DIE BAUTECHNIK

8. Jahrgang BERLIN, 21. Februar 1930 Heft 8

Alle Rechte vorbehalten.

Die Verwendung von Unterwassergußbeton in Schweden.

Von Oberregierungs- u. -baurat F. Trier, Magdeburg.

Über die in Schweden angewendeten Arbeitsweisen bei der Herstellung von Beton unter Wasser und die dabei gemachten Erfahrungen hat ein vom schwedischen Betonverein im Jahre 1918 eingesetzter Ausschuß in der schwedischen Zeitschrift „Betong" ausführlich berichtet[1]). Er hat Beschreibungen von etwa 30 Ausführungen mit Unterwasserbeton bei Kaianlagen, Brücken und sonstigen Bauwerken zusammengestellt, die den größten Teil aller derartigen Arbeiten in Schweden umfassen.

Der Bericht unterscheidet vier verschiedene Arbeitsweisen: a) mit Rohren, b) mit Senkkasten, c) durch Einkippen und d) durch Einpressen der Zementmischung.

Merkwürdigerweise ist unter a) kein Unterschied gemacht zwischen zwei grundlegend verschiedenen Arten der Herstellung von Unterwasserbeton mit Rohren: dem auch in Deutschland bekannten Verfahren, bei dem waagerechte Betonlagen durch ein nach zwei Richtungen verfahrbares Rohr unter Wasser geschüttet werden, und einem in Deutschland noch nicht angewendeten, bei dem der Beton durch ein nur in lotrechtem Sinne bewegliches Rohr gegossen wird, dessen unteres Ende in dem schon gegossenen Beton steckt. Das letztere Verfahren, dem die größte Bedeutung zukommt, soll auf Grund persönlicher Beobachtungen weiter unten geschildert werden.

In 56,5 % der in dem Ausschußbericht beschriebenen Ausführungen sind Rohre (davon in vier Fällen lotrecht bewegliche Rohre), in 21,8 % Senkkasten verwendet worden, in 8,7 % ist Einkippen und in 13 % Einpressen der Zementmasse angewendet. Die Mischungsverhältnisse des Betons schwanken bei waagerecht verfahrbaren Rohren zwischen 1 Zement : 2,5 Sand : 3 Kies und 1 Zement : 4 Sand : 5 Kies. Es scheint, daß bei größerer Wassertiefe der Zementzusatz erhöht wird. Die waagerecht verfahrbaren Rohre sind bis zu 13 m Länge angewendet. Beim Betonieren mit Senkkasten sind die Mischungsverhältnisse 1 Zement : 2 Sand : 4 Kies bis 1 Zement : 3 Sand : 4 Kies. Die Kasten haben 0,15 bis 0,8 m³ Inhalt. Über den Wasserzusatz in den einzelnen Fällen geben die Berichte leider keine Auskunft. Es wird aber empfohlen, den Beton bei Anwendung von Rohren naß zu verwenden, weil er dann gleichmäßiger ausfließt und die Zementausspülung nicht so stark ist. Die Betonierung geschieht in jedem Falle ununterbrochen Tag und Nacht, um schädliche Schlammablagerungen tunlichst zu vermeiden.

Bei dem Bau einer Brücke über den Skellefteflu ß ist das Rohr in neuartiger Weise aufgehängt und gefüllt worden (Abb. 1). Es hängt an einem Derrikkran, mit dessen Hilfe es hin und her bewegt werden kann. Es ist am unteren Ende durch eine davor gelegte Platte verschließbar und hat an den Seiten verschließbare Öffnungen in Abständen gleich dem Höhenunterschied zwischen der Arbeitsbühne und dem Wasserspiegel. Zum Füllen wird das Rohr so weit hochgezogen, daß die Bodenplatte den Wasserspiegel berührt. Dann wird durch die erste seitliche Öffnung Beton eingegossen und diese verschlossen. Das Rohr wird nun herabgelassen, bis die zweite seitliche Öffnung in Höhe der Arbeitsbühne und also die Oberfläche des erst eingefüllten Betons in Höhe des Wasserspiegels ist. So wird mit dem Füllen fortgefahren, bis das Rohr ganz gefüllt ist. Dann wird die Bodenplatte mit einer Leine von oben weggezogen, und das Betonieren kann beginnen. Die mit dem Rohr gegossenen Lagen haben 30 cm Stärke und 1 m Breite. Es wurde dafür gesorgt, daß während des Betonierens der Beton im Rohr niemals unter den Wasserspiegel absank. Die Betonierung dauerte ununterbrochen drei Tage und zwei Nächte. Nach dreiwöchiger Erhärtung des Betons wurde die Baugrube ausgepumpt. Der Beton erwies sich als sehr hart und dicht. In welcher Weise das Rohr geführt wird, um ununterbrochene und genau waagerechte Lagen von Beton zu erhalten, und wie während des Betonierens die Mischung von oben nachgefüllt wird, läßt die Abbildung und die Beschreibung leider nicht erkennen.

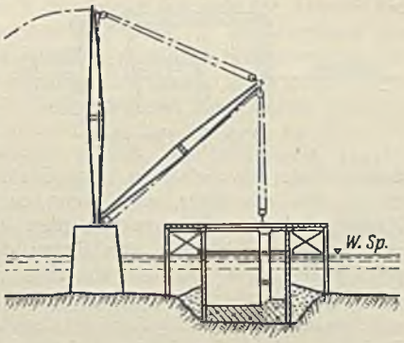


Abb. 1. Lagenweise Betonierung mit am Derrikkran hängendem Rohr.

Ein Beispiel einer Betonierung mit Senkkasten von 0,8 m³ Inhalt gibt Abb. 2, die die Herstellung des Fundamentbetons für den östlichen Klappenpfeiler der Klarabrücke in Stockholm zeigt. Das Verfahren unterscheidet sich nicht von dem auch bei uns bekannten und bedarf keiner weiteren Erläuterung. Der Beton hatte ein Mischungsverhältnis von 1 Zement : 3,5 Sand : 3,5 Kies. Nach dem Auspumpen war die Fläche mit losem Zementschlamm von etwa 3 cm Stärke bedeckt. Der Beton war fest und gleichmäßig.

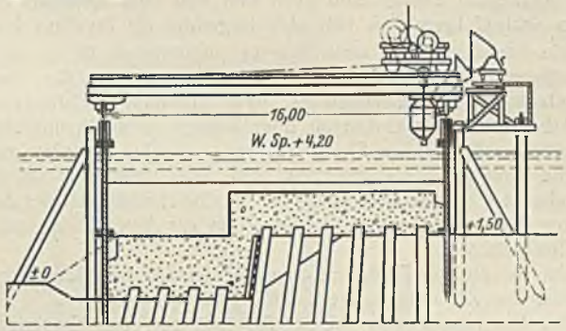


Abb. 2. Betonieren mit Senkkasten.

Die Arbeitsweisen c) und d) sind nur bei geringen Wassertiefen verwendbar. Durch Einkippen von Beton ist die Gründung eines Dammes bei Porjus ausgeführt (Abb. 3). Der Felsboden erhob sich hier an einigen Stellen über die Wasserfläche. Dort wurde zunächst Beton auf die höchste Stelle des Felsens gestürzt und langsam in das Wasser hinausgetrieben. Der neue Beton wurde dann immer im Trockenen auf das schon geschüttete Material gekippt und von oben nach unten in dieses hineingedrückt, so daß die Masse allmählich unter Wasser anschwoll. Auf diese Weise kam das neu geschüttete Material mit dem Wasser nicht in Berührung. Das Verfahren hatte ein gutes Ergebnis und war erheblich billiger und schneller als ein Guß mit Trichter oder Senkkasten.

Abb. 3. Einkippen von Beton.

Durch Einpressen von Zementmischung wurde eine Kaimauer in Oskarshamn hergestellt. Wände von schweren Rohblöcken wurden zu beiden Seiten des Kais bis über die Wasserfläche aufgebaut und die Fugen von außen mit Lappen zugestopft. Nachdem eine Länge von 10 m in dieser Weise ausgebaut war, wurden die Enden durch Querverdämmungen abgeschlossen, so daß sich ein geschlossener Raum mit fast stillstehendem Wasser bildete. Dieser wurde mit kleineren Blöcken ausgefüllt und hierauf die Mörtelmasse in Mischung 1 : 4 zwischen den Steinen vorsichtig heruntergedrückt, so daß sie das Wasser wegdrückte. Nach Erhärten des Mörtels wurden die Lappen aus den Querverdämmungen herausgenommen und die nächsten 10 Meter in der gleichen Weise ausgeführt. Die Wassertiefe betrug 80 cm; die Festigkeit soll besonders gut gewesen sein.

In dem Bericht ist ferner ein Verfahren bei einer Kaiausbesserung in Lulea erwähnt, wo es darauf ankam, einen besonders festen Beton mit dichter, glatter Fläche und besonders gutem Haftvermögen an bereits vorhandenen Beton- und Steinflächen herzustellen. Die gröberen Zuschlagstoffe, Steinschlag und Naturkies, wurden zuerst eingebaut und durch vorher eingeführte Rohre in die Hohlräume eine Mischung von Zement und Sand eingepreßt. Das Ergebnis war zufriedenstellend. Auch bei der Instandsetzung eines Kais in Härnösand ist das gleiche Verfahren mit Erfolg angewendet.

Von dem Ausschuß wurden Laboratoriumversuche angestellt, um festzustellen, welchen Einfluß die Arbeitsweise, die Konsistenz der

[1]) Betong Meddelanden fram Svenska Betongforeningen, Jahrgang 1921, Heft 2, S. 43ff. u. Jahrgang 1922, Heft 2, S. 43ff.

Mischung, die Zusammensetzung der Zuschlagstoffe und das Mischungsverhältnis auf die Beschaffenheit des unter Wasser gegossenen Betons haben. Ferner wurden vergleichende Versuche mit über Wasser gegossenem Beton ausgeführt. In einem Holzbehälter von 4 m Länge, 1,05 m Breite und 1,05 m Höhe, der 95 cm hoch mit Wasser gefüllt gehalten wurde, wurden Formkasten auf den Boden gelegt und in verschiedener Weise mit Beton gefüllt. Die Formen hatten Längen von 60 bis 80 cm, Breiten von 45 cm und Höhen von 20 cm. Für den Guß wurde Beton in der Mischung 1 Gewichtsteil Zement : 4 Gewichtsteilen Kiessand von feuchter, nasser und fließender Konsistenz verwendet. Das Einbringen geschah mit einer seitlich verfahrbaren Röhre von 10 cm Durchm., mit zwei verschiedenen Senkkasten und mit einer offenen Rinne von Halbkreisquerschnitt. Mit dem Rohre wurde der 20 cm dicke Probekörper in drei Schichten gegossen. Ein Versuch mit in Beton steckendem und nur lotrecht beweglichem Rohr wurde nicht gemacht. Als Zuschlagstoff diente ein nach der Fuller-Kurve gemischter Sand bis 25 mm Korngröße, bei dem aber das feine Material etwas vermehrt war. Der Wasserzusatz war bei nasser Konsistenz 10,6 % des Gewichts der trockenen Mischung. Nach dem Erhärten wurden aus den Probekörpern Würfel von 20 cm Seitenlänge herausgesägt und auf Druckfestigkeit untersucht. Über das Verfahren beim Gießen der Probekörper, die dabei gemachten Beobachtungen und die erreichten Druckfestigkeiten gibt der Bericht ausführlich Auskunft. Danach und nach den von dem Ausschuß daran geknüpften Schlußfolgerungen läßt sich folgendes als Ergebnis feststellen:

1. Die Festigkeit von unter Wasser gegossenem Beton ist in viel höherem Grade abhängig von der Konsistenz, der Zusammensetzung des Zuschlagstoffes, dem Mischungsverhältnis und der Arbeitsweise als Gußbeton über Wasser, weshalb mit einem verhältnismäßig großen Sicherheitsgrade gerechnet werden muß.
2. Die Konsistenz soll genügend naß, aber nicht sehr naß (fließend) sein. Sie ist von Bedeutung für die Gleichmäßigkeit der Zuführung des Betons und muß sich nach dem zur Anwendung kommenden Gerät richten.
3. Um die gleiche Festigkeit zu erreichen wie bei Guß über Wasser, muß der Zementgehalt erheblich größer sein.
4. Der Prozentsatz von feinem Material soll bei Unterwasserbeton etwas größer sein, als er der Fuller-Kurve entspricht.
5. Der Vermeidung von Schlammbildung ist die größte Beachtung zu schenken. Sehr nasse (fließende) Konsistenz befördert die Schlammbildung. Beim Versenken des Betons durch das Wasser wird Zement ausgespült. Es entstehen Partien mit wenig oder ganz ohne Zement, während der ausgespülte Zement Schlammschichten von ungenügender Festigkeit bildet, die den Beton in Schichten aufteilen, die Gleitungen verursachen können und somit die größte Gefahr für den Unterwasserbeton bilden.
6. Die Schlammbildung kann durch ununterbrochene Zufuhr von Beton vermindert werden. Dies ist beim Gießen durch Rohre leichter zu erreichen als mit Senkkasten.
7. Bei richtiger Ausführung kann sehr guter Beton erzielt werden, an den unbedenklich recht hohe Anforderungen gestellt werden können.

Allen oben geschilderten Arbeitsweisen haftet der Mangel an, daß die Betonmischung sich beim Einbringen durch das Wasser bewegen muß und daß hierdurch und durch das Arbeitsgerät selbst Strömungen des Wassers verursacht werden, die, wenn sie auch durch vorsichtiges Arbeiten möglichst gering gehalten werden, doch genügen, um den Zement aus der Mischung in mehr oder weniger großem Umfange herauszuspülen. Durch die hiermit verbundene Schlammbildung wird eine feste Verbindung der nacheinander eingebrachten Betonschichten verhindert. Da die einzelnen Schichten eine für die vorkommenden Druckbeanspruchungen ausreichende Festigkeit erreichen, so können mit diesen Arbeitsweisen Gründungen von Bauwerken zwischen festen Wänden, die später nicht entfernt werden, hinreichend sicher ausgeführt werden. Sie sind auch in Schweden, soweit sich aus dem Ausschußbericht erkennen läßt, nur für solche Zwecke angewendet. Für freistehende Mauerkörper von größerer Höhe sind sie nicht geeignet.

