

# DIE BAUTECHNIK

8. Jahrgang

BERLIN, 4. April 1930

Heft 15

Alle Rechte vorbehalten.

## Modellversuche für die Schleusentreppe am Shannon-Kraftwerk.

Von Regierungsbaur Dr.-Ing. Emil Burkhardt, Stuttgart.

Die guten Erfahrungen, die an der umlauflosen Doppelschleuse Ladenburg des Neckarkanals<sup>1)</sup> in betrieblicher und schiffahrtstechnischer Hinsicht gemacht wurden, veranlaßten seinerzeit die staatliche Oberleitung der Regierung des Freistaates Irland, den Gutachter des irischen Staates, Pro-

und elektrischen Einrichtung größte Betriebsicherheit zu erzielen. — Diese Erwägungen führten in der Gestaltung der Energievernichtungskammer dazu, die Kammer nach unten durch einen Boden ganz abzuschließen und den Vorgang der Energievernichtung von dem Füllungsvorgang zu

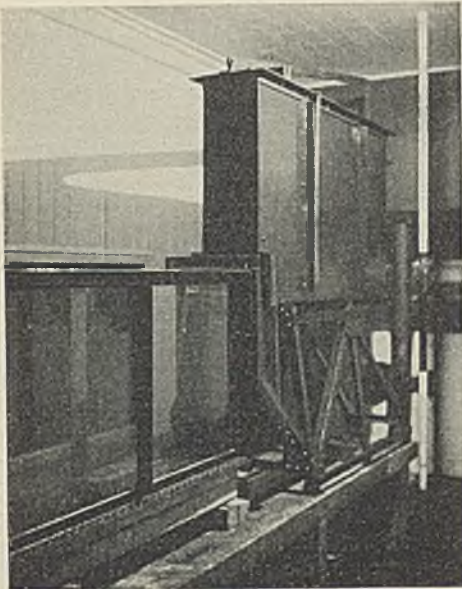


Abb. 2.

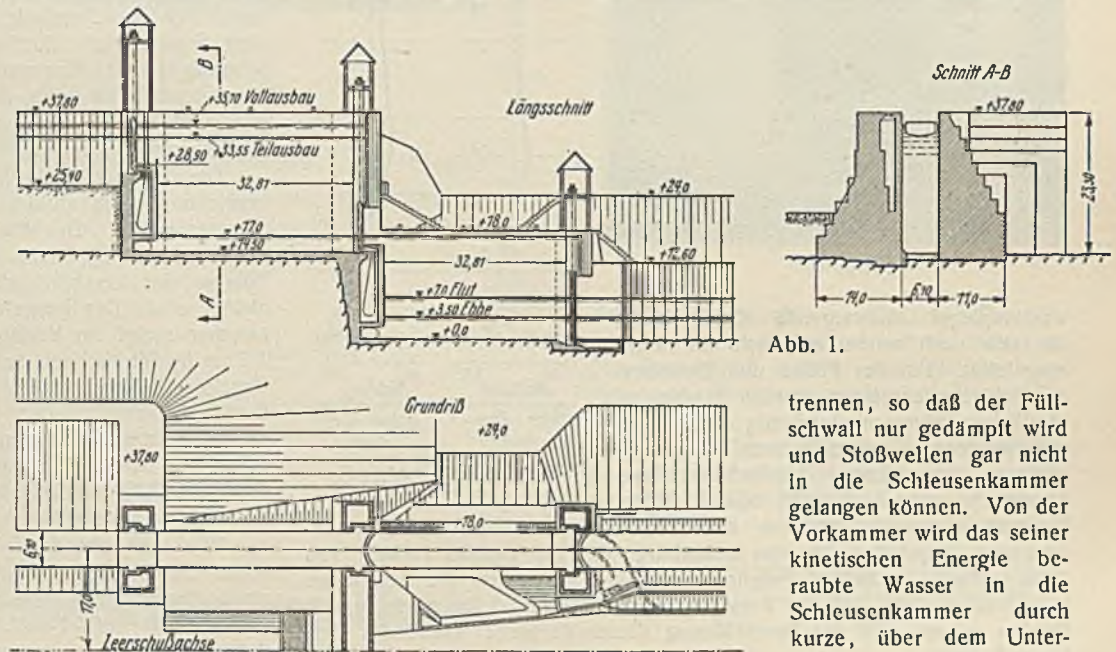


Abb. 1.

trennen, so daß der Füllschwall nur gedämpft wird und Stoßwellen gar nicht in die Schleusenkammer gelangen können. Von der Vorkammer wird das seiner kinetischen Energie beraubte Wasser in die Schleusenkammer durch kurze, über dem Unter-

fessor Meyer-Peter in Zürich, sowie die leitenden Ingenieure der Siemens-Firmen, sich bei der Ausführung der Schleusenanlage am Shannon-Kraftwerk für eine Schleuse ohne Umläufe auf Grund eines Vorschlages des Verfassers zu entscheiden, nachdem schon frühere wirtschaftliche Untersuchungen zwischen Hebewerken und Kammerschleusen für die Ausführung einer Kammerschleuse gesprochen hatten.

Nach dem Entwurf der Siemens-Firmen ist zur Überwindung des Gefälles zwischen Ober- und Unterwasserkanal, das beim Vollausbau 32,20 m beträgt, eine zweistufige Schleuse (Abb. 1) für Schiffe bis zu einer Ladefähigkeit von 150 t vorgesehen. Die Schleusentreppe bietet Ersatz für zehn bestehende Schleusen für 40- bis 60-t-Kähne, mit denen bisher im Shannonfluß und auf einem Kanal der Aufstieg vom Binnenhafen in Limerick nach dem Derg-See geschah.

Die beiden Schleusen haben bei einer nutzbaren Länge von je 32,31 m und 6,1 m Breite der Kammer ein Gefälle von 18,70 m bzw. 13,50 m. Die Fallhöhe am gemeinsamen Haupt von Oberwasser der ersten Schleuse auf Höhe + 35,70 m über NN bis zum Unterwasser der zweiten Schleuse auf Höhe + 3,5 m über NN beträgt 32,20 m. Die größte Geschwindigkeit des abstürzenden Wassers errechnet sich zu 20 m/sek und die frei werdende Energie zu 2470 PS. Die Verhältnisse zur Erzielung einer ruhigen Lage der zu schleusenden Schiffe während des Füllungsvorgangs lagen also besonders ungünstig und machten ganz besondere Maßnahmen für eine ruhige Einführung der Füllwassermenge in der Schleusenkammer notwendig. Dazu mußte das Bestreben obwalten, durch Einfachheit in der Gesamtanlage sowie in der maschinellen

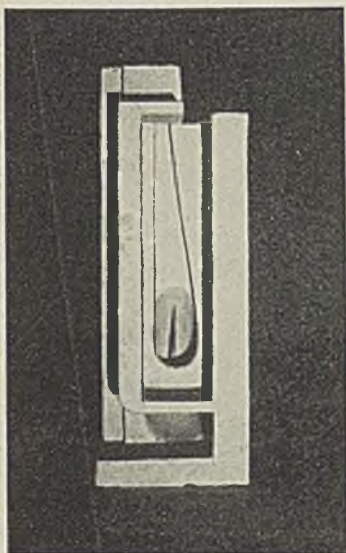


Abb. 3.

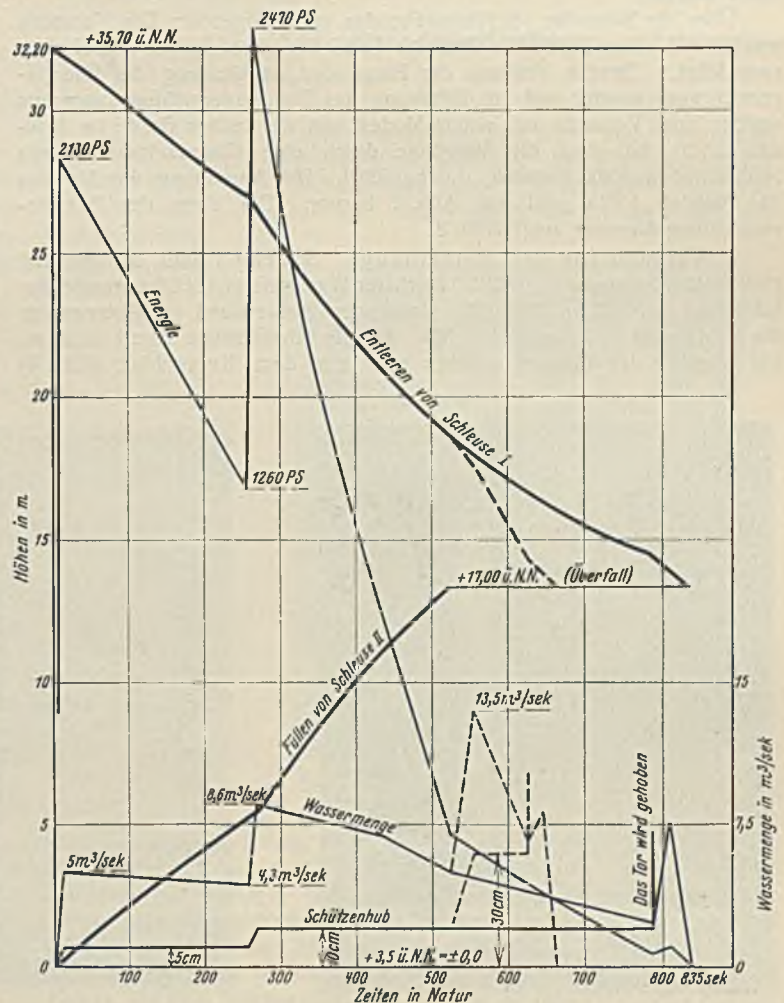


Abb. 4.

<sup>1)</sup> Vgl. Bautechn. 1927, Heft 3 und 1928, Heft 13.

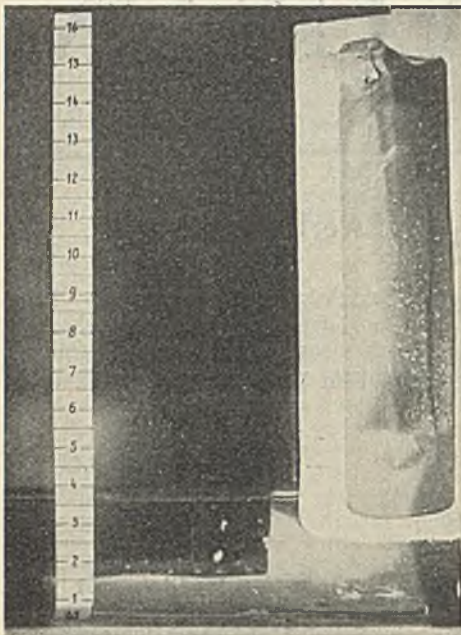


Abb. 6.

wasserspiegel abweigende Kopfumläufe, die sich nach unten elliptisch erweitern, eingeleitet. Für das Füllen und Entleeren der Schleusenammern wurden in den an sämtlichen Häuptern gleichartig als Hubtore vorgesehenen Torverschlüssen Segment-schützen angeordnet. Umlaufverschlüsse kamen also ganz in Wegfall, obwohl kurze Umläufe vorhanden sind. — Da die Verhältnisse bei den Shannon-schleusen gegenüber der von Ladenburg, die ein größtes Gefälle von 10 m aufweist, erheblich ungünstiger liegen, so waren die Beteiligten sich darüber einig, daß der Vorschlag durch einen Modellversuch geprüft werden müsse. Mit der Durchführung dieser Versuche wurde der Verfasser betraut.

Über die Versuche sei Nachstehendes kurz mitgeteilt: Die Versuche wurden mit einem Modell im Maßstab 1 : 25 der tatsächlichen Verhältnisse ausgeführt. Zwecks Prüfung der Frage der Auskleidung der Energievernichtungskammer und zur Erfassung des Energievernichtungsvorgangs wurden noch Versuche mit einem Modell von der halben Breite im Maßstab 1 : 50, bei dem die Vorgänge durch eine Glasscheibe hindurch beobachtet werden konnten, durchgeführt. Die Anordnung des Modells im Maßstab 1 : 25 geht aus Abb. 2 hervor. Die Form der Energievernichtungskammer zeigt Abb. 3.

I. Versuch für das Mittelhaupt. Schleuse I wird entleert und gleichzeitig Schleuse II gefüllt. Höchster Wasserstand im Oberwasser der Schleuse I + 35,70 m über NN, niedrigster Wasserstand im Unterwasser der Schleuse II + 3,50 m über NN. Größte Absturzhöhe somit 32,20 m. Der Verlauf des Gesamtvorgangs geht aus dem Kurvenblatt (Abb. 4)

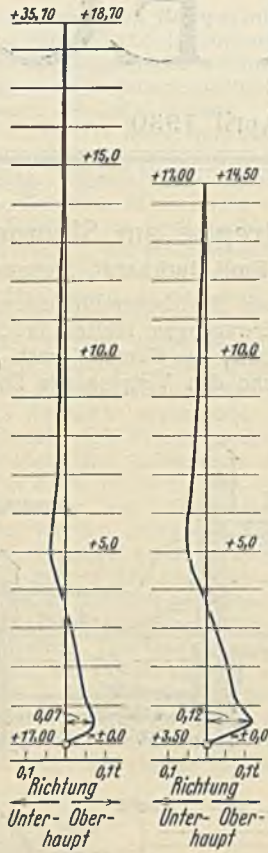


Abb. 11.

Abb. 5.

hervor. Nach der Kurve für den Schützhub wird das Schütz zuerst auf 5 cm geöffnet, alsdann stillgelegt und nach 245 sek weiter auf 10 cm geöffnet. Die hierbei ausströmende Füllwassermenge sowie die eintretende Senkung des Wasserspiegels in Schleuse I bzw. Hebung in Schleuse II gehen aus den entsprechenden Kurven hervor. Zu beachten ist das stufenweise, rasche Ansteigen der Wassermengenkurve und entsprechend die sprunghafte Zunahme der lebendigen Kraft. Die Entleerungskurve der Schleuse I bzw. Füllungskurve von Schleuse II zeigen symmetrischen Verlauf bis auf Höhe + 17 m über NN, von wo ab das Mehrwasser in Schleuse I über die auf Höhe + 17 m über NN angeordnete Überfallkante nach dem Tosbecken des Leerschusses abfließt. Als Zeitverbrauch für die völlige Entleerung von Schleuse I mit 18,70 m ergibt sich rd. 14 min. Wird jedoch das Schütz nach Füllung von Schleuse I weiter auf 30 cm geöffnet, so kann die Entleerungszeit unbeschadet auf 10 min 50 sek abgekürzt werden. Die größte Aufstiegs geschwindigkeit ergibt sich zu 4,2 cm/sek, ein Maß, bei dem der Schleusenbetrieb noch ohne Schwierigkeit durchgeführt werden kann. Bekanntlich findet die Schnelligkeit der Kammerfüllung, abgesehen von den Trossenzugkräften, eine Grenze auch darin, daß beim Aufstieg bzw. Abstieg der Schiffe noch genügend Zeit bleiben muß, um die Haltetrossen von einem Kreuz zum anderen umzulegen.

