

THEODOR REHBOCK — 70 JAHRE.

Am 12. April vollendet in Karlsruhe, eben erst im Begriff, sein Lehr- und Forschungsamt in jüngere Hände zu legen, Theodor Rehbock in voller Frische des Geistes und Leibes sein 70. Lebensjahr. Damit ist ein an glänzenden Erfolgen ungewöhnlich reiches Ingenieurleben an einem Abschnitt angelangt, der eine zusammenfassende Rückschau rechtfertigt und zugleich möglich macht.

Zu Amsterdam 1864 geboren, widmete sich Rehbock an den Technischen Hochschulen München und Berlin dem Studium des Bauingenieurwesens. Als Regierungsbauführer wirkte er zunächst zwei Jahre beim Bau des Reichstagsgebäudes und danach als Assistent von Oberbaudirektor Ludwig Franzius, unter dem er am Entwurf der großen Weserbrücke und an einigen wasserbaulichen Projekten mitarbeitete. Nach Ablegung der zweiten Staatsprüfung zum Regierungsbaumeister machte er sich selbständig und errichtete in Berlin ein Ingenieurbüro für Wasserbau. Er bearbeitete vorwiegend große ausländische Projekte, die ihm Gelegenheit zur Ausführung ausgedehnter Reisen durch Europa, Nord- und Südamerika und Südafrika boten. In Zusammenarbeit mit der Firma Friedrich Krupp entwarf er die Befestigungsanlagen im La-Plata-Gebiet. Südafrika bereiste er als Leiter einer Expedition zur Feststellung der Bewässerungsmöglichkeiten. Kaum zurückgekehrt und eben im Begriff, eine neue Reise nach China zum Studium des Hoang-Ho-Problems vorzubereiten, entschloß sich Rehbock, den ihm auf Empfehlung Baumeisters 1899 angebotenen Lehrstuhl für Wasserbau an der technischen Hochschule in Karlsruhe anzunehmen.

Erfüllt von höchster Schaffenskraft und unermüdlichem Arbeitseifer, Eigenschaften, die ihm bis heute treu geblieben sind, entfaltete Rehbock von hier aus bald eine in ihrem Ergebnisreichtum und ihrer Vielseitigkeit sich ständig steigernde, außerordentlich fruchtbare Tätigkeit als Lehrer, Forscher und praktisch tätiger Ingenieur.

Er schuf alsbald in zunächst kleiner, den beschränkten Mitteln angepaßter Form, dem Vorbilde von Engels folgend, eines der ersten Flußbaulaboratorien, aus dem zahlreiche, wertvollste Arbeiten, vielfach von grundlegender Bedeutung, wie die nach ihm benannte Wehrformel, die Untersuchungen über Abfluß, Stau und Walzenbildung, die Brückenstauversuche u. v. a. hervorgingen.

Seinem Werbetalent und seiner zähen Energie gelang es dann den weltbekannt gewordenen großen Neubau des Karlsruher Flußbaulaboratoriums durchzusetzen, mit dessen Verwirklichung und an Erfolgen reicher Leitung er sich unvergängliche Verdienste um seine Hochschule erworben und die Entwicklung des flußbaulichen Versuchswesens der Welt epochemachend beeinflußt hat.

Es ist unmöglich, hier die Unsumme der Arbeiten auch nur aufzuzählen, die von dieser, bald aus allen Weltteilen besuchten und mit Aufträgen bedachten Anstalt im Laufe der letzten 15 Jahre ausgingen. Ebenso wenig ist es möglich, Rehbocks zahlreiche Aufsätze und größeren Veröffentlichungen, die er der Ingenieurwelt geschenkt hat, im einzelnen zu nennen. Es genügt hier, seinen bekannten Beitrag zum Band „Stauwerke“ des Handbuchs der Ingenieurwissenschaften: „Die festen Wehre“ zu erwähnen sowie den, eine wertvolle Übersicht seiner Forschungstätigkeit gebenden Beitrag zu dem von de Thierry und Matschoß herausgegebenen Werk über die Wasserbaulaboratorien Europas.

Während dieser reichen Lehr- und Forschungstätigkeit blieb Rehbock ständig in enger Föhlung mit der Praxis, indem er als Bearbeiter großer Projekte oder hochgeschätzter fachmännischer Berater bei der Vorbereitung und Durchführung großer Wasserbauten tätig war. So sind

mit seinem Namen verknüpft u. a. der Ausbau des Murg- und Schluchseewerkes in Baden, des Sebesflusses in Siebenbürgen, des Dnjestr und Opor in den Karpathen, die Hafengebauten von Swakopmund, Togo, La Plata, Rio de Janeiro, die Trockenlegungsarbeiten der Zuider-See und die Projekte der Talsperren im Murggebiet und bei Windhook.

Rehbocks hohe Verdienste fanden die gebührende Anerkennung durch die Verleihung der Ehrendoktorwürde seitens der Technischen Hochschule München, durch die Ernennung zum außerordentlichen Mitglied der Akademie des Bauwesens in Berlin und zum Ehrenmitglied des Koninkliken Institute van Ingenieurs in Haag.

Die deutsche Ingenieurwelt und die große Zahl seiner Freunde und Verehrer in allen Weltteilen begrüßen den jugendfrischen Jubilar in Dank und hoher Anerkennung zu seinem Ehrentage und hoffen, seine glänzende Erscheinung noch oft auf den großen internationalen Kongressen, wo sein Wort immer besonderer Beachtung sicher war, zu begegnen. Adolf Ludin.



DIE WEISZERITZTALSPERRE AN DER LEHNMÜHLE.

Von Reg.-Baurat Gruhle, Dresden.

Übersicht: Das allmähliche Versagen der im Industrieland Sachsen bereits aufs äußerste in Anspruch genommenen Grundwasserschätze zwingt dazu, die Wasserversorgung in verschiedenen Landesteilen auf Entnahme aus Talsperren umzustellen. Der zu diesem Zweck, neben Bauwerken ähnlicher Art, von der Sächsischen Wasser-Baudirektion in Dresden durchgeführte Talsperrenbau an der Lehmühle im Tale der Wilden Weißeritz wird in der folgenden Abhandlung kurz beschrieben.

Schon die Entwürfe und Ausführungen der Talsperren bei Klingenberg und Malter (1909—1913/1914) in den Talern der Wilden und Roten Weißeritz als Folge der Hochwasserkatastrophe von

1897 sahen in den Oberläufen dieser Flüsse weitere Staubecken vor, deren Bau allerdings zunächst durch den Krieg verzögert wurde. Das allmähliche Versagen der im Weißeritzgebiet und in der Elbaue bereits aufs äußerste in Anspruch genommenen Grundwasserschätze zwang erst dazu, die Frage der weiteren Wasserversorgung dieser Landesteile auf anderer Grundlage baldigst zu klären und lenkte den Blick wieder auf jene Staubecken. Die Untersuchungen führten zu dem Ergebnis, daß das Flußgebiet der Wilden Weißeritz infolge seines Waldreichtums und seiner verhältnismäßig dünnen

Besiedlung als das geeignetste dafür anzusprechen sei. In das Arbeitsbeschaffungsprogramm der sächsischen Staatsregierung vom Jahre 1926 wurde deshalb der Bau der Talsperre an der Lehmühle mit aufgenommen und mit den Vorarbeiten dazu bereits im Spätherbst 1926 begonnen.

oberhalb im reinen Gneisgebiet nicht zu befürchten war. Der Untergrund an der endgültigen Baustelle war außerordentlich günstig; sämtliche Bauwerke konnten in gesundem Gneis erstellt werden. Klüfte und Spalten wurden in der Baugrube nirgends angetroffen bis auf einzelne Stellen am linken Hang, wo man an

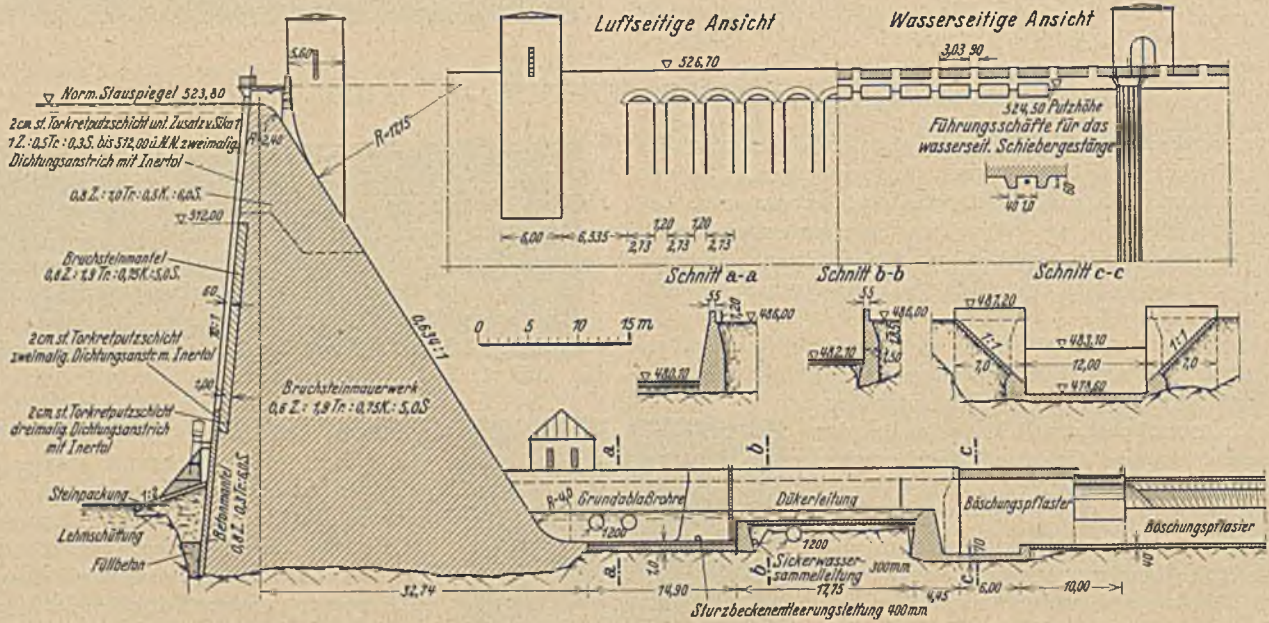


Abb. 1. Schnitt durch den Hochwasser-Überfall, durch das Sturzbecken und das Meßwehrgerinne.

I. Wasserwirtschaftliches, Geologisches und Gesamtanordnung der Anlage.

Die Talsperre an der Lehmühle liegt rund 12 km oberhalb der Klingenberger Talsperre, etwa 600 m flußaufwärts der Lehmühle. Das Fassungsvermögen des Staubeckens beträgt bei normalem Stauspiegel (+523,80 m ü. NN.) 22,0 Mill. m³, bei höchstem Stauspiegel (+524,95 m ü. NN.) 23,5 Mill. m³, das sind etwa 65% der mittleren jährlichen Abflußmenge des 61,4 km² großen, meist bewaldeten Niederschlagsgebietes. Sie wird damit bis auf weiteres Sachsens größte Sperre.

Die wasserwirtschaftlichen Untersuchungen, die auf zehnjährigen Beobachtungen in den Jahren 1915—1924 aufgebaut sind, haben ergeben, daß die Sperre bei einem Nutzinhalt von rund 21,5 Mill. m³ auch während einer längeren Trockenperiode 950 sl = rd. 30 Mill. m³ im Jahre ausgeglichen abzugeben vermag. Die Wasserführung der Weißeritz schwankt an der Sperrstelle zwischen 0,15 und 60 m³/s und beträgt im Mittel 1115 sl. Der Stausee erstreckt sich bei einer größten Breite von 1 km etwa 3 1/2 km flußaufwärts und bedeckt eine Fläche von 140 ha Wald- und Wiesengelände. Die Sperre hat die Aufgabe, den Abfluß der Weißeritz zu regeln, einen sicheren Hochwasserschutz zu gewährleisten und im Verein mit der Klingenberger Sperre die Gemeinden und Industrien des Weißeritzgebiets und der benachbarten Elbaue mit gutem Wasser zu versorgen; daneben wird sie später voraussichtlich noch zur Kraftgewinnung herangezogen werden.

Die Sperrmauerstelle war ursprünglich etwa 500 m unterhalb der Lehmühle vorgesehen. Diese Stelle wurde aber nach ausgeführten Schürfungen und Probegruben aufgegeben und rund 1100 m flußaufwärts verlegt, weil man auf den großen von Frauenstein in Richtung Dippoldswalde verlaufenden Granitporphyrgang stieß, der schlechte Untergrundverhältnisse und starken Wasserandrang aufwies und schwierige und kostspielige Gründungen erwarten ließ, was weiter

scheinend auf Ausläufer des bekannten Frauensteiner Granitporphyrganges traf und tiefer zu gründen gezwungen war. Dort zeigten sich auch vereinzelt Wasserandrang und Quellen, deren Fassung jedoch keinerlei Schwierigkeiten bereitete.

Das größte bekannte Hochwasser an der Sperrstelle beträgt etwa 60 m³/s. Diese Tatsache machte in der Mauerkrone über der Talsohle die Anordnung eines Hochwasserüberfalls mit 11 Öffnungen von je 2,73 m l. W. luftseitig, 3,03 m l. W. wasserseitig notwendig, deren Überlaufkante in Höhe des normalen Stauspiegels +523,80 m ü. N.N. liegt und die bei einer Strahlstärke von 1,15 m

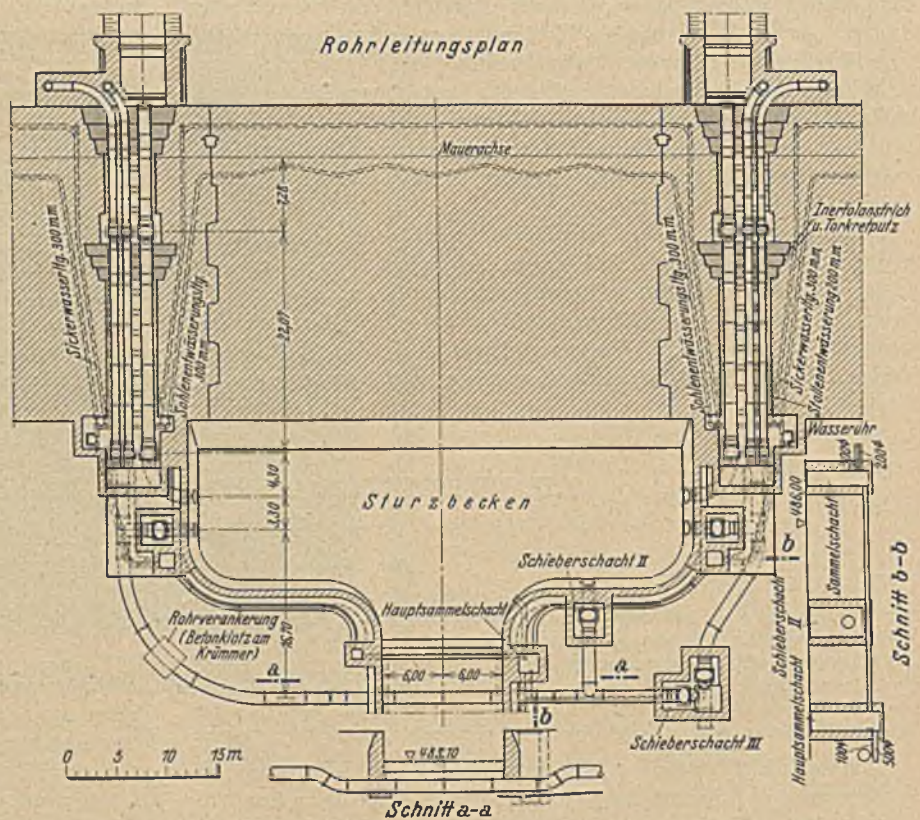


Abb. 2.

100 m³/s selbsttätig abzuführen imstande sind. Die Gangbahn wird über die Hochwasseröffnungen mittels einer Eisenbetonkonstruktion hinweggeführt (s. Abb. 1). Mit Hilfe von sechs Entlastungsrohren, die in zwei Grundablässen beiderseits des Überfalls unter-

geschaffen werden, der zum Auffangen gefährlicher Hochwasserspitzen geeignet und dieselben — auf längere Zeit verteilt — unschädlich abzuleiten in der Lage ist (s. Abb. 2 u. 3).

Die beiden Grundablässe, in einer gegenseitigen Entfernung von rund 61,0 m im Mauerfuß ausgespart, sind begehbare Stollen von 4,0 m Höhe und 5,0 m Breite; in ihnen sind je ein Rohr von 1200 mm l. W. und zwei Rohre von 800 mm l. W. verlegt; sie sind in Mauermitte und an der Wasserseite durch Klinkerpfropfen verschlossen. Alle drei Rohre sind innerhalb des Mauerkerne und luftseitig durch Talsperrenschieber, die von den Schieberhäusern auf

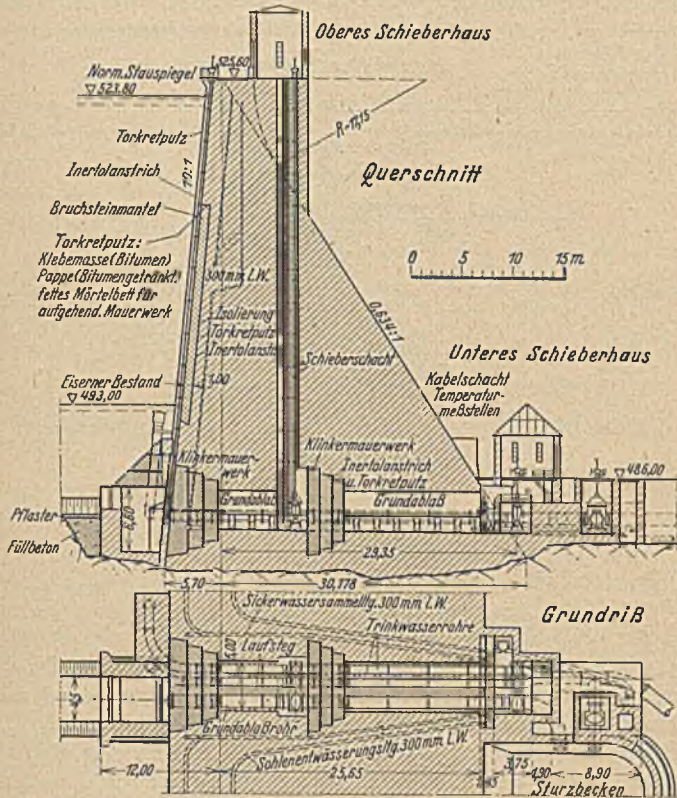


Abb. 3. Schnitt durch den linken Grundablaß.

gebracht sind und die bei gefülltem Becken gleichfalls ein Abführungsvermögen von 100 m³/s haben, kann außerdem im Laufe weniger Stunden ein Hochwasserschutzraum von genügender Größe

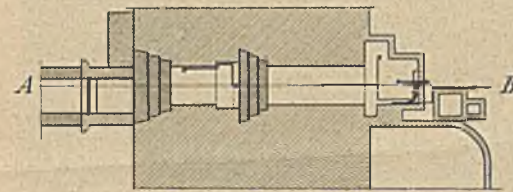
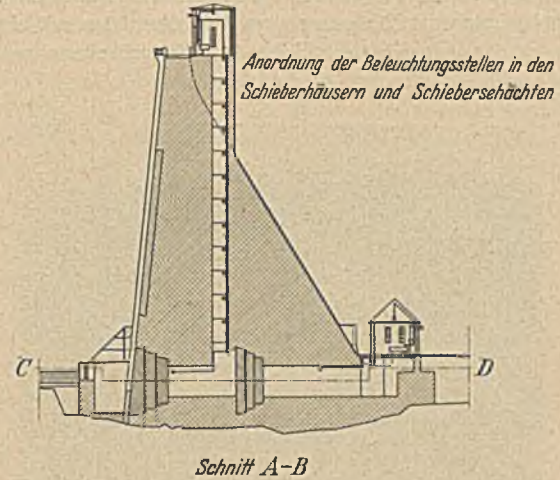


Abb. 5.

der Mauerkrone und an der Luftseite aus bedient werden, doppelt gesichert. Die großen Rohre (1200 mm) besitzen außerdem an der Wasserseite in Gestalt eines Flachschiebers noch eine dritte Sicherung. Sämtliche Schieber sind für Hand- und elektrischen Betrieb eingerichtet (s. Abb. 4, 5 u. 6). Vor den Einläufen der Entlastungsrohre (1200 mm) befindet sich je ein Einlaufbauwerk mit Grobrechen und Sandfang, die Einläufe der Trinkwasserrohre (800 mm) liegen auf Höhe +491,5 m ü. N. N. und sind durch Seiher abgeschlossen (s. Abb. 3).

Unter dem Hochwasserüberfall liegt am Mauerfuß zwischen den beiden luftseitigen Schieberhäusern das Sturzbecken, in das die Entlastungsrohre einmünden.

Die Anschlüsse der Sperrmauer an die Hänge wurden rechts mittels einer einfachen Betonherdmauer, links mittels eines Erdammes mit Betonkerndichtung erreicht.

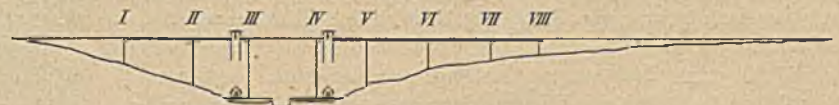


Abb. 6.

II. Die baulichen Anlagen.

Die Sperrmauer ist eine Gewichtsmauer mit 4 m Kronenbreite. Das Raumgewicht des Mauerwerks wurde in die statische Berechnung mit 2,35 t/m³ eingesetzt. Unter der Bedingung, daß keine Zugspannungen auftreten durften, ergab sich das Grunddreieck des Regelquerschnitts luftseitig $\tau : 0,634$, wasserseitig $\tau : 0,1$ ge-

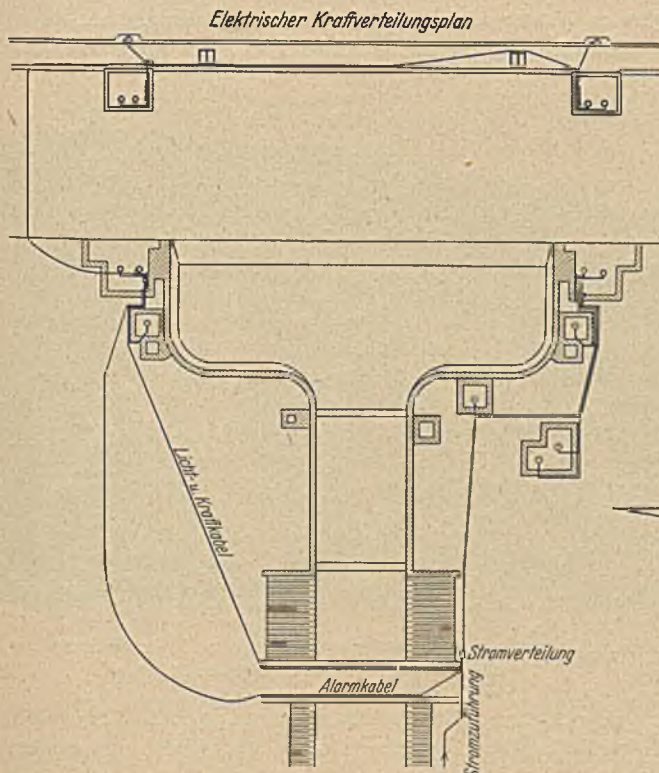


Abb. 4. Elektrischer Kraftverteilungsplan (für Licht- und Kraftstrom).

neigt. Bei 50 m größter Mauerhöhe beträgt darnach die Sohlenbreite 37,5 m; das Verhältnis $b : h$ ist also 0,75. Für diesen Querschnitt wurden als größte Randspannungen $\sigma_{max} = 9,65 \text{ kg/cm}^2$, als größte Schubspannungen $\tau_{max} = 3,49 \text{ kg/cm}^2$ ermittelt; die Kippsicherheit ist 2,04fach. Der Forderung, daß die Mauer auf der Sohle nicht abgleiten soll, wurde durch genügende Verzahnung der Felssohle und durch eine 3,0 m tiefe Einbindung des Mauerwerks in den gesunden Felsen nachgekommen.