In Deutschland sind mir nur drei Fälle bekannt, in denen versucht worden ist, freistehende Mauerkörper durch lagenweise Unterwasserschüttung mit Rohren herzustellen. Über einen Versuch beim Bau einer Kaimauer in Kiel-Wik haben Rogge-Lohmeyer in der „Bautechnik" berichtet[2]). Die 6 bis 10 m starke Mauer ist nach dem Ausschalen auf eine Länge von 220 m eingestürzt. Ein gleichzeitig unter Wasser geschütteter Probekörper, der später herausgehoben wurde, zeigte eine starke Schichtung des Betons. Eine zweite Anwendung hat bei dem Molenbau in Helgoland stattgefunden, wo das etwa 9 m breite Fundament zwischen Schalung aus erdfeuchtem Beton in Lagen von 1 m Stärke mit mehreren Trichtern geschüttet wurde[3]). Das Ergebnis soll ein gutes gewesen sein. Schließlich sind die Pfeiler der Brücke über die Oder bei Gartz durch lagenweise Unterwasserschüttung mit Rohren ausgeführt worden; der eine der beiden Pfeiler ist eingestürzt.

Dagegen ist in Schweden von der Firma Byggnadsaktiebolaget Contractor in Stockholm ein grundsätzlich anderes Verfahren entwickelt, bei dem die gefährliche Schichtenbildung ausgeschlossen und ein homogener Beton erzielt wird, der durchaus geeignet ist zur Herstellung selbst hochbeanspruchter freistehender Mauerkörper. Es beruht darauf, daß die frische Betonmischung durch Rohre in das Innere des bereits geschütteten Betons hineingebracht und so der ausspülenden Wirkung des Wassers ganz entzogen wird. Die Betonmasse quillt dabei in der ganzen eingeschalten Grundfläche gleichmäßig hoch, wobei der zuerst gegossene Beton wie eine Decke über dem später gegossenen liegt und ihn gegen Ausspülung schützt. Das Rohr wird mit dem Fortschreiten des Gusses allmählich lotrecht angehoben, aber nicht seitlich bewegt. Mit diesem Verfahren ist in vielen Fällen ein Beton von außerordentlicher Güte erzielt worden, wie er mit dem üblichen Gießverfahren in der Luft kaum zu erreichen ist.

Durch den Herrn Reichsverkehrsminister ist mir im Jahre 1928 Gelegenheit gegeben worden, dieses Verfahren an Ort und Stelle zu studieren, und es soll auf Grund der mir von Herrn Direktor Krogh der Firma Contractor gemachten Angaben und meiner Beobachtungen bei der Ausführung eingehend beschrieben werden.

Das Verfahren ist von dem norwegischen Ingenieur Gunderson, der es beim Bau eines Tunnels unter dem Detroitfluß in Amerika kennengelernt hatte, nach Schweden gebracht und dort von der Firma Contractor weiter ausgebildet worden. Es soll im nachstehenden kurz „Contractor-Verfahren" genannt werden.

Bei dem Contractor-Verfahren ist der Grundsatz durchgeführt, den frischen Beton vor jeder unmittelbaren Berührung mit dem freien Wasser zu schützen und jede schädliche Bewegung des Wassers von dem geschütteten Beton fernzuhalten.

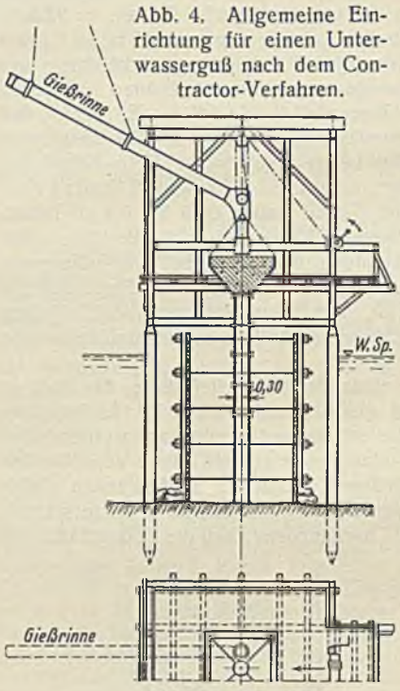


Abb. 4. Allgemeine Einrichtung für einen Unterwasserguß nach dem Contractor-Verfahren.

Abb. 5. Grundriß.

Die Schalung für den unter Wasser zu gießenden Betonkörper wird über Wasser aus genügend starken, gehobelten und gespundeten Bohlen hergestellt und so kräftig verzimmert, daß ein Undichtwerden beim Absenken oder beim Aufquellen unter Wasser oder durch den Druck des eingebrachten Betons ausgeschlossen ist, da jede auch nur geringe Undichtigkeit Ausspülungen des gegossenen Betons zur Folge haben kann. Die Schalung wird alsdann auf die vorher hergerichtete Bausohle durch Beschweren mit Eisen abgesenkt und nach den Seiten abgesteift. Die Fuge zwischen der Schalung und der Bausohle wird durch Taucher mit ringsherum gelegten Sandsäcken abgedichtet (Abb. 4 u. 5). Dann wird das Gießrohr mit 30 cm Durchm. im lichten in der Mitte des zu gießenden Körpers herabgelassen. Es wird an einem Gerüst mittels eines Flaschenzuges aufgehängt, dessen Ende über eine an dem Gerüst befestigte Handwinde geführt ist, so daß das Rohr, auch wenn es gefüllt ist, leicht von einem Mann gehoben und gesenkt werden kann. Das Rohr selbst besteht aus einzelnen Schüssen, von denen der unterste, etwa 3 m lange, vollkommen glatt und nur am unteren Ende außen mit einem Verstärkungswulst versehen ist. Am oberen Ende ist ein abgedrehter Flansch angebracht, der die Verbindung mit den oberen Flanschenrohren ermöglicht. Die oberen 1 bis 2 m langen Rohrschüsse haben beiderseitig Flanschen und werden entsprechend dem Anheben des Rohres mit dem Fortschritt der Betonierung nach und nach abgenommen. Um jede Ausspülung der Betonmischung durch Undichtigkeit des Rohres zu verhindern, werden die Flanschverbindungen durch Lederringe und konsistentes Fett gedichtet. Auf dem oberen Ende des Rohres wird ein genügend großer Trichter aufgeschraubt. Durch einfache an den vier Ecken des Trichters am Gerüst befestigte Winkelführungen wird eine genau senkrechte Bewegung des Rohres beim Anheben gewährleistet. Seitlich wird das Rohr beim Betonieren nicht bewegt. Über dem aufgesetzten Trichter mündet das Ende der Gießrinne, durch die der gießfähige Beton dem Rohr zugeführt wird.

[2]) „Bautechn." 1923, Heft 39, S. 365ff.
[3]) Eckhardt, „Bautechn." 1929, Heft 37, S. 550ff.

Bevor mit dem Betonieren begonnen wird, wird in die über Wasser hochgeführte Schalung etwa 10 cm oberhalb des Wasserspiegels ein Loch gehauen, durch das das vom Beton verdrängte Wasser austreten kann. Dadurch wird verhindert, daß ein größerer Überdruck des Wassers innerhalb des Schalungskastens entstehen kann, der eine Wasserbewegung zwischen Beton und Schalung und damit eine Ausspülung des Betons zur Folge haben könnte. Sodann wird der Boden des Trichters gegen das Rohr durch eine Platte verschlossen, die in der Mitte ein Scharnier hat und an einem Drahtseil befestigt ist, das über eine am Gerüst befestigte Rolle geführt ist. Unter die Platte wird noch ein Stück Sackleinen gelegt. Das Rohr wird dann so weit heruntergelassen, daß das untere Ende auf der Bausohle steht. Dann wird durch die Gießrinne der Trichter mit Betonmischung angefüllt. Nachdem er vollständig gefüllt ist, wird die Bodenklappe mittels des Drahtseils durch die Mischung hochgezogen. Da sie dabei um das Scharnier zusammenklappt, verursacht dies keine Schwierigkeiten. Der Beton rutscht nun in geschlossenem Strom in das Rohr und treibt dabei die in diesem befindliche Luft und das Wasser vor sich her und aus dem unteren Ende des Rohres heraus. Das freie Herabfallen von sich loslösenden Betonteilen wird durch das untergelegte Sackleinen verhindert. Es empfiehlt sich, bei diesem ersten Füllen die Höhe des Trichters über dem Wasserspiegel möglichst klein zu halten, um die eingeschlossene Luftmenge zu verringern. Es dürfte zweckmäßig sein, den obersten Rohrschuß über dem Wasserspiegel mit Öffnungen zu versehen, durch die die Luft entweichen kann, um Ausspülungen durch mitgerissene Luft zu vermeiden. In dem Augenblick, in dem der Beton anfängt aus dem Trichter herauszufließen, wird eine bereitgehaltene weitere Betonmischung aus der Gießrinne nachgefüllt. Auf diese Weise wird verhindert, daß beim Füllen des Rohres der Beton unter den Außenwasserstand absinkt. Hierauf wird auch bei der weiteren Arbeit streng geachtet, damit unter keinen Umständen die Mischung im Rohr durch von unten eintretendes Wasser ausgespült werden kann.

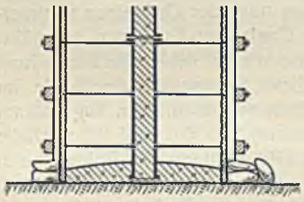


Abb. 6. Beginn des Gusses nach dem Contractor-Verfahren.

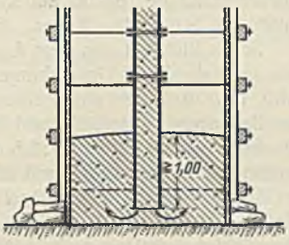
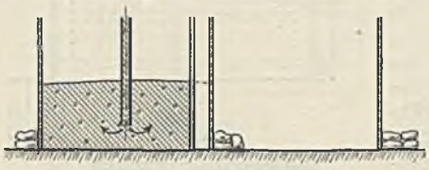


Abb. 7. Zustand während des Gusses nach dem Contractor-Verfahren.

Nachdem der Trichter aus der Gießrinne wieder bis obenhin gefüllt ist, wird das Rohr mittels der Winde vorsichtig etwas angehoben; sowie der Beton ins Fließen kommt, wird das Rohr wieder gesenkt und dadurch das Fließen abgestoppt. Es hat sich nun ein kleiner Haufen Beton um das Rohr herum gebildet (Abb. 6), in dem das untere Rohrende drinsteckt. Nachdem der Trichter wieder aufgefüllt ist, wird das Spiel wiederholt und solange fortgesetzt, bis der Beton die Form auf eine Höhe von mindestens 1 m über dem unteren Rohrende angefüllt hat. Von da an tritt die Mischung nun dauernd mindestens 1 m unter der Oberfläche des gegossenen Körpers im Innern der Betonmasse aus, die dadurch nach der Seite und nach oben verdrängt wird (Abb. 7). Entsprechend dem Wachsen des Betonkörpers wird das Rohr allmählich hochgewunden, und die oberen Rohrschüsse werden allmählich abgebaut. Dabei muß natürlich der Beton bis zur Unterkante des abzubauenden Rohrschusses vorsichtig abgelassen werden. Ein zu weites Absinken der Mischung im Rohr kann durch dessen Senken stets verhindert werden. Schließlich wird, nachdem die Schalung bis über den Wasserspiegel ausgefüllt ist, das im Beton steckende Rohrende herausgezogen. Die Schnelligkeit der Betonierung ist, abgesehen von der Leistungsfähigkeit des Gießapparates, abhängig von der zugelassenen Steiggeschwindigkeit des Betons in der Schalung. Wird diese zu groß, so muß die Schalung, um den Überdruck des Betons aufnehmen zu können, derartig stark ausgebildet werden, daß sie mit wirtschaftlichen Kosten nicht mehr ausführbar ist. Der gegossene Beton hat eine leicht gewölbte Oberfläche. Die oberste Schicht, die mit dem Wasser in Berührung war und deshalb nicht die gleiche Güte wie der Kernbeton hat, wird abgekratzt.

Die Größe der auf diese Weise mit einem Rohr herstellbaren Betonkörper ist durch die zulässige Fließweite des Betons begrenzt. Wird diese zu groß gewählt, so besteht die Gefahr, daß die gröberen Bestandteile sich in der Nähe des Rohres ablagern und der Beton eine ungleichmäßige Beschaffenheit erhält. Mit wachsender Fließweite muß auch der Zementgehalt der Mischung vergrößert werden. Als größte zulässige Fließweite können 3 bis 3,5 m von der Rohrmitte angenommen werden, so daß Betonkörper von etwa 6 × 6 m Grundfläche mit einem Rohr gegossen werden können. Sind Betonkörper mit größerer Grundfläche herzustellen, so können sie durch Stellen von Zwischenschalung in Teile von nicht über 6 m größter Länge eingeteilt werden (Abb. 8 u. 9). Die Zwischenschalung muß ebenso wie die Hauptschalung sorgfältig gegen die Seitenwände und gegen die Bausohle abgedichtet werden. Um ein gutes Ineinandergreifen der einzelnen nacheinander gegossenen Betonblöcke zu erreichen, können durch auf die Zwischenschalung aufgesetzte Dreiecke Falze in dem zuerst gegossenen Betonkörper hergestellt werden.

Abb. 8. Gießen größerer Baukörper nach dem Contractor-Verfahren unter Verwendung einer Zwischenschalung.



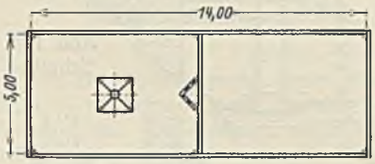


Abb. 9. Grundriß.

Abb. 10. Gießen größerer Baukörper nach dem Contractor-Verfahren mit zwei Rohren.