Die Versuchsbeobachtungen zeigten, daß das aus dem Energievernichtungsraum abfließende Wasser durchaus ruhig in die Schleusen-kammer eintritt. Der Wasserspiegel in der Schleusen-kammer zeigte, wie eingeworfenes Sägemehl erkennen ließ, keinerlei Bewegung, so daß die Energie des herabfallenden Wassers in der Vorkammer fast völlig vernichtet wird. Der Spiegelunterschied zwischen Vorkammer und Schleusen-kammer steigt im Verlauf des ganzen Füllungs-vorgangs höchstens auf 1,3 cm (in Wirklichkeit auf 32,5 cm) an. Die durch Stauröhren gemessenen Geschwindigkeiten zeigen kaum einen nennenswerten Unterschied im Eintrittsquerschnitt. Der rasche Übergang der Schützöffnung von 5 auf 10 cm, d. h. die Zunahme der einfließenden Wassermengen von 4,3 auf 8,6 m<sup>3</sup>/sek bzw. die sprunghafte Zunahme der zu vernichtenden lebendigen Kraft von 1260 auf 2470 PS, wird ohne merkbare Weiterleitung von der Vorkammer verarbeitet.

Wie weitgehend das in die Schleusen-kammer eintretende Wasser seiner Geschwindigkeit und seiner kinetischen Energie beraubt ist, geht am besten aus den Trossenzugmessungen, die an einem Schiff von 150 t Ladegewicht mit 31 m Länge, 5,10 m Breite und 1,5 m Tiefgang vorgenommen wurden, hervor. Nach Abb. 5 beträgt der größte Trossenzug in den Haltetauen 0,12 t, das ist 1/1850 der Verdrängung. Zulässig wäre 1/650 bis 1/750. Der geringe Betrag der Trossenzugkräfte und der durchaus stetige Verlauf der Kurve ließen von den neuerdings bei Schleusen mit Umläufen angeordneten umfangreicheren und dementsprechend teureren Verzögerungseinrichtungen für den Schützhub absehen. Die während des Füllungs-vorgangs in der Energievernichtungskammer auftretenden Strömungserscheinungen sind in Abb. 6 bis 9 wiedergegeben. Auffallend ist der geringe Unterschied zwischen dem Wasserspiegel in der Vorkammer und der Schleusen-kammer sowie die unbewegte Spiegellinie in der Schleusen-kammer.

II. Versuch für das Oberhaupt von Schleuse I. Schleuse I wird gefüllt.

Nach dem Kurvenblatt (Abb. 10) wird das Füllschütz im ersten Hub auf 5 cm und nach 408 sek in einem zweiten Hub auf 15 cm geöffnet. Die Ein-

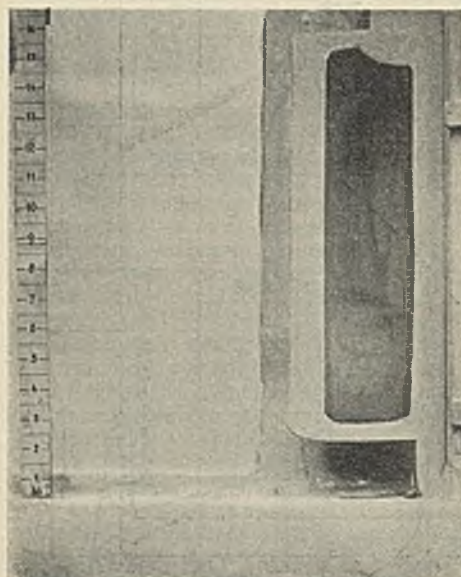


Abb. 7.

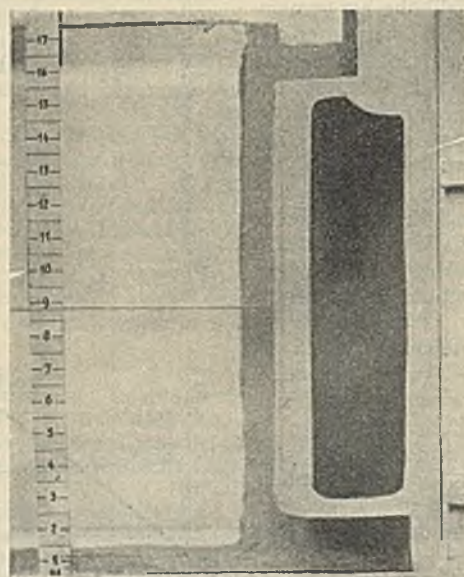


Abb. 8.

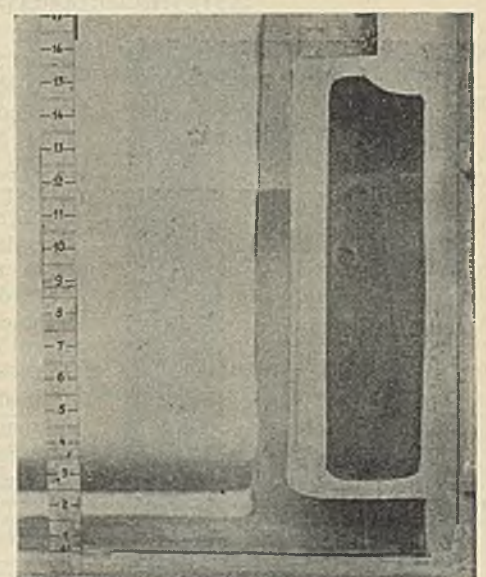


Abb. 9.

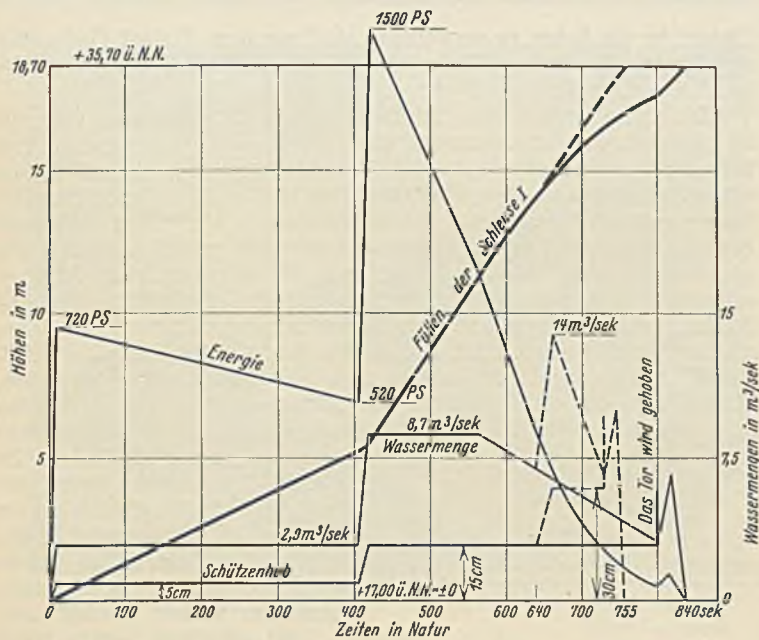


Abb. 10.

strömung der Wassermenge wächst beim zweiten Hub von 2,9 m<sup>3</sup>/sek plötzlich auf 8,7 m<sup>3</sup>/sek und entsprechend die lebendige Kraft von 520 PS auf 1500 PS an. Die Schleuse wird in 14 min gefüllt. Wird das Füllschütz, nachdem der Kammerwasserspiegel den Drempel erreicht hat, weiter auf 30 cm geöffnet, so kann der letzte Zeitabschnitt um 85 sek verringert werden, so daß die 18,70 m hohe Schleuse in 12 min 35 sek gefüllt wird. Die größte Steiggeschwindigkeit beträgt 4 cm/sek.

Hinsichtlich der Versuchsbeobachtungen gelten sinngemäß die Ausführungen, die für das Mittelhaupt gemacht wurden. Nach der Kurve für den Trossenzug (Abb. 11) beträgt die größte Zugkraft in den Halte-tauen nur 0,07 t.

III. Versuch für das Unterhaupt. Schleuse II wird entleert.

Von den Siemens-Schuckertwerken wurde vorgeschlagen, das aus der Schleuse II abströmende Wasser nicht in den Unterkanal, sondern in das neben der Schleuse gelegene Tosbecken des Leerschusses vom Kraftwerk zu leiten. Diese Anordnung hat den Vorteil, daß im Vorhafen der Schleuse dauernd Stillwasser vorhanden ist.

Der Zweck des Versuchs war, festzustellen, ob das Entleerungswasser bereits mit gleichmäßiger Geschwindigkeit und beruhigt in das Tosbecken einströme und welche Drücke auf die Kanalabdeckung ausgeübt würden. Der Versuch bestätigt die Ausführbarkeit des Vorschlages. Dabei zeigte sich, daß in den den einschließenden Strahl umschließenden Räumen bis über das Ende der Zwischenwand hinaus Unterdruck herrschte und erst am Ende des Kanals gleichförmiger Abfluß eintrat. Ein Bild der Versuchsanordnung und der Ausbildung des Ableitungskanals im Maßstab 1:25 ist in Abb. 12 wiedergegeben.

Das gute Ergebnis der Modellversuche sowie die überaus einfache Gestaltung der baulichen Anlage und der maschinellen und elektrischen Ausrüstung haben die maßgebenden Stellen bewogen, die Schleusentreppe in der vorbeschriebenen Weise zur Ausführung zu bringen.<sup>2)</sup>

<sup>2)</sup> Über den Bau der Schleusentreppe wird demnächst in der „Bau-technik“ eingehend berichtet werden. Die Schriftleitung.

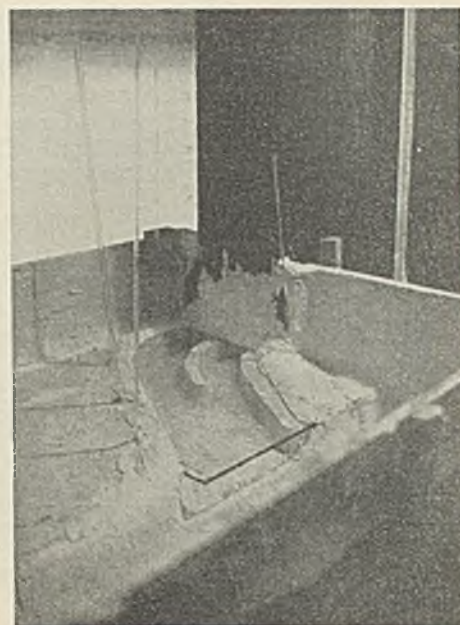


Abb. 12.

## Das Talsperrenkraftwerk Kriebstein bei Waldheim im Tale der Zschopau.

Alle Rechte vorbehalten.

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

(Fortsetzung aus Heft 11.)

### VI. Das Tosbecken.

Die über den Mauerrücken herabstürzenden Wassermassen werden in einem 3 m tiefen und 32 m langen Tosbecken, das unmittelbar am luftseitigen Mauerfuß angeordnet ist, aufgefangen. Um die Saugwirkung des Wassers zu verhindern, wurde die luftseitige Begrenzung des Überfallrückens dem überfallenden Strahl angepaßt (Abb. 17).

Der Zugang zu den Grundablaßschützen wird durch eine Eisenbetonfußgängerbrücke über das Sturzbecken vermittelt. Mit Rücksicht auf die über den Hochwasserüberfall herabstürzenden Wassermengen wurde von jeder Zwischenstützung abgesehen. Daher ergab sich für die Brücke die

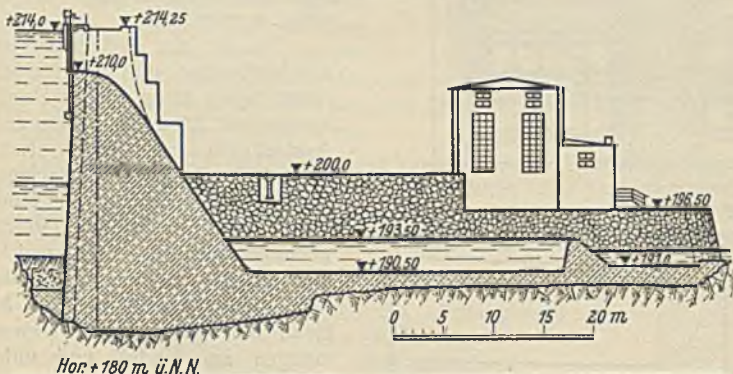


Abb. 17. Schnitt durch den Überfallquerschnitt.

Die Vernichtung der lebendigen Energie der herabstürzenden Wassermassen geschieht nicht allein durch Deckwalzen, die sich in senkrechten Ebenen bilden, sondern auch durch sogenannte Seitenwalzen, die vor den Grundablaßausläufen in waagerechten Ebenen entstehen. Sind die Grundablässe ebenfalls in Tätigkeit, so verzehrt die vor den Grundablässen entstehende Wasserwalze dadurch einen Teil der Energie des herabströmenden Wassers, daß die Wassermassen der Hochwasserüberfälle und Grundablässe einander in den Berührungsf lächen infolge der verschiedenen Geschwindigkeiten hemmen. Mit Rücksicht auf die erheblichen Geschwindigkeiten, die im Tosbecken entstehen, ist die 1,5 bis 2 m starke Betonsohle mit einer 25 cm starken Eisenbetonplatte überdeckt (Abb. 18).



Abb. 18. Bewehrung der Eisenbetonplatte des Sturzbeckens.

beträchtliche Spannweite von 35 m, ein Wert, der im Eisenbetonbau selten ist. Der Träger ist als T-Querschnitt ausgebildet und in Brückenmitte 2,50 m hoch, am Auflager jedoch nur 1,70 m. Die Bewehrung besteht aus zwei Lagen von je 10 Rundeisen (Durchm. 40 mm). Die Eisen wurden in einer Gesamtlänge von 38 m durch das Walzwerk geliefert, da unter allen Umständen Stöße vermieden werden mußten. Statisch ist die Brücke ein Balken auf zwei Stützen (Abb. 19). Sie erhielt daher ein festes und ein bewegliches Auflager. Am festen Lager wurde Pappe eingelegt und an das

Kammermauerwerk anbetoniert. Das bewegliche Lager besteht aus zwei Stahlgußrollenlagern mit je einer Rolle von 15 cm Durchm. (Auflagerkraft 86 t). Nach der Ausschalung ergab die Brücke, die mit einer Überhöhung von 50 mm betoniert wurde (fünf Wochen), eine Durchbiegung von 16 mm infolge Eigengewichts. Bei 200 kg/m<sup>2</sup> Nutzlast errechnete sich eine Durchbiegung von 30 mm.

**VII. Die Entlastungsanlagen.**

Die gesamten Entlastungsanlagen haben höchstens eine Leistungsfähigkeit von 1295 m<sup>3</sup>/sek. Hierbei entfallen auf die Grundablässe dreimal je 95 m<sup>3</sup>/sek (Druckhöhe i. M.

Eintritt in die Rohre zu verwehren, sind vor dem Einlauf Grobrechen eingebaut. Als Rechenstäbe wurden Eisenbahnschienen verwendet, die in lichten Abständen von 50 mm verlegt wurden.

Die wasserseitigen Rollschützen dienen als Notverschlüsse. Sie sind im gewöhnlichen Betriebszustande hochgezogen und geben die Einläufe frei. Im wesentlichen bestehen die Verschlusskörper aus einer Blechhaut mit dahinterliegendem Trägerrost (Baubreite rd. 4 m, Bauhöhe 3,6 m). Der Wasserdruck wird durch steife Querrahmen auf je vier Rollen übertragen und von dort durch Laufschiene in das Mauerwerk geleitet (Abb. 21). Die Dichtung geschieht dadurch, daß gehobelte Bronzeleisten auf die Schützen aufgeschraubt wurden und diese sich auf den passend bearbeiteten Dichtungsrahmen der gußeisernen Einlauftrumpete aufsetzen. Die Konstruktion ist so durchgebildet, daß die Dichtungsleisten während des Auf- und Abwärtsbewegens der Schützen nicht auf den Anlageflächen gleiten, sondern sich nur im Augenblick des Schließens oder Öffnens mit den Dichtungsrahmen des Einlaufstückes berühren. Das Heben der Schützen kann nur entlastet stattfinden. Zu diesem Zwecke ist hinter der Laufebene der Verschlussbleche ein Füllrohr im Mauerkörper angeordnet, das durch einen besonderen Flachschieber von der Mauerkrone aus bedient werden kann.

