

# DER BAUINGENIEUR

11. Jahrgang

14. März 1930

Heft 11/12

## WINTERARBEIT IM BETON- UND EISENBETONBAU.

Von Dr.-Ing. W. Petry, Oberkassel-Siegkreis.

Daß erhärtetem, gut hergestelltem und richtig zusammengesetztem, dichtem Beton Hitze und Kälte wenig tun, ist bekannt. Dies beweisen einerseits Industrie- und Fabrikbauten, in denen dauernd oder zu gewissen Zeiten Temperaturen von



Abb. 1.

einigen hundert Grad vorhanden sind, das sieht man andererseits an den Eisenbetonbauten im kalten Norden, an Seebauten in Skandinavien, an Eisenbetonbauten in Finnland, an Stau-mauern aus Beton in den Eis- und Schneeregionen der Alpen.

Ebenso bekannt ist, daß junger, noch nicht erhärteter Beton gegen Kälte und besonders gegen Frost geschützt werden muß. Wie steht es heute mit der Ausführungsmöglichkeit von Betonbauten bei Frostwetter? Der Beweis, daß bei Anwendung der erforderlichen Schutzmaßnahmen Beton- und Eisenbetonbauten auch bei starkem Frost ausgeführt werden können, ohne daß ihnen Nachteile erwachsen, braucht nicht mehr erbracht zu werden. Häufig werden die Mehraufwendungen dafür von dem Bauherrn getragen, weil bei Fortführung der Bauarbeiten in einem langen Winter die Bauzeit erheblich abgekürzt wird. Die Schutzmaßnahmen sind natürlich verschieden je nach der Stärke des Frostes. In Frage kommt folgendes:

a) Verwendung von hochwertigem Zement, am besten von Tonerdezement, dessen hohe Abbindewärme die Frost-einwirkung verhindert oder ermäßigt. Tonerdezement ist teuer. Wenn aber seine Verwendung dazu führt, daß sonst erforderliche teure Frostschutzmaßnahmen gespart werden können, dann kann seine Verwendung doch wirtschaftlich sein. Es ist dies schließlich ein Rechenexempel. Auch mit Tonerdezement betonierter Beton muß stets gut abgedeckt werden.

b) Einschränkung des Wasserzusatzes und erhöhte Stampfarbeit. Verwendung von warmem Anmachewasser und von angewärmtem, frostfreiem Kies und Sand. Bei geringem Frost wird es vielfach schon genügen, Sand und Kies aus dem Innern der Materialhaufen herauszunehmen. Auch Wärmeschnecken sind schon verwendet worden, die den Kiessand von

der Vorratsstelle zur Mischmaschine brachten und unterheizt waren. Das Anwärmen geschieht sonst durch Öfen, Kokskörbe, Heizschlangen und dergl. In Abb. 1 sieht man den Heizkessel für die Kiesauftauanlage bei der Ausführung der Fundamente für die Brücke am Bahnhof Siemensstadt am Rohrdamm bei  $-26^{\circ}$  Kälte (Siemens-Bauunion G. m. b. H.).

c) Befreien der Rundeisens von Eiskrusten, Beseitigung von Eis und Schnee in den Schalungen. Als Mittel hierfür kommen in Frage: Heißes Wasser, Kokskörbe, Heizschlangen und dergl.

d) Schaffung frostfreier, abgeschlossener Räume, in denen der Transport und die Verarbeitung der Baustoffe vor sich geht, Aufstellen der Mischanlage in diesen Räumen. Abschließung der Räume durch provisorische Wände und Dächer aus Brettern, Pappe, Zeltbahnen. Heizung der Räume mit Öfen, Kokskörben, Heizschlangen.

An Abb. 2 sieht man einen Teil der mit Zelttüchern überdeckten geheizten Baugrube bei der Ausführung der Gründung des Werner-Werkes X in Berlin-Siemensstadt während der Frostzeit Januar bis März 1929 (Siemens-Bauunion G. m. b. H.). Es sind  $700 \text{ m}^2$  Zeltfläche mit 60 Rippenheizkörpern von je 2 m Länge. Bei  $-20^{\circ}$  Außentemperatur war die Raumtemperatur  $+15^{\circ} \text{ C}$ . Abb. 3 gibt einen Blick in das Innere des Raumes, ebenso Abb. 4. In Abb. 5 sieht man das Verlegen der Eisen in der geheizten Baugrube des östlichen Fundamentes der Brücke am Bahnhof Siemensstadt am Rohrdamm, in Abb. 6 das Betonieren des Bahnsteigtunnels auf Bahnhof Jungfernheide (Siemens-Bauunion G. m. b. H.). Im Hintergrunde steht der Ofen für die Erwärmung des Tunnels während der Erhärtung des Betons.

e) Abdecken der frisch betonierten Teile mit Zementsäcken, Pappe oder Brettern bei leichtem Frost, mit dicken



Abb. 2.

Schichten von Stroh, Strohmatte oder dergleichen und darüber gelegten Brettern bei starkem Frost. Bei Ausführung der Fundamente eines Bürogebäudes in Kiel (Abb. 7; Firma Max Giese, Kiel) ist der Boden durch Pferdedung sehr gut gegen

Frost geschützt worden. Der Frost drang bei  $-28^{\circ}\text{C}$  nicht in den Boden ein. Man hat auf diese Weise ein einfaches Mittel, um Betonfundamente auch bei starkem Frost in frostfreiem

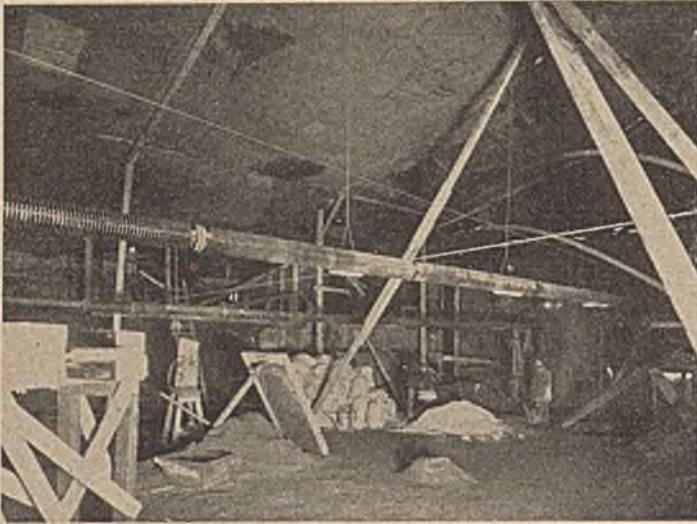


Abb. 3.

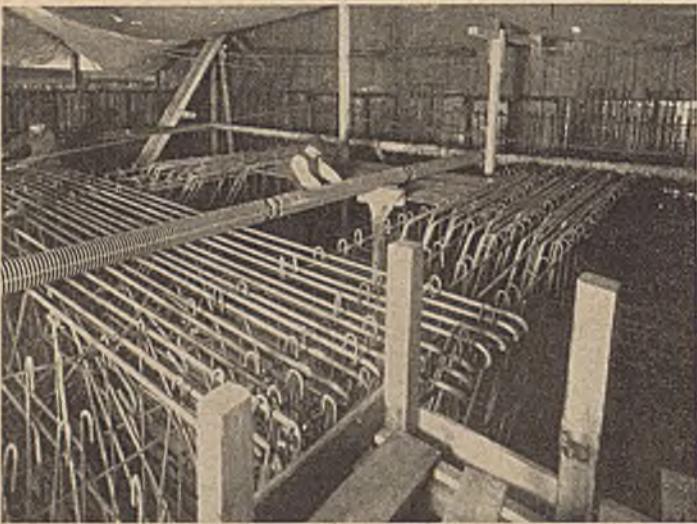


Abb 4.



Abb. 5.

Boden ausführen zu können. Auch Tauöfen werden hierfür verwendet.

f) Bei besonders kalter Witterung können die frisch betonierten Teile durch Öfen und Kokskörbe, die möglichst unter die betreffenden Bauteile gestellt sind, erwärmt werden, wobei die Schalung gegen Feuersgefahr durch Eisenplatten geschützt wird, oder die frischen Betonteile werden durch Umhüllung mit Planen und dergl. ganz umschlossen und der Raum durch Öfen oder Heizschlangen erwärmt.

Die erwähnten Maßnahmen, je nach den Verhältnissen in verständnisvoller Weise angewendet, werden dazu führen, daß auch im kalten Winter einwandfreie Beton- und Eisenbetonbauten ausgeführt werden können. Es folgen einige Ausführungsbeispiele.

1. Das erste ist der Bau eines monolithischen Eisenbetonschornsteins für das Ammoniakwerk Merseburg (Wayß & Freytag A.-G.) im Januar bis März 1929. Der Schornstein ist über Gelände 80 m hoch, hat einen oberen Durchmesser von 3,60 m, eine Fundamentplatte von 13,80 m Durchmesser und Wandstärken von 12 bis 25 cm. Die Bauarbeiten wurden nur unterbrochen, wenn der Frost über  $25^{\circ}$  hinaus stieg, und betonierte wurde bis  $20^{\circ}$  Kälte. Der Kies wurde durch Heizschlangen im Kieslager und im Kiessilo vorgewärmt. Zum Anmachen des Betons wurde warmes Wasser verwendet. Ferner wurde ein vollständig geschlossener Raum geschaffen, der vom Kiessilo bis zum Betonanzug reichte und in dem auch die Mischmaschine stand. Die jeweils noch frischen Betonabschnitte wurden mit Planen umhüllt, so daß die oberste Zone einen nach außen völlig abgeschlossenen Raum bildete, der durch Heizrohre innerhalb und außerhalb des Eisenbetonmantels erwärmt wurde.

2. Im Winterhalbjahr 1928/29 wurden die umfangreichen Beton- und Eisenbetonarbeiten der Ebano-Asphaltwerke A.-G. in Harburg teilweise bei 20 bis  $25^{\circ}$  Kälte ausgeführt (Wayß & Freytag A.-G.). Die auftraggebende Firma, ein amerikanisches Ingenieurbüro, hatte es übernommen, die Arbeiten mit äußerst knappen Fristen durchzuführen. Der für die Winterarbeit erforderliche Aufwand wurde der ausführenden Bauunternehmung zurückvergütet. Bei der Ausführung handelte es sich vorwiegend um Fundamente und höchstens einstöckige Hochbauten, deren Ausdehnung im einzelnen verhältnismäßig gering war. Die Bauten wurden allseitig mit einem Holzgerüst umgeben, das mit wasserdichten Zeltbahnen abgedeckt wurde. Das Kieslager und der Mischmaschinenstand wurden mit in das so geschlossene Zelt hineingenommen. Der Kies wurde vor der Verarbeitung durch Dampf aus einem Dampfkessel entfrosten und vorgewärmt, ebenso wurde das Wasser vorgewärmt, ehe es in die Mischmaschine kam. In der Baugrube selbst waren Öfen und Kokskörbe aufgestellt, die für eine Temperatur von etwa  $+10^{\circ}$  auch bei der größten Kälte sorgten. Die Warmhaltung der abgeschlossenen Baugrube wurde solange fortgesetzt, bis der Beton vollständig abgebunden und etwas erhärtet war. Nach dem Betonieren wurden die Kokskörbe nach Möglichkeit unter die frisch betonierten Bauteile gestellt. Die Kokskörbe und Öfen wurden je nach der Stärke des Frostes 5 bis 10 Tage, von der Beendigung der Betonierung an gerechnet, geheizt, so daß eine gute Erhärtung des Betons erzielt wurde.

3. Bei der Ausführung einzelner Hochbauten und einer größeren Klaranlage in der sächsischen Gegend (Wayß & Freytag A.-G.) wurde mit Luftheizapparaten gearbeitet. Die Heizluft wurde mit Hilfe von „Verteilern“ von jedem der Apparate nach drei Seiten hin in die verschiedenen Räume geleitet. Durch provisorische Dächer aus Brettern und Pappe und Verschalung der Fensteröffnungen wurden abgeschlossene Räume geschaffen. In einem Fall wurde bei einer Tages- bzw. Nachttemperatur von  $-2^{\circ}$  bis  $+3^{\circ}$  und  $-4^{\circ}$  bis  $-5^{\circ}\text{C}$ . eine Raumwärme von  $+15^{\circ}$  bis  $+17^{\circ}\text{C}$  erzielt. In einem andern Fall war es möglich, noch bei einer Außentemperatur von  $-17^{\circ}\text{C}$  Beton- und Putzarbeiten auszuführen, und zwar bei einer Raumwärme von  $+5^{\circ}$  bis  $+14^{\circ}\text{C}$ ; an besonders kalten

Tagen wurden auf den Putzgerüsten noch besondere kleine Koksöfen aufgestellt.

4. Die letzten Geschosse des Messehaus-Neubaus „Petershof“ in Leipzig mußten im Winter 1928/29 bei Frostwetter ausgeführt werden (Beton- und Monierbau A.-G., Wayß & Freytag A.-G., Carl Brandt, Kell & Löser A.-G.). Die Baustoffe wurden von der Straße aus in den Keller geschüttet, so daß sie annähernd frostfrei lagerten. Zur Erwärmung des Betons wurde ein Anschluß vom Fernheizwerk gelegt und mit Hilfe dieses Anschlusses eine Warmwasserbereitung eingebaut. Der Beton wurde mit 8 bis 10° Wärme auf der Schalung ausgebreitet und sofort mit Hölzern, Brettern und Dachpappe von oben so abgedeckt, daß zwischen der Abdeckung und dem frischen Beton eine Luftschicht von etwa 10 bis 15 cm vorhanden war. Unter der Schalung wurden Bauöfen aufgestellt. Die freistehenden Giebel und Umfassungen wurden mit Brettern verschlagen. Der Beton hat in diesem Fall in derselben Zeit abge bunden wie im Sommer, so daß die Ausführung ohne Rücksicht auf die Außentemperatur vor sich ging und das Bauwerk im März von der Leipziger Messe in Betrieb genommen werden konnte.

5. In Oberlungwitz wurde ein Betonbau im Winter 1927/28 ausgeführt (Max Pommer, Leipzig). Mit dem Betonieren der Kellerdecke wurde bei einer Temperatur von +4° bis +5° angefangen. Nachdem zwei Felder betoniert waren, wobei hochwertiger Zement verwendet war, fiel mitten in der Arbeit am Nachmittag die Temperatur bis auf -5°. Das Mischgut wurde nunmehr nur noch erdfeucht eingebracht und gut gestampft, der Sand wurde erwärmt, ebenso das Wasser. Die Decke wurde nach Fertigstellung mit Brettern abgedeckt, die mit 3 cm Luftraum über die Betondecke gelegt wurden, und auf die Bretter wurden noch Papiersäcke gelegt. Am Abend wurden Thermometer unter die Schutzschicht gebracht, und zwar in der Mitte und am Rande des Feldes. Am nächsten Morgen waren 15° Kälte. Die Thermometer zeigten früh um 7 Uhr in der Mitte des Feldes 4° Wärme und am Rande des Feldes 2° Wärme. Der Beton hatte, ohne zu gefrieren, normal abge bunden. Das Deckenfeld ist drei Wochen nach Herstellung ausgeschalt worden. Man kann annehmen, daß die Warmentwicklung des hochwertigen Zements beim Abbinden des Betons die über der Betondecke befindliche Luftschicht erwärmen und der Beton so in normaler Weise ohne Kälteeinfluß abbinden konnte. An einer anderen Baustelle wurde beobachtet, daß eine kleine Fläche bei einer Außentemperatur von +2° ganz langsam abband und erhärtete, obwohl hochwertiger Zement verwendet war. Man hatte übersehen, die betonierete Fläche abzudecken, und so konnte die kalte Luft die Abbinde wärme des Zements sofort wegnehmen. Die Decke wurde dann richtig abgedeckt, und der Beton wurde in normaler Zeit fest.

6. Das Kamerawerk Rietzschel in München der I. G. Farbenindustrie A.-G. (Abb. 8; Carl Stöhr, München) ist im vergangenen Winter z. T. bei großer Kälte ausgeführt worden. Das Gebäude ist ein Gerippe dreistieliger Stockwerksrahmen mit 5,80 m weit gespannten Eisenbetonrippendecken. Der erste Bauteil wurde mit normalem Zement von Mai bis September 1928, der zweite Teil größtenteils mit hochwertigem Zement von Anfang Dezember 1928 bis Ende Mai 1929 ausgeführt, im Januar und Februar ohne Schwierigkeiten und ohne Nachteil für den Beton in der strengen Kälte. Als Frostschutzmittel wurden dabei nur warmes Wasser und offene Koksöfen benutzt.

7. Der Erweiterungsbau der Raphaelsklinik in Münster i. W. (Abb. 9; Peter Büscher & Sohn, Münster) wurde auf einer durchgehenden Eisenbetonplatte gegründet. Das Gebäude ist 31 m, der Turmaufbau 37 m hoch. Als sich Anfang Januar 1929 Temperaturen bis -28° C einstellten, war die Baugrube unter schwieriger Wasserhaltung bis auf 4,20 m unter Gelände ausgeschachtet. Der vorhandene Fließsand froh bei der Kälte, so daß er teilweise mit Meißel und Brecheisen bearbeitet werden mußte. Die Abb. 10 gibt einen Begriff von der Beschaffenheit des Bodens. Bei der großen

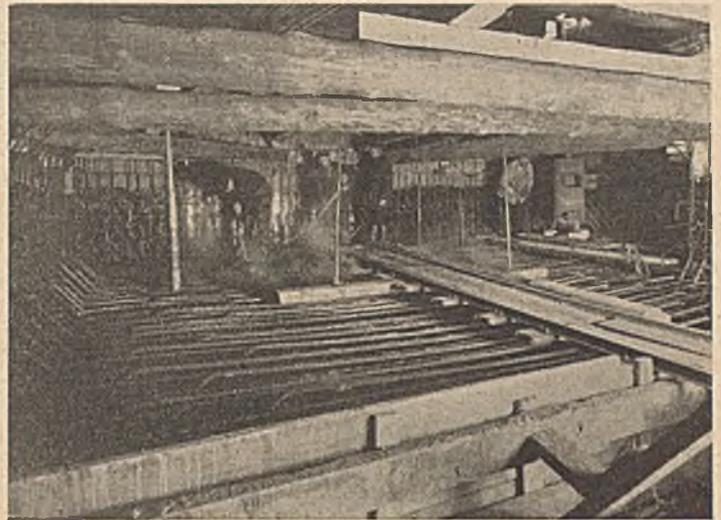


Abb. 6.

