In einer prächtig ausgestatteten, auch inhaltlich wertvollen und hochinteressanten umfangreichen Festschrift, die unter dem Titel „Hundert Jahre Technik 1830 bis 1930“ von der Firma zur Feier ihres Jubiläums herausgegeben wurde, hat sie ihren Werdegang anschaulich dargelegt und insbesondere auf nicht weniger als 330 Tafeln vorzügliche Aufnahmen von ihren neueren Bauausführungen der Fachwelt ein wunderbares Gesamtbild von ihrer vielfältigen, erfolgreichen Tätigkeit auf den verschiedensten Gebieten des Ingenieurbauwesens dargeboten. Die Tafeln, deren bloßes Beschauen auch dem Fachmann einen hohen Genuß gewährt, sind nach Fachgebieten geordnet, und zwar folgen aufeinander: Städtischer Hochbau, Industriebau, Eisenbetonbau, Brückenbau, Grundwasserabsenkung, Wasserbau, Wasserkraftanlagen, Druckluftgründungen, Pfahlgründung und Tiefbohrung, Bedachung, Straßenbeläge, Zimmererei (Holzbau). Die letztgenannte Gruppe zeigt u. a. die 1928/29 erbaute Zuschauertribüne der Sportplatzanlage Hardturm, deren Holzkonstruktion erst jüngst in der „Bautechn.“ 1930, Heft 10 von Dipl.-Ing. Kaegi durch Wort und Bild beschrieben wurde.

Wir sprechen der Bauunternehmung Locher & Cie. zur Feier ihres hundertjährigen Bestehens unsere aufrichtigen Glückwünsche aus; mögen ihr in dem glücklich begonnenen zweiten Jahrhundert in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht ähnliche glänzende Erfolge beschieden sein, wie in der Vergangenheit! Ls.

Die 33. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins. (2. Fortsetzung.)

Durch die Versuchsanordnung wurde senkrecht zur Hauptzugspannung eine fünf- bis sechsmal größere Hauptdruckspannung erzeugt, so daß die durch sie hervorgerufene Querdehnung mindestens ebenso groß war wie die Betondehnung infolge der Hauptzugspannung allein. Die Versuche, deren Ergebnisse auch mit einer unter bestimmten Annahmen durchgeführten Rechnung übereinstimmten, lassen die Schlußfolgerung zu, daß zur Ermittlung der den Bruch bestimmenden tatsächlichen Beanspruchung nicht die vom Druck herrührende Querdehnung in eine Zugspannung umgerechnet und der statisch wirksamen zugezählt werden darf. Wirken in spröden Baustoffen wie Beton in zwei zueinander senkrechten Richtungen Zug und Druck, ist für den Trennungsbruch nur die statische Zugspannung, nicht aber die sogenannte reduzierte Spannung maßgebend.

Zu diesen Ausführungen gaben in der anschließenden Aussprache Prof. Dr. Roß und Prof. Dr.-Ing. Gehler noch einige Ergänzungen und Bemerkungen über eigene Feststellungen mit Beton und anderen Baustoffen.

„Der Bau der Nordschleusenanlage zu Bremerhaven“ wurde von Baurat Dr.-Ing. Agatz, Bremerhaven, behandelt. Da die vorhandene Hafenzufahrt für die neuzeitlichen Fahrgastdampfer nicht mehr ausreicht, und da Betriebsrückseiten eine zweite Einfahrt zu den Kaiserhäfen von Bremerhaven erfordern, wird der bereits vor dem Kriege in Angriff genommene Bau der großzügigen Nordschleusenanlage nunmehr durchgeführt.¹⁾ Diese besteht im wesentlichen aus folgenden Teilen: Die