Bei schnellem Senken legen die Schützen den 5 m langen Weg innerhalb 30 Sekunden zurück (kürzeste Zeit). Die Bewegung, die bis zur Schließlage mit gleichförmiger Geschwindigkeit vor sich geht, geschieht ohne elektrische Motoren mit Hilfe von Ölbremsen. Durch ein besonderes Ventil ist es möglich, beim Senken eine beliebige Geschwindigkeit innerhalb bestimmter Grenzen zu erzielen. Da die Ölbremse stets fest mit dem Windwerk gekuppelt ist, wird ein zu schnelles Senken der Schützen verhindert. Die Schützen können auch mit Hilfe von Motoren innerhalb 25 min aus der normalen Lage um 5 m zum Verschluss gesenkt werden.

Das Heben der Schützen geschieht ebenfalls innerhalb 25 min. Die Windwerke befinden sich auf der Mauerkrone. Sie sind selbstsperrend, so daß ein sicheres Halten in jeder Höhenlage möglich ist. Außerdem können die Schützen durch Handantrieb betätigt werden.

Die an die Einlauftrumpete anschließenden drei Grundablaßrohre haben einen lichten Durchmesser von 2,6 m. Kurz vor dem Auslauf geht der kreisförmige Rohrquerschnitt in einen rechteckigen von 2,6 m Breite und 2,25 m Höhe über. Durch eingehende Modellversuche wurde festgestellt, welche Wassermenge die Rohre mit Sicherheit abzuführen vermögen. An Hand der beobachteten Wassermengen am Modell und unter Berücksichtigung der Modellgesetze zeigte sich, daß die Grundablässe mindestens 95 m<sup>3</sup>/sek abzuführen vermögen. Um die in dem abgeführten Wasser enthaltene Energie soweit wie möglich zu vernichten, wurde weiter durch die Modellversuche die Übergangsform vom Rohr zum Tosbecken bestimmt. Da das Sturzbecken

wesentlich breiter als die Grundablaßausläufe ist, wurde zunächst die an die Rohre anschließende Auslaufschwelle verbreitert. Als günstigste Form ergab sich eine Schwelle, die eine sanfte Höhlung nach oben aufweist. Hierdurch wird der Strahl nach oben gelenkt, verbreitert und außerdem im Tosbecken eine große Deckwalze erzeugt.

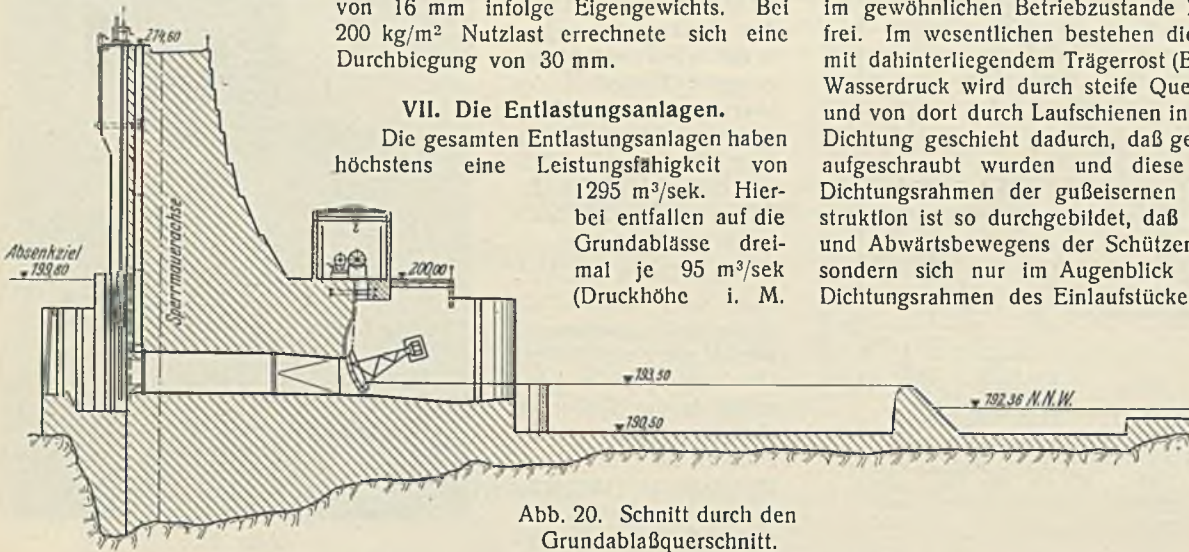


Abb. 20. Schnitt durch den Grundablaßquerschnitt.

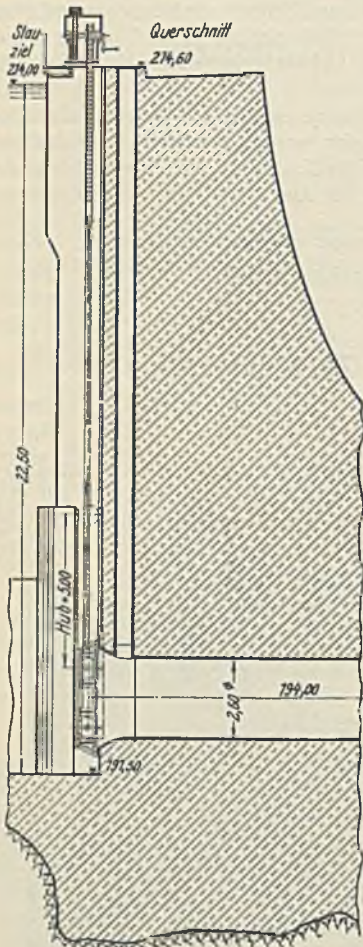
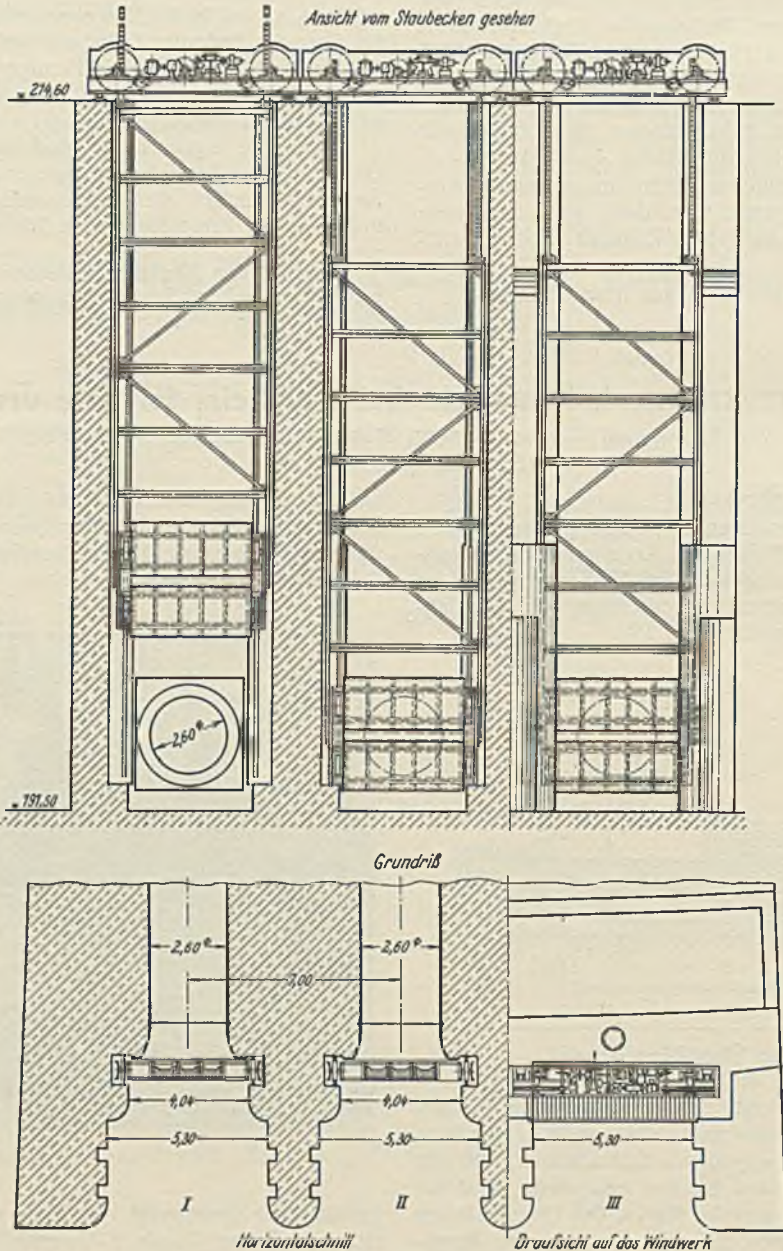


Abb. 21. Einzelheiten zu den wasserseitigen Rollschützen.

20 m), auf die Hochwasserüberfälle 974 m<sup>3</sup>/sek (Überfallhöhe 4 m) und auf die Turbinenrohre 36 m<sup>3</sup>/sek.

a) Die Grundablässe.

Die drei Grundablaßrohre von je 2,60 m Durchm. dienen neben der Abminderung der Hochwasserwellen der Entleerung des Talsperrenbeckens. Entsprechend der wichtigen Aufgabe, die sie zu erfüllen haben, ist ein doppelter Abschluß für die Rohre vorgesehen. Wasserseitig wurden als Verschlussorgane Rollschützen (MAN) und luftseitig Sektorschützen (J. M. Voith) angeordnet (Abb. 20). Um größeren Schwimmkörpern den



Um größeren Schwimmkörpern den

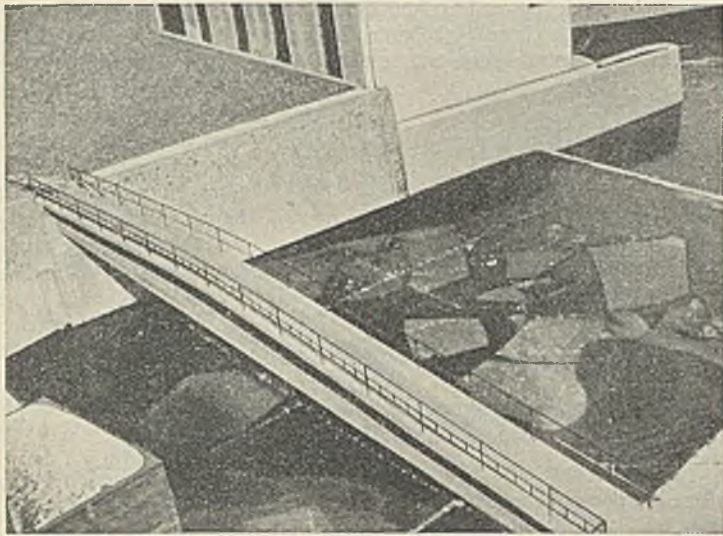
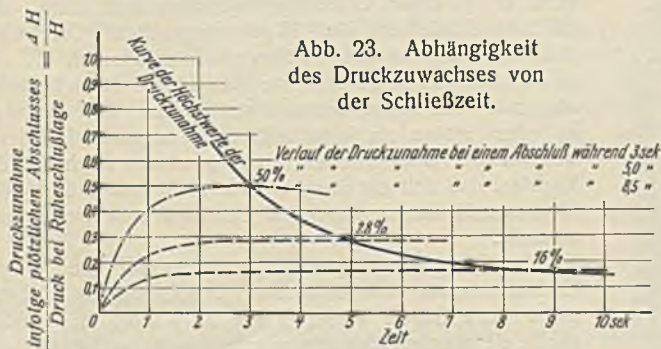


Abb. 19. Blick von der Mauerkrone auf die 35 m weit gespannte Eisenbetonfußgängerbrücke.

Die luftseitigen Sektorschützen zeigen die übliche konstruktive Durchbildung. Die nach einem Kreise gekrümmte Blechhaut wird durch Träger gestützt, die ihrerseits die Kräfte an zwei doppelwandige Querrahmen abgeben. Von dort aus werden die Kräfte nach zwei Druckstäben übertragen, die sich in einem Bolzenlager vereinigen (Abb. 22). Die Eisenkonstruktion ist für einen Betriebsdruck von 2,5 at bemessen worden. Die bei plötzlichem Schnellschluß zu erwartende Stoßkraft wurde analytisch nachgewiesen (Abb. 23) und dementsprechend bei der Bemessung berücksichtigt. Im übrigen ist die Konstruktion so durchgeführt worden, daß auch bei vollem einseitigen Wasserdruck die Sektoren leicht und sicher geöffnet oder geschlossen werden können, ohne daß Schwingungen zu befürchten sind.

Die Zapfen des Lagers bestehen aus S-M-Stahl und laufen auf Bronzebüchsen. Die Dichtung geschieht dadurch, daß Bronzeleisten auf der Stirnfläche aufgebracht sind und diese sich gegen entsprechende Leisten auf den einbetonierten Anschlagseisen legen. Sämtliche Dichtungstreifen sind genau bearbeitet, so daß auch bei größtem Wasserdruck ein vollkommenes Abschließen erzielt wird.

Der Schnellschluß des Staukörpers kann innerhalb 12 sek stattfinden. Hierbei wird das Schneckengetriebe durch Ausrücken einer Klauenkupplung von den Stirnradvorgelegen getrennt. Unter dem Einfluß des Sektorgewichtes von 5 t, das noch durch Betonballast auf 10 t erhöht wurde,



laufen dann die Schützen selbsttätig ab. Der Schnellschluß kann entweder unmittelbar am Windwerk oder durch Fernsteuerung vom Krafthaus eingeleitet werden. Durch eine in Abhängigkeit vom Fallweg gesteuerte Ölbremse wird dafür gesorgt, daß der Sektor vor Aufsetzen auf die Sohle sanft und erschütterungslos schließt.

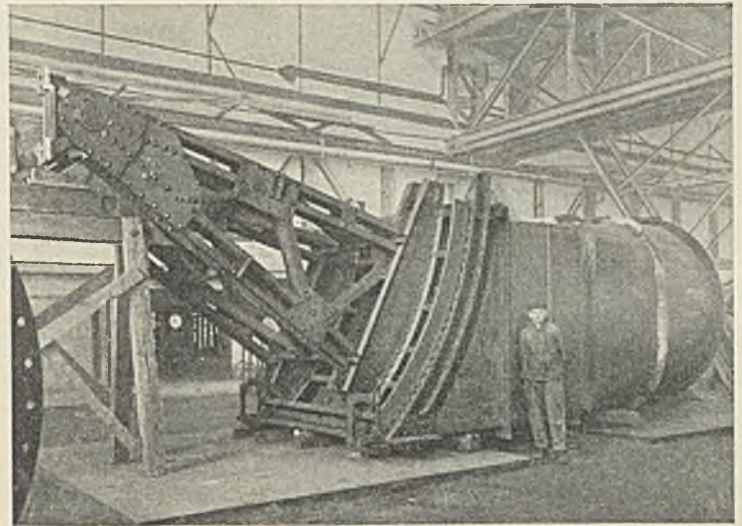


Abb. 22. Ansicht des Sektorschützes und Übergangsrohrstück.