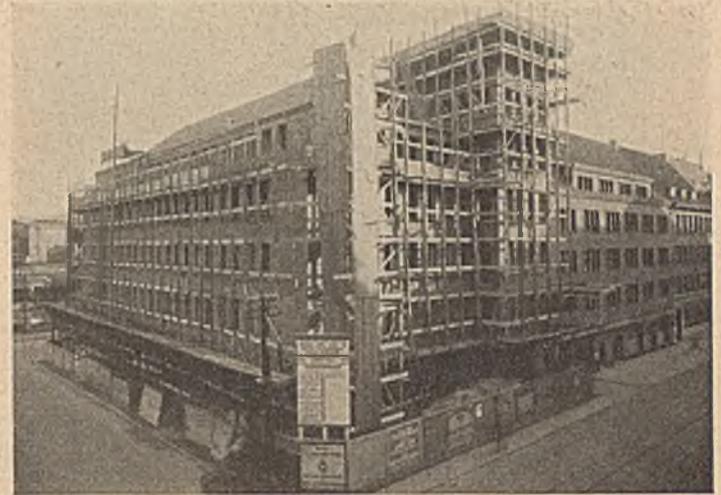


Abb. 7.



Abb. 8.

Kälte sollte mit dem Betonieren begonnen werden. Zu diesem Zweck wurden die Baustoffe und das Anmachewasser erwärmt. Auf der Baustelle wurde ein Kessel aufgestellt, an dessen Dampfleitung drei durchlochte Röhren von 1" Durchmesser angeschlossen wurden. Auf dieses Röhrensystem wurde der ankommende Kies aufgeworfen und ausgebreitet, so daß der Dampf zunächst die gefrorenen Kiesmassen auftaute und bis +12° C erwärmte. Dieser vorgewärmte Kies wurde dem Mischer

zugeführt. Ebenso wurde das Anmachewasser durch eine Rohrschlange erwärmt, die in einfachster Weise in einem offenen Feuer lag. Das Mischwasser erreichte so eine Temperatur von 22 bis 25° C. Die fertige Mischung hatte beim Verlassen der Mischmaschine eine Temperatur von + 14 bis 18° C. Der Beton wurde dickflüssig eingebracht. Seine Temperatur nach dem Verlassen des Mischers und nach dem Einbringen in die Schalung wurde jeweils gemessen und in eine Tabelle eingetragen

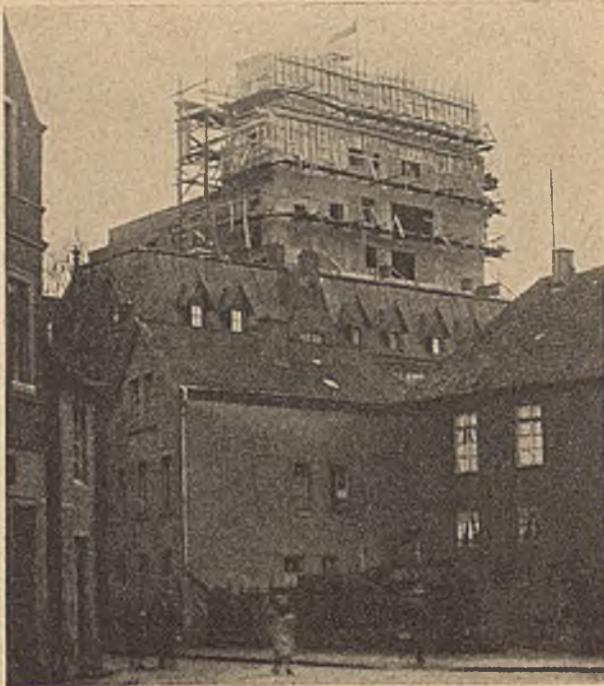


Abb. 9.

(s. Tabelle zu Abb. 11). In dem fertigen Bodenkörper wurden Löcher ausgespart, in denen die Temperaturen an Thermometern abgelesen wurden. Die Bauteile 2, 3 und 4 (Abb. 11), die am 11. und 13. Februar betoniert wurden, hatten drei Tage später noch Temperaturen von + 1½ bis 4° C aufzuweisen, obwohl die Außentemperatur — 20 bis — 22° C betrug. Schädigungen durch den Frost wurden nicht beobachtet, obwohl die betonierten Bauteile nur mit Brettern und Säcken abgedeckt wurden. Vor dem Einbringen des Betons in den Boden wurde sorgfältig darauf geachtet, daß der Boden nicht gefroren war; die oberste Frostschicht mußte vorher beseitigt werden. Der Erweiterungsbau der Raphaelsklinik ist das erste Hochhaus in Münster und stellt mit seiner eigenartigen Silhouette ein neues Wahrzeichen der schönen alten Stadt dar.

Allgemein ist davor zu warnen, daß die Bedeutung der Winterarbeit im Beton- und Eisenbetonbau überschätzt wird. Wir haben im westlichen und wohl auch im mittleren Deutschland im allgemeinen im Winter nur kurze Bauunterbrechungen zu verzeichnen, sofern bei günstiger Wirtschaftslage überhaupt gebaut wird, und längere Arbeitsunterbrechungen wegen großer Kalte kommen im allgemeinen wohl nur im Osten und Nordosten sowie in gebirgigen Gegenden des Reiches vor. Diese kurzen Arbeitsunterbrechungen kann man in normalen Zeiten im allgemeinen wohl ganz gut in Kauf nehmen, und nur in Ausnahmefällen wird es nötig sein, auch während einer kurzen Frostperiode durchzuarbeiten. In vielen Fällen kommt es darauf an, seine Maßnahmen so zu treffen, daß frischer Beton während des Erhärtens gegen den Frost geschützt ist und die Arbeiten unmittelbar nach dem Frost so rasch wie möglich wieder aufgenommen werden können. In dieser Weise ist z. B. beim Neubau der Druckerei Ullstein in Berlin-Tempelhof verfahren worden (Huta A.-G., Berlin). Dort lieferte eine Hei-

zungsanlage Heizdampf, der durch Heizschlangen in die Splitt- und Kiessilos geführt wurde und ein rasches Auftauen der Zuschlagstoffe bewirkte. Er wurde auch dazu benutzt, um das Anmachewasser zu erwärmen, das Eis von den Eiseneinlagen zu entfernen und die auf den Schalungen befindlichen Eis- und Schneemengen zu beseitigen. Die Eisenbetondecken wurden unmittelbar nach der Betonierung mit Brettern oder Planen zugedeckt. Außerdem wurden in den darunter befindlichen Räumen Türksche Öfen aufgestellt. Die Durchführung dieser Maßnahmen wurde einer besonderen Belegschaft übertragen und von dem Bauführer ständig überwacht. Eine Betonierung während des Frostes hat im übrigen nur ausnahmsweise und in sehr geringem Umfang stattgefunden. Es zeigte sich nämlich, daß bei Temperaturen unter — 5° sich in den Rinnen der Betonierungsanlage Frostkrusten bildeten und dadurch eine allmähliche Verstopfung der Rinnen eintrat. Diese Störungen traten um so mehr in die Erscheinung, je reichlicher der Wasserzusatz im Beton war. Sie hätten durch Erwärmen der Gießrinnen vermieden werden können. Es war aber noch etwas anderes dafür bestimmend, daß während der Frostzeit nur ausnahmsweise betoniert wurde. Bei Großbaustellen mit leistungsfähigen Betonierungsanlagen wächst nämlich das Ausmaß der täglich betonierten Fläche so rasch, daß die Überdachung der ganzen Arbeitsfläche vor der Betonierung in der kurzen Zeit kaum bewältigt werden kann. Ist man jedoch gezwungen, den Umfang der Betonierung dem Fortschritt der Überdachungsarbeiten anzupassen, so ist eine einigermaßen rationelle Ausnützung weder der Maschinen noch der Belegschaft möglich. Bei normalen Witterungsverhältnissen wird es also in vielen Fällen weniger ankommen, die Betonierung auch während des Frostes unter allen Umständen fortzuführen, als vielmehr die Maßnahmen zu treffen, die unmittelbar nach Beendigung des Frostes die Wiederaufnahme der Arbeiten tunlichst beschleunigen.

Beim Neubau Ullstein hatte sich die Bauherrschaft nur dann bereit erklärt, die Mehrkosten für Winterarbeit (die Kostensteigerung betrug etwa 25%) zu übernehmen, wenn die



Abb. 10.

vom 23. Dezember 1925 ab noch fertigzustellenden Arbeiten innerhalb einer Frist von 90 Arbeitstagen, vom 1. März 1926 ab gerechnet, beendet sein würden. Infolge Vergrößerung des Umfanges der Arbeiten und nachträglicher Änderungen wurde die Gesamtfrist auf 101 Tage erhöht. Bei Überschreitung dieser Frist sollte der Bauunternehmung eine tägliche Konventionalstrafe von RM 3000,— in der ersten Woche, RM 4000,— in der zweiten und RM 5000,— in der dritten Woche bis zum Höchstenbetrag von RM 100 000,— aufgelegt, und außerdem

Erweiterungsbau der Raphaels-Klinik Münster i. W.  
Zeit- und Temperaturmessungen bei der Ausführung der Fundamentplatte.

Datum	Zeit	Außen-temperatur		Betoniert		Temperaturen C			Bau- teil Nr.	Temperaturen des fertigen Betons		
		Tag	Nacht	von	bis	Kies	Wasser	Mischung		Nr.	vom	Tempe- ratur
8/2	12	- 3°	- 9°	11½	19	+ 12°	+ 22°	+ 16°	1			
9/2	15	- 5°	- 9°	7½	11½	+ 13°	+ 22°	+ 16°	1			
11/2	15	- 20°	- 22°	16	19½	+ 12°	+ 23°	+ 16°	2	1	8/2	+ 4°
13/2	8	- 14°	- 14°	7	9½	+ 13°	+ 24°	+ 14°	3			
13/2	16	- 8°	- 20°	14½	18½	+ 13°	+ 24°	+ 18°	4			
14/2	10	- 11°	- 22°							2	11/2	+ 1½°
14/2	10½	- 16°	- 22°							3	13/2	+ 4°
15/2	12	- 10°	- 18°							3/4	13/2	+ 1½°
16/2	10	- 12°	- 6°									
18/2	15	- 7°	- 8°	10	20	+ 12°	+ 25°	+ 16°	5			
19/2	12	- 1½°	- 12°									
20/2	14	- 1°	- 8°	9½	14½	+ 13°	+ 25°	+ 17°	6			
21/2	12	+ 4°	- 8°									
22/2	13	+ 6°	- 10°							6	20/2	+ 6°
23/2	12	+ 3°	- 2°	8	12			+ 18°	7			
25/2	15	+ 6°	- 4°							7	23/2	+ 12°
26/2	14	- 1°	- 6°							7	23/2	+ 4°
27/2	11	- 6°	- 14°							7	23/2	+ 4°
28/2	14	- 5°	- 15°							7	23/2	+ 12°
1/3	14	- 3°	- 15°							7	23/2	+ 12°
4/3	11	+ 12°	- 2°	8	17½			+ 16°	8			
5/3	10	+ 12°	- 3°	7	19½			+ 17°	9	8	4/3	+ 14°
6/3	11	+ 10°	+ 2°	8	18			+ 16°	10	9	6/3	+ 10°
7/3	14	+ 15°	+ 5°	7	18			+ 17°	11			
8/3	15	+ 18°	+ 5°	8	16			+ 18°	12			
9/3	12	+ 20°	+ 6°						13			
11/3	13	+ 8°	+ 0°	14	18				14			
12/3	14	+ 7°	+ 1°	17	20				15			
13/3	11	+ 12°	+ 3°	9	15							
14/3	13	+ 14°										
15/3	14	+ 12°										
16/3	15	+ 20°										
18/3	14	+ 18°		14	20½				16			
19/3	14	+ 19°		17	20½				17			
20/3	15	+ 22°		18	20				18			
21/3	12	+ 21°										

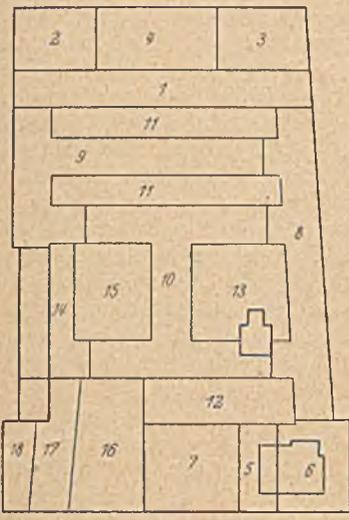


Abb. 11.

sollten die Gesamtkosten für die Winterarbeiten von der Bauunternehmung getragen werden. Diese hatte umgekehrt verlangt, daß ihr die gleichen Sätze für jeden Tag der Fristunterschreitung als Prämie vergütet würden. Es ist der Bauunternehmung tatsächlich gelungen, die vorgeschriebenen Arbeiten in einer Zeit von 67 Arbeitstagen fertigzustellen, und sie hat die volle Prämie von RM 100 000,— erhalten.

Auf die Verwendung besonderer Frostschutzmittel (Chlorcalcium) bin ich absichtlich nicht eingegangen. Ihre Wirkung wird am zweckmäßigsten vor der Verwendung von Fall zu Fall versuchsmäßig studiert. Solche Zusätze können u. U. Treiberscheinungen und Rosten der Eiseneinlagen mit sich bringen. Es sind aber auch gute Erfahrungen zu verzeichnen. Im Winter 1910/11 wurden ein Teil der Fabrikneubauten der Firma Gebr. Wolf, Guben, und der umfangreiche Neubau der Deutschen Glühlampenfabrik in Plauen i. V. bei einer Temperatur bis - 11° C ausgeführt (Bauunternehmung Rud. Wolle, Leipzig). Bei der Betonbereitung wurden ein Frostschutzmittel und frostfrei gelagerte Baustoffe benutzt. Zu diesem Zweck wurden große heizbare Schuppen errichtet. Die Schalungen wurden vor dem Einbringen des Betons von Schnee und Eis gereinigt. Frostschäden sind in beiden Fällen nicht eingetreten, und die Bauten haben sich bewährt.

Auch die Bauarbeiten der Betonhalle der Internationalen Baufachausstellung Leipzig 1913 (Bauunternehmungen Rud. Wolle und Kell & Löser A.-G., Leipzig) konnten im Winter 1912/13 bei Temperaturen bis - 10° C durchgeführt werden.

Dem Betonanmachewasser wurde Chlorkalzium beigegeben. Die Zuschlagstoffe wurden in einem besonders hergerichteten Schuppen, der geheizt war, gelagert.

Für die Verteuerung, die durch die Winterarbeit entsteht, lassen sich allgemein gültige Zuschläge nicht angeben, denn die Arbeiten sind an sich von Fall zu Fall verschieden, und die Wintereinflüsse können auch nicht in Durchschnittswerten erfaßt werden. Wie schon erwähnt, sind die Winterstörungen in den verschiedenen Gebieten des Deutschen Reiches sehr verschieden. Die Verteuerung ergibt sich auch nicht nur aus den Schutzmaßnahmen gegen die Kalte, sondern auch aus der geringeren Leistungsfähigkeit der Arbeiter, die wieder stark von deren Kleidung und Ernährung abhängig ist. Ferner treten im Winter auch häufiger maschinelle Störungen ein als im Sommer. Hinzu kommen noch die verteuernden Einflüsse der kurzen Arbeitstage, häufigere Erkrankungsfälle und dergl. Erfahrungsgemäß treten in der Winterzeit auch häufiger Brandfälle auf den Baustellen ein, die hervorgerufen sind durch die Notwendigkeit der Heizung und Beleuchtung mit oft recht primitiven Mitteln.

Ganz allgemein kann gesagt werden, daß die Betonbauindustrie sehr wohl in der Lage ist, wenn es sein muß, im Winter bei Frost zu arbeiten und daß zahllose Bauwerke jeder Art auch seither im Winter ausgeführt wurden. Es wäre nur zu wünschen, daß der Bauindustrie auch im Winter Arbeitsgelegenheit geschaffen würde. Der mildeste Winter, wie der jetzige, hat für sie keinen Vorteil, wenn es nichts zu tun gibt.

## EINIGE BEOBACHTUNGEN ÜBER BETON UND EISENBETON AUF EINER REISE DURCH DIE VEREINIGTEN STAATEN NACH OSTASIEN.

Mitgeteilt von E. Probst, Karlsruhe i. B.

Es fällt dem fremden Reisenden sowohl in Japan wie in China auf, daß der Beton- und Eisenbetonbau schon jetzt vielseitig angewendet wird, wenn auch in beiden Ländern aus verschiedenen Ursachen.