Der Hochwasserüberfallquerschnitt ist in seiner Form in erster Linie nach hydraulischen Rücksichten ausgebildet worden; die Überfallkrone verläuft annähernd parabelförmig und geht dann in den Regelquerschnitt (Neigung $1 : 0,634$) über, der mit einer Ausrundung von $r = 4 \text{ m}$ in die Sohle des Sturzbeckens ausmündet (s. Abb. 1).



Abb. 7. Mauerarbeiten in der Talsohle, Arbeitsgerüste mit Transportkränen. Am rechten Hang Holzgerinne zur Überführung der Weißeritz während des Baues.

Die Grundrißform der Mauer ist gerade (s. Abb. 7), die Bogenform wurde aus Ersparnisgründen nicht gewählt, da sie bei der verhältnismäßig großen Mauerlänge von 420 m nach früheren Erfahrungen statisch doch kaum wirksam geworden wäre.

Um dem durch Temperaturschwankungen bedingten Arbeiten des Mauerwerks Rechnung zu tragen, mußten in Abständen von 35—40 m lotrechte Dehnungsfugen in der Mauer angeordnet werden. Die Fugen beginnen 4—5 m über der Gründungssohle und sind durch 3, bzw. 2 mm starke Kupferbleche, die in etwa 2 m Abstand von der wasserseitigen Mauerflucht eingemauert wurden, abgedichtet. In der Tafelmitte sind die Bleche durch Einziehen einer Rille gefaltet, die an der Fuge in einer rhombenförmigen Ausparung des Mauerwerks liegt und mit Bitumenpaste ausgegossen wurde. Da diese Ausgußmasse auch bei niedrigen Temperaturen noch plastisch ist und die Bleche im Bereich der Rille ausgeglüht, also weich und elastisch gemacht worden sind, ist die erforderliche Beweglichkeit der Dichtung an der Fuge gewährleistet. Im Grundriß erhielten die Fugen eine Verzahnung von 1,0 m Stärke und durchschnittlich 3,5—4,0 m Länge. An jeder Fuge ist etwa 1,0 m hinter dem Kupferblech ein besteigbarer Schacht von $1,0 \times 1,0 \text{ m}$ Querschnitt angeordnet, um die Wirksamkeit der Fugendichtung überwachen zu können und eine dauernde Beobachtung der Fuge zu ermöglichen (s. Abb. 2 u. 8).

Die Wasserdichtigkeit der Mauer wird durch eine in zwei Lagen von je 1—1,5 cm Stärke aufgebrachte Torkretputzschicht vom Mischungsverhältnis 1-RT-Zement : 0,5-RT-Traß : 3-RT-Grubensand gewährleistet, die noch dreimal mit Inertol gestrichen

wurde. Zum Schutze der Putzschicht gegen mechanische und atmosphärische Angriffe wurde zwischen den Ordinaten +491,50 und +513,0 m ü. N. N. ein im Mittel 1,0 m starker Mantel aus Mauerwerk errichtet, der mit 2,2 m breiten Schäften 0,4 m tief in den Mauerkörper einbindet (s. Abb. 9), während von Ordinate

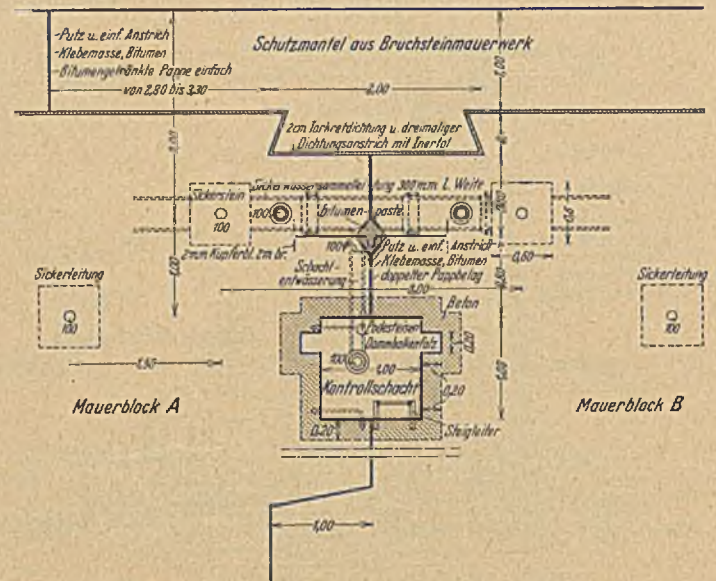


Abb. 8. Ausbildung der Dehnungsfugen.

+513,00 m ü. N. N. bis zur Mauerkrone +525,60 m ü. N. N. der Mauer mantel aus Ersparnisgründen weggelassen wurde und man sich mit der Putzschicht und den Anstrichen allein begnügte. Um auch den Mauerteil von der Gründungssohle bis zum Mantelansatz in Höhe +491,50 m ü. N. N. vor Wasserandrang zu schützen, ist weiter noch ein 0,8 m starker Gußbetonmantel angefügt worden, der den Bruchsteinmantel jeweils um etwa 2 m überdeckt. Da außerdem die Arbeitsgruben mit Magerbeton verfüllt und darüber eine Anschüttung von Lehm gestampft wurde, ist nach menschlichem Ermessen alles getan, was die Wasserdichtigkeit der Mauer gewährleisten konnte (s. Abb. 1).

Etwa trotz aller dieser Maßnahmen in die Mauer noch eindringendes Wasser wird durch Sickerwasserstränge, die 2,0 m von der wasserseitigen Mauerfläche entfernt im gegenseitigen Abstände

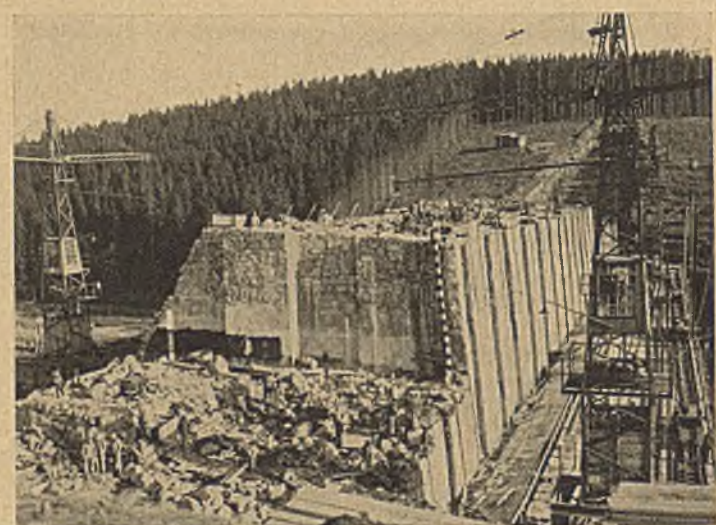


Abb. 9. Mauerfuge. Wasserseite der Mauer mit Verzahnung zur Einbindung des Mauermantels.

von 2,0 m verlegt sind, Sammelsträngen von 30 cm l. W. zugeführt, nach den luftseitigen Schieberhäusern abgeleitet und gemessen (s. Abb. 2 u. 3).

Die lotrechten Sickerwasserstränge wurden aus stark porösen Betonsteinen $60 \times 60 \times 60 \text{ cm}$ gebildet, die in der Mitte eine Lochung

von 10 cm Ø besitzen und auf der Baustelle fabrikmäßig hergestellt wurden.

An allen Tiefpunkten der Gründungssohle wurden zur Feststellung auftretender Unterdrücke Manometer angebracht. Trotz Anstauens bis zu 35 m Höhe konnten bisher meßbare Unterdrücke noch nicht festgestellt werden.

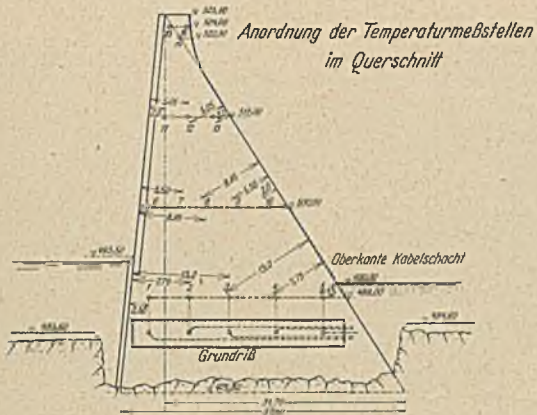


Abb. 10.

Zur Überwachung des Verhaltens der Sperrmauer im Betriebe sind außer den üblichen Meßbolzen für Höhenbeobachtungen eine Durchbiegungsmeßeinrichtung mit zwei Visuren und sechs beweglichen Mauerpunkten, sowie drei Feinmeßeinrichtungen für die Fugenbewegung vorhanden.

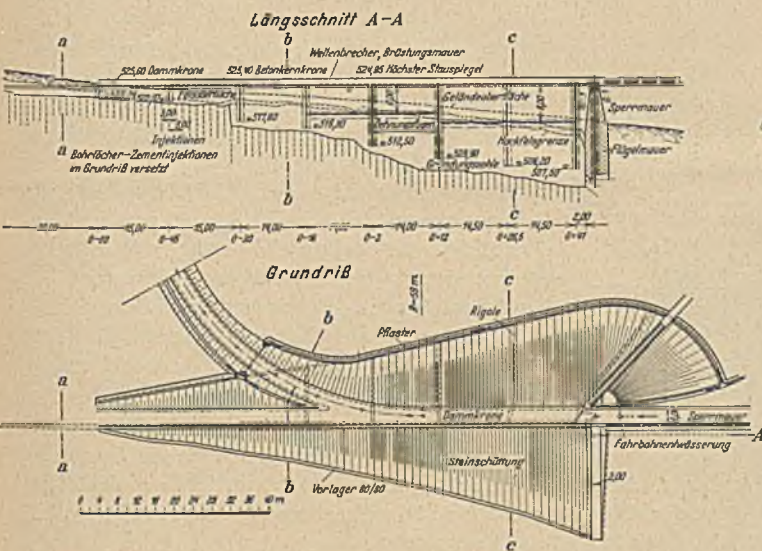


Abb. 11. Anschluß des Erddammes an die Sperrmauer am linken Talhang.

Zwecks Beobachtung des Verlaufes der Temperaturen innerhalb des Mauerkörpers wurden in zwei verschiedenen Mauerquerschnitten (links vom linken Schieberturm und rechts vom rechten Schieberturm) je 16 elektrothermische Messer eingebaut. Die Messungen ergeben wertvolle Hinweise auf den Abbindevorgang

in der Mauer und auf die Einwirkung der Außentemperaturen auf den Mauerkörper selbst.

Die 16 Thermometer in vier verschiedenen Höhenlagen der Mauer sind zu je zwei Galerien zusammengefaßt; sie werden an den Meßapparaten in den oberen und unteren Schieberhäusern abgelesen. Da der Anschluß der Leitungen an die Thermometer besonders sorgfältig ausgeführt werden muß, wurden die Kabel in Stahlpanzerrohre verlegt und so in die Mauer eingebettet. Sämtliche 32 Messer (s. Abb. 10) arbeiten einwandfrei.

Am rechten Hang wurde die Mauer nur bis zur Schnittlinie der Fahrbahn mit dem Gelände (in Höhe +525,60 m ü. N. N.) geführt. Die Einbindung in den gesunden, klingenden Felsen, die das Umspülen der Mauer bei bordvoller Sperre verhüten soll, wurde mittels einer unbewehrten, 1 m breiten Betonherdmauer von 38 m Länge erreicht, die konisch in die Massivmauer eingreift und mit dieser durch ein Kupferblech mit Rille nach Art der Fugenausbildung in der Sperrmauer verbunden ist. Die Herdmauer läuft in horizontaler Lage auf Null aus und ist nach Fertigstellung in ihrer ganzen Länge wieder verfüllt worden, so daß eine Unterteilung durch Fugen hinfallig wurde.

Am linken Hang wurde aus Ersparnisgründen nach reiflichen Erwägungen die Mauer von Station 0 +43 ab (Geländehöhe rd. +517,50 m ü. N. N.) durch einen Erddamm ersetzt. Das Bauwerk ragt an dieser Stelle nur noch rund 8 m aus dem Gelände heraus, während die Gründungstiefe dort bereits bis zu 14 m betrug und bei der Beschaffenheit und Lagerung des Felsens weiter hangaufwärts mit noch größeren Tiefen gerechnet werden mußte. Den Damm mittels Lehmschürze zu dichten, verbot sich bei dem Fehlen guten plastischen Materials auf der Baustelle ganz von selbst; infolgedessen kam man auf eine Betonkerndichtung zurück, die

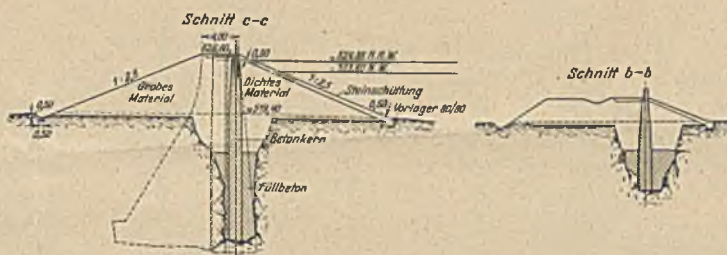


Abb. 12. Schnitte durch den Betonkern.

gleichzeitig einen guten Anschluß an die Sperrmauer gewährleistet (s. Abb. 11 u. 12).

Der Betonkern hat von der Gründungssohle bis zur Oberkante des anstehenden Felsens eine Breite von 1,4 m, die sich bis zu seiner auf Höhe +525,40 ü. N. N. liegenden Krone auf 0,7 m verjüngt und eine Länge von 103 m (Schnitt der Dammkrone mit dem Gelände); er ist in Abständen von 14—15 m durch Vertikalfugen, die durch senkrecht zur Fugenrichtung einbetonierte Kupferbleche abgedichtet werden, unterteilt (vgl. Fugenbeschreibung der Sperrmauer) (s. Abb. 13 u. 14). Um Ribbildungen oder gar Brüchen infolge ungleichmäßiger Belastungen vorzubeugen, sind weiter innerhalb der ersten vier Kernmauerblöcke Horizontalfugen angeordnet, und zwar etwa dort, wo die Betonkernmauer aus der Einspannung in den beiderseits angeschütteten Dammkörper übergeht; auf diese Weise kann der Kern etwaigen Bewegungen des Dammes

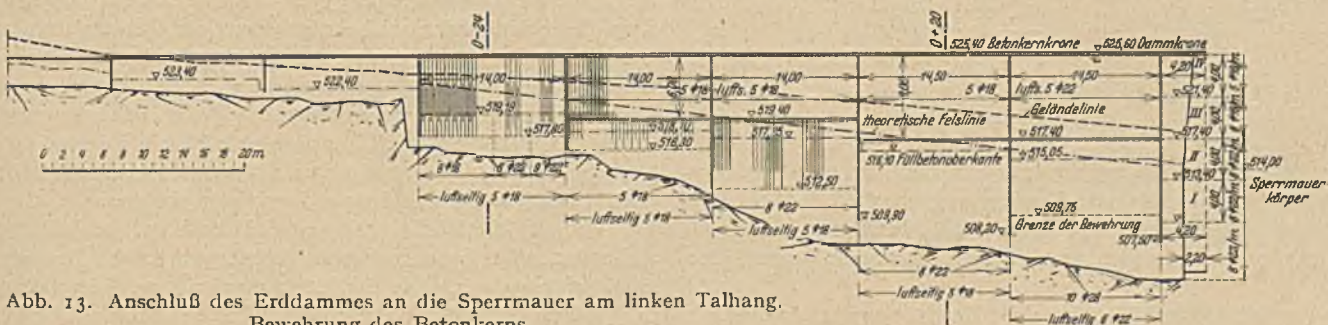


Abb. 13. Anschluß des Erddammes an die Sperrmauer am linken Talhang. Bewehrung des Betonkerns.

ohne Gefahr für seinen Bestand folgen. Schwierig war nur jeweils die Ausbildung der Kreuzungspunkte der Vertikal- und Horizontal-fugen, da sowohl die Längs-, wie auch die Querbewegung der Mauer gesichert bleiben und ein Ausknicken der Bleche vermieden

und im Anschluß daran mit einem zweimaligen Inertolanstrich versehen.

Die auf der Wasserseite liegenden Arbeitsgruben wurden zunächst für die Aufstellung der Schalungswände und für die späteren Torkretierungsarbeiten benötigt, anschließend sind sie bis etwa 1,5 m unter Felsoberkante mit Füllbeton vom Mischungsverhältnis 0,8-RT-Zement : 1,0-RT-Traß : 10-RT-Splitt und Sand ausgegossen worden, während für die Kern- und Herdmauer das Mischungsverhältnis zu 0,8-RT-Zement : 0,3-RT-Traß : 3,0-RT-Sand : 3,0-RT-

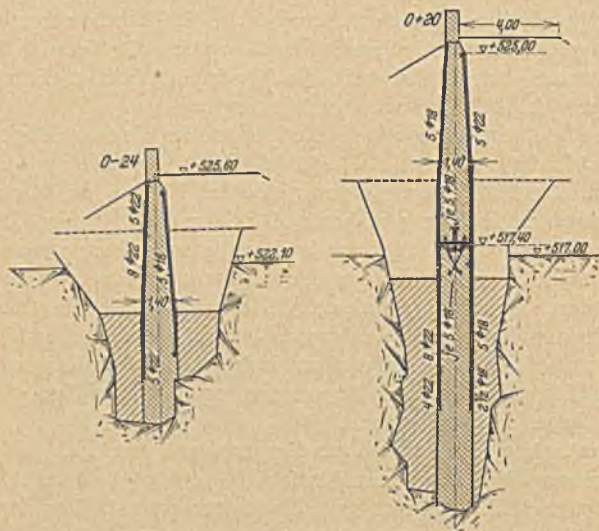


Abb. 14. Schnitte durch den Betonkern mit Bewehrung.

werden mußte. Man half sich dadurch, daß man das Kupferblech der Horizontalfuge auf ungefähre Blechbreite der Vertikalfuge zungenförmig ausschneidet, die beiden Bleche miteinander vernietet und die Zungenenden des Horizontalbleches in Breite der eigenen

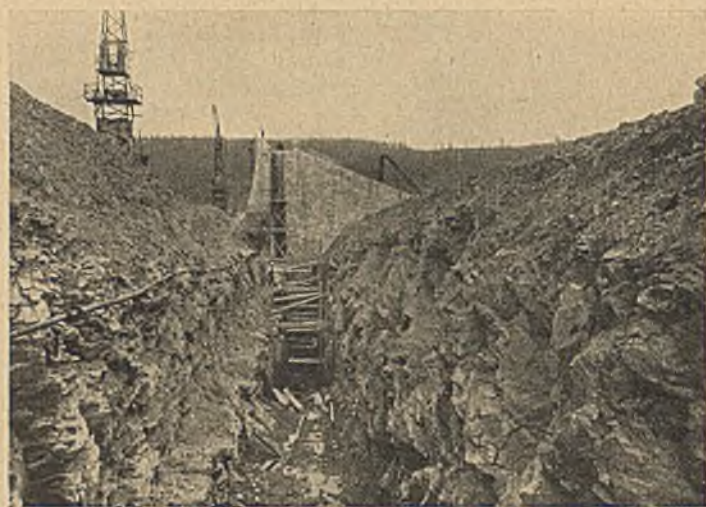


Abb. 17. Aushub für den Betonkern; Flügelmauer als wasserseitiger Abschluß des Erddamms. Einbindung des Betonkerns in die Sperrmauer.

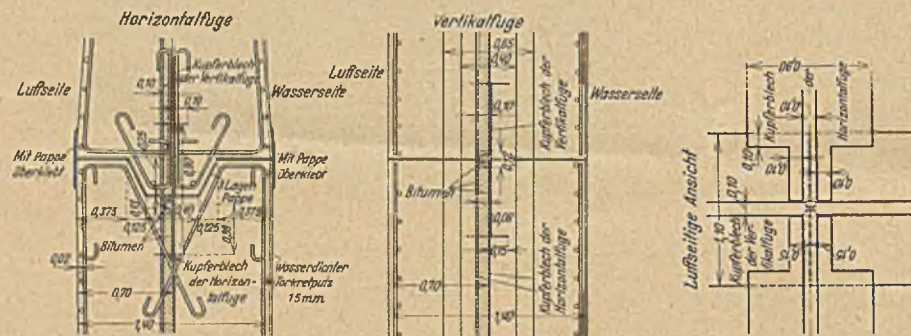


Abb. 15. Ausbildung der Horizontal- und Vertikalfuge des Betonkerns.

Splitt gewählt wurde (s. Abb. 14). Die übrigen, über dem Felsen liegenden Arbeitsgruben beiderseits des Kerns wurden bis in Geländehöhe mit erdig-lehmigen Massen in Lagen von 20 cm Stärke angefüllt.

Die wasserseitige Dammböschung ist zum Schutze gegen den Angriff der wechselnden Wasserstände und des Wellenschlages mit einer Steinschüttung befestigt. Wasserseitig wird der Erdamm gegen die Sperrmauer durch eine Flügelmauer in Bruchstein begrenzt, luftseitig lehnt er sich mit einem Böschungskegel an die Mauer an (s. Abb. 11, 17 u. 18).

Rille stumpf auf die Rille des Vertikalbleches aufstoßen ließ (s. Abb. 15).

An den eigentlichen Betonkern schließt sich eine 20 m lange, 0,7 m starke Herdmauer an, die der Gefahr des Umspülens des Damms vorzubeugen hat und die wieder verfüllt worden ist. Zur Sicherung des Untergrundes wurde die Sohle in ganzer Länge (auf 123 m) durch Zementeinpressungen gedichtet (s. Abb. 12, Schnitt a—a).

Beim Bau war besonders darauf zu achten, daß das Einbringen der Dammassen beiderseits des Kerns in gleich hohen Schichten erfolgte, damit die Belastung der Mauer möglichst gleichmäßig war; die Massen wurden laufend mittels einer 5-t-Walze eingewalzt, bzw. nach Möglichkeit eingespült.