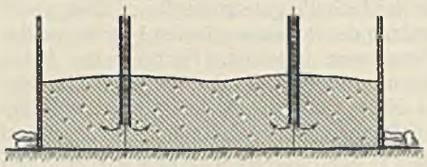


Abb. 11. Grundriß.

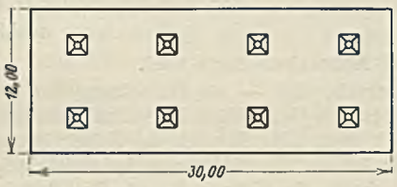


Abb. 12. Gleichzeitiger Guß mit acht Rohren.

Wenn die Unterteilung des Bauwerks in einzelne Blöcke vermieden werden soll, kann der Guß größerer Baukörper auch gleichzeitig mit zwei Rohren geschehen, die in solchen Abständen voneinander angeordnet sind, daß die größte zulässige Fließweite des Betons nicht überschritten wird (Abb. 10 u. 11). Dabei muß aber sorgfältig darauf geachtet werden, daß der Beton an beiden Rohren gleichmäßig ansteigt, weil beim Vorauseilen an einer Stelle durch den entstehenden Seitendruck das benachbarte Rohr aus seiner lotrechten Lage verdrückt werden kann und das weitere Betonieren mit ihm dann in Frage gestellt werden kann.

Abb. 12 zeigt schematisch die Anordnung für einen gleichzeitigen Guß mit acht Rohren. Die Schwierigkeiten eines einwandfreien Gusses werden bei einer so großen Zahl von Rohren wachsen.

Der ganze Guß muß in einem Arbeitsgang fertiggestellt werden; eine längere Unterbrechung der Arbeit ist ausgeschlossen, weil dann der Beton über dem unteren Ende des Rohres abbinden und das Weiterbetonieren dadurch unmöglich würde.

Der für das Gießen nach dem Contractor-Verfahren verwendete Beton muß ganz besonders sorgfältig zusammengesetzt und gemischt werden. Der Zementzusatz soll im allgemeinen nicht unter 300 kg/m³ sein. Schwächere Mischungen als 1 Zement : 3 Sand sollen nicht verwendet werden. Die Zuschlagstoffe sollen gemischtkörnig sein. Das Verhältnis der einzelnen Korngrößen soll sich der Fuller-Kurve nähern. Für die gröberen Bestandteile ist tunlichst Naturkies zu verwenden. Splitt oder Steinschlag ist der schlechten Fließfähigkeit wegen möglichst zu vermeiden. Die Beurteilung der richtigen Konsistenz, die möglichst zäh sein soll, erfordert besondere Erfahrung. Als Maßstab wurde mir angegeben, daß der Beton, auf 100 m Entfernung transportiert, kein Wasser absetzen, und daß ein auf den fertig gemischten Beton gelegter Stein nicht einsinken soll. Die Mischung soll längere Zeit (etwa $^1/_4$ Stunde) stehen können, ohne daß sich an der Oberfläche Wasser absetzt. Traßzusatz darf verwendet werden.

Die Kosten für den Unterwasserguß selbst sind nur unwesentlich höher als für Gußbeton über Wasser. Bei einer für die Staatliche Hafenverwaltung in Stockholm durch die Firma Contractor ausgeführten Brücke ist der Preis für den Unterwassergußbeton nur 30 Rpf/m³ höher gewesen als der Preis für den im Trockenen hergestellten Beton. Für die Kosten der Schalung darf nach Angabe der Firma Contractor etwa der $2^1/_2$ fache Betrag einer gewöhnlichen Betonschalung angenommen werden.

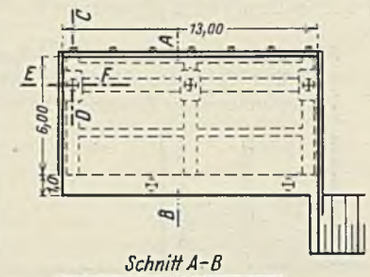
Die Firma Contractor hat Unterwasserguß nach dem geschilderten Verfahren zum ersten Male im Jahre 1911 bei der Gründung eines Bankgebäudes in Stockholm unter besonders schwierigen Boden- und Wasser-

verhältnissen auf eine Tiefe von 13 m angewendet. Seitdem ist es bei einer Reihe von hoch beanspruchten Bauwerken mit bestem Erfolg verwendet worden.

Einige davon sollen im folgenden kurz beschrieben werden, um die mannigfache Anwendbarkeit des Verfahrens zu zeigen.

In den Jahren 1913 bis 1918 sind Kaibauten in Oskarshamn, Oxelösund und Göteborg ausgeführt worden, die in dem oben angeführten Ausschußbericht in der Zeitschrift „Betong" behandelt sind. Bei dem Kai in Oskarshamn sind die drei Pfeiler mit einer Grundfläche von 2 × 2 m in einem Mischungsverhältnis von 1 : 2,5 : 2,5 in einer Wassertiefe von etwa 5 m gegossen worden (Abbild. 13 u. 14). Ferner eine 13 m lange Stützmauer im Mischungsverhältnis 1 : 3 : 3, die in zwei Teilen mit einer Zwischenschalung in der Mitte hergestellt wurde. Die Stellen, an denen die Rohre beim Gießen standen, sind im Grundriß durch eingekreiste Kreuze kenntlich gemacht. Bei der Stützmauer wurde danach das Rohr nicht in der Mitte jeder Abteilung aufgestellt, sondern in der Nähe des Endes. Dies war dadurch bedingt, daß die Bausohle nach der einen Seite abfiel und die Rohre an die tiefste Stelle gesetzt werden mußten, damit der Beton nicht von der Ausmündung des Rohres weglaufen konnte und das Rohr möglichst bald in der Betonmasse feststand. Nachdem der Beton bis zum Wasserspiegel gestiegen war, wurden Sparsteine in ihn eingedrückt, so daß er noch etwa 50 cm anstieg. Nachdem der Kai fertiggestellt war, sollte die Wassertiefe vor ihm von 4,5 auf 5,2 m vergrößert werden. Die Pfeilerfüße wurden deshalb verstärkt. Als dabei die alten Pfahlfüße freigelegt wurden, zeigte es sich, daß der Beton vollkommen fehlerfrei war. Auch an der Sohle zeigten sich keinerlei Auswaschungen. Der zwischen der Schalung und dem Baugrund ausgetretene Beton hatte den Hohlraum zwischen den dichtenden Säcken ausgefüllt und diese zusammengegossen. Auch an der Stützmauer wurde nach Wegnahme der Formen fehlerfreier Beton festgestellt; auch da, wo die Zwischenschalung gestanden hatte, zeigten sich keinerlei Fehlstellen. Die erforderlichen Pfeilerverstärkungen wurden ebenfalls durch Unterwasserguß im Mischungsverhältnis 1 : 2,5 : 2,5 hergestellt (Abb. 15). Eine der Verstärkungen ist nachher untersucht und fehlerfrei befunden worden.

Abb. 13. Kai in Oskarshamn.



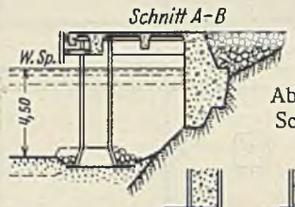


Abb. 14. Schnitt.

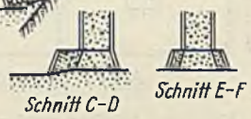


Abb. 15. Pfeilerverstärkung.

Die Anwendung des Contractor-Verfahrens zum Untergießen einer Steinkiste einer Kaianlage ist ebenfalls in dem Ausschußbericht beschrieben (Abb. 16). Unter der 8 × 7 m großen Steinkiste wurde in einer Wassertiefe von etwa 8 m eine Betonmauer von 1 m Stärke und 2 m Höhe gegossen. Das Rohr stand dabei in der Mitte der Vorderwand (eingekreistes Kreuz im Grundriß Abbild. 16), so daß der Beton etwa 10 m weit fließen mußte. Die Mischung war 1 : 3 : 3. Bei Beendigung des Gusses stand der Beton am Rohr 0,5 m höher als an der am weitesten entfernten Stelle der Mauer. Es wurde festgestellt, daß er fehlerfrei war.

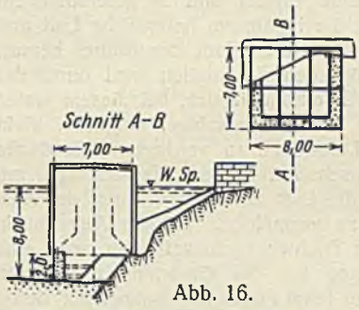


Abb. 16. Untergießen einer Steinkiste für eine Kaianlage.

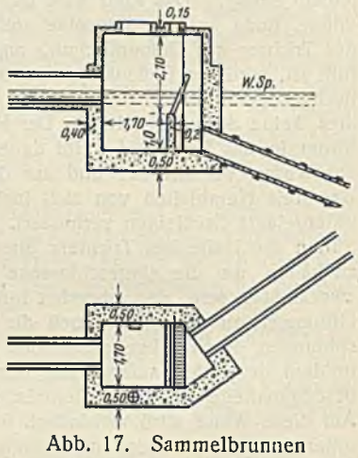


Abb. 17. Sammelbrunnen der Stadt Oskarshamn.

Schließlich sei aus dem Ausschußbericht noch der Guß eines Sammelbrunnens der Stadt Oskarshamn nach dem Contractor-Verfahren angeführt (Abb. 17). Auf der abgeglichenen Bausohle wurde die äußere Schalung des Brunnens aufgestellt und die $^1/_2$ m dicke Betonplatte der Sohle im Mischungsverhältnis 1 : 2,5 : 2,5 mit einem Rohr gegossen. Am Tage darauf wurden die Außenwände und die Zwischenwand von 0,5 und 0,2 m Dicke im Mischungsverhältnis 1 : 2 : 2 gegossen. Die Stellung des Rohres beim Gießen ist in dem Grundriß durch ein Kreuz angedeutet. Der Beton floß ohne Schwierigkeiten auch in die dünne Zwischenwand. Beim Auspumpen des Brunnens zeigten sich die dünnen Wände wasserdicht.

(Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die internationale Hängebrücke über den Detroit-Fluß.

Von Reg.-Baumeister H. G. Schwegler, Detroit, U. S. A.

(Fortsetzung aus Jahrgang 1929, Heft 41.)

Drahtbrüche und Abbrechen der Kabel.

Es ist eine Ironie des Schicksals, daß — als Fortsetzung der Beschreibung — die folgenden Zeilen das Gegenstück bilden zu dem, was in der „Bautechnik" 1929, Heft 41, über „Das Spinnen der Kabel" gesagt wurde. Destruktive Arbeiten dieser Art und dieses Umfangs sind wohl einzig dastehend, und es lohnt sich deshalb, die Gründe für die Drahtbrüche und die Verfahren zum Abbauen der Kabel kennenzulernen.

Ende Februar 1929 zeigte sich anläßlich einer Besichtigung der gegenwärtig im Bau befindlichen Mount-Hope-Hängebrücke im Staate New England, daß in einem Strange 65 Drähte nahe dem Strangschuh gerissen waren[1]). Diese Brüche vermehrten sich rasch und machten sofortige Hilfsunterstützungen der bereits fertiggestellten Eisenkonstruktion und Entlastung der Kabel notwendig. Zu gleicher Zeit wurde von der Bauleitung der Abbruch der Eisenkonstruktion und Kabel verlangt.

Bei der Detroit-Windsor-Hängebrücke wurde derselbe Draht wie bei der Mount-Hope-Hängebrücke benutzt. Als die Brüche in den Kabeln dieser Brücke bekannt wurden, waren die Kabel in Detroit bereits fertiggesponnen und etwa 25% der Eisenkonstruktion des aufgehängten Teiles verlegt. Drahtbrüche sind hier in Detroit nur vereinzelt festgestellt worden, doch war auch die Belastung der Kabel zu dieser Zeit nur 25% der endgültigen. Um die Brücke nicht zu gefährden, wurde das Abbrechen auch dieser Kabel und das Spinnen neuer Kabel aus dem seither bewährten, kalt gezogenen Draht angeordnet.

Bezugsquelle und Herstellung des hitzebehandelten Drahtes.

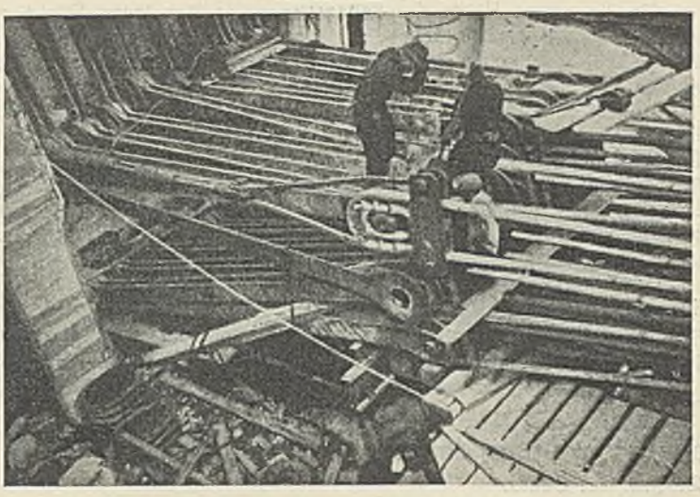
Die Bauleitung der Brücke wollte hier einen Draht mit höherer Streck- und Elastizitätsgrenze als der seitherige verwenden. Es ist dabei interessant zu hören, daß die amerikanischen Drahtfabriken sich weigerten, einen Draht mit höherer Festigkeit zu liefern, als er zuletzt für die Philadelphia-Camden-Hängebrücke verwendet wurde. Dies veranlaßte die Bauleitung, bei dem englischen Vetter nach Draht von der gewünschten Qualität Umschau zu halten, und wirklich wurde ein solcher mit einer 30% höher liegenden Streckgrenze angeboten. Dieser wurde auch wegen seiner Billigkeit gekauft und zollfrei über Kanada nach Detroit eingeführt.