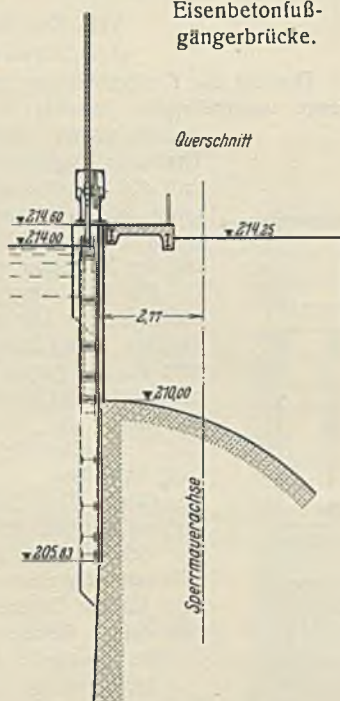
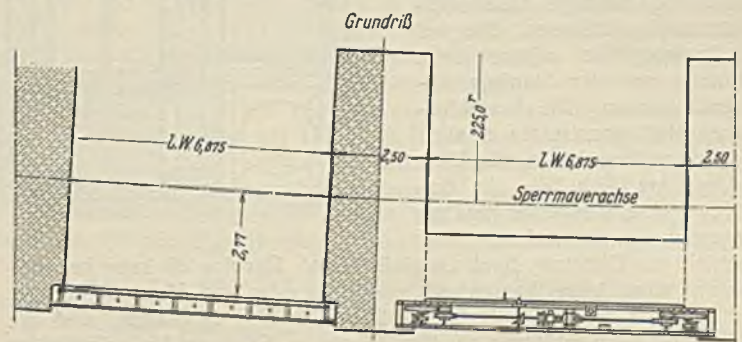
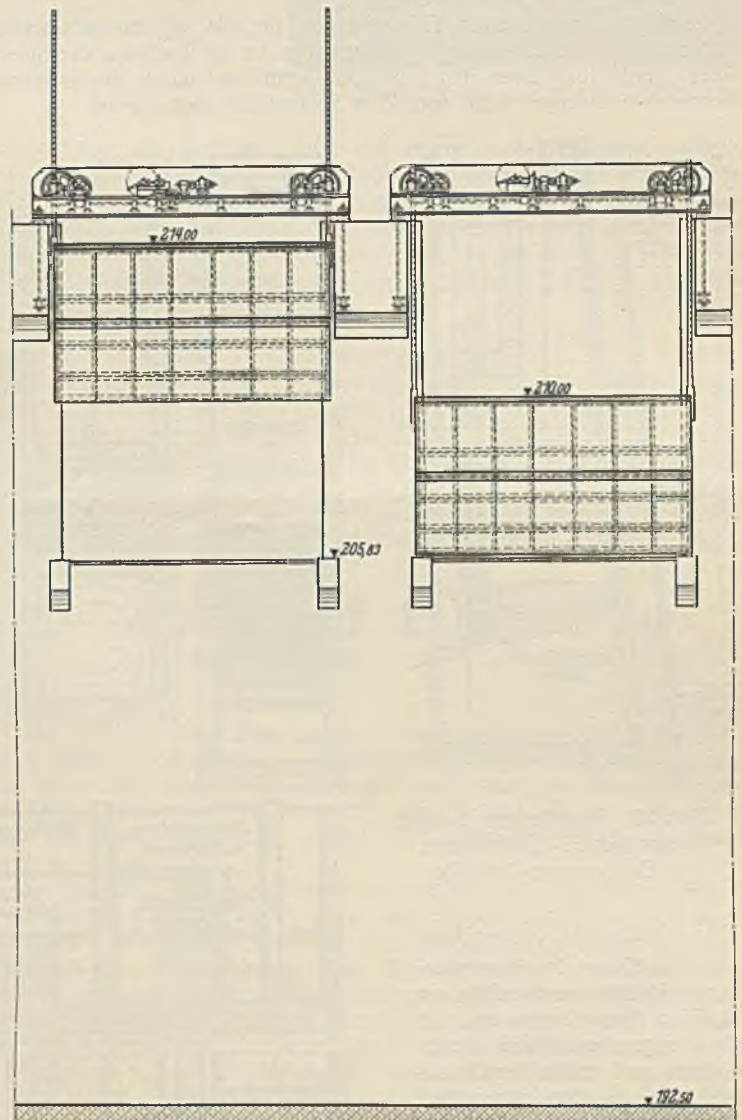


Abb. 24. Einzelheiten zu den Hochwasserüberfallschützen.



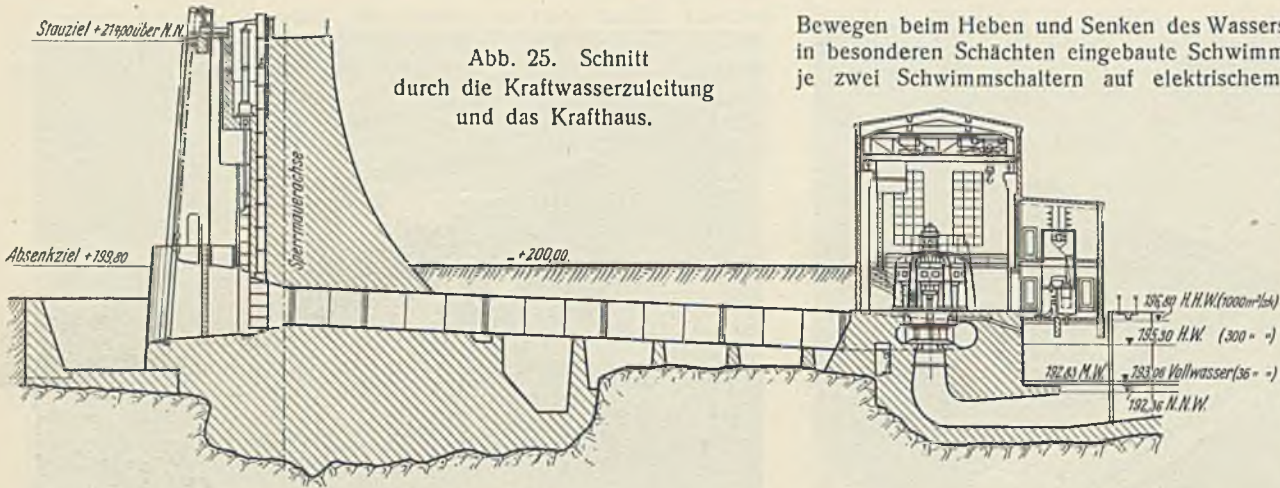


Abb. 25. Schnitt durch die Kraftwasserzuleitung und das Kraflthaus.

Bewegen beim Heben und Senken des Wasserspiegels eingerichtet. Zwei in besonderen Schächten eingebaute Schwimmer bewirken mit Hilfe von je zwei Schwimmschaltern auf elektrischem Wege das Anlassen der Motoren. Das selbsttätige Absenken der Schützen, das bei einem Wasserspiegel von 3 bis 5 cm über Normalstau eintritt, kann durch Einschalten verschiedener Übersetzungen mit verschiedenen Geschwindigkeiten (6, 12 u. 24 cm/min) geschehen. Umgekehrt werden die Schützen selbsttätig gehoben, wenn der Stau-spiegel 3 cm unter Normalstau sinkt.

Im gewöhnlichen Betriebe beträgt die Hebe- und Senkzeit mittels Elektromotors 15 min. Das Bewegen des Staukörpers geschieht durch Heben oder Senken von Zahnstangen, die von einem Elektromotor mit 6,5 PS Leistung angetrieben werden.

Sämtliche maschinellen Einrichtungen für die Schützenwindwerke sind in einem Häuschen untergebracht, das an der Luftseite der Sperr-mauer unmittelbar über den Ausläufen steht und durch die erwähnte Eisenbeton-Fußgängerbrücke von 35 m Spannweite zugänglich ist.

Sämtliche Windwerke sind selbstsperrnd, so daß ein sicheres Halten in jeder Höhe gewähr-leistet ist. Die Motoren sind eingekapselt und von einem leichten Bedienungsteg in Höhe der Mauerkrone aus zugänglich.

VIII. Die Kraftgewinnung.

a) Kraftwasserzuleitung.

Die für die Kraftgewinnung erforderlichen Anlagen sind am linken Hange untergebracht. In drei je 36 m langen Druckrohren wird das Betriebswasser durch die Sperr-mauer hindurch dem Kraflthaus zugeleitet, in dem die Turbinen, Generatoren und die Schaltanlagen untergebracht sind. Nach Erzeugung von elektrischer Energie fließt das Kraftwasser durch einen nur 12 m langen Unterwassergraben unmittel-bar der Zschopau wieder zu (Abb. 25).

Die Rohrleitungen, die für die beiden großen Turbinen einen lichten Durchmesser von je 2,4 m (für die kleine Turbine 1,8 m) haben, werden wasserseitig durch aufzieh-bare Rechen gegen treibende Gegenstände und Geschiebe geschützt. Das Bewegen der Rechen geschieht durch eine Hubzange, die von einem Windwerk aus betätigt wird und die Rechentafeln selbsttätig unter Wasser fassen oder freigeben kann.

Durch Voith-Schnellschluß-Roll-schützen mit hydraulischem Antrieb sind die Turbineneinläufe verschließbar. Die Schütztafeln, die konstruktiv wie die Grundablaß-schützen ausgebildet sind, laufen auf je vier Rollen und sind für die Einläufe der großen Turbinen rd. 4 m hoch und breit. Ihr Gewicht beträgt 9,5 t. (Für die kleine Turbine: Bauweite 4 m, Bauhöhe rd. 3 m, Gewicht 5,7 t.)

Als Dichtung sind Holzbalken mit federnden Blechen vorgesehen. Die Aufhängung der Schütztafeln geschieht zentrisch durch eine Kolbenstange, die in einen Öl-druck-schutz-zylinder mündet (Abb. 26). Durch bestimmte Ein-stellung eines Vorsteuerventils wird das Heben der Ver-schlüsse dadurch bewirkt, daß Öl mittels einer gemein-samen Zahnradpumpe in den Raum unter dem Zylinder-kolben gedrückt und dadurch die Kolbenstange nach oben bewegt wird. Hierbei erzeugt die Zahnradpumpe, die elektrisch und auch durch Hand betrieben werden kann, einen Öldruck von 85 at. Das Senken der Schützen geschieht so, daß das unter dem Zylinderkolben befind-liche Öl in einen Ölbehälter zurückströmen kann. Als kürzeste Schließzeit sind 15 sek vorgesehen. Die Steue-rung kann sowohl von der Servomotorenkammer, die sich unmittelbar auf der Mauerkrone über den Schützen befindet, als auch vom Maschinenhaus stattfinden. Außerdem ist an jeder Turbine ein Sicherheitspendel angebracht. Dieses bewirkt bei Überschreiten einer gewissen Drehzahl der Turbine, daß sich ein Stromkreis schließt und dadurch das Steuerventil des betreffenden Schützes sich auf Senken einstellt.

Im Sperrmauerkörper sind unmittelbar die an die Einlauffrompete anschließenden Druckleitungen einbeton-iert. Die Stärke dieser Rohre ist 9 mm; sie werden durch elektrische Schweißung miteinander verbunden.

b) Das Kraflthaus.

Das Kraflthaus ist rd. 35 m von der Mauerachse parallel zu dieser angeordnet. Es besteht aus einer Maschinenhalle und einem Schalthaus-anbau. Weitere Einzelheiten gehen aus Abb. 27 hervor. Eine unter 1:10 geneigte Hangstraße gestattet den Zugang zum Kraflthause. Der Kraflthaus-

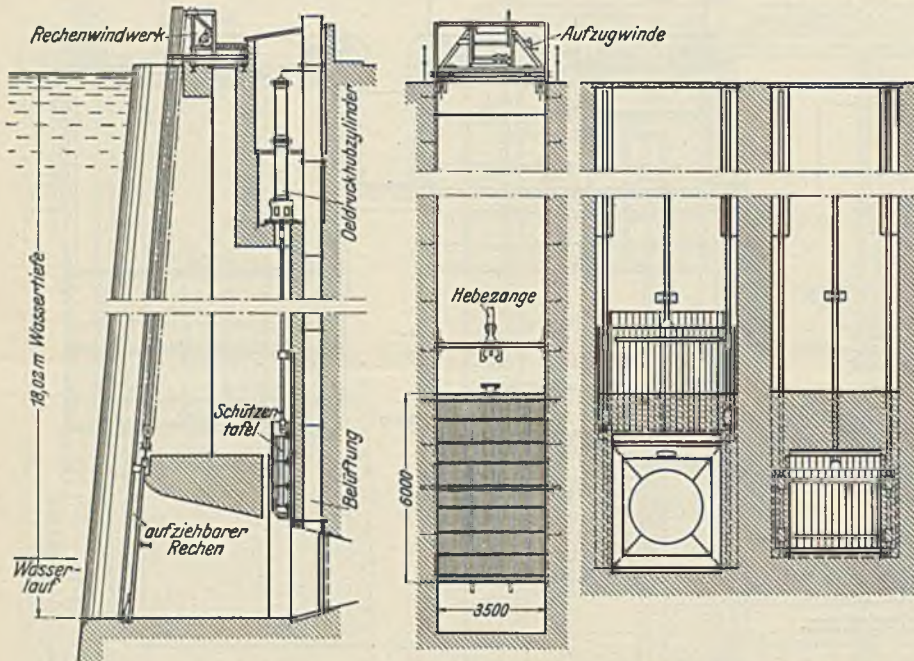
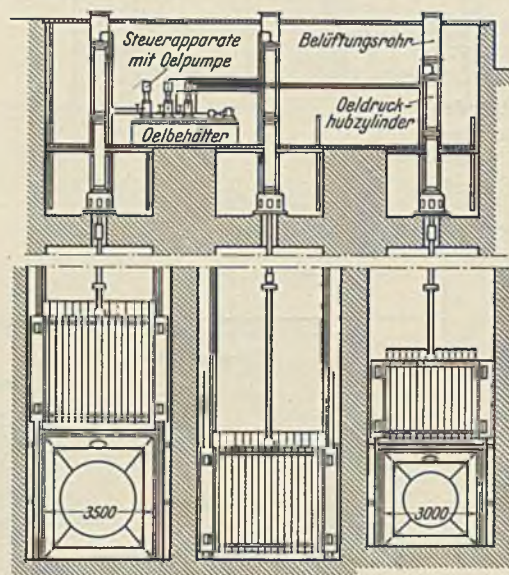


Abb. 26. Einzelheiten zu den Schnellschluß-Roll-schützen mit Druckwasser-Antrieb.

b) Die Hochwasserüberfälle.

In der Krone der Sperr-mauer sind acht Hochwasserüberfälle von je 6,875 m lichter Breite und 4 m Höhe vorgesehen. Von diesen sind links und rechts des Grund-ablaß-blocks je vier angeordnet. Während des normalen Betriebes werden die Öffnungen durch Gleit-schützen abgeschlossen. Nur bei Hochwassergefahr sollen diese Schützen aus der Staulage ab-gesenkt werden. Die Verschluß-körper sind konstruktiv ähnlich den Roll-schützen der Grundablässe durchgeführt (Abb. 24). An den beiden senkrechten Seiten und an der unteren waagerechten Seite geschieht die Dichtung durch Gummistreifen. Der Antrieb kann bei voll-kommen einseitigem Wasserdruck elektrisch oder von Hand stattfinden.