Zur Entwässerung des luftseitigen Dammkörpers sind an den Fugenstellen im Beton Rigolen von 0,6 x 0,6 m angeordnet, die im allgemeinen senkrecht zur Mauer verlaufen, ein Gefälle von 1:100 besitzen und in das am Dammlauf entlang laufende Schnittgerinne einmünden (s. Abb. 11).

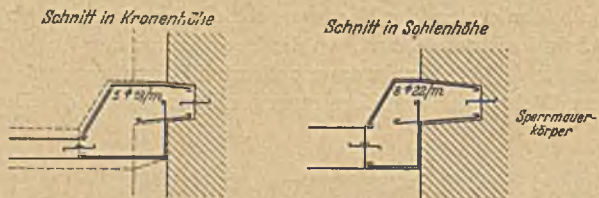


Abb. 16. Einbinden des Betonkerns in die Sperrmauer; Bewehrung des Anschlusses.

Am Anschluß an die Sperrmauer hat der Kern eine nach der Luftseite zu herauspringende Verstärkung erhalten (s. Abb. 16), damit seine Einbindung ungefähr in die Mitte der Mauer erfolgt und exzentrische Beanspruchungen derselben vermieden werden.

Die wasserseitigen Flächen des Kerns wurden torkretiert

III. Bauvorgang.

Die Baustelleneinrichtung war in erster Linie abhängig von der Lage des Steinbruchs, vom Antransport der Bindemittel, von der Gestaltung der Hänge und von der vorgeschriebenen Bauzeit.

Die Ausführung der Sperrmauer samt Nebenanlagen war Anfang April 1927 der „Bauunternehmung für die Talsperre Lehmühle“, bestehend aus der Dyc k e r h o f f & W i d m a n n A.-G., Dresden, und der T i e f b a u g e s e l l s c h a f t m. b. H., Dresden, auf ihr Angebot in Bruchstein übertragen worden.

Von größter Wichtigkeit war bei der Abbelegen der Baustelle von allen bedeutenderen Verkehrswegen die Regelung der Bindemittelzufuhr. Die Bindemittel wurden von der Bauverwaltung gekauft und frei Bahnhof Naundorf bei Schmiedeberg an der

Schmalspurlinie Hainsberg-Kipsdorf angeliefert. Die Bauunternehmung sah sich vor die Wahl gestellt, die Baustoffe entweder mittels Lastkraftwagens oder mittels Seilbahn anzufördern; ihre Entscheidung fiel zugunsten des ersteren aus, weil bis Steinbrückmühle die Staatsstraße Dippoldiswalde-Frauenstein zur Verfügung



Abb. 18. Wasserseite der fertigen Mauer. Aufbringen der Steinschüttung auf den Erddamm.

stand und nur ein verhältnismäßig kurzes Stück Weg von dort aus bis zur Baustelle neu hergestellt zu werden brauchte. Der Kalk aus den benachbarten staatlichen Brüchen in Hermsdorf wurde unmittelbar angefahren.

In dem etwa 1 km unterhalb der Sperrmauer aufgeschlossenen Steinbruch, in dem ein ausgezeichnetes Material anstand, wurden die Steine mit Ammonit und Ammonogelatine gesprengt und durch Löffelbagger geladen. Die Mauersteine wurden auf 75er-Spur unmittelbar zu den Waschen gefördert, die je nach den Baufortschritten der Mauer in verschiedenen Höhenlagen am linken Hang unterhalb der Mauer angelegt waren. Dort wurden sie mittels Druckwasserstrahls und Drahtbürsten gesäubert, in Steinkastwagen den Gerüsten zugerollt und von den Kranen den Arbeitsstellen zugeführt.

Die Vorschrift der Bauleitung, daß auf der Mauer Transporte irgendwelcher Art unter keinen Umständen stattfinden durften, bedingten bei Verwendung von Wolffschen Turmdrehkranen die Anlage von Gerüsten, die luft- und wasserseitig auf Höhe +492,00 m ü. N. N. entlang der Baugrube errichtet wurden (s. Abb. 7).

Die Frage, ob Kabel- oder Turmdrehkranen der Vorzug zu geben sei, ist ziemlich schwierig zu beantworten; letzten Endes werden immer die örtlichen Verhältnisse den Ausschlag geben müssen. Die gerade Grundrißform der Mauer wies gebieterisch auf die Verwendung von Kabelkranen hin, die Länge der Mauer jedoch (einschl. Erddamm rd. 520 m) mit ihren vielen Einzelarbeits- und Bedienungsstellen ließ wieder den Turmdrehkran geeigneter erscheinen. Die anfangs geforderten sehr frühen Fertigstellungstermine und die Notwendigkeit, möglichst viel Maurer anzusetzen und möglichst hohe Leistungen zu erzielen, gaben schließlich den Ausschlag zugunsten der Turmdrehkrane. Die in sie gesetzten Hoffnungen wurden auch im Laufe der Bauzeit nicht enttäuscht; ihre Beweglichkeit, ihre Anpassungsfähigkeit und vielseitige Verwendungsmöglichkeit waren hervorragend. Es waren insgesamt sechs Stück vorhanden, zu denen sich in letzter Zeit noch ein Derrick gesellte, der aber seiner Schwerfälligkeit und seiner langsamen Arbeitsweise wegen nur Arbeitsstellen untergeordneter Bedeutung zu bedienen in der Lage war.

Beim Ausheben der Baugrube wurden im Durchschnitt 3 m Überlagerungsmaterial und morsches Gestein und 3—4 m gesunder, klingender Fels entfernt, um die erforderliche Einbindungstiefe zu erreichen; am linken Hang dagegen mußte man bis zu 14 m Tiefe gehen, um eine einwandfreie Gründung zu ermöglichen. Alsdann wurde die Sohle mittels Druckwasserstrahls sorgfältig ge-

säubert und dabei alles lose oder gelockerte Felsmaterial entfernt. Auf die Gründungssohle wurde das Mauerwerk mit einem fetten Anschlußmörtel vom Mischungsverhältnis 1-RT-Zement : 2-RT-Sand unmittelbar, also ohne jede Betonausgleichsschicht, aufgesetzt und in einzelnen, etwa 2 m hohen Schichten hochgetrieben. Bei der Länge der Mauer war an Arbeitsflächen kein Mangel, infolgedessen brauchten die Schichten auch nicht höher gewählt zu werden. Im allgemeinen konnten die Blöcke eine Woche lang ruhen, ehe auf ihnen weitergearbeitet wurde. Für die Ruhezeit waren in erster Linie der Einfluß der Lufttemperaturen und die Festigkeitsentwicklung des frischen Mörtels ausschlaggebend.

An den Dehnungsfugen wurden die Mauerblöcke dadurch voneinander getrennt, daß der zuerst gemauerte Block geputzt, gestrichen und mit einer einfachen Pappenlage versehen, der Nachbarblock anschließend stumpf dagegen gemauert wurde (s. Abb. 9).

IV. Leistungen.

Mit dem Aufschließen der Baugrube und dem Ausbau der Zufahrtswege wurde, wie bereits erwähnt, im April 1927 angefangen. Das Mauern in der Talsohle begann am 12. Oktober 1927, mußte aber bereits am 11. November 1927 wegen auftretender starker Nachfröste eingestellt werden. Waren die Leistungen in dieser kurzen Zeit auch nicht übermäßig groß (rd. 3000 m³), so gaben sie doch einen guten Prüfstein dafür ab, ob sich die Baustelleneinrichtung bewährt hatte und man im kommenden Frühjahr mit Höchstleistungen rechnen durfte. Auf Grund der gemachten Erfahrungen konnten aufgetretene kleinere Mängel im Laufe des Winters 1927/28 beseitigt werden, so daß man 1928 nicht unliebsame Überraschungen in Kauf zu nehmen brauchte.

Die Leistung des Jahres 1928 betrug von Anfang April bis Mitte November 77 000 m³ Mauerwerk, durchschnittlich im Monat also 12 800 m³. Die größte Tagesleistung wurde am 18. Juni 1929 erzielt, wo 820 m³ Mauerwerk im Zweischichtenbetrieb erstellt

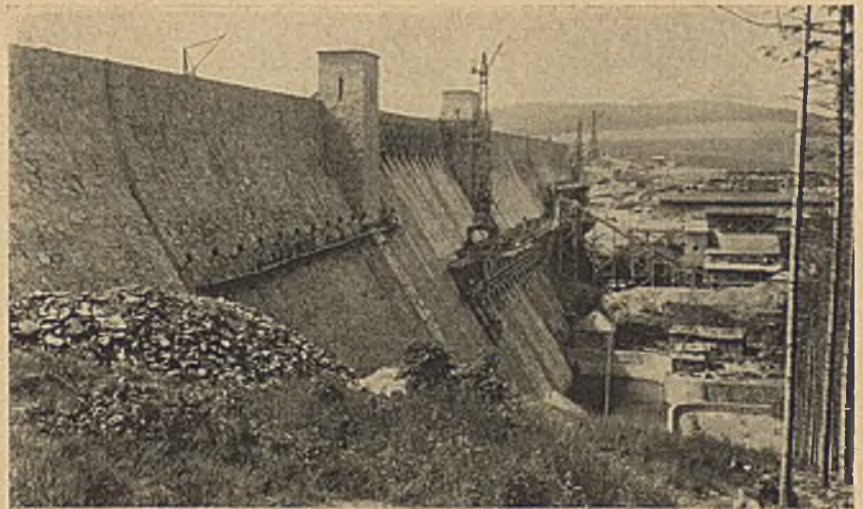


Abb. 19. Säubern und Verfugen der Mauer. Abbruch des luftseitigen Arbeitsgerüstes.

werden konnten. Die Jahre 1929, 1930 und 1931 können in ihrer Gesamtheit zum Vergleich nicht mehr herangezogen werden, da im Juli 1929 eine Einschränkung der Arbeiten angeordnet und der Vollbetrieb erst im August 1930 wieder aufgenommen wurde, während 1931 nur noch Restarbeiten zu erledigen waren und vor allem der Bau des Erddammes in Angriff genommen und durchgeführt wurde. Immerhin wurden im Herbst 1930 im Einschichtensystem noch Tagesdurchschnittsleistungen von 450 m³ erreicht.

Insgesamt wurden geleistet:

Baugrubenaushub — Erdmaterial	28 300 m ³
Baugrubenaushub — Fels	66 000 m ³
Mauerwerk der Sperrmauer, einschl. Bruchsteinmantel, Brüstungen, Schieberhäusern, Sturzbecken usw.	185 350 m ³
Betonmantel auf der Wasserseite der Mauer	1 865 m ³
Beton für Ausfüllung der wasserseitigen Arbeitsgruben	3 000 m ³
Eisenbeton für Gangbahn über die Hochwasserüberfälle und für den Betonkern des Erddamms	2 130 m ³

Das Gesamtmauerwerk der Sperre einschl. Nebenanlagen beträgt somit 192 345 m³.

Dabei wurden verarbeitet: rd. 14 000 t Zement, 21 200 t Traß, 2950 t gebrannter Kalk und 15 000 kg Kupferbleche; verbraucht wurden ferner rd. 3500 m³ Holz, 75 000 kg Sprengstoffe und rd. 2,6 Mill. kWh Strom.

Für die Architektur der Mauer, deren Ansichtsfläche aus großen Quadern besteht, war der Charakter der Landschaft maßgebend; infolgedessen weisen die Flächen auch außer den halbkreisförmigen Öffnungen des Hochwasserüberfalls und den Schiebertürmen keinerlei Unterbrechungen auf, ohne dabei eintönig zu wirken. Die Steine wurden in der Form, wie sie der Steinbruch hergegeben hat, ohne besondere Bearbeitung, vermauert, die Fugen tief ausgehackt und anschließend mit dem Fugeisen verstrichen (s. Abb. 19).

Der Bau der Sperranlage hatte noch eine größere Verlegung der Obergebirgischen Poststraße (Staatsstraße Dippoldiswalde—Frauenstein), die das Staubecken durchquerte, im Gefolge; sie

wurde in der Hauptsache in den Jahren 1930 und 1931 durchgeführt und konnte Anfang 1932 dem Verkehr übergeben werden. Außer einigen Bachkreuzungen von untergeordneter Bedeutung ist dabei eigentlich nur der große Eisenbetonwölbdurchlaß bemerkenswert, der in dem das Tal kreuzenden, rd. 14 m hohen Straßendamm errichtet werden mußte. Er hat 55 m² Lichtöffnung, um bei einem Stau unter der Höhe 513,00 m ü. N. N. die allen Berechnungen zugrunde gelegte Höchstwassermenge der Weißeritz von 100 m³/s ohne Gefahr für den Damm und das Bauwerk abführen zu können; bei bordvoller Sperre dagegen wirkt er als Düker mit dem gleichen Abführungsvermögen. Zum Schutze gegen Wellenschlag, Eis und schwimmendes Holz ist der Damm bis 1 m über Höchststau durchgehend abgeflastert.

Der Bau der Mauer mit allen Nebenanlagen wurde als großer Notstandsbau durchgeführt; die Höchstbelegschaft war im Sommer 1928 mit rd. 900 Mann vorhanden, davon bis zu 95% Erwerbslosen. Insgesamt wurden 425 000 anrechnungsfähige Erwerbslosentagewerke auf der Baustelle geleistet, zu denen im Sommer 1932 noch rd. 25 000 Tagewerke des freiwilligen Arbeitsdienstes hinzukamen, der zur Beseitigung von Halden, zur Anlage von Wegen und zu Bäumungsarbeiten aller Art eingesetzt wurde und sich sehr gut bewährt hat. Rechnet man dazu noch die Leistungen, die zwar nicht auf der Baustelle unmittelbar vollbracht, aber doch mit dem Bau mittelbar im Zusammenhange stehen, wie Herstellung von Maschinen, Rohren, Schiebern, Zement, Traß, Kalk usw., so kann man wohl sagen, daß das Bauwerk — abgesehen von seiner volkswirtschaftlichen Bedeutung — seinen Zweck auch insofern erfüllt hat, als es sechs Jahre lang einem nicht unerheblichen Teil der Bevölkerung der engeren und weiteren Umgebung der Baustelle Arbeit und Brot gegeben und so zu einer Belebung des schwer ringenden deutschen Wirtschaftslebens beigetragen hat.

FORTSCHRITTE BEIM BAU DER BOULDER (HOOVER-)DAM-SPERRE.

Herstellung und Verarbeitung des Betons.

Bearbeitet von Dr.-Ing. H. Rohde, Essen.

Es ist nicht ganz ein Jahr her, daß in dieser Zeitschrift¹ über die Bauausführung des Boulder-Dam berichtet wurde. Seit dieser Zeit haben die Bauarbeiten weitere gewaltige Fortschritte gemacht und wenn nicht besondere Umstände eintreten, dürften die Bauarbeiten an der Sperrmauer zum 1. Mai 1935 beendet sein, d. h.



Abb. 1. Aushubarbeiten für die Gründung der Sperrmauer, Bauzustand am 1. Mai 1933.



Abb. 2. Aufstellen der Schalung und Beginn der Betonierarbeit. Bauzustand Mitte Juni 1933.

wie im Bauprogramm vorgesehen, ins Auge gefaßt werden konnte. Es scheint nun, daß hiermit bereits im Spätsommer dieses Jahres begonnen werden kann. Eine gute Vorstellung von dem Bautempo geben die Abb. 1—3. Abb. 1 zeigt die Aushubarbeiten in der Talsohle kurz vor Beginn der Betonierung. Anderthalb Monate später konnte der erste Beton eingebracht werden (Abb. 2) und nach weiteren sechs Monaten betrug die Menge des eingebrachten Betons 760 000 m³ oder fast ein Drittel der Gesamtmenge von 2,6 Millionen Kubikmeter (Abb. 3).

Beschreibung der Gesamtanlage.

Die allgemeine Anordnung der Anlage geht aus dem Lageplan² hervor. Jenes Bild zeigt auch anschaulich den gewaltigen Umfang der Nebenarbeiten, die gleichzeitig mit dem Hochführen der Sperrmauer ausgeführt werden müssen. Im folgenden sei nur kurz auf die wichtigsten hingewiesen.

Die zu beiden Seiten der Talwände unterhalb des Krafthauses angeordneten Schieberbauwerke dienen zur Regulierung des durch die unteren Einlaftürme abgezogenen Wassers, das nicht in den Turbinen abgemahlen wird. Die Schieberhäuser enthalten jeweils sechs 2,13 m Nadelventile, sowie ein Notschutz. Die Gründungs-

zwei Jahre und drei Monate früher als nach dem ursprünglich aufgestellten Bauprogramm vorgesehen war.

Schon vor einem Jahre waren die Bauarbeiten so schnell vorgeschritten, daß für den Aufstau der 15. Juni 1935, statt 1936

¹ Vgl. Bauing. (1933), Heft 25/26, ferner Bericht Palen, Heft 13/14; außerdem Bauing. (1932), Aufsatz Tölke, Heft 7/8 und Bericht Tölke, Heft 39/40.

² Vgl. Bauing. (1932) S. 97 und (1933) S. 355.

arbeiten sind nunmehr soweit vorgeschritten, daß mit der eigentlichen Bauausführung begonnen werden kann.

Durch die weiter stromab gelegenen Mundlöcher der inneren Wasserableitungstollen von je 15,2 m Innendurchmesser soll das durch die oberen Einlauffürme abgezogene Wasser, das nicht zur Krafterzeugung verbraucht wird, abgeleitet werden. Die über hundert Meter vom Mundloch entfernt im Stollen angeordneten

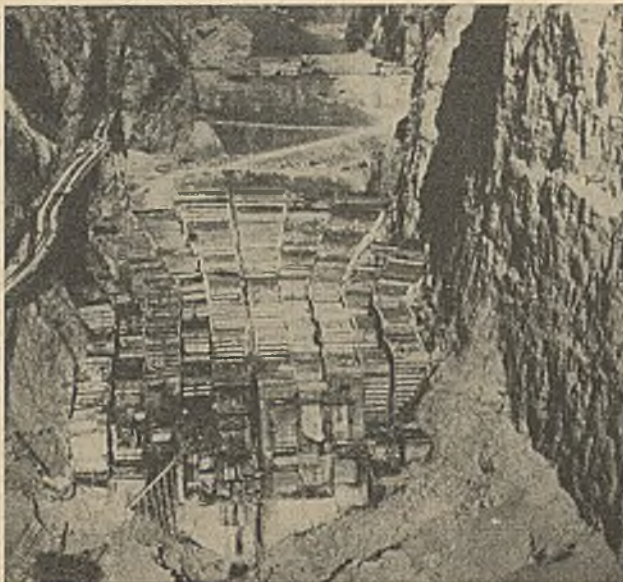


Abb. 3. Blick auf die Sperrmauer-Baustelle.
Bauzustand Mitte Dezember 1933.

Kammern mit einer größten Breite von 38 m und einer Höhe von 19,5 m bedingten eine Erweiterung des Stollen-Normalquerschnittes auf eine Länge von etwa 60 m. Jede Kammer enthält sechs 1,83 m Nadelventile und ein Notschütz. Ein großer Teil der Erweiterungsarbeiten in den Stollen ist beendet, mit Rücksicht auf die Hauptarbeiten ist aber die Ausführung der Restarbeiten jetzt auf das erste Halbjahr 1935 verlegt worden.

Das am Fuße der Sperrmauer gelegene Krafthaus ist hufeisenförmig angeordnet. In den beiden Seitenflügeln von je 175 m Länge und 23 m Breite sind die Turbinen und Generatoren aufgestellt und zwar acht 82 500-kVA-Aggregate im Nevada-Flügel und sieben 82 500-kVA-, sowie zwei 40 000 kVA-Aggregate im Arizona-Flügel. Die Schalt-, Betriebs- und Lagerräume sind in dem Mittelstück angeordnet. Mit dem größten Teil der Fundament-Aushubarbeiten ist schon begonnen worden. Der Krafthausunterbau dürfte bis Juni d. J., der Krafthaushochbau bis September d. J. beendet sein.

Nach Abschluß der Bauarbeiten am Krafthaus müssen die Bodenmassen der unterwasserseitigen Sperrdämme weggeräumt werden, um die Regulierungsarbeiten im Unterwasserkanal durchführen zu können. Die Ausräumung dieser 300 000 m³ Boden- und Felsmassen soll im kommenden Winter 1934/35 durchgeführt werden, so daß September 1935 das Kraftwerk in Betrieb genommen werden dürfte.

Eine weitere Anzahl von Bauarbeiten von geringerer Bedeutung werden im Zusammenhang mit dem Gesamtprojekt während der nächsten drei Jahre noch zur Ausführung kommen. Legt man den bis jetzt erzielten Baufortschritt bei der Aufstellung des Bauprogramms für diese Arbeiten zugrunde, so kann angenommen werden, daß bis zum Frühjahr 1937 sämtliche Restarbeiten beendet sein dürften, d. h. mindestens ein Jahr früher als ursprünglich angenommen war.

Von den Nebenarbeiten ist von besonderem Interesse die Ausführung der vier großen 116 m hohen Eisenbeton-Einlauffürme. Die Türme haben unten einen Durchmesser von 25 m und verjüngen sich nach oben auf eine Breite von 19,5 m. Ihre Fundament-

sohle liegt 118 m über dem tiefsten Punkt der Gründungsfläche der Sperrmauer. In jedem Turm sind zwei Zylinderschütze von 9,75 m Durchmesser, eines an der Sohle, eines 45,7 m höher, eingebaut. Die Zylinderschütze dienen zum Verschließen des Grundablasses und der Druckrohrleitungen zum Krafthaus. Obwohl die geologischen Untersuchungen keine Anhaltspunkte für Erdbebengefahr in diesem Gebiet ergaben, wurde aus Sicherheitsgründen bei der Anordnung der Bewehrung hierauf Rücksicht genommen. Hierdurch erklärt sich der hohe Bewehrungsprozentsatz von 90 kg Eisen auf 1 m³ Eisenbeton. Die Türme sind durch betonummantelte eiserne Fachwerkbrücken von 32,6 m Spannweite mit der Mauerkrone verbunden.

Sehr gute Arbeitsfortschritte wurden auch bei der Herstellung der Stollen und der Druckrohrleitungen zum Krafthaus erzielt. Die Stahlplatten wurden auf der Baustelle selbst gewalzt, gebogen und in einzelne Abschnitte zusammengeschweißt. Die größten Arbeitsstücke haben eine Plattenstärke von 70 mm bei einem Innendurchmesser von 9,1 m und einer Länge von 7,3 m. Derartige Stücke können noch mit dem Kabelkran von 150 t Tragkraft transportiert werden. Abb. 4 zeigt eine der riesigen Walzen, die den Stahlplatten die gewünschte Krümmung erteilen. Das Zusammenschweißen der Platten erfolgt in automatischen Schweißmaschinen.

Die Herstellung der Rohre mit einem Durchmesser bis zu 2,6 m ist verhältnismäßig einfach, da sie nur eine Längsschweißnaht haben und durch ein oder zwei Ringschweißnähte in Abschnitte von 6—9 m Länge zusammengesetzt werden. Die 6 m langen Rohrstücke von 4 m Durchmesser erhalten in der Mitte einen Aussteifungsring mit T-förmigem Querschnitt. Die Rippe des Aussteifungsringes wird beim Einbau der Rohre im Tunnel auf die hierfür vorgesehenen Lagerflächen aufgesetzt, so daß das Zusammenschweißen der einzelnen Rohrstücke unbehindert vor sich gehen kann. Der Versteifungsring wird aus einem besonderen Formeisen, das dem Flansch eines T-Eisens ähnelt, gewalzt und mit den beidseitig angrenzenden Rohrstücken verschweißt. Zuletzt wird dann der ringförmige Steg aufgesetzt.