In China konnte ich in dem von den Ausländern bewohnten Teil von Shangai Eisenbetonbauten für Industrie-, Geschäfts- und Wohnzwecke fertig und im Bau sehen. In der alten chinesischen Tempelstadt Hongchow, wo die leitenden Männer der Regierung großes Interesse für eine Verbreitung der Eisenbetonbauweise bekunden, wurde bei dem Wiederaufbau eines niedergebrannten Tempels Eisenbeton an Stelle von Holz verwendet. Allerdings entsteht hier nicht etwa ein neuzeitliches dem Material angepaßtes Bauwerk, sondern ein Abklatsch des früheren, bei dem sogar die typischen Holzkonstruktionen der Konsolen aus Fertigteilen in Eisenbeton nachgeahmt sind.

Schließlich konnte ich in Nanking beim Besuch des wegen seiner herrlichen Lage und wegen seiner monumentalen Wirkung ausgezeichneten Mausoleums Sunjatsens, des Begründers des neuen China, eine weitgehende Anwendung des Betons- und Eisenbetons feststellen.

Während es sich hier um Ansätze einer bei Klärung der allgemeinen politischen Verhältnisse möglichen Entwicklung handelt, kann man in Japan von einer starken Verbreitung des Beton- und Eisenbetonbaues in allen Zweigen des Bauwesens sprechen. Die Entwicklung erkennt man am besten an der Entwicklung der Zementindustrie.

Im Jahre 1909 schlossen sich die japanischen Zementfabrikanten zu einem Verband zusammen, in dem 17 Gesellschaften und 20 Werke vertreten waren. Mit der Gründung der „Japanese Portland Cement Association“ und eines Propagandaorgans „The cement world“ beginnt die stärkere Anwendung des Zementes im Bauwesen. Ähnlich wie bei uns wurde ein Ausschuß eingesetzt, dem die Förderung der Zement- und Betonindustrie durch wissenschaftliche Untersuchungen oblag. Eine Handelsabteilung beobachtete die Ein- und Ausfuhr von Zement und die damit zusammenhängenden Fragen.

Heute gehören der Vereinigung 16 Gesellschaften mit 35 Werken an. Die Jahresproduktion stieg von 437 008 t im Jahre 1909 auf 3 820 671 t im Jahre 1928, also auf rd. das Neunfache. Abb. 1 zeigt das stete Anwachsen der Zementherzeugung

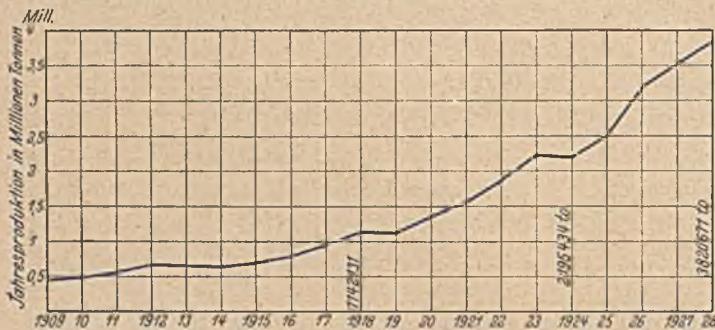


Abb. 1.

mit einem zweimaligen Stillstand in den Jahren 1919 und 1924, wobei der letztere auf die Erdbebenkatastrophen zurückzuführen ist.

Der Grund für das außerordentlich rasche Emporkommen der japanischen Zementindustrie ist hauptsächlich in der zunehmenden Verwendung des Beton- und Eisenbetonbaues zu suchen. Besonders stark wird die Zunahme nach dem Jahre 1924, eine Folge der beim Erdbeben gemachten Erfahrungen in bezug auf Feuer- und Erdbebensicherheit.

Mit der Erhöhung der Produktion stieg die Güte der Zemente. Dies kommt vor allem zum Ausdruck in den amtlichen Normen innerhalb von 25 Jahren.

Die amtlichen Normen vom Februar 1905 verlangten bei der Ermittlung der Mahlfeinheit eines Zementes einen Rückstand auf dem 900-Maschensieb von 10%, eine Druckfestigkeit nach 28 Tagen von 120 kg/cm<sup>2</sup> und eine Zugfestigkeit nach 7 Tagen von 7 kg/cm<sup>2</sup> und nach 28 Tagen von 15 kg/cm<sup>2</sup>. Im Juni 1919 wurde der Rückstand auf dem 900-Maschensieb auf 3% verringert, die Druckfestigkeit nach 28 Tagen auf 140 kg/cm<sup>2</sup>, die Zugfestigkeit nach 7 Tagen auf 10 kg/cm<sup>2</sup> und nach 28 Tagen auf 18 kg/cm<sup>2</sup> erhöht. Im Jahre 1927 tritt in den Anforderungen eine weitere Verbesserung ein: Der Rückstand auf dem 4900-Maschensieb wird mit 17% eingeführt; die Druckfestigkeit nach 28 Tagen steigt auf 210 kg/cm<sup>2</sup>, die Zugfestigkeit nach 7 Tagen wird mit 14 kg/cm<sup>2</sup> bzw. 21 kg/cm<sup>2</sup> nach 28 Tagen festgesetzt. Die in Vorbereitung befindlichen Normen verlangen einen Rückstand auf dem 4900-Maschensieb von 12%, eine Druckfestigkeit nach 7 Tagen von 220 kg/cm<sup>2</sup>, nach 28 Tagen von 300 kg/cm<sup>2</sup> und eine Zugfestigkeit nach 7 Tagen von 20 kg/cm<sup>2</sup> und nach 28 Tagen von 25 kg/cm<sup>2</sup>.

Im Mittel erreichen die japanischen Zemente nach einer Veröffentlichung des Jahres 1929 eine Druckfestigkeit von 490 kg/cm<sup>2</sup> nach 7 Tagen und von 655 kg/cm<sup>2</sup> nach 28 Tagen (bei kombinierter Lagerung). Die Zugfestigkeit betrug nach 7 Tagen 36,5 kg/cm<sup>2</sup> und nach 28 Tagen 45,0 kg/cm<sup>2</sup>.

Nach einem Bericht auf dem Weltingenieurkongreß ist entsprechend auch die Ausfuhr stark gestiegen: von rd. 51 000 Faß im Jahre 1912 auf rd. 2 Millionen Faß im Jahre 1928. Eine zweifellos beachtenswerte Entwicklung innerhalb von 20 Jahren, die nicht als abgeschlossen gelten kann.

Bei dem Besuche einer großen Zementfabrik konnte ich systematische Arbeit sehen. Dies gilt sowohl von den Einrichtungen der Fabrik, die fortgesetzt verbessert und vereinfacht werden, als auch für die Laboratoriumsarbeit. Hier hörte ich manche freundlichen Worte der Anerkennung und Dankbarkeit für die deutschen Lehrer japanischer Chemiker und Ingenieure.

Im Beton- und Eisenbetonbau merkt man einen starken amerikanischen Einfluß, der davon herrührt, daß eine große Anzahl von Bauingenieuren an nordamerikanischen Hochschulen studierten. Unter diesem Einfluß ist in den letzten Jahren auch eine neue Methode für die Prüfung der Verarbeitbarkeit von Beton von dem japanischen Professor Tokujiro Yoshida (Fukuoka) entstanden, die die bekannten Setz- und Fließtischproben ersetzen soll.

Der Apparat besteht im wesentlichen aus einer Blechschalung in der Form eines hohlen Kegelstumpfes (wie bei der

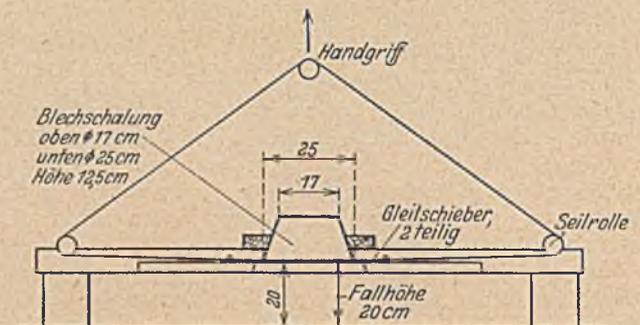


Abb. 1a.

Fließtischprobe). Diese Schalung wird über einer im Abstand von 20 cm darunter liegenden Platte aufgehängt, wie dies Abb. 1a zeigt. Die Blechschalung ist an ihrer Entleerungs-

Öffnung mit 2 Gleitschiebern versehen, die sich in der Mitte treffen. Für Zuschlagstoffe bis zur maximalen Korngröße von 37 mm ist die Blechschalung 12,5 cm hoch; der untere Durchmesser beträgt 25 cm, der obere 17 cm. (Siehe Skizze 1a.) Bei der Probe selbst wird die Blechschalung in 2 Lagen, zuerst bis zur halben Höhe, mit Beton gefüllt, jeweils mit 25—30 Schlägen durch einen 15 mm starken Eisenstab eingestampft und schließlich oben abgeglichen. Die beiden Gleitschieber an dem Boden des Kegelstumpfes werden dann auseinander gezogen und der Beton fällt auf die 20 cm tiefer liegende ebene Holzplatte. Die Masse breitet sich konzentrisch aus. Der Durchmesser der ausgebreiteten Masse dividiert durch den unteren Durchmesser der Blechschalung gilt als Ausdruck der Verarbeitbarkeit. Das Charakteristische an diesem Verfahren ist, daß die Verarbeitbarkeit des Betons gemessen wird an der ganzen Masse. Es handelt sich also um eine Fallprobe, die sich nach Mitteilung des Urhebers auf Grund von vielen Versuchen besser bewähren soll als die bisher bekannten Methoden.

An einer anderen Stelle habe ich erwähnt, wie Professor R. Sano von der Universität Tokio, der zugleich als Ingenieur-Architekt auf die Gestaltung verschiedener Bauwerke neuester Zeit Einfluß hatte, die Notwendigkeit der Erziehung ingenieurmäßig geschulter Architekten betont. Er erhofft aus ernster Forschungsarbeit früher oder später einen eigenen japanischen Baustil, der sich den wesentlichen Eigenschaften und Forderungen des Materials, der Konstruktion und auch des Zweckes möglichst vollkommen anpaßt.

Die mit dem Problem der Herstellung erdbebensicherer Bauten zusammenhängenden Fragen spielen eine große Rolle nicht nur im technischen Unterricht, an den Hochschulen, sondern ihnen ist auch zum großen Teil die Forschungsarbeit gewidmet. Neben einer großen Zahl von theoretischen Arbeiten wurden in den neu entstehenden Ingenieurlaboratorien der Hochschulen Untersuchungen ausgeführt, die den besonderen Verhältnissen bei dem Entwurf von erdbeben- und feuersicheren Bauwerken Rechnung tragen.

Ein Beispiel aus dem Hochbauwesen ist die Herstellung der Universitätsbibliothek in Tokio, die an Stelle der durch das Erdbeben im Jahre 1923 zerstörten errichtet wurde. Das fertige Bauwerk ist in Abb. 2a, Grundriß und Querschnitt in den Abb. 2b und 2c dargestellt. Die tragenden Teile sind ein Mittelding zwischen Eisenbeton- und Eisenkonstruktion; die steifen Eisenlagen während der Montage sind aus Abb. 2d zu ersehen; Abb. 2e zeigt die Betongießeinrichtung mit dem Gießturm. Die baumaschinellen Einrichtungen in beiden Abbildungen erinnern z. T. an eine amerikanische Baustelle. Verschiedene Baustadien sind aus Abb. 2f und 2g zu erkennen, an denen die kräftige Fundierung bemerkenswert ist.

Neben diesem typischen Fall gibt es im Hochbauwesen auch reine Eisenbetonbauten und reine Eisenbauten, und der Wettbewerb zwischen beiden besteht wie bei uns und in den Vereinigten Staaten.

Ich unterlasse es, Ingenieurbauwerke aus Beton und Eisenbeton, die ich gesehen habe, zu nennen, weil sie konstruktiv nichts Besonderes bieten, und beschränke mich auf den Hinweis der zunehmenden Ausbreitung der Bauweise.

Meine Reise nach dem fernen Osten gab mir im Herbst 1929 Gelegenheit, mehrere Wochen in den Vereinigten Staaten verschiedene Fragen des Beton- und Eisenbetonbaues zu studieren. Insbesondere interessierten mich die Erfahrungen, die seit meiner Studienreise<sup>1</sup> im Jahre 1925 an einigen älteren und im Bau befindlichen Bauwerken gemacht wurden. Durch den Besuch von einigen Bauwerken und durch Besprechungen mit Fachleuten aus Wissenschaft und Praxis konnte ich erkennen, daß die Anschauungen und die Methoden sich nicht wesentlich geändert haben.

<sup>1</sup> Siehe „Der Bauingenieur“, 1926, „Die Entwicklung des Beton- und Eisenbetonbaues in den Vereinigten Staaten“

Die in großer Zahl aus Beton oder Eisenbeton ausgeführten Talsperren und Betonstraßen bieten heute wie vor 4 Jahren Gelegenheit, gewissen Schwächen der Bauweisen nachzugehen.

Fragen, die mit der Konstruktion und Ausführung von Talsperren zusammenhängen, stehen zur Zeit im Vordergrund. Wenn man bedenkt, daß allein in Californien etwa 500 Talsperren von den verschiedensten Abmessungen bis über 100 m Höhe gebaut wurden, und daß zur Zeit ein Entwurf einer 213 m hohen Talsperre bei den Kraftanlagen des Colorado-Flusses vorbereitet wird, so wird man das besondere Interesse für das Talsperrenproblem verstehen. Dieses wird noch verstärkt durch die schlechten Erfahrungen gelegentlich kleinerer und größerer Unfälle bei fertigen Sperren während der letzten Jahre, die zeigen, wie wenig geklärt im Grunde genommen die bisher bei der Konstruktion von Talsperren eingeschlagenen allgemein anerkannten Methoden sind.

Das interessanteste zur Zeit in Vorbereitung befindliche Ingenieurprojekt ist das Colorado-Kraftwerk, über das nach einem Bericht von Edwood Mead folgende Angaben gemacht werden können:

Präsident Coolidge beendete durch die Unterzeichnung der „Boulder Dam Bill“ am 21. Dezember 1928 einen Kampf, der sich über 8 Jahre hingezogen hatte. Dieser großen Zeitspanne hatte es bedurft, ehe der Kongreß sich darüber schlüssig wurde, wie die Regulierung des Colorado-Stromes durchzuführen und wem die Arbeiten zu übertragen seien. Der Boulder Dam und die riesigen damit im Zusammenhang stehenden Bauten werden durch die Bundesregierung ausgeführt werden, auf Grund eines wasserrechtlichen, von den gesetzgeberischen Körperschaften bestätigten Vertrages mit den 7 beteiligten Staaten im Einzugsgebiet des Stromes. In dem Vertrage ist die Mitwirkung und Beteiligung der Union, der einzelnen Staaten, Städte, Bewässerungsbezirke und größten hydro-elektrischen Unternehmungen festgelegt.

Der Colorado-Strom fließt auf eine Länge von 2600 km durch amerikanisches Gebiet, dann kreuzt er die südliche Grenze der Union, um nach einem kurzen Lauf von 100 km durch mexikanisches Gebiet sich in das Meer zu ergießen.

Zur Regulierung des Stromes ist die Herstellung einer Talsperre von etwa 213 m Höhe erforderlich, sie wird also fast zweimal so hoch werden wie die höchste der bisher bestehenden Sperren. Der Stausee erhält eine Länge von 160 km und etwa 183 m Tiefe. Das Wasser wird eine Fläche von 56 655 ha bis 566,55 km<sup>2</sup> bedecken. Der Stauraum beträgt 32 000 Mill cm<sup>3</sup>, ist also rd. zehnmal größer wie der der Elephant Butte-Sperre. Die Krafterzeugung — 1 000 000 HP — wird etwa genau soviel betragen wie diejenige sämtlicher Niagarakraftwerke zusammen. Der All-American-Canal wird bei einer Breite von 61 m und einer Tiefe von 6,1 m genug Wasser führen, um an einem Tag ein Gebiet von 40 000 ha zu bewässern.

Nur der Kongreß verfügte über die Mittel, um das gewaltige Kulturwerk des Hochwasserschutzes und der Erschließung riesiger Flächen bisherigen Ödlandes durchzuführen. Die Frage der Amortisation des zu investierenden Kapitals rückte das Problem der Ausnutzung der Wasserkräfte in den Vordergrund. Los Angeles verbraucht z. Zt. etwa eine halbe Million Pferdekraft und der ganze Südwesten ist in dauernder rascher Entwicklung begriffen. Billige Kraft ist in den Küstenstädten Südkaliforniens für Bewässerungszwecke, sowie im westlichen Arizona und südlichen Nevada zur Erschließung der reichen Bodenschätze notwendig. Der große Stausee und der Boulder Dam sollen diese billige Kraft dem Südwesten liefern und sollen bald die Kosten dieses Riesenwerkes bezahlt machen.

Wassermengen ergaben einen jährlichen Abfluß von 20 000 Millionen cbm, davon entfallen etwa 9400 Millionen cbm auf die vier am Oberlauf gelegenen Staaten: Wyoming, Colorado, Utah und New Mexico, 10 600 Millionen cbm auf die unteren Staaten: Nevada, Arizona und California.

Der endgültigen Wahl der Staustelle gingen jahrelange Untersuchungen einer besonderen Studienkommission voraus. Es wurden hierbei umfangreiche Vermessungsarbeiten und



Abb. 2a.