Kammerschleuse mit einer Länge von 372 m zwischen den Toren bzw. 350 m zwischen den Häuptern und einer Breite von 60 m in der Kammer bzw. 45 m in den Einfahrten. Der 350 m lange und bis 120 m breite Vorhafen mit Mole. Das Wendebecken mit 400 m Länge und 240 m Breite. Der 45 m breite Verbindungskanal zwischen den Nordhäfen und den Kaiserhäfen sowie zu den Trockendocks. Die 19 m breite und 112 m lange ungleicharmige Drehbrücke aus hochwertigem Stahl über den Verbindungskanal für zwei Eisenbahngleise und eine zweispurige Straße. — Im Zusammenhang mit diesen Arbeiten wird auch die Dockverlängerung in Angriff genommen. — Infolge der ungünstigen Bodenverhältnisse, über die erst eine große Anzahl von Bohrproben Aufschluß gab, mußte die Entwurfbearbeitung für die Gründungen und Bauwerke besonders sorgfältig vorgenommen werden. Auch für die technisch zweckmäßige und wirtschaftliche Ausgestaltung der langen Kaimauern wurden eingehende Vorarbeiten durchgeführt.²⁾ — Unterstützt durch zahlreiche Lichtbilder gab der Vortragende unter besonderer Berücksichtigung der großen Beton- und Eisenbetonbauten einen Überblick über den Fortgang der Arbeiten, deren Umfang sich an den für den Einbau vorgesehenen Baustoffmengen und den allein im Jahre 1928 aufgewendeten Arbeitsleistungen und der zugehörigen Baustelleneinrichtung ermessen läßt. — Nach der im Jahre 1932 zu erwartenden Fertigstellung der Nordschleusenanlage darf Bremerhaven als neuzeitlichster Fahrgasthafen der Erde angesehen werden, und es ist zu hoffen, daß dieses Werk im Verein mit der Rationalisierung des Fahrgastverkehrs zur erfolgreichen Entwicklung der deutschen Seefahrt beitragen wird.

Dr.-Ing. Knees, Berlin-Siemensstadt, berichtete über „Anwendung des Gleitbauverfahrens“. Für die Herstellung und Formgebung von Beton- und Eisenbetonbauten ist meist eine Schalung erforderlich. Den hierdurch entstehenden Baustoffverbrauch und Arbeitsaufwand möglichst herabzusetzen, ist schon lange erstrebt worden. Die mehrfache Wiederverwendung der Schalung durch häufige Wiederholung einfacher Bauglieder wie Deckenplatten, Balken oder dgl. sowie durch Benutzung besonders vorbereiteter Formen für feste Einschaltungen ist nicht immer durchführbar. Auch die Anwendung einer versetzbaren Wanderschaltung kann nur unter bestimmten Voraussetzungen zweckmäßig sein. Ein neueres, aus Amerika übernommenes Verfahren gestattet nun bei Bauwerken und Bauteilen, deren Querschnitt über eine entsprechende Höhe unverändert bleibt, den Kostenanteil für Schalung und Rüstung wesentlich zu verringern. Dabei wird die Schalung nicht abgenommen, sondern gleitet an dem Bauwerk hoch, sich mittels besonderer Vorrichtung ohne anderweitige Rüstung allein auf den fertigen Bauteil abstützend. Der Vortragende erläuterte an Hand von Lichtbildern und Filmvorführung die einzelnen Arbeitsvorgänge des Gleitbauverfahrens und wies auf die damit verbundenen

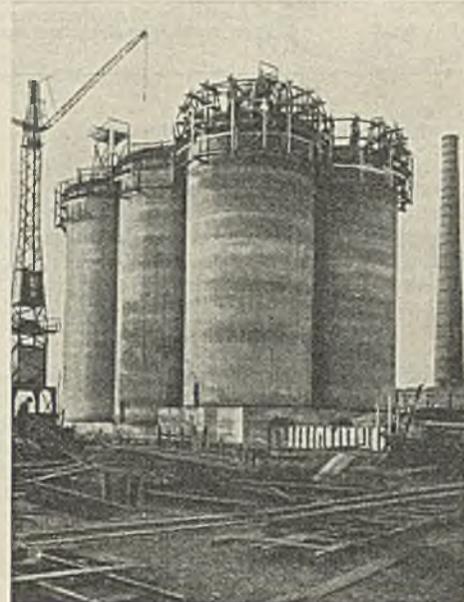


Abb. 2. Zementsilo der Zementfabrik Neuwied a. Rh.

Vorteile für die Verarbeitung des Betons und die Baukontrolle hin. Außerdem wurden eine Reihe von Industriebauwerken, insbesondere Silos (Abb. 2), und sonstige Zweckbauten gezeigt, die aus Eisenbeton unter Verwendung von Gleit Schalung erstellt worden sind.

In seinem Vortrag „Brunnengründung beim Neubau des Bibliothekbaues und Saalbaues des Deutschen Museums in München“ gab Architekt K. Bässler, München, eine Übersicht über den Zweck der Baulichkeiten und die Beschaffenheit des Baugeländes sowie eine Schilderung der vorgenommenen Bodenuntersuchungen mittels Bohrungen. Bei diesen hatte der Vortragende als Bauleiter festgestellt, daß die Bohrröhre, sobald sie durch die grundwasserführenden Geschiebeschichten hindurchgetrieben waren, an den darunter befindlichen Flinz so dicht anschlossen, daß kein Grundwasser mehr eindrang. Nach Vergleichsberechnungen mit bekannten Gründungsweisen und Durchführung weiterer Versuche mit befriedigendem Erfolg wurde das von Bässler vorgeschlagene Verfahren für 520 Brunnen angewendet.³⁾ Eiserne Röhre von

¹⁾ Vgl. Agatz, Die Grundlagen der Entwurfbearbeitung von Kaje-mauern auf hohem Pfahlrost. Bautechn. 1930, Heft 12, S. 187 bis 196.