Den Arbeitsvorgang beim Biegen und Walzen des Versteifungsringes zeigt Abb. 4.

Die Kontrolle der Schweißnähte mit einer Gesamtlänge von 120 000 m erfolgt durch Röntgenaufnahmen. Jede Aufnahme um-

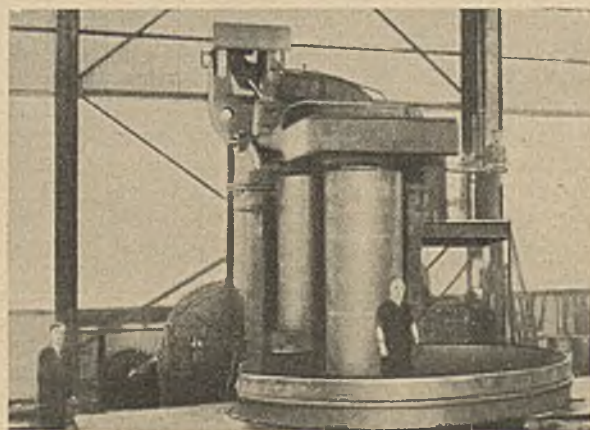


Abb. 4. Die Herstellung der riesigen Rohre erforderte die Aufstellung von besonderen Maschinen mit großen senkrecht stehenden Walzen. Das Bild zeigt die Herstellung eines Versteifungsringes von 4 m Durchmesser.

faßt 75 cm Schweißnaht. Die Filme werden sofort im Laboratorium entwickelt und auf Fehler und Mängel der Schweißnaht kontrolliert.

Die beiden seitlich angeordneten Hochwasserüberfälle ermöglichen die Abführung einer Hochwassermenge von 11 300 m³/sec oder 50% mehr wie das H. H. W. von 1884. Nicht berücksichtigt sind hierbei der Hochwasserstauraum im Becken von rd. 11,7 Milliarden m³, sowie das Schluckvermögen der Turbinen und Grundablässe von 3400 m³/sec. Die Länge der Wehrkrone jedes Über-

fallens mißt 122 m, die Gesamtlänge des Bauwerks beträgt 213 m. Die Betonmassen betragen rd. 115 000 m³, der Felsaushub rd. 535 000 m³. Zur Wasserableitung dienen zwei Stollen von 15,2 bis 21,3 m Durchmesser, die in die Umleitungsstollen einmünden. Auf den festen Wehrkörpern sind vier bewegliche Trommelwehre von

der Baustelle eingerichtet. Die Anlage wird so betrieben, daß zunächst die einzelnen Zementsorten in Silos gelagert und dann vermittels einer Transportschnecke im Verhältnis der Werkskapazitäten abgezapft und auf dem Transport vermischt werden. Von dieser Vormischanlage wird dann der Zement auf pneumatischem Wege durch eine 9zöllige Rohrleitung zu der Betonbereitungsanlage befördert.

Über das auf Grund von langjährigen Versuchen festgesetzte Mischungsverhältnis, sowie die sonstigen Eigenschaften des Betons und der Zuschlagstoffe gibt die nachfolgende Tabelle Auskunft:

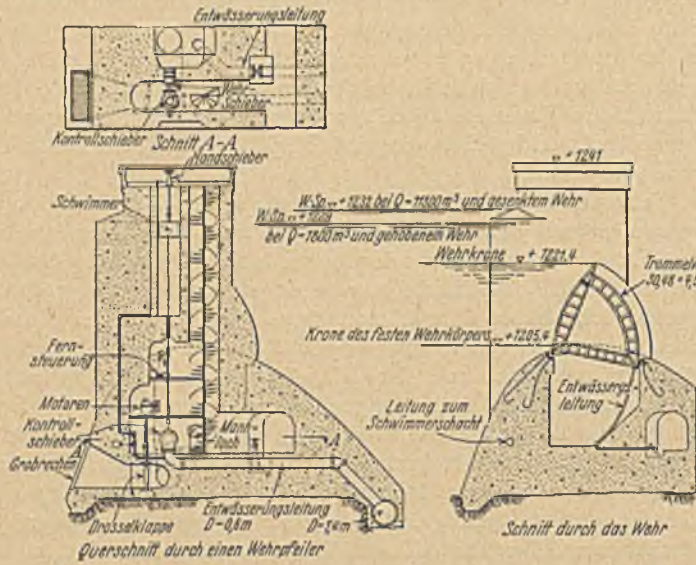


Abb. 5. Schnitte durch den Hochwasserüberfall.

je 30,5 m Länge und 4,6 m Höhe aufgesetzt. Die Einzelheiten sind aus der Abb. 5 ersichtlich. Die Stärke der auf die Felswände aufgetragenen Betonverkleidung schwankt zwischen 45 und 60 cm.

Betonarbeiten auf der Hauptbaustelle.

Auf den Umfang der Bauarbeiten an der Sperrmauerbaustelle und die dort inzwischen gemachten Fortschritte ist bereits eingangs kurz hingewiesen worden. Im nachfolgenden soll auf die Fragen der Betonbereitung, Betonverarbeitung und die dabei gemachten Erfahrungen eingegangen werden, da diese für den Fachmann von besonderer Bedeutung sind.

Die Art des Bindemittels ist neben der zweckmäßigen Wahl der Zuschlagstoffe und des Wasserzusatzes von ausschlaggebendem Einfluß auf die Güteeigenschaften des Betons. Um die Volumenänderungen des Betons auf ein Minimum zu reduzieren, wurde auf Grund von umfangreichen Untersuchungen an Stelle des normalen Handelszementes, ein Spezialzement mit besonders geringer Abbindewärmentwicklung verwandt. Gegenüber dem normalen Portlandzement soll dieser Spezialzement folgende Eigenschaften aufweisen:

1. Die Abbindewärme ist um ein Drittel geringer.
2. Bedeutende Verbesserung der Verarbeitbarkeit des damit hergestellten Betons bei geringerem Wasserzementfaktor (0,597 gegenüber 0,642 bei Verwendung von normalem Handelszement) hauptsächlich infolge der größeren Mahlfeinheit.
3. Festigkeitszuwachs am Anfang geringer. Endfestigkeit des Betons jedoch höher wie bei Verwendung von normalem Portlandzement.

Diese Eigenschaften des Bindemittels wurden durch Änderung seiner chemischen Zusammensetzung erreicht und zwar hauptsächlich durch Verringerung der Tricalcium-Silikat- und Tricalcium-Aluminat-Komponenten. Hierbei zeigte sich, daß die Verbesserung der Güteeigenschaften vor allen Dingen auf die Herabsetzung des Gehalts an Tricalcium-Aluminat zurückzuführen ist.

Dieser Spezialzement (low-heat cement) wird von vier in Süd-Kalifornien gelegenen Zementfabriken bezogen. Um die Ungleichmäßigkeiten der einzelnen Zementsorten in der Farbe und chemischen Zusammensetzung auszugleichen und damit eine Gleichmäßigkeit der Güteeigenschaften des Betons zu gewährleisten wurde eine besondere Vormisch- und Dosierungsanlage auf

	Korngröße in mm	Mischverhältnis	Raumgewicht	Spez. Gew.	Hohlraumgehalt
Zement	—	1,00	—	—	—
Sand	—	2,45	1,73	2,64	33%
Feinkies	6,4—19	1,75	—	—	—
Mittelkies	19—38	1,96	—	—	—
Grobkies	38—76	1,66	—	—	—
Steineinlagen	76—229	2,18	—	—	—
Gesamter Kies	—	—	1,93	2,69	28%
Ges. Zuschlagmaterial	—	—	2,17	2,67	17%
Wasser	—	0,54	—	—	—

Mischungsverhältnis 1 Teil Zement zu 9,5 Teilen

- Zuschlagmaterial
- Raumgewicht des Betons . . . 2,46 t/m³
 - Wasserzementfaktor 0,54
 - Zementpaste 19,5%
 - Poissonsche Zahl 0,18
 - Setzmaß 3 1/4 Zoll
 - Elastizitätsmodulus 365 000 kg/cm²
 - Zylinderfestigkeit nach 28 Tagen 218 kg/cm²
(91,4 × 182,9 cm)

Umfangreiche Versuche mit Probekörpern verschiedener Größe zeigten, daß bei Betonzylindern mit den Abmessungen 45,7 × 91,4 cm, 61,0 × 121,9 cm und 91,4 × 182,9 cm sich etwa die gleichen Festigkeitswerte ergaben. Die maximale Korngröße betrug 22,9 cm. Dieses Ergebnis ist insofern von Wichtigkeit, als es die Baukontrolle wesentlich vereinfacht, da der Rauminhalt des Zylinders von 91,4 cm Höhe nur etwa 1/8 des Zylinders von 182,9 cm Höhe beträgt. Weiter zeigte die Baukontrolle eine erstaunlich gute Übereinstimmung der Laboratoriumsversuche mit den Versuchsergebnissen auf der Baustelle.

Die Betonbereitung erfolgt in zwei getrennt angeordneten Mischanlagen. Die im Tal befindliche Mischanlage enthält vier 3 m³-Mischmaschinen, die höher liegende vorläufig nur zwei 3 m³-Mischer. Sie soll aber demnächst ebenfalls auf die Kapazität der unteren Anlagen vergrößert werden. Beide Anlagen arbeiten vollautomatisch, sie sind aber so konstruiert, daß sie im Fall von Betriebsstörungen auch von Hand bedient werden können. Die Bedienung der unteren Anlage mit einer Schichtleistung von 1500 m³ umfaßt:

- 1 Mann am Entladegleis für das Zuschlagmaterial,
- 1 Mann zum Schmieren des Förderbandsystems,
- 2 Mann am Silo für Zuschlagmaterial,
- 1 Mann an der Wassersättigungsanlage,
- 2 Mann für die 4 Mischmaschinen,
- 1 Mechaniker für das Förderbandsystem.

Die obere Anlage hat die gleiche Bedienungsmannschaft mit Ausnahme des Mechanikers für das Förderbandsystem und dem Mann am Entladegleis, da das Zuschlagmaterial vermittels Schüttrinnen aus den Selbstkippern in die Vorratssilos gelangt.

Zeitstudien zeigten, daß für das Beschicken und Entleeren der Mischmaschinen etwa 50 sec benötigt werden. Einschließlich der 2 1/2 Minuten für das Mischen erfordert der ganze Mischvorgang 3 min 20 sec für die 12 m³ Beton. Der Beton erhält an der Mischmaschine eine Konsistenz, die einem Setzmaß von 3,6 Zoll ent-

spricht, da er nach den technischen Vorschriften an der Verwendungsstelle ein Setzmaß von nicht über 3 Zoll haben soll und durch Versuche ein Verlust von 0,6 Zoll Setzmaß während des Transports von Mischmaschine zur Verwendungsstelle festgestellt werden konnte.

Der Transport des Betons zur Baustelle erfolgt auf Plattformwagen, die von elektrischen Lokomotiven gezogen werden. Die Plattformwagen enthalten in einem besonderen Aufbau Taschen für die Aufnahme der vier Betonierkübel. Diese Taschen sind

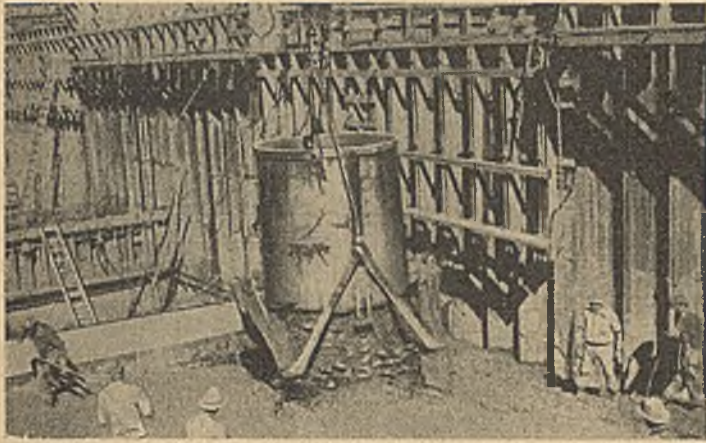


Abb. 6. Einbringen des Betons. Ausbildung der Schalungsformen und der Betonverzahnung.

nach der Flußseite zu offen, um die Kübel leichter herein- und herausheben zu können.

Die aus zusammengeschweißten Stahlblechen von 6 mm Stärke hergestellten Betonkübel haben ein Fassungsvermögen von 6 m³ und können mittels Bodenklappen entleert werden. Ihr Durchmesser beträgt 1,83 m, die Höhe 2,44 m (Abb. 6). Infolge der großen Masse (6 m³) und der relativ weichen Konsistenz breitet sich der Beton von selbst aus in dem Maße wie der Kübel wieder angehoben wird. Ein Nachhelfen mit Schaufeln und Kratzern ist nur selten notwendig. Vibratoren zum Einrütteln und Verdichten des Betons werden nur ausnahmsweise beim Betonieren in der Nähe der Ecken oder rund um die Rohrleitungen und Schalungen für Kontrollgänge u. dgl. gebraucht.

Infolge der großen technischen und wirtschaftlichen Bedeutung der Einbringungsart des Betons, waren auch hier längere Untersuchungen angestellt worden, ehe man sich zu der oben beschriebenen Methode entschied. Da gemäß den Technischen Vorschriften ein Setzmaß von über drei Zoll an der Einbringungsstelle unzulässig war, wurden auf der Baustelle selbst Betonierversuche mit verschiedenen Betonkonsistenzen zwecks Feststellung des wirtschaftlichsten Setzmaßes angestellt. Es zeigte sich hierbei, daß bei Berücksichtigung sämtlicher Vor- und Nachteile die günstigsten Ergebnisse bei einem Setzmaß von 2 1/2—3 Zoll erzielt wurden. Beton mit einem Setzmaß von 1—1 1/2 Zoll kann nach diesen Versuchen durchaus als praktisch brauchbarer, auf der Baustelle verwendbarer Beton angesprochen werden, er ergibt auch höhere Festigkeiten, wenn er entsprechend eingebracht und verdichtet wird, es zeigte sich aber, daß bei Verwendung von 6 m³-Kübeln, sowie der sonstigen Betoniereinrichtung und unter Berücksichtigung der auf der Baustelle herrschenden klimatischen Verhältnisse eine sichere Gewähr für einen einwandfreien gleichmäßigen Beton hierbei nicht gegeben war. Wägt man den Zuwachs an Festigkeit, Wetterbeständigkeit und Wasser-

undurchlässigkeit einer trockeneren Mischung gegen die damit verbundenen Nachteile, wie größere Harschheit, teureres Einbringen (Verdichten durch Vibratoren), Neigung zum Entmischen und zur Ungleichmäßigkeit infolge geringerer Plastizität, gegeneinander ab, so findet man, daß den Vorteilen etwa gleich große Nachteile gegenüberstehen. Es soll dieses nicht eine grundsätzliche Ablehnung des Betons mit 1—1 1/2 Zoll Setzmaß bedeuten. Bei anders gelagerten Verhältnissen kann die Verwendung eines solchen Betons durchaus wirtschaftlich und technisch richtig sein.

Ursprünglich war beabsichtigt, den Beton in Schichten von nur 30 cm Stärke einzubringen. Die auf der Baustelle damit gemachten Erfahrungen zeigten aber, daß bei dieser geringen Schichthöhe die Betonoberfläche vor Aufbringen der nächsten Schicht zu stark austrocknete. Man entschied sich daher zu folgender Arbeitsweise:

Schichthöhe 1,5 m.

Die Kübel werden zunächst an der unterwassersättigten Schalungswand des Arbeitsblocks entleert, so daß sich der Beton nach der Oberwasserseite zu mit dem natürlichen Böschungswinkel ausbreitet.

Das Aufbringen der nächsten Mischungen erfolgt dann nach Oberstrom zu in der Weise, daß immer die volle Schichthöhe von 1,5 eingehalten wird bis die Schalungswand erreicht ist.

Diese Art des Einbringens hat den Vorteil, daß der Neigungswinkel des Betons stets gegen die oberwasserseitige Schalungswand gerichtet ist und eine Keilwirkung auf diese Wand ausübt.

Von sehr großer Wichtigkeit, insbesondere für Wasserbauten, ist die innige Verbindung des alten mit dem frisch eingebrachten Betons. Das Vorhandensein von Zementschlempe oder porösem Beton in einer horizontalen Fuge bildet stets eine schwache Stelle in bezug auf die Wasserdichtigkeit. Die Behandlung der Arbeitsfugen wurde daher mit besonderer Sorgfalt studiert. Hierbei ergaben sich folgende Hauptregeln: Bei Beton mit guter Konsistenz genügt ein Abspritzen mit einem unter hohem Druck stehenden Wasser-Luft-Gemisch, sobald der Beton sich gesetzt hat. Ist jedoch ein zu nasser Beton eingebracht und es hat sich Zementschlempe und loses Material an der Oberfläche abgesetzt oder wenn der Beton bereits erhärtet ist, so muß die oberste Schicht losgehackt und die Oberfläche mit Drahtbürsten abgekehrt werden.

Jede Schicht erhält nach Einbringen des Betons eine Verzahnung (b = 66 cm; t = 19 cm) in Abständen von 3,1 m. Die Seitenflächen der Blöcke werden mittels durchlochter Rohre, die an der Unterseite der nach oben verschiebbaren Schalungsformen befestigt sind, berieselt. Die Betonoberfläche wird mit Schläuchen bespritzt. Bei den auf der Baustelle herrschenden hohen Tempera-

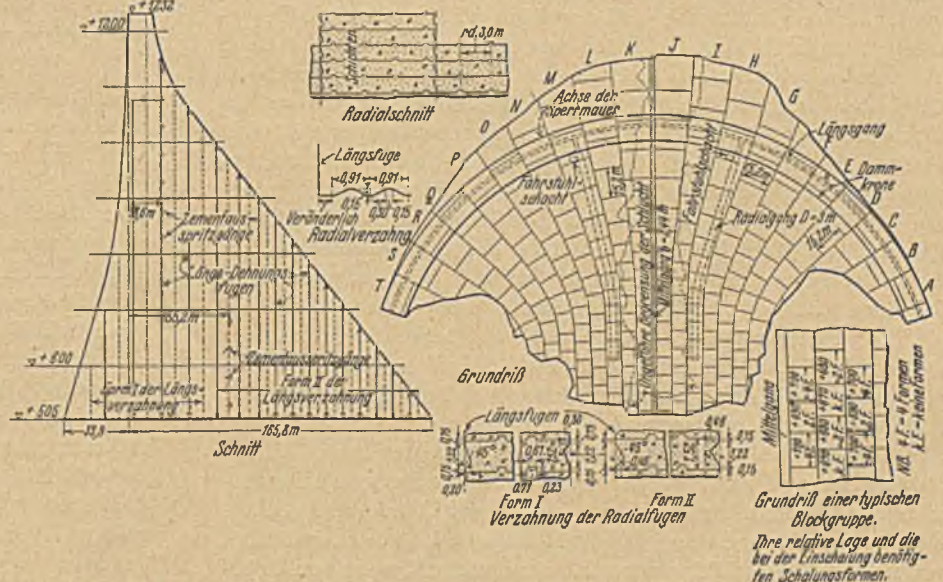


Abb. 7. Die 2,6 Mill. m³ werden in säulenförmige Arbeitsblöcke eingebracht. Das Bild zeigt die relative Größe und Lage dieser Blockreihen, sowie Einzelheiten der Fugenausbildung.

turen und der geringen Luftfeuchtigkeit im Flußtal ist ein dauerndes Naßhalten dringend geboten. In den Sommermonaten war während der Tagesschicht eine Kolonne von nicht weniger als 17 Mann, während der Nachtschicht eine solche von 12 Mann, dauernd mit diesen Arbeiten beschäftigt.

Nach den technischen Vorschriften ist eine maximale Höhendifferenz von 10,7 m zwischen den Oberflächen der angrenzenden Baublöcke zulässig. Weiter ist in den Vorschriften gesagt, daß mit dem Fortschreiten der Betonierung, eine Blockreihe die gleiche relative Höhenlage der Oberflächen der einzelnen Baublöcke von der Oberwasserseite nach der Unterwasserseite zu beibehalten muß. Die Betonierung geht daher so vor sich, daß die beiden mittleren Blockreihen zu beiden Seiten des 2,9 m breiten zentralen Ganges für die Zuleitung des Kühlwassers, hoch gehalten werden, die beidseitig anschließenden Blockreihen fallen abwechselnd nach den Widerlagern zu der Höhe nach ab. In den Blockreihen selbst haben

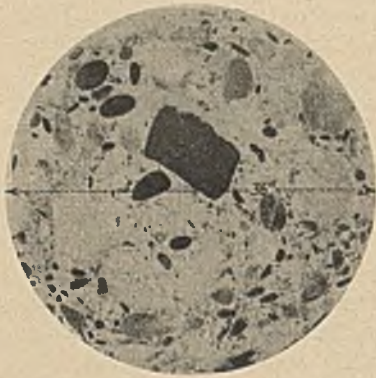


Abb. 8. Typische Struktur des Sperrmauer-Betons.

wiederum die einzelnen Arbeitsblöcke eine verschiedene Höhenlage. Diese Anordnung wurde aus betonier- und schalungstechnischen Gründen gewählt. Es ergibt sich dabei, daß die höchstgelegenen Blöcke der beiden mittleren Reihen, die „führenden“ Blöcke, allseitig eingeschalt werden müssen. Die nächst niedrigeren Blöcke der „führenden“ Reihen sind zwei Betonschichten (3 m) niedriger und brauchen nur an den Seiten eingeschalt zu werden, da in oberwasserseitiger und unterwasserseitiger Richtung direkt

gegen den Beton der „führenden“ Blöcke betoniert werden kann. Die „führenden“ Blöcke der niedrigeren Reihen werden wiederum nach der Oberwasser- und Unterwasserseite zu eingeschalt, und die niedrigsten Blöcke der niedrigsten Reihen endlich direkt gegen die angrenzenden Seitenflächen der Nachbarblöcke betoniert. Weitere Einzelheiten gehen aus Abb. 7 hervor. Die Größe dieser Blöcke nimmt von 15,2 x 18,3 m an der Oberwasserseite, auf 7,6 x 9,1 m an der Unterwasserseite ab. Das Betonieren einer Schichthöhe von 1,5 m für einen 7,6 x 9,1-m-Block dauert 1 1/4 Stunden. Die nächstfolgende Schicht kann dann erst nach 72 Stunden aufgebracht werden.