Der Draht ist aus einem Stahl von der in folgender Tafel angegebenen Zusammensetzung gezogen, läuft dann durch ein Bleibad und wird anschließend in Öl gelöscht. Die Vorbehandlung zum Verzinken besteht in Erhitzen des Drahtes wesentlich über seine kritische Temperatur und dann Kühlen in einem zweiten Bleibad bei einer Temperatur, die unter der kritischen Temperatur liegt. Sodann wird er auf die für das Härten notwendige Temperatur gebracht, in Öl gelöscht und schließlich durch ein Bleibad gezogen, um das Öl zu entfernen, dann gewaschen, verzinkt und auf Rollen gewickelt.

Technische Werte der beiden Drahtsorten.

	kalt gezogen	hitzebehandelt
Durchmesser . . .	4,98 mm	4,90 mm
Streckgrenze . . .	10 080 kg/cm²	13 300 kg/cm²
Bruchfestigkeit . . .	15 050 „	15 200 „
zul. Beanspruchung .	5 350 „	5 900 „
größte Dehnung . .	4% bei 25 cm Länge	4% bei 30 cm Länge
Zusammensetzung .	0,85% Kohlenstoff 0,04% Schwefel 0,04% Phosphor	0,935% Kohlenstoff 0,05 % Schwefel 0,05 % Phosphor
Elastizitätsmaß . . .	1 750 000 kg/cm²	2 050 000 kg/cm²

[1]) Vgl. „Bautechnik" 1929, Heft 21.



Strangschuh Bolzen Eisenstück
Druck des Bohrers
gegen die neue Wand des Schuhs
Abb. 2.

Prüfung des Drahtes vor Verwendung.

Der Draht mußte sich fortlaufend um ein Rundeisen von 5 cm Durchm. biegen lassen, ohne daß sich in der Verzinkung dem bloßen Auge sichtbare Risse zeigten, und ebenso um einen Stab von 10 cm ohne Anzeichen von Bruch. Er wurde einer magnetischen Analyse unterworfen; die Ergebnisse wurden mittels eines Oszillographen notiert. Dabei zeigte sich, daß das Gefüge des Drahtes ungewöhnlich gleichförmig ist; außerdem ergab die Prüfung vieler einzelner Drahtstücke einheitliche Bruchfestigkeit, Verlängerung und Einschnüren des Querschnitts. Lange Drahtstücke in enge Spiralen gewunden, zeigten keine Spur von brüchigen Stellen.

Bisher festgestellte Gründe für die Drahtbrüche.

Nach Bekanntwerden der Brüche wurde der Draht von den Herstellern in England einer metallurgischen Prüfung unterworfen. Dabei wurde gefunden, daß die molekularen Veränderungen des Drahtes, die von der Hitzebehandlung herrühren, nach der Behandlung nicht aufhören, sondern sich einige Zeit lang weiter fortsetzen. Dadurch verliert anscheinend der Draht einen Teil seiner Festigkeit wieder. Es ging also aus diesen Versuchen hervor, daß die Veränderung des Drahtes durch diese Behandlung nicht gleichförmig und keinesfalls vorteilhaft ist, und auch, daß dieser nicht nach den Verfahren gesponnen werden kann, die für Draht gewöhnlicher Art in Anwendung sind.

Der in der Hitze behandelte Stahl wurde in letzter Zeit vielfach für Bauglieder von größerem Querschnitt verwendet. Niemand dachte wohl an den Unterschied, ob man aus diesem Material Profileisen herstellt oder aus ihm Drähte von einem winzigen Durchmesser zieht.

Weitere amerikanische Versuche sind noch nicht abgeschlossen.

In Abb. 1 ist die Streckgrenze an der Stelle, wo die Belastung 0,75 % Dehnung des Drahtes hervorruft. Man beachte die scharfe

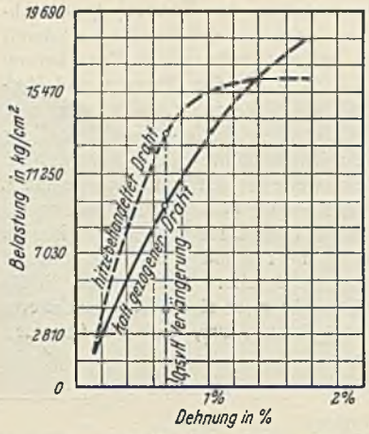


Abb. 1. Belastungskurven des hitzebehandelten und kalt gezogenen Drahts.

Änderung in der Richtung der Kurve des hitzebehandelten Drahtes bei etwa 85 % seiner Bruchfestigkeit.

Abbauen der Eisenkonstruktion.

Wie früher beschrieben, stehen die Seitenbrücken auf eigenen Fundamenten und wurden deshalb vom Abbau nicht betroffen. Der aufgehängte Teil war von beiden Türmen aus etwa 90 m aufgestellt. Da mit dem Nieten noch nicht begonnen war, konnten die Längs- und Querträger und der Untergurt der Versteifungs-Fachwerkträger mittels fahrbaren Kranes leicht abgebaut und auf Kähne verladen werden.

Abbrechen der Kabel.

Da die Verankerungen einbetoniert waren, bestand der erste Schritt darin, 45 m³ Beton in jeder der vier Verankerungen mit Luftdruckmeißeln auszubrechen. Die Fußstege waren an die Kabel gehängt worden, da die behelfsmäßigen Hilfskabel, die den Steg trugen, in Hängedrähte zerschnitten wurden. Deshalb mußten, um den Fußweg zu tragen, auf jeder Seite zwei Drahtseile (Durchm. 38 mm) aufgebracht werden.

Abb. 2 zeigt die hydraulisch arbeitende Anlage, die bis zu 35 t Druck auszuheben vermochte. Der Zylinder ist an die links sichtbaren, aufrechtstehenden Augeneisen angeschlossen. Die Verlängerung des sich im Zylinder verschiebenden Kolbens bilden zwei eiserne Arme, die zu dem senkrecht gegen die vordere Fläche des Strangschuhes gestellten Eisenstück führen. Der Strangschuh sitzt zwischen zwei Augeneisen und ist mit diesen durch einen dicken Bolzen verbunden. Der Zug des Kabelstranges wird vom Strangschuh über den Bolzen in die Augenstäbe und damit in die Verankerung übertragen.

Um den ersten Strang freizulegen, wurde der Strangschuh mittels der vorgeschriebenen Anordnung so weit zurückgedrückt, bis der Druck des Bolzens gegen die innere Fläche des Strangschuhes aufgehoben war und damit der Bolzen herausgezogen werden konnte. Die beiden Augeneisen lagen nun frei am Boden. Dasselbe wurde zur selben Zeit am jenseitigen Verankerungswiderlager ausgeführt und wurde so lange fortgesetzt, bis jeder der beiden Strangschuhe um 60 cm hinter seine ursprüngliche Lage zurückgedrückt war. Bei diesem Vorgang hob sich der Strang in der Spannweite zwischen den Türmen um 30 cm höher als das Kabel und auf den Seiten um 60 bis 90 cm höher. Mit langsamer Verminderung des Drucks konnte der Strang jetzt auf den Fußsteg gelegt werden. Er ging jedoch noch über die Sättel der Haupttürme.

Das Abbrennen des Stranges wurde damit begonnen, daß auf jeder Seite der Turmköpfe ein 1,80 m langes Stück durchgebrannt wurde. Drahtschlingen wurden dann um die Enden der geschnittenen Strangteile gewickelt und an eine auf jedem Turm vorhandene Zweitrommelwinde angeschlossen. Die Winden hielten diese drei Strangstücke (je ein Teil zwischen Ver-

Abb. 3.

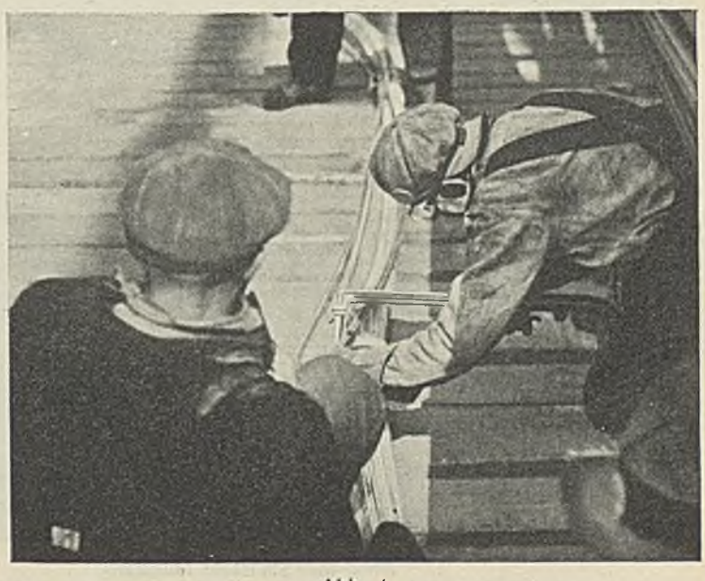


Abb. 4.

ankerung und Turm und der dritte zwischen den Türmen) gegen Abgleiten. Arbeiter hoben jetzt die Strangstücke von den Sätteln frei; damit war der erste Strang aus dem Kabel entfernt und lag von Verankerung zu Verankerung auf dem Fußsteg. — Zwischen den Türmen und Verankerungen wurden die Strangteile alle 9 m abgebrannt, wobei der erste Schnitt in der Mitte gemacht wurde. Das obere Ende des unteren Teils wurde an einen Schlitten gebunden, der durch Drähte gehalten wurde, die zur Winde auf den Turm führten. Der zweite Schnitt wurde da gemacht, wo die Stränge strahlenförmig sich zu den Schuhen ausbreiten. Hier waren Leute stationiert, die die Stränge in kleine Stücke schnitten und abfuhren.

Beim Abbrennen war es notwendig, die Flamme 3 bis 4 cm vor- und rückwärts zu bewegen, weil unmittelbares Durchbrennen an einer Stelle die Drähte zusammenschweißte. Das Durchbrennen eines Stranges dauerte etwa eine Minute. Sobald ein Stück abgebrannt war, wurde es über den Fußsteg zum „Gebeinplatz" geworfen.

Als die untere Hälfte des Seitenstranges in 9 m lange Stücke geschnitten war, ließ man die obere Hälfte zu der Stelle heruntergleiten, die in Abb. 3 zu sehen ist und wo alle 9-m-Stücke kleingeschnitten wurden.

In dem Teil zwischen den Türmen wurden die Stränge von beiden Türmen her alle 9 m durchgebrannt, dann auf Schlitten gelegt und zu den Turmspitzen hinaufgezogen. Hier aufgestellte Derricks luden sie in Kähne. Acht Abteilungen zu je drei Mann arbeiteten zu gleicher Zeit mit je einem Apparat, dessen Sauerstoff- und Azetylenflaschen auf Schlitten befestigt waren (Abb. 4). Die durchschnittliche Leistung belief sich auf sechs Stränge in acht Stunden.

Das Abbrechen der Kabel nahm sechs Wochen in Anspruch und war Ende Juni beendigt. Mitte August waren die zweiten Kabel wieder gesponnen, und nun konnte mit der Montage der Eisenkonstruktion des aufgehängten Teils begonnen werden.

Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1929.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ministerialdirektor Dr.-Ing. ehr. Gährs.

(Schluß aus Heft 6.)

Die Staustufe Neckarsteinach besteht ebenfalls aus einem Walzenwehr mit drei Öffnungen von je 33 m Lichtweite, das dieselben Anordnungen wie das Wehr der Staustufe Neckargemünd erhält. Bei dieser Anlage sind Kraftwerk und Schleuse am rechten Ufer angeordnet, und zwar das Kraftwerk unmittelbar neben dem Wehr, sodann gegen das rechte Ufer die Schiffahrtschleuse mit Ober- und Unterkanal. Die Gründung der Bauwerke geschieht auf gesundem Buntsandsteinfels. Das Gefälle der Staustufe beträgt 4,7 m. Das Kraftwerk erhält zwei Kaplanturbinen mit je 45 m³ Schluckfähigkeit. Die Generatoren sind unmittelbar gekuppelt. Die Kraftleistung des Werkes beträgt im Jahresdurchschnitt 21 Mill. kWh.

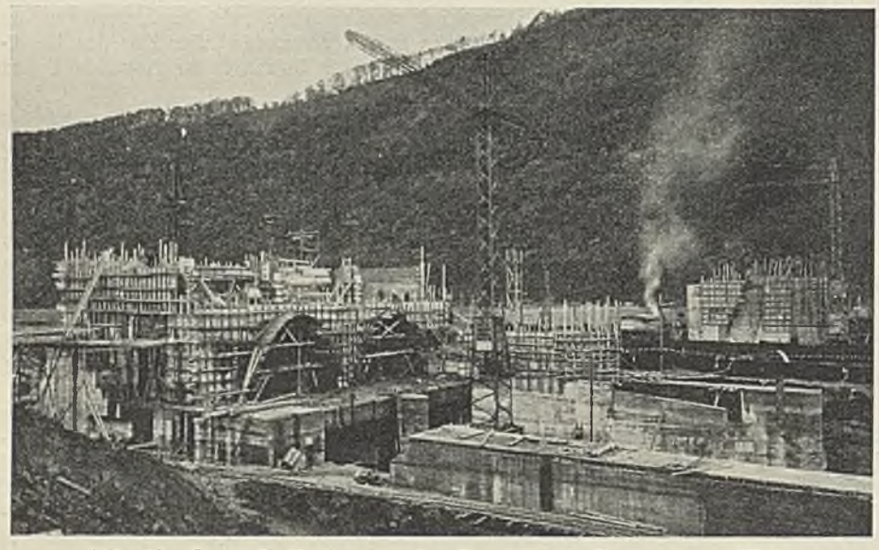


Abb. 46. Staustufe Neckarsteinach. Baustelle für Kraftwerk und Wehr (vom Unterwasser gesehen).

Abb. 48. Staustufe Münster.
Abbruch der alten Wilhelmsbrücke und des festen Wehres in Cannstatt.

In dem Baujahr 1929 ist zunächst die linkseitige Wehröffnung mit den beiderseitigen Pfeilern und den anschließenden Ufermauern einschließlich der Bootschleppe fertiggestellt worden (Abb. 46).

