

DIE BAUTECHNIK

8. Jahrgang

BERLIN, 14. März 1930

Heft 11

Das Talsperrenkraftwerk Kriebstein bei Waldheim im Tale der Zschopau.

Alle Rechte vorbehalten.

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

Eingegangen bei der Schriftleitung am 15. Februar 1930.

I. Allgemeines.

Von der Sächsischen Wasserbauverwaltung sind die Flußtäler Sachsens eingehend auf die Möglichkeit der Errichtung von Talsperren und Kraftanlagen untersucht worden. In der Nachkriegszeit wurden durch den Sächsischen Staat insgesamt elf Talsperren und Kraftanlagen errichtet, nämlich die Talsperren Muldenberg und Weilerswiese (Bruchsteinmauer, bogenförmiger Grundriß), die Talsperre Lehmühle (Bruchsteinmauer, geradliniger Grundriß), das Talsperrenkraftwerk Kriebstein (Gußbetonmauer, bogenförmiger Grundriß, Laufbetrieb) sowie die Staukraftwerke Aue, Klosterbuch, Waldenburg und Wurzen (Laufbetrieb). Von diesen Wasserbauten soll nachstehend das Talsperrenkraftwerk Kriebstein beschrieben werden.

Schon immer war das Augenmerk der sächsischen Wasserbauingenieure auf eine Flußstrecke der Zschopau oberhalb Waldheim gerichtet. Mehr als 5000 PS Rohwasserkräfte lagen dort seit alters her brach. Über ihre günstigste Ausnutzung sind im Laufe der Zeit viele Entwürfe bearbeitet worden. Die wichtigsten sollen im folgenden kurz gestreift werden.

II. Vorarbeiten.

Eine der ältesten Planungen ist im Jahre 1912 durch ein Talsperrenkonsortium aufgestellt worden. Dieser Entwurf sah vor, das Wasser der Zschopau von Wehroberkante des Kraftwerks der Weißthaler Aktien-Spinnerei (dies eingeschlossen) bis zum Rückstauende der Kraftanlage der Papierfabrik Kübler & Niehammer auszunutzen. Die so gewonnene Rohfallhöhe betrug 28,87 m (Abb. 1 u. 2a).

Die Ausnutzung der Wasserkraft sollte durch Aufstauen der Zschopau geschehen. Als Abschlußbauwerk wurde eine Sperrmauer vorgeschlagen, die sich 28,3 m über Talsohle erhob und eine Kronenlänge von 420,0 m aufwies. Der so entstandene Stausee hatte einen Inhalt von 17,94 Mill. m³. Die Erzeugung der Energie sollte in einem 500 m unterhalb der Sperrmauer liegenden Krafthaus stattfinden. Als Betriebswasserzuleitung war ein 170 m langer Stollen mit 21,2 m² Querschnitt vorgesehen. Die größte Leistung des Werkes betrug bei einer Wassermenge von 25 m³/sek 7100 PS. Durch Absenken des Stausees um 14,59 Mill. m³ ergab sich eine Durchschnittsleistung von 4909 PS. Der Gewinn an elektrischer Arbeit im Jahresdurchschnitt war demzufolge mit 31,5 Mill. kWh anzunehmen.

Der Krieg verzögerte jedoch das Bauvorhaben. Hinzu kam, daß in den Jahren 1915 und 1916 der Sächsische Staat die Elektrizitätsversorgung von Sachsen selbst in die Hand nahm und die Ausnutzung der Wasser-

kräfte näher ins Auge faßte. Ein Laufkraftwerk, wie es in der vorbeschriebenen Planung beabsichtigt war, kam nicht mehr in Frage, weil man sich von einer Kraftanlage mit Spitzenbetrieb größere Vorteile versprach. Der hierauf von der Sächsischen Wasserbauverwaltung im Jahre 1918 aufgestellte Entwurf ist in Abb. 2b dargestellt.

Das Wasser der Zschopau wurde bei der Liebenhainer Mühle durch eine neue Wehranlage gestaut und vom Wehrteich in einem Freispiegelstollen nach einem kleinen Seitental der Zschopau (dem Erlebach) geführt. Durch die günstigen Geländebedingungen war es möglich, mit einem verhältnismäßig kleinen Bauwerk den Bach abzusperrn. Die für die Spitzenleistung stehende Wassermenge im Wehrteich, Stollen und Staubecken betrug 1,266 Mill. m³ Inhalt. Das täglich gesammelte Wasser der Zschopau wurde in 1 bis 2 Stunden an ein Kraftwerk abgegeben, das unmittelbar am Abschlußbauwerk vorgesehen war. Von hier aus strömte das Wasser nach Leistung von Spitzenarbeit einem Ausgleichsbecken zu, das ungefähr 200 m oberhalb der bestehenden Wehranlage der Firma Kübler & Niehammer durch eine kleine Sperrmauer von 12 m Höhe entstanden war. Das im unteren Becken während des Betriebes regelmäßig anfallende Wasser sollte so an die Unterlieger

abgegeben werden, wie es im Zschopaufluß anfiel, und außerdem in einem angeschlossenen Kraftwerk ausgenutzt werden. Die wasserwirtschaftlichen Untersuchungen ergaben, daß in der Regel mit einer Spitzenleistung von 30 000 PS während zwei Stunden gerechnet werden konnte (Mittel rd. 27 000 PS). Die neben der Spitzenleistung in den beiden Kraftwerken außerdem erzielbare Dauerleistung betrug 2869 PS.

Auch dieser Plan kam nicht zur Ausführung, da das Ende des Weltkrieges im Jahre 1918 und die darauffolgende Umwälzung in Deutschland jedes Bauvorhaben ausschlossen. Seit 1922 wurde die Ausnutzung der Wasserkräfte bei Kriebstein infolge des außerordentlich rasch steigenden Strombedarfs in Sachsen, dessen Erzeugung inzwischen in die Hand der Aktiengesellschaft Sächsische Werke gekommen war, von neuem aufgerollt. Die Forderung, die damals im Interesse der Landesenergieversorgung gestellt wurde, bestand darin, daß für eine tägliche Betriebsdauer von acht Stunden während des ganzen Jahres eine bestimmte Jahresleistung garantiert werden sollte. Die Planung sah, wie aus Abb. 2c hervorgeht, zwei Kraftstufen im Tale der Zschopau vor. Das obere Becken von 11,86 Mill. m³ Inhalt wurde durch eine Talsperre von rd. 23,0 m Höhe gebildet. Es sollte als Tagesspeicher

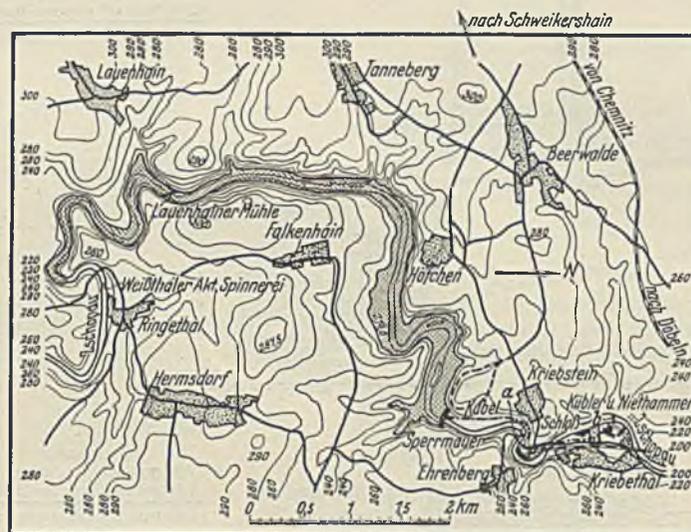


Abb. 1. Lageplan. a = Papierfabrik b = Holzstofffabrik

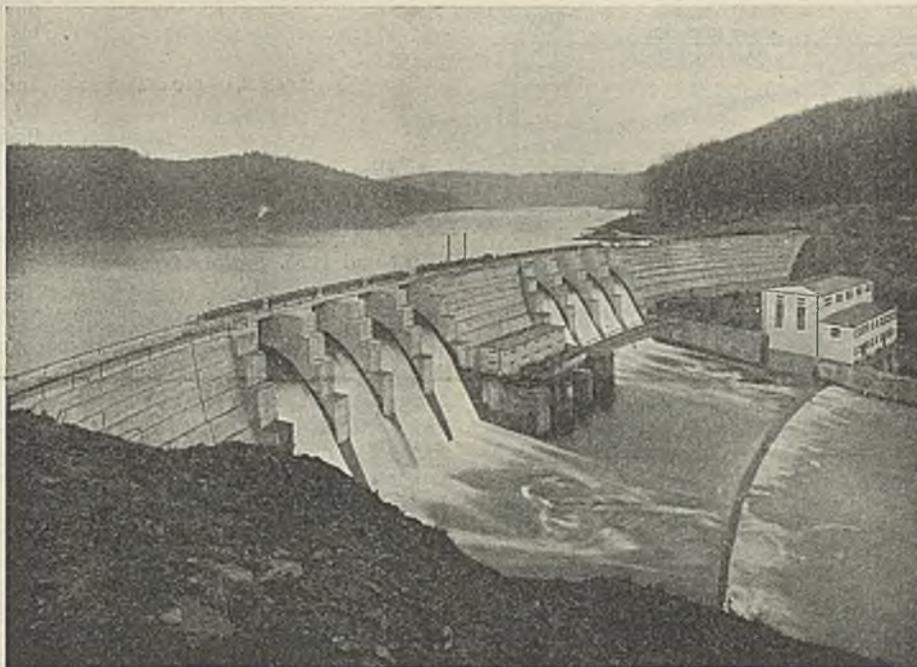


Abb. 3. Die fertige Sperre, vom Ehrenberger Hang aus gesehen.

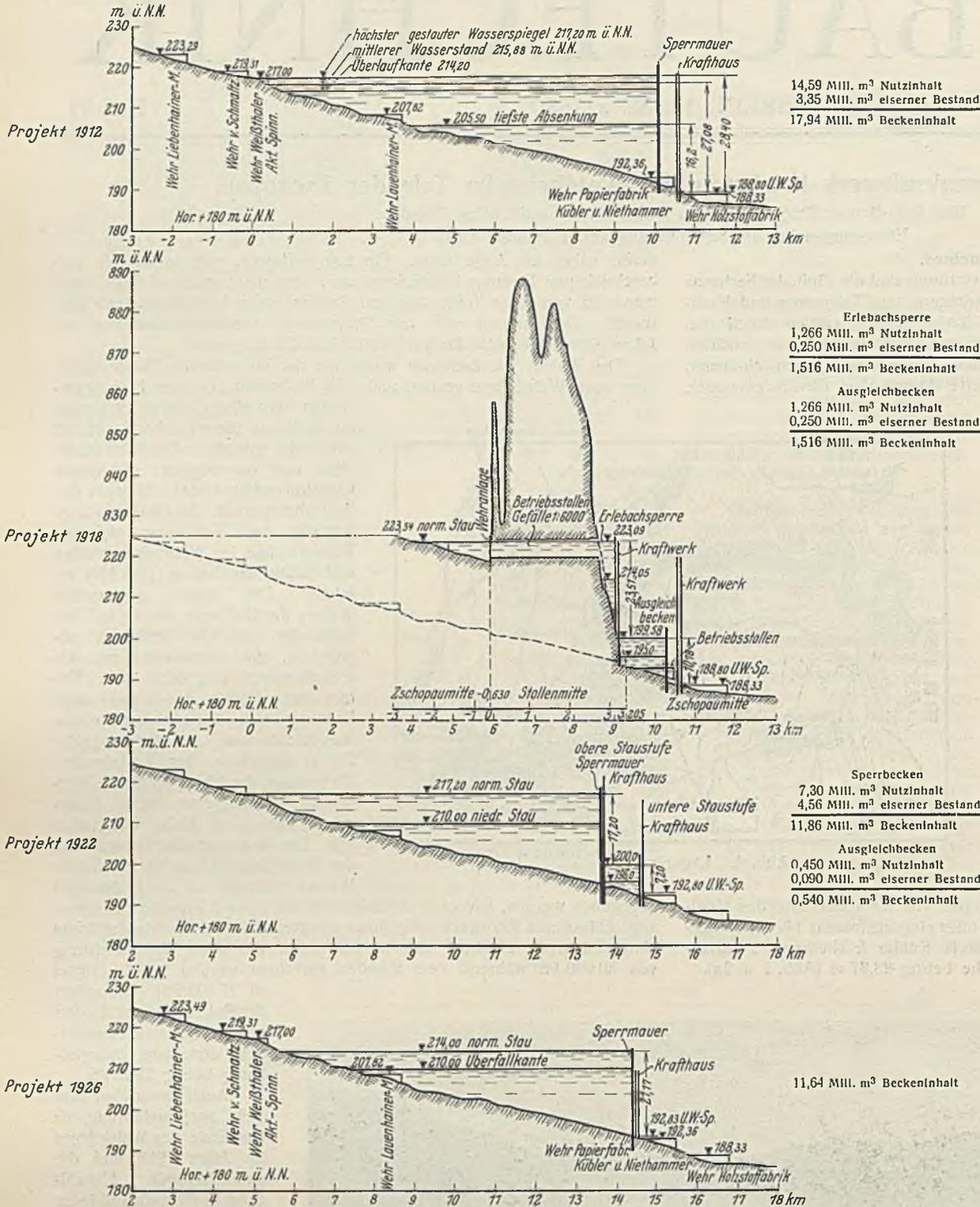


Abb. 2. Längsschnitte zu den Entwürfen der Jahre 1912, 1918, 1922 und 1926.

dienen. Der Ausbau dieser Kraftstufe geschah so, daß 5750 kW während acht Stunden dauernd zur Verfügung standen. Das in diesem Talsperrenkraftwerk unregelmäßig abgegebene Wasser wurde in einem anschließenden Becken von 0,54 Mill. m³ Inhalt ausgeglichen. Die aus dem unteren Becken abgegebenen Wassermengen sollten ebenfalls in einer zweiten Kraftstufe, mit 2500 PS Höchstleistung, ausgenutzt werden.

Die gesamte gewonnene elektrische Arbeit betrug im oberen Werk 23,6 Mill. kWh. Hiervon entfielen 11,955 Mill. kWh auf Tagesspitzenarbeit (Speicherung der natürlichen Zuflüsse) und außerdem 9,15 Mill. kWh auf Nachtarbeit (Laufbetrieb). Da an 65 Tagen im Jahre die Wasserführung der Zschopau so zurückgeht, daß die Tagesspitzenleistung nicht erreicht werden kann, muß durch Fremdstrombezug während der Nacht Wasser aus dem unteren Ausgleichsbecken in das obere gepumpt werden. Die hierdurch zurückgewonnene elektrische Arbeit betrug 2,496 Mill. kWh.