²⁾ Vgl. Stecher, Die Gründungsarbeiten für den Bibliothek- und Saalbau des Deutschen Museums in München. Bautechn. 1930, Heft 12, S. 197 bis 199.

¹⁾ Vgl. a. Bautechn. 1929, Heft 45, S. 709.

zuerst 80, später 100 cm lichtigem Durchm. und 10 mm Wanddicke wurden in den Grund bis auf die tragfähigen Schichten eingetrieben; nach Aushub des Bodens innerhalb eines Rohres wurde Gußbeton unter ständigem Röhren bis zur Höhe des Grundwasserspiegels eingefüllt und dann bei gleichzeitigem Ziehen des Rohres der obere Teil des Brunnens ausbetoniert. Der Beton drang nicht nur in die Hohlräume des umgebenden Erdrreiches ein, sondern gestattete auch die Ausbildung einer Fußverbreiterung. — Lichtbilder und Filmvorführung ließen den Arbeitsverlauf und die Eigenschaften dieser Gründungsweise erkennen, bei der es ohne Anwendung von Wasserhaltung oder Druckluft gelingt, die Bauwerklasten auf den guten Baugrund abzusetzen, wenn dieser von toniger oder wasserundurchlässiger Beschaffenheit ist. — Nach Angaben über die Durchführung und Hilfseinrichtungen, Fehlerquellen und Herstellungszeiten des Verfahrens gab der Vortragende einen Überblick über den weiteren Baufortgang an dem neuen, als Stahlskelett ausgebildeten Hochbau, die Ausführung der Decken und Wände und die Schutzmaßnahmen gegen Witterungseinflüsse während der Bauzeit. (Schluß folgt.)

geführt hat, der Auftrag zur Vermessung des Suddgebietes im englisch-ägyptischen Sudan erteilt. Das die Große Bayerns umfassende Sumpf- und Steppengebiet soll auf photogrammetrischem Wege vom Flugzeug aus aufgenommen werden. Hierzu sind zwei besonders ausgerüstete Flugzeuge mit 500-PS-Motoren des Typs Armstrong-Jaguar-Siddeley nach Mongalla am oberen Nil abgegangen. Die Kontrollmessungen am Boden wurden durch Festlegung einer Strecke zwischen Bor und Mongalla bereits begonnen. Die Flugzeugaufnahmen werden aus 4500 m Höhe stattfinden, so daß auf jedem Bilde ein Landstrich von etwa 20 km² zur Darstellung kommt und 20 000 bis 30 000 Aufnahmen notwendig werden. Die photographischen Pläne werden den Maßstab 1 : 20 000 haben, die Landkarten 1 : 50 000 ausgefertigt werden.

Diese Vermessungsarbeiten bilden die Vorarbeiten zu der geplanten Entwässerung des Suddgebietes am Bahr el Djebel, wo infolge niedriger, von Papyrus- und Um-Suf-Gräsern dicht bewachsener Ufer das Land bei höheren Wasserständen weithin überschwemmt wird und daher größtenteils versumpft ist, so daß nur mit großen Schwierigkeiten ein offener

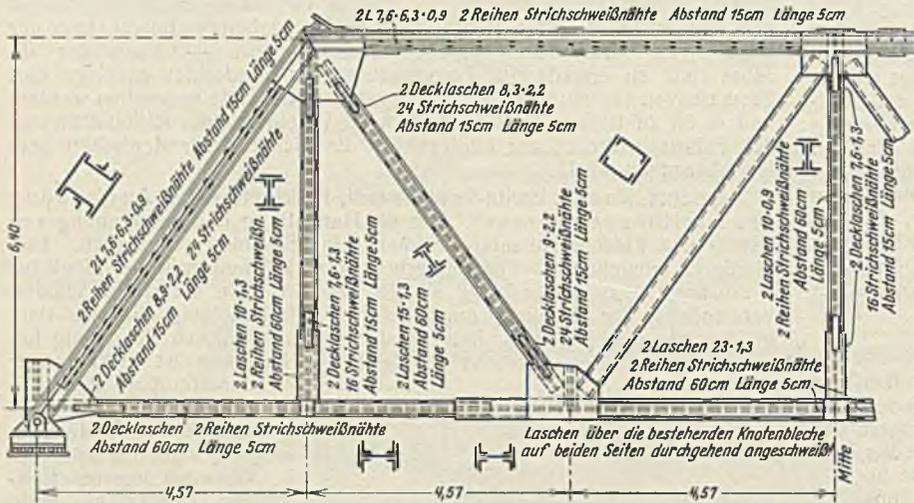


Abb. 1. Verstärkung der Hauptträger durch Schweißung.