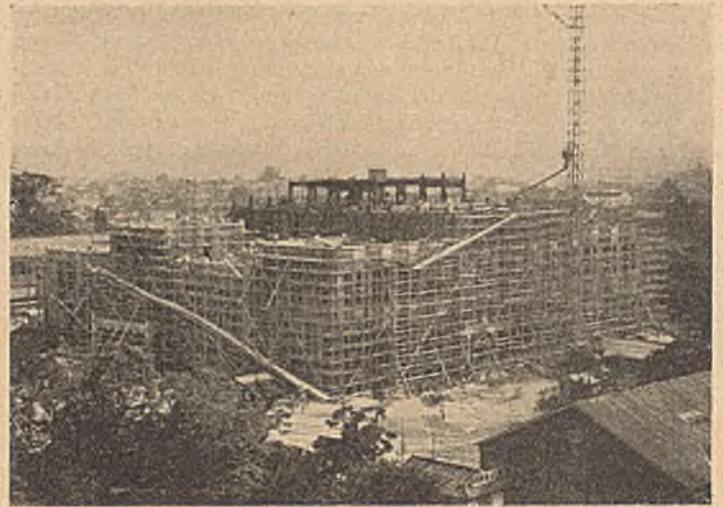


Abb. 2e.

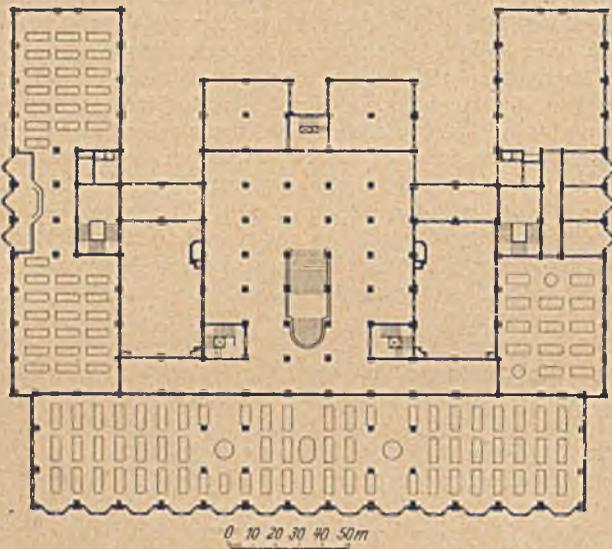


Abb. 2b.

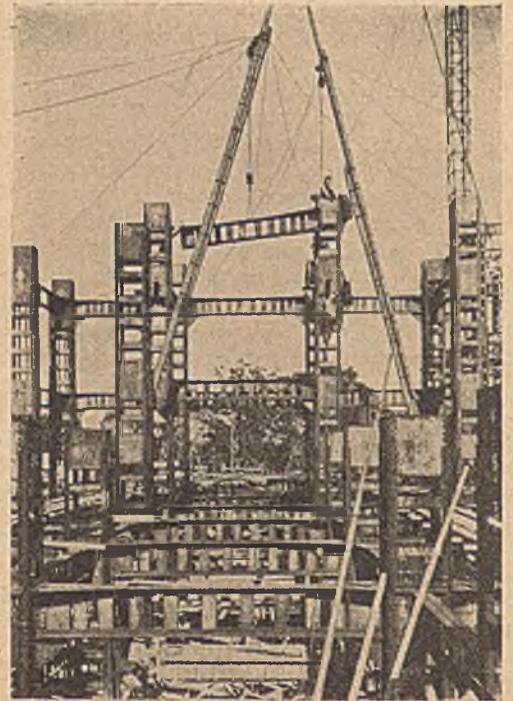


Abb. 2d.

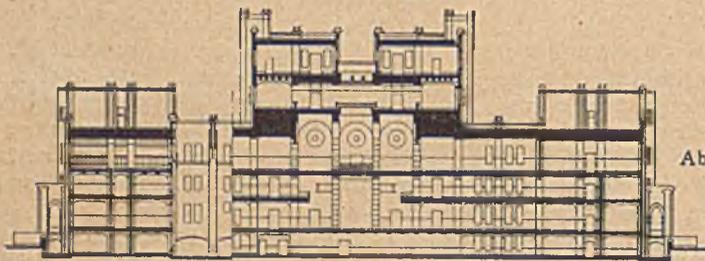


Abb. 2c.

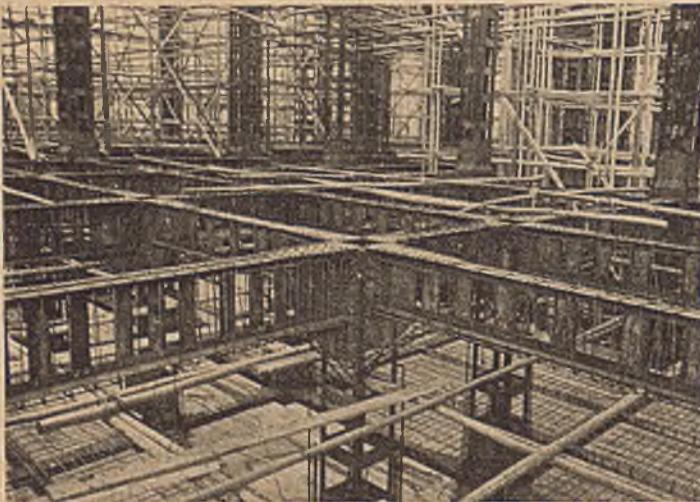


Abb. 2f.

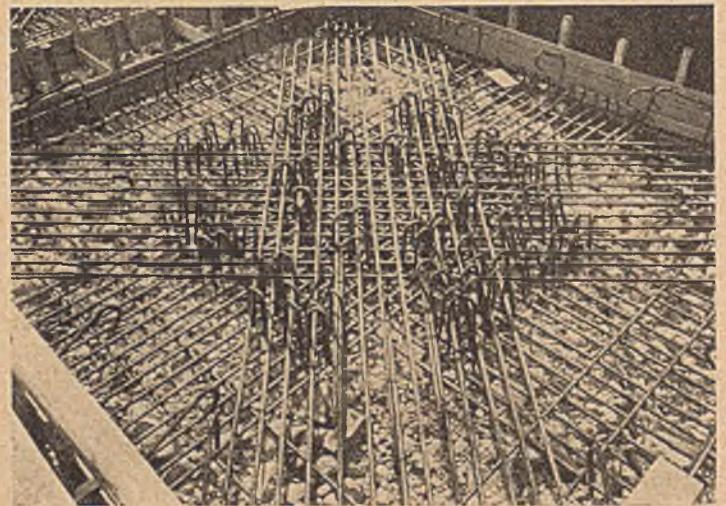


Abb. 2g.

kartographische Aufnahmen erforderlich. Sieben Vergleichs-entwürfe wurden aufgestellt, angefangen mit Fremont Lake und Flaming Gorge am Oberlauf, bis hinunter nach Topock, unterhalb der jetzigen Staustelle. Diese ist an einer schluchtartigen Zusammenschnürung des Flußtales gelegen. Die Talbreite beträgt in Höhe des Flußwasserspiegels nur 100 m, in Höhe der zukünftigen Dammkrone 260 m. Die Talsperre soll als Bogenstaumauer errichtet werden.

Zur Trockenlegung der Baustelle während der auf 6 Jahre veranschlagten Bauzeit werden ober- und unterwasserseitig provisorische Erddämme von 24 m Höhe errichtet, die einen Stausee von 32 km Länge schaffen. Die Ableitung des Wassers erfolgt durch 4 Stollen von 15 m Durchmesser und 490 m Länge, je 2 auf jeder Seite. Um den Bau in der vorgesehenen Zeit zu vollenden, müssen täglich etwa 300 Waggonladungen Material herangeschafft werden. Der Bau einer Seitenbahn von der Hauptlinie des Union Pacific ist bereits in Angriff genommen. Von der Endstation dieser Bahn werden Spezialbahnen zur Talsohle und in Höhe der Dammkrone noch gebaut werden.

Um die etwa 1000 Mann betragende Arbeiterzahl mit ihren Angehörigen gut unterbringen zu können, mußten rechtzeitig entsprechende Vorkehrungen getroffen werden mit Rücksicht auf die dort herrschende Gluthitze im Sommer. Die Arbeitersiedlung wird gleich so angelegt werden, daß sie nachher den Bedürfnissen des Touristenverkehrs, der sich zweifellos einstellen wird, dienen kann. Um die Arbeiter bequem und schnell von und zur Baustelle zu befördern, sollen besondere Aufzüge, die Höhenunterschiede bis zu 335 m überwinden, errichtet werden.

Große Lager von geeignetem Sand und Kies befinden sich in der Nähe der Baustelle. Auch für die Zementherstellung erforderliches Material befindet sich in bequemer Reichweite, falls nicht eigene Zementfabriken gebaut werden sollten.

Die Baukosten der Talsperre, des Krafthauses und des All-American-Canals sind auf etwa 165 Millionen Dollars veranschlagt.

Wir haben im Talsperren- und im Betonstraßenbau zwei wichtige Aufgaben, bei denen die Zusammensetzung, die Herstellung und die Verarbeitung des Materials einschließlich der Nachbehandlung des letzteren für die Güte und die Dauer des fertigen Bauwerks entscheidend sind. Man hat hier wie in keinem anderen Falle die Möglichkeit, die Zweckmäßigkeit der Maßnahmen zu studieren, die gegen die Einflüsse der Volumenänderungen beim Erhärten, beim Schwindens und bei Temperaturänderungen vorgesehen sind. Man hat ferner Gelegenheit, eine grundsätzliche Frage des ganzen Beton- und Eisenbetonbaues in ihren Wirkungen kennen zu lernen: den Einfluß des Wasserzusatzes auf die Güte des Betonmaterials.

Wie bei uns wird manchmal bei der praktischen Ausführung der die Festigkeit und die Wasserdichtigkeit schädigende Einfluß eines allzu großen Wasserzusatzes unterschätzt. Die unerwünschten Folgen machen sich aber sehr bald bemerkbar, sei es durch eintretende große Wasserdurchlässigkeit, sei es durch unliebsame Wirkungen bei Eintreten von Frost.

Bei uns hat man sich lange gestraubt, den Gußbeton im Bauwesen einzuführen, bis die wirtschaftlichen Notwendigkeiten den Ausschlag gaben. Heute hört man vielfach die gleiche Ansicht wie in einigen Fällen in den Vereinigten Staaten, daß das Gießen mit Hilfe von Kabelkranen dem Gießen mit Hilfe von Rinnen vorzuziehen sei. Geht man den Ursachen nach, so kann man feststellen, daß sie hier und dort die gleichen sind. Wenn man beim Gießen mit Rinnen mehr als unbedingt erforderliche Anmachwassermengen hinzufügt, und nicht für entsprechend gleichbleibende und nicht zu steil geneigte Rinnen

besorgt ist, darf man sich nicht wundern, wenn das Betonmaterial minderwertig wird. Ich glaube auch nicht, daß man beim Gießen mit Hilfe von Kabelkranen gegen diese Fehler immer gesichert ist. Man wird in beiden Fällen vor unangenehmen Erfahrungen nicht bewahrt bleiben, wenn die Bauaufsicht und das bei den Gießanlagen verwendete Personal nicht zuverlässig arbeitet.

Betrachten wir einige Beispiele aus der nordamerikanischen Praxis, so werden wir sehen, in welcher Weise sich eine unsachgemäße Verarbeitung und ein Überschuß von Wasser bemerkbar



Abb. 3a



Abb. 3b.

machen können, sowohl bei Betonbauwerken mit großen als auch mit kleinen Maßen. Abb. 3a zeigt die ungünstige Wirkung, wie sie sich bei einer Staumauer mit großen Massen durch die Verarbeitung eines zu nassen Betons im Laufe von wenigen Jahren ergeben hat. Die Frostwirkung muß sich bei einer Verarbeitung des Betons, wie sie in diesem Falle festzustellen war, in recht ungünstiger Weise bemerkbar machen. Die ungünstigen Wirkungen sind noch deutlicher an einer vergrößerten Aufnahme eines Teiles des in Abb. 3a gezeigten Bauwerkes zu erkennen (Abb. 3b).

Daß man die Wirkung eines Verputzes nicht überschätzen soll, zeigt Abb. 3c. Selbst der beste Verputz wird schlechten Beton nicht vor zerstörenden Einwirkungen schützen, zudem ist das Haften des Verputzes an dem darunter liegenden Beton und die Vermeidung von Rissen im Putz nur sehr schwierig zu sichern.

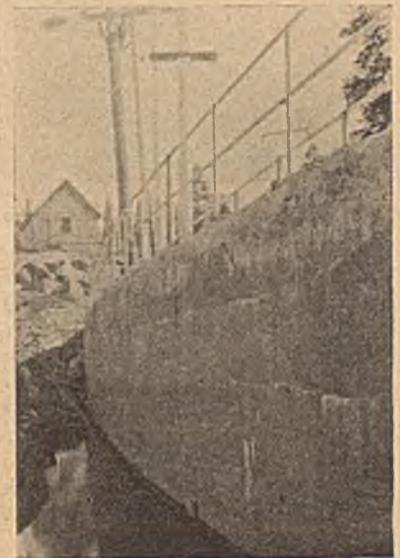


Abb. 3c.

An einem dritten Beispiel (Abb. 4a) sehen wir die Innenflächen eines schrägen Betongewölbes bei einer aufgelösten Talsperre, bei dessen Herstellung die notwendige Sorgfalt wohl nicht geübt wurde. Eine Quelle von Unannehmlichkeiten bilden schlecht hergestellte Arbeitsfugen, wie dies in Abb. 4a und auch in Abb. 4b in vergrößertem Maßstabe gezeigt wird. An der letzten Abbildung sehen wir die schlechte Wirkung eines zu naß

verarbeiteten Betons und der nicht genügend sorgfältig bearbeiteten Arbeitsfugen. Sie bilden nicht nur den Ausgangspunkt für eine große Wasserdurchlässigkeit, sondern auch die schwachen

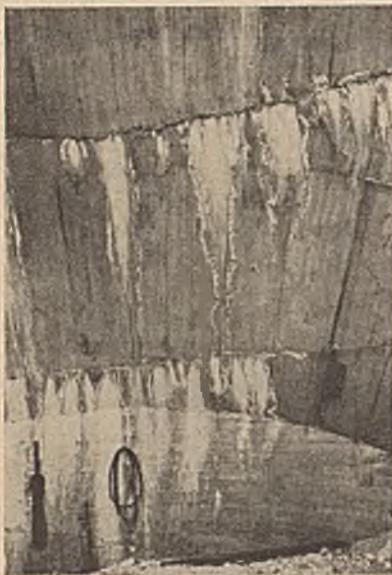


Abb. 4a.

neuen Gesichtspunkte erkennen. Es wird weiter „probiert“. Als feststehend kann nur angenommen werden, daß man von einer zu nassen Verarbeitung des Betons



Abb. 4b.

allgemein abgekommen ist, und daß man bei verschiedenen Ausführungsarten bemüht ist, den Wasserzusatz so gering wie möglich zu bemessen. Wo dies nicht geschehen ist, macht sich dies im Verlaufe von einigen Jahren unangenehm bemerkbar.

Die Ausbildung der Fugen bei Betonstraßen ist nicht einheitlich. Dies ist zu verstehen, weil im fernen Westen die klimatischen Bedingungen günstiger sind als im Osten oder im mittleren Teil Nordamerikas. Die Einflüsse von Lufttemperatur und Luftfeuchtigkeit machen sich hier stärker bemerkbar als im Westen. Wenn man sich im Westen zu einer etwa 4—5 cm

Stellen für die Angriffe durch Sprengwirkungen beim Auftreten von größeren Frösten.

Wir erkennen aus diesen Beispielen diejenigen Schwächen von Beton- und Eisenbetonkonstruktionen, deren Wirkung durch eine entsprechende Berücksichtigung der bisher bekannten Grundlagen vermieden werden können. Wir ersehen aber auch aus diesen Beispielen, daß die oft nach Jahren erst auftretende schlechte Wirkung von unangenehmen Folgen begleitet sein kann.

Im Betonstraßenbau konnte ich weder im Osten noch im Westen irgendwelche

starken Asphalttschicht bei verschiedenen Straßenbauten entschlossen hat, so hat dies nach den mir gemachten Angaben seinen Grund darin, daß man die bei der Ölgewinnung freiwerdenden Abfallstoffe zu verwenden sucht, nicht etwa weil man davon günstigere Wirkungen erwartet.

Über die Notwendigkeit der Anordnung von Quer- und Längsfugen sind die Meinungen in Ost und West nicht einheitlich. In einem Falle habe ich feststellen können, daß man wohl Längsfugen anordnet, bei den 6,50 m breiten Straßen eine und bei den 13 m breiten Straßen zwei Längsfugen. Quersfugen wurden jedoch nicht angewendet, weil in dem betreffenden Fall die Ansicht vorherrscht, es sei bei den verhältnismäßig hohen Kosten der Herstellung von Fugen billiger, die auftretenden wilden Risse auszubessern. Man ordnet Fugen nur an denjenigen Stellen an, wo die Arbeit eines Tages unterbrochen wird.

Diese Auffassung ist aber keineswegs die Regel. An anderen Stellen sah ich eine sorgfältige Ausbildung von Längs- und Quersfugen, wie dies in Abb. 5a und 5b zu sehen ist. In dem letzten Falle sieht man das Herausziehen des eisernen Schutzes der elastischen Fugendichtung nach dem Erhärten des Betons. In einigen Fällen sah ich auch die Verwendung von Eiseninlagen, die in der Absicht eingelegt wurden, die Fugenränder zu verstärken (Abb. 5c). Auch dieser Fall ist nicht die Regel, sondern eine Ausnahme.

Ein Vergleich der Beobachtungen im Jahre 1925 mit den heutigen zeigt keinen wesentlichen Fortschritt in der Herstellung von Betonstraßen.

Es ist zu verstehen, wenn man nach mancherlei schlechten Erfahrungen mehr noch als bisher den Fragen der Verarbeitung und der Nachbehandlung des Betonmaterials erhöhte Aufmerksamkeit zuwendet.