Auch dieser Entwurf kam nicht zur Ausführung, da die ständig zur Verfügung gestellte Leistung von 5050 kW für einen Belastungsausgleich zu gering war und zur Deckung des Spitzenbedarfs die Einrichtung von größeren Pumpspeicherwerken (Niederwartha usw.) ernsthaft in Erwägung gezogen wurde. Die Forderung der Spitzenleistung wurde daher fallengelassen. Dem Wunsche der Aktiengesellschaft Sächsische Werke (A. S. W.)

entsprechend wurde nunmehr im Jahre 1926 untersucht, in welcher Weise die Rohwasserenergie an der Lauenhainer Mühle, die unterdessen in den Besitz der A. S. W. übergegangen war, für die Elektrizitätsversorgung Sachsens nutzbar gemacht werden konnte. Die von der Wasserbauverwaltung eingehend durchgeführten Vergleichsentwürfe ergaben, daß mit wirtschaftlichem Erfolge die Ausnutzung der Rohwasserenergie der Zschopau in Laufkraftwerken möglich war.

Von mehreren Vergleichsentwürfen ergab sich neben einer Stollenlösung, die aber nur einen geringen Bruchteil der zur Verfügung stehenden Rohenergie ausnutzte, als wirtschaftlichste Lösung ein Talsperrenkraftwerk (Abb. 2d).

Infolge der großen Erwerbslosigkeit Ende des Jahres 1926 wurde vom Sächsischen Landtag beschlossen, den zuletzt genannten Entwurf zur Ausführung zu bringen (Abb. 3). Die Reichsregierung hatte ebenfalls Mittel für die Zwecke der Erwerbslosenfürsorge bereitgestellt, um den Ländern und Städten Beihilfen für die Durchführung großer Notstandsarbeiten gewähren zu können. Voraussetzung hierfür war, daß die errichteten Werke produktiv arbeiteten. Diese Vorbedingung war für die Sperre Kriebstein in hohem Maße erfüllt, da sie neben dem Hochwasserschutz der Kraftgewinnung dienen sollte.

III. Die wasserwirtschaftlichen Grundlagen für das Kraftwerk.

Das Einzugsgebiet der Sperre ist 1750 km² groß. Wie aus der in Abb. 4 wiedergegebenen Dauer-mengenlinie für die Jahre 1911 bis 1925 hervorgeht, schwankt die Wasserführung der Zschopau außerordentlich. Als niedrigste tägliche Abflußmenge wurden 0,55 m³/sek ermittelt. Die mittleren monatlichen Abflüsse in den Beobachtungsjahren 1911 bis 1925 sind 23,10 m³/sek gewesen. Im Mittel fließen also an der Sperrstelle 730 Mill. m³ im Jahre ab. Da das Talsperrenbecken bei einer über-

stauten Fläche von 130 ha 11,64 Mill. m³ Inhalt aufweist — also nur 1,6% des mittleren Jahresabflusses — und zudem die Wasserführung außerordentlich schwankt, ist auch ein Ausgleich der im Flußlauf anfallenden Wassermengen unmöglich. Die Kraftanlage kann also nur als Laufkraftwerk betrieben werden. Für den Regelbetrieb ist der Stauspiegel daher ständig auf + 214 m ü. NN vorgesehen. Nur in den Zeiten starker Eisführung soll mit Rücksicht auf die große Hochwassergefahr ein vorübergehendes Absenken des Wasserspiegels um 4 m auf + 210 m ü. NN stattfinden.

Da bei Mittelwasser der Unterwasserspiegel auf + 192,83 m ü. NN liegt, steht bei dem für den Regelbetrieb vorgesehenen Stauspiegel + 214 m ü. NN ein Bruttogefälle von 21,17 m zur Verfügung.

Als wirtschaftlichste Ausbaugröße ist auf Grund eingehender wirtschaftlicher Untersuchungen $Q_A = 36$ m³/sek festgelegt worden. Im Jahresdurchschnitt ist diese Wassermenge an mindestens 68 Tagen vorhanden. Das zugehörige mittlere Arbeitswasser beträgt 18,4 m³/sek. Als mittlere Leistung kann unter der Annahme, daß der Wirkungsgrad der Turbinen 0,87 ist, 3060 kW ab Turbinenwelle angenommen werden. Im übrigen schwankt die Leistung des Kraftwerkes entsprechend der veränderlichen Wasserführung der Zschopau zwischen rd. 400 kW und 6000 kW ab Turbinenwelle. Unter Zugrundelegung der Abflüsse in den Jahren 1911

bis 1925 ergibt sich, daß mit einer Jahresarbeit von rd. 25 Mill. kWh ab Generator- klemme gerechnet werden kann.

Sehr gefürchtet ist die Zschopau durch ihre rasch und stark anschwellenden Hochwässer, die bis zu 1000 m³/sek geschätzt wurden. Da der See der Sperre infolge der bis dicht an den Zschopaufluß heranreichenden Steilhänge nur eine Fläche von 130 ha überstaut, vermag das Rückhaltungsvermögen des Stausees allein nicht die Hochwasserwellen in größerem Maße herabzudrücken. Nur durch einen geregelten Hochwasserdienst und durch den Einbau von Entlastungsanlagen — Grundablaßrohre, Überfallschützen usw. (vgl. später) — ist es möglich, vor Eintreffen der Hochwasserwelle das Staubecken so weit abzulassen, daß ein Hochwasserschutzraum von 3,3 Mill. m³ Inhalt frei wird. Dadurch wird die größte bisher gemessene Wasserflut des Jahres 1909 von 900 m³/sek auf rund 700 m³/sek herabgedrückt (s. hierzu Abb. 5).

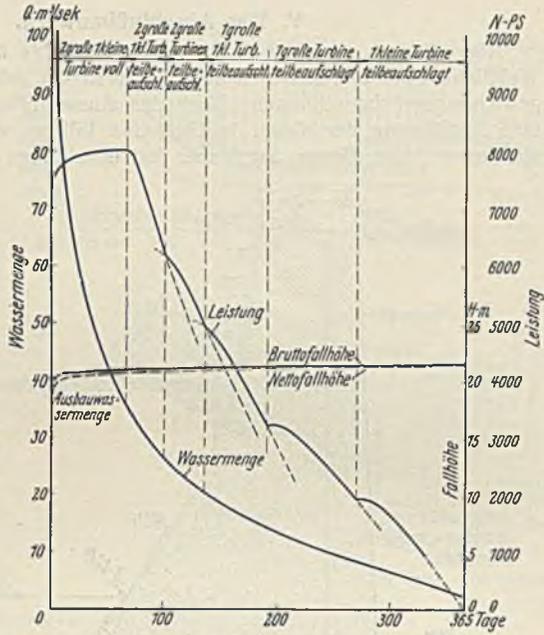


Abb. 4. Wassermengen-Dauerlinie mit Leistungsschaubild.

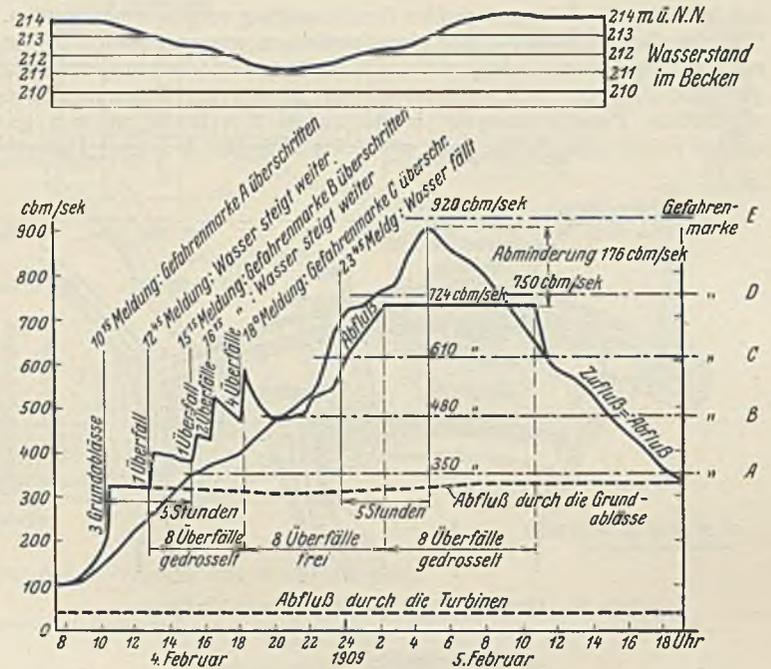


Abb. 5. Abminderung einer Hochwasserwelle durch die Talsperre Kriebstein.

Obwohl auf der rechten Talseite der Felsen offen zutage trat, zeigten sich während der Bauausführung auf diesem Hange erhebliche Schwierigkeiten. Dort verlief durch die Baugrube eine nach der Luftseite geneigte, bis zu einigen Dezimetern mächtige tektonische Quetschschicht, die mit teils verwittertem, teils lettigem Material ausgefüllt war. Diese Zone zog sich bis unter das Flußniveau und wurde durch frisches Gestein überlagert, das zahlreiche klaffende Risse aufwies. Senkrecht zu dieser Quetsch-

IV. Die Gründungsverhältnisse an der Sperrstelle.

Die Sperrstelle liegt rd. 1 km oberhalb des Schlosses Kriebstein bei Waldheim in einem besonders engen Querschnitt des tief eingeschnittenen Zschopautales. Am linken Ufer steigt das Gelände flach an, während die Talhänge rechts der Zschopau — am sog. Ehrenberger Hang — steil nach dem Fluß fallen. Der Fels tritt an diesem Steilhang offen zutage (Abb. 6).

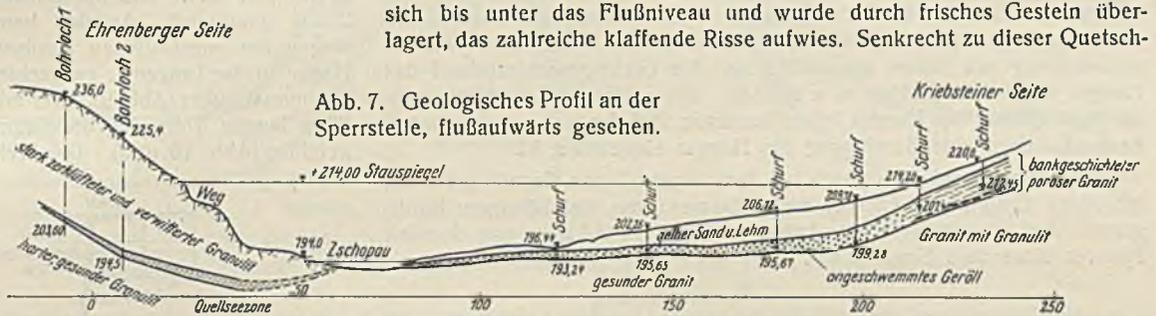


Abb. 7. Geologisches Profil an der Sperrstelle, flußaufwärts gesehen.

Vor Beginn der Arbeiten wurde der linke Flachhang eingehend durch Schürfungen, die bis zu 11 m Tiefe getrieben wurden, untersucht. Der an der linken Talseite teilweise erst in großer Tiefe angetroffene gesunde feste Felsen besteht aus Granit, der mitunter an den obersten Hängen bänkgig geschichtet und porös ist. Über diesem festen Gestein liegt eine i. M. 3 m starke Flußschotterschicht. Diese wird wiederum durch eine gelbe Sand- und Lehmdecke überlagert und hat eine Mächtigkeit bis zu 7 m. Um die Sperrmauer auf den gesunden Felsen zu gründen, ergaben sich teilweise recht beträchtliche Aushubmassen.

ebene war zudem ein schräg durch die Baustelle verlaufender Verwitterungsgang vorhanden. Dieser Gang war an sich fest und stellte daher einen geeigneten Baugrund dar; er war aber wasserdurchlässig (Abb. 7).

Da das angetroffene Gestein im allgemeinen stark verwittert und klüftig war, mußte die Sperrmauer verhältnismäßig weit und tief in die Hänge gegründet werden. Durch den Aushub der Baugrube und den dadurch aufgehobenen Gleichgewichtszustand des anstehenden Gebirges geriet, wie mehr und mehr auftretende Abrisse der Talhänge bewiesen, der rechte Hang in langsame Bewegung. Die Bauarbeiten mußten daher



Abb. 6. Blick auf die Sperrstelle, flußabwärts gesehen.



Abb. 8. Dichtung des rechten Felshanges durch Zementeinspritzungen. (Rohre in vorgebohrten Löchern.)

mit äußerster Vorsicht und größter Beschleunigung vorgenommen werden. Um das Gesteinsmassiv unter der Sperrmauer wasserundurchlässig zu machen, wurde der Untergrund durch zahlreiche Zementeinspritzungen gedichtet (Abb. 8). Außerdem ist der im Bereich der Gründungsfläche angetroffene Verwitterungsgang in mindestens 2 m Breite bis zum gesunden Felsen ausgehoben und mit Beton ausgefüllt worden. Dadurch

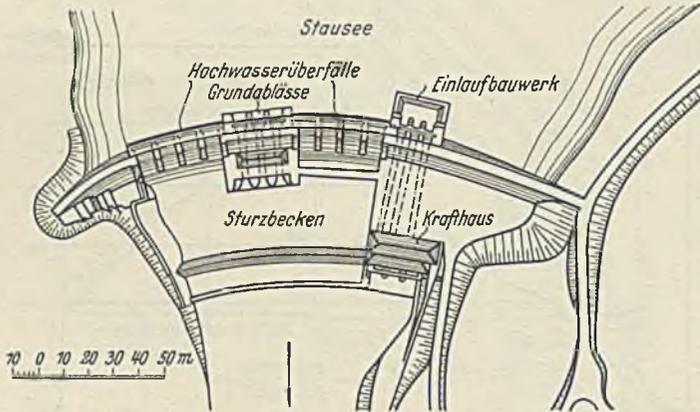


Abb. 9. Grundriß der Sperrmauer mit Krafthaus.

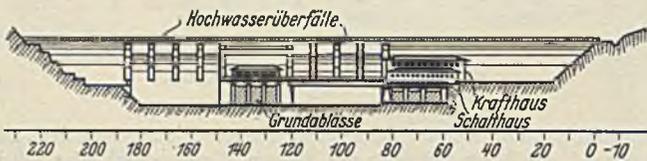


Abb. 10. Lichtseitige Ansicht der Sperrmauer.

wurde verhindert, daß das Wasser in der Verwitterungsschicht unter der Sperrmauer nach der Luftseite gelangt. Die zwischen der Mauer und den Böschungen der Baugrube entstandenen großen freien Räume wurden terrassenartig mit Beton ausgefüllt, um den Gleichgewichtszustand des Hanges wiederherzustellen (s. a. Abb. 9). Die umfangreichen Messungen zur Beobachtung des Hanges haben bewiesen, daß durch die vorgesehenen Baumaßnahmen eine Beruhigung des Hanges eingetreten ist.