Die beim Entwurf der Staumauer errechneten Spannungen setzen eine monolithische Wirkung und Reißfreiheit des Bauwerkes voraus. Diese Bedingung wird nur dann erfüllt, wenn die Betontemperatur im Innern der Staumauer in allen Punkten auf einen Wert reduziert wird, die sich aus den Temperaturdifferenzen an der Unterwasserseite (mittlere Jahres-Lufttemperatur) und an der Oberwasserseite (Wassertemperatur im Staubecken) ergibt. Auf Grund von theoretischen Untersuchungen ergab sich in der Staumauer ein Temperaturgefälle von 4° C an der Oberwasserseite, auf 23° C an der Unterwasserseite. Die Temperatur einer dünnen Betonschicht über Ordinate +900 an der Oberwasserseite und über dem Unterwasserspiegel an der Luftseite der Staumauer wird die jahreszeitlichen Schwankungen der Lufttemperatur mitmachen.

Die bemerkenswerteste Neuerung auf ingenieurtechnischem Gebiet, die beim Bau der Boulder-Dam-Sperre eingeführt wurde, ist zweifellos die Anlage zur künstlichen Abführung der infolge der Abbindevorgänge entwickelten Wärmemenge.

Um die beim Abbinden des Zements freiwerdende Wärme abzuführen und dadurch die Temperaturspannungen zu reduzieren und gleichzeitig die Betontemperatur in kürzester Frist auf das aus dem Temperaturgefälle resultierende Maß herabzusetzen, wurde eine riesige Kühlanlage mit einem ganzen System von Rohrleitungen mit einer Gesamtlänge von 480 000 m errichtet.

Die Abkühlung des Betons erfolgt in zwei Stufen: in der ersten Stufe wird Wasser mit einer Temperatur von 18,4° C durch die

Rohrleitungen gepumpt, in der zweiten Stufe vorgekühltes Wasser von 4,4° C. Die Zu- und Ableitungsrohre von 15 cm Durchmesser liegen in einem 2,4 m breiten Gang oder Kanal, der stets in der Mitte der Sperrmauer liegt. Der Abstand der Kühlrohre beträgt 1,5 m in senkrechter Richtung und 1,75 m in horizontaler Richtung.

Um die Temperaturverhältnisse jederzeit überwachen zu können, sind eine große Anzahl von elektrischen Widerstandsthermometern mit dem Fortschreiten der Betonierung in den einzelnen Querschnitten der Staumauer eingebaut worden. Diese Meßinstrumente (Telemeter) sind so eingerichtet, daß sie gleichzeitig für Spannungs-Dehnungsmessungen benutzt werden können. Außerdem werden noch mit Hilfe von besonderen Meßinstrumenten die Änderungen der Fugenweiten beobachtet. Im unteren Teil der Sperrmauer konnten bereits Erweiterungen der Fugen auf 1,6 mm festgestellt werden. Die bisherigen Messungen stimmen mit den berechneten Werten gut überein.

Ist die Abkühlung des Betons mit einer Schichthöhe von 15,2 m bis auf das gewünschte Maß erfolgt, dann wird der Kühlschacht in Dammitte zubetoniert und die Radial- und Längsfugen mit Hilfe der Zementausspritzrohre mit reiner Zementmilch unter Druck ausgespritzt. Diese Zementausspritzrohre sind im Beton direkt an den Fugen eingebettet. Die Wandung ist nach der Fuge zu in bestimmten Abständen durchlöchert. Die Ausflußöffnungen sind so angeordnet, daß in den Radialfugen auf jede Öffnung 2,8 m² und in den Längsfugen 4,6 m² Fugenfläche entfallen. Der Erfolg war ein sehr guter bei sorgfältiger Arbeit und Fugenweiten von über 0,25 mm. Hierbei wurde das überschüssige Wasser in den angrenzenden Beton hereingedrückt und der Zement füllte die Fuge dicht aus. Die bei diesen Arbeiten gemachten Erfahrungen sind kurz zusammengefaßt:

Der Zement muß kurz vor Gebrauch nochmals durchgeseibt werden, um ein Verstopfen der Fugen zu vermeiden.

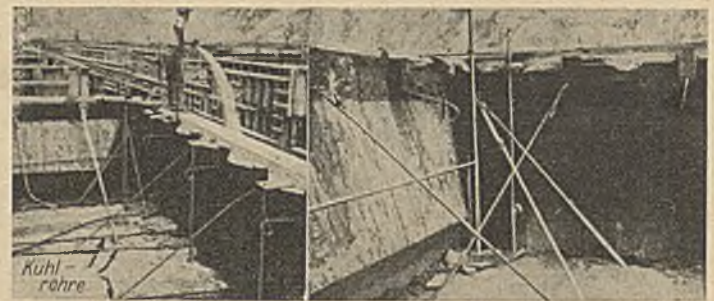


Abb. 9. Verlegen der Rohrleitungen und Befestigen der Schalungsformen. Die Abkühlungsrohre werden auf der Oberfläche des Betons verlegt, sobald der Beton sich gesetzt hat. Herstellung der Betonverzahnung.

Die Konsistenz der Zementmilch muß so gewählt werden, daß die Masse überall eindringt und die Fuge voll ausfüllt.

Der Druck muß so bemessen sein, daß der Zement weiter verdichtet und das Wasser in den angrenzenden Beton gedrückt wird.

Der Zweck des Ausspritzens ist das beim Schrumpfen des Betons eintretende Klaffen der Fugen durch nachträgliche Einführung von Zementmilch wieder zu beseitigen und so die monolithische Wirkung des Gesamtbauwerkes zu gewährleisten.

Zum Schluß seien einige Angaben über die bis jetzt entstandenen Baukosten gemacht:

Sperrmauer, Wasserableitungstollen und hiermit zusammenhängende Bauwerke	39 264 975 Dollar
Krafterzeugung	1 979 793 „
Anschlußbahn, Straßen, Gleisanlagen, Versuche	4 489 836 „
Boulder City mit Einrichtungen	1 275 531 „
Bauzinsen	2 101 001 „
Vorarbeiten	178 542 „
Bauausgaben bis 31. Oktober 1933	49 289 588 Dollar
Ges. Bauausgaben nach dem Voranschlag	94 790 068 Dollar.

DIE VARIATION DER BOGENACHSE.

Verfahren zur Vorberechnung gelenkloser Gewölbe.

Von Ing. Raimund Grabner, Graz.

Die erste statische Berechnung eines gelenklosen Gewölbes liege vor. Um bei einer Verlagerung der Bogenachse diese Rechnung für die neue Achse nicht wiederholen zu müssen, wendet man die Variation der Bogenachse an. Hierbei werden nur die Änderungen der Ordinaten y „ Δy “ berücksichtigt, während die gleichzeitig entstehenden Längen- und Winkeländerungen am Bogen vernachlässigt werden.

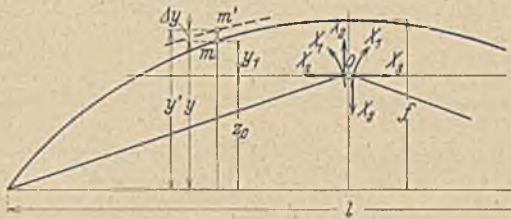
$\delta_{11}, \delta_{22}, \delta_{33}, \delta_{1H}, \delta_{HH}$ sind die Verschiebungen am „I“-System
 $\delta_{10}, \delta_{20}, \delta_{30}$ die Verschiebungen am „o“-System.

Mit δ' werden die zu ermittelnden Werte bezeichnet.
Auf Grund des oben Gesagten folgt:

$$\delta'_{11} = \delta_{11} \quad \delta'_{22} = \delta_{22} \quad \delta'_{30} = \delta_{10} \quad \delta'_{20} = \delta_{20}$$

$$EI_c \delta'_{HH} = \int y' \frac{I_c}{I} ds = \int (y + \Delta y) \frac{I_c}{I} ds = EI_c \delta_{HH} + \Sigma \Delta y \frac{I_c}{I} s_m$$

$$EI_c \delta'_{HH} = \int y'^2 \frac{I_c}{I} ds = EI_c \delta_{HH} + 2 \Sigma y \Delta y \frac{I_c}{I} s_m + \Sigma \Delta y^2 \frac{I_c}{I} s_m$$



Sodann errechnet man den neuen elastischen Schwerpunkt:

$$z'_0 = \frac{\delta'_{1H}}{\delta'_{11}} \quad \text{und daraus} \quad \delta'_{33} = \delta'_{HH} - z'^2_0 \delta'_{11}$$

Nun folgt noch die Variation des elastischen Gewichtes $w_{m,3}$

$$w_{m,3} = \int M^2 (y_1 + \Delta y) \frac{I_c}{I} ds = w_{m,3} + \frac{1}{2} \left[\Delta y_{m-1} \frac{I_c}{I_{m-1}} s_{m-1} + \Delta y_m \frac{I_c}{I_m} s_m \right]$$

Bei der Berechnung der Variationsgrößen ist genau auf das Vorzeichen von Δy zu achten.

Die Genauigkeit des Verfahrens: An Hand eines Beispiels ($l = 51,400$ m, $f = 11,700$ m) wurde die Variation mit der genauen Berechnung verglichen. Als Vergleichsbasis diente dabei der Flächeninhalt der Einflußlinien der statisch unbestimmten Größen X_1, X_2, X_3 . Die Differenz $F_{\text{gen. B.}} - F_{\text{vor.}}$ betrug bei

X_1	-0,406%
X_2	+8,350%
X_3	+0,674%

Außerdem sei noch der Fehler bei z_0 mitgeteilt, welcher sich mit -0,047% ergab.

Die größte Änderung in der y-Richtung Δy war dabei 13,28 cm.

Der Fehler bei X_2 erklärt sich aus der Vernachlässigung der Bogenlängen. Wird das Gewölbe nach der Stützlinie für Eigen-gewicht geformt, so ist $X_2 = 0$ und daher der Fehler belanglos.

Das Verfahren hat den Vorteil vom Pfeilverhältnis unabhängig zu sein.

Der angegebene Rechnungsgang kann natürlich auch auf andere Gewölbe (2-Gelenkbogen usw.) angewandt werden. Die entsprechenden Formeln sind hierfür jeweils rasch ableitbar.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Chemische Bodenverfestigung beim Bau eines Rolltreppentunnels der Londoner Untergrundbahn.

Zur Verbesserung der Verkehrsverhältnisse an der Knightsbridge-Station wurde ein neues Bauwerk erforderlich, bei dem eine Rolltreppenanlage die Verbindung zwischen dem 30 m tief gelegenen Bahnsteig und dem 4,30 m unter der Straßenoberfläche gelegenen Fahrkarterraum herstellt. Für die Unterbringung der Rolltreppenanlage war die Herstellung eines unter 30° geneigten Tunnels von 7,10 m innerem Durchmesser notwendig, dessen Ausführung wegen der vorhandenen Untergrundverhältnisse mit Schwierigkeiten verknüpft war. Der dichte blaue Ton liegt 11 m unter Straßenoberfläche, überlagert durch groben Kies von 1,80 m Stärke und 0,60 m Feinkies und Sand, worauf verschiedene Lagen lehmige Sande folgen; der Wasserspiegel wurde 2 m über dem blauen Ton festgestellt. Zuerst wurde der Gedanke gefaßt, unter Zuhilfenahme von Druckluft die wasserführende Sand- und Kiesschicht über dem Ton zu durchfahren. Die beim Bau des Vortriebstollens von 2,70 m Ø gemachten Erfahrungen, wo eine Kompressorleistung von 25 m³/min kaum ausreichte, um das Wasser zurückzuhalten, und wo nur ein Fortschritt von 1 Ring/Tag gegen normalerweise 6 Ringe/Tag erzielt wurde, ließen es nicht ratsam erscheinen, mit dem gewöhnlichen Druckluftverfahren den Vollausbau durchzuführen; die erforderliche große Kompressorenanlage hätte sich bei den beschränkten Platzverhältnissen schwer unterbringen lassen; außerdem bestand die Gefahr schwerwiegender Beschädigung der über dem Tunnel liegenden Gebäude für den Fall eines Luftausbruchs mit nachfolgendem Boden- und Wassereintritt. Die dann in Erwägung gezogene Verwendung besonderer Schilde, die eine Erweiterung des Tunnelprofils von 2,70 m Ø auf zunächst 4,25 m und dann auf 7,10 m Ø ermöglicht hätten, wurde wieder aufgegeben wegen der Schwierigkeit ihrer Anwendung bei einer Tunnelneigung von 30° und wegen des damit verbundenen schlechten Baufortschrittes. Ein bei ähnlichen Untergrundverhältnissen an der Knightbridge West Station angewandtes Verfahren, den Wasserandrang durch Rammen von eisernen Spundwänden von der Sohle des über dem Wasser angeordneten Tunnelteiles zu beseitigen, konnte hier wegen der im Verträge festgelegten Baugrenzen nicht zur Anwendung kommen.

Um der auftretenden Schwierigkeiten Herr zu werden, entschloß

man sich schließlich zur Anwendung des chemischen Bodenverfestigungsverfahrens nach Joosten, das in England durch die Firma John Mowlem and Co. Ltd. in Verbindung mit der Lizenzinhaberin, der Siemens-Schuckert (Great Britain) Ltd., London, eingeführt wurde. Die Ausführung der Bodenverfestigung erfolgte unter Benutzung einer Ar-

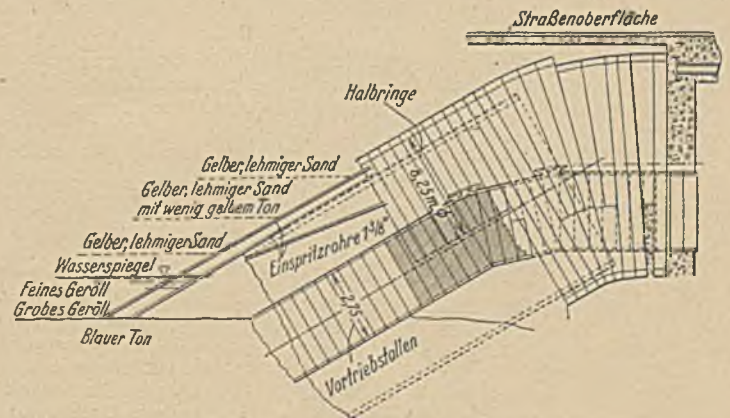


Abb. 1. Langsschnitt durch den Tunnel.

beitskammer von 8,25 m innerem Durchmesser am oberen Ende des Tunnels; im unteren, schräg liegenden Teil der Arbeitskammer wurden nur Halbkreisringe verwendet, die hier gegen den Vortriebstollen abgestützt wurden, der durch Ziegelmauerwerk ausgesteift war (vgl. Abb. 1). Da man von vornherein nicht sicher war, ob das Verfestigungsverfahren auch in den lehmhaltigen Sandschichten zum Erfolg führen würde, hat man aus Sicherheitsgründen im Gebiete der geplanten Verfestigungszone zunächst 39 Stück Stahlrohre von 4" Ø in Abständen von 30 cm von der Arbeitskammer aus mit Hilfe von Preßluftschlämmern vorgetrieben, um im Falle von örtlichen Mißerfolgen ein Stützgerippe zu schaffen; der

spätere Befund der Verfestigungszone hat ergeben, daß diese Vorsichtsmaßnahme nicht notwendig gewesen wäre; außer den Kosten hätte auch die Zeit von vier Wochen für das Eintreiben von rd. 410 lf/m Rohren gespart werden können. Die Einspritzrohre $1\frac{3}{8}$ " \varnothing wurden, wie aus Abb. 2 hervorgeht, versetzt zwischen den Stahlrohren angeordnet; sie

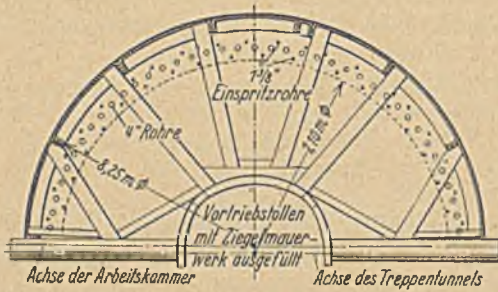


Abb. 2. Querschnitt.

wurden ebenfalls mit Preßluftschlämmern eingetrieben, wobei alle 60 cm die erste chemische Flüssigkeit eingepreßt wurde; beim Herausziehen der Rohre wurde dann in gleichen Abständen die zweite chemische Flüssigkeit eingepreßt, um die Verfestigung zu erzielen. Die Stärke der Verfestigungszone betrug etwas über 1 m, die Länge von der Arbeitskammer bis zum blauen Ton rd. 10,50 m. Der Erfolg der Verfestigung war durchaus befriedigend; das Verfestigungsprodukt des Sandes konnte mit einem weichen Sandstein, das des Kiesel mit einem mageren Beton verglichen werden. Der Vortrieb des eigentlichen Treppentunnels konnte jetzt im Schutze der Verfestigungszone ohne Schwierigkeiten durchgeführt werden, wobei nur ein Luftbedarf von 50 m³/min gegen 200 m³/min unter normalen Bedingungen erforderlich war. Der durchschnittliche Arbeitsfortschritt für den Tunnel betrug 2 Ringe/Woche (einschl. der Zeit für die Herstellung der Arbeitskammer) gegenüber 5 Ringen/Woche bei normalen Verhältnissen; der Fortschritt war aber ebenso gut wie beim reinen Druckluftverfahren. Bemerkenswert ist, daß bei der Anwendung des Verfestigungsverfahrens keinerlei Beschädigungen an den unterfahrenen Gebäuden eintraten und daß die gemessenen Setzungen 6 mm nicht überschritten. (Nach Engineering vom 17. November 1933.)

W. Lyd tin.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Lose Blätter gelten nicht als vorschriftsmäßiges Baubuch.

Infolge der Wirtschaftskrise und ihrer für das Baugewerbe besonders ungünstigen Auswirkungen geriet ein Architekt und Bauunternehmer im Jahre 1931 in finanzielle Schwierigkeiten, die schließlich zur Zahlungseinstellung führten. Nach dem Zusammenbruch des Unternehmens stellte sich u. a. heraus, daß der Unternehmer in seinem Betriebe das im Gesetz über die Sicherung von Bauforderungen vorgeschriebene Baubuch nicht geführt hat; über die einzelnen Bauausführungen war lediglich eine lose Blättersammlung vorhanden.

Das Landgericht Altona verurteilte den Bauunternehmer wegen Vergehens gegen §§ 6 u. 2 des Gesetzes über die Sicherung von Bauforderungen. Dieses Urteil ist durch Verwerfung der Revision des Angeklagten vom 3. Strafsenat des Reichsgerichts bestätigt worden. In bezug auf die unterlassene Führung eines Baubuches führte das Reichsgericht aus, die lose Blättersammlung sei kein Baubuch im gesetzlichen Sinne. (Näheres s. „Reichsgerichtsbriefe“ [3 D 1443/33. 19. Februar 1934].)

Zuschrift zu dem Aufsatz Terzaghi: „Die Ursachen der Schiefstellung des Turmes von Pisa“.

(In Heft 1/2 lfd. Jgs.)

Falls man, wie der Herr Verfasser der obigen Abhandlung, die Gesetze der Druckverteilung anwendet, die für Oberflächenbelastungen des elastisch-isotropen Halbraumes gelten, dann ruft die Gebäudelast Q, die man sich vor der Schiefstellung des Turmes in erster Annäherung über die Sohlfläche $r^2\pi$ des Gründungskörpers gleichförmig verteilt denken kann, in der Tiefe z unterhalb der Sohle in der Turmachse bekanntlich die lotrechte Normalspannung

$$(1) \quad \sigma_z = \frac{Q}{r^2\pi} \left(1 - \frac{z^3}{r^3} \right)$$

hervor ($r_1^2 = z^2 + r^2$).

Durch die Schiefstellung des Turmes wird der Spannungsverlauf natürlich beeinflusst; jedoch findet man in der Senkrechten durch den Schwerpunkt des Sohldrucktrapezes in Abb. 4 der Abhandlung eine der Gl. (1) ganz ähnliche σ_z -Kurve.

Soweit reichen die im Schrifttum verstreuten Angaben für die Beurteilung dieses Falles sehr gut aus. Wenn jedoch der Leser den nächsten

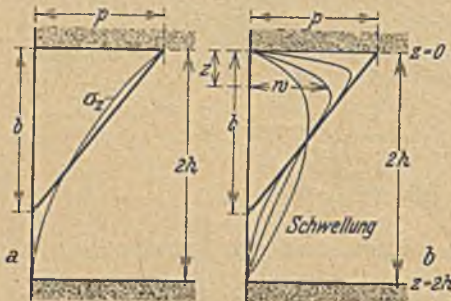


Abb. 1.

- a) Hydrostatische Anfangsdrücke σ_z ;
- b) Zeitlicher Verlauf der hydrostatischen Drücke $w(z, t)$ in der im durchlässigen Untergrund des Turmes festgestellten Tonschicht.

Schritt unternehmen will, nämlich die Senkung der Tonoberfläche in der genannten Senkrechten als Funktion der Zeit zu finden, wird er feststellen müssen, daß ihn hierbei die heutige Literatur im Stiche läßt. Es dürfte der Verständlichkeit des interessanten Aufsatzes des Herrn Prof. Dr. Terzaghi zugute kommen, wenn diese Lücke hier, im Rahmen des zur Verfügung stehenden Raumes, ausgefüllt wird.

Denkt man sich die zur lotrechten Schwerlinie des Sohldrucktrapezes gehörige Lastfläche im Ton durch ein flächengleiches Dreieck nach Abb. 1a ersetzt, so kann man die Senkung der Tonoberfläche unter Annahme

plötzlicher Lastwirkung und lotrechter Porenwasserströmung nach den beiden durchlässigen Grenzebenen der Tonschicht auf Grund der Fouriertschen partiellen Differentialgleichung $\frac{\partial w}{\partial t} = c \nabla^2 w$ bestimmen.

Mit den Bezeichnungen:

Dimension:

- s_t = Senkung der Tonoberfläche zur Zeit t [cm]
- $\frac{1}{2} p b$ = Lastwirkung zur Zeit $t = 0$ $\left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \text{cm} \right]$
- $2 h$ = Mächtigkeit der Tonschicht [cm]
- k = Mittelwert der Durchlässigkeit des Tones $\left[\frac{\text{cm}}{\text{Jahr}} \right]$
- c = Verfestigungsbeiwert $\left[\frac{\text{cm}^2}{\text{Jahr}} \right]$
- γ = Raumgewicht des Porenwassers $\left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \right]$
- μ_1 = $s_t : s_\infty$ Verfestigungsgrad [0]
- $\frac{\pi^2}{4} h^2 c$ = M, Hilfsgröße $\left[\frac{1}{\text{Jahr}} \right]$
- E (x) = e^x , Abkürzung,

erhält man

$$(2) \quad s_t = \mu_1 \cdot \frac{k}{c \gamma} \cdot \frac{1}{2} p b$$

worin

$$(3) \quad \mu_1 = 1 - \frac{16}{\pi^2} \frac{h}{b} \sum_{m=1, 3, 5, \dots}^{\infty} \frac{1}{m^2} \left\{ 1 - \frac{2h}{m\pi b} \sin \frac{m\pi}{2} \right\} E(-m^2 M t).$$

Dieses Ergebnis gilt unter der Voraussetzung, daß c und k als konstante Mittelwerte für das Lastintervall p betrachtet werden dürfen und daß für die im Raume (2 h — b) eintretende Schwellung (s. Abb. 1 b) der Beiwert c in erster Annäherung auch den Schwellbeiwert c_s darstellt. Ist diese Annahme nicht zulässig, dann läßt sich die obige Differentialgleichung auch lösen; es fehlt hier jedoch an dem erforderlichen Raum, um dies zu zeigen.