Um den Stau ständig auf + 214 m ü. N.N zu halten, sind die beiden, den Grundablässen zunächst liegenden Schützen für selbsttätiges



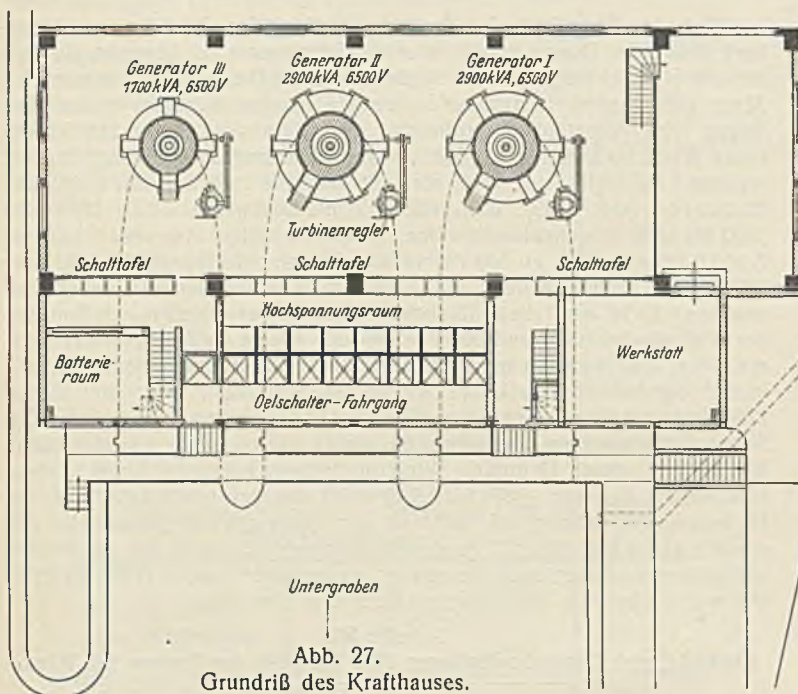


Abb. 27.  
Grundriß des Krafthauses.

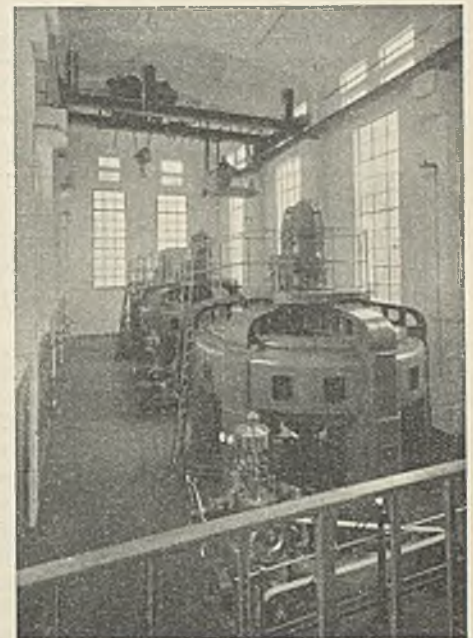


Abb. 28. Blick ins Innere des Krafthauses.

unterbau ist vollkommen massiv hergestellt; nur die Öffnungen für die Turbinenausläufe, die zudem bewehrt wurden, und der Raum für die Turbinengehäuse, die vollkommen einbetoniert wurden, sind freigelassen worden. Der Krafthaushochbau besteht aus einem Eisenbetonskelettbau, dessen Decke und Wände mit Rücksicht auf bessere Isolierung aus Hohlsteinen bzw. porösen Mauersteinen hergestellt wurden. In der Maschinenhalle sind drei Voith-Francis-Spiral-Turbinen mit stehender Welle angeordnet. Bei der Ausbauwassermenge von 36 m<sup>3</sup>/sek leistet jede der beiden größeren Turbinen bei je 13,90 m<sup>3</sup>/sek Beaufschlagung, 20,67 m Nutzfalldhöhe und einer Betriebsdrehzahl von 300/min 3145 PS ab Turbinenwelle. Die Leistung der dritten kleineren Turbine beträgt bei 8,20 m<sup>3</sup>/sek Beaufschlagung, 20,67 m Nutzfalldhöhe und einer Betriebsdrehzahl von 375/min 1850 PS ab Turbinenwelle. Alle Turbinen besitzen genietete Blechspiralgehäuse und sind mit Außenregelung versehen (Abb. 28).

Mit den Turbinen sind die Drehstromgeneratoren unmittelbar gekuppelt. Die Generatoren stützen sich auf Traversen, die teils auf dem

Traversenring der Turbinen, teils auf einem Sockel aufliegen. Durch diese Anordnung wird die Montage bedeutend erleichtert, da mit ihr eine genaue Lage der Turbine und des Generators nach dem Eingießen der Spiralgehäuse im Beton gewährleistet ist. Die installierte Leistung bei den beiden großen Turbinen beträgt je 2900 kVA, bei der kleineren 1700 kVA.

Die Maschinenhalle wird durch einen Kran mit fahrbarer Katze — Tragfähigkeit 25 t — bestrichen.

#### c) Kraftübertragung.

Die elektrische Energie wird über ein Doppel-Sammelschienen-System mit einer Spannung von 6500 V durch ein 2,2 km langes Kabel unmittelbar an die Zentralstation der Firma Kübler & Niethammer in Kriebenthal bei Waldheim abgegeben. Der Querschnitt der Kabelfernleitung besteht aus 2 mal je 3 × 185 mm<sup>2</sup>. Durch Fernsteuerung ist es möglich, die drei Generatoren mit den Maschinensätzen der Papierfabrik Kübler & Niethammer zu synchronisieren (s. Abb. 1). (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Perioden der Hochwässer und Eisstöße.

(Mit besonderer Berücksichtigung des Donau- und Rheingebietes).<sup>1)</sup>

Von L. Rosenbaum, Ingenieur, Wien.

Die Frage der Periodizität der Hochwässer und Eisstöße, deren Bedeutung für die Wasserbautechnik und Schifffahrt<sup>2)</sup> erst in den letzten Jahren erkannt wurde, steht im engsten Zusammenhange mit der Untersuchung der langjährigen Wasserstands- und Niederschlag- bzw. Klimaschwankungen in verschiedenen Gebieten. In den letzten Jahrzehnten sind mehrere Abhandlungen über diesen Gegenstand, erstmalig von E. Brückner<sup>3)</sup> (Kaspisee), dann von A. Wallén<sup>4)</sup> (Schwedische Seenplatte), R. Streiff (Nordamerika) und anderen zur Veröffentlichung gelangt, die innerhalb bestimmter Grenzwerte mit großer Wahrscheinlichkeit eine Periodizität von 11 Jahren und deren Vielfachem (nach Brückner von 33 bis 35 Jahren) nachweisen.

Im folgenden soll versucht werden, an Hand der vorliegenden Chroniken und Aufzeichnungen über Hochwässer des Donau- und Rheingebietes, sowie einiger großer außereuropäischer Stromgebiete die Frage ihrer Periodizität und deren Zusammenhang mit den langjährigen Niederschlag- und Klimaschwankungen auf empirischer Grundlage zu untersuchen.<sup>5)</sup>

<sup>1)</sup> Nach einem im Österr. Ing.- u. Archit.-Verein gehaltenen Vortrage des Verfassers.

<sup>2)</sup> Vgl. a. den Aufsatz „Wetter und Verkehr“ von Reichsbahnrat Richard in der „Reichsbahn“ 1929, Heft 37/39 und F. Baur, Zeitschr. für Binnenschifffahrt 1928/29.

<sup>3)</sup> E. Brückner, Klimaschwankungen seit 1700. Geographische Abhandlungen, herausgegeben von A. Penck. Bd. IV/2. 1900.

<sup>4)</sup> Axel Wallén, Temperatur, Niederschlag und Wasserstandsschwankungen in Nordeuropa. Met. Zeitschr. 1914, S. 209; ferner Ann. der Hydrographie 1926 (Köppenheft).

<sup>5)</sup> L. Rosenbaum, Über langjährige Klimaschwankungen und deren Abhängigkeit von der Sonnenfleckenhäufigkeit. Met. Zeitschr. 1928, Heft 12, S. 476, und 1929 (11jährige Klimaschwankungen), S. 217/231.

Im IX. Band der „Beiträge zur Hydrographie Österreichs“, herausgegeben vom Hydrograph. Zentralbüro (Wien, 1908) sind die seit dem Jahre 1000 beobachteten größeren Hochwässer der Donau chronologisch verzeichnet und beschrieben; verlässlichere Angaben liegen an Hand von Hochwassermarken u. dgl. erst seit dem Ende des 15. Jahrhunderts vor.

In Tabelle I sind auf dieser Grundlage die „Donau-Hochwässer im Zeitraume 1172 bis 1828“, nach dem Zeitabschnitt (Epochen) ihres Auftretens und ihrer Zahl geordnet zusammengestellt und die Intervalle (Zeitfolge) der aufeinanderfolgenden Epochen dieser Hochwässer verzeichnet. Für den fast 700jährigen Zeitraum ergibt sich ein großes Intervall von im Mittel 33,3 Jahren (seit 1490), und ein kleineres Intervall von 11,6 Jahren und 22 bis 24 Jahren der Donau-Hochwässer, somit in Vielfachen von rd. 11 Jahren, das mit der Periode der Sonnenflecken (11,25 Jahre), bzw. deren Vielfachem, nahezu übereinstimmt. Die mit einem \* bezeichneten „Katastrophenhochwässer“ der Jahre 1501, 1573, 1672, 1736, 1787, 1830, 1897 und 1899 zeigen überdies ein mittleres Zeitintervall von rd. 67 Jahren (6 × 11,2 Jahre), das mit der bereits von Köppen<sup>6)</sup> und Easton<sup>7)</sup> ermittelten 67- (bis 70-)jährigen Periode der Klimaschwankungen gut übereinstimmt.

In Tabelle II sind die Epochen der „Sommerhochwässer der Donau im Zeitraum 1828 bis 1926“ an Hand der regelmäßigen Pegelmessungen (seit 1828), bezogen auf den Pegel Nußdorf bei Wien, für einen Wasserstand von  $\geq + 3$  m, verzeichnet. Es ergibt sich hier ebenfalls ein mittleres Zeitintervall von rd. 11,7 Jahren der Sommerhochwässer, das mit dem Mittelwerte der Tabelle I (11,6 Jahre) fast genau über-

<sup>6)</sup> W. Köppen, Ann. der Hydrogr. 1917, S. 445, und Met. Zeitschr. 1914, S. 305, und 1918, S. 98.

<sup>7)</sup> C. Easton, Petermanns Mitt. 1905, Heft 8, und 1917, S. 201, ferner Met. Zeitschr. 1929, S. 171.

Tabelle I.  
Donau-Hochwässer im Zeitraum 1172 bis 1828.

Zeitabschnitte (Epochen) der Hochwässer	Zahl der HW	Zeitfolge der HW-Epochen	
		große	kleine
1172—1179	3	—	—
1193—1195	3	—	22 (2 × 11)
1206—1210	2	34	13
1234—1236	3	28	—
1266—1268	2	32	—
1281—1285	4	—	15
1304—1309	3	—	23 (2 × 11,5)
1315—1317	3	—	11
1338—1344	5	—	23 (2 × 11,5)
1402—1406	4	2 × 32	—
1434—1441	5	32	—
1445—1453	3	—	11
1461—1466	4	27	16
1490—1501*	5	29	—
1520—1524	3	30	—
1562—1573*	4	42	—
1594—1598	4	32	—
1605—1608	3	—	11
1612—1617	7	—	7
1636—1638	3	42	24 (2 × 12)
1647—1651	3	—	11
1655—1662	6	—	8
1667—1678*	5	31	12
1682—1687	3	—	15
1700—1709	4	33	18
1728—1736*	5	28	—
1740—1744	3	—	12
1760—1768	5	32	20 (2 × 10)
1770—1776	4	—	10
1784—1789*	4	—	14
1792—1798	3	32	8
1819—1821	3	27	—
Summe	120	—	—
Mittelwert	—	32,5	12,5
Seit 1490	—	33,3	11,6

\* Mittleres Intervall der Katastrophenhochwässer (seit 1501): 67 Jahre (6 × 11,2). (Zumeist Sommerhochwässer.)

estimmt. Von den einbezogenen 56 Sommerhochwässern entfallen 23 auf die vorwiegend „ozeanische“ Klimaepoche (1828 bis 1852) mit feuchtkühlen Sommern, dagegen nur 16 auf die durch trockene, heiße Sommer gekennzeichnete „kontinentale“ Klimaepoche (1853 bis 1895). Der letzte, ausgesprochen „ozeanische“ Zeitabschnitt (1896 bis 1927) umfaßt zwar nur 17, zumeist jedoch sehr bedeutende Sommerhochwässer (1897 und 1899), bei relativ hohen Niederschlagsmengen.<sup>5)</sup> Es sei noch besonders bemerkt, daß in einer größeren Zahl von Jahren, namentlich 1831, 51, 56, 61, 67, 78, 92, 96, 1903 und 1915 mehrere Sommerhochwässer in durchschnittlichen Intervallen von 27 Tagen und deren Vielfachen (54 bis 81 Tage) auftraten, deren Zeitfolge fast genau mit der mittleren Umlaufzeit der Sonne bzw. der Sonnenflecken übereinstimmt.<sup>6)</sup>

Tabelle II.  
Sommerhochwässer der Donau 1828 bis 1926.  
Pegel Nußdorf  $\geq + 3$  m.

Epochen der Hochwässer	Höchster Pegelstand in m	Zahl der HW	Zeitfolge der Epochen
1828—1833*	3,8	9	—
1837—1840	3,7	4	23
1845—1851	3,6	10	8
1855—1862	3,2	6	10
1867—1870	3,5	5	12
1880—1883	5,4	3	13
1890—1892	4,6	2	10
1896—1899*	5,6	3	6
1903—1909	3,8	5	7
1912—1920	4,6	5 (3)	9
1923—1927	4,8	4	11
Summe	—	56	—
Mittelwert	—	—	11,7

<sup>5)</sup> C. Myrbach, Das Atmen der Atmosphäre, Ann. der Hydr. 1926.

Tabelle III enthält eine Zusammenstellung der „Eisstöße und Winterhochwässer der Donau bei Wien seit 1750“; hierzu sei bemerkt, daß bei den „Winterhochwässern“ alle in den Monaten Dezember bis einschl. März auftretenden Hochwässer einbezogen wurden, während in den „Beiträgen zur Hydrographie Österreichs“ einige (in der Wiener Strecke eisfreie) Winterhochwässer zu den „Sommerhochwässern“ hinzugeordnet wurden. Es ergibt sich auch hier ein mittleres Intervall von annähernd 12 Jahren (seit 1829); die großen Winterhochwässer 1830, 1862 und 1893 bis 1896 zeigen überdies eine mittlere Zeitfolge von etwa 33 Jahren (3 × 11 Jahre). Die großen Sommerhochwässer 1880, 1890, 1899 und 1923 fallen nach Tabelle II mit den Sonnenfleckenminima nahezu zusammen. Es ist aus Tabelle III auch zu ersehen, daß die einzelnen Epochen der Winterhochwässer (und Eisstöße) mit den Jahren der Sonnenfleckenmaxima, mit wenigen (zwei) Ausnahmen, nahezu zusammenfallen, die in der Regel durch sehr kalte Winter gekennzeichnet sind; von 51 seit 1750 gezählten Wintern entfallen 45, das sind nahezu 90%, auf die den Sonnenfleckenmaxima benachbarten Jahre mit kalten, kontinentalen Wintern; der durch 19 größere Winterhochwässer gekennzeichnete trockenkontinentale Zeitraum (1854 bis 1896) weist dagegen (nach Tabelle II) nur 16 Sommerhochwässer auf, während der vorausgehend „ozeanische Abschnitt“ (1829 bis 1851) 23 Sommerhochwässer, dagegen nur 14 Winterhochwässer umfaßte; auch die streng „ozeanische“ Epoche (1896 bis 1928) war nahezu frei von Winterhochwässern und Eisstößen.