Geologisch handelte es sich bei dem angetroffenen Gestein um Biotit führenden Granulit mit Gängen und Trümmern von feinkörnigem Biotitgranit. Auf Ehrenberger Seite traten im Biotitgranit Lagen von dunklen Pyroxen führendem Granulit auf.



Abb. 12. Fugenausfüllung.

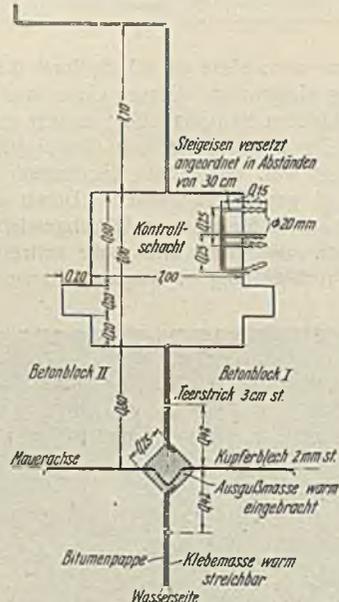


Abb. 13. Einzelheit zur Fugenausbildung (mit Kontrollschacht).

Für die Anlage eines Steinbruches, in dem die für den Gußbeton der Sperrmauer erforderlichen Zuschlagstoffe gewonnen wurden, erwies sich eine Stelle ungefähr 800 m oberhalb der Sperrstelle am geeignetsten. Der dort an den Fluß steil herantretende Fels besteht aus frischem Gestein. Das Gestein ist normaler Granulit, der nur wenig Glimmer enthält, teilweise jedoch mit glimmerreicheren und auch mit Pyroxen führenden Lagen wechselt. Das angetroffene Gestein, das in Brecheranlagen zerkleinert wurde, ergab einen ausgezeichneten Zuschlagstoff für den Mauerbeton.

V. Das Abschlußbauwerk.

Der Stausee, der sich 9 km flußaufwärts bis zum Untergraben der Weißthaler Spinnerei-Aktien-Gesellschaft erstreckt, wird durch eine Schwerkemauer abgeschlossen. Nach den Ausschreibungen ergab sich, daß eine Ausführung der Mauer in Gußbeton billiger wurde als eine Bruchsteinmauer. Die Krone der Mauer hat eine Länge von 240 m und eine

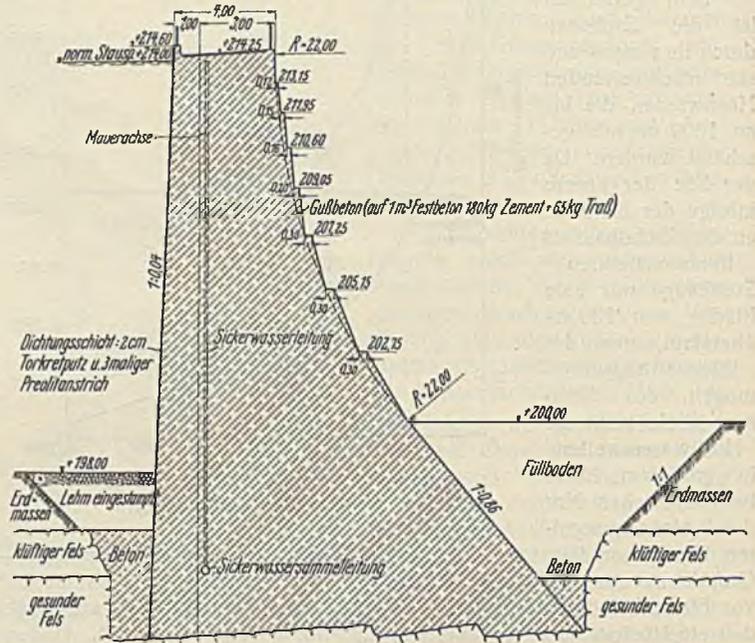


Abb. 11. Normalquerschnitt der Mauer.

Breite von 4 m. Die Sperrmauerachse ist nach einem Halbmesser von 225 m gekrümmt. An den bauseitigen Hängen geht der Kreisbogen wegen der angetroffenen ungünstigen Gründungsverhältnisse am linken Hange in die Tangente, am rechten Hange in einen Bogen mit kleinerem Halbmesser über (Abb. 9). Der mittlere Teil der Mauer ist bis auf einen rd. 26 m langen Teil, der die Grundablässe enthält, als Wehrkörper ausgebildet (Abb. 10 u. 3). Die Wehrkrone liegt 4 m unter dem ständigen Stauspiegel.

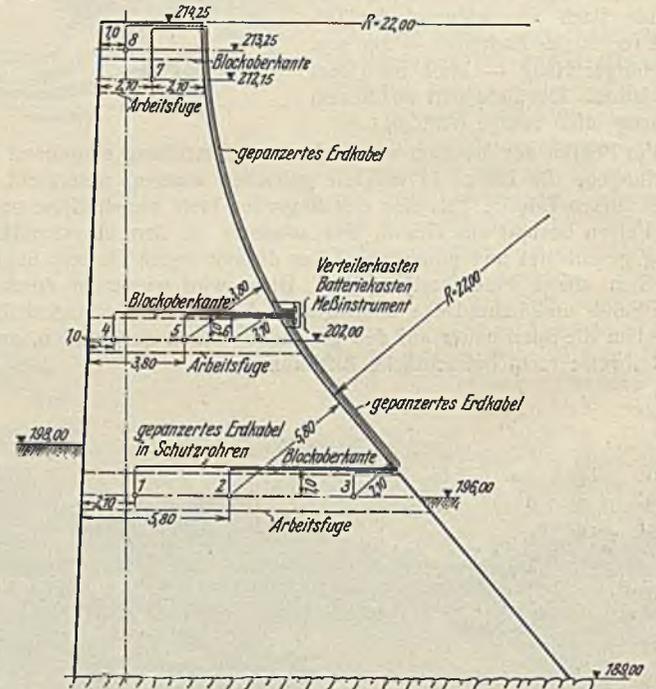


Abb. 14. Anordnung der Temperatur-Meßstellen.

Der Überfall selbst ist in Felder von je 6,815 m unterteilt, so daß insgesamt sechs Zwischenpfeiler, die 2,50 m breit sind, erforderlich wurden.

Der Normalquerschnitt der Mauer ist so bemessen, daß das für die Standsicherheit maßgebende Verhältnis — größte Sohlenbreite : größter Höhe — 0,78 beträgt. Luftseitig ist der Mauerrücken unter 1 : 0,86 und wasserseitig unter 1 : 0,04 geneigt (Abb. 11). Die größte Höhe der Sperrmauer beträgt bei einer größten Sohlenbreite von 20,40 m rd. 26,30 m. Die statische Untersuchung des Querschnitts wurde durchgeführt für ein spezifisches Gewicht des Gußbetons von 2,35 t/m³ (während der Ausführung wurde

das Raumgewicht zu 2,37 t/m³ ermittelt). Außerdem wurde die Forderung gestellt, daß keine Zugspannungen auftreten dürfen, wenn an der Wasserseite der Unterdruck mit 0,67 *h* (wo *h* = Mauerhöhe) und an der Luftseite mit 0 — dazwischen geradlinig verlaufend — angenommen wird. Bei dem an der Sperrstelle anstehenden Gestein ist jedoch kaum ein derartiger Unterdruck zu erwarten. Die im Mauerwerkskörper auftretenden Spannungen sind gering.

Im Normalquerschnitt ergab die Berechnung, daß die größte normale Druckbeanspruchung max $\sigma = 6,15 \text{ kg/cm}^2$, die Schubbeanspruchung in waagerechter Richtung max $\tau = 1,79 \text{ kg/cm}^2$ ist. Im Überfall- und Pfeilerquerschnitt sind die entsprechenden Werte max $\sigma = 5,79 \text{ kg/cm}^2$ und max $\tau = 1,79 \text{ kg/cm}^2$. Die Sicherheit gegen Gleiten ist durch starke Einbindung in den Felsen gegeben. Die Kippsicherheit beträgt 1,333.

Zur Minderung der Temperatur- und Schwindspannungen sind in Abständen von 20 bis 25 m verzahnte Dehnungsfugen angeordnet. Um die Fuge dicht und beweglich zu halten, ist ein Kupferblech einbetoniert. Dieses ist wiederum, soweit es nicht in Beton zu liegen kommt, gegen Wasser- und Witterungseinflüsse durch heiß eingebrachte Bitumenmasse gesichert (Abb. 12 u. 13). Die Wärmeänderungen selbst werden durch zahlreiche elektrische, in das Mauerwerk einbetonierte Widerstandsthermometer dauernd registriert. Sie bestehen aus Platinspiralen, die in chemisch unempfindliches Quarzglas eingeschmolzen sind. Je nach der Wärmeänderung wird der Widerstand im Stromkreis vergrößert oder verkleinert. Durch Messen der Stromstärke kann der Temperaturverlauf im Innern des Betonkörpers dauernd überwacht werden (Abb. 14).

Da der Gußbeton infolge der besonders sorgfältigen Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe sich als wasserdicht und widerstandsfähig gegen Witterungseinflüsse erwiesen hatte, war es nicht nötig, die wasser- und luftseitigen Schichten der Betonmauer in einem besonderen Mischungsverhältnis auszuführen. Die wasserseitige Mauerfläche erhielt jedoch zur Erhöhung der Wasserdichtigkeit einen etwa 2 cm starken Torkretputz und dreimaligen Preolithanstrich. Um etwa eindringendes Wasser schnell abzuleiten, ist 3 m von der Wasserseite in den Sperrmauerkörper ein Ent-

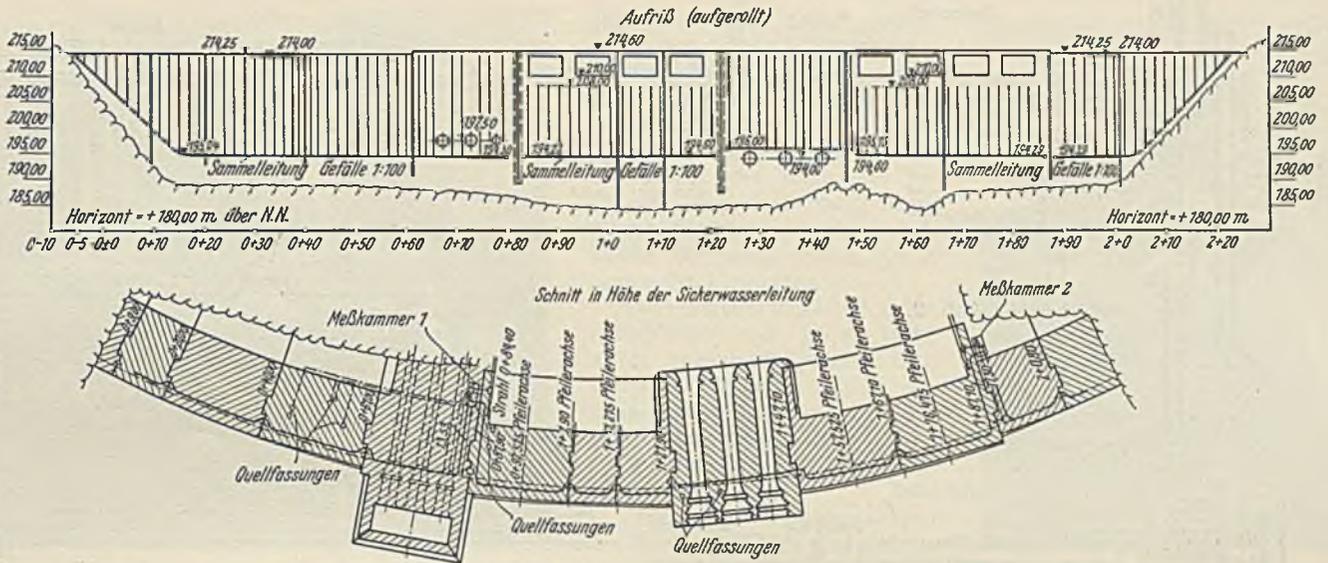


Abb. 15. Entwässerung der Sperrmauer mit Blockeinteilung.

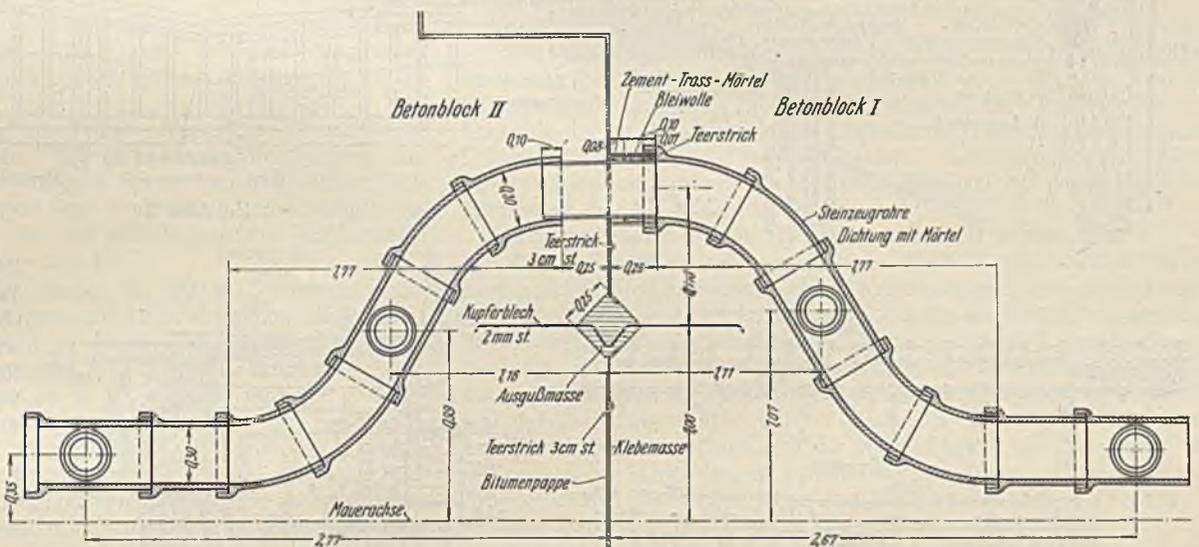


Abb. 16. Einzelheiten zur Sickerwassersammelleitung beim Durchstoßen der Fugen.

wässerungsnetz eingebaut. Dieses besteht aus einer waagerechten Sammelleitung von Steinzeugrohren mit einem Durchmesser von 30 cm. In diese münden lotrechte Sickerkörperstränge aus porösem Beton (Abb. 15). Die Sickerkörper sind in einem gegenseitigen Abstand von 2 m in das Mauerwerk einbetoniert und besitzen eine Lochung von 10 cm Durchm. Das von den beiden Talhängen in der Sickerwasserleitung anfallende Wasser wird in zwei Hauptsträngen zusammengefaßt und nach zwei Meßkammern geführt, in denen es dauernd registriert wird (Abb. 14). In den beiden Meßkammern sind außerdem Druckmesser untergebracht. Durch besondere Rohrleitungen sind diese Manometer mit verschiedenen Punkten der Grundfläche verbunden und ermöglichen, den an der betreffenden Stelle der Gründungssohle herrschenden Unterdruck zu messen.