Bei der Verwendung einer Art Leichtbeton im Hochbau wurde mir in den Mittelstaaten ein Material genannt, „Haydite“, bei dem eine Art gebrannter Ton in den verschiedensten Kornabstufungen als Zuschlagmaterial verwendet wird. Die Gewichtsverminderung des Fertigproduktes soll 30—40% betragen, während die Festigkeiten dieselben sein sollen wie bei einem Beton mit gewöhnlichen Zuschlagstoffen.

Vom Haydite-Beton wird fernerhin behauptet, daß er ein schlechter Wärmeleiter und nagelbar sein soll.

Im folgenden möchte ich noch auf zwei Neuerungen im Garagenbau hinweisen, auf die ich aufmerksam gemacht wurde.

Bei dem schnellen Wachstum der großen Städte ist es erklärlich, daß der Kraftwagenverkehr innerhalb der Städte immer schwieriger wird. Die Folge davon ist, daß man z. B. in New York in dem verkehrsreichsten Geschäftsviertel wieder Pferdefuhrwerke sieht, die den Verkehr auf kurze Strecken unter diesen Umständen vereinfachen und verbilligen.

Der Mangel an Parkplätzen macht sich noch stärker fühlbar als in früheren Jahren. Der Bau von Großgaragen mit Rampenanfuhr scheidert vielfach an Platzmangel. Deshalb hat man es mit Wolkenkratzergaragen versucht, deren Ausführung auch in den überfüllten Geschäftszentren wirtschaftlich möglich ist.

Ein Beispiel dieser Art ist das in Abb. 6 dargestellte Bauwerk nach dem System Kent in New York, bei dem die Wagen

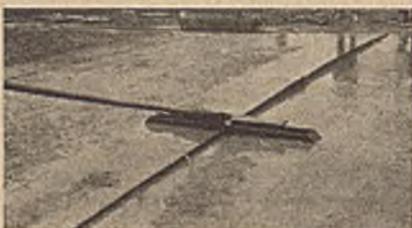


Abb. 5a



Abb. 5b.



Abb. 5c.

ohne eigene Kraft in die verschiedenen Stockwerke gebracht werden. Das Erdgeschoß liegt auf Straßenniveau, so daß die Wagen auf der einen Gebäudesseite ein- und auf der anderen herausfahren können. Im Gebäudeinnern

Ein ähnlicher Bau ist die 22 Stockwerke hohe Groß-Garage in Chicago mit einem Fassungsvermögen von 572 Wagen. Jedes der 22 Stockwerke kann 26 Wagen aufnehmen, davon können 22 zu jeder Zeit ohne weiteres herausgeholt werden. Vier elektrisch betriebene Aufzüge bringen die Wagen zu den Quertransport-Plattformen, von denen jedes Stockwerk zwei besitzt zu beiden Seiten des Aufzuges. Jede Quertransport-Plattform trägt 12 gegen den Aufzug kippbare Rahmen, zu jedem Aufzug gehören 3 Rahmen auf jeder Seite, also bedient ein Aufzug in jedem Stockwerk 6 Wagen. Der Parkvorgang selbst geht folgendermaßen vor sich: Ein von der Straße kommender Wagen wird bis zu der Ladeplattform eines Aufzuges gebracht; der Eigentümer verläßt seinen Wagen, die Bremsen werden nicht angezogen. Der Wärter wählt den Garagenraum, nimmt von der Tafel den dazu gehörigen Schlüssel weg, um ihn dem Wageneigentümer zu übergeben. Das Abnehmen des Schlüssels bewirkt automatisch, daß sich der entsprechende Rahmen auf der Quertransportplattform gegenüber dem Aufzug einstellt. Die Aufzugstüre wird geöffnet, die Ladeplattform läßt durch Kippen den Wagen in den Aufzug einrollen, wo er zwischen Radführern mit Hilfe einer Arretiervorrichtung festgehalten wird. Damit ist die Arbeit des Wärters im Erdgeschoß erledigt. Der Aufzugsführer bringt den Wagen zu dem bestimmten Stockwerk, öffnet die Türe, hebt die Aufzugsplattform an und läßt den Wagen auf die Quertransportplattform aufrollen. Dort bleibt der Wagen während seiner ganzen Parkungsdauer. Die Aufzüge bewegen sich mit einer Geschwindigkeit von 2,5 m in der Sekunde. Die Entnahme eines Wagens geschieht ähnlich. Die Zeit, die notwendig ist, um einen Wagen vom höchsten Stockwerk bis zum Ausgang zu bringen, beträgt 2 Minuten. Es können jeweils 4 Wagen gleichzeitig herein- oder herausgeholt werden.

Vielen Vorteilen steht ein großer Nachteil gegenüber: Volle Abhängigkeit von der elektrischen Stromzufuhr und eine ziemlich verwickelte Transporteinrichtung.

Schließlich möchte ich noch auf einen neuen Versuch mit Gleisbettungen aus Eisenbeton hinweisen, der von der „Pere Marquette Railway Company“ in ihrem Bahnbezirk zwischen Detroit und Grand Rapids auf einer Versuchsstrecke von 525 m Länge ausgeführt wird.

Die ersten 405 m dieser Versuchsstrecke wurden Ende des Jahres 1926 dem Verkehr übergeben und haben sich innerhalb 3 Jahren gut gehalten. Im Querschnitt gesehen, ruhen die

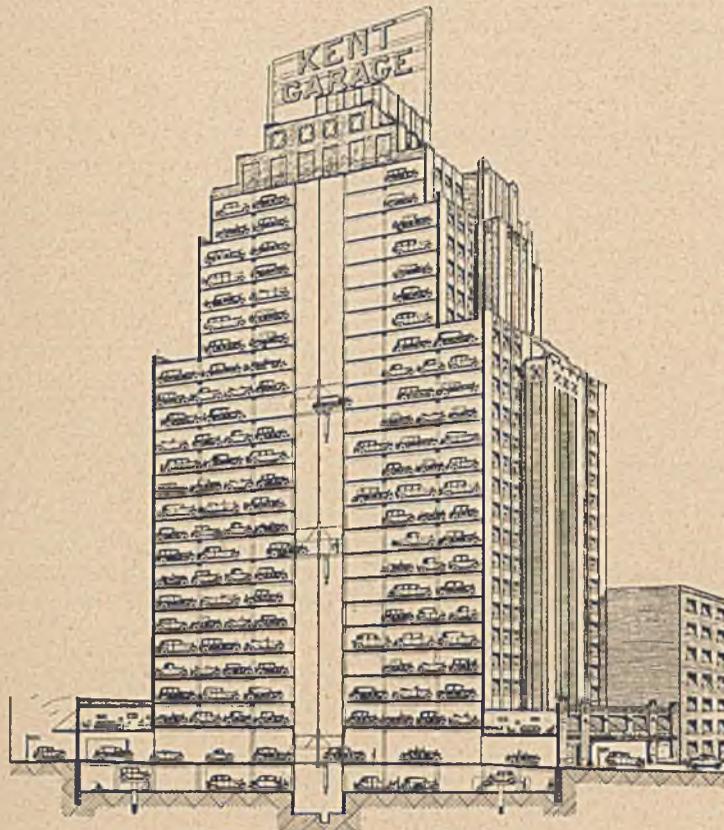


Abb. 6.

sind 3 Doppelaufzüge für je 2 Wagen eingebaut, die in jedem Stockwerk automatische Niveau-Einstellung haben. Der von der Straße kommende Wagen fährt zunächst auf einen mit kleinen Rädern versehenen rechteckigen Rahmen (Kent Electric Parker) auf die 2 Rahmen fassende Aufzugsplattform. Die ganze Einrichtung besteht aus 3 Doppelaufzügen, mit deren Hilfe man pro Minute 5 Wagen von der Garage zur Ausfahrt bringen kann.

Außer dem Zementestrich auf den Eisenbetondecken mit Winkelisenführung für die Wagenräder ist im Innern des Baues kein Putz. Der

Mangel jeder Inneneinrichtung und einer besonderen Lüftungsanlage sowie eine nur schwache Heizanlage (für Temperaturen von  $4-5^{\circ}\text{C}$ ) verringern die Baukosten und ermöglichen, die Parkkosten niedriger zu halten.

Die in New York erbaute Kentgarage hat einen Fassungsraum von 1000 Wagen; die Stockwerkshöhen betragen 2,85 m.

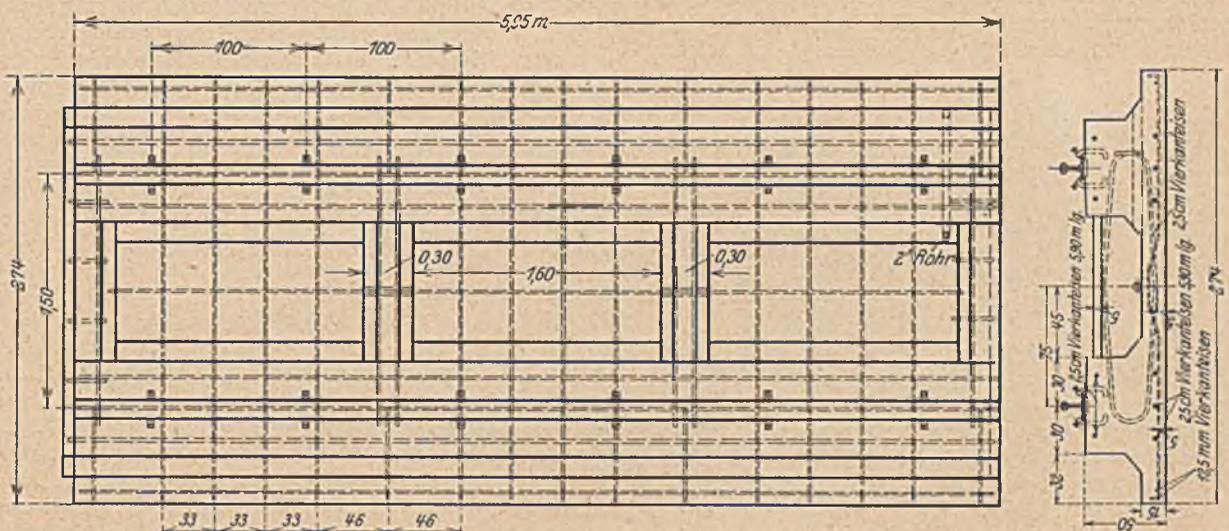


Abb. 7.

Schienen auf einem eisenbewehrten Vollbetonklotz von 3,05 m Breite und rd. 53 cm Stärke bei einer Spurweite von 1435 mm. Das alte Schotterbett wurde vor dem Aufbetonieren des Klotzes abgewalzt und mit Zementmilch durchsetzt. In Abständen

von 2 m sind  $1\frac{1}{4}$  Zoll-Rohre über die Breite des Betonklotzes versetzt einbetoniert, die beim etwaigen Abheben vom Unterbau ein nachträgliches Einpressen von Zement gestatten. Die einzelnen Betonblöcke sind 11,9 m lang und sind nut- und federartig gestoßen. Für eine Entwässerung der zwischen den Schienen liegenden Oberfläche der Betonbettung ist Sorge getragen. Die Bewehrung besteht zum größten Teil aus verhältnismäßig wenigen, jedoch starken Vierkanteisen, diese sind rostartig hauptsächlich nahe der Unterseite verlegt. Außerdem liegt vertikal in Abständen von 3,66 m ein rautenförmiger Rahmen aus Vierkanteisen, dessen Seiten den Block durchqueren. Eine Ecke ist jeweils an dem Rost, zwei andere Ecken sind an der Schienenbefestigung verankert.

Die Schienen sind in Abständen von rd. 69 cm mit Spurplättchen und Bolzen an hufeisenförmigen einbetonierten Eisen befestigt. Diese selbst wiederum sind an einem U-Eisen verschraubt, welches von Schienenunterkante vertikal die ganze Blockstärke durchläuft und mit dem Rost durch Winkel-eisen verbunden ist. Die Schienenbefestigung scheint zumindest kostspielig. Pro lfdm Gleis sind ungefähr  $1,6\text{ m}^3$  Eisenbeton nötig.

Im zweiten Abschnitt der Versuchsstrecke ist auf eine Länge von rd. 120 m eine Eisenbetonbettung zur Anwendung gekommen, bei der man sich die Beobachtungen an der zuerst beschriebenen Strecke zunutze machte. Vor allem ist im Querschnitt an Stelle des rechteckigen Betonklotzes eine Art aufgelöste Bauweise getreten, wie aus Abb. 7 ersichtlich ist. Die Schienenbefestigung ist im Gegensatz zu früher einfacher ausgefallen. Die Hauptbewehrung bildet wieder einen Rost an der Unterseite der Bettung. Dem Auftreten negativer Momente in den zwischen den Schienen liegenden Aussparungen ist durch Aufbiegen der Eisen Rechnung getragen. Im Abstand von 1,60 m liegen senkrecht zum Gleis die Rippen, welche je ein paar ovaler Bewehrung aus 25 mm starken Vierkanteisen erhielten. Die einzelnen Blöcke sind 4,95 m lang und greifen mit Nut und Feder ineinander. In jeder der 4 Ecken eines solchen Bettungskörpers sind Aufhänger einbetoniert. Damit ist die Möglichkeit gegeben, die einzelnen Blöcke bei etwaigem Setzen vom Nachbarstoß aus mit einem fahrbaren Kran anzuheben und zu unterstopfen.

Die Schienen sind in ungefähr 1 m Abstand ohne Spurplättchen durch Bolzen festgehalten, welche in 25 mm starken und 38 mm breiten einzementierten Vierkanteisen sitzen.

Über diese Versuchsstrecke und über diese Art der Schienenbefestigung liegen größere Betriebserfahrungen zur Zeit noch nicht vor. Es bleibt abzuwarten, welcher Erfolg diesen neuen Bemühungen, den Beton und Eisenbeton als Ersatz für die Holzschwellen einzuführen, beschieden sein wird.

Als ich im September bis Anfang Oktober 1929 die Vereinigten Staaten bereiste, merkte man noch nichts von den

Erschütterungen in der Wirtschaft, die sehr bald einsetzen sollten. In der Zementindustrie erregte jedoch gerade zu jener Zeit eine bei der Vergebung einer großen Lieferung bekanntgewordene Preissenkung von 20—25% Aufsehen. Ob die Ursachen auf ausländischen Wettbewerb oder eine gewisse Überproduktion zurückzuführen waren, konnte ich nicht feststellen. Letzteres wäre bei dem sehr großen Bedarf an Zement in eigenen Lande kaum zu verstehen. Allerdings dürfte bei den nunmehr eingetretenen Änderungen in der Wirtschaft der Zeitpunkt nähergerückt sein, in dem die amerikanische Zementindustrie mit Interesse an die Ausfuhr oder an die Errichtung von neuen Fabriken im Auslande denken könnte.

Da die jährliche Zementerzeugung ein Gradmesser für die Verwendung im Beton- und Eisenbetonbau ist, möge erwähnt werden, daß der jährliche Verbrauch pro Kopf der Bevölkerung im letzten Jahre 1,46 Faß betrug (gegen 0,7 in Deutschland, 0,3 in Japan und 2 Faß in Belgien). Der größte Bedarf besteht nach wie vor im Straßen- und im Talsperrenbau. Nach einer für New York aufgestellten Statistik wird im ganzen Baugewerbe nur etwa 4% des Kapitals für die Beschaffung von Zement gerechnet. Diese Angabe zeigt, daß insbesondere im Osten beim Hochbau, dem Bau von Wolkenkratzern die Verwendung von Zement verhältnismäßig gering ist.

Der Kampf um die Einführung des hochwertigen Zements spielt sich in ähnlichen Formen ab, wie dies bei uns der Fall war. Es kann festgestellt werden, daß der Widerstand der Portlandzementfabrikationen gegen die Einführung hochwertiger Zemente länger andauerte als bei uns. Die Einwendungen, die gegen den hochwertigen Zement gemacht werden, sind dieselben wie bei uns. Man weist darauf hin, daß die übertriebene Steigerung der Druckfestigkeiten keinen großen Zweck habe, da man sie nicht ausnutzen könne, solange die Zugfestigkeiten nicht im gleichen Maße gesteigert werden. Das ist zweifellos richtig, aber der Vorteil des hochwertigen Zementes liegt darin, daß man durch seine Verwendung eine rasche Erhärtung und damit größere Anfangsfestigkeiten erhält. Technisch und wirtschaftlich wirkt sich dieser Vorteil beim Betonieren in vorgerückter Jahreszeit und in der Möglichkeit, an Schalung zu sparen, aus.

In der Zementforschung wird nach wie vor eifrig gearbeitet. Das sehr gut eingerichtete Forschungsinstitut des United States Bureau of Standards studiert die Frage des Einflusses chemisch aggressiver Stoffe auf Zement und Beton, die ich seit Jahren in meinem Institut verfolgen lasse. Bei den reichen Mitteln, die der Zementforschung zur Verfügung stehen, sind wertvolle Beiträge zur Konstitution der Zemente zu erwarten. Diese Aufgabe der Zementforschung bleibt auch bei uns die Voraussetzung für die Verbesserung gewisser Eigenschaften der Zemente, die der weiteren Verbreitung der Beton- und Eisenbetonbauweise dienen könnten.

## FLACHGRÜNDUNGEN AUF SCHLECHTEM BODEN.<sup>1</sup>

Von Dr.-Ing. F. Allemand.