Tabelle III.  
Eisstöße und Winterhochwässer 1750 bis 1896 der Donau bei Wien.

Epochen der Winterhochwässer	Sonnen- flecken- maxima	Zahl der HW	Zeitfolge der Epochen
1753—1761	1760	3	—
1767—1770	1769	3	14
1785—1790	1788	3	17
1792—1799	—	3	7
1803—1809	1805	3	11
1819—1822	—	3	16
1829—1837	1830, 1837	6	10
1843—1850	1848	8	13
1854—1862	1860	7	11
1869—1872	1870	4	15
1876—1883	1883	5	7
1893—1896	1894	3	17
Summe	—	51 (33)	—
Mittelwert	—	—	12,5
Seit 1829	—	—	12,0

In einer zeichnerischen Darstellung ist der periodische Verlauf der Sommer- und Winterhochwässer der Donau (bei Wien) im 100jährigen Zeitraum (1828 bis 1927) deutlich veranschaulicht; in diesem Bilde sind neben den großen Hochwässern (über + 3 m) auch die kleineren berücksichtigt, so daß der Verlauf der Kurve den tatsächlichen Verhältnissen fast genau entspricht. Es ist aus dieser Darstellung zu ersehen, daß neben der 11- und 33jährigen Periode der „großen“ Hochwässer noch eine kleinere 3- bis 6jährige „HW-Periode“ auftritt, die mit den „Unterperioden“ von 2,8 und 5,6 Jahren der „Sonnenfleckenhäufigkeit“ gut übereinstimmt; durch das Zusammenwirken mit den „großen“ Perioden kommt sodann der scheinbar unregelmäßige, nicht streng „periodische“ zyklische Verlauf der „Hochwässer“ zustande. Aus der zeichnerischen Darstellung und dem Tabellenmaterial läßt sich auch eine, im Mittel 11jährige Folge der Trockenperioden und Niederwasserstände mit der Zeitfolge: 1832 bis 36, 1842 bis 45, 1852 bis 56, 1863 bis 66 und 1872 bis 79 von 3- bis 5jähriger Dauer feststellen; insbesondere ist die „kontinentale“ Epoche (1852 bis 1880) durch außerordentliche Trockenheit und Niedrigwasserstände gekennzeichnet. Die Kurve zeigt auch deutlich das Fehlen der Winterhochwässer im Zeitraum 1896 bis 1920 und die Übereinstimmung der Winter-HW mit den Sonnenflecken-Maxima (+), bzw. der Sommer-HW mit den Minima (—) der Sonnenflecken-Relativzahlen.

In der zeichnerischen Darstellung ist auch die Jahresabflußmenge im Zeitraum 1897 bis 1917 veranschaulicht, die trotz der großen Hochwässer (1897 bis 1899) nahezu konstant blieb; ein unmittelbarer Vergleich mit der vorhergehenden „Trockenperiode“ ist mangels geeigneter Aufzeichnungen der Abflußmengen leider nicht möglich; die Nachrechnung an Hand der Pegelstände ergibt jedoch für die kontinentale Epoche 1850 bis 90 bedeutend geringere Jahresabflußmengen.

Es sollen nunmehr die „Rhein-Hochwässer“ an Hand der vom „Badischen Zentralbüro für Meteorologie und Hydrographie“ für den Zeitraum 1824 bis 1883 herausgegebenen Mitteilungen, sowie der im XI. Heft der Beiträge zur Hydrogr. Österreichs verzeichneten „Spiegelschwankungen des Bodensees“ 1817 bis 1910 näher untersucht werden. Es lassen sich hier drei große Hochwasserperioden in den Zeitabschnitten 1810 bis 25,



1845 bis 52 und 1876 bis 83 feststellen, deren mittleres Intervall von 33 bis 35 Jahren mit der sogenannten „Brücknersche Periode“ zusammenfällt. Die „Spiegelschwankungen des Bodensees“ lassen überdies an Hand der Pegelstände bei Konstanz deutlich die im Mittel 11,2jährige Periode erkennen, mit der Zeitfolge: 1816/17, 1827 und 31, 1841 und 47, 1850 und 54, 1867, 1876 und 79, 1888 und 90, 1896 und 99 und 1906 und 10 der Rhein-Hochwässer. Eine Zusammenstellung von Sonklar<sup>9)</sup> der großen Rheintüberschwemmungen von 1275 bis 1784 an Hand früherer Aufzeichnungen ist in Tabelle IV, ergänzt durch die vorstehenden Daten (bis 1883), enthalten; aus der Zeitfolge dieser Hochwässer konnte eine „große“ Periode von 66 bis 69 Jahren ( $6 \times 11,2$ ) der „Katastrophenhochwässer“ und eine kleinere Periode von 33 Jahren als Vielfaches der 11 jährigen Periode, wie bei den großen Donau-Hochwässern, ermittelt werden.

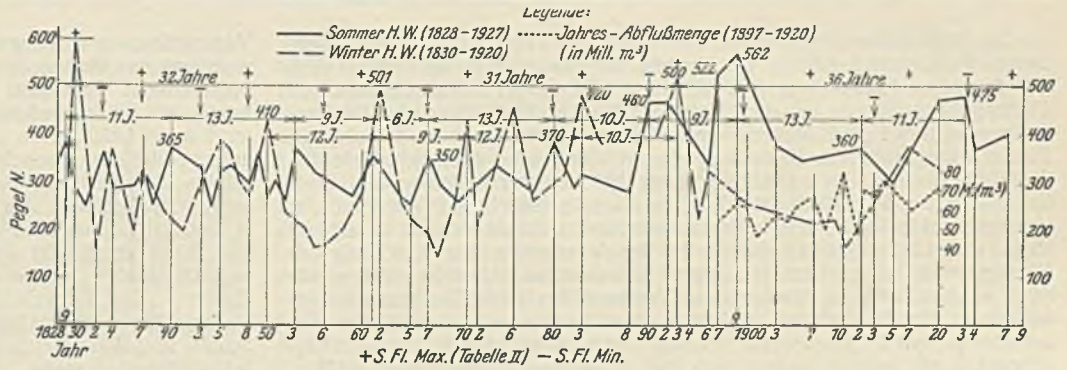


Tabelle IV.  
Rhein-Hochwässer im Zeitraum 1275 bis 1883.  
(1275 bis 1784 nach Sonklar.)

Epochen der Hochwässer	Zeitfolge der Epochen (Perioden)		Zahl der HW
	große	kleine	
1275*	—	—	1
1343*—1359	68	—	3
1374 —1385	—	31	5
1415*—1424	72	41	3
1445 —1447	—	30	2
1480*—1497	(65)	35	3
1511*	—	31	1
1595*	84	—	1
1618*	—	(23)	1
1651—1658	—	33	2
1784*	2 × 67	—	1
1810—1824	—	26	9
1845—1852	—	35	3
1876—1883	66	31	9
Mittelwert	69 (66)	33	—

\* Katastrophenhochwässer.

Im Anschluß an die vorstehenden Ergebnisse sollen noch einige größere außereuropäische Stromgebiete hinsichtlich der Periodizität ihrer Hochwässer näher untersucht werden. Die großen Katastrophenhochwässer und Überschwemmungen im Gebiete des Mississippi, insbesondere jene des Jahres 1927, haben Veranlassung dazu gegeben, die bisher (seit 1828) beobachteten Hochwässer nach ihrer Häufigkeit und Größe festzustellen; nach Angaben von Snow und Schulz<sup>10)</sup> verteilen sich diese Hochwässer nach ihrem Zeitpunkte wie folgt: 1828, 44, 58 und 62, 67, 82 und 84, 92/93, 1903, 12/13, 16/17 und 27; auch hier kann man die im Mittel 11jährige Periode (Grenzwerte 9 bis 16 Jahre) leicht erkennen. Die Hochwässer treten hier zumeist im Frühjahr (März bis Juni) auf; es stimmen die Jahre der Hochwässer mit jenen der darauffolgenden Sommerhochwässer der Donau (Tabelle II) fast vollkommen überein, ein Beweis dafür, daß die Klima- und Niederschlagschwankungen auf der nördlichen Erdhalbkugel einen nahezu gleichartigen Verlauf zeigen. Auch der Nil, dessen Hochwässer für das Land (Ägypten) von größter Bedeutung sind, zeigt nach Untersuchungen von Brooks eine 11jährige Periode der großen Überschwemmungen.<sup>11)</sup>

Eine ganz besondere Bedeutung kommt den katastrophalen Hochwässern und Überschwemmungen in China, namentlich am Gelben

Fluß (Hoangho) zu; das „periodische“ Auftreten der großen Überschwemmungen läßt sich hier an Hand von Karten und Aufzeichnungen der Strombettverlagerungen bis zum Jahre 2278 vor Christi, nach einem Bericht von Freeman<sup>12)</sup> zurückverfolgen. Die letzten großen Überschwemmungen fanden dort in den Jahren 1917 und 1921 statt; bei dem erstgenannten Hochwasser wurde ein Gebiet von 35000 km<sup>2</sup> überflutet, und es wurden über 100 Ortschaften zerstört. 30 Jahre früher, im Jahre 1887, ereignete sich ebenfalls eine große Hochflut, bei der ein 80 km breiter Landstrich überflutet wurde und etwa eine Million Menschenleben verloren gingen. Genau 36 Jahre früher, im Jahre 1851 fand die größte, von Europäern beobachtete Überschwemmung am Gelben Fluß statt, bei der ein großer Dammbruch, etwa 350 km oberhalb der Mündung eintrat und mehr als 500 Ortschaften zerstört wurden; hierbei änderte der Strom seinen seit dem Jahre 1324 innegehabten Lauf in nordöstlicher Richtung. Von 1289 bis 1324, das ist durch 35 Jahre, verlief das Strombett längs des sogen. „Kaiserkanals“, während der Flußlauf von 1194 bis 1289, das ist durch  $3 \times 32$  Jahre, fast genau in dem gegenwärtigen Strombett verlief. Große Strombettverlagerungen fanden auch in den Jahren 602, 893 und 1099 (wiederum  $3 \times 32$  Jahre vor dem Hochwasser 1194) statt, während sich der Strom viele Jahrhunderte vorher nördlich, weit oberhalb seiner jetzigen Mündung in den Golf von Chili ergoß. Man kann somit auch bei diesen großen Hochwässern die 33- (bis 35-) jährige „Brücknersche Periode“ bzw. deren Vielfaches deutlich erkennen.

Gegenwärtig ist geplant, die in mehreren parallelen Reihen mit Abständen von 3 bis zu 30 km(!) angeordneten, durch Bühnen unterteilten Schutzdämme bis auf 800 m Strombreite aneinanderzurücken und das gewonnene Gelände außerhalb des regulierten Flußbettes für Kulturzwecke urbar zu machen. Die derzeitige Überhöhung des Flußbettes infolge der ständigen Schlickablagerungen erreicht bei Hochwasser bereits bis zu 10 m über das umgebende Gelände (ähnlich wie beim Mississippi und Oberrhein) und bildet daher für die Anwohner eine ständige Gefahr.

Ein anderes Verfahren der „langfristigen Wetter- und Wassermengenvorhersage“, das hier nicht näher behandelt werden kann, ist die sogen. „Korrelationsmethode“, die sich auf die Witterungsverhältnisse der Vormonate in größeren Luftdruckgebieten, namentlich der sogen. „Aktionszentren“ der Wetterlage und deren Einfluß auf die voraussichtlichen Niederschläge des in Betracht kommenden Bezugsgebietes stützt; dieses rein rechnerische Verfahren ist insbesondere von M. F. Exner (Wien), G. Walker und F. Baur u. a. näher ausgearbeitet worden.<sup>13)</sup>

Zum Zwecke einer weiteren Ausgestaltung der „langfristigen Wassermengenvorhersage“ wären einerseits weitere Untersuchungen über den Zusammenhang zwischen der Sonnenfleckenhäufigkeit und der Sonnenstrahlung an verschiedenen Punkten der Erdoberfläche, andererseits aber auch die Feststellung der Beziehungen zwischen kürzeren und längeren Klima- und Niederschlagschwankungen und dem Verlauf von periodischen „Luftdruckwellen“ in verschiedenen Gebieten erforderlich; es wäre daher sehr zu wünschen, daß die einschlägigen Beobachtungen und Untersuchungen nicht allein im Kreise der Meteorologen, sondern auch in fachtechnischen Kreisen Förderung und Unterstützung finden würden.

<sup>9)</sup> K. Sonklar. Von den Überschwemmungen. Wien 1880, Hartleben.

<sup>10)</sup> Proceedings of American Inst. of Civil Engineers, Bd. 53, 1927 Dez. und 1928 März.

<sup>11)</sup> F. Großmayr, Nilflutvorhersage. Met. Zeitschr. 1929, S. 259.

<sup>12)</sup> Proceedings of American Inst. of Civil Engineers, Bd. 48, 1922 Mai.

<sup>13)</sup> Vgl. hierzu auch L. Kvetensky, Wassermengenvorhersage im Kraftwerksbetriebe. Elektr. und Maschinenbau (Wien), Mai 1928, und F. Baur, Zeitschr. für Binnenschifffahrt 1928, Heft 9.

### Vermischtes.

**Technische Hochschule Darmstadt.** Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem o. Professor der Ingenieurwissenschaften an der Technischen Hochschule München Heinrich Spangenberg, in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die Konstruktion und Ausführung weitgespannter Massivbrücken.

Wir sprechen unserem hochgeschätzten Mitarbeiter<sup>1)</sup> zu der wohlverdienten Auszeichnung unsere aufrichtigen Glückwünsche aus.

**Technische Hochschule München.** Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Vorstand des Tiefbauamtes der Stadt München, Oberbaudirektor und techn. Stadtrat Dr.-Ing. J. B. Bosch, „in Anerkennung seiner großen Verdienste um die Ingenieurtechnik der Stadt München, seiner Leistungen beim Ausbau der Münchener Wasserkraftanlagen und beim Bau des Deutschen Museums“.

Oberbaudirektor Dr.-Ing. Dr.-Ing. e.h.r. Bosch wurde am 16. Februar 1873 in Bamberg geboren, legte 1895 die Diplomprüfung und 1900 die Staatsprüfung für Bauingenieure in München ab und promovierte 1908

<sup>1)</sup> Vgl. Bautechn. 1927, Heft 25 u. 33.

an der Technischen Hochschule Darmstadt mit einer Arbeit über Eisenbeton.<sup>1)</sup> Während seiner vierjährigen Tätigkeit (1895 bis 1899) beim Straßen- und Flußbauamt Aschaffenburg war er bei Brückenbauten und Flußregulierungen, u. a. auch bei den für die Einführung der Ketten-schleppschiffahrt auf dem Main erforderlichen Arbeiten beschäftigt. Ferner oblag ihm die Bauleitung der Straßenbrücke über den Main bei Miltenberg, die als erste Dreigelenkbogenbrücke aus Hausteinen in Bayern bekannt ist. Von 1900 bis 1907 wirkte Dr. Bosch als Vorstand der statischen Abteilung der Lokalbaukommission in München, bekleidete dann von 1907 bis 1919 die Stelle des Vorstandes der Abteilung für Wasser- und Brückenbau des städt. Tiefbauamtes München und wurde 1919 zum technischen Stadtrat und Vorstand des städt. Tiefbauamtes gewählt. — Wir freuen uns aufrichtig über die unserem geschätzten Mitarbeiter<sup>2)</sup> zuteil gewordene Ehrung und Anerkennung seiner Verdienste.