Für die mittlere Wehröffnung ist die Baugrube umschlossen und mit den Aushubarbeiten begonnen worden. Am rechten Ufer wurde das Turbinenhaus im Rohbau nebst Zu- und Ablaufkanälen fertiggestellt; gleichzeitig wurde der mit dem Turbinenhaus zusammengebaute Ortpfeiler der rechten Wehröffnung mit dem Fischpaß ausgeführt. Die Erdarbeiten für den Aushub der Schleuse und ihrer Vorhäfen werden so betrieben, daß mit der Betonierung der Schleusenanlage voraussichtlich im nächsten Frühjahr begonnen werden kann. Die umfangreichen Naßbaggerarbeiten im Unterwasser der Staustufe sind, soweit es der niedere Wasserstand des Neckars in diesem Sommer zuließ, durchgeführt worden.

Für die beiden Staustufen Neckargemünd und Neckarsteinach werden die sämtlichen Bauwerke in Beton ausgeführt. Die Zuschlagstoffe des Betons werden zum größeren Teil vom Rhein zu Schiff bezogen und soweit möglich durch das Naßbaggergut in den beiden Staustufen ergänzt. Als Bindemittel wird wegen des Vorkommens von aggressiven Grundwässern in den einzelnen Baufeldern der kalkarme Portlandjurament verwendet. Zur Erlangung möglichst dichter Betonbauwerke werden die einzelnen Bauteile in stampffähigem plastischem Beton ausgeführt. Falls die Witterungs- und Wasserstandsverhältnisse ähnliche wie im Jahre 1929 sein sollten, kann mit der Fertigstellung und Inbetriebnahme der beiden Staustufen Neckargemünd und Neckarsteinach im Herbst 1930 gerechnet werden.

Die am Neckar oberhalb Heilbronn im Bau begriffenen Staustufen Horkheim, Münster, Cannstatt und Obereßlingen sind in der „Bautechn." 1929, Heft 8 u. 9 eingehend beschrieben. Diese Staustufen werden — wie Untertürkheim und Obertürkheim — nach dem Gesamtplan für den Ausbau des Neckars zu einem Großschiffahrtweg für 1200-t-Schiffe, jedoch zunächst nur für Wasserkraftnutzung bzw. Hochwasserschutz so ausgeführt, daß die Schleusen für die 1200-t-Schiffe samt Zufahrten später ohne weiteres auf den hierfür freigehaltenen Grundflächen erstellt werden können.

An der Staustufe Horkheim sind seit der Wiederaufnahme des Baubetriebes im April 1929 die Arbeiten an dem Wehr und dem Seitenkanal (s. Abb. 47) sowie die Montage der maschinellen und elektrischen Einrichtungen im Kraftwerk so gefördert worden, daß Ende Juli der Probebetrieb im Kraftwerk eingeleitet werden konnte. Durch den Ausbau des Leerschusses und Grundablasses neben dem Kraftwerk zu einer einfachen Kahnschleuse mit den Abmessungen der Heilbronner Schleuse (47/7 m) wird eine wesentliche Verbesserung des heutigen Schiffahrtbetriebes in der Neckarstrecke Heilbronn—Lauffen, in der früher die Kette gelegen hat, erreicht.

In den Staustufen Münster und Cannstatt, einem zusammenhängenden Bau mit einer ununterbrochenen Baulänge von 7 km in meist engem Stadtgebiet, ist die durch die örtlichen Schwierigkeiten und

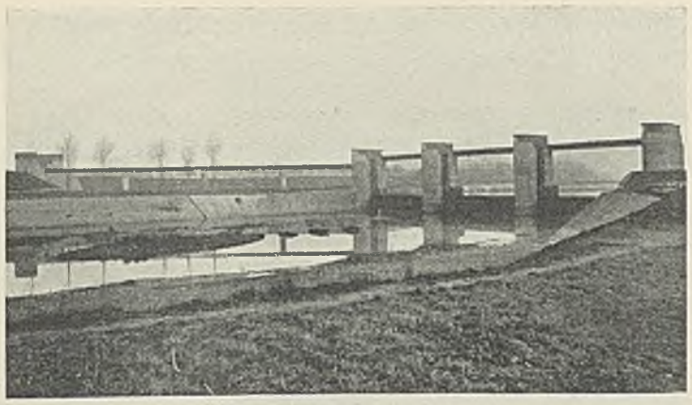


Abb. 47. Staustufe Horkheim. Schützenwehr vom Unterwasser aus mit Verbindungssteg zum Hochwasserabfluß.

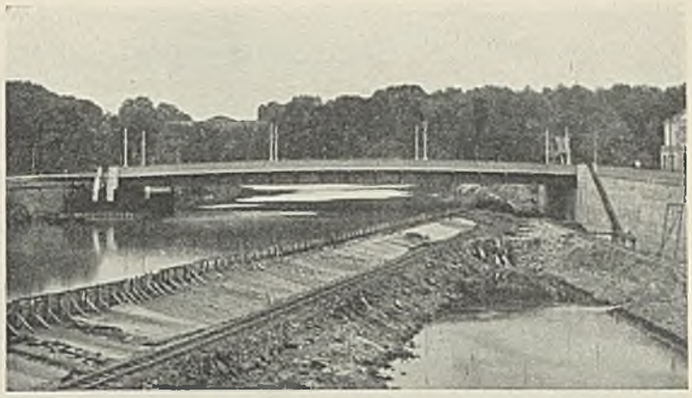


Abb. 49. Staustufe Cannstatt. Neue eiserne Straßenbrücke mit altem Wehr.

die lange Frostperiode entstandene Verzögerung des Bauprogramms im Jahre 1929 zum größeren Teil aufgeholt worden.

Der Baugrund ist sehr wechselreich: in der Staustufe Münster teils Fels und Mergel, teils Nagelfluh, Kies und tiefer Schlamm; in der Staustufe Cannstatt Mergel, Kies mit mehr oder weniger starken Wasseraustritten von teilweise sehr hohem Gehalt an aggressiver Kohlensäure sowie an Sulfaten und Chloriden.

Diese außerordentlich ungünstigen Untergrund- und Grundwasserverhältnisse erfordern die verschiedenartigsten Bauvorgehen und Gründungsarten und vor allem auch weitgehende Maßnahmen zum Schutze der Betonbauwerke vor Angriffen durch die schädlichen Wässer, wie Verwendung von kalkarmen Bindemitteln und besten reinen Zuschlagstoffen, möglichst lange Austrocknung der Betonkörper und daher lange Wasserhaltung zum Zweck der Erhärtung des Betons ohne Wasserdurchdrang. Der aus den Einschnitten gewonnene Kiessand wird für Betonierzwecke gewaschen, auch gequetscht, nach Körnung sortiert und vor der Verwendung zunächst in Silos gebracht.

Die Betonfundamente erhalten nach sorgfältiger Ableitung des Grundwassers in der Regel gegen Grund- und Seitenwände zunächst sorgfältig einzubringende fette Mörtelschichten (i. M. 1 : 3 bis 1 : 4) von mindestens 30 cm Stärke und darauf frisch auf frisch den Kernbeton. Nach der Ausschalung und Austrocknung der Betonkörper werden deren Außenwände zweimal mit Fluat gestrichen, einer Fluorwasserstoffsäurelösung, die den kohlensauren Kalk an den Betonflächen bindet und hier eine neue, dichte Schutzschicht bildet; darauf kommen zwei Bitumenanstriche und nach deren Austrocknung im Bereich des Grundwassers zu dessen Fernhaltung vom Beton möglichst fette Lehmschläge von mindestens 1 m Stärke. Wo die Fundamente der einzelnen Bauwerke auf Pfähle gestellt werden müssen, werden nur Holzpfähle verwendet; die im Baugebiet angetroffenen alten Holzpfähle befinden sich in tadellosem, gesundem Zustande. Im Jahre 1929 wurden die Erd- und Uferbefestigungen wesentlich gefördert. Die 2,4 km lange Flußstrecke vom König-Wilhelm-Viadukt an abwärts bis unterhalb Münster ist fertig. In der 1,4 km langen Strecke von diesem Viadukt an aufwärts bis zur neuen Straßenbrücke bei der Wilhelma in Cannstatt sind die Aushub- und Uferarbeiten für die zu verbreiternde Flußstrecke einschließlich der hohen Ufermauern zum großen Teil ausgeführt. Die alte steinerne Wilhelmsbrücke über den Neckar in Cannstatt vom Jahre 1837 mit fünf Öffnungen von je 18,6 m Lichtweite wurde im Oktober 1929 gesprengt.[1]) Das bei und oberhalb dieser Brücke gelegene feste Wehr mit seinen starken Pfahlbauten wird zur Zeit abgebrochen (s. Abb. 48).

Etwa 150 m oberhalb der nun gesprengten Wilhelmsbrücke ist eine neue eiserne Straßenbrücke mit 71 m Stützweite und 18 m Nutzbreite im September 1929 fertiggestellt und in Betrieb genommen worden. Die Brücke ist als vollwandiger Brückenträger konstruiert; die 3,5 m breiten Gehwege sind an die beiden als Kastenprofil ausgebildeten Hauptträger angehängt; auf den Querträgern und den Zwischenlängsträgern sind Buckelplatten angeordnet, die die Fahrbahn (Asphaltbeton und Walzasphalt, zwischen den Straßenbahnschienen Holzpflaster) tragen (Abb. 49). Das rechte Widerlager der Brücke liegt in außerordentlich schlechtem Baugrund und mußte nach vorheriger Umspundung der Baugrube mit 16 m hohen Larssenwänden auf einem Pfahlrost, bestehend aus 159 Holzpfählen von Längen bis zu 10 m und einer entsprechenden Eisenbetonplatte, aufgebaut werden.

Von dem neuen Walzenwehr zwischen König-Karls-Brücke und Eisenbahnbrücke in Cannstatt wurden die rechtseitige Öffnung samt Ortpfeiler und Bootschleuse sowie die beiderseitigen Ufermauern fertiggestellt und mit der Aufstellung der rechten Wehrwalze begonnen. Außerdem wurde die Sicherung des rechten Ortpfeilers der Eisenbahnbrücke ausgeführt. Das Turbinenhaus links von dem Wehr ist fertiggestellt; der Einbau der Turbinen usw. ist eingeleitet (Abb. 50). Im Oberwasser des Wehres ist die lange linkseitige Ufermauer in der Hauptsache ausgeführt. Die gewölbte Straßenbrücke mit zwei Öffnungen von je 40 m Lichtweite und einer Öffnung von 20 m Lichtweite sowie einer Nutzbreite von 17 m ist

Abb. 50. Staustufe Cannstatt. Baustelle für Walzenwehr und Kraftwerk (vom Unterwasser gesehen).

Abb. 51. Staustufe Cannstatt. Neue Straßenbrücke bei Gaisberg im Bau (flußab gesehen).

[1]) Eine eingehende Beschreibung dieser Sprengungsarbeit wird demnächst in der „Bautechn." erscheinen.

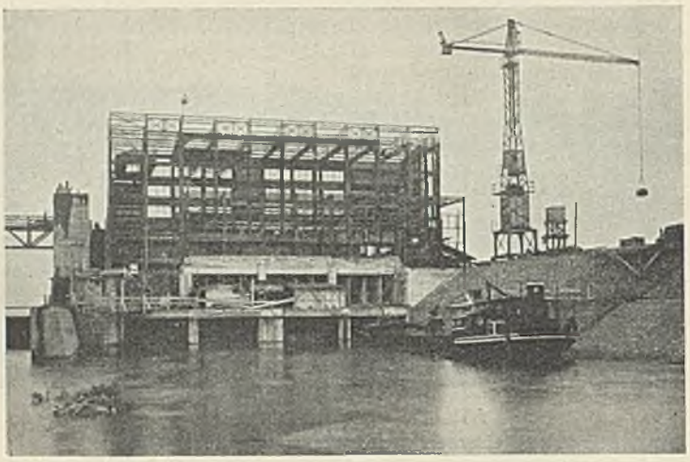


Abb. 52. Staustufe Obernau.
Kraft- und Schalthaus von der Unterwasserseite.

Abb. 53. Staustufe Obernau
vom Oberstrom mit abgehendem Eisstoß.

im Laufe des Jahres 1929 bis auf die Rampen, die von der Stadt Stuttgart zu erstellen sind, in der Hauptsache fertiggestellt worden (Abb. 51). Das alte feste Gaisburger Wehr, das im wesentlichen aus Pfahlbau mit Stein- und Kiesschüttungen und Pflasterungen bestand, wurde im Laufe des Jahres 1929 abgebrochen.

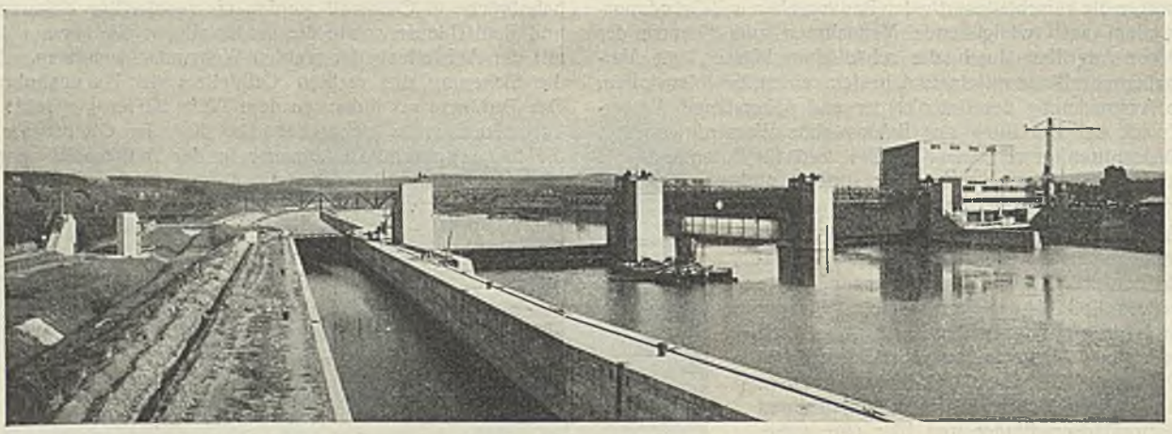


Abb. 54. Staustufe Obernau. Gesamtansicht vom Unterwasser aus.