Da die Sperre teilweise Naturschutzgebiet überstaut, wurde auf die architektonische Ausbildung besonderer Wert gelegt. Die ästhetische Wirkung, die aus Abb. 3 u. 10 hervorgeht, wurde auf der Luftseite durch stufenweises Absetzen der Betonzwischenpfeiler gesteigert. (Schluß folgt.)

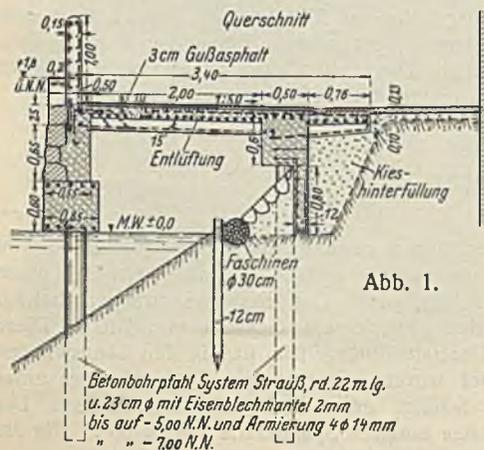
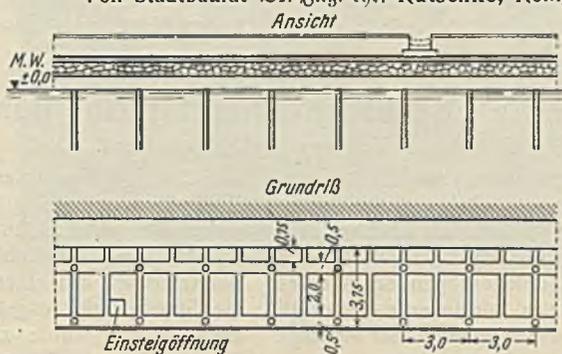


Abb. 1.

Neuere Uferbefestigungen in Königsberg (Pr.).

Von Stadtbaurat Dr.-Ing. ehr. Kutschke, Königsberg (Pr.).

Alle Rechte vorbehalten.



Zu Abb. 1.

In den letzten Jahren sind in Königsberg eine Anzahl bemerkenswerter Uferbefestigungen entstanden, die an Stelle baufälliger Bohlwerke und Ufermauern hergestellt werden mußten.

Die in Abb. 1 bis 4 dargestellten Uferbefestigungen haben weder übermäßig große Verkehrslasten aufzunehmen, noch hohen Hinterfüllungen standzuhalten. Die Konstruktionen konnten daher ziemlich leicht gewählt werden. Der wasserseitige Eisenbetonbalken ruht bei denjenigen Bauwerken, wo das Rammen von Pfählen

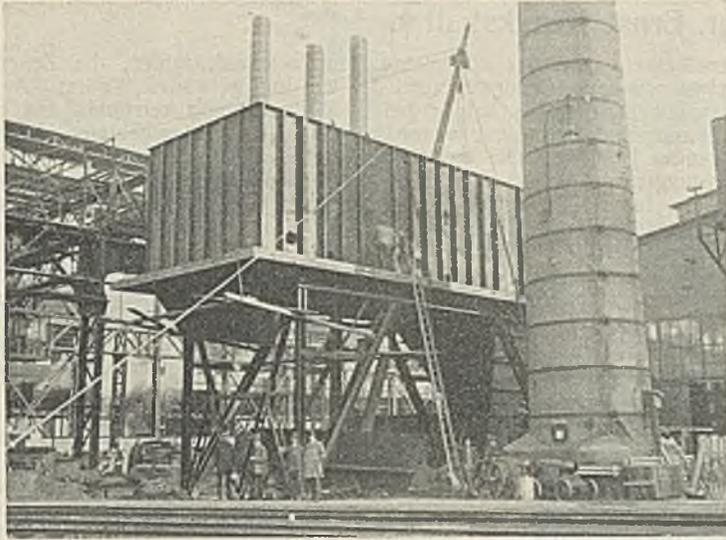


Abb. 1. Montage des Bunkerkörpers auf der Tragkonstruktion.

Anschluß-Schweißungen wurde vorschriftsmäßig mit Beanspruchungen nicht über 500 kg/cm² gerechnet. Abb. 4 zeigt die Ausbildung eines Auflagerfußes, der rd. 120 t lotrechte Last auf das Betonfundament zu übertragen hat.

Die mit untergeschweißten Flacheisen ausgesteifte Bunkerdecke trägt noch den Filterhaus-Aufbau. Die Filter sowie die Zyklone sind auf einem von dem Aufbau unabhängigen Gerüst verlagert, dessen Auflagerdrücke den Aussteifungsträgern der senkrechten Bunkerwände zugeführt wurden. Die Gewichte der auf der Bunkerdecke aufgestellten Maschinen und Apparate betragen rd. 15 t.

An dem Bauwerk wurden im ganzen rd. 4800 m Schweißnaht ausgeführt. Geschweißt wurde vorwiegend mit AEG-Schweißmaschinen unter Verwendung von Böhler-Elektroden zu 60% und Kjellberg-Elektroden zu 40% der Gesamt-Verbrauchsmenge. Bei genieteter Ausführung würden hierfür roh geschätzt etwa 40 bis 45 000 Niete zu schlagen gewesen sein. Diese Niete hätten außerdem durchweg versenkt geschlagen werden müssen, da für Kohlenstaub strengstens darauf zu achten ist, daß alle Wände sauber glatt sind. Diese Bedingung läßt sich bei genieteter Konstruktion niemals erfüllen. Im vorliegenden Falle wurden die Schweißraupen auf den Innenflächen, um durchaus sicher zu gehen, noch abgeschliffen. In den Ecken der Bunker wurden ferner noch Bleche als Abrundung eingeschweißt, um dort das Festhängen des Kohlenstaubes wegen der Explosionsgefahr zu vermeiden. Es besteht also kein Zweifel mehr darüber, daß gerade für Bauten dieser Art nur noch Schweißung in Frage kommt.

Die Bauzeit betrug rd. 6 Wochen nach Fertigstellung der Teile in der Werkstatt. In dieser Zeit wurden auch die Maschinen, Rohrleitungen usw. montiert, so daß die Bunker bald danach in Betrieb genommen werden konnten.

Der endgültige Zustand des Bauwerkes zeigt allseitig glatte Linien (Abb. 5). Die Unterstüzung ist in einem Rechteck von 13,6 × 5,5 m und 6,5 m Höhe mit Eisenfachwerk in 1/2 Stein Stärke ein-

gemauert. Die darauf ruhenden senkrechten Blechwände, die den dreiteiligen Bunker von 16,5 × 55 m in 4,5 m Höhe bilden, lassen durch die lotrecht verlaufenden Aussteifungen deutlich den Zweck des Bauwerkes erkennen. Der als Laufsteg angeordnete Blechträger dient zur Aufnahme der waagerechten Kräfte in den Bunkerwänden.

Das Filterhaus von 10,4 × 5,5 m Grundfläche und 7,5 m Höhe wurde zweckmäßig mit leichten verzinkten Pfannenblechen verkleidet, wodurch ebenfalls eine gefällige Linienführung in Anpassung an den Bunker selbst erreicht wurde.

Die äußeren Abmessungen des Bunkergebäudes sind:
Gesamtlänge = 18,4 m }
Gesamtbreite = 7,4 m } einschl. der waagerechten Träger.
ganze Höhe = 18,5 m

Das Gesamtgewicht der Eisenkonstruktion ohne Maschinen und Armaturen beträgt rd. 95 t. Erfahrungsgemäß würde dasselbe Bauwerk in genieteter Ausführung 20% mehr wiegen; dies würde also eine Ersparnis von 19 t Material bedeuten, abgesehen von der noch bedeutenderen Ersparnis an Arbeitslöhnen in der Werkstatt. Hierzu kommt noch die nur durch Schweißung zu erreichende Zweckmäßigkeit in bezug auf glatte Flächen an den Bunkerwänden.

Hiernach darf wohl mit Gewißheit behauptet werden, daß man mit der Elektroschweißung auf dem richtigen Wege ist und auch die Erstellung geschweißter größerer Hochbau-Konstruktionen sehr wohl möglich ist. Dringend erforderlich ist allerdings, daß für die Ausführung derartiger Bauten mit größter Gewissenhaftigkeit geschweißt wird, zumal eine zuverlässige und zugleich mühelose Prüfung der Schweißstellen zur Zeit noch nicht möglich ist. Die Qualität der Arbeit hängt zum gewissen Teil von der Erziehung des Schweißers durch den Betriebsleiter ab, dessen Aufgabe es ist, seine Leute von der Notwendigkeit zu überzeugen, daß nur erstklassige Schweißungen geliefert werden dürfen. Ungewissenhafte Arbeiter dürfen für hochwertige Qualitäts-Schweißungen keinesfalls zugelassen werden.

Selbstverständlich müssen die Ausführungszeichnungen von vornherein entsprechend den Gesichtspunkten der Schweißtechnik durchgearbeitet sein, so daß bereits die Grundlage der Ausführbarkeit gegeben ist. Dazu ist es notwendig, daß der Konstrukteur sich demgemäß umstellt und die betriebstechnischen Vorteile und Schwierigkeiten von vornherein kennt. Die Verständigung mit dem Betrieb während des Konstruierens ist in vielen Fällen sehr zweckmäßig und wird am schnellsten die notwendige Einstellung zueinander bringen. Es ist anzunehmen, daß in absehbarer Zeit die amtlichen Vorschriften der neuen Richtung angepaßt werden, wodurch dann die Schweißung im Eisenhochbau bald allgemein Anwendung finden wird.

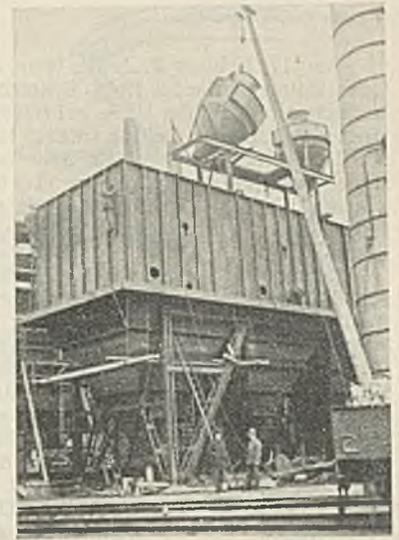


Abb. 2. Montage der Filterapparate auf der Bunkerdecke.

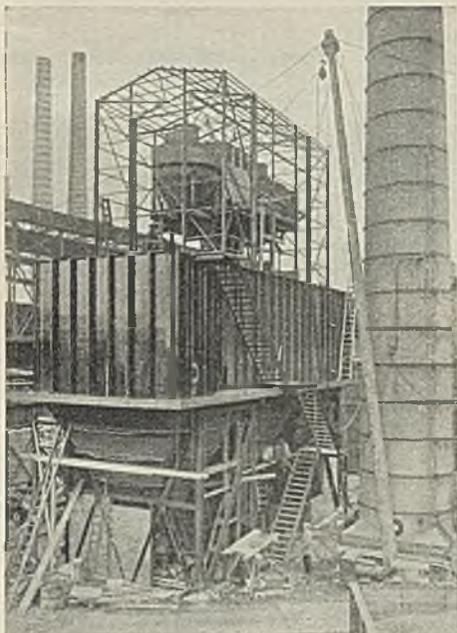


Abb. 3. Filterhaus-Gerippe vor der Verkleidung.

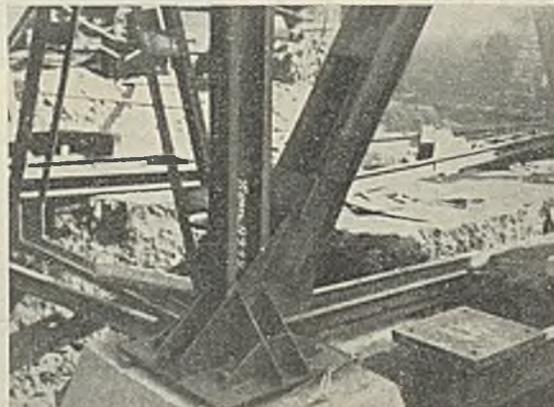


Abb. 4. Stützenfuß für 120 t Belastung.

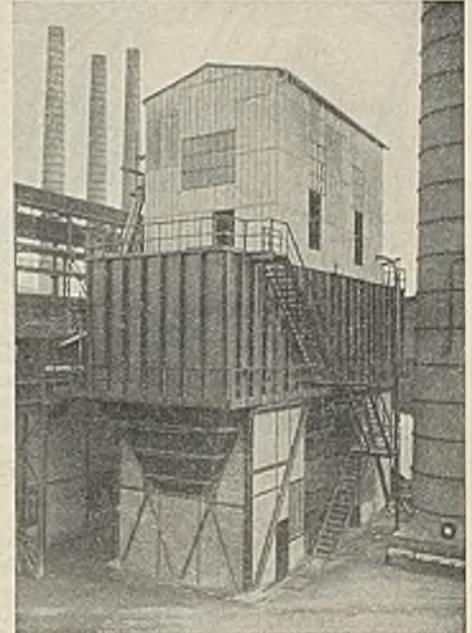


Abb. 5. Die fertiggestellte Bunkeranlage.