Im Braunkohlenbergbau sind die Bewältigung großer Abraummassen und die Heranschaffung der Kohle zu den Bunkern und Fabriken äußerst wichtige Fragen. Dies gilt in erhöhtem Maße dort, wo das die Kohlenschicht überlagernde Deckgebirge erhebliche Stärke besitzt, wie beispielsweise in den Gruben der Niederlausitz. In den meisten Fällen findet man heute noch den Baggerbetrieb mit Zuförderung der Abraum- und Kohlenmassen. Die gewaltige Ausdehnung solcher Anlagen, welche zur Überwindung der Höhenunterschiede zwischen tiefstem Baggerschnitt und Kippe bzw. Bunker oder Fabrik oft Gleisstrecken von mehreren Kilometern Länge erfordern, ist bekannt. Die Betriebskosten sind beträchtlich und werden außer-

dem ungünstig beeinflusst durch die dem Arbeitsfortschritt entsprechenden ständigen Veränderungen sowie den erheblichen Verschleiß der Schienen und Wagen. Aus diesen Gründen suchte man andere Möglichkeiten zur Fortschaffung von Abraum und Kohle. Eine Verbesserung stellen die Absetzer, Förderbrücken und Kabelbagger dar, welche unter bestimmter Gestaltung der Abbauverhältnisse große wirtschaftliche Vorteile bieten. Eine den besonderen örtlichen Verhältnissen angepaßte Lösung der Förderfrage führt z. B. die „Bubiag“ (Braunkohlen- und Brikett-Industrie A.-G.), Werksdirektion Mückenberg in ihrem Tagebau V in Kleinleipisch (Reg.-Bez. Merseburg) durch. Die Rohkohlentransportanlage (vergl. Abb. 1) besteht aus einem tiefliegenden Umschlagbunker, in welchen die Kohlenzüge entleert werden und einem rd. 22 m höher

<sup>1</sup> Zwei Beispiele, ausgeführt von der Firma W. Rude, Dresden.

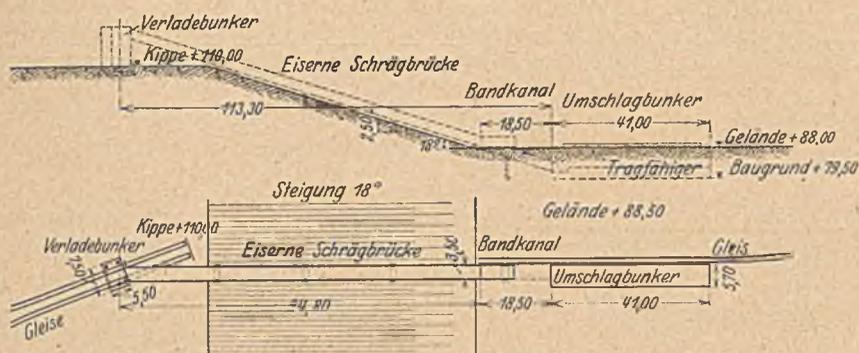


Abb. 1. Übersichtsplan der Rohkohlentransportanlage.

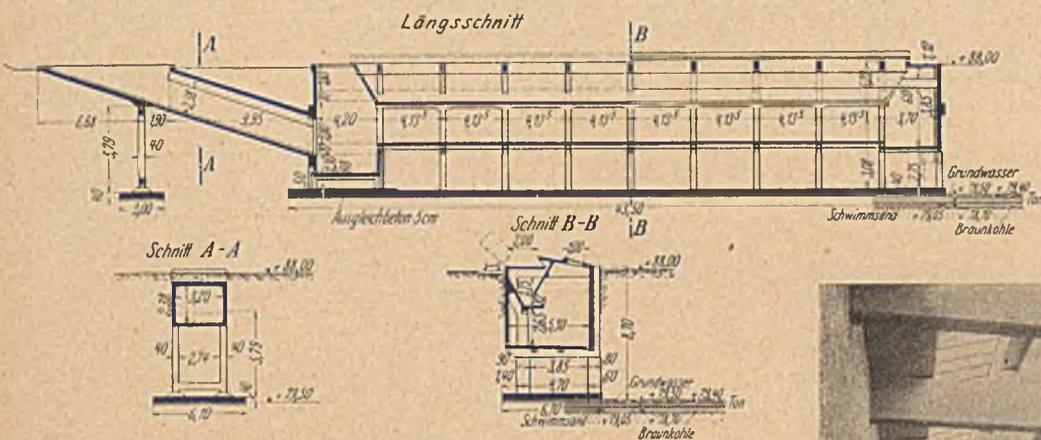


Abb. 2. Umschlagbunker und Bandkanal.

gelegenen Verladebunker, von dem aus die Kohle nach der Brikettfabrik Marie Anne durch nahezu steigungslos laufende Züge abgefahren wird. Die Beförderung der Rohkohle vom Umschlagbunker nach dem Verladebunker erfolgt durch ein in rd. 18° Steigung laufendes Band; dieses befindet sich im unteren Teil in einem allseitig von Erdmassen umschlossenen Eisenbetonkanal, während es über der Kippe durch eine eiserne Schragbrücke getragen wird.

Die bauliche Durchbildung des Umschlagbunkers wurde durch die vorgeschriebenen Höhenlagen der Kohlenzuführungsbahn sowie des Förderbandes und ferner durch die Beschaffenheit des Baugrundes beeinflusst. Bohr- und Schürfproben ergaben unter der noch anstehenden, etwa 0,3 bis 0,4 m starken Braunkohle eine Tonschicht von 0,4 bis 0,5 m Stärke und darunter auf 8 bis 9 m Tiefe Schwimmsand. Der Grundwasserspiegel lag um etwa 0,1 m unterhalb der Oberkante Tonschicht. Aus Abb. 2 ist ersichtlich, daß der i. L. 41,0 m lange und 5,3 m breite Bunker mit durchlaufendem Schlitz für seitliche Entleerung (Abstreichwagen) aus einer Reihe von geschlossenen Rahmentragwerken mit statisch bestimmter Lagerung auf Eisenbetonpfeilern besteht. Letztere ruhen auf einer 40 cm, im Bereiche des Bandraumes verstärkten Grundplatte, welche als Trägerrost mit kreuzweise bewehrten Feldern ausgebildet ist. Hierdurch war es möglich, die Bodenpressungen zu verteilen und niedrig zu halten, eine Maßnahme, welche die Beschaffenheit des Baugrundes bedingte. Die Bodenbeanspruchungen liegen je nach den Belastungszuständen zwischen 0,28 und 0,40 kg/cm<sup>2</sup>. Der Größtwert tritt unter dem Bandraum auf, während sich im übrigen weitaus größten Teil der Platte die Spannungen um den Mittelwert 0,32 kg/cm<sup>2</sup> lagern. Unter Berücksichtigung der geringen Stärke der auf dem Schwimmsande ruhenden Ton- und Kohlschicht, erscheint dieser Wert, welcher der Pressung des Bodens durch das Eigengewicht des Bunkers entspricht, hoch, doch kann dieser Spannungszustand vorübergehend zugelassen werden, wenn beachtet

wird, daß nach Fertigstellung des Bauwerkes eine vollständige Einspülung des ausgekohlten Tagebaues mit Abraummassen durchgeführt wird. Es erfolgt auf diese Weise eine Lastzufuhr von rd. 16 t/m<sup>2</sup> im Umkreis von mehreren hundert Metern, so daß ein Ausweichen der wasserführenden Sandschicht ausgeschlossen ist.

Der Bandkanal ist als einfacher Balken von 11,5 m Stützweite mit einseitigem Kragarm und allseitig geschlossenem bzw. dreiseitigem Rahmenquerschnitt durchgebildet. Das feste Auflager befindet sich in der Bunkerstirnwand.

Die Gründungen der Zwischenstützen der eisernen Schragbrücke und des Verladebunkers können erst nach Beendigung des Spülverfahrens ausgeführt werden; sie stellen Platten- bzw. Streifen Gründungen dar, auf welchen Eisenbetonpfeiler zur Aufnahme der eisernen Stützen der Tragwerke ruhen. Die Gründungen sind rd. 2,5 m tief angeordnet, da in dieser Lage die Spülung der Bodenmassen beendet und die obere Schicht trocken gekippt wird, somit selbst für die geringste

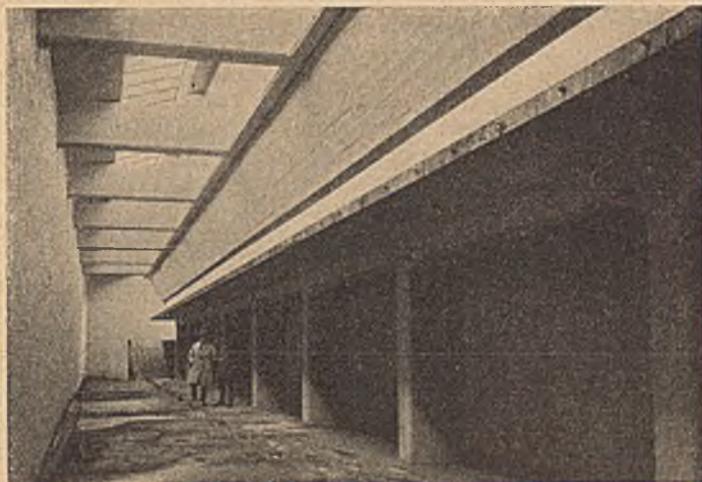


Abb. 3. Umschlagbunker (Innenansicht).



Abb. 4. Zustand der Spülkippe im Januar 1930.

Tragfähigkeit nicht in Frage kommt. Die Grundplatte unter dem Umschlagbunker ist für 3-Punkt-Lagerung des eisernen Bauwerkes ausgebildet. Die der Bemessung zugrunde gelegte Bodenbeanspruchung beträgt 0,6 kg/cm<sup>2</sup>.





## 10 000-t-KOHL ENSILO FÜR WEYHENMEYER &amp; CO., DUISBURG-RUHRORT.

*Mitgeteilt von der Firma Heinrich Butzer, Dortmund.*

Am Hafenbecken B der Duisburg-Ruhrorter Hafen errichtete 1929 die Kohlenhandels-Gesellschaft Weyhenmeyer & Co., Mannheim, eine umfangreiche moderne Kohlen-Misch- und Verladeanlage, deren wichtigstes Bauwerk ein großer Kohlensilo

der ungünstigen Hochwasserverhältnisse im Duisburger Hafen ist die Sohle des Silogebäudes etwa 2 m über Gelände gesetzt worden. Die Neigung der Nußkohlen-Trichterflächen beträgt 50°, die der Feinkohlen-Trichterflächen 65°. In den 22 Nußkohlen-

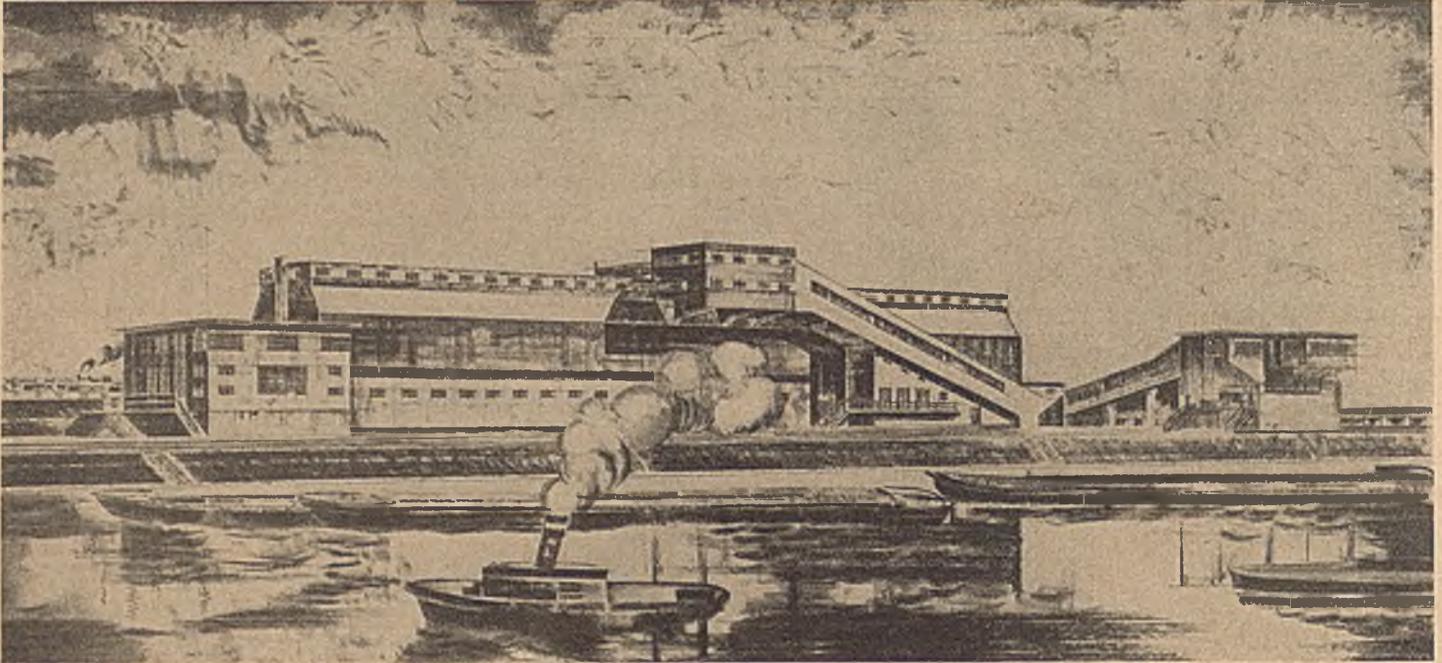


Abb. 1. Gesamtansicht.



Abb. 2. Wasserseitige Gesamtansicht.

von etwa 112 m Länge, 14 m Breite und etwa 17 m Höhe ist. Der nutzbare Rauminhalt des Bunkers beträgt 10 000 m<sup>3</sup>.

Von den 32 Einzelbehältern sind 22 Stück für Nußkohle und 10 Stück für Feinkohle bestimmt.

Das Bauwerk ist durch 2 Dehnungsfugen in 3 Teile getrennt und das ganze Bauwerk wegen sehr ungleichartiger Bodenverhältnisse auf Eisenbetonpfählen gegründet. Wegen

behältern sind Doppelspiralrutschen angeordnet, die aus einer mit Betonplatten ausgelegten eisernen Tragkonstruktion bestehen. Diese Rutschen sowohl wie auch die Trichterböden erhielten Permutbetonputz, die Trichterflächen der zehn Feinkohlenbehälter sind mit Glasplatten ausgekleidet. Die Bühne über den Bunkern hat durchgehende Schlitze für die Bänder.



Abb. 3. Wasserseitige Bunkeransicht.

In der Gebäudemitte erhebt sich ein Aufbau, der sich konsolartig etwa 6 m weit vorschiebt und eine an der Wasserseite längs des Silos hochgehende Schrägbrücke aufnimmt. Der Raum



unter dieser Schrägbrücke wurde als Transformatorenhaus ausgebaut. Das Dach des Gebäudes ist zum Teil in reinem Eisenbeton, zum Teil mit eisernen Pfetten und Stegzementdielen und mit Barusin eingedeckt ausgeführt. Die Füllung der Behälter geschieht durch Stahlgurtbänder, welche die Kohle aus dem Bandkanal durch die schon erwähnte Schrägbrücke hochbringen und längs der Schlitz der Bunkerbühne in die einzelnen Zellen durch verschiebbare Abstreifer abgeben. Ebenso erfolgt die Entleerung mittels zweier Abzugsbänder, die zum oberen Teil des Bandkanals und von da zur Wendestation und zu den fahrbaren Verladeapparaten führen. Die Förderbänder nebst zugehörigen Apparaten und Maschinen sowie Eisenkonstruktionen wurden von der Arbeitsgemeinschaft Pohlig-Lauchhammer, die für die ganze Anlage Generalunternehmer war, geliefert. Die äußere Gestalt ergab sich durch sachliche und wirtschaftliche Konstruktionserwägungen und befriedigt ohne besondere architektonische Zutaten. Die Bauzeit betrug etwa 10 Monate.

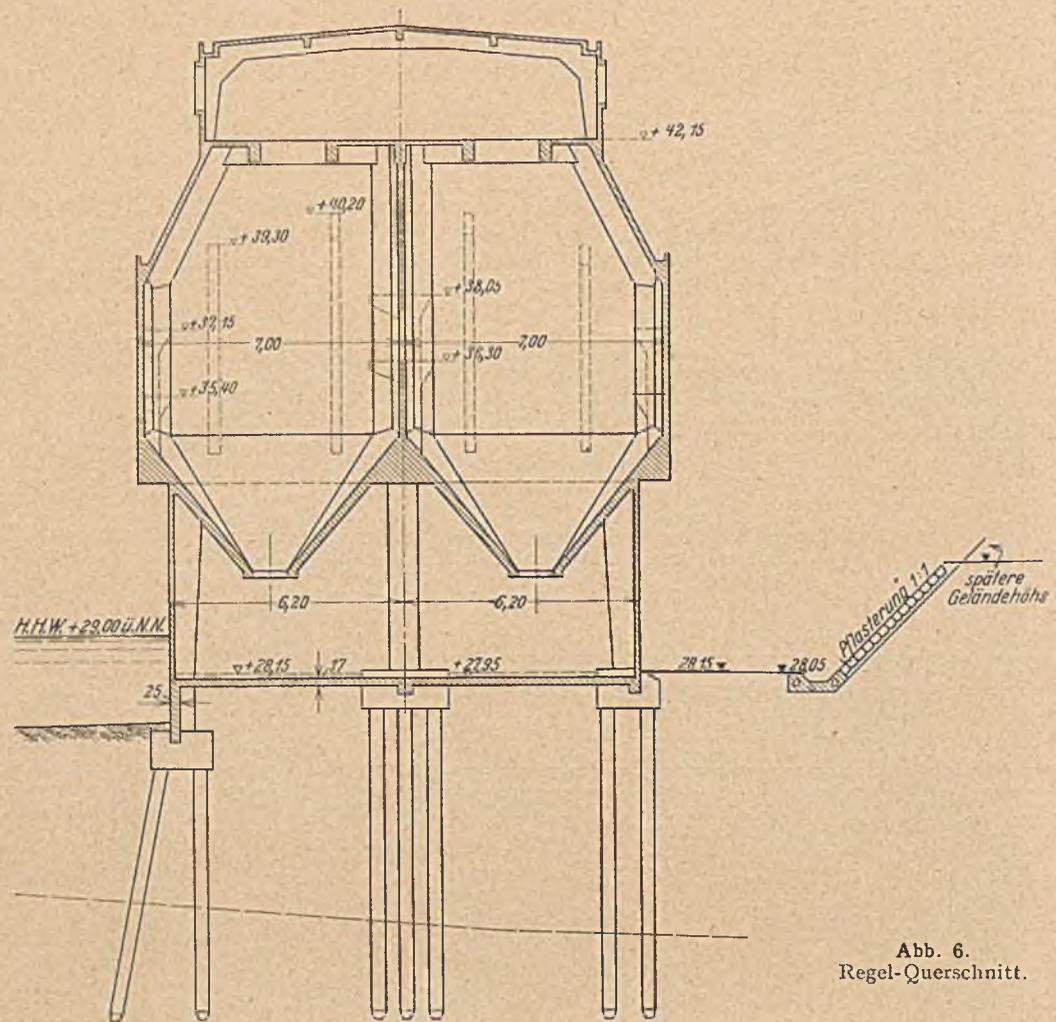


Abb. 6.  
Regel-Querschnitt.