Die 33. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins. (Fortsetzung aus Heft 14.)

Die aufstrebende Industrie des Landes brachte zahlreiche Bauaufgaben mit sich und führte zur Errichtung eigener Zementfabriken. Das Vorkommen geeigneter Zuschlagstoffe begünstigte überall die Anwendung der Eisenbetonbauweise. Infolge der klimatischen Verhältnisse werden fast ausschließlich frühhochfeste Zemente verarbeitet; Schutzmaßnahmen gegen Einwirkungen des Frostes bilden beinahe die Regel. Ein Lehrstuhl für Eisenbeton an der Technischen Hochschule Helsingfors und der finnische Betonverein dienen der Pflege und Entwicklung des Verbundbaues.

Der Vortrag von Prof. O. Graf, Stuttgart, brachte „Mitteilungen aus neueren Versuchen über die Bewehrung von Eisenbetonbalken gegen Schubkräfte“. Die Frage der Schubsicherung von Eisenbetonbalken hat in den letzten Jahren zu eingehenden Erörterungen geführt.<sup>3)</sup> Infolgedessen hat der Deutsche Ausschuß für Eisenbeton nach ausführlicher Beratung der Angelegenheit die Durchführung neuer Versuche beschlossen. Diese befinden sich in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart im Gange. Die Versuche sollen eine Klärung darüber herbeiführen, welche Bewehrung von Eisenbetonbalken gegen Schubkräfte am günstigsten bzw. noch ausreichend ist, und welche Eisenanordnung die gestellten Anforderungen erfüllt. Nach einem Überblick über das ganze Versuchsprogramm erläuterte der Vortragende die bisher gewonnenen Versuchsergebnisse, nach denen es zweckmäßig erscheint, die in den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom September 1925 vorgeschriebene Schubsicherung beizubehalten.

Als nächster Vortragender sprach Dr.-Ing. W. Petry, Obercassel, über „Fortschritte im Eisenbeton-Hochbau im Jahre 1929“. Er berichtete über die fortschrittliche Einstellung des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, der bei der bevorstehenden Neubearbeitung seiner amtlichen Bestimmungen die zulässigen Beanspruchungen von der Güte der Bauausführung und Bauüberwachung abhängig machen wird, wie es bereits bei dem vorliegenden Entwurf der Vorschriften für massive Brücken geschehen ist. Zur Förderung einer guten Bauausführung dienen die vom Deutschen Beton-Verein aufgestellten „Vorläufigen Leitsätze für die Baukontrolle bei Eisenbetonbauten“ sowie seine Verhandlungen mit dem Bund der Sand- und Kieswerke Deutschlands betreffend Lieferung bestimmter, besonders geeigneter Kornzusammensetzungen bei Betonkies, deren Verwendung nicht nur von großem Einfluß auf die Bauwerkstoffe und Wirtschaftlichkeit ist, sondern auch die laufende Bauüberwachung wesentlich vereinfachen könnte.<sup>4)</sup> — Zahlreiche Brandkatastrophen im letzten Jahre haben erneut die Feuerbeständigkeit der Eisenbetonbauten erwiesen und gezeigt, daß es bei solchen meist gelingt, das Feuer auf seinen Herd zu beschränken. — Die Ausführung von Betonarbeiten bei Frost, die besonders im kalten Winter 1928/29 erforderlich wurde, konnte so weit erprobt werden, daß die Frage des Frostschutzes heute technisch als gelöst angesehen werden darf und mehr wirtschaftliche Bedeutung besitzt. — An einer größeren Zahl bemerkenswerter neuer Eisenbetonbauten wie Hoch- und Industriebauten, Schornsteine, Silos u. a. m. wurden die neueren Bauverfahren und Schalungsweisen sowie die weitgehende Verwendung entsprechender Baumaschinen erläutert. Besondere Beachtung verdient dabei die Betonpumpforderanlage von Giese & Hell, die berufen sein kann, in wirtschaftlicher Weise Gießtürme und die dazugehörigen Einrichtungen zu ersetzen. Infolge Verbesserung der Baustelleneinrichtung ist es möglich geworden, die Arbeitsleistungen erheblich zu steigern und die Bauausführungszeiten wesentlich abzukürzen. An verschiedenen Beispielen wurde außerdem gezeigt, wie weitgehende Umbauten und Verstärkungen an Eisenbetonbauten schnell und wirtschaftlich sowie technisch und ästhetisch befriedigend durchgeführt werden können, so daß die vom Reichspostminister angeordnete Bevorzugung von Stahlbauten nicht begründet sein dürfte.

Direktor Müller, Ph. Holzmann AG., Berlin, sprach über „Beton und Eisenbeton im Wohnungsbau“. Preisbildung, baupolizeiliche

<sup>1)</sup> „Berechnung der gekreuzt armierten Eisenbetonplatte und deren Aufnahmeträger unter Berücksichtigung der Kraftwirkungen nach zwei Richtungen“. Heft 9 der Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons. Berlin 1908, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

<sup>2)</sup> S. Bautechn. 1926, Heft 53, S. 765.

<sup>3)</sup> Vgl. a. Beton u. Eisen 1926 bis 1929.

<sup>4)</sup> Vgl. a. Schaechterle, Die Vereinfachung der Baukontrolle bei Verwendung von verbesserten Zuschlagstoffen. B. u. E. 1929, Heft 20.

Vorschriften und Mangel an geeigneten Konstruktionen haben die Verwendung des Betons in den aufgehenden Baugliedern von Wohnhäusern bisher nicht gefordert. Bei Ersatz des Ziegelmauerwerks durch unbewehrten Beton muß dieser entsprechende Eigenschaften besitzen; daher wird meist Leichtbeton (mit leichten Zuschlagstoffen oder als Porenbeton) angewendet und zwischen fester oder beweglicher Schalung verarbeitet. Infolge der geringen Betonmassen in Hochbauten ist die Bauweise oft nicht wirtschaftlich. Als Betonwerkstücke für den Wohnungsbau kommen in Betracht kleine Hohl- oder Vollblöcke aus Kies- oder Leichtbeton, die von Hand verarbeitet werden, größere derartige Blöcke, die durch Krane versetzt werden, sowie meist als Ausfachung und Verkleidung dienende Platten. Die Verwendung genormter Werkstücke ist für Winterarbeit zweckmäßig. Nachteilige Eigenschaften des Eisenbetons in bezug auf Schall- und Wärmeleitung, Veränderungen usw. bereiten keine besonderen Schwierigkeiten mehr. Auch die Trockenzelten sind meist kürzer als im Ziegelbau. An Hand ausgeführter Beispiele wurde die Verwendung des Betons im Wohnungsbau im Guß- und Werkstückverfahren mit Berücksichtigung der verschiedenen Ausführungsweisen sowie als Eisenbetontragwerk oder als Ausfachung gezeigt. Anschließend gab der Vortragende einen Vorschlag für ein dem Baustoff Beton angepaßtes Zellensystem für Kleinwohnungen.



Abb. 1. Schwimmhalle Stadtbad Stuttgart.

„Eisenbetonbau und Ästhetik“ behandelte der Vortrag von Prof. E. Blunck, Berlin. Die monolithische Beschaffenheit von Beton oder Eisenbeton führt zu neuen Bauformen, über deren künstlerische Anforderungen und Behandlung noch manche Unklarheiten bestehen. Eisenkonstruktionen bleiben trotz geschmackvoller Linienführung und Durchbildung ein technisches Gerippe, dem erst durch die Verbindung mit Beton Flächen und Formfähigkeit gegeben werden. Zur künstlerischen Betrachtungsweise und Gestaltung gehört nicht eine fast ausschließlich auf wissenschaftliche Ziele gerichtete Bildung, sondern eine unbefangene Anschauung, bei der Wissen nur für kritische Einstellung notwendig ist. Die Grundlagen menschlichen Erkennens sind in der Ästhetik, der Lehre vom Gefühl, festgelegt. Damit ein Werk schön wirkt, muß im Mannigfaltigen eine Einheit fühlbar sein. Neben den wichtigsten optischen Gesetzen sollen auch die alten Regeln künstlerischen Handwerks ihre Geltung behalten. — Diese Auffassung des Vortragenden wurde durch Lichtbilder von ausgeführten Eisenbetonbauwerken wie Hoch- und Industriebauten, Wohnhäuser, Theater, Wassertürme, Silos, Kirchen, Hallen (Abb. 1) und Brücken erläutert und belegt.

Als nächster Vortragender sprach Reichsbahnrat Vogeler, Berlin, über „Die Überwachung des Betonbaues bei der Deutschen Reichsbahn“. Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft als größte Bauherrin hat die Anregungen der Fachwelt zur Steigerung der Güte des Betonbaues nicht nur gewürdigt und weitgehend unterstützt, sondern auch seit drei Jahren die Überwachung des Betonbaues in ihrem Bereich eingeführt. Die nach sorgfältiger Beratung und unter Verwendung der bisherigen Erfahrungen aufgestellte und als Dienstvorschrift herausgegebene „Anweisung für Mörtel und Beton“ (AMB)<sup>5)</sup> stellt ein Lehrheft für alle grundlegenden Fragen der Betonbereitung und -verarbeitung dar, das bereits in weiten Kreisen benutzt wird. Ein für die Baustellenpraxis geeigneter Auszug aus der AMB ist das in Tafelform erschienene „Merkblatt für Betonbauten“<sup>6)</sup> sowie das „Beton-Merkbuch“<sup>7)</sup>; letzteres enthält außerdem die wichtigsten Angaben über Baustellenversuche. — Entsprechend den in der AMB entwickelten Richtlinien wurden die Baustellen mit den erforderlichen Prüfgeräten ausgerüstet und besondere Baustoffprüfstellen eingerichtet. Eine eigene Dienstvorschrift für Baustoffprüfstellen regelt die Durchführung ihrer Aufgaben an Baustoffprüfung, Bauberatung usw. Durch Vorträge und praktische Übungen wurde eine sehr große Anzahl von Baubeamten in der sachgemäßen Überwachung von Betonbauten unterwiesen. — Im Sommer 1929 bereits wurde auf etwa 75% aller Baustellen der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft die Bauüberwachung durch-

<sup>5)</sup> 2. Aufl. Berlin 1929. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

<sup>6)</sup> Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

geführt und konnte besonders hinsichtlich der Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe Erfolge erkennen lassen. Für die weitere Verbesserung der Betongüte und für den Betonschutz befindet sich eine „Vorläufige Anweisung für Abdichtung von Ingenieurbauwerken“ (AJB) in Vorbereitung.

Prof. H. Spangenberg, München, berichtete über „Die Hochbrücke bei Echelsbach“, die unter seiner Mitwirkung ausgeführte größte deutsche Eisenbetonbrücke bzw. eine der größten ihrer Art überhaupt. Das 130 m weit gespannte Bauwerk über die tiefe Ammerschlucht besteht aus zwei als Zweigelenbogen ausgebildeten und mehrfach gegeneinander versteiften Rippen mit Hohlquerschnitt in 6 m Abstand und obenliegender, mittels Stützen aufgesetzter Eisenbetonfahrbahn.<sup>7)</sup> Die Bewehrung wurde nach Bauweise Melan-Spangenberg steif als Stahlfachwerk ausgebildet und im freien Vorbau von beiden Ufern aus hergestellt. An dieser Bewehrungskonstruktion ist die Schalung aufgehängt worden. Zugleich mit der Beschreibung des Bauwerks und der einzelnen Arbeitsvorgänge sowie der Baustelleneinrichtung<sup>8)</sup> behandelte der Vortragende die Wahl des statischen Systems, die Querschnittgestaltung, die Berechnungsgrundlagen und die konstruktiven Besonderheiten des Entwurfs. Zahlreiche Lichtbilder gaben einen anschaulichen Überblick über das Entstehen dieses bemerkenswerten, innerhalb Jahresfrist vollendeten Bauwerkes, das zugleich als Beispiel für das gedeihliche Zusammenarbeiten von Stahlbauweise und Eisenbetonbau angesehen werden darf.

Im Anschluß an den Vortrag gab Prof. Kayser, Darmstadt, eine kurze Übersicht über das bisherige Wirken Spangenbergs und verkündete unter starkem Beifall der Versammlung, daß Prof. Spangenberg auf Grund seiner Verdienste um die Ausbildung weitgespannter massiver Brücken von der Technischen Hochschule Darmstadt die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber verliehen worden sei.<sup>9)</sup>

Der Vortrag „Über den Wert der reduzierten Spannung beim Beton“, der von Prof. Dr.-Ing. chr. E. Mörsch, Stuttgart, gehalten wurde, gab eine Auswertung von Versuchen an besonders gestalteten Betonkörpern zur Feststellung der Zusammenhänge zwischen der rechnerischen Hauptzugspannung und ihrer wahren Größe. (Fortsetzung folgt).

**Jahrhundert-Straßenbrücke über den Rio Negro in Uruguay.** Die Ausführung dieser Straßenbrücke, die den Rio Negro (Paso de los Toros R. O. del Uruguay) überquert, wurde im Sommer 1926 von der

<sup>7)</sup> Vgl. a. Gerhart, Die Hochbrücke über die Ammer bei Echelsbach (Oberbayern), die weitestgespannte Eisenbetonbrücke Deutschlands. B. u. E. 1930, Heft 6.

<sup>8)</sup> Vgl. a. Düll, Die Baustelleneinrichtung beim Bau der Hochbrücke über die Ammer bei Echelsbach. Bautechn. 1930, Heft 1 u. 4.

<sup>9)</sup> Vgl. S. 239.

uruguayischen Regierung unter zwölf deutschen, englischen und uruguayischen Bauunternehmungen ausgeschrieben und der Compania Constructora Uruguaya Wayss & Freytag Soc. An., Montevideo, übertragen. Innerhalb von 30 Monaten (November 1926 bis Mai 1929) war das Bauwerk fertigzustellen. Trotz ungünstiger Verhältnisse und nachträglicher Entwurfsänderungen konnte bereits drei Monate vor dem Termin der Verkehr über die Brücke geleitet werden. Die gesamte Länge der Brücke beträgt 590,85 m; an die mittleren, je 35 m weit gespannten Bogen schließen sich einerseits drei, andererseits acht weitere von je 15,50 m Spannweite an (Abb. 1). Durch einen stärker ausgebildeten Hauptmittelpfeiler werden die zehn großen Mittelbogen in zwei Gruppen unterteilt, je ein weiterer gleicher Hauptpfeiler ist beiderseits am Anschluß an die Gruppen der kleinen Brückenbogen vorgesehen, ein vierter unterteilt die Gruppe der rechteckigen acht kleinen Bogen.

Alle Bogen sind eingespannt, bei den großen beträgt die Scheitelstärke 0,60 m, bei den kleinen 0,35 m; während bei den großen nur eine leichte Bewehrung zur Aufnahme von Zusatzspannungen vorgesehen ist, sind die kleinen bewehrt. Als Aufbau tragen die großen Bogen Entlastungsbogen mit daraufsitzen dem Mauerwerk, die kleinen nur Hochmauerung; die Hinterfüllung besteht aus reinem Flußsand. Die Fahrbahn ist 5,50 m breit und besteht aus Betonpflaster, alle 10 m sind Dehnungsfugen angeordnet; die beiden je 1,15 m breiten Fußwege sind in Eisenbeton ausgeführt. Die Sichtflächen wurden gestockt. Sämtliche Pfeiler mußten bis auf den festen Fels hinabgeführt werden. Dies war auch bei den Landpfeilern und Widerlagern ohne Schwierigkeiten möglich, ebenso konnten die Flußpfeiler mittels einfacher Fangedämme hergestellt werden. Nur bei dem Hauptpfeiler, der die Gruppe der großen Mittelbogen unterteilt, mußte mit Spundwand aus Larssen-Eisen gearbeitet werden.