Alle Rechte vorbehalten

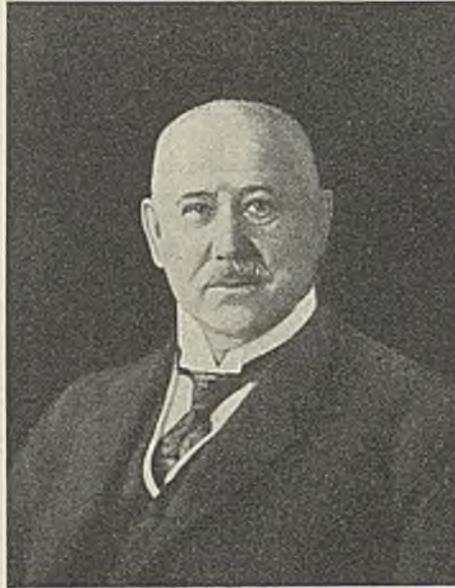
Generaldirektor Dr.-Ing. ehr. Ernst Knackstedt †.

Am 17. Februar d. J. ist Herr Dr.-Ing. ehr. Ernst Knackstedt, Generaldirektor der Fa. Hein, Lehmann & Co., AG., Düsseldorf und Berlin, im Sanatorium Bühler Höhe bei Baden-Baden, wo er Erholung von einem längeren, schweren Leiden suchte, im 68. Lebensjahre sanft entschlafen; am 21. Februar wurde er auf dem Nordfriedhof in Düsseldorf zur ewigen Ruhe gebettet. Herr Pastor Gravemann hat mit dem Bibelwort: „Dienet mit den Gaben, die euch gegeben sind“ in seiner Abschiedsrede der Lebensgeschichte Knackstedts die rechte Überschrift gegeben.

Knackstedt hat eine Maschinenbauschule erfolgreich besucht und ist gründlich praktisch ausgebildet worden. Seine Kenntnisse in der höheren Mathematik und Bauwissenschaft vervollkommnete er durch eifriges Privatstudium. Gesunder Menschenverstand, ein tatkräftiger Wille, ein klarer Blick und vortreffliche Charaktereigenschaften haben ihn von Jugend auf gekennzeichnet. Bereits im Jahre 1885 trat er in die Fa. Hein, Lehmann & Co. ein, die damals ihren Sitz in Berlin hatte. 1889 gründete diese Firma eine Niederlassung in Düsseldorf, deren Leitung dem im Berliner Betriebe schon bewährten jungen Knackstedt im Jahre 1890 übertragen wurde. Hier konnte er sich frei entwickeln, stetig getragen von dem Vertrauen der Geschäftsinhaber bzw. des Aufsichtsrates seiner Firma. 1900 wurde Knackstedt Direktor des Düsseldorfer Werkes, seit 1914 leitete er als Generaldirektor das Gesamtunternehmen. Auf dem Gebiete des Eisenbauwesens in allen seinen Einzelzweigen hat er während dieser Zeit Außergewöhnliches geleistet und die Fa. Hein, Lehmann & Co. zu einer der angesehensten Firmen auf dem Gebiete des deutschen Eisenbrücken- und Eisenhochbaues gemacht. Knackstedt hat als einer der ersten, ohne besondere tiefgründige wissenschaftliche Vorbildung, aber mit seinem gesunden Menschenverstand die Bedeutung nicht allein der theoretischen und konstruktiven Durchbildung der Eisenbauwerke, sondern vor allem ihrer wirtschaftlich zweckmäßigen Ausführung in den Werkstätten und auf den Baustellen erkannt. Auf diesen Gebieten hat er für den deutschen Eisenbau vorbildlich gewirkt. Es ist an dieser Stelle überflüssig, die zahlreichen Bauwerke für die Industrie und

den Verkehr und das allgemeine Bauwesen aufzuzählen, die Zeugnis geben von der Leistungsfähigkeit des von ihm geleiteten Werkes. Auch während des Krieges hat er bei Wiederherstellung zerstörter und bei Lieferung und Aufstellung neuer Brücken in den Kriegsgebieten Hervorragendes geleistet. Die technischen Wissenschaften haben Knackstedts Leistungen anerkannt: Die Technische Hochschule Karlsruhe ernannte ihn im Jahre 1921 zu ihrem Ehrenbürger, die Technische Hochschule Darmstadt verlieh ihm im Jahre 1922 die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber.

Neben seinem verantwortungsvollen Amte als Werksleiter, das allein den ganzen Mann erforderte, bekleidete Knackstedt noch mancherlei Ehrenämter. Er war einer der Gründer des Deutschen Stahlbau-Verbandes. Etwa 20 Jahre war er zunächst Mitglied des Ausschusses, später stellvertretender Vorsitzender dieses Verbandes. Der Verein deutscher Eisen- und Stahlindustrieller, der Arbeitgeberverband Nordwest, die Arbeitgeber-Vereinigung Düsseldorf und die Arbeitsgemeinschaft der Eisen verarbeitenden Industrie E. V. zählten ihn zu ihren Vorständen, dem „Langnamverein Düsseldorf“ gehörte er als Mitglied des Vorstandes und Ausschusses an. Er war Mitglied des Verwaltungsrates der Technischen Hochschule Aachen, Mitglied der Industrie- und Handelskammer Düsseldorf und wirkte als Vertreter seiner Sektion in der zuständigen Berufsgenossenschaft. Aus dieser Aufzählung geht hervor, wie er von seinen Fachgenossen und im öffentlichen Leben geschätzt wurde, aber auch, wie arbeitsreich sein Leben war. Dabei schlug sein Herz für seine Heimat und sein Volk. Daß er in der Urzelle seines Volkstums, in seiner Familie, ein vorbildliches Leben führte, wissen alle, die ihm nahestanden. Seine Lebensgefährtin war sein bester Kamerad, Kinder und Enkelkinder durften sich seines tatkräftigen Rates und seiner Liebe erfreuen. Es entsprach seiner Herkunft aus ländlicher Gegend, daß er mit der Natur, vor allem seinem Garten, den er zärtlich pflegte, innig verbunden war.



So diente er mit all seinen reichen Gaben seiner Familie, seinem Volke und dem deutschen Wirtschaftsleben.
Rheinhausen (Niederrhein).
Osw. Erlinghagen.

Vermischtes.

Tilbury-Dockanlagen. „Engng.“ vom 27. September 1929 berichtet über umfangreiche und bemerkenswerte Bauarbeiten an den Tilbury-Dockanlagen unterhalb London. Es handelt sich um den Bau und die Erweiterung

von Docks und Lagerhäusern und den Ausbau der Bahnlinien sowie um die Schaffung einer neuen, den modernen Schiffen angepaßten Einfahrt. Zunächst wurde der Bau einer Einfahrtsschleuse, eines Trockendocks und

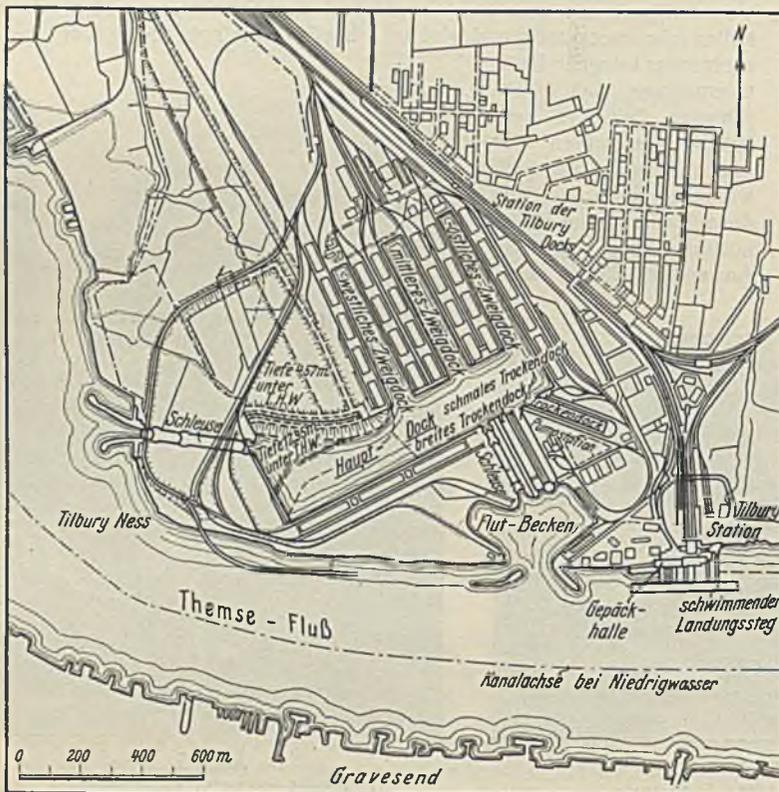


Abb. 1.

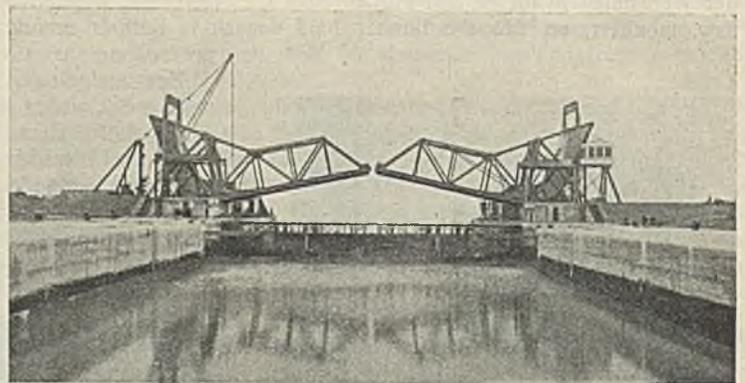


Abb. 2.

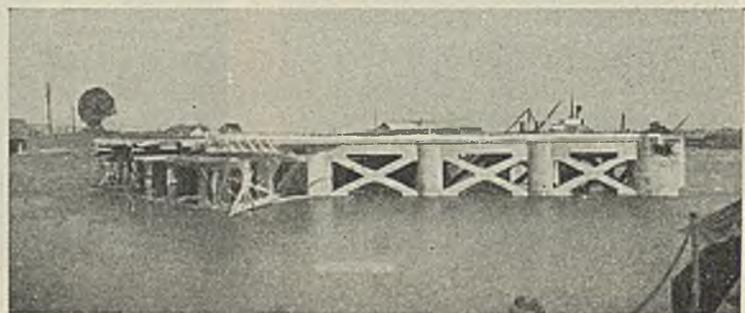


Abb. 6.

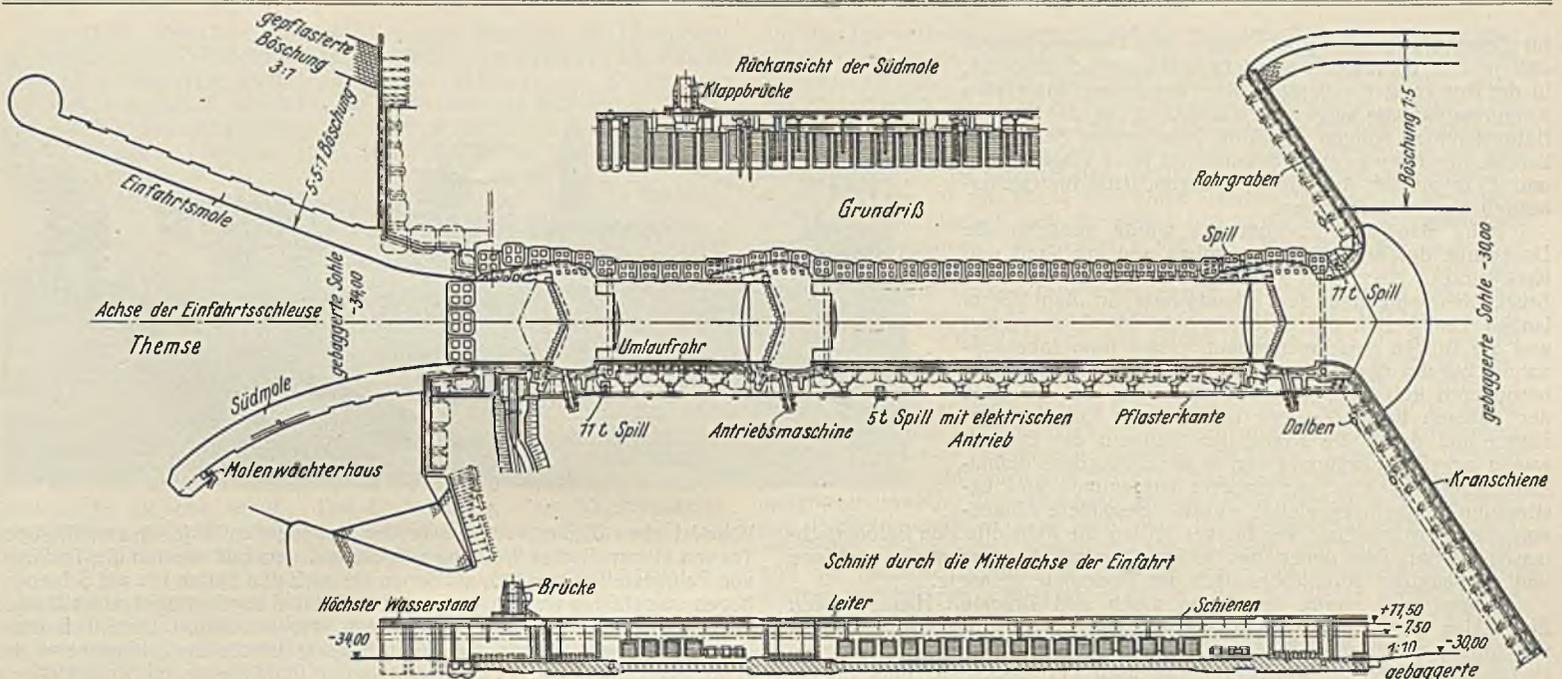


Abb. 3.

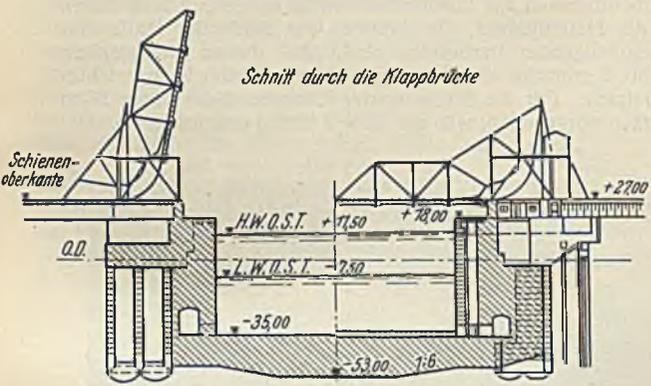


Abb. 7.