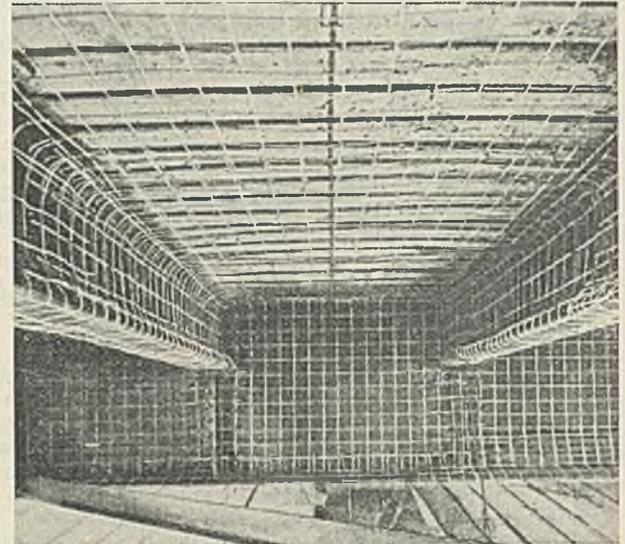
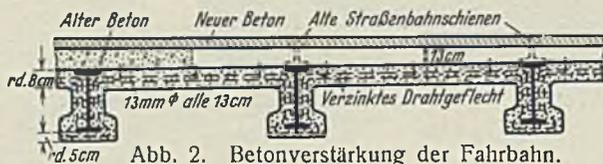


Abb. 3. Bewehrung d. Spritzbetonverstärkung unter der Fahrbahn.

Brückenverstärkung durch Schweißung und Spritzbeton. Eine in dem bemerkenswert kurzen Zeitraum von nur drei Monaten durchgeführte Verstärkung der 27 m weit gespannten Straßenbahn-Fachwerkbrücke in Allentown (Pa), USA, wird in Eng. News-Rec. vom 13. 2. 1930 beschrieben. Die Tragfähigkeit dieser im Jahre 1908 erbauten Brücke genügt nicht mehr den wachsenden Verkehrslasten, und die Rauchgase der darunter fahrenden Lokomotiven hatten die Fahrbahnunterseite bereits erheblich angegriffen.

Die Verstärkung der Hauptträger wurde durch Aufschweißen von Laschen und Winkeln erreicht. In Abb. 1 sind die Einzelheiten dargestellt. Bemerkenswert ist der überwiegende Gebrauch von Strichschweißung. Die Länge der einzelnen Strichschweißnähte betrug fast durchweg 5 cm, ihr Abstand 15 cm, bei Heftnähten 60 cm. Das Anschweißen geschah nach sorgfältiger Reinigung mit Sandstrahlgebläse und Festklemmen der Verstärkungslaschen bzw. -winkel.



Die Verstärkung der Fahrbahn und gleichzeitig auch der Schutz gegen Rauchgase wurde durch Aufbringen einer neuen Betonfahrbahndecke auf die bestehende 13 cm dicke alte Decke und Anhängen einer kräftig bewehrten, im Mittel 8 cm dicken Eisenbetonschicht mittels Spritzbetonverfahrens unterhalb der alten Betonfahrbahn sowie der bestehenden eisernen Längs- und Querträger (Abb. 2) ermöglicht. Die Bewehrungseisen sind derartig gebogen, daß die Verkehrslasten tunlichst unmittelbar auf die unteren Flanschen der Längs- und Querträger übertragen werden (Abb. 3).

Die statische Berechnung ist so durchgeführt, daß der bestehenden Fahrbahndecke nur die Hälfte der Verkehrslasten zugeteilt wurde.

Die beiden neuzeitlichen Hilfsmittel der Bautechnik, Schweißung und Spritzbeton, haben, in diesem Falle vereint, nicht nur die Rettung des alten Bauwerks wesentlich erleichtert, sondern in ungewöhnlich kurzer Zeit, fast ohne Verkehrsunterbrechung, die Verstärkung ermöglicht.

Dr.-Ing. R. Bernhard.