Nun soll Gl. (3) dazu verwendet werden, um die in der obigen Abhandlung auf S. 4, Spalte 2 gegebene „Ähnlichkeitsregel“ für die Beurteilung der Setzungszeiten in zwei Tonschichten verschiedener Dicken d_1, d_2 und verschiedener Durchlässigkeiten k_1, k_2 nämlich:

$$(4) \quad t_2 = t_1 \frac{k_1 d_2^2}{k_2 d_1^2}$$

etwas näher zu beleuchten. Augenscheinlich gilt diese Regel nur für zwei Tonschichten mit den Verdichtungsziffern $a_1 = a_2$ und den Anfangsporenziffern $\epsilon_1 = \epsilon_2$. Die von Herrn Prof. Dr. Terzaghi gemachte Einschränkung, daß die Auflasten p_1 und p_2 für beide Schichten gleich sein müssen, ist m. E. nicht erforderlich. Mit Hilfe der Gl. (3) kann man eine allgemeinere Ähnlichkeitsregel herleiten. Wenn die Setzungen in den beiden Schichten aliquote Beträge der bez. Gesamtsetzungen sein sollen, dann muß $\mu_1 = \mu_2$ sein. Diese Bedingung liefert mittels Gl. (3):

$$(5) \quad h_1 : b_1 = h_2 : b_2$$

und

$$(6) \quad M_1 t_1 = M_2 t_2$$

Da der Verfestigungsbeiwert c definitionsgemäß

$$(7) \quad c = \frac{k}{\gamma a} (1 + \epsilon)$$

ist, folgt aus Gl. (6) die Ähnlichkeitsregel:

$$(8) \quad t_2 = t_1 \frac{k_1}{k_2} \cdot \frac{a_2}{a_1} \cdot \frac{1 + \varepsilon_1}{1 + \varepsilon_2} \cdot \frac{d_1^2}{d_2^2}$$

mit der Nebenbedingung nach Gl. (5):

$$(9) \quad d_1 : d_2 = b_1 : b_2$$

Die Strecken b_1 und b_2 hängen von der Auflast und von der Mächtigkeit des Hangenden ab. Rückt die Spitze des Lastdreieckes in die untere durchlässig angenommene Begrenzungsebene der Tonschicht, oder darüber hinaus, dann wird $d_1 = b_1$ und $d_2 = b_2$, womit die Nebenbedingung Gl. (9) von selbst erfüllt ist.

Wenn daher, wie in der obigen Abhandlung angenommen wurde, die lotrechten Normalspannungen in beiden betrachteten Schichten für $t = 0$: $p_1 = \text{konst.}$ und $p_2 = \text{konst.}$ lauten, dann ist die Einschränkung $p_1 = p_2$ überflüssig. Dies ersieht man unmittelbar aus der bekannten Gleichung für den Verfestigungsgrad μ_1 im Falle rechteckiger Lastfläche:

$$(10) \quad \mu_1 = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{m^2} E(-m^2 M t),$$

die sich auch aus Gl. (3) ergibt, wenn man dort $b = 2h$ einführt.

Dr.-Ing. Otto K. Fröhlich, 's-Gravenhage.

Erwiderung.

In seiner Zuschrift lenkt Dr. Fröhlich die Aufmerksamkeit der Leser auf eine Lücke im heutigen Schrifttum über Erdbaumechanik. Sie besteht in der Abwesenheit einer zusammenfassenden Darstellung des zeitlichen Verlaufes der Setzungen für die verschiedenen in der Praxis vorkommenden Verteilungen der hydrostatischen Anfangsdrücke im Untergrund des belasteten Bauwerkes. Da Dr. Fröhlich bereits mehrere wertvolle Beiträge zu diesem Gegenstand verfaßt hat rege ich an, er möge sich gelegentlich der Mühe unterziehen die Lücke zu schließen.

Seinen Bemerkungen über die Ähnlichkeitsregel stimme ich ebenfalls bei.

K. Terzaghi.

Zuschrift zum Aufsatz Hasse: „Die Bestimmung des ‚angemessenen‘ Preises“.

(In Heft 43/44, Jg. 1933.)

Zu dieser Aufgabe bot Prof. Dr.-Ing. Friedrich Hasse im obengenannten Heft dieser Zeitschrift eine sehr bemerkenswerte Arbeit unter der Überschrift: „Der ‚angemessene‘ Preis im Lichte der Wahrscheinlichkeitsrechnung.“ Er ließ sich dabei von dem Gedanken leiten, ein Verfahren zu finden, das zur Ermittlung des angemessenen Preises in möglichst objektiver Weise führt, ein Gedanke, der immer mehr von Arbeitgeber und Arbeitnehmern zur einmütigen Forderung erhoben wird.

Die in Rede stehende Frage wurde in der letzten Zeit in Wien mehrfach besprochen, u. a. von Ziv.-Ing. Paul Westhauser, Ing. Adolf Brzesky und dem Unterzeichneten¹.

Prof. Dr.-Ing. Hasse verwendet natürlicherweise zu seinem „objektiv gestützten“ Verfahren ein mathematisches, indem er die Wahrscheinlichkeitsrechnung heranzieht, und zwar eine „gesteuerte“ Wahrscheinlichkeitsrechnung. Diese „gesteuerte“ Rechnung geschieht durch die Ausstattung der zu beurteilenden Werte mit „Gewichten, die nach den Zielen der Aufgabe abgestimmt werden“, und zwar sollen die „niedrigen Werte erhöhten Einfluß haben und sich in ihrem Bereich die relative Dichte stärker auswirken“. Man wolle diese Zielsetzung beachten.

Hier soll bloß darauf hingewiesen werden, daß die unterste Stufe der einen Rechnungsart, d. i. $m = 0$, das allbekannte arithmetische Mittel gibt. Wohlgermerkt, nicht das Mittel zwischen dem niedrigsten und dem höchsten Zahlenwert, sondern den Bruchwert aus der Summe der Werte gebrochen durch die Zahl der Werte. Ist das Beispiel — Fall II — etwa 1'00, 1'05, 1'10, 1'15 . . . bis 2'0 ($n = 21$), so ist das Mittel zwischen 1'00 und 2'00 ebenso 1'50 wie das arithmetische Mittel $(1'00 + 1'05 + \dots + 2'00)$

21

= 1'50 steigen. Verdichtet man obiges Beispiel jedoch — Fall IV — durch Zwischenschaltung der Werte 1'18, 1'23, 1'28, 1'33, 1'38 ($n = 26$), so sinkt das arithmetische Mittel von 1'50 auf 1'45. Man sieht hieraus, daß das primitive Verfahren der Bildung des arithmetischen Mittels, im vorgeschlagenen Verfahren die unterste Stufe, $m = 0$, auch schon der von Prof. Dr.-Ing. Hasse erhobenen, bereits betonten Forderung genügt, daß „die niedrigen Werte erhöhten Einfluß haben und sich in ihrem Bereich die relative Dichte stärker auswirken soll“. Das neue Verfahren bringt nun nach beiden Rechnungsarten in den höheren Stufen $m = 1$ bis $m = 4$ das Resultat einer Erhöhung des Einflusses der niedrigen Werte und einer Verstärkung der Auswirkung in ihrem Bereich der relativen Dichte.

Das Verfahren nach Prof. Hasse erhebt nicht den Anspruch absoluter Genauigkeit — die Zahlenwerte der Tafel schwanken zwischen 1'26 und 1'50, bzw. zwischen 1'29 und 1'53 —, sondern „soll nur ein auf anderem Wege erlangtes Urteil mathematisch stützen und in Wirklichkeit wird

man immer so vorgehen, daß man bei dem so ermittelten wahrscheinlichsten Angebot auch die Einheitspreise auf Angemessenheit prüft. Immerhin gestattet es der so gewonnene Anhalt die genaue Einzelnachrechnung und die Einzelprüfung der Einheitspreise auf höchstens 3 oder 4 Angebote zu beschränken, ohne dabei auf die preisbildende Mitwirkung der übrigen zu verzichten.“

Hier scheint mir nun die Achillesferse des Verfahrens zu liegen. Es handelt sich bei den Anbotsummen leider nicht um Werte, die man als Beobachtungswerte auffassen kann, aus denen der nach den gegebenen Umständen wahrscheinlichste zu errechnen ist. Einer solcher Rechnung zu unterziehende Beobachtungswerte müssen auf ganz anderer Grundlage entstanden sein, als dies bei Anbotsummen der Fall ist. Wer mit der Art der Preisbildung solcher Angebote vertraut ist, wird bestätigen, daß man manche Angebote nicht mehr als mehr oder weniger wahrscheinlich bezeichnen kann, sondern daß sie völlig unwahrscheinlich, weil unrichtig sind. Werden sie deshalb zur „preisbildenden Mitwirkung“ herangezogen, so nützt alle Steuerung der Rechnung nichts — das Ergebnis einer solchen Wahrscheinlichkeitsrechnung gewinnt dadurch keineswegs an Wahrscheinlichkeit, sondern das Umgekehrte ist leider der Fall. Schaltet man aber, Herr Prof. Dr.-Ing. Hasse verlangt dies ebenfalls, die unwahrscheinlichen Angebote von vornherein aus der Rechnung aus, so werden jene Angebote verbleiben, die in einem Diagramm gezeichnet, so ziemlich auf einer Treppenstufe liegen.

Hier möchte ich nun auf die bereits erwähnten Untersuchungen von Ing. Adolf Brzesky hinweisen, die sich auf 96 Anbotsergebnisse erstrecken. Er findet, daß, wenn man die Werte in Diagrammform aufträgt, sich vier „typische Preislinien“ (s. Abb.) herauschälen lassen, von denen die Linien a und d nur 23% umfassen, während durch die Linie b 54, die Linie c 19 Ergebnisse, d. i. für beide Linien 77% oder mehr als drei Viertel aller untersuchten Fälle gekennzeichnet sind. Die Preislinie b besitzt zwischen 2 Steilästen eine flach geneigte Treppenstufe („Plateau“), die Linie c zwischen 3 Steilästen zwei solcher Plateaus. Ing. Brzesky bezeichnet die auf dem fast horizontalen Ast seiner Preislinie b liegenden Angebote als solche, „die im allgemeinen als richtig ermittelt gelten dürfen. Sie können als gründlich überlegt angesprochen werden und sind voneinander wenig verschieden“. Die Preislinie c mit ihren zwei Plateaus läßt darauf schließen, „daß zwei Gruppen der Anbotsteller den Inhalt der Leistungsbeschreibung verschieden, doch untereinander gleichartig verstanden haben und bestrebt waren, ihrer Auffassung gemäß richtig zu kalkulieren“. Was bei solchen Schlüssen an Unklarheit oder „Unwahrscheinlichkeit“ noch bleibt hat Ing. Brzesky selbst bestens dargelegt.

Ich möchte nun eine Beziehung zwischen den Arbeiten von Prof. Dr.-Ing. Hasse und von Ing. Brzesky herstellen mit folgender Überlegung. Überblickt man die Hasse'sche Tafel und sieht, daß bei ihm das „arithmetische Viertel“ der „wahrscheinlichste“ Wert ist, d. i. 1'22—1'29, so darf man darauf hinweisen, daß das Ende des ersten Steilastes, d. i. der Beginn des Plateaus b und das Ende des ersten Plateaus c bei Brzesky ungefähr in diesem arithmetischen Viertel liegt. Wenn Prof. Hasse darauf hinweist, daß „bei neuerdings erfolgten Vergabungen mit planmäßiger Abkehr vom absolut billigsten“ aber ohne die Anwendung der Wahrscheinlichkeitsrechnung die Zuschlagsummen von den nachträglich nach dem Hasse'schen Verfahren (Stufe 5) errechneten“ so wenig abweichen, daß man für die Praxis von einer völligen Übereinstimmung sprechen kann“, so wird dies durch Brzesky's Ergebnis bestätigt, wo 77% aller Fälle ein fast lineares Plateau zwischen den Werten 1'20—1'30 aufweisen. Die auf diesem Plateau der Preislinien b und c gelagerten Werte sind nach meiner Ansicht jene, die wahrscheinlich richtig sind. Will man das neue Verfahren nach Hasse etwa auf diese wenigen auf diesem Plateau gelagerten Werte beschränken, so könnte man allerdings mit ziemlicher Wahrscheinlichkeit das „angemessene Anbot“ auf Grund eines objektiven Verfahrens richtig ermitteln. Denn mit dieser Beschränkung fällt die „preisbildende Mitwirkung“ der „unwahrscheinlichen“ Angebote eben weg.

Nun ist das objektive Verfahren eben jenes, das das Ziel aller Teile auf der Arbeitnehmer- wie Arbeitgeberseite ist. In diesem Sinne erlaube ich mir den deutschen wie den österreichischen Verdingungsaus-schüssen ein Verfahren zum eingehenden Studium nachdrücklich zu empfehlen, bei dem das Brzesky'sche Plateau für die Beschränkung der Hasse'schen Rechnung zu unterziehenden Anbotzahl und diese Rechnung dann für die objektive Ermittlung des angemessenen Preises dient. Jene — sagen wir — vier Angebote, die nach unten wie nach oben neben dem solcherart errechneten „wahrscheinlichsten“ Preise liegen, müssen dann noch einer Sichtung und Beurteilung der Einheitspreise unterzogen werden, wie dies sowohl Dr.-Ing. Hasse als auch Ing. Brzesky verlangt, um schließlich das angemessene Anbot erkennen zu können.

Unter Wahrung der prinzipiellen Standpunkte, die Ing. Brzesky und ich darlegten und nach Befolgung obiger Anregung wird man auch dem größten Teil der Ausführungen Prof. Dr.-Ing. Hasse's beistimmen können, die dieser am Schlusse seiner Arbeit als Auswirkung seines Verfahrens in mathematischer, rechnerischer, verdingungstechnischer, wirtschaftlicher und verwaltungstechnischer Hinsicht mit ungewöhnlicher Umsicht darlegt.

Ziv.-Ing. Max Soeser, Hon.-Doz. a. d. Techn. Hochschule in Wien.

¹ Österr. Bauzeitung, Heft 11 u. 12 v. 13. bzw. 20. März 1933. Wien.

Erwiderung.

Ich begrüße es sehr, daß Herr Soeser zu meinem Aufsatz Stellung genommen hat und betrachte es als eine Bereicherung des Problems, daß er auch noch andere Gesichtspunkte hineinbringt. Mit meinem Aufsatz, der ursprünglich eingehender begründet war, bin ich des Raumes wegen nicht voll zur Geltung gekommen. Mir war hauptsächlich daran gelegen, für solche Stellen, die neben der Auswertung nach verständigem Ermessen und nach durchgeprüften Einheitspreisen noch einen aktmaßigen Rückhalt brauchen, einen solchen Behelf zu schaffen. Außerdem liegt mir daran, die falsche Vorstellung zu beseitigen, daß bei der engeren Verdingung der angemessene Preis bei der Forderung des Billigsten zu suchen sei. Wenn man das zum Grundsatz erhebt, so werden die Mängel der öffentlichen Verdingung in verschärfter Form bei der engeren Verdingung weiterleben. Ob man die Verdingungsergebnisse als Beobachtungen ansehen will oder nicht, ist wohl Auffassungssache. Die Tatsachen scheinen aber doch dafür zu sprechen, denn wenn man nicht eine Reihe solcher „Beobachtungen“ für nötig hielte, brauchte man doch immer nur einen aufzufordern. Ein zeichnerisches Verfahren, das im Grundgedanken dem von Herrn Soeser angeführten nahekommt, habe ich bereits 1926 im „Bauingenieur“ unter meinen „Praktischen Verdingungsfragen“ (S. 856) angeführt. Ich freue mich der Feststellung, daß das von Herrn Soeser angeführte Verfahren im Endergebnis dem meinen so nahekommt.

Zum Schluß möchte ich noch eine Pflicht des Dankes gegen Herrn Professor Dr. Helmut Hasse in Marburg erfüllen, der mich freundlichst darauf hinwies, daß der Endwert der Gleichung 11 für unendlich große Werte von m auf das niedrigste Angebot zurückkommt. Damit ist der Beweis erbracht, daß das Verfahren sich nach Bedarf auf jeden Wert abstimmen läßt, der zwischen dem Durchschnitt (arithmetisches Mittel) und dem niedrigsten Werte liegt. Prof. Dr. Hasse.

Zuschrift zu dem Bericht Tölke: Das Schlamm- und Geschiebeprobem für die Entnahmeanlagen unterhalb der Hoover-Staumauer.

(In Heft 51/52, Jg. 1933.)

Das obengenannte Heft des „Bauingenieur“ enthält einen Bericht über die in der Überschrift gekennzeichneten Fragen. Zu dem Aufsatz seien einige kurze ergänzende Hinweise gestattet.

Die Geröllbewegung ist eine Funktion der Fließgeschwindigkeit und damit im wesentlichen eine Funktion der Abflußmenge. Aber erst, wenn eine bestimmte Mindestwassermenge mit der ihr eigenen Geschwindigkeit abfließt, setzt eine durchlaufende Geröllwanderung im Flußbett ein. Diese Grenzwassermenge kommt etwa der mittleren Abflußmenge des Flusses gleich. Für den Rhein unterhalb von Basel gibt Wittmann¹ diese Grenzwassermenge mit $1090 \text{ m}^3/\text{S}$ an, während das Mittelwasser $865 \text{ m}^3/\text{S}$ ² bis $1029 \text{ m}^3/\text{S}$ ³ beträgt.

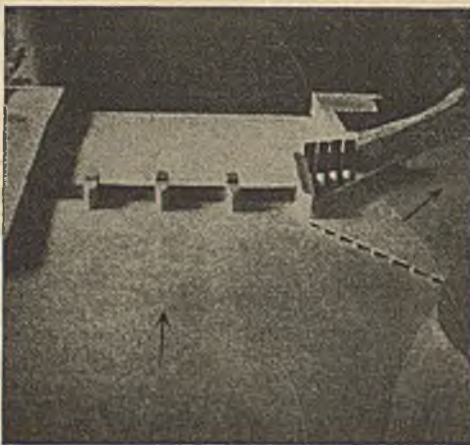


Abb. 1. Modell des Wehres und des Einlaufes zum Werkkanal der Mittleren-Isar-Kraftwerke. Die Öffnungen der Spülkanäle unter der Schwelle des Einlaufbauwerkes sind zu erkennen. (Aus: Mittlere-Isar-A.-G., Modellversuche über die zweckmäßige Gestaltung einzelner Bauwerke).

Andererseits kommt das Schluckvermögen der Werk- und Bewässerungskanäle aus Gründen der Wirtschaftlichkeit etwa der Mittelwassermenge gleich, weil diese kaum in der Hälfte des Jahres zur Verfügung steht. So erreicht oder überschreitet z. B. am Rhein die aus 33 Jahren gemittelte Ganglinie nur an 165 Tagen die mittlere Jahresabflußmenge. Es ergeben sich folgende Zahlenwerte:

Namen des Flusses	Mittelwasser im Fluß m^3/S	Namen des Kanals	Schluckvermögen des Werkkanals
Colorado	670	All-American-Canal	420
Rhein b. Basel	865—1029	Kraftwerk Kembe	850
Isar	100	Kraftwerke der Mittleren Isar	125

Daraus folgt, daß in einem Fluß keine nennenswerte Geröllbewegung stattfindet, solange alles ankommende Wasser vom Werkkanal aufgenommen wird. Steigt die ankommende Wassermenge, so beginnt das Gerölle zwar zu wandern, aber gleichzeitig setzt der Abfluß über das Wehr in den Unterlauf des Flusses ein. Somit handelt es sich bei den Untersuchungen an Werkkanaleinläufen stets um die Frage der Geröllbewegung an Stromverzweigungen, die durch die Arbeiten von H. Thoma³, Bulle⁴, Schoklitsch⁵, Vogel⁶ und Habermas⁷ eine sehr überraschende Beantwortung gefunden hat. Nach den Ergebnissen dieser Arbeiten kann es heute als sehr wohl möglich bezeichnet werden, daß der Geschiebetransport in den Werkkanal hinein lediglich durch eine zweckmäßige Anordnung des Einlaufbauwerkes nahezu zu unterbinden ist. Allerdings kann eine Seitenabzweigung (etwa senkrecht zur Stromrichtung) keine fühlbare Entlastung bringen. In der nachstehenden Zusammenfassung sind die angegebenen Zahlenwerte Hundertteile der ankommenden Wassermenge bzw. der Geröllmenge, die an der Verzweigungsstelle vorüberwandert.

Zusammenstellung einiger Versuchsergebnisse über Geröllwanderung in Stromverzweigungen.

Abflußmenge		Gerölltransport		Abzweigungswinkel	Bemerkungen
in der Geraden	in der Abzweigung	durch die Gerade	durch die Abzweigung		
1	2	3	4	5	6

A. Abzweigung aus der Geraden. Feste Sohle.

Versuche von H. Thoma.

50	50	14,7	85,3	30°	Beide Arme gleich breit
50	50	7,9	92,1	90°	

Versuche von Bulle.

50—54	50—46	2,7—12,5	97,3—87,5	30—150°	„
-------	-------	----------	-----------	---------	---

Versuche von Habermas.

50	50	0,0	100,0	30°	Abzweigender Arm schmaler Gerader Arm schmaler
66,7	33,3	37,2	62,8	30°	
50	50	40,9	59,1	48°	
33,3	66,7	1,4	98,6	48°	

B. Abzweigung aus dem inneren Ufer am Bogenende.

Versuche in Vicksburg (Vogel).

?	?	3,0	97,0	?	
---	---	-----	------	---	--

C. Abzweigung aus dem äußeren Ufer am Bogenende. Bewegliche Sohle.

Versuche von Habermas.

74	26	100	0	30°	
60	40	nahezu 100	Spuren	30°	

Die Zahlenwerte zeigen, daß lediglich durch geeignete Wahl der Lage des Entnahmbauwerkes und der Richtung des Werkkanales es möglich ist, die Gerölle einwanderung in den Kanal nahezu zu unterdrücken

¹ Dr.-Ing. Heinrich Wittmann: Der Einfluß der Korrektion des Rheins zwischen Basel und Mannheim auf die Geschiebebewegung des Rheins. Deutsche Wasserwirtschaft (1927) Hefte 10, 11 u. 12.

² Foerster, M.: Taschenbuch für Bauingenieure, 4. Auflage, Julius Springer, Berlin 1921.

³ Mittlere Isar A.-G., Modellversuche über die zweckmäßige Gestaltung einzelner Bauwerke. Charlottenburg: ROM-Verlag (R. Otto Mittelbach) 1923.

⁴ Bulle, H.: Geschiebeableitung bei Spaltung von Wasserläufen Heft 283 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens. Berlin: VDI-Verlag G. m. b. H., 1927.

⁵ Dr.-Techn. Armin Schoklitsch: Geschiebebewegung in Flüssen und an Stauwerken. Wien: Julius Springer 1926.