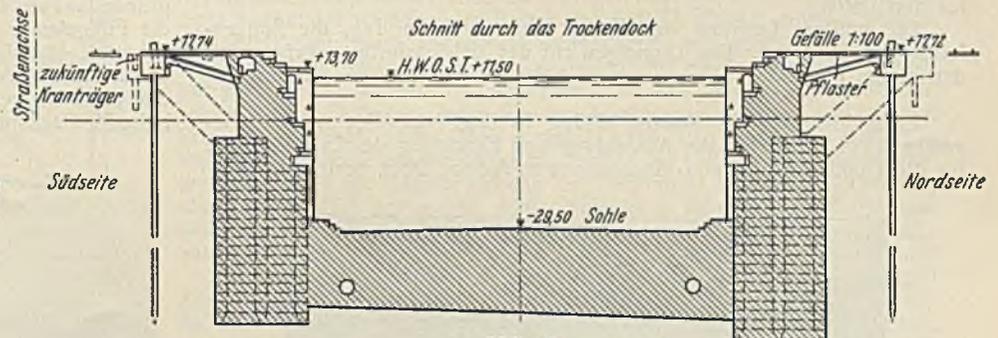


Abb. 4.

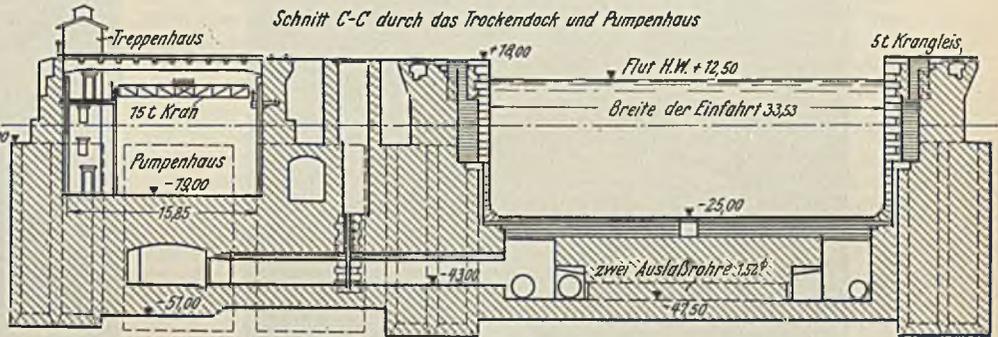


Abb. 5.

eines Landungssteges für Reisendenverkehr erforderlich. Diese Arbeiten wurden im Jahre 1926 in Angriff genommen. Die Schleuse und das neue Trockendock sind gebrauchsfertig, während der Landungssteg noch zum Teil im Bau begriffen ist.

Die Tilbury-Dockanlagen liegen etwa 42 km stromabwärts von „London Bridge“ am linken Themseufer. Von dem Hauptbecken zweigen in nordwestlicher Richtung drei parallele Stichbecken und ein nach Südwesten, also nach dem Fluß hin gelegenes offenes Flutbecken ab (Abbild. 1).

Dieses Flutbecken oder Flutdock war mit dem Hauptbecken durch eine Schleuse von 228 m Länge und 24,4 m Breite verbunden.

Die neue Einfahrtschleuse zum Hauptbecken liegt nun etwa 365 m stromabwärts von Tilbury Ness; sie verbindet den Fluß mit der Nordwestecke des Hauptbeckens. Um die Einfahrt möglichst vor stärkeren Flutwirkungen zu schützen, ist die Schleusen Zufahrt durch weit in den Fluß hineinlaufende Hafendämme geschützt; ferner liegt ihre Längsachse in Richtung der stärksten vorherrschenden Winde. Die gesamte Baulänge beträgt 395 m, die nutzbare Länge 304 m. Die Schleusenkammer ist durch ein Zwischentor in einen kurzen und einen längeren Abschnitt zwecks Ersparnis an Wasser beim Schleusen von kleineren Schiffen unterteilt.

Die Breite der neuen Einfahrtschleuse beträgt 33,4 m und ihre Tiefe etwa 13,8 m bei Hochwasser, was für die größten, zur Zeit im Gebrauch stehenden Schiffe hinreicht. Über das Schleusenhaupt am Fluß führt eine Scherzer-Klappbrücke, die in Abb. 2 u. 7 zu erkennen ist.

Ein Grundriß und Längsschnitte der Schleuse sind in Abb. 3 wiedergegeben. — Das neue Trockendock schließt an die Südostecke des Hauptbeckens an. Seine vorläufig auf 228 m bemessene Länge läßt sich durch weiteren Ausbau bis auf 304 m vergrößern.

Die Senkbrunnen der Gründungen der Schleuse und des Trockendocks sind in etwa gleichartiger Weise aus Eisenbetonteilen hergestellt, die auf Brunnenfüßen von dem gleichen Baustoff aufgesetzt sind. Abb. 4 veranschaulicht einen typischen Querschnitt durch das Dock.

Eine aus mehreren Einheiten gebildete Pumpenanlage ist in einer unterirdischen Kammer neben dem Trockendock auf dessen Südseite untergebracht, wie aus dem in Abb. 5 dargestellten Schnitt ersichtlich ist.

Der gegenwärtig noch nicht vollständig fertiggestellte Landungssteg soll einen auf 63 Stahlpontons schwimmenden Teil von 350 m Länge und

24,4 m Breite erhalten, der durch Ketten und Stahlgerüste in den verschiedenen Höhenlagen bei Ebbe und Flut gesichert werden soll. Die Verbindung zum Ufer werden fünf Stahlbrücken bilden, die landseits auf Eisenbetonkonstruktion aufliegen (Abb. 6). Zs.

Eine Verladebrücke zum Bau eines Trockendocks. Bei der Ausführung von Bauarbeiten verwendet man im allgemeinen leichte oder behelfsmäßige Krane und Fördermittel, da deren Betriebszeit mit der Vollendung eines Baues meist zu Ende ist. Eine spätere, abermalige Verwendung einer solchen Einrichtung bei einem anderen Bau ist häufig fraglich, so daß man möglichst wenig Kapital in diesen Hilfsmitteln festlegt. Schwere Hebezeuge findet man bei Bauarbeiten sehr selten. Daß aber für Bauzwecke ein schwerer Kran auch vorteilhaft sein kann, zeigt die Anwendung einer Verladebrücke beim Bau eines Trockendocks in Holland. Trotz des hohen Anlagekapitals und des kurzfristigen Arbeitens dieser Brücke hat sich infolge der großen Ersparnisse an Arbeitskräften die vollkommene Wirtschaftlichkeit der Anlage erwiesen. Sonst stellt man Verladebrücken nur dort auf, wo sie jahrzehntelang dem Umschlag von Massengütern dienen.

Daß die Verladebrücke bei diesem Bau wirtschaftlich arbeitete, ist außerdem darauf zurückzuführen, daß sie während der 7 Monate zur Herstellung der Dockwanne fast ununterbrochen Tag und Nacht arbeitete.

Die von der ATG in Leipzig gebaute Brücke (siehe Abbildung) besaß 45 m Spannweite und zu beiden Seiten je einen Ausleger mit 9,5 m Länge. Auf der Brücke arbeiteten zwei Drehkrane von 6 t Tragfähigkeit mit Greiferbetrieb und veränderlicher Ausladung bis zu 11 m. Zwischen den Hauptträgern der Brücke liefen auf besonderen Fahrbahnen zwei elektrisch verfahrbare Bunkerwagen mit je einem dreiteiligen Bunker

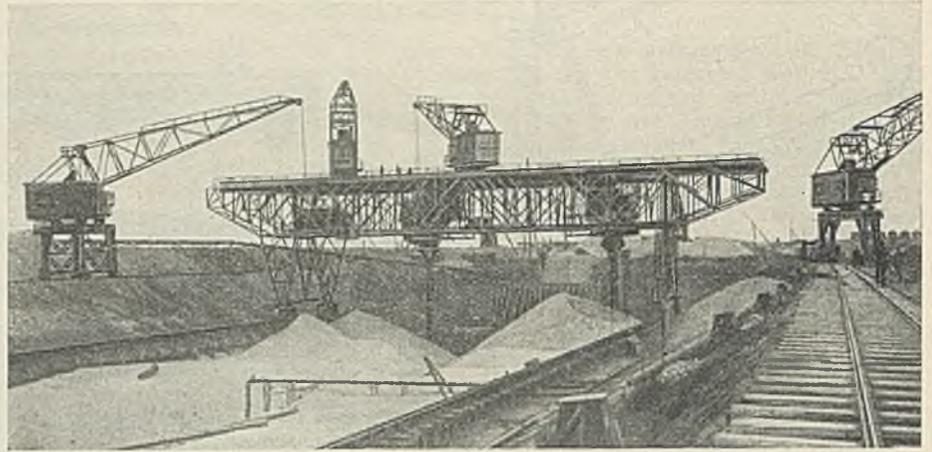
für Zement, Kies und Traß. Unter den Bunkern befand sich je eine elektrisch angetriebene Betonmischmaschine. In der Brücke war außerdem über der festen Stütze eine Kompressoranlage aufgestellt zur Erzeugung der für den Betonstampfer nötigen Druckluft. Zu beiden Seiten der Brücke arbeiteten zwei Portalkrane mit je 5 t Tragfähigkeit und 25 m größter Ausladung, die gleichfalls für Greiferbetrieb eingerichtet waren.

Beim Bau des Trockendocks wurde zunächst die Dockgrube durch Bagger ausgehoben und mit Sand und Kies gefüllt. Nach dem Rammen der Pfahlroste für die Brückenfahrbahn und der Spundwände an den 220 m langen Längsseiten des Docks wurde das Gleis verlegt und die Brücke zusammengebaut. Nach ihrer Inbetriebnahme begann der Bau der Eisenbeton-Dockwanne. Auf besonderen Rollwagengleisen wurde unter den Portalen der äußeren Krane Zement und Traß in Kübeln angefahren und durch die Krane den Bunkern der Bunkerwagen zugeführt, während der in der Dockgrube befindliche Sand und Kies mit Greifern entnommen und bestimmten Bunkern zugeleitet wurde. Besondere Abmeßvorrichtungen unterhalb der Bunker teilten die Rohstoffe den Betonmischmaschinen zu, von denen das fertige Gemisch über schräg verstellbare und schwenkbare Abfallrohre nach der Docksohle gelangte.

Eingestampft wurde der Beton durch acht Druckluft-Handstampfer. Zu beiden Seiten des Docks standen zwei weitere, ortsfeste Mischmaschinen, von denen der Beton durch Rollwagen nach den äußeren Portalkranen gebracht wurde, die ihn nach der Docksohle umschlugen. Die Portalkrane dienten außerdem zum Heranbringen des Eisenzeuges für den Beton.

Die mittlere Leistung der Anlage betrug 450 m³/Tag, die Spitzenleistung 775 m³/Tag. Das Dienstgewicht der betriebsfertigen Brücke mit den darauf fahrenden Kranen war rd. 400 t. Riedig.

Luftschiffhafen in Akron, Ohio. In Eng. News-Rec. vom 5. Dezember 1929 wird über die Ausbildung und Errichtung der Luftschiffhalle für die Goodyear-Zeppelin-Gesellschaft zu Akron, Ohio, berichtet.



höhe ist etwa 60,5 m. An den beiden Hallenenden ist je ein zweiflügliges Tor von ellipsoidischer Wölbung vorgesehen. Am Fuß werden die Torflügel von Fahrgestellen gestützt, auf denen sie nach den Seiten hin auf Schienenbogen ausgefahren werden können. Die Scheitel der Torflügel ruhen hierbei oben auf den Hallenenden in Gelenken, wie aus Abb. 1 ersichtlich ist.

Ebenso neuartig wie die Torausbildung ist die Errichtungsweise der Hallenbinder, die nach Fertigstellung der Fundamente im April 1929 in Angriff genommen wurde. Auf etwa 1,80 m tiefen, auf Betonpfählen gegründeten Fundamentblöcken aus Eisenbeton von 22 m² Grundfläche ruhen die Fußgelenke der Hallenbinder, die durch in der Sohle der Halle eingebettete Eisenbetonzuganker verbunden sind. Auf diesen Fußgelenken wurden gemäß Abb. 2 zunächst die Kämpferstücke der Binder hochgerichtet und räumlich verstrebt. Für die Stützung der Kämpferstücke waren 28 m hohe Montagestäützen vorgesehen, wie aus Abb. 3 (links) ersichtlich ist. Die

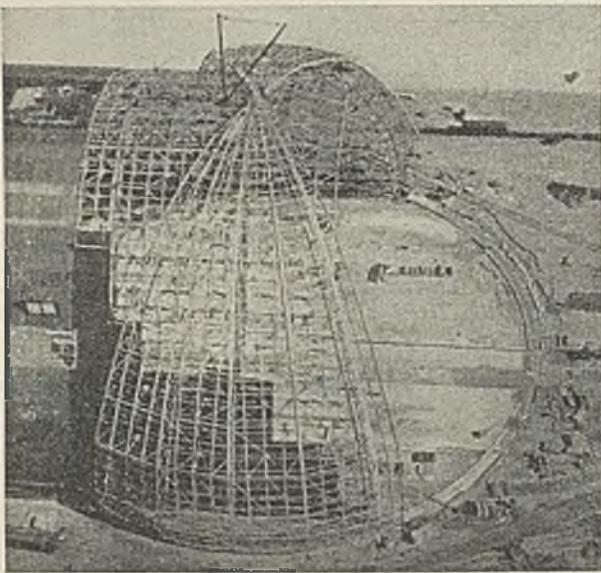


Abb. 1.

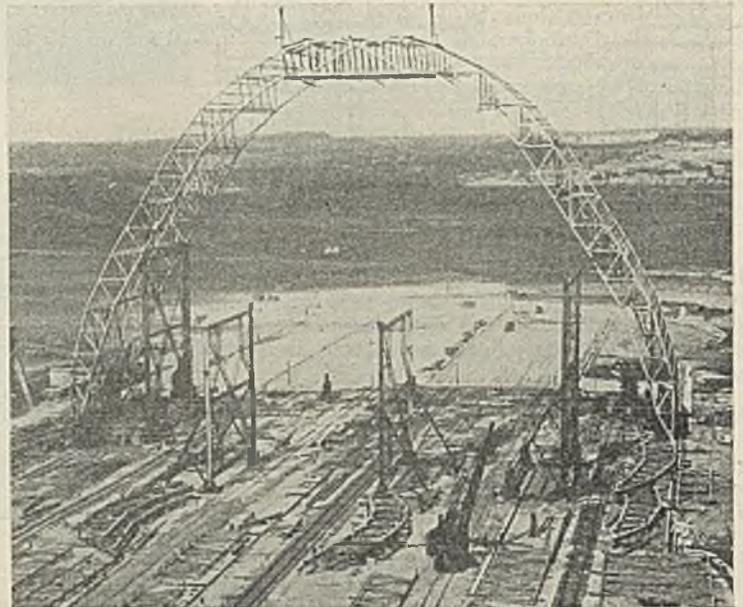
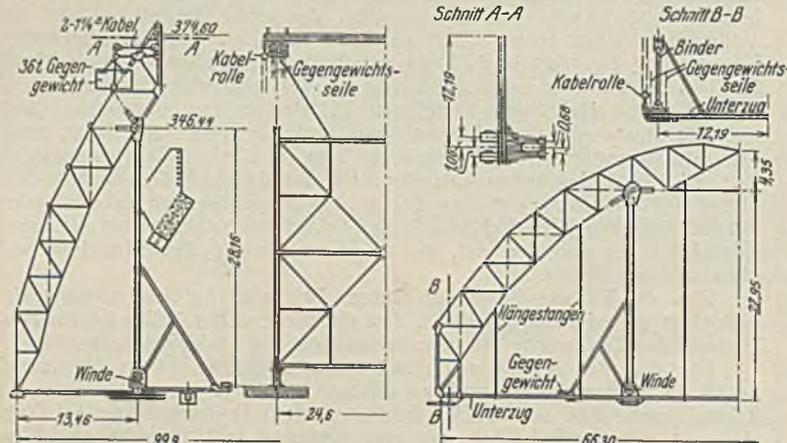


Abb. 2.