Die Staustufe Obereßlingen ist nach der Fertigstellung der Restarbeiten im Frühjahr 1929 im Mai in Betrieb genommen und nach Abschluß des Probebetriebes des Kraftwerks der Pächterin, Neckarwerke AG. in Eßlingen, übergeben worden.

Abb. 55. Staustufe Klingenberg-Trennfurt.
Blick in die Schleusenkammer.

9. Rhein-Main-Donau-Verbindung.

Die Arbeiten an der Großschiffahrtstraße wurden von der Rhein-Main-Donau-Aktiengesellschaft im Jahre 1929 planmäßig gefördert.

Am Main sind zwischen Aschaffenburg und Würzburg von den insgesamt auszuführenden dreizehn Staustufen vier im Bau, nämlich Obernau, Kleinwallstadt, Klingenberg und Kleinheubach.

Bei der Stauanlage Obernau sind die Schiffahrtanlagen im wesentlichen schon im Vorjahre vollendet worden. Die Schleuse ist noch im November 1928 in Betrieb genommen worden. Auszuführen waren noch die Arbeiten am Krafthaus. Das Krafthaus liegt auf der linken Mainseite und schließt unmittelbar an die Wehröffnung an. Der Oberwasserkanal besteht aus einer buchtartigen Erweiterung des Flusses und ist gegen den freien Fluß durch ein rd. 130 m langes Einlaufbauwerk, das parallel zur Flußachse liegt, abgegrenzt. Das Einlaufbauwerk hat den Zweck, grobes Treibzeug und Treibeis vom Kraftwerk und dem davorliegenden Feinrechen abzuhalten.

Es besteht aus schräggestellten Eisenbetonpfeilern und einer Tauchwand, die 90 cm unter den normalen Stauspiegel reicht und nach oben bis über HHW geführt ist. Das 4 m betragende Normalgefälle wird mittels zweier Kaplanturbinen mit stehender Welle ausgenutzt, die eine Schluckfähigkeit von je 65 m³/sek besitzen. Zwei mit den Turbinen unmittelbar gekuppelte Schirmgeneratoren werden eine Jahresarbeit von etwas über 18 Mill. kWh erzeugen. In einem kurzen Unterwasserkanal wird das Kraftwasser zum Fluß zurückgeleitet. Krafthaus und Schalthaus sind unmittelbar nebeneinander gelegt und gehen ineinander über. Sie sind ganz in Eisenkonstruktion ausgeführt; die Wände werden mit Bimsbetonsteinen ausgemauert. Hierdurch konnte neben anderen Vorteilen eine sehr kurze Bauzeit eingehalten werden (Abb. 52). Die Betonarbeiten für Einlaufbauwerk und für die Fundamente und Turbinen-Einlaufspiralen und Turbinen-Schläuche wurden noch im letzten Vierteljahr 1928 begonnen. Infolge der abnormen Kälte des Winters 1928/29 mußten die Bauarbeiten vom Januar bis Mitte März 1929 nahezu vollständig ruhen (Abb. 53). Trotz dieser Unterbrechung konnten die umfangreichen Eisenbetonarbeiten der Zu- und Ableitung des Wassers von den Turbinen, ferner die Eisenkonstruktion des Kraft- und Schalthauses samt Ausmauerung bis zum Herbst vollendet und unter Dach gebracht werden. Die Montage der Turbinen und Generatoren wurde gegen Ende des Jahres teils durchgeführt, teils beendet. In den ersten Monaten des Jahres 1930 wird in Obernau der Stau hergestellt und der Vollbetrieb der Schiffahrt- und Kraftanlage aufgenommen werden können (Abb. 54).

Auch bei der nächsten Stauanlage Kleinwallstadt waren die Schiffahrtanlagen schon im Jahre 1928 im großen und ganzen vollendet worden. Die Gesamtanordnung der Stauanlage und der Kraftanlage ist

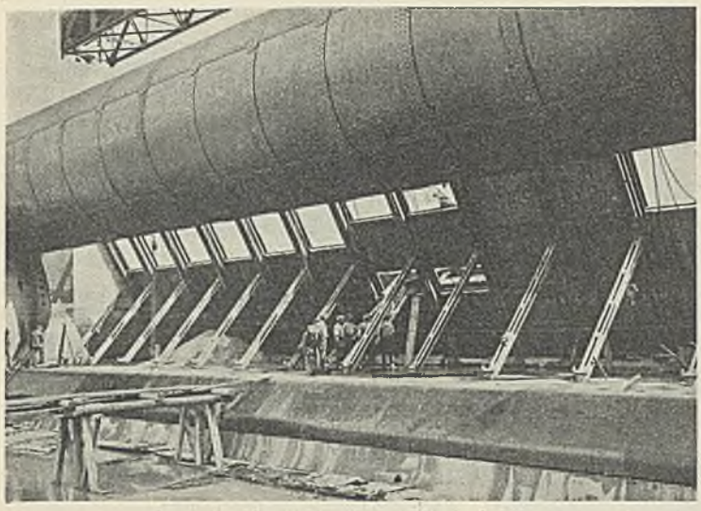


Abb. 57. Staustufe Kleinwallstadt.
Ansicht des oberen Notverschlusses mit leergepumpter Wehrbaugrube.

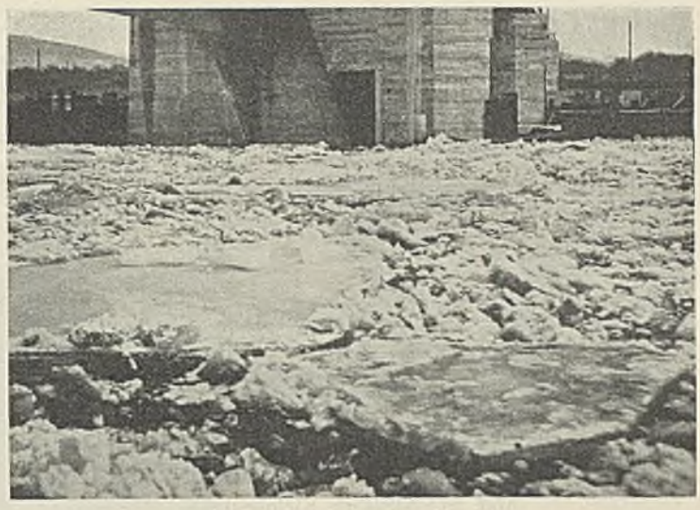


Abb. 58. Staustufe Kleinwallstadt.
Eisstoßabgang in der Wehrstelle, März 1929.

gleich derjenigen in Obernau, nur daß hier aus örtlichen Gründen die Schleuse auf dem linken, die Kraftanlage am rechten Ufer liegt. Im Frühjahr 1929 sind dort die Erdarbeiten für die Kraftanlage begonnen und daran anschließend bis Ende des Jahres die Beton- und Eisenbeton-

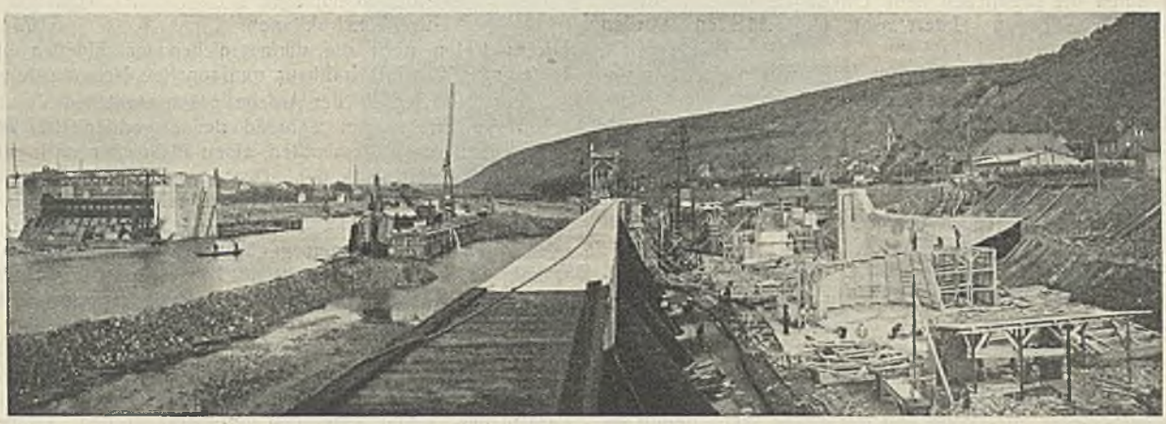


Abb. 56. Staustufe Klingenberg-Trennfurt. Krafthausbaugrube und Wehr von Oberstrom.

arbeiten für das Einlaufbauwerk, für die Fundamente des Krafthauses und für die Einlaufspiralen und Saugschläuche der Turbinen bis zur Höhe des Maschinenhausfußbodens gefördert worden. Auch in Kleinwallstadt wird das Krafthaus selbst samt Schalthaus in Eisenkonstruktion mit Ausmauerung ausgeführt. Die maschinelle und elektrische Ausrüstung ist ähnlich derjenigen in Obernau. Infolge günstigerer Gefälleverhältnisse wird jedoch eine etwas größere Leistung von etwa 21 Mill. kWh erzielt werden können.

Die dritte am Main im Bau befindliche Anlage liegt bei Klingenberg-Trennfurt. In ihrer Anordnung gleicht sie den übrigen Mainstufen. Am linken Ufer liegt die 300 m lange Schleppzugschleuse mit einem 300 m langen Oberwasser- und 140 m langen Unterwasserkanal. Infolge örtlich etwas beschränkter Verhältnisse wurde die Schleusenanlage in eine Kurve von 5000 m Halbmesser gelegt; der Unterkanal ist gegen den Fluß zu durch eine Trennungsmauer begrenzt. Zur besseren Hochwasserabführung wird die Trennungsmauer von Hochwässern, die über dem höchsten schiffbaren Wasserstand liegen, überströmt. Während bei den unteren Stufen die Wände der Schleusenkammern ganz in Beton ausgeführt wurden, hat die Nähe des Buntsandsteingebietes dazu geführt, bei der Schleusenkammer der Klingenberger Anlage eine Verkleidung in Buntsandstein zu verwenden. Die Schleusen erhalten Stemmtore normaler Konstruktion, die Umläufe der Häupter sind mit Rollkeilschützen abgeschlossen. Die maschinellen und elektrischen Antriebe sind auf schmalen Pfeilern bis über HHW geführt, die Steuerung geschieht von einem in der Mitte der Schleuse gleichfalls hochwasserfrei gelegten Zentral-Steuerhäuschen aus. An die Schleuse schließt das Wehr an, dazu ist ein Fischpaß und eine kleine Kahnschleuse für Fischernachen angeordnet. Doch sind ihre Ausmaße so groß gehalten, daß auch kleinere Motorboote durchgeschleust werden können. Das Wehr hat drei Öffnungen von je 35 m lichter Weite und erhält als Verschlußkörper absenkbare Walzen mit einer Verschlußhöhe von 5,50 m. Die Bauarbeiten an den Schiffahrtanlagen sind während des Berichtsjahres rüstig vorwärts gegangen. Die Schleuse, von der etwa noch die Hälfte auszuführen war, ist vollendet worden (Abb. 55). Seit September 1929 wird die Schiffahrt durch die Schleuse geleitet. Nachdem im Vorjahre schon die linke Wehröffnung fertiggestellt war, wurde im laufenden Jahr zuerst die rechte Wehröffnung ausgeführt (Abb. 56). Nach Eröffnung der Schleuse konnte dann auch die mittlere Wehröffnung begonnen und im wesentlichen noch vollendet werden. Die Walzenverschlüsse wurden in der linken und rechten Wehröffnung fertig montiert. Die Wasserstände waren während des ganzen Baujahres für die Bauarbeiten sehr günstig, während des Sommers und Herbstes sogar ungewöhnlich niedrig. Solange die Schiffahrt noch durch das Wehr geleitet werden mußte, bereitete dies bei den niedrigen Wasserständen mancherlei Schwierigkeiten, da die Baustelle auf dem sog. Klingenberger Rain gelegen ist, der ein größeres Gefälle und stärkere Wasserströmung besitzt. Die am rechten Ufer gelegene Kraftanlage wurde wie in Kleinwallstadt im Frühjahr begonnen und in allen Teilen bis zur Höhe des Maschinenhaus-Fußbodens geführt. Auch hier wird das Kraft- und Schalthaus in Eisenkonstruktion ausgeführt und mit Bimsbetonsteinen ausgemauert. Die maschinelle und elektrische Einrichtung gleicht derjenigen der beiden unteren Stufen. Bei einer Schluckfähigkeit der beiden Kaplanturbinen von zusammen 130 m^3/sek und 4 m normaler Stauhöhe können etwa 18 Millionen kWh erzeugt werden.

Die Wehre der sämtlichen Anlagen sind mit einem Notverschluß nach dem System Schön-Noell[4]) ausgerüstet. Während des Baues wurde er dazu benutzt, um die Dichtungen der Verschlußkörper der Wehre, die aus Rücksicht auf kurze Bauzeit und Hochwasser in Hochmontage ausgeführt wurden, an die Sohlen- und Seitenbewehrungen anzupassen. Mittels eines Notverschlusses wurden zu diesem Zweck einzelne Wehröffnungen, soweit nötig, nochmals trocken gelegt. Späterhin dient der Notverschluß dazu, Unterhaltungsarbeiten am Wehr und an dessen Verschlußkörpern vorzunehmen, ohne daß der Stau abgelassen werden muß, eine Vor-

[4]) Vgl. „Bautechn." 1929, Heft 28.