⁶ New Plans for the Mississippi. General hydraulic phenomena studied with models. Engineering News-Record, Bd. 111, S. 41—43.

⁷ Habermas, Fritz: Geschiebeeinwanderung in Werkkanälen und deren Verhinderung. Noch unveröffentlicht.

selbst dann, wenn die Abflußmenge im Kanal noch größer ist als im Fluß. Es kann hier nicht der Ort sein, um die theoretischen Erklärungen für diese Erscheinung zu geben. Es wäre auch nur eine Wiederholung der eine Vorwegnahme der Angaben von H. Thoma, Bulle und Habermaas.

Es kann vorkommen, daß der Kanal aus einer geraden Flußstrecke abzweigt werden muß und daß damit nach den oben mitgeteilten Untersuchungen eine besonders starke Gerölleinwanderung droht. Für diesen Fall ist die Anordnung von Spülkanälen zweckmäßig, die stollenartig das vor der Schwelle angesammelte Gerölle unter dem Boden des Einlaufbauwerks in das Unterwasser des Flusses zurückführen, also ein Mittel, wie es von den Amerikanern für das Entnahmebauwerk am Colorado vorgesehen ist. Doch ist dieser Vorschlag für den deutschen Wasserbau-Ingenieur nichts Neues, nachdem er erstmals von H. Thoma für das Entnahmebauwerk der Mittleren-Isar-Kraftwerke gemacht worden ist und dort seit über 10 Jahren vollauf befriedigt hat (vgl. Abb. 1 u. 2).

Allgemein wird heute im Wasserbau der Nutzen des Modellversuches anerkannt. Daher können auch die deutschen Ergebnisse auf die Aufgaben am Colorado übertragen werden. Sie scheinen allerdings den Amerikanern unbekannt zu sein, da die amerikanischen Berichte keinen Hinweis auf sie enthalten. Wir dürfen jedenfalls an diesem Beispiel mit Befriedigung feststellen, daß die erstmalige Behandlung der Frage durch deutsche Ingenieure erfolgt ist.

Dr.-Ing.

E. Schlieiermacher,
Karlsruhe.

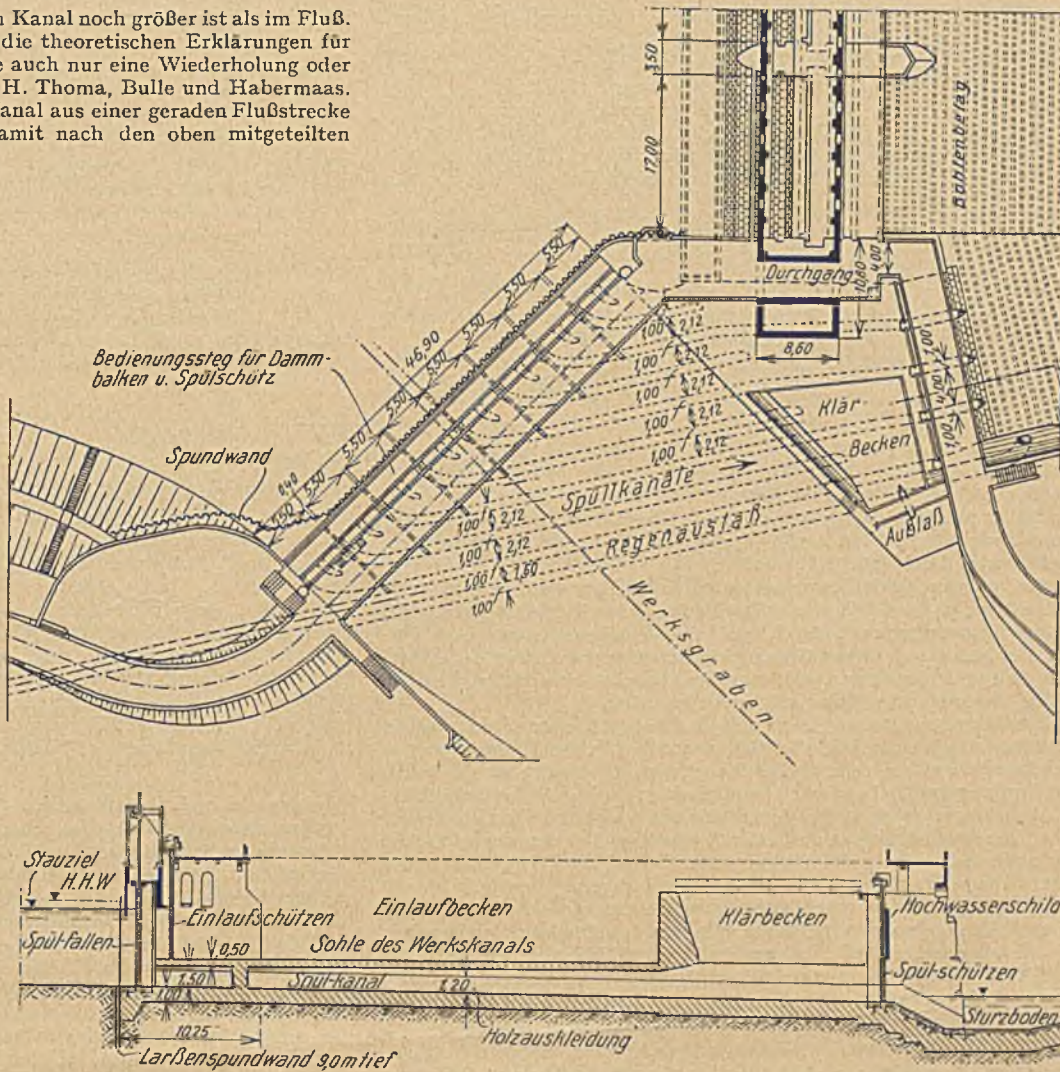


Abb. 2. Grundriß des Einlaufes des Isarwehres bei Unterführung und Schnitt durch die Spülkanäle. (Aus: A. Schoklitsch, Der Wasserbau, 2. Bd.)

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) siehe Heft 3/4 vom 20. Januar 1933, Seite 60.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 8 vom 22. Februar 1934 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 5 c, Gr. 9/30. T 42 044. Alfred Thiemann, Dortmund. Kappschuh; Zus. z. Pat. 518 185. 31. I. 33.
 - Kl. 20 h, Gr. 1. S 94 315. Sperry Development Company, Dover, Delaware, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. G. Benjamin, Pat.-Anw., Berlin-Charlottenburg. Prüfeinrichtung zur Auffindung von Ungenauigkeiten der Lage von Fahrbahnen, insbes. Gleisanlagen. 10. X. 29. V. St. Amerika 12. X. 28.
 - Kl. 20 i, G. 5/01. G 83 458. Stefan Götz & Söhne, Komm.-Ges., Wien; Vertr.: Dr. A. Marck, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Weichenstellvorrichtung für Nah- und Fernbetätigung. 27. VIII. 32.
 - Kl. 20 i, Gr. 39. N 34 440. Naamlooze Vennootschap Machinerie-een Apparaten-Fabrieken, Utrecht, Holland; Vertr.: Dr. G. Weissenberger, Pat.-Anw. Berlin SW 11. Einrichtung zur Sicherung von Überwegen; Zus. z. Anm. N 34 442. 12. XI. 32.
 - Kl. 37 c, Gr. 5/01. G 80 181. Dipl.-Ing. Egbert Groove, Neuß a. Rh. Wetterbeständige Bauelemente für Dachdeckung, Abfallrohre, Rinnen u. dgl. 11. VII. 31.
 - Kl. 38 k, Gr. 5. M 121 130. Gottfried Maurer, Zürich, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. T. v. Laczay, Pat.-Anw., Berlin W 15. Maschine zum Ausbessern von Astlöchern in Brettern. 21. IX. 32.
 - Kl. 45 f, Gr. 4/09. G 78 692. Godwin Ganß, Mellingen bei Weimar. Erdausheber. 27. I. 31. Leipziger Herbstmesse 1. IX. 30.
 - Kl. 80 a, Gr. 43/01. L 81 212. Arnold Langenberg, Kirchhain i. d. N.-L. Zerlegbare Form zum Herstellen von Betonhohlsteinen. 19. V. 32.
 - Kl. 80 b, Gr. 1/07. K 131 482. Dr. Hans Kühl, Berlin-Lichterfelde. Verfahren zur Verminderung der Dampfspannung an abgebundenen Mörtel- und Betonmassen. 9. IX. 33.

- Kl. 80 b, Gr. 19/05. I 555 30. I. G. Farbenindustrie Akt.-Ges., Frankfurt a. M. Verfahren zur Herstellung von säurefestem Mauerwerk. 16. VII. 30.
- Kl. 80 b, Gr. 25/07. B 148 939. Dr. Anton Breuer, Köln. Straßendeckenbindemittel; Zus. z. Anm. B 151 104. 13. III. 31.
- Kl. 80 b, Gr. 25/07. B 148 940. Dr. Anton Breuer, Köln. Verfahren zur Herstellung eines kaltflüssigen, nach Anwendung erhärtenden bituminösen Straßendeckenbindemittels; Zus. z. Anm. B 151 104. 13. III. 31.
- Kl. 80 b, Gr. 25/07. B 151 104. Dr. Anton Breuer, Köln. Kaltflüssige Bindemasse für die Herstellung von Straßendecken. 23. XII. 29.
- Kl. 80 b, Gr. 25/07. B 147 973. Dr. Anton Breuer, Köln. Kaltflüssige Masse für Straßenzwecke; Zus. z. Anm. B 151 104. 23. I. 31.
- Kl. 80 b, Gr. 25/10. G 83 106. Gesellschaft für Teerstraßenbau m. b. H., u. Dr. Hans Luer u. Wilhelm Lorenz, Essen. Verfahren zur Herstellung von bituminösen Verschleißmassen, Sand- oder Stampfasphalt, Asphalt- oder Teerbeton für Straßen- u. dgl. Decken aus Hartbitumen, Mineral und Öl. 11. VII. 32.
- Kl. 81 e, Gr. 127. M 118 039. Mitteldeutsche Stahlwerke Akt.-Ges., Lauchhammerwerk, Lauchhammer i. Sa. Abraumpförderbrücke. 18. XII. 31.
- Kl. 85 b, Gr. 1/01. C 45 938. Carbo-Norit-Union-Verwaltungs-Gesellschaft m. b. H., Frankfurt a. M. Verfahren zur Reinigung von Wasser. 25. I. 32.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 9 vom 1. März 1934 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 5 c, Gr. 9/10. T 40 102. Heinrich Toussaint, Berlin-Lankwitz u. Bochumer Eisenhütte Heintzmann & Co., G. m. b. H., Bochum. Eiserner Grubenausbauelemente mittelst einzelstehender ring- oder bogenförmig gestalteter Profile. 23. I. 32.

- Kl. 19 a, Gr. 16. R 85 520. Arno Rösch, Falkensee, Osthavelland. Schienenauszugsvorrichtung. 28. XI. 32.
- Kl. 20 i, Gr. 4/02. V 29 202. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düsseldorf. Doppelherzstück oder Kreuzung. 16. II. 33.
- Kl. 20 i, Gr. 39. N 34 592. Naamloose Vennootschap Machinerieen-en Apparaten-Fabrieken, Utrecht, Holland; Vertr.: Dr. G. Weißenberger, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Signaleinrichtung für Überwege an ein- und mehrgleisigen Bahnen; Zus. z. Anm. N 33 566. 9. XII. 32.
- Kl. 37 f, Gr. 1/04. M 124 274. Wilhelm Martike, Berlin-Tempelhof. Sporthalle für vielseitige Verwendungs- und Vorführungszwecke. 28. VI. 33.
- Kl. 37 f, Gr. 7/01. L 79 708. Carl Ludowici Falzziegelwerke K. a. A., Jockgrim, Pfalz. Bauverfahren unter Verwendung von werkstoffmäßig hergestellten Bauteilen. 2. XII. 31.
- Kl. 80 a, Gr. 46. L 307.30. Otto Laubner, Penzig. Verfahren und Vorrichtung zum Herstellen einstückiger Brunnenfilterschüsse. 30. VIII. 30.
- Kl. 84 c, Gr. 1. M 119 261. Dr.-Ing. Theodor Müller, Berlin-Steglitz. Erweiterungsbohrer zur Herstellung von Ortpfählen. 24. III. 32.
- Kl. 84 d, Gr. 2. L 79 094. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Auf dem Fahrgestell quer zur Fahrtrichtung verfahrbarer Schwenkbagger für Hoch- und Tiefschnitt. 14. VIII. 31.
- Kl. 84 d, Gr. 2. L 80 577. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Bagger mit auf dem Fahrgestell quer verfahrbar und waagrecht schwenkbar angeordnetem, das Grabwerkzeug tragendem Oberteil. 26. II. 32.
- Kl. 84 d, Gr. 2. I. 82 223. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Eimerkettenschwenkbagger mit schwenkbarem Förderband. 15. X. 32.
- Kl. 85 d, Gr. 1. K 128 941. Ernst Kiehlmann, Strehlen i. Schl. Aus Betonringen bestehender Saugbrunnen für Feuerlöschgeräte. 8. II. 33.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Troche, A.: Grundlagen des Eisenbetonbaues. 143 Seiten mit 62 Abb., 15 Bemessungstabellen und 20 Rechenbeispielen. (Sammlung Götschen Nr. 1078.) Verlag von Walter de Gruyter & Co., Berlin 1933. Preis geb. RM 1,62.

Dem wissenschaftlich vorgebildeten Ingenieur werden die wohl-durchdachten, eigenen Wege, die Troche in seinem Büchlein geht, willkommenen Ergänzung zu anderen, größeren Werken bieten. Dem Anfänger, der sich durch dieses Götschenbändchen in das Gebiet des Eisenbetons erst einführen lassen will, mag die zunächst fremdartige Darstellung der Theorie einige Schwierigkeiten bereiten.

Dem Vorgesrittenen seien einige Abschnitte zum Studium und zur Anwendung empfohlen, die sich vorteilhaft vom Überkommenen unterscheiden und wirtschaftliches Konstruieren versprechen: Die Tabellen für doppelseitig bewehrte Rechteckquerschnitte bei einfacher Biegung, die eine recht günstige Verteilung von Zug- und Druckeisen gestatten; die Einführung der ideellen Spannung bei den umschnürten Säulen; die Behandlung der Biegung mit Längskraft. Rechenbeispiele erläutern die naturgemäß etwas knapp vorgetragene Theorie.

Beschränkter Raum machte eine etwas stiefmütterliche Behandlung der Baustoffkunde notwendig. Immerhin darf für eine künftige Bearbeitung z. B. angeregt werden, daß an Stellen der Sieblinien aus den amtlichen Bestimmungen die umfassenderen Erkenntnisse vom A b r a m s -schen Feinheitensmodul und der H u m m e l s c h e n F-Fläche berücksichtigt werden.

Dipl.-Ing. Th. Busch.

Bernhard, K.: Bemessungsbuch für Eisenbeton. Anleitung, Formeln und Tabellen zum wirtschaftlichen Bemessen von Eisenbetonquerschnitten. DIN A 4. 182 Seiten, darunter 113 Tabellenseiten, 88 Abb., 84 Zahlenbeisp. Verlag von R. Oldenbourg, München u. Berlin, 1933. Preis in Leinen geb. RM 22,—.

Die wirtschaftliche Druckspannung für einen Plattenbalken mit z. B. 150 cm Druck- und 24 cm Zugbreite und einem „Eisenkoeffizienten“ von 1,3 kg/(cm² · m) kann 17 kg/cm², kann aber auch 43 kg/cm² betragen. Der kleinere Wert entsteht beispielsweise für die Erdgeschosdecke eines Umbaus zu einer bestehenden Zementfabrik in kiesreicher abgelegener Gegend; der größere für die Dachdecke eines neu zu errichtenden hohen Verwaltungsgebäudes für eine neben der Baustelle schon vorhandenes Eisenwerk in kies- und zementarmer Gegend. Erheblich mehr noch schwanken die Werte, wenn man im ersten Fall die Druckbreite größer, im zweiten kleiner wählt. Jedenfalls zeigt dies Beispiel, wie wenig berechtigt es ist, einen bestimmten Durchschnittswert der wirtschaftlichen Druckspannung, z. B. 30 kg/cm², für allgemeingültig zu erklären; der Wert bedarf vielmehr, wenn im Entwurf grundlegend gespart werden soll, unbedingt der Ermittlung. Nur für eine bestimmte Baugegend, also lediglich festliegende Preisverhältnisse, und für eine bestimmte Druckbreite bleibt dann die wirtschaftliche Druckspannung unveränderlich. Zu ihrer bequemen und doch ausreichend genauen Ermittlung gibt nun der Verfasser ein — bisher fehlendes — Verfahren an. Die Lösung aller derartigen Aufgaben wird in Form knapper „Rezepte“ mitgeteilt. Es gelang dem Verfasser diese Sonderaufgaben so von den gewöhnlichen Bemessungsaufgaben abzutrennen, daß auch jene Buchbenutzer, denen für die ausgesprochene wirtschaftliche Bemessung Zeit oder zeitweiliges Interesse fehlt, durch sie nicht gestört werden. Die Tabellen erleichtern in erster Linie die Lösung der an den Entwurfsenden täglich herantretenden gewöhnlichen Bemessungsaufgaben, sind gut ausgedacht und behandeln zunächst die Rechteckquerschnitte (bei Neuauflage Erweiterung wünschenswert!), dann aber eingehend die Plattenbalken; hervorzuheben ist bei diesen die unmittelbare Berücksichtigung des Stegdruces, die nicht nur für Brückenbalken, sondern auch Steineisendecken Vorteile bringt. Geringeren Raum nehmen die Tafeln für Kreuz- und Pilzplatten ein, ferner „konstruktive und wirtschaftliche Tabellen“. Hierunter wird der Praktiker jene begrüßen, die es ihm ermöglichen, die zur Unterbringung der Zugeisen erforderliche Balkenbreite und vor allem auch deren Schwerpunktabstand $d_0 - h$ unmittelbar genau abzulesen und zwar gerade auch für mehrere Lagen. Unter den Formeln sind beachtenswert solche, die dem Massen- und Kostenanschlag dienen;

dabei wird der Ermittlung des Eisenbedarfs besondere Sorgfalt gewidmet. Allerdings berücksichtigt der Verfasser die Überlagesen der Unterzüge (die m. E. zu diesen zu rechnen sind und dann eine Erhöhung von c, bisweilen um 17—22% bewirken), in den angrenzenden Deckenplatten. Indes dürfte wohl der Hauptwert des Buches, besonders für jüngere Techniker, in den Haupttafeln liegen, die in ihrem einfachen Aufbau keinerlei Einarbeit bedürfen, und in der reichhaltigen Formelsammlung mit Beispielen. Das würdig ausgestattete Tabellenwerk wird als Hilfs- und Nachschlagebuch für den Entwurfs-tisch, vor allem aber Unternehmern und Zivilingenieuren durch sein praktisches Wirtschaftlichkeitsverfahren erhebliche Vorteile bringen, weil bereits beim Entwurf buchstäblich Tausende ersparbar sind.

Luz David.

Weese, E.: Eisenbeton-Zahlentafeln. Nach den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1932. Teil III: Eisenbetonrippendecken und Steineisendecken. Vierte Auflage. 25 Seiten. 21 × 29 cm. Selbstverlag Weese, Berlin-Grunewald, 1933. Preis brosch. RM 18,—. Teil II und Teil IV: siehe Hinweis unter „Neuerscheinungen“ in Heft 3/4 lfd. Jgs., S. 42. Preis für Teil II: RM 14,—; für Teil IV: RM 6,—.

In Ergänzung zu der Besprechung von Teil I u. V in Heft 25/26, Jg. 1933 dieser Zeitschrift möge auf das Erscheinen der letzten Hefte hingewiesen werden.

Teil II enthält zulässige Spannweiten für Decken für die Biegemomente $q_1^2/8, q_1^2/11, q_1^2/12, q_1^2/15, q_1^2/18$ bei $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_b = 30, 40, 50$ bzw. $40, 50, 60 \text{ kg/cm}^2$, die verschiedenen Bedürfnissen der Praxis angepaßt sind.

Teil III über Eisenbetonrippendecken und Steineisendecken verschiedener Systeme berücksichtigt die Druckspannungen im Steg bei $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_b = 20-65 \text{ kg/cm}^2$ und $d_1/h = 0,07-0,44$ mit Umrechnungstabellen für andere Spannungen und verschiedene Biegemomente und Grenzlinien für zulässige Schubspannungen.

Schließlich umfaßt Teil IV die zulässigen Belastungen quadratischer Säulen mit Längsbewehrung bei mittigem Angriff, $\sigma_b = 35$ und 45 kg/cm^2 und eine Hilfstafel für Knickberechnung mit Umrechnungswerten für andere Spannungen. Sie geben die zulässigen Belastungen achteckiger, sechseckiger und kreisförmiger Säulen auch mit Umschnürung an.

Was ich schon in der vorangegangenen Besprechung zum Ausdruck gebracht habe, möchte ich, nachdem sämtliche fünf Teile des bekannten Tabellenwerkes der Fachwelt zugänglich sind, hier wiederholen und auf die besondere Brauchbarkeit der den neuesten amtlichen Bestimmungen angepaßten Tafeln für den Entwurf und die Nachprüfung von Eisenbetonbauwerken aller Art hinweisen. Sie werden wie bisher der Praxis viel Arbeit sparen und wertvolle Dienste leisten.

E. P.

Mittasch, W. und K. Bräunig: Bau und Berechnung von Brücken. Holzbrücken, Massivbrücken, Stahlbrücken. Statische Berechnung. Erste Auflage. Gr. 8. IX/299 Seiten mit 650 Abbildungen, 24 Tafeln und 3 Ausschlagtafeln. Verlag B. G. Teubner, Berlin und Leipzig 1933. Preis geb. RM 18,—.

Das als Lehrbuch zur Einführung in den Brückenbau gedachte Werk ist in vier Teile gegliedert.

Nach einem kurz gefaßten Überblick über die Entwicklung des Brückenbaues wird in Teil I der Bau von Holzbrücken behandelt und zwar die konstruktive Ausbildung der Fahrbahn, die einfachen Balkenbrücken, Hänge- und Sprengwerkbrücken sowie die Fachwerkbrücken. Die Abstützung der Holzbrücken durch Holzjoche ist am Schluß kurz erläutert.

Unter Teil II Massivbrückenbau werden lediglich die gemauerten und die in unbewehrtem Beton hergestellten Bogenbrücken behandelt. Eine Besprechung der Lehrgerüste findet in ausführlicher Weise statt, sodann wird die Stützlinientheorie und am Schluß ein Anwendungsbeispiel für einen eingespannten Bogen behandelt. Das wichtige Gebiet der Eisenbetonbalkenbrücken ist in dem Buch leider nicht aufgenommen worden.

In Teil III erfolgt die Behandlung stählerner Blechträgerbrücken und zwar sowohl der einfachen als auch der durchlaufenden Balken. Die konstruktiven Grundsätze für Balkenbrücken in genieteter und geschweißter Bauweise werden an einer größeren Anzahl neuerer muster-gültiger Ausführungen, speziell auch aus dem Gebiet der Deutschen Reichsbahngesellschaft, erläutert. Die Fahrbahnausbildung der Eisenbahn- und Straßenbrücken ist ihrer Bedeutung entsprechend ausführlich behandelt worden. Nach Besprechung der Lager, Gelenke, Stützen und Verbände wird ein kurzer Überblick über die Anlage von beweglichen Brücken und die Vorgänge bei der Aufstellung von Balkenbrücken gegeben.