Die Gesamtlänge der Halle ist etwa 360 m, wovon die Tore an den Enden je 33 m einnehmen. Die dreizehn Raumbinder, die die 99 m breite Grundfläche überspannen, haben eine elliptische Krümmung. Die Scheitel-



Kämpferstück des Binders mit Aufzugsvorrichtung. Abb. 3. Mittelstück des Binders.

hierdurch gewonnenen Stützpunkte wurden dann zum Hochziehen des in- zwischen gleichzeitig am Boden fertiggestellten Mittelstückes benutzt. Dieses Mittelstück, das für sich zunächst einen 360 t schweren Dreigelenk- binder bildete, war ebenfalls mit Montagestäützen und einem Zugband versehen, wie Abb. 3 (rechts) zeigt. Zum Hochziehen des mittleren Binderstückes wurden an den vier Fußpunkten Hebeseile befestigt, die oben an den aufgestellten Kämpferstücken über Rollen führten und durch Gegengewichte gespannt waren. Diese Gegengewichte glichen etwa 80% des Gewichtes des Mittelstückes aus. Für die Hebung der restlichen 20% dienten Lokomotivkrane mit 32 m langen Schwenkbaumen. Das Aufziehen eines Mittelstückes erforderte einen halben Arbeitstag. Die Aufrichtung des gesamten Tragwerkes begann mit dem 6. und 7. Binder, die ebenso wie auch der 8. Binder zur Sicherung gegen Kippen am Fuß besondere Verankerungen erhielten. Die übrigen Binder ruhen auf Fußlagern, die in der Längsrichtung der Halle, also nach beiden Enden hin, verschieblich sind. Die Anlieferung der Einzelteile des Tragwerkes geschah auf einer nahe an der Baustelle vorüberführenden Eisenbahnlinie und durch eine angeschlossene Feldbahn.

Der Hallenboden wurde nach dem Abheben der obersten Erdschicht durch eine Unterschicht aus Schotter, Sand und Lehm gebildet, die in mehreren Lagen festgewalzt wurde. Darüber wurde eine Steinlage und schließlich eine Betonschicht ausgebreitet. — In einem anschließenden Bericht in Eng. News-Rec. vom 26. Dezember 1929 wird der elektrische Antrieb der Bewegungsvorrichtungen der Tore eingehend erläutert. Zs.

Universität München. Die Medizinische Fakultät der Universität München hat dem Präsidenten des Bayerischen Landesamtes für Wasserversorgung in München, Ministerialrat Hans Holler, die Würde eines Doktor med. h. c. erteilt, und zwar für Förderung der Volksgesundheit in Bayern durch erfolgreiche Bemühungen um weitgehende Ausdehnung der Wasserversorgung in Stadt und Land, sowie für wissenschaftliche Arbeiten auf diesem Gebiete.

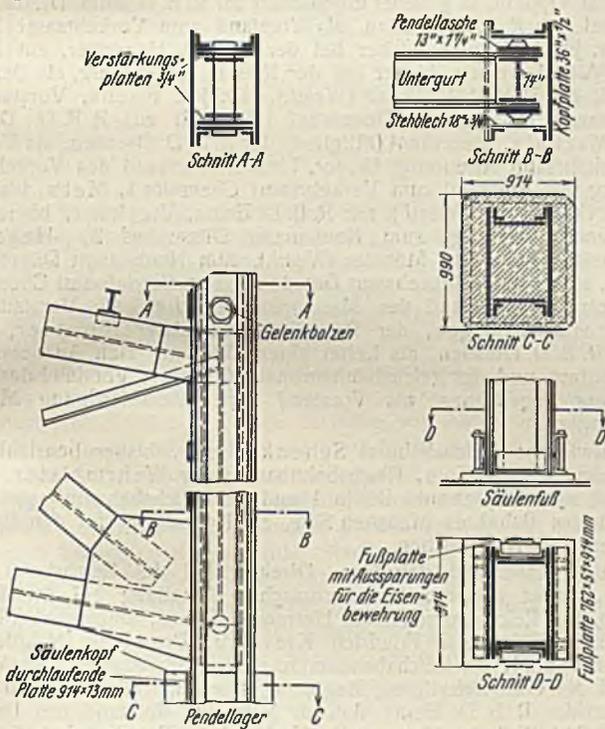
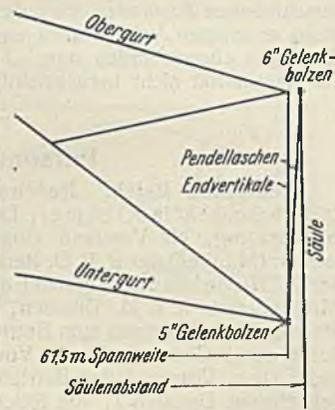
Präsident Dr. h. c. Holler ist seit 1925 in seiner leitenden Stellung.

Eissprengungen mit „Thermit“. Als Ergänzung zu dem unter dieser Überschrift in der „Bautechn.“ 1929, Heft 46, S. 717, gebrachten Aufsatz von Dipl.-Ing. E. Frischmuth mag eine Mitteilung gelten, die wir aus einem Aufsatz von Oberlt. Henke in der „Z. f. Sprengwes.“ 1930, Nr. 2, S. 62 u. 63, entnehmen und die wie folgt lautet:

Als die Gefahr von Eisgang und Eisversetzungen eintrat, hatte das Wasserbauamt Stettin eine 25-kg-Bombe Thermit beschafft und das Pionier-Bataillon gebeten, die Ausführung des Versuchs zu übernehmen.

Es wurde in das Eis ein Loch geschlagen und die Bombe genau nach der gegebenen Vorschrift hineingebracht und gezündet. Als Wirkung zeigte sich ein hoher Feuerregen, der sich unter nicht allzu starker Defonation in die Luft erhob. Das Loch war in etwa 30 cm Umkreis ausgeschmolzen. Darüber hinaus reichte die Wirkung nicht, auch nach unten hin war das Eis nicht durchgeschmolzen.]

Dachbinder über einem Versammlungssaal. Für die Dachkonstruktion über einem Versammlungssaal eines Bauwerkes der Industrial Mutual Association in Flint, Michigan, wurde nach Eng. News-Rec. vom 21. November 1929 eine bemerkenswerte Lagerung an einer Seite der über 61,5 m frei gespannten Binder angewendet. Da man die infolge der Durchbiegungen und Temperaturänderungen auftretenden Seitenbewegungen des einen Widerlagers nicht auf die Stütze wirken lassen wollte, ordnete man auf einer Seite der Binder eine pendelartige Aufhängung an, deren Ausbildung aus der Abbildung ersichtlich ist. Diese Abbildung zeigt auch den Querschnitt und den Fuß der das Pendellager tragenden Stütze.



Zuschriften an die Schriftleitung.

Zur Frage der Abdichtung von Bauwerken. In der „Bautechn.“ 1929, Heft 48, bringt Reichsbahndiplomingenieur Greger, Köln, neue Vorschläge für Ausbildung und Abdichtung von Decken aus einbetonierten Walzträgern. Zu einigen Punkten möchte ich Stellung nehmen:

1. Greger hält das Aufkleben der Isolierung auf dem Bauwerkkrücken nur bei Gewölben für zulässig, da diese nur geringe Durchbiegungen erleiden, denen sich die Isolierung ohne Beschädigung anpassen kann. Bei Walzträgerbetondecken empfiehlt er das Aufkleben nur dann, wenn eine ausreichende Querbewehrung der Träger vorhanden ist. Danach wird angenommen, daß die Isolierung sich den Bewegungen des Bauwerks nicht anpaßt, wenn sie nicht aufgeklebt ist. In Wirklichkeit wird jedoch die Isolierung durch Übersättigungs- und Verkehrslasten so fest

auf den Bauwerkkrücken gepreßt, daß sie in jedem Falle den Bewegungen folgen muß, ob sie aufgeklebt ist oder nicht. Aus diesem Grunde muß verlangt werden, daß die Isolierstoffe hinreichend dehnungsfähig sind, um diesen verhältnismäßig geringen Bewegungen folgen zu können. Ich halte es für richtig, in jedem Falle die Isolierung aufzukleben, zumal die Klebeschicht etwaige Risse, auch die später noch auftretenden, an der Bauwerkkrückenfläche verkittet und damit die Dichtungswirkung vergrößert.

2. Greger rät mit Recht von einer Schutzschicht aus in Sand verlegten Ziegelsteinen ab, weil die Steine sich in die Isolierung eindrücken und diese zerstören. Außerdem erhält die Oberfläche der Isolierung dabei Vertiefungen, die den Wasserabfluß behindern. An Stelle der Ziegelsteine will Greger Preßzementplatten verwendet sehen, die lose auf eine besondere, über die Isolierschicht gebreite Schutzhaut verlegt werden sollen. Zweifellos ist eine solche Schutzschicht besser als die aus Ziegelsteinen. Aber auch hier wird, besonders bei geringer Übersättigungshöhe, das Eindringen der Platten nicht ausbleiben. Die für Ecken und Winkel vorgesehenen Formsteine werden sich nicht so genau verlegen und den Ausrundungen einwandfrei anpassen lassen. Im übrigen sollten Formsteine vermieden werden, weil sie besonders bestellt werden müssen und teuer sind. Bei Überbauten, die außerhalb der Gleise hergestellt und in Betriebspausen eingeschoben werden sollen, können die Preßzementplatten erst nach dem Einschleiben aufgelegt werden, wenigstens die an den Endabschlüssen oberhalb der Widerlager. Dort soll die Steinpackung das Abfallen der zum Teil senkrecht stehenden Platten verhindern¹⁾. Abgesehen davon, daß an dieser ungeschützten Stelle die Isolierung während des Einschlebens leicht beschädigt werden kann, ist mit dem Einbringen der Platten nach dem Einschleiben ein Zeitverlust verbunden, um den die Dauer der Betriebspause verlängert werden muß. Schon allein wegen der Schwierigkeit des Verlegens und der Gefahr des Abrutschens sollten Platten an schrägen oder gar senkrechten Flächen nicht verwendet werden. Im Bezirk der R. B. D. Kassel mußten wiederholt mit Ziegelsteinen abgedeckte Schrägflächen neu abgedichtet werden, weil die Steine samt der Isolierung abgerutscht waren. Deshalb werden bei der R. B. D. Kassel die Schutzschichten seit Jahren aus Feinbetonschichten mit Drahtnetz- oder Streckmetalleinlagen (Monierschichten) mit Erfolg ausgeführt. Eine Monierschicht kann sich nicht an einzelnen Stellen eindrücken, sondern wird als Ganzes die Isolierschicht zusammendrücken, wobei die Kapillarwirkung der Dichtungsträger aufgehoben und eine bessere Dichtung erzielt wird. Man kann den Dichtungsträger der Isolierung (Pappe, Jute) mit einem Schwamm vergleichen, der Wasser aufsaugt, wenn er lose liegt, nicht aber, wenn er zusammengepreßt ist.

Die Monierschicht hat auch den Vorteil, daß sie jeder beliebigen Ausrundung leicht angepaßt werden kann. Wegen der Metalleinlage kann sie auch Zugkräfte aufnehmen, wodurch das Abrutschen auf schrägen und senkrechten Flächen vermieden wird (vgl. „Bautechn.“ 1930, Heft 6, S. 82).

3. Greger hält es für richtig, die Monierschichten nur bei Gewölben, nicht aber bei Walzträgerbetondecken zu verwenden, auch nicht bei kleineren Stützweiten, weil bei Ausbesserung der Abdichtung die ganze Schutzschicht beseitigt werden müßte. Daraus wäre zu schließen, daß bei Undichtwerden der mit Preßplatten abgedeckten Bauwerke nur die feuchten Stellen freigelegt und neu gedichtet werden sollen. Derartige schwierig auszuführende Teilausbesserungen werden nicht immer einen sicheren Erfolg haben, weil niemals alle Fehlstellen gefunden werden. Es ist auch nicht immer gesagt, daß feuchte Stellen im Bauwerk unmittelbar unter der undichten Stelle der Isolierung liegen. Aus diesem Grunde und weil die Nebenarbeiten (Gleisunterfangung oder Außerbetriebsetzung des Gleises, Ausheben der Übersättigung) den größten Teil der Instandsetzungskosten erfordern, empfiehlt es sich meist, das ganze Bauwerk neu abzudichten, besonders bei kleineren Stützweiten.

4. Nach Greger soll man auch Monierschichten vermeiden, solange die Querbewehrung der Überbauten nicht in befriedigender Weise gelöst ist. Die üblichen Querbewehrungen können dann nicht befriedigen, wenn Überbau und Stirnmauer zusammenhängend ausgeführt werden, wie Greger angibt. Während die Träger des Überbaues durch Verkehrslast belastet werden und sich durchbiegen, sind die Träger unter der Stirnmauer unbelastet, zudem hat die Stirnmauer eine größere Höhe und somit eine größere Steifigkeit. Längsrisse zwischen diesen Bauteilen sind dann unvermeidlich. Diese wasserdurchlässigen Längsrisse kann man bei fast allen Bauwerken, bei denen Überbau und Stirnmauer zusammenhängend ausgeführt worden sind, beobachten. Eine verbesserte Querbewehrung wird solche Risse auch nicht verhindern können, es sei denn, daß man die Stirnmauern zwingen würde, die Durchbiegung des Überbaues mitzumachen, etwa dadurch, daß sie als Kragkonstruktionen auf dem Überbau gelagert werden. Dann sind aber senkrechte Risse in der Stirnmauer zu erwarten. Das wirksamste Mittel, Längsrisse zwischen Überbau und Stirnmauer zu verhindern, dürfte die vollkommene Trennung dieser Bauteile durch Fugen sein. Ribbildungen zwischen Außen- und Innenträgern des Überbaues werden dadurch vermieden, daß man die Außenträger entsprechend ihrer geringeren Belastung leichter wählt als die Innenträger, so daß sich alle Träger gleichmäßig stark durchbiegen²⁾. Wenn trotzdem die Schutzschicht Risse erhalten sollte, so hat das auf die Dichtung wenig Einfluß, denn die Schutzschicht soll nicht wasserabweisend sein, sondern nur als Schutz dienen, ebenso wie die mit Fugen verlegten Platten, die Greger vorschlägt.