Die Regulierung des Weißen Nil. Laut englischen Zeitungsnachrichten¹⁾ wurde der Air Survey Company in London, die schon ähnliche Arbeiten kleineren Umfanges in Indien, Burma, auf Borneo u. a. O. aus-

geführt hat, der Auftrag zur Vermessung des Suddgebietes im englisch-ägyptischen Sudan erteilt. Das die Große Bayerns umfassende Sumpf- und Steppengebiet soll auf photogrammetrischem Wege vom Flugzeug aus aufgenommen werden. Hierzu sind zwei besonders ausgerüstete Flugzeuge mit 500-PS-Motoren des Typs Armstrong-Jaguar-Siddeley nach Mongalla am oberen Nil abgegangen. Die Kontrollmessungen am Boden wurden durch Festlegung einer Strecke zwischen Bor und Mongalla bereits begonnen. Die Flugzeugaufnahmen werden aus 4500 m Höhe stattfinden, so daß auf jedem Bilde ein Landstrich von etwa 20 km² zur Darstellung kommt und 20 000 bis 30 000 Aufnahmen notwendig werden. Die photographischen Pläne werden den Maßstab 1 : 20 000 haben, die Landkarten 1 : 50 000 ausgefertigt werden.

Diese Vermessungsarbeiten bilden die Vorarbeiten zu der geplanten Entwässerung des Suddgebietes am Bahr el Djebel, wo infolge niedriger, von Papyrus- und Um-Suf-Gräsern dicht bewachsener Ufer das Land bei höheren Wasserständen weithin überschwemmt wird und daher größtenteils versumpft ist, so daß nur mit großen Schwierigkeiten ein offener

Wasserweg für die Schifffahrt erhalten werden kann und der oberhalb dieser Strecke ziemlich wasserreiche, 80 m breite Nil durch Verdunstung und Versickerung den größten Teil seines Abflusses einbüßt. Diesem Mißstande würde die Regulierung abhelfen und die durch schwimmende Inseln und Verstopfung der Wasserrinne ständig bedrohte Flußschifffahrt erleichtern, sowie kostspielige Räumungs- und Baggerungsarbeiten entbehrlich machen. — Ferner soll durch Errichtung einer Staumauer am Albertsee eine Regelung der Abflußverhältnisse ermöglicht werden.

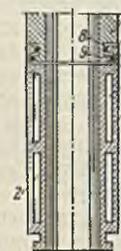
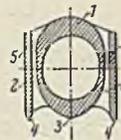
Bei der großen Bedeutung, die der Nil für Ägypten und den Sudan hat, erübrigt es sich, den großen Einfluß dieser Arbeiten auf die landwirtschaftlichen Möglichkeiten des Sudans und deren politische Wichtigkeit besonders hervorzuheben.

W. V.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Baukörper für Tunnelbauten und Gründungen unter Wasser. (Kl. 84c, Nr. 476 493 vom 29. 8. 1925 von Henri Camus in Le Havre, Seine-Inférieure.) Um den Baukörper einwandfrei ohne vorherige Bearbeitung der Sohle versenken zu können, sind die Schächte an den Längsseiten des Baukörpers einander gegenüber angeordnet, und die äußeren Schachtwänden reichen mit ihrer Unterkante unter die Unterkante des zwischen den Schächten liegenden Baukörperteiles hinab. Der Baukörper besteht aus einem rohrförmigen Betonblock 1, der an seinen Seitenwänden über die ganze Höhe sich erstreckende, oben und unten offene Schächte 2 aufweist. Der Unterteil des Baukörpers ist bei 3 spitz ausgebildet; senkrecht unterhalb der beiden Außenwänden 5 sind Schneiden 4 vorgesehen. Der Baukörper trägt Ansätze 6 und Aussparungen 7, die beim Versenken des benachbarten Baukörpers 1' mit dessen Aussparungen 8 und Ansätzen 9 in Eingriff kommen.



INHALT: Stellwerkbrücke „Mo“ in Bahnhof Münster i. W. — Das Talsperrenkraftwerk Kriebstein bei Waldheim im Tale der Zschopau. (Schluß.) — Ermittlung der gefährlichen Stellung eines Lastenzuges bei viereckiger Gestalt der Einflußfläche. — Flughafens München-Oberwiesenfeld. — Die Schleusen des Welland-Ship-Kanals. — Vermischtes: Bautenschutz. — Hunderjähriges Bestehen der Baufirma Locher & Cie., Zürich. — 33. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins. (2. Fortsetzung.) — Brückenverstärkung durch Schweißung und Spritzbeton. — Die Regulierung des Weißen Nil. — Patentschau.

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

¹⁾ The Times vom 3. Januar 1930. Upper Nile Air Survey.