In Teil IV sind die Grundlagen für die Berechnung von Brücken-fahrbahnen der in Teil I—III behandelten Brückenarten kurz zusammengefaßt. Außerdem werden die vollwandigen Hauptträger für Stahlbrücken und der Dreigelenkbogen sowie der eingespannte Bogen für die massiven Brücken behandelt. Zweckmäßig wäre es gewesen, die in den einzelnen Teilen verstreut eingegliederten statischen Angaben in Teil IV geschlossen zu bringen.

Das Buch gibt naturgemäß nur einen Ausschnitt aus dem großen Gebiet des Brückenbaues und ist inhaltlich als Lehrbuch für technische Mittelschulen besonders geeignet. Um diesem Zweck gerecht zu werden ist das Buch auch in Einzelteilen, entsprechend dem behandelten Fachgebiet, käuflich. Der Druck und die zahlreichen Abbildungen sind erstklassig.

Das Buch ist dem hervorragenden Förderer des Deutschen Brückenbaues, Herrn Geheimrat Schaper, zugeeignet. Macl zer.

Report of the Building Research Board for the Year 1932. Department of Scientific and Industrial Research. 15 × 24,3 cm. X/133 S. mit 31 Abb. und 12 Tabellen. Published by His Majesty's Stationery Office, London 1933. Preis 2 s 6 d netto.

Das englische Bauforschungsamt hat eine vielseitige Aufgabe, wie aus seinem Jahresbericht hervorgeht. Dieser enthält Angaben über Versuche auf fast allen Gebieten des Bauwesens, so über die Wetterbeständigkeit von Baustoffen, über Erd- und Winddruck, über die Wärmeverhältnisse in Häusern und über deren Beleuchtung durch die Sonne. Wie es der Bedeutung der Zement- und Betontechnik und dem Interesse, das man ihr auch in England entgegenbringt, entspricht, nehmen die Darlegungen über Forschungen auf diesem Gebiet einen breiten Raum ein. Natürlich kann in einem Jahresbericht, der einen Überblick über die gesamte Tätigkeit des Forschungsamts geben soll, nicht über die Ergebnisse der einzelnen Arbeiten eingehend berichtet werden. Es ist daher wertvoll, daß der Bericht auch ein Verzeichnis der Veröffentlichungen enthält, in denen die Mitglieder des Amts über die Ergebnisse ihrer Forschungen so eingehend berichten, wie es in Einzeldarstellungen möglich ist, so daß dadurch die Allgemeinheit in die Lage versetzt wird, aus den Arbeiten des Bauforschungsamts Nutzen zu ziehen. Bei den einzelnen Abschnitten finden sich auch beachtliche Literaturnachweise, unter denen auch Angaben über das deutsche Schrifttum nicht fehlen.

Die Tätigkeit des Bauforschungsamts beschränkt sich nicht auf die Arbeit, die in seinem Namen zum Ausdruck kommt. Es trägt auch zur Verbreitung bautechnischen Wissens bei, indem es Lehrgänge veranstaltet, indem es auf Fragen, die in technischen Zeitschriften, z. B. im Builder, aus dem Leserkreis gestellt werden, auf Grund seiner Versuche und Erfahrungen Antwort erteilt. Auch an der Aufstellung von Liefervorschriften für Baustoffe und von Ausführungsvorschriften für Bauarbeiten wirkt das Amt mit. Es hält mit anderen auf ähnlichen Gebieten arbeitenden Anstalten Fühlung und nimmt andererseits Anregungen und Aufgaben von anderer Seite entgegen. Natürlich bedarf es zur Erfüllung seiner Aufgaben erheblicher Geldmittel, und wenn diese auch nicht in unbeschränkter Höhe zur Verfügung stehen, so scheint doch das Baugewerbe und die mit ihm zusammenhängenden Zweige der Wirtschaft genügend Mittel aufzubringen und zu überweisen, um dem Amt umfassende und eingehende Forschungen zu ermöglichen.

Alles in allem vermittelt der Jahresbericht einen Einblick in die Tätigkeit einer Stelle technischen Schaffens, an der nützliche Arbeit geleistet wird. Wernicke.

Beggs, G. E., R. E. Davis und H. E. Davis: Tests on structural models of proposed San Francisco — Oakland Suspension Bridge. University of California Publications in Engineering, Vol. 3, Nr. 2, S. 59—166. 17,5 × 26,5 cm. Mit 1 Tafel und 56 Textabbildungen. University of California Press, Berkeley, Calif. 1933. Preis geh. Dollar 1,50.

Im Stadtgebiet von San Francisco ist ein rd. 12 km langer Verkehrsweg über die Bai von San Francisco im Bau. Dieser Brückenzug, über den bereits berichtet wurde¹, enthält u. a. zwei aneinander anschließende Hängebrücken mit je 704 m weit gespannten Mittelöffnungen und Seitenöffnungen von je 354 m Stützweite. Für die Vorarbeiten zu diesem Bauwerke wurden in großem Umfang Versuche an Hängebrückenmodellen herangezogen², und zwar zum Vergleich verschiedener Entwürfe bzw. zur Auswahl des Systems, zur Ermittlung der Abmessungen von Kabel, Pylonen und Versteifungsträger sowie zum Vergleich mit den

nach den verschiedenen Theorien durchgeführten Berechnungen. Das Heft behandelt u. a. Bemessung, Entwurf und Einzelheiten der Modelle, Meßapparate und Meßmethoden, Ergebnisse der Messungen und deren Diskussion mit den Schlußfolgerungen. Besonders interessant ist z. B. die Gegenüberstellung der Systemschnittkräfte für am Fuß gelenkig gelagerte bzw. elastisch eingespannte Pylone.

Die Ausführungen über die bei großen Brückenanlagen durch Modellversuche möglichen Vorarbeiten sind weit über die Planung der San Francisco-Oakland Bridge hinaus für die ganze Fachwelt von größtem Interesse, weil sie den Grad der Zuverlässigkeit und auch die Schwächen der verschiedenen in Betracht kommenden Theorien deutlich aufweisen. Das Heft ist interessant und anregend wie wenige andere Neuerscheinungen der letzten Jahre. Ferd. Schleicher, Hannover.

Pirath, C.: Die Grundlagen der Verkehrswirtschaft. 17 × 25,8 cm. VII/263 Seiten. 1934. Verlag J. Springer, Berlin 1933. Preis geh. RM 18,—; geb. RM 19,50.

Das Buch setzt die Verkehrswirtschaft mit dem menschlichen Gesellschaftsleben im Kultur- und Wirtschaftsleben eines Landes und in der Weltwirtschaft in Beziehung. Dies ist erst dann möglich, wenn die Grundlagen der Verkehrs- und Betriebswirtschaft der Verkehrsmittel des Land-, Wasser- und Luftverkehrs erkannt und angewandt werden.

Die Untersuchung dieser Grundlagen führt der Verfasser mit der ihm eignen Klarheit und Folgerichtigkeit durch. Ausgehend von den Verkehrsbedürfnissen werden die Ausdrucksformen des Verkehrs in technischer und organisatorischer Hinsicht behandelt und im Verkehrsbild der einzelnen Verkehrsmittel erläutert. In diesen Untersuchungen liegt im wesentlichen die Beziehung des Verkehrs zur Außenwelt und zur Nachfrage. Im Anschluß hieran werden die verkehrs- und betriebswirtschaftlichen Grundlagen der Verkehrsmittel des Land-, Wasser- und Luftverkehrs nach Sicherheit, Leistungsfähigkeit und Wirtschaftlichkeit untersucht. Auf die Grundsätze der wirtschaftlichen Betriebsführung von Verkehrsmitteln wird eingegangen. Dieser Analyse der Verkehrs- und Betriebswirtschaft folgt die Behandlung der organisatorischen Grundlagen der Verkehrsmittel sowie die Synthese der verschiedenen Verkehrsmittel im Dienste der Volkswirtschaft mit einem Ausblick auf die Entwicklungsrichtung der Verkehrswirtschaft.

Das Buch ist geschrieben für Lehre und Forschung und ist ein Standardwerk im Schrifttum über das Verkehrswesen. Der Leitung von Verkehrsbetrieben ist es ein wertvolles Hilfsmittel für ihre verkehrs- und betriebswirtschaftlichen Überlegungen.

Prof. W. Müller, Berlin.

Koehne, W. und W. Friedrich: Ungewöhnliches Steigen des Grundwassers und Überschwemmungen in Senken ohne sichtbaren Abfluß. Jahrbuch für die Gewässerkunde Norddeutschlands. Besondere Mitteilungen. Bd. 8, Nr. 1. Herausgegeben von der Preußischen Landesanstalt für Gewässerkunde und Hauptnivelements. 25 × 34 cm. 58 Seiten mit 5 Abb., 2 Tabellen im Text und 8 Tafeln. Verlag Ernst Siegfried Mittler & Sohn, Berlin 1933. Preis geh. RM 8,—.

Mit dieser Schrift haben die Verfasser unser Wissen vom unterirdischen Wasser erheblich erweitert und durch die Verarbeitung langfristiger planmäßiger Beobachtungen (Niederschläge für die Abflußjahre 1892—1931 und Grundwasserbeobachtungen von 1913—32) wertvolle Bausteine zur Grundwasserkunde geliefert, die ihren Wert für die öffentliche Gesundheitspflege und Volkswirtschaft bald erweisen werden. Besonders die Land- und Forstwirtschaft im norddeutschen Flachland wird die Auswertung solcher Fälle, in denen der Grundwasserspiegel in auffallender Weise gestiegen ist, begrüßen, haben doch in den letzten Jahren verschiedene irreführende Veröffentlichungen aus dem Steigen des Wasserspiegels in Senken Rückschlüsse auf das Grundwasser der weiteren Umgebung gezogen und u. a. Niederschlagsreichtum, Waldvernichtung durch Raupenfraß und Brände, Temperaturänderungen und Krustenbewegungen für die ungewöhnlichen Grundwasseranstiege verantwortlich gemacht und damit zu wasserwirtschaftlichen Fehlschlüssen oder zu falscher Ausnutzung mancher Gelände verleitet.

Die Verfasser zeigen an Hand zahlreicher Meßstellen, wann und wo besonders hohe Grundwasserstände beobachtet worden sind und worauf sie zurückgeführt werden müssen. Da die Grundwasserhältnisse weitgehend von den örtlichen (besonders geologischen) Bedingungen abhängen, so ist jede Meßstelle beschrieben (Einzugsgebiet, Entfernung vom nächsten Vorfluter, Art, Tiefe und Lichtweite, Bodenbeschaffenheit usw.). Dabei ist die Feststellung wichtig, daß von einer dauernden Änderung im Sinne eines fortschreitenden Steigens oder Sinkens der Grundwasserstände nicht die Rede sein kann und daß die scheinbar abflußlosen Seen und Tümpel nur z. T. als Blänken des Grundwasserspiegels anzusprechen sind. Die an sich auffällige Tatsache, daß der regelmäßige jahreszeitliche Gang des Grundwasserspiegels in den letzten Jahren häufiger von langdauernden Schwankungen überdeckt worden ist, wird überzeugend durch die ungewöhnlichen Niederschlagsverhältnisse erklärt. Beachtung verdient auch die neue Einteilung der Becken ohne sichtbaren Abfluß, deren Anstiege ebenfalls aus dem Verhalten der Niederschläge erklärt werden.

Bei der großen Bedeutung des Grundwasseranstieges für viele technische Gebiete (Flußbau, Meliorationen, Wasserversorgung, Städteentwässerung, Land- und Forstwirtschaft, Fischerei, Siedlungswesen, Fried-

¹ Neue große Hängebrücken in den Vereinigten Staaten von Amerika. Der Bauingenieur 14 (1933) S. 330.

² Über ähnliche Messungen des erstgenannten Verfassers wurde berichtet in: Messungen an Modellen von Hängebrücken 14 (1933) S. 56.

hofsanlagen) verdient die klar und überzeugend verfaßte Schrift um so mehr die Beachtung aller Hydrologen, Bauingenieure, Kulturtechniker, Forst- und Landwirte, Geologen, Heimatforscher, Naturfreunde usw., als die erörterten Bedingungen recht mannigfaltige und in ihren letzten Ausdeutungen oft schwer entwirrbare sind. Marquardt, München.

Rippberger, K.: Die Gefährdung der Kanalisationsanlagen durch Gase. Beiheft 13, Reihe II zum „Gesundheits-Ingenieur“. 4^o. 28 Seiten mit 8 Abb. Verlag von R. Oldenbourg, München, 1933. Preis brosch. RM 5,20.

Die Gefährdung der Kanalisationsanlagen durch Gase hat in den letzten Jahren zugenommen, einmal durch den Kraftwagenverkehr, aber auch durch andere Vorgänge. Verfasser untersucht die Art und Wirkung der Gasbildung in den Kanälen (z. B. Entzündungsmöglichkeiten), die Wege zur Erkennung der Kanalgase, die Vorkehrungen, die gegen die Gasbildung getroffen werden können, und welche Maßnahmen gegen die Gefahren vergaster Kanäle ergriffen werden können. Die vielen Unfälle in den Kanälen lassen es wünschenswert erscheinen, daß eine solche Schrift, auch wenn sie auf dem Gebiet noch manche Frage offen lassen muß, in recht viele Hände gelangt. Dr. Neumann.

Abwasserfachgruppe der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen E. V. Schriftenreihe 1. Wollen, Werden und Wirken. DIN A 4. 68 Seiten mit 11 Abb. Verlag von R. Oldenbourg, München 1933. Preis RM 3,50.

Diese erste Kundgebung der Abwasserfachgruppe, die eine große Anzahl von Abhandlungen zusammenfaßt, die im „Gesundheitsingenieur“ erschienen sind, läßt erkennen, welcher Auftrieb in der Gruppe herrscht und daß ihre Gründung einem dringenden Bedürfnis entsprochen hat. Alle Gebiete des Abwasserswesens, die technischen, hygienischen, die wirtschaftlichen und gesetzlichen, werden kurz aber scharf geformt behandelt. Auch dort, wo sichere Ergebnisse nicht mitgeteilt werden können, ist das Gebiet doch so besprochen, daß der Fachmann wertvolle Hinweise findet, die ihm seine Entscheidung erleichtern. Ich wünsche diesem Heft weiteste Verbreitung in allen Kreisen. Dr. Neumann.

Spannagel, Fr.: Leichte Holzarbeiten. Ein Werkbuch für Schule und Haus, zugleich eine Sammlung vorbildlicher Kleinförmel und Gebrauchsgegenstände. 16 × 24 cm. 116 Seiten mit 215 Textabb. Verlag Otto Maier, Ravensburg. Preis kart. RM 4,80; geb. RM 5,50.

Dem Menschen — nicht zuletzt dem Kopfarbeiter — die Achtung vor dem köstlichen Werkzeug der gestaltenden Menschenhand und das Verständnis für die Handarbeit und die Schönheiten der Handwerkskultur zurückgewinnen zu helfen, wurde dieses Büchlein verfaßt. Die Werkzeuge für Holzarbeiten, die Materialien, die einfachsten Arbeitsgänge der Holzbearbeitung und Holzverbindungen sind voll Liebe zum Handwerk und bei aller sachlichen Schlichtheit des Worts so begeistert beschrieben, daß man sich sogleich an den als Übungsarbeiten vorgeschlagenen schmucken Kleinförmel und Gebrauchsgegenständen versuchen möchte. Heute, wo wir uns auf die Folgen einer übertriebenen Maschinenkultur besinnen, kann man nicht anders, als diesem Schriftchen bei Jung und Alt weitestgehende Verbreitung und — freundlichste Befolgung zu wünschen. Hummel.

Vatter, H.: Die Schätzung von Hochbauten nach Kubikmeter umbauten Raumes. Eine Anleitung zur Ermittlung des Wertes von bebauten Grundstücken. 15 × 21 cm. VIII/140 Seiten mit 21 Textabb. Verlag von Konrad Wittwer, Stuttgart 1934. Preis in Ganzleinen geb. RM 6,80.

Auf eine langjährige Erfahrung als amtlicher Schätzer sich stützend, beschreibt der Verfasser die Methoden zur Feststellung des Preises je m³ umbauten Raumes. Die Zweifelhaftigkeit des zumeist verwendeten Mittelpreises Bauwert: Gebäudeinhalt bestimmte ihn, den Weg der einfachen Schätzung der Einzelbauteile als am sichersten zu empfehlen. An beliebig ausgewählten Beispielen, einem Schuppen, einer Waschküche, einem Kleinsiedlungshaus, einem Bauernhaus, einem Einfamilienhaus und einem größeren Krankenhaus, wird dieses Verfahren erläutert. Die für die Ermittlung des jeweiligen Verkehrswertes wichtige, fallweise Bestimmung der Indexziffern, der Wertverminderung und des Wertzuwachses ist erörtert, wobei in Anbetracht der Labilität von Bauwert und Ertragswert als Verkehrswert das Mittel aus Bauwert und dem nach einem bestimmten Zinssatz kapitalisierten Ertragswert als richtig bezeichnet und zur allgemeinen Annahme empfohlen wird. Das Buch soll in erster Linie den Anfänger anleiten, wozu es sehr geeignet ist. Ein reichhaltiges statistisches Material und der Versuch einer kritischen Gegenüberstellung verschiedener Verfahren machen die Schrift aber auch dem erfahrenen Schätzer wertvoll. Hummel.

NEUERSCHEINUNGEN.

Die Deutsche Reichsbahn im Jahre 1933. Vorläufiger Jahresrückblick. Vorabdruck aus dem amtlichen Nachrichtenblatt

Die 37. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins

ist aus dringenden Gründen vom 21. und 22. März auf den 5. und 6. April 1934 verlegt worden und wird im Kaisersaal des Zoologischen Gartens zu Berlin stattfinden.

der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft und der Gesellschaft „Reichsautobahnen“ „Die Reichsbahn“, Heft 1 vom 3. Januar 1934. 21 × 30 cm. 37 Seiten. Herausgegeben vom Pressedienst der Deutschen Reichsbahngesellschaft, Hauptverwaltung, Berlin.

Vorträge und Aussprachen der 71. Hauptversammlung des VDI, Friedrichshafen/Konstanz 1933. DIN A 4. IV/157 Seiten mit 383 Abb. und 15 Zahlentafeln. VDI-Verlag G. m. b. H., Berlin 1934. Preis brosch. RM 3,—.

Zementkalender 1934. Herausgegeben vom Deutschen Zement-Bund. 10 × 15 cm. 460 Seiten. Zementverlag G. m. b. H., Berlin-Charlottenburg 2. Preis in Leinen geb. RM 3,20, in Ganzleder RM 4,40.

Vorläufiges Merkblatt für Teer- Bitumen- Mischungen im Straßenbau. Ausgearbeitet von den Ausschüssen „Asphaltstraßen“ und „Teerstraßen“ der Stufa. 14,5 × 22,5 cm. 4 Seiten.

Das Merkblatt ist im Verlag der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau, Berlin-Charlottenburg 2, Knesebeckstraße 30, erschienen und zum Preise von 20 Pfg. zuzüglich Porto zu beziehen.

Bericht über die öffentliche Tagung des Ausschusses „Betonstraßen“ der Stufa am 20. Oktober 1933 in Halle (Saale). 15,5 × 23 cm. 60 Seiten mit 13 Textabb. Verlag der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau, Berlin-Charlottenburg 2, Knesebeckstr. 30. Preis RM 1,— zuzüglich Porto.

Dutron, R.: Etude sur les sables. Granulométrie, résistances en mortiers et en bétons. Extrait des Annales des Travaux Publics de Belgique. Aout 1933. Bulletin technique Nr. 16. 15,8 × 24 cm. 27 Seiten mit 8 Abb. und 6 Tafeln. Goemaere, Imprimeur du Roi, Editeur. Bruxelles 1933.

—, Les conditions de réception des bétons et produits en béton utilisés dans les travaux routiers. Bulletin technique Nr. 21. Deuxième Congrès National de la Route. Anvers 1933. 16 × 25 cm. 23 Seiten mit 2 Abb. und 6 Tafeln. Imprimerie De Vos-van Kleef, Anvers.

Despa, E.: Entretien des revêtements en béton. Bulletin technique Nr. 18. Deuxième Congrès de la Route. Anvers 1933. 16 × 24,5 cm. 16 Seiten mit 2 Abb.

—, Pistes cyclables en béton. Bulletin technique Nr. 20. Deuxième Congrès de la Route. Anvers 1933. 16 × 25 cm. 14 Seiten mit 6 Abb.

Beide Broschüren: Imprimerie De Vos-van Kleef, Anvers.

Dutron, R. et Despa, E.: Perfectionnements à la technique d'exécution des revêtements en grandes dalles de béton monolithes et en parés de béton. Bulletin technique Nr. 17. Deuxième Congrès National de la Route. Anvers 1933. 16 × 24,5 cm. 34 Seiten mit 22 Textabb.

—, Revêtements de „Ré surfacement“ en béton. Bulletin technique Nr. 19. Deuxième Congrès de la Route. Anvers 1933. 16 × 24,5 cm. 11 Seiten.

Beide Broschüren: Imprimerie De Vos-van Kleef, Anvers.

Schlöpfer, P. und R. Bukowski: Untersuchungen über die Bestimmung des freien Kalkes und des Kalziumhydroxydes in Zementklinkern, Zementen, Schlacken und abgebundenen hydraulischen Mörteln. Mitteilung aus der Eidg. Materialprüfungsanstalt an der E. T. H. Zürich. Bericht Nr. 63, Juni 1933. 21 × 30 cm. 42 Seiten mit 29 Abb.

Roß, M.: Untersuchungen über den Einfluß der Fallzeit auf die bautechnischen Eigenschaften des Fichten- und Tannenholzes. Ergebnisse der an der Eidg. Materialprüfungsanstalt der E. T. H. in Zürich in den Jahren 1926—1928 durchgeführten Untersuchungen. Bericht Nr. 73, September 1933. 21 × 30 cm. 21 Seiten mit 31 Abb.

Roß, M.: Die Osnabrücker Verbundguß-Schienen der Klöckner-Werke A.-G., Abt. Georgs-Marien-Werke in Osnabrück. Erster ergänzender Bericht zum Hauptbericht vom April 1931. Ergebnisse der an der Eidg. Materialprüfungsanstalt der E. T. H. in Zürich in den Jahren 1932—1933 durchgeführten Untersuchungen. Bericht Nr. 75, September 1933. 21 × 30 cm. 21 Seiten mit 26 Abb.

Roß, M.: Die Elektro-Manganstahl-Schiene der Österreichisch-Alpine Montangesellschaft, Werk Donawitz, Steiermark. Ergebnisse der an der Eidg. Materialprüfungsanstalt der E. T. H. in Zürich in den Jahren 1930—1933 durchgeführten Untersuchungen. Bericht Nr. 77, Oktober 1933. 21 × 30 cm. 24 Seiten mit 22 Abb.