Betoniert wurde mit einem Gießturm, der auf einem Hilfssteg längs des Baues fortbewegt wurde (Abb. 2). Der ganze Bau wurde mit einheimischem Zement hergestellt, groben Sand lieferte der Fluß, den Schotter ein naher Steinbruch.

Sowohl große wie kleine Bogen wurden nach 30 Tagen ausgeschalt. Bei den großen beobachtete man während des Betonierens 20 bis 25 mm, bei den kleinen 10 bis 15 mm Scheitelsenkung; beim Ausschalen, das mittels Spindeln sehr leicht vor sich ging, wurde eine weitere Scheitelsenkung von 10 bis 15 mm bei den großen und 5 bis 7 mm bei den kleinen Bogen festgestellt. Für die großen sowie für die kleinen Bogen waren je drei Lehrgerüste (Abb. 3) vorgesehen; die schon beim Abbinden der Gerüste vorgesehene Überhöhung in den Scheiteln betrug bei den großen Bogen 25 mm, bei den kleinen 15 mm.

**Die Wasserkraftanlage der Zementfabrik Unterterzen (Schweiz).** Nach einem Bericht von A. Sonderegger in der „Schweiz. Bztg.“ 1929, Nr. 1, wurde für die Zementfabrik eine neue Wasserkraftanlage mit einer Leistung von 1500 PS errichtet. Um die nötige Wassermenge von



Abb. 1.

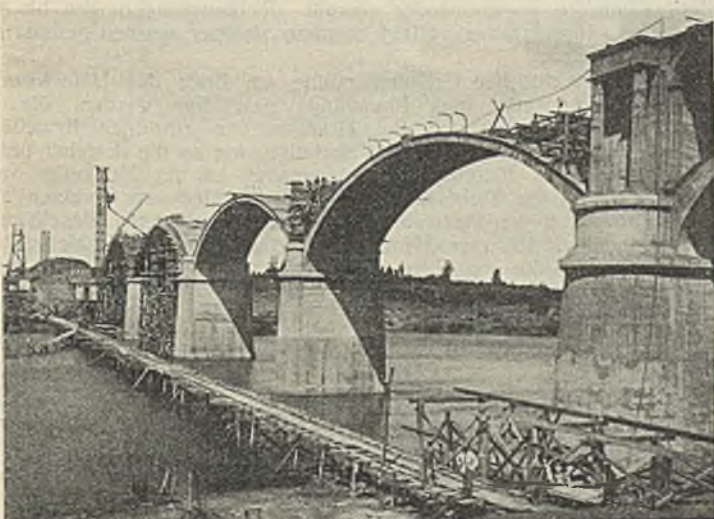


Abb. 2.

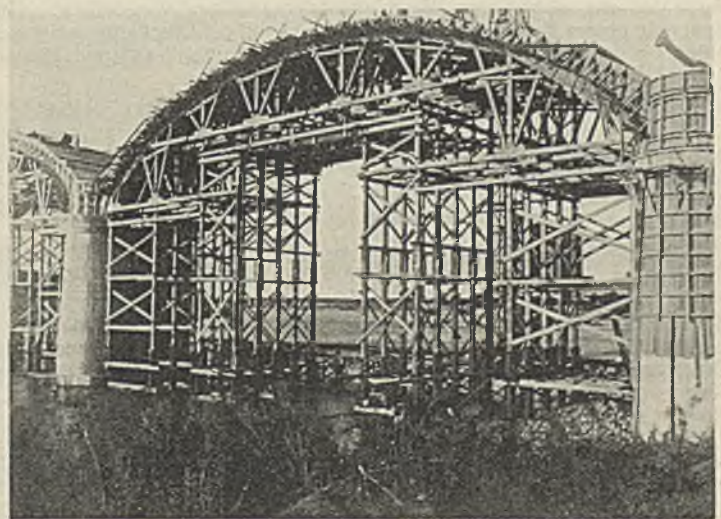
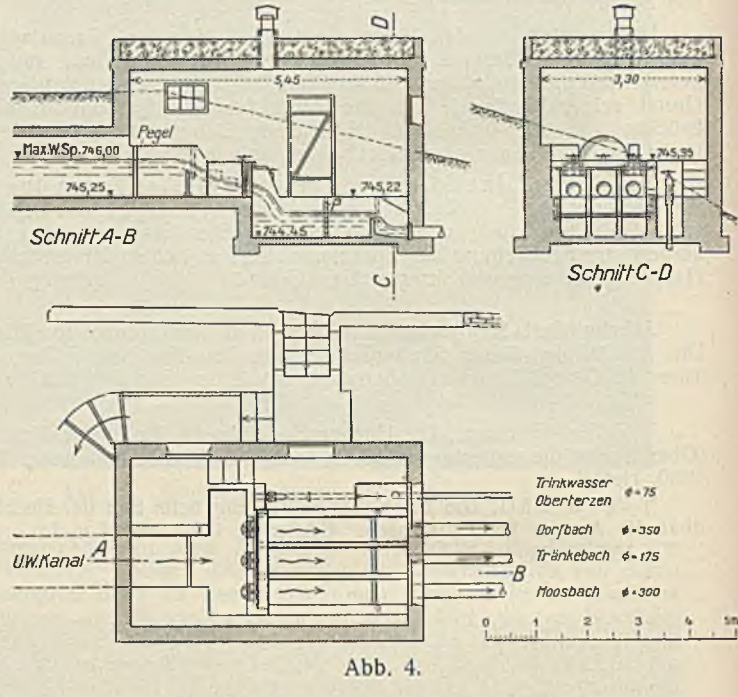
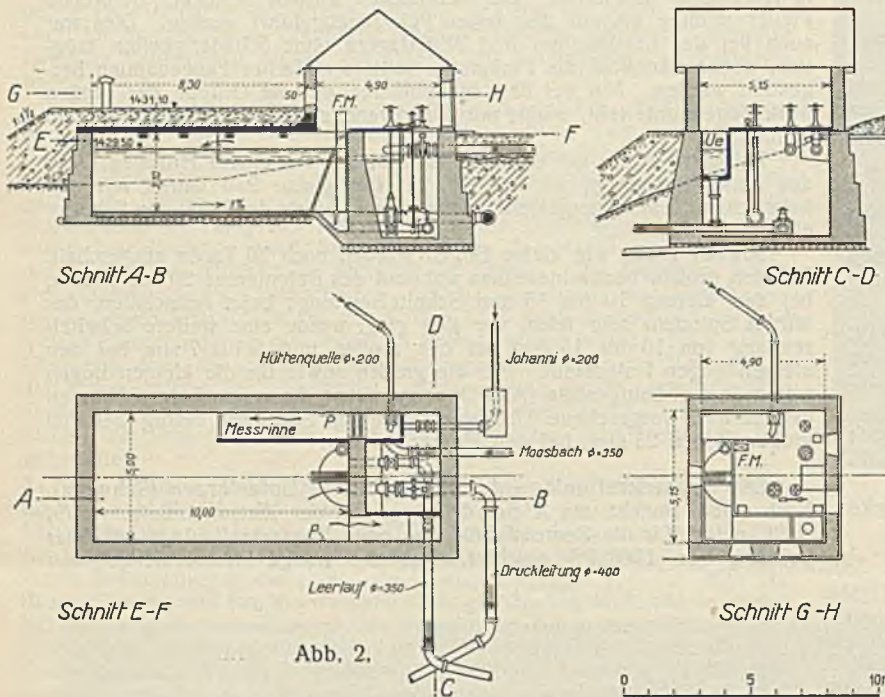
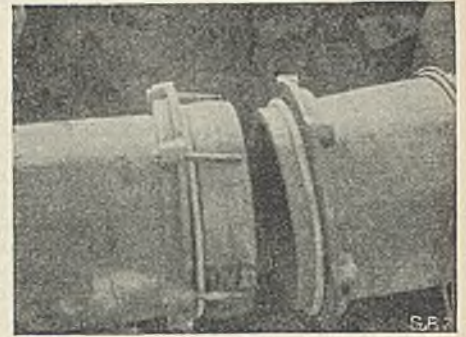
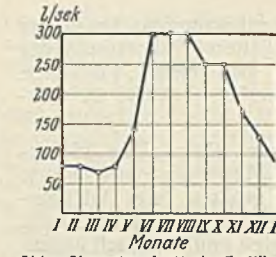
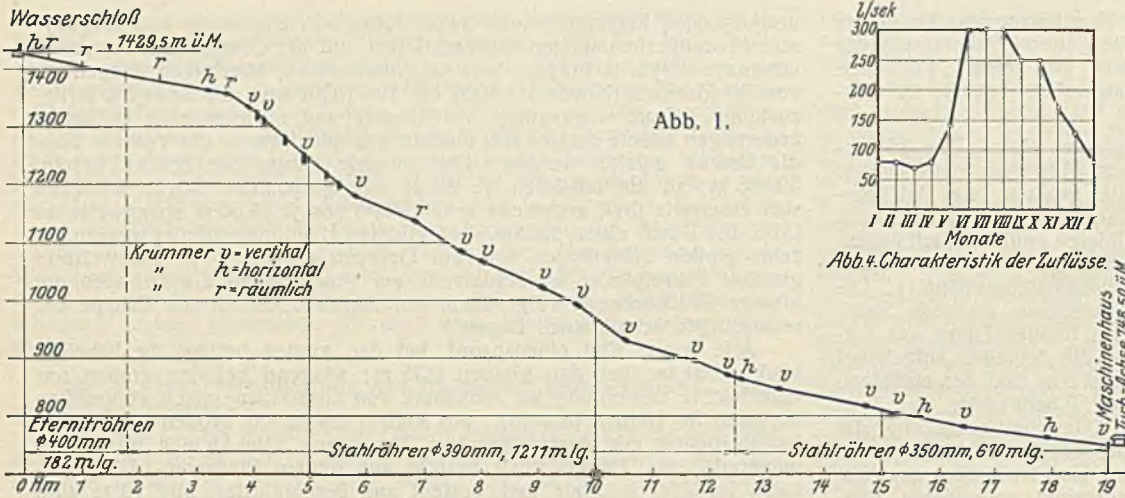


Abb. 3.



rd. 220 l/sek zu erhalten, wurden die drei Oberterzener Bäche, die in einer Höhe von rd. 1500 m ü. M. entspringen und eine im ganzen Jahre ziemlich gleichbleibende Temperatur von 4,6 bis 5,2 ° C haben, gefaßt und einem in 1429,5 m Höhe liegenden Speicherraum zugeführt. Das Fassungsvermögen des Speicherraums konnte, da der Betrieb nennenswerte Leistungsspitzen nicht aufweist, auf 120 m<sup>3</sup> beschränkt werden. Längenprofil und Charakteristik der Zuflüsse sind aus Abb. 1 ersichtlich.

Die Zuleitungen der einzelnen Bäche zum Speicher sind durch Schieber absperrbar. Der Speicher selbst besitzt einen Überlauf und zwei Meßgerinne zur Messung der zu- und abfließenden Wassermengen. Auch ist ein elektrischer Wasserstandsfernanzeiger vorgesehen. Hinter dem mit einem Feinrechen versehenen Einlauf der Druckleitung ist neben einem gewöhnlichen Schieber eine v. Rollschle Schließklappe eingebaut (Abb. 2).

Das Gefälle zwischen Turbinenachse und Speicherspiegel beträgt 681 m. Es ist an einzelnen Stellen besonders stark und erreicht an einer Stelle auf 250 m Länge 100%. Die durchschnittliche Neigung der 2063 m langen Druckrohrleitung beträgt 33%. Die Leitung ist unter die Gefriergrenze in den Boden eingebettet und verläuft möglichst geradlinig in der Richtung des größten Gefälles.

Der größte Teil der Leitung besteht aus nahtlos warm gewalzten Stahlrohren aus hochwertigem S.-M.-Flußstahl mit 55 bis 65 kg/mm<sup>2</sup> Festigkeit, mindestens 15% Dehnung und einer Streckgrenze von 28 bis 35 kg/mm<sup>2</sup>. Zur Berechnung wurde beim Eintritt ins Turbinenhaus ein hydrostatischer Druck von 68 at + 20 at Zuschlag genommen. Der Zuschlag nimmt bergwärts bis auf 5 at ab. Die Wandstärke der oberen 388 mm weiten Rohre beträgt 11 mm, die der unteren 344 mm weiten Rohre 12 mm. Die Beanspruchung erreicht dabei nie den Wert von 13 kg/mm<sup>2</sup>. Die Rohre besitzen Doppelbördel, die aus den Rohren selbst in Gesenken gepreßt sind. Die Flanschen sind lose. Als Dichtung dient ein Gummiring und ein darüberliegender profilierter Kupfering als Schutz gegen Herauspressen. Die Rohre sind innen und außen heiß asphaltiert und außen mit heiß asphaltierten Jutestreifen umwickelt. Zur Sicherheit sind sämtliche Krümmer einbetoniert und die stärkeren als verankerte

Festpunkte ausgebildet. In steilen Abschnitten ruhen die Rohre auf Sockeln auf, die bis auf Geländehöhe betoniert oder gemauert sind.

Der obere Teil der Rohrleitung, bis zu einem Druck von 4,5 at, besteht aus Eternitrohren von 400 mm I. W. Der so ausgeführte Teil der Rohrleitung ist 182 m lang. Auch die Zuleitungsrohre der Quellen zum Speicher bestehen aus solchen Rohren von 200 bis 350 mm I. W. mit einem höchsten Inneren Druck von 5 m WS. Die Eternitrohre sind 2,4 m lang. Die Verbindung besteht aus zwei gußeisernen Flanschen, zwei Dichtungsgummiringen und einem etwa 10 cm breiten Gußring (Abb. 3). Der Gußring wird über die Rohrstoßfuge geschoben, an seine beiden Seiten die Gummiringe gelegt und durch die Flanschen und ihre Verbindungsschrauben gegeneinander gepreßt. Richtungsänderungen bis 8° können ohne Bogenstücke verlegt werden, darüber wurden gußeiserne Krümmer verwendet.

Aus wasserrechtlichen Gründen mußte am Ende des Unterwasserkanals des Kraftwerks eine Einrichtung geschaffen werden, die es ermöglicht, das in mehreren Rohrleitungen den einzelnen Beziehern zuzuführende Wasser jederzeit so zu verteilen, wie es die Bezieher unter sich zu vereinbaren hatten. Im Turbinenhaus ist ein Meßkeller vorgesehen, aus dem das Turbinenwasser vier verschiedenen Gerinnen zugeleitet wird. Drei von ihnen sind mit Regelungsschiebern, Pegeln und kleinen Meßüberfällen versehen; im vierten, mit einem Meßkasten versehenen, wird die zur Trinkwasserversorgung nötige Menge ausgetrennt (Abb. 4).

Im Meßkeller befindet sich noch ein 1 m breiter Meßüberfall im Unterwasserkanal, der zu Versuchsmessungen bei Turbinenversuchen dient. Schm.

**INHALT:** Modellversuche für die Schleusentreppe am Shannon-Kraftwerk. — Das Talsperrenkraftwerk Kriebstein bei Waldheim im Tale der Zschopau (Fortsetzung). — Die Perlenen der Hochwässer und Eisstöße. — Vermischtes: Technische Hochschule Darmstadt. — Technische Hochschule München. — 33. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins. (Fortsetzung). — Jahrhundert-Straßenbrücke über den Rio Negro in Uruguay. — Wasserkraftanlage der Zementfabrik Unterterzen (Schweiz).

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