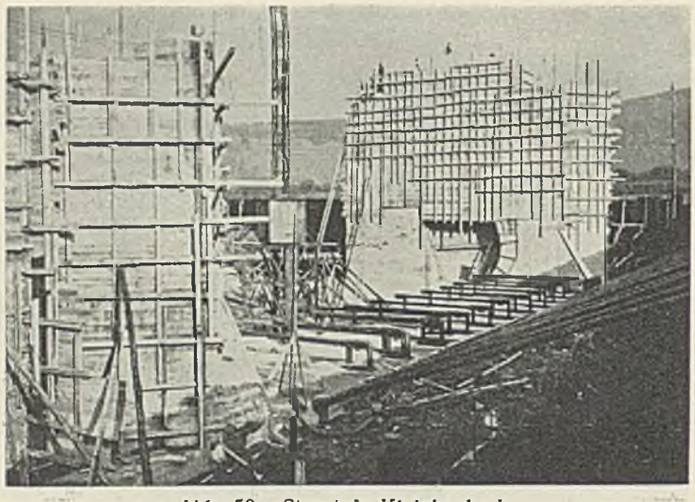


Abb. 59. Staustufe Kleinheubach.
Linke Wehröffnung mit Sohlenbewehrung für den Notverschluß.

Abb. 60. Kachletstaustufe in der Donau.
Eisbrecher drückt gebrochenes Eis über das Wehr.

kehrung, die der Schiffahrt wie der Wasserkraftausnutzung in gleicher Weise dienlich ist. Der Notverschluß besteht aus eisernen Böcken, die in Bewehrungen, die im Wehrboden fest eingelassen sind, einhaken und einzeln aufgestellt werden können, und dazu passenden Verschlußtafeln (Abb. 57). Für die drei beschriebenen Anlagen Obernau, Kleinwallstadt und Klingenberg ist eine Garnitur Böcke und Verschlußtafeln beschafft worden, mittels deren die sämtlichen neun Öffnungen einzeln, sowohl gegen Oberwasser wie gegen Unterwasser abgeschlossen werden können.

Der strenge Winter 1928/29 brachte am Main wie anderwärts ungewöhnliche Eisverhältnisse. Obwohl die Bauprogramme darauf abgestellt sind, daß im Winter während der gewöhnlichen Hochwasserperiode der eigentliche Flußschlauch von größeren Einbauten im wesentlichen frei bleibt, so bestand doch die Möglichkeit, daß durch Eisstöße an seitlichen Umspundungen schwerer Schaden verursacht würde. Glücklicherweise ging jedoch das Eis bei allen drei Anlagen ohne Schaden ab (Abb. 58).

Im Frühjahr 1929 wurde eine weitere vierte Stauanlage bei Kleinheubach, wenige Kilometer unterhalb Miltenberg in Angriff genommen. Die Stauanlage zeigt den gleichen Typ, wie die oben beschriebenen Anlagen. Auf der linken Seite die Schleppzugschleuse, in der Mitte das Wehr, auf dem rechten Mainufer das Kraftwerk. Vergeben wurden zunächst die Schleuse und eine Wehröffnung. Bis Ende des Jahres sind die Bauarbeiten der Schleuse zur Hälfte und der ersten Wehröffnung im wesentlichen vollendet worden (Abb. 59). Die Schleusen- und Wehrverschlüsse sind vergeben und in den Maschinenfabriken in Arbeit.

Die große Stau- und Kraftanlage Kachlet an der Donau[5]) ist schon im Berichtsjahr 1928 voll in Betrieb genommen worden. Wissenswert sind hier noch die endgültigen Zahlen über die das Gewöhnliche überschreitenden Mengen der Bauleistungen. Insgesamt wurden gefördert bzw. eingebaut:

Ungebundener Aushub	657 000 m³
Gebundener Aushub	536 000 „
Beton	170 000 „
Ziegelmauerwerk	7 200 „
Hausteinmauerwerk	5 200 „
Rundeiseneinlagen	895 000 kg
Profileiseneinlagen	666 000 „
Eisenkonstruktionen	6 076 t

Hierzu treten noch die umfangreichen maschinellen und elektrischen Lieferungen für das Krafthaus und sonstige Nebenleistungen.

Für den Betrieb der Anlage bei winterlichen Verhältnissen hatten schon die Erfahrungen während der Eisperiode 1927/28 dazu geführt, außer dem schon beschafften einen Eisbrecher noch einen zweiten in Dienst zu stellen (Abb. 60). Der ungewöhnlich strenge Winter 1928/29 gab nun Veranlassung, hinsichtlich der Eisverhältnisse besonders reiche Erfahrungen zu sammeln. Mit den beiden Eisbrechern konnte zwar gerade noch allen Anforderungen genügt werden, doch ergab sich die Notwendigkeit, noch einen dritten Eisbrecher zu beschaffen. Wehr- und Kraftanlage wurden bei schwerem Eisgang erprobt. Dabei hat sich als notwendig erwiesen, die Form des Überfallrückens der eisernen Wehrschützen zu verbessern und diese selbst mit einer Heizung auszurüsten, um sie sicher beweglich erhalten zu können (Abb. 61 u. 62). Im allgemeinen sind durch die Änderung des Wassers die Eisverhältnisse im Bereich des Kachlet wesentlich verbessert worden. Früher gaben die im Fluß befindlichen felsigen Verengerungen an mehreren Stellen zur Bildung von Eisstößen Veranlassung. Diese sind nunmehr überstaut. Anderseits bildet sich jetzt auf dem Stausee früher als sonst eine Standeisdecke. Man muß daher dafür sorgen, daß die von oben kommenden schweren Eisgänge einen möglichst freien Stausee vorfinden, um im Übergang vom ungestauten Fluß zum Staubereich schädliche Eisstauungen zu vermeiden, die namentlich deswegen gefährlich sind, weil dort das Städtchen Vilshofen gelegen ist. Mit den vorhandenen Eisbrechern wird man diesen Forderungen gerecht werden können.

[5]) Vgl. „Bautechn." 1926, Heft 23 u. 27; 1928, Heft 12.

Abb. 61. Kachletstaustufe in der Donau.
Starke Eisscholle schiebt sich über das Wehr.

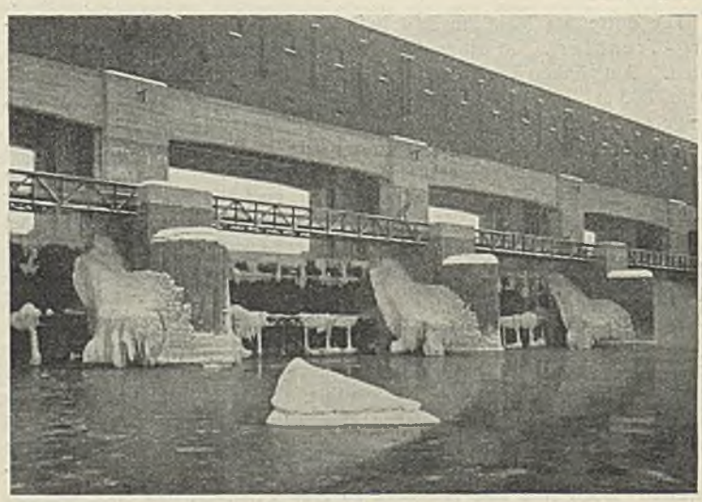


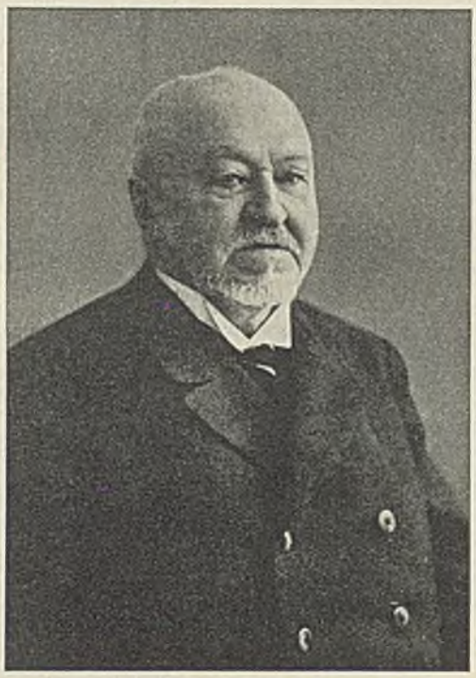
Abb. 62. Kachletstaustufe in der Donau.
Vereisung der Wehrschützen.

Alle Rechte vorbehalten.

Geheimrat Prof. Dr. Dolezalek †.

Der Geheime Regierungsrat Prof. em. Dr.-Ing. ehr. Karl Dolezalek, der langjährige Inhaber des Lehrstuhls für Eisenbahn- und Tunnelbau an der Technischen Hochschule Berlin, ist in Blankenburg am Harz, wo er nach seiner Emeritierung lebte, am 24. Januar d. Js. im 87. Lebensjahre gestorben.

Am 1. September 1843 zu Marburg in Steiermark geboren, studierte er nach Absolvierung des Gymnasiums in Graz an der Technischen Hochschule Wien. Nach Beendigung seiner Studien trat er in die Dienste der österreichischen Südbahngesellschaft, wo ihm im Jahre 1865 die Leitung des Umbaues des Güterbahnhofes der Südbahn bei Wien übertragen wurde. Von 1868 ab war er in Ungarn tätig, wo er schwierige Trassierungsarbeiten für einige Bahnbauten durchführte und zuletzt den Regiebau der 60 km langen Strecke Kiralyhaza—M.-Szigeth bis zur Betriebseröffnung leitete. Im Frühjahr 1875 trat er in die Dienste der Gotthardbahngesellschaft, die ihm im September desselben Jahres die Leitung der Gotthardtunnel-Bauabteilung in Göschenen übertrug.



Hier erhielt er den Ruf als Professor der Ingenieurwissenschaften an die Technische Hochschule Hannover. An dieser Stelle hat er 30 Jahre gewirkt. Wiederholte Anerbieten großer Baugesellschaften, in ihre Dienste zu treten, hat er abgelehnt. Vergeblich bemühte sich die Technische Hochschule Graz, ihn für sich zu gewinnen. In Hannover war er, durch das Vertrauen der gesamten Hochschullehrer berufen, von 1886 bis 1892 Rektor; 1889 wurde er zum Geheimen Regierungsrat ernannt. Im Jahre 1907 verlieh ihm die Technische Hochschule Hannover den Grad eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber. Noch im gleichen Jahre folgte er einem Rufe an die Technische Hochschule Berlin als Nachfolger Goerings auf den Lehrstuhl für Eisenbahn- und Tunnelbau. Noch 20 Jahre, bis zum Januar 1928, war er hier in geradezu bewundernswerter geistiger und körperlicher Frische tätig. 1921 wurde er zum Ehrenbürger und 1923 zum Doktor-Ingenieur ehrenhalber der Technischen Hochschule Berlin ernannt. Auch sonstige Ehrungen sind ihm in reichem Maße während seiner langen Lehrtätigkeit zuteil geworden.

Am 1. Oktober 1927 konnte er sein 50jähriges Jubiläum als ord. Professor und Lehrstuhlinhaber feiern, ein Fest, das bisher noch keinem Dozenten vergönnt war, zu begehen.

Der Tunnelbau bildete sein Hauptarbeitsfeld. Seine großen Erfahrungen auf diesem Gebiete machten ihn zu einer weit über die Grenzen Deutschlands anerkannten Autorität; sein Name ist fast mit allen großen Tunnelbauten in Europa verknüpft. In zahlreichen Abhandlungen und Werken hat Geheimrat Dolezalek seine reichen Erfahrungen auf dem Gebiete des Eisenbahn- und Tunnelbaues niedergelegt.

Wie Franz v. Rziha als Begründer der Tunnelbauwissenschaft gilt, so ist Dolezalek als der eifrigste Förderer dieser Wissenschaft anzusprechen. Bis wenige Tage vor seinem Tode erfreute er sich einer für sein Alter außergewöhnlichen körperlichen Rüstigkeit. Mit regstem Interesse verfolgte er noch alle Neuerungen und Fortschritte der Technik. Ein klares, treffendes Urteil war ihm bis zuletzt eigen.

Ein Mann von hohen Geistesgaben, ein ritterlicher, begeisterungsfähiger und Begeisterung weckender Hochschullehrer ist mit Dolezalek dahingegangen. Mehr als 4000 Ingenieure aller Länder sind seine Schüler gewesen und verdanken ihm ihre technische Vorbildung. Sie gedenken trauernd ihres hochverehrten, temperamentvollen Lehrers, der sich nicht nur um ihre wissenschaftliche Ausbildung nachdrücklichst bemühte, sondern gleichzeitig bestrebt war, ihnen über die Studienzeit hinaus ein Freund und Berater zu sein. Sie werden sein Andenken stets in hohen Ehren halten.

Frevert.

Vermischtes.

Ein verlängerbarer Gurtförderer für Ausschachtungsarbeiten. Beim Bau der neuen Strecke Alexanderplatz—Lichtenberg der Berliner Untergrundbahn wird die Ausschachtung mit einer Gesamttiefe von 9 bis 9,5 m in drei Schichten abgetragen, die eine Mächtigkeit von etwas mehr als je 3 m haben. Zum Hochbringen des Materials und Abwerfen in einen Bunker, von dem die zum Abtransport verwendeten Lastautos beschickt werden, dient ein Gurtförderer der ATG in Leipzig (Abb. 1), der entsprechend dem Fortschreiten des Aushubes verlängert werden kann.

Der Gurtförderer ist aus einzelnen Elementen von je 4,6 m Länge zusammengesetzt. Die Stöße sind an den Unterzügen, die aus I- oder Grey-Trägern gebildet werden und sich über dem auszuhebenden Schacht in Abständen von 2 m befinden, aufgehängt bzw. abgestützt (Abb. 2). Jeder zweite Träger wird zum Aufhängen oder Abstützen benutzt, so daß sich bei der Steigung des Förderbandes von 22° die genannte Länge von 4,6 m für ein Element ergibt.

Abb. 1. Schräg ansteigender Gurtförderer bei Ausschachtarbeiten.