## DIE FÖRDERTECHNIK BEIM BAU DER GRIMSELSTAUMAUERN.

Von Dr.-Ing. W. Franke, Dresden.

**Übersicht.** Berücksichtigung förder technischer Erfahrungen, die aus früheren Schweizer Großbaustellen (Waggital und Barberine) gesammelt wurden. — Lage der Baustellen. — Fernförderanlagen zur Baustoffzufuhr. a) 17 km lange Drahtseilbahn für Zement usw. b) Schmalspur-Transportbahn und Drahtseilbahn zur Kies- und Sandzufuhr. — Nahförderanlagen auf dem Nollen zur Aufbereitung, Mischung und Stapelung der Baustoffe. — Betonverteilungsanlagen, zwei Aggregate bestehend je aus: Kabelkran mit Betonkubel, Gießbühne mit Mischbunker und Flieger zur Betonverteilung, Arbeitsbühne mit Podest zur Unterstützung der Verschalungs- und sonstigen Hilfsarbeiten. — Leistung und Konstruktionseinzelheiten der Anlagen. — Vorteile gegenüber dem bisher üblichen Betonverteilungssystem mit Gießtürmen und Rinnen. — Allgemeines über die Kraftanlagen. — Kosten und Bauzeit.

Vom Standpunkte der fortschreitenden Entwicklung der Fördertechnik ist eine Gegenüberstellung der bei den früheren großen Schweizer Talsperrenbauten Waggital und Barberine<sup>1)</sup> verwendeten maschinellen Einrichtungen mit den in Betrieb befindlichen Fördermethoden der Grimselstaumauer sehr zweckmäßig und lehrreich. Bei allen diesen Staumauern lagen ungewöhnliche transporttechnische Schwierigkeiten vor, die es zu überwinden galt, denn die Baustellen liegen von Gletscherausläufen umgeben (Abb. 1 u. 2) bis zu etwa 2000 m über Meereshöhe, und durch die Unzugänglichkeit des zerklüfteten Geländes war die Bauleitung gezwungen, den Fragen der

Baustoffbeförderung ihre besondere Aufmerksamkeit entgegenzubringen, da von deren Leistungsfähigkeit der Baufortschritt in hervorragendem Maße abhängt. Dabei wird eine Wirtschaftlichkeit der Förderanlagen durch die sehr großen Baustoffmengen in hohem Maße gewährleistet.

Bei meinem Besuche im September 1929 konnte ich feststellen, daß die bei den früheren obengenannten Talsperrenbauten gesammelten förder technischen Erfahrungen bei der im Entstehen begriffenen Grimselstaumauer unverkennbar berücksichtigt wurden, und zwar in erster Linie bei der Verteilung des Gußbetons.

Hoch oben im Quellgebiete der Aare wird seit mehr als drei Jahren am Baue der Kraftwerke Oberhasli gearbeitet. Die Abflüsse der Ober- und Unteraargletscher werden durch zwei Staumauern zu einem großen Wasserbecken gestaut, das sich vom Grimselospiz etwa 6 km bis an die Gletscherzunge des Unteraargletschers erstrecken wird, bei einem Fassungsvermögen von rd. 100 000 000 m<sup>3</sup>. Die Grimselsperre selbst setzt sich aus zwei Mauern zusammen und zwar „Spitallamm“ und „Seeuferegg“, die zu beiden Seiten der etwa 100 m hohen Bergkuppe „Nollen“ liegen, welcher die natürliche Verbindung zwischen den Mauern herstellt (Abb. 7 und 9). Die Mauer Spitallamm wird 115 m hoch und bis zu 180 m an der Basis breit, sie erfordert 340 000 m<sup>3</sup> Beton, die Mauer Seeuferegg verläuft erheblich flacher und benötigt nur 64 000 m<sup>3</sup> Beton.

<sup>1)</sup> „Gießbetonverteilungsanlagen der Neuzeit“ im Zentralblatt der Bauverwaltung 1924, Heft 7, S. 9 (Dr.-Ing. Franke.)

Fernförderanlagen für die Baustoffe. Der zwischen beiden Mauern gelegene Nollen bildet infolge seiner bevorzugten erhöhten Lage den Mittelpunkt aller Bauarbeiten. Die Fernförderanlagen für die Rohstoffe münden hier strahlenförmig ein und die Nahförderanlagen zur Stapelung, Aufbereitung, Mischung usw. sind hier oben angeordnet, außerdem nimmt die Verteilung des Gußbetons ihren Ausgang. Den Lebensnerv für die Baustoff-Fernzufuhr bildet die etwa 17 km lange Drahtseilbahn (Lieferung Bleichert), die von Innertkirchen kommend, in kühner Linienführung alle dazwischenliegenden

zum Teile der Poststraße folgt und zur Erhöhung des landschaftlichen Reizes nur beiträgt. Die Bahn ist in drei Sektionen eingeteilt, und zwar führt der in zwei Teilstrecken angelegte Strang von Innertkirchen bis Guttannen. Die zweite Sektion (4 Teilstrecken) umfaßt den Abschnitt von Guttannen bis Hinterstock und schließlich die dritte Sektion (2 Teilstrecken) führt dann vom Hinterstock bis zur Baustelle auf dem Nollen. Außer Zement werden auch andere Baustoffe, wie Kisten, Fässer, Ballen, Bretter, Schienen, Profileisen und Maschinenteile gefördert, gelegentlich auch Personen. Die stündliche Leistung beträgt bergauf etwa 30 t, bergab etwa 12 t; die Steigung der Bahn ist insgesamt rd. 1200 m. In der zweiten Sektion zweigt sich bei Station Hinterstock noch eine Anschlußlinie von 920 m Länge nach Gelmer ab, die zur Materialzufuhr der Staumauer Gelmersee (s. Abb. 2 u. 4) dient. So kann man bei der Kraftzentrale Handeck außer der Hauptstrecke noch in etwa 400 m Höhe über der Poststraße diese Zweigstrecke von unten erkennen und bemerkenswert ist dabei die Sicherheit, mit welcher sich der Förderbetrieb abspielt. Damit der Verkehr auf der Poststraße durch etwa herabfallende Baustoffe nicht gefährdet wird, sind die  $\frac{3}{4}$  m<sup>3</sup> fassenden Wagenkästen mit Verschlussdeckeln (Abb. 3 u. 4) gewählt worden, entsprechend der Tragkraft sind die Laufwerke mit vier Rollen ausgestattet worden. Die Bahn verschwindet dann

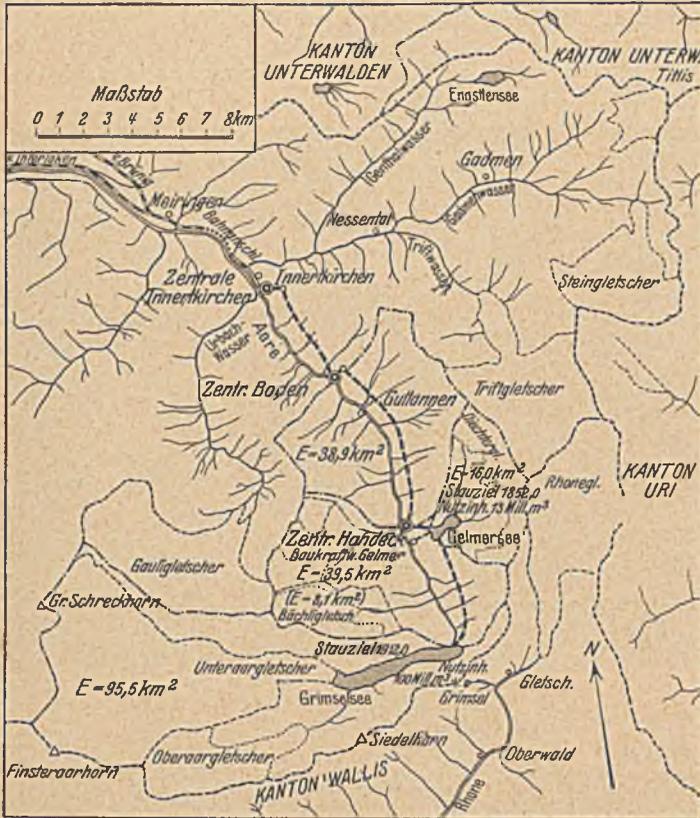


Abb. 1. Übersichtskarte über die Kraftzentralen und die Einzugsgebiete der Staueen der Kraftwerke Oberhasli A.-G.

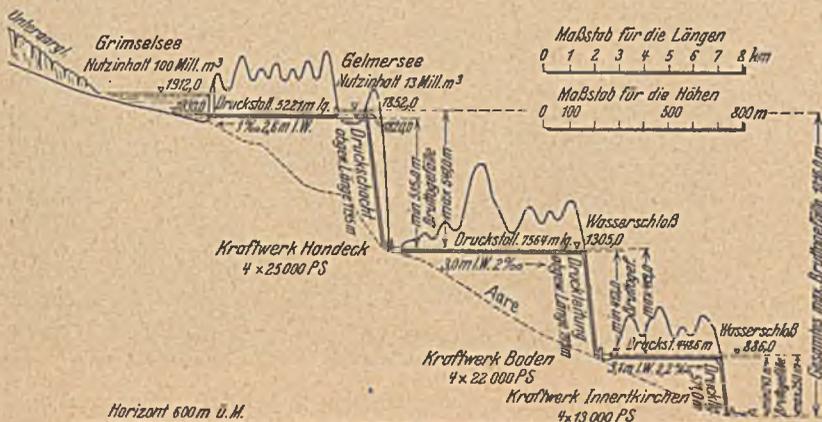


Abb. 2. Längenprofile nebst Druckstollen zwischen den Zentralen.



Abb. 3. Ferndrahtseilbahn (Bleichert) von 17 km Länge zwischen Innertkirchen und Grimselospiz zur Baustoffzufuhr. (Gesamtsteigung rd. 1200 m, Wagenkasten mit Verschlussdeckel zum Zementtransport.

natürlichen Hindernisse des Hochgebirges überwindet. Den Ausgangspunkt für die Zement- und Materialzufuhr bildet jedoch die Bahnstation Meiringen, von welcher zunächst eine 5 km lange Schmalspurbahn nach Innertkirchen führt und so die Verbindung mit der Drahtseilbahn vermittelt. Der in großen Silos aufgespeicherte Zement wird dort in die sich anschließende Drahtseilbahn umgeladen, die nun an vielen Stellen die Schluchten der wildschäumenden Aare überbrückt,

im weiteren Verlaufe hinter Felsvorsprüngen und die Stützen (z. T. in Holz, z. T. in Eisenkonstruktion) kann man an steilen Felswänden beobachten. Die Aufstellung dieser Stützen, ebenso die Anlegung einzelner Winkelstationen dürfte an zahlreichen Punkten mit erheblichen Gefahren und Geländeschwierigkeiten verbunden gewesen sein. Der gegenseitige Wagenabstand beträgt etwa 135 m, so daß durchschnittlich in jeder Minute ein Wagen abgelassen

wird. Die Gesamtzahl der Seilbahnwagen dürfte sich auf etwa 300 belaufen.

Hier muß eingeschaltet werden, daß beim Handeckfall eine sehr steil (über 50°) ansteigende Standseilbahn hinaufführt, mit welcher z. B. die etwa 9 t schweren Druckrohre für den Verbindungsstollen Grimselsee-Gelmersee hinaufgezogen wurden. Diese Gelmersee-Zwischenmauer, deren Bau etwa 70 000 m<sup>3</sup> Beton erfordert, wird durch einen Druckschacht mit der Kraftzentrale Handeck verbunden. Zur Anlegung dieser Staumauer ist eine große eiserne Betonierungsbrücke gebaut worden, auf welcher von fahrbaren Kranen die Betonverteilung erledigt wird.

Vom Handeckfall steigt dann die Poststraße in starker Steigung und Kehren immer von der Drahtseilbahn begleitet

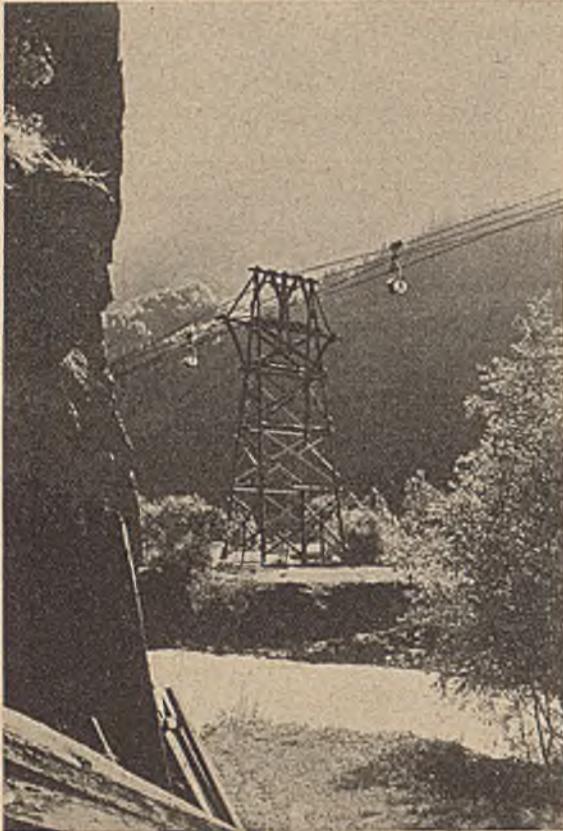


Abb. 4. Holzerner Stütze der Drahtseilbahn neben der Poststraße Innertkirchen—Guttannen.

nach dem Grimselsee hinauf und unvermittelt öffnet sich der Ausblick auf den Nollen und die zu beiden Seiten desselben im Bau befindlichen Staumauern. Hier befindet sich die Endstation der Drahtseilbahn, welche den Zement in große Bunker abgibt, ferner sind hier die umfangreichen Sortier- und Betonmischanlagen in dem weithin sichtbaren Gebäude untergebracht. Weiter sind Werkstätten, Unterkunftsraume und schließlich auch das neue Grimselhospiz gebaut worden. Auf der entgegengesetzten Seite zur Ferndrahtseilbahn läuft eine Doppel-Seilbahn (Lieferung Pohlig) ein, die die Zuschlagsstoffe (Sand und Kies) nach den Aufbereitungs- und Brechanlagen abliefern. Diese Seilbahn hat bereits bei den früheren Bauarbeiten der Staumauer Wäggital gute Dienste geleistet und wird von einer Schmalspurbahn gespeist, die ihren Ausgangspunkt im Aarboden hat. Dort wird unter Zuhilfenahme von Löffelbaggern und Lübecker Eimerkettenbaggern (Abb. 6) die Gewinnung von Kies und Sand maschinell durchgeführt, und die durch Dampflokomotive betriebene Materialertransportbahn führt bis an den Fuß des Nollen, das letzte Stück auf einer großen hölzernen Zufahrtsbrücke, und vermittelt die Verbindung mit der bereits erwähnten steil ansteigenden

Drahtseilbahn nach dem Gipfel des Nollen. Die Betonieranlage auf dem Nollen ist mit zahlreichen Fördermitteln, wie Transportbändern, Schnecken, Wiegevorrichtungen (Schweizer Lieferung der von Rollschen Eisenwerke) ausgestattet und die Anordnung der einzelnen Nahfördermittel ist so getroffen, daß das Fördergut auf seinem Wege dem Gesetze der Schwerkraft folgen kann. Die Rohstoffe (Zement und Sand) gelangen im oberen Teile des Gebäudes mit Seilbahnen bzw. Zwischenfördermitteln an und werden durch Bunker von großem Fassungsvermögen durch die Sortier-Aufbereitungs-Misch- und Brechanlagen schließlich als Gußbeton in die am Fuße des Gebäudes nebeneinander gelegenen drei Verteilbunker von etwa 8 m Gesamtbreite geleitet. Von den sonstigen Nahfördermitteln ist ein auf einem Brückenausleger weit hinaus-

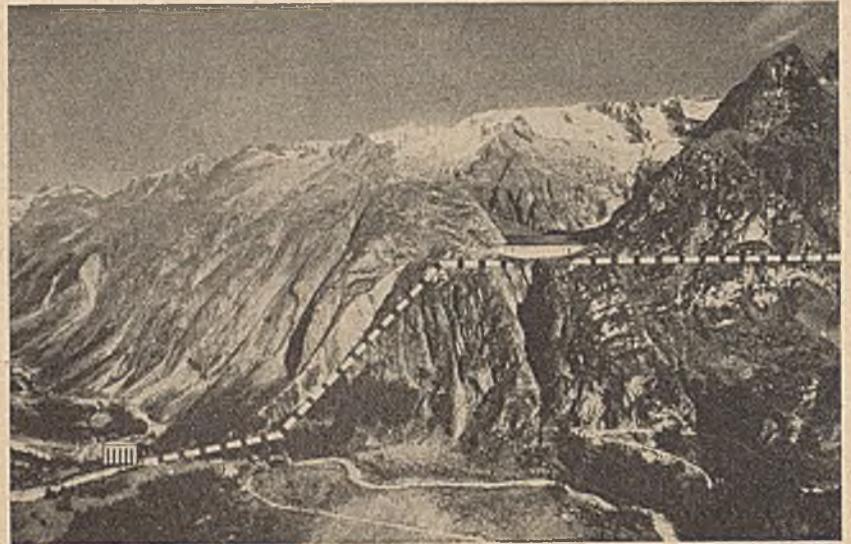


Abb. 5. Schematische Darstellung des Verbindungsschachtes Gelmersee—Zentral-Handeck.