Kassel. P. Strothotte, techn. Reichsb.-Oberinspektor.

¹⁾ Vgl. „R.-Bahn“ 1928, Heft 19 u. 20, Abb. 16.

²⁾ S. Ztbl. d. Bauv. 1922, Nr. 49, und Dr.-Ing. Kommerell, Tafeln für Eisenbahnbrücken aus einbetonierten Walzträgern. Berlin 1911, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Erwiderung.

Da die Anweisung für Bauwerkabdichtung (ABA), die sämtlichen Reichsbahndirektionen zur Zeit im Entwurf zur Stellungnahme vorliegt, demnächst erscheinen wird, halte ich es vorläufig nicht für angebracht, mich zu den vorstehenden Einwendungen des Herrn Oberinspektor Strothotte eingehend zu äußern. Ich möchte nur bemerken, daß meine Vorschläge nach verschiedenartigen Versuchen und Änderungen, die sich bei der Ausführung als die zweckmäßigsten erwiesen, auf die heutige Form gebracht worden sind. Soweit in der zweijährigen Beobachtungszeit geurteilt und auch aus dem Urteil der meisten fachkundigen Stellen geschlossen werden kann, liegt kein Anlaß vor, vorläufig von unseren bewährten Ausführungen abzugehen.

F. Greger.

Merkwürdige Erfahrungen bei der Bestimmung von Grundwasserständen mit Beobachtungsrohren. Zu dem unter dieser Überschrift in der „Bautechn.“ 1929, Heft 55, erschienenen Aufsatz von P. A. M. Hackstroh bemerke ich folgendes:

Bereits im Jahre 1922 habe ich mich mit einer ähnlichen Angelegenheit beim Bau der hiesigen Sternbrücke — jetzt Ebertbrücke — über die Elbe befaßt. Es handelte sich um einen Brückenpfeiler, der mit Rücksicht darauf, daß er mit seinen Fundamenten in einem artesisch-aggressiven Grundwasserstrom hinabreicht, also auch auf der Sohle, durch mehrere Lagen säurefester Asphaltisolierung umgeben worden ist. Im Schnittpunkte der Längs- und Querachse des Pfeilers ist ein Schacht angeordnet, dessen Sohle nur um ein geringes über der Sohle des Pfeilers liegt.

Da es zu weit führen würde, die ganze Angelegenheit im einzelnen zu erläutern, verweise ich auf meinen Aufsatz: „Wirkung des atmosphärischen Luftdrucks auf den Wasserspiegel in einem Gefäß mit starken Betonwandungen (z. B. Brückenpfeiler)“, der in der Zeitschrift „Der Bauingenieur“ 1922, Heft 18, erschienen ist¹⁾. Nur auf folgendes sei hingewiesen:

In den Schacht des Brückenpfeilers war, um dem Beton genügend Feuchtigkeit zu übermitteln, Leitungswasser gefüllt und, um die Dichtigkeit der Isolierung zu prüfen, der Stand des Wasserspiegels täglich beobachtet worden. Hierbei wurde festgestellt, daß der Wasserspiegel innerhalb von wenigen Tagen bis 28 cm stieg oder fiel, während jedoch im Durchschnitt der nach der Füllung festgestellte Wasserspiegel nicht über- oder unterschritten wurde. Dieses eigenartige Steigen und Fallen des Wasserspiegels im Beobachtungsschacht führte zunächst zu der Annahme, daß die den Pfeiler allseitig umgebende Isolierung an dieser oder jener Stelle undicht wäre. Diesem widersprach jedoch die Tatsache, daß der Wasserspiegel im Durchschnitt nicht anstieg und sich nicht konstant dem Wasserspiegel des artesischen Wassers näherte, der in einem Bohrrohr seitlich des Pfeilers ebenfalls täglich festgestellt wurde und im Mittel 2,00 m höher als der Wasserspiegel im Beobachtungsschacht des Pfeilers lag. Auch die allwöchentlich vorgenommene chemische Untersuchung des Pfeilerwassers zeigte einwandfrei, daß eine Undichtigkeit der Isolierung nicht vorhanden sein konnte.

Das erhebliche Fallen und Steigen des Wasserspiegels mußte daher eine andere Ursache haben, worauf besonders das Fallen des Wasserspiegels hindeutete. Die Weiterverfolgung des Gedankens, daß die Veränderung des Wasserspiegels ausschließlich auf den äußeren Luftdruck zurückzuführen sei, führte bald zum Ziel. Ein Vergleich des äußeren Luftdrucks mit der Differenz der gegebenen Wasserstände und der Differenz der Wasserstände, berechnet nach dem äußeren Luftdruck — der Druck einer Quecksilbersäule von 760 mm entspricht dem einer Wassersäule von rd. 10 000 mm, 1 mm Quecksilbersäule einer Wassersäule von 13,16 mm — zeigte die Richtigkeit der Annahme, daß allein die Bewegung des Wasserspiegels auf den äußeren Druck zurückzuführen war.

Ich möchte daher annehmen, daß die von Herrn Hackstroh gemachten Beobachtungen ebenfalls ausschließlich auf den äußeren Luftdruck zurückzuführen sind, und daß es nicht notwendig ist, in quantitativer Hinsicht zwischen zwei verschiedenen Zuständen zu unterscheiden. Nimmt man an, daß das Gelände, in dem hier gebohrt worden ist, im Untergrunde durch wasserundurchlässige Schichten (z. B. Ton oder Lehm) abgeschlossen ist und eine trogförmige Gestalt hat, und daß sich etwa in der Mitte das Bohrrohr befindet, dann werden die gleichen Verhältnisse wie bei dem vorerwähnten Brückenpfeiler eintreten.

Ich empfehle daher Herrn Hackstroh, meine Abhandlung im „Bauingenieur“ zu lesen und den täglich zu ermittelnden Luftdruck und Wasserspiegel des Bohrrohres graphisch gegenüberzustellen. Es wird sich dann das gleiche Bild wie beim Pfeiler der Ebertbrücke ergeben, d. h. einem Wasserberg wird ein Luftdrucktal und einem Wasserertal ein Luftdruckberg gegenüberstehen. Dies wird auch für diejenigen Zeiten der Fall sein, in denen kein Regen fällt. M. E. hat der Regen, insbesondere gleich nachdem er gefallen ist, so gut wie keinen Einfluß auf den Wasserspiegel im Beobachtungsrohr, sondern einzig und allein der äußere Luftdruck.

Oberingenieur Menken, Magdeburg.

Erwiderung.

Nach meiner Meinung habe ich in meinem Aufsatz in der „Bautechnik“ 1929, Heft 55, grundsätzlich erläutert, warum — auch wenn der äußere, atmosphärische Luftdruck konstant ist — bei Regenfall der Wasserstand im Beobachtungsrohr steigen wird, besonders, wenn durch das Regenwasser an der Bodenoberfläche Pfützen entstehen,

und daß nach dem Verschwinden der Pfützen der Wasserspiegel im Beobachtungsrohr sich bedeutend senken kann. Ich habe mitgeteilt, daß diese Schwankungen des Wasserstandes verursacht werden durch die Zusammenpressung der Grundluft. Hieraus folgt, daß auch ich der Meinung bin, daß ähnliche Schwankungen stattfinden müssen, wenn der innere Luftdruck gleich bleibt, aber der äußere (atmosphärische) Luftdruck im Beobachtungsrohr nicht konstant, sondern durch atmosphärische Umstände kleiner oder größer wird, wie dies der Fall war bei dem von Herrn Menken beschriebenen Beobachtungsschacht in dem Brückenpfeiler. Etwaige Schwankungen des äußeren Luftdrucks können deshalb verursachen, daß die durch das Regenwasser entstehenden Schwankungen des Wasserstandes im Beobachtungsrohr größer oder kleiner werden.

Bei und nach starkem Regenfall, wobei Pfützen entstehen und verschwinden, und wenn das Grundwasser wenig tief unter dem Gelände liegt — wie es in Holland meistens der Fall ist — werden die Steigungen und Senkungen des Wasserspiegels im Beobachtungsrohr hauptsächlich durch das Regenwasser verursacht und sich stark und rasch zeigen. Wie schon erwähnt, kommen diese Schwankungen auch bei konstantem äußerem Luftdruck vor.

Ich bin deshalb zwar mit den Betrachtungen des Herrn Menken im „Bauingenieur“ 1922, Heft 18, einverstanden, nicht aber mit seiner Mitteilung in der „Bautechnik“, daß die von mir erklärten Beobachtungen auf den äußeren Luftdruck zurückzuführen seien. Auch war es in meinem Aufsatz bestimmt notwendig, in quantitativer Hinsicht zwischen zwei verschiedenen Zuständen zu unterscheiden. Vielleicht wird Herr Menken, wenn er meinen Aufsatz noch einmal gelesen hat, auch mit meinen Ausführungen einverstanden sein. Jedenfalls hat er den wichtigen Einfluß der Kapillarität nicht berücksichtigt.

Hackstroh.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn - Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnoberräte Krehmer, Dezerent bei der Oberbetriebsleitung Süd in Würzburg, als Vorstand zum Verkehrsamt Köln, Braumann, Dezerent (Mitglied) der R. B. D. Berlin, in gleicher Eigenschaft zum R. Z. A. in Berlin, Hildebrand, Vorstand des Betriebsamts Leipzig 3, als Dezerent (Mitglied) zur R. B. D. Dresden, Lohmann, Vorstand des Betriebsamts Dresden 2, als Vorstand zum Betriebsamt Leipzig 3, Schütze, bisher beim Betriebsamt Chemnitz 1, als Vorstand zum Betriebsamt Schwarzenberg, und Erler, Vorstand des Betriebsamts Schwarzenberg, als Vorstand zum Betriebsamt Dresden 2, die Reichsbahnräte Urban, Dezerent (Mitglied) der R. B. D. Oppeln, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Köln, Dr. jur. Sack, bisher bei der R. B. D. Breslau, als Vorstand zum Verkehrsamt Marienburg, Dr. jur. Vollradt, bisher bei der R. B. D. Hannover, zur R. B. D. Oppeln, Alfred Braun, bisher bei der R. B. D. Regensburg, als Dezerent (Mitglied) zur R. B. D. Münster (Westf.), Dr. jur. Fuchs, Vorstand des Verkehrsamts Döbeln, als Dezerent (Mitglied) zur R. B. D. Dresden, Dr. jur. Machate, Dezerent (Mitglied) der R. B. D. Dresden, als Vorstand zum Verkehrsamt Altenburg, Dr. jur. Thost, Vorstand des Verkehrsamts Altenburg, als Vorstand zum Verkehrsamt Chemnitz 1, Meth, bisher bei der R. B. D. Münster (Westf.), zur R. B. D. Essen, Vierkant, bisher beim Betriebsamt Insterburg, zum Neubauamt Düsseldorf 2, Hesebeck, bisher beim Neubauamt Münster (Westf.), zum Neubauamt Düsseldorf 1, Daßler, bisher beim Betriebsamt Dresden 2, zum Betriebsamt Chemnitz 1, und Lechner, Vorstand des Maschinenamts Ulm, als Vorstand zum Maschinenamt Tübingen, der Reichsbahnbaumeister Förstner, bisher bei der R. B. D. Dresden, als Leiter einer Abteilung zum Ausbesserungswerk Cottbus, und der Reichsbahnamtmann Greger, Vorstand der Güterabfertigung Regensburg, als Vorstand zur Güterabfertigung München Hauptbahnhof.

Überwiesen: Reichsbahnrat Schenkelberg, bisher beurlaubt, zur Reichsbahndirektion Köln, Reichsbahnbaumeister Wehrmeister, bisher beurlaubt, zum Betriebsamt Berlin 1 und der Reichsbahnamtmann Roth, Vorstand des Bahnhofs München Süd, als Kontrolleur für den Betriebsdienst zur R. B. D. München.

In den Ruhestand getreten: Direktor bei der Reichsbahn Albert Hübler, Leiter der maschinentechnischen Abteilung bei der R. B. D. München, die Reichsbahnoberräte Hermann Kaatz, Dezerent (Mitglied) der R. B. D. Köln, und Friedrich Kleitsch, Dezerent (Mitglied) der R. B. D. Eiberfeld, die Reichsbahnamtänner, Rechnungsrat Karl Wilde, Vorstand der Güterabfertigung Magdeburg-Buckau, Rudolf Amend, Hilfsdezerent der R. B. D. Erfurt, Johann Marcus, Vorstand des Bahnhofs Osterfeld Süd, Wilhelm Atzenroth, Vorstand des Rangierbahnhofs Lehrte, Hermann Seidenstücker, Vorstand des Tarifbüros der R. B. D. Magdeburg, Gottfried Nitsch, Vorstand des Bahnhofs Peiskretscham, Robert Klauß, Vorstand des Bahnhofs Bamberg, und Hugo Ackermann beim Betriebsamt Zittau.

Gestorben: der Präsident der Saarbahnen Dr. jur. Wilhelm Fischer in Saarbrücken und der Reichsbahnoberamtmann Hermann Korsing bei der Hauptverwaltung in Berlin.

INHALT: Das Talsperrenkraftwerk Kriebstein bei Waldheim im Tale der Zschopau. — Neuere Uferbefestigung in Königsberg (Pr.). — Geschweißte Eisenkonstruktion für eine Bunkeranlage. — Generaldirektor Dr.-Ing. ehr. Ernst Knackstedt †. — Vermischtes: Tilbury-Dockanlagen. — Verladebrücke zum Bau eines Trockendocks. — Luftschiffhafen in Akron, Ohio. — Universität München. — Elsprengrung mit „Thermil“. — Dachbinder über einem Versammlungssaal. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalnachrichten.

¹⁾ Vgl. auch Ztrbl. d. Bauv. 1922, Nr. 24, 25 u. 103, sowie „Bautechn.“ 1923, Heft 26, S. 271.