Das Beschicken des Förderbandes geschieht durch ein zweites, waagerecht laufendes Aufgabeband (Abb. 2) von 6,5 m Achsenabstand mit einem durchgehenden Aufgabetrichter von Hand oder durch Muldenkipper, die unmittelbar auf den Gurt entleert werden. Durch eine Regelvorrichtung ist die Leistung des Gurtförderers in gewissen Grenzen einstellbar, so daß das schräg ansteigende Förderband nicht überladen werden kann. Beide Förderbänder haben flache Gurte mit einer Breite von 600 mm und können bei einer Arbeitsgeschwindigkeit von 1 m/sek bis zu 70 t/h Erdreich fördern. Der Gurt für den Schrägförderer besteht aus drei Einzelstücken, die durch Scharniere aneinandergereiht sind. Die Längen der einzelnen Stücke entsprechen den Abständen, die sich bei den Bautiefen von 3, 6 oder 9 m ergeben.

Nach Beendigung der Ausschachtarbeiten soll die Förderanlage noch zum Transport von Kies verwendet werden. Der Kies wird in denselben Bunker entleert, der zur Zeit zur Aufnahme des ausgeschachteten Materials dient. Durch Auslaufrohre gelangt er am oberen Ende in die Betonmischer.

Riedig.

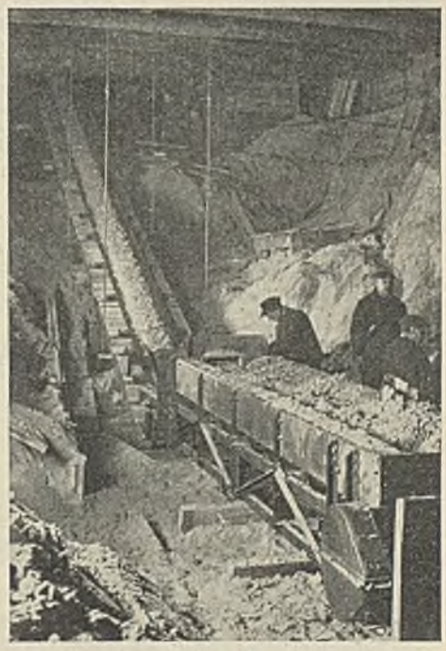


Abb. 2. Aufgabeförderband im Bauschacht.

Die 33. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (E. V.) findet am 17., 18. und 19. März 1930 in Berlin statt.

Montag, den 17. März, von 9,15 Uhr vorm. im Römer-Saal bei Kroll (Eingang am Platz der Republik): Innere Angelegenheiten des Vereins, nur für Mitglieder. — Ferner von 13,00 bis 19,00 Uhr Vorträge für Mitglieder und Gäste im Großen Festsaal bei Kroll (Eingang Querallee): 1. Erstmalige praktische Großanwendung des chemischen Versteinungsverfahrens beim Bau der Wassergewinnungsanlage des neuen Wasserwerkes der Stadt Düsseldorf am Staad, Dipl.-Ing. A. Lang, Direktor des Wasserwerkes Düsseldorf. 2. Die Entwicklung des Eisenbetonbaues in Finnland und die Einführung der Baukontrolle, Otto Weyerstall, Beratender Ingenieur, Helsingfors. 3. Mitteilungen aus neueren Versuchen über die Bewehrung von Eisenbetonbalken gegen Schubkräfte, Prof. O. Graf, Stuttgart. 4. Fortschritte im Eisenbeton-Hochbau im Jahre 1929, Dr.-Ing. W. Petry, Regierungsbaumeister a. D., Obercassel (Siegkreis). 5. Beton und Eisenbeton im Wohnungsbau, Direktor Müller, Philipp Holzmann AG., Berlin. 6. Eisenbetonbau und Ästhetik, Regierungsrat E. Blunck, o. Prof. an der Technischen Hochschule Berlin.

Dienstag, den 18. März, 9,15 bis 14,30 Uhr, Ort wie vor: 7. Die Überwachung des Betonbaues bei der Deutschen Reichsbahn, Reichsbahnrat Vogeler, Berlin. 8. Die Hochbrücke bei Echelsbach (steif bewehrter Eisenbetonbogen von 130 m Spannweite), H. Spangenberg, o. Prof. an der Technischen Hochschule München. 9. Über den Wert der reduzierten Spannung beim Beton, Dr.-Ing. ehr. E. Mörsch, o. Prof. an der Technischen Hochschule Stuttgart. 10. Der Bau der Nordschleusenanlage zu Bremerhaven, Baurat Dr.-Ing. A. Agatz, Bremerhaven. 11. Die Anwendung des Gleitbauverfahrens, Dr.-Ing. Knees, Berlin-Siemensstadt.

Mittwoch, den 19. März, 10,00 bis 14,15 Uhr, Ort wie vor: 12. Brunnengründung beim Neubau des Studiengebäudes und Saalbaues des Deutschen Museums in München, Karl Bäßler, Architekt, München. 13. Neuere Hamburger Seeschiffkaimauern unter konstruktiven und wirtschaftlichen Gesichtspunkten, Oberbaurat K. Baritsch, Baubehörde Strom- und Hafenbau, Hamburg. 14. Zschopautalsperre Kriebstein. Ausführung in Gußbeton, Konsul Sutter, Direktor der Wayss & Freytag AG., Dresden. 15. Bemerkenswerte Beton- und Eisenbetonbauten auf dem neuen Hochofenwerk der Fried. Krupp AG. in Essen-Borbeck, Dr.-Ing. ehr. Franz Schlüter, Dortmund.

Am Dienstag, den 18. März 1930, 19,30 Uhr (pünktlich) findet ein Festessen mit Damen im Großen Festsaal bei Kroll statt (Eingang am Platz der Republik). Einlaß 19,00 Uhr. Anmeldungen sind bis zum 5. März an die Geschäftsstelle des Deutschen Beton-Vereins in Obercassel, Siegkreis, zu richten.

Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Winterhalbjahr 1929/30. Die Gesamtbesucherzahl war:

	a) Studierende	b) Fachhörer	c) Gasthörer	Insgesamt [1])	Davon: Deutsche	Ausländer	Ausländer deutsch. Abkunft
Aachen . . .	1024	32	448	1504 (1352)	1397	107	—
Berlin . . .	6010	295	277	6582 (6255)	—	—	—
Braunschweig .	1067	85	124	1276 (1151)	1197	79	—
Breslau . . .	821	76	39	936 (793)	—	—	—
Danzig . . .	1767	28	258	2053 (1727)	—	—	—
Darmstadt . .	2783	20	327	3130 (2759)	2914	176	40
Dresden. . .	3679	123	228	4030 (3679)	3450	207	145 [2])
Hannover . .	1920	68	205	2193 (1899)	2127	66	—
Karlsruhe . .	1283	38	309	1630 (1398)	1196	102	23 [2])
München . .	4017	45	122	4184 (3930)	3881	185	118
Stuttgart . .	1992	50	—	2012 (2067)	1948	52	42 [2])

[1]) Die eingeklammerten Zahlen bedeuten die Besucherzahl im Sommerhalbjahr 1929. — [2]) Nur a) und b).

Von den Studierenden (a) gehörten an der Abteilung für:

	Ingenieurbauwesen	Architektur	Maschinenbau	Elektrotechnik	Chemie und Pharmazie	Hüttenkunde	Techn. Physik, Mathematik, Naturwissenschaft, Allgemeines
Aachen . . .	169	92	213	122	55	221	71
Berlin . . .	1133	590	1528	1402	292	109	371
Braunschweig .	142	85	245	152	190	—	253
Breslau . . .	122	19	242	149	91	100	43
Danzig . . .	342	130	453	300	152	—	169
Darmstadt . .	372	258	851	566	153	—	583
Dresden. . .	346	307	1076		296	—	1654
Hannover . .	413	218	683	408	98	—	100
Karlsruhe . .	219	218	422	252	101	—	71
München . .	737	324	1756		311	—	713
Stuttgart . .	369	457	541	228	165	7	225

Außerdem: Bergbau: Aachen 81, Berlin 233, Breslau 55. — Schiff- und Schiffsmaschinenbau sowie Luftfahrzeugbau: Berlin 352, Danzig 193. — Landwirtschaft: Danzig 28, München 176.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Ernannt: zum Reichsbahnoberrat: die Reichsbahnräte Böttcher, Vorstand des Betriebsamts Gera, Fichelscher, Vorstand des Betriebsamts Münster am Stein, Jonas, Vorstand des Betriebsamts Betzdorf (Sieg), Fechter, Vorstand des Betriebsamts Koblenz 2, Beger, Vorstand des Betriebsamts Schneidemühl 1, Küsel und Dr. jur. Gland, Dezernenten (Mitglieder) der R. B. D. Breslau, Dr. jur. Stange, Dezernent (Mitglied) der R. B. D. Dresden, Dr. jur. Schmidt, Dezernent (Mitglied) der R. B. D. Oldenburg, Fischer und Nickel bei der Hauptverwaltung in Berlin; — zum Reichsbahnrat: die Reichsbahnassessoren Dr. jur. Keller bei der R. B. D. Altona, Hootz, bei der R. B. D. Stettin, Dr. jur. Witting bei der R. B. D. Königsberg (Pr.), Dr. jur. Unverzagt bei der R. B. D. Elberfeld, Dullien bei der R. B. D. Essen und Dr. jur. Wersche bei der R. B. D. Frankfurt (Main), der Regierungsrat Lüttke beim Abnahmeamt Berlin 1, der Chemiker Dr. phil. Krämer beim Ausbesserungswerk Brandenburg-West, die Reichsbahnbaumeister Leicht beim Betriebsamt Waldenburg (Schles.) und Eissenhauer beim Betriebsamt Koblenz 1, sowie die Reichsbahnamtmänner Lohr bei der R. B. D. Trier, Oßwald bei der R. B. D. Stuttgart und Gummich, Vorstand des Betriebsamts Allenstein 2; — zum Reichsbahnamtmann: die technischen Reichsbahnoberinspektoren Heyden in Breslau, Henninger in Erfurt, Adam in Allenstein, Seidensticker in Königsberg (Pr.), Köhler in Münster (Westf.), Gummich in Küstrin und Schneider in Karlsruhe und die Reichsbahninspektoren Schewe und Behrendt in Altona, Rotta in Elberfeld, Spors in Erfurt, Bierau in Frankfurt (Main), König in Hannover, Raeck in Magdeburg-Buckau, Beier in Osnabrück und Libor in Peiskretscham.

Versetzt: Reichsbahnbaumeister Dr. rer. pol. Lutz, bisher beim Betriebsamt Hagen (Westf.) 1, zur R. B. D. Elberfeld.

Gestorben: Reichsbahnoberrat Nagel, Vorstand des Verkehrsamts Köln.

Preußen. Versetzt sind: die Regierungs- und Bauräte (W.) Ahlefeld von der Regierung in Arnsberg an die Regierung in Schneidemühl und Boenecke von der Regierung in Allenstein an die Regierung in Arnsberg; — die Regierungsbauräte (W.) Schmude, Vorstand des Kulturbauamts in Dillenburg, an die Regierung in Allenstein, Dr.-Ing. Konietzny vom Kulturbauamt in Breslau an das Kulturbauamt in Frankfurt a. d. Oder, Greiff vom Kulturbauamt in Hannover an das Kultur- und Wasserbauamt in Lötzen, Zalmow vom Kulturbauamt in Kottbus an das Kulturbauamt in Dillenburg als Vorstand, Seidel vom Wasserbauamt in Kiel an das Wasserbauamt in Berlin, unter vorläufiger vorübergehender Beschäftigung im Landwirtschaftsministerium.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Rudi Hinze, Rudolf Hoffmann, Albert Voge, Paul Pakusa (Wasser- und Straßenbaufach).

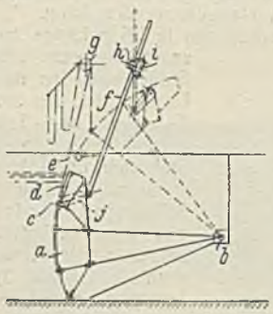
Bayern. Gestorben: Oberbaurat Puchner, Leiter des Städtischen Tiefbauamts in Bamberg.

Baden. Der Regierungsbaurat E. Widmann ist zum Vorstand des Wasser- und Straßenbauamts Überlingen ernannt worden.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Wehr für veränderlichen Stau. (Kl. 84a, Nr. 470 798 vom 5. 3. 1924, von Maschinenbau AG. vormals Starke & Hoffmann in Hirschberg, Schl. Zusatz zum Patent 461 485.[1]) Der Nachteil der Segmentform des Stauaufsatzes beim Wehr nach dem Hauptpatent wird dadurch vermieden, daß man den Aufsatz nicht als Segmentkörper, sondern als Klappe ausbildet, deren Stützpunkte nicht wie bei einem Segment weit rückwärts liegen, sondern unmittelbar an der Stauwand selbst. Am Wehrkörper *a* greift an jeder Seite eine Kette *e* an; der Stauaufsatz *d* ist als Klappe ausgebildet, die um die dicht an der Stauwand liegenden Stützpunkte *c* drehbar ist. Die Drehung geschieht durch einen Hebel *j*, der seitlich außerhalb des Dichtungsbleches liegt, an dem die Klappe schleift. Am Hebel *j* greift eine Zahnstange *f* an; der Antrieb geschieht durch eine gemeinschaftliche Arbeitswinde mit Kupplungsvorrichtung zum Aus- und Einrücken der Antriebsräder *g* für die Kette *e* bzw. *h* für die Zahnstange *f*, die in einer Schwinge *i* geführt ist. Der Drehpunkt des Hauptwehrkörpers liegt bei *b*.



[1]) Vgl. „Bautechn." 1929, Heft 18, S. 274.

INHALT: Die Verwendung von Unterwassergußbeton in Schweden. — Die internationale Hängebrücke über den Detroit-Fluß. (Fortsetzung.) — Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1929. (Schluß.) — Geheimrat Prof. Dr. Dolezalek †. — Vermischtes: Verlängerbarer Gurtförderer für Ausschachtungsarbeiten. — 33. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (E. V.). — Besuch der deutschen Techn. Hochschulen im Winterhalbjahr 1929/30. — Personalnachrichten. — Patentschau.

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