Abb. 6. Lübecker Eimerkettenbagger bei der Sandgewinnung im Aarboden.

ragendes eisernes Band (Abb. 7 u. 9) bemerkenswert, welches zur Aufschüttung einer Reserve-Kieshalde dient, auf der etwa 200 000 m<sup>3</sup> Kies gestapelt werden können.

Gießbetonverteilungsanlagen. Das erstmalig bei der Staumauer Wäggital in einfacher Form zur Ausführung gebrachte Betonverteilungssystem mittels Kabelkran mit Gießvorrichtung und kurzer Rinne ist hier in wesentlich erweiterter Konstruktion (Patent Bleichert) angewandt worden, außerdem sind noch Arbeitsbühnen (Abb. 10—12) hinzugenommen

worden, die an besonderen Tragseilen aufgehängt sind. Im Gegensatz zu den übrigen Schweizer Talsperrerbauten ist hier zum ersten Male auf die bisher allgemein üblichen Gießtürme ganz verzichtet worden und man hat die Betonverteilung den beiden Kabelkranen mit Gießbühnen überlassen und außerdem einer das natürliche Gefälle unmittelbar ausnutzenden ein-

Anlegung von Fahrbahnen für Kabelkran türme, wie bei den Anlagen Wäggital oder Barberine, würde mit ungewöhnlich hohen Kosten für Spreng- und Planierungsarbeiten verbunden gewesen sein. Es sind daher alle 10 Tragseile (zwei für die beiden Betonzuführungs-Kabelkrane, vier für die Tragseile der beiden Gießbühnen und vier für die Tragseile der beiden



Abb. 7. Aufbereitungs- und Betonmischanlagen auf dem Nollen. — Mittelpunkt der Bauarbeiten, Endpunkt der Ferndrahtseilbahn, Ausgangspunkt der Betonverteilung. (Rechts das hinausragende Band zur Aufschüttung der Reserve-Kieshalde.)

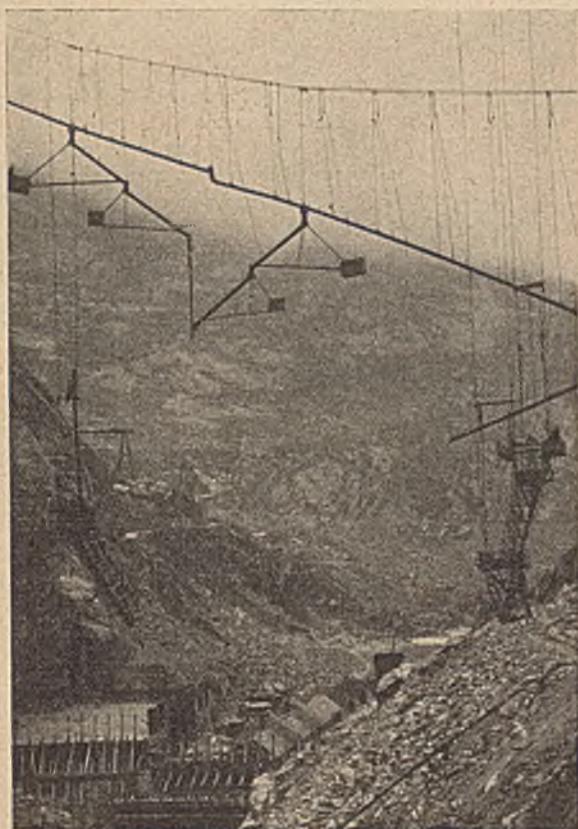


Abb. 8. Gießrinne mit Fliegern zur direkten Betonverteilung für die Staumauer „Spitallamm“.

Arbeitsbühnen) beiderseits fest im Felsen verankert (Abb. 10). Das Arbeitsgebiet ist so eingeteilt, daß die Mauer in vollem Umfange mit Baustoffen bedient werden kann. Die Spannweiten der Kabelkrane bzw. der Tragseile für Gieß- und Arbeitsbühnen betragen im Mittel etwa 243 m und ändern sich etwas nach Maßgabe des Geländes. Die Tragkraft der beiden Kabelkrane beträgt je 7700 kg, das Fassungsvermögen des Betonkübel (mit Bodenentleerung) 3 m<sup>3</sup>, die mittlere Förderleistung beträgt etwa 26 bis 30 Spiele, d. h. 80 bis 90 m<sup>3</sup> Beton je Kran und Stunde. Im doppelschichtigen Betriebe wurden

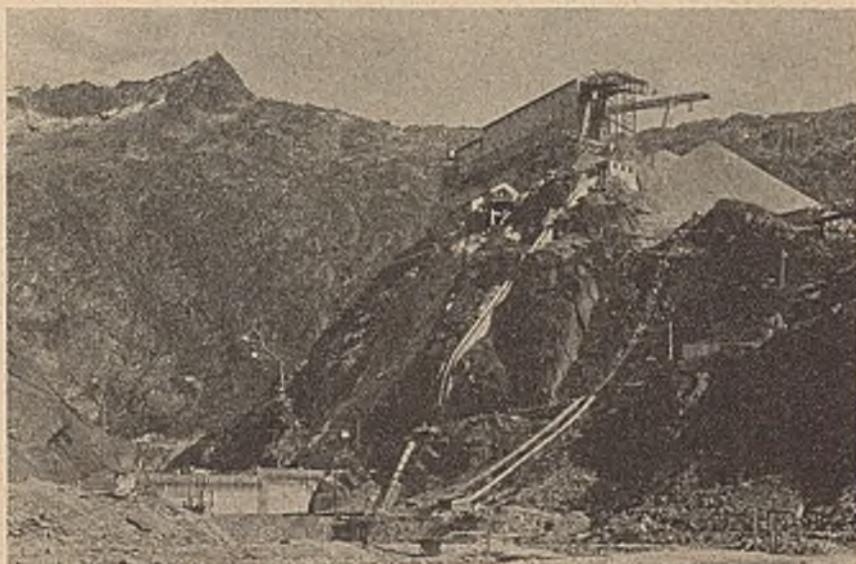


Abb. 9. Die Baustellen am Grimselhospij.

fachen Gießrinne (Abb. 8). Von den drei im vorigen Abschnitt erwähnten Verteilungsbunkern speisen die beiden äußeren die Kübel der Kabelkrane, der mittlere Bunker hingegen beschickt die Gießrinne mit daranhängenden Fliegern (Abb. 10).

Wegen des auf beiden Seiten steil abfallenden felsigen Geländes wurde die feststehende Anordnung aller Kabelkrane gewählt, außerdem mußte wegen der starken Mauerkrümmung (Abb. 10) eine Teilung der Bedienungsabschnitte erfolgen. Die

mit beiden Kranen und der Gießrinne Tages-Spitzenleistungen von 2600 bis 3000 m<sup>3</sup> erzielt; die Durchschnittsleistung liegt allerdings erheblich unter dieser Ziffer. Hiermit dürfte als erwiesen gelten, daß auch in bezug auf die Höhe der Leistungsfähigkeit das Kabelkransystem den Gießtürmen mit Rinnen vollkommen ebenbürtig zur Seite steht. Im Vergleich mit der Anlage Wäggital ist durch Erhöhung der Fördergeschwindigkeiten bei gleichem Kübelinhalt die Leistung jedes Kabelkranes ungefähr auf den doppelten Betrag gesteigert worden.

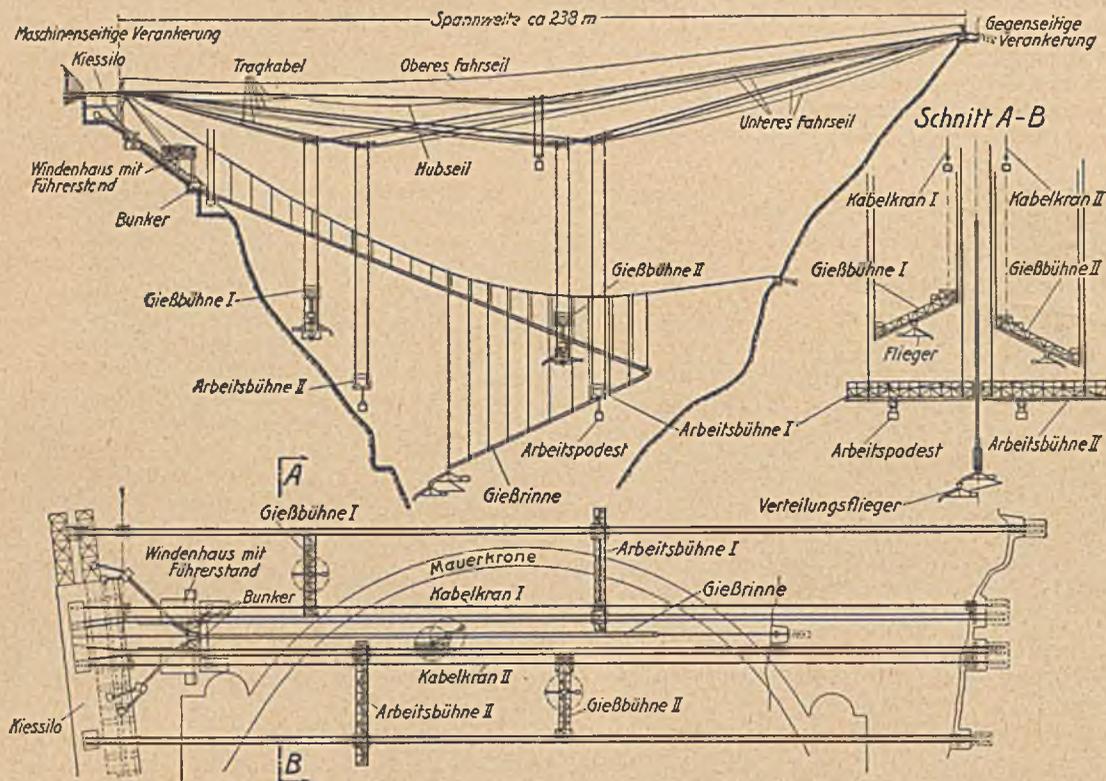


Abb. 10. Anordnung der Gießbetonverteilungsanlagen System Bleichert für die Staumauer „Spitallamm“.  
(Jedes der beiden Aggregate besteht aus: Kabelkran mit Betonkübel 3 m<sup>3</sup>, Gießbühne und Arbeitsbühne.)

Überdies nimmt auch die Leistung des Kabelkranes nach Maßgabe des allmählichen Steigens der Mauerhöhe stetig zu, als die Hub- und Senkwege des Betonkübels in gleichem Verhältnis verkürzt werden. Ein weiterer Vorteil des Kabelkransystems ist dadurch bedingt, daß der Gußbeton keine langen Rinnenleitungen zu durchlaufen hat, in welchen häufig Entmischungserscheinungen einzutreten pflegen, sondern durch das Einschütten des Kübelinhaltes in den Bunker der Gießvorrichtung wird ein Durcheinandermischen des Betonbreies erreicht. Bei derartigen Talsperrenbauten im Hochgebirge läßt sich überhaupt der Kabelkran zum Zubringen von Verschalungen, Aufstellung von Baumaschinen und ähnlichen Arbeiten durch kein anderes Fördermittel in gleich zweckmäßiger Weise ersetzen. Ferner ist die wirksame Mithilfe des Kabelkranes im Frühjahr bei der Beseitigung der im Winter angehäuften großen Schneemassen zu erwähnen.

Jedes der beiden Aggregate umfaßt fünf Tragseile (Abb. 10) und der Fördervorgang bei der Betonverteilung vollzieht sich in der Weise, daß der gefüllte Kübel zunächst von der Laufkatze verfahren und dann nach erfolgtem Absenken über dem Füllrumpf der Gießbühne entleert wird, dessen Fassung 6 m<sup>3</sup> beträgt. Die an zwei Tragseilen durch Halteseile aufgehängte Gießbühne hat eine Spannweite von etwa 23 m. Im Untergurt der Bühne befindet sich die kräftig ausgebildete Gießrinne, die mehrere Ausflußöffnungen besitzt, unter welche der Flieger gebracht werden kann, dessen Schwenkhalmmesser 10 m beträgt. Der Weg, welchen der Betonbrei vom Bunker aus zu durchfließen hat, ist also verhältnismäßig kurz. Der Flieger kann an der Gießbühne quer zur Förderrichtung des Kabelkranes verfahren werden und entsprechend dem stetigen Fortschreiten der Bauarbeiten wird die Gießbühne durch die Hauptantriebswinde bewegt und durch auf der Bühne aufgestellte Handwinden gehoben und gesenkt. Beim Hochwinden, welches nur innerhalb größerer Zeitabschnitte erforderlich ist, genügt daher die behelfsmäßig erscheinende Arbeitsweise der Handbedienung; außerdem ist dafür gesorgt, daß alle vier Halteseile immer ganz gleichmäßig angezogen werden, so daß die Gießbühne (Gewicht 18 t) genau waagrecht hängt.

Zur Aufrechterhaltung des Betongießbetriebes genügt in der Regel ein Bedienungsmann, der zunächst durch Seilzug den Kabelkrankübel über dem Bunker zum Entleeren bringt und dann den Bunkerverschluß zu betätigen hat. Weiter hat er die Verstellung des Fliegers vorzunehmen, dessen größte Reichweite in den äußersten Stellungen etwa 40 m beträgt.

Zu jedem der beiden Kabelkran-Aggregate gehört noch eine Arbeitsbühne, die den Zweck hat, die Bauarbeiten an den Betonierstellen wirksam zu unterstützen und in erster Linie das Einbringen der Verschalungen zu erleichtern. Durch die Bedienung der Baustelle durch die Arbeitsbühne von oben herab kann diese von störenden Hilfsgerüsten oder Baumaschinen freigemacht werden. Ohne Unterbrechung des Betongießbetriebes können daher die gleichzeitig zu erledigenden Bauarbeiten ungehindert durchgeführt werden, so daß auch Verzögerungen im Hochbringen der Verschalungen usw. ausgeschlossen werden. In ähnlicher Weise wie die Gießbühnen sind auch die Arbeitsbühnen von je 35 m

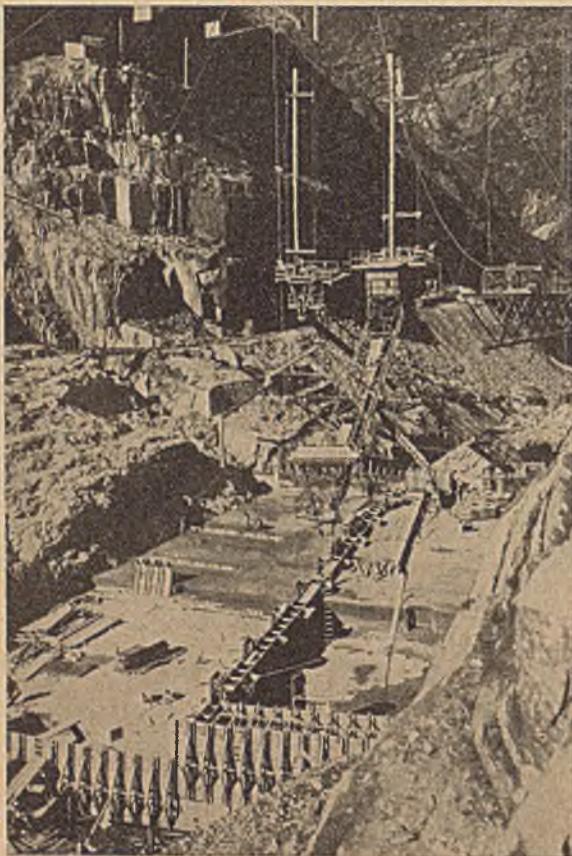


Abb. 11. Betonverteilung durch die Gießbühnen, Einbringen der Verschalungen durch die Arbeitsbühnen mit Arbeitspodest. (Lieferung Bleichert.)

Länge in Eisenkonstruktion ausgeführt und mit Bedienungslaufstegen versehen. Am Untergurte jeder Bühne ist ein fahrbares Arbeitspodest angeordnet, welches durch auf der Bühne aufgestellte Handwinden gehoben und verfahren werden kann. Die Aufhängung der Arbeitsbühnen selbst durch besondere Halteseile an den Haupttragseilen und das Hochziehen bzw.

dem Kabelkran in besonders dafür ausgebildeter Form auch die Verteilung des Betons zu übertragen, um damit die Gießtürme mit langen Rinnensystemen einzusparen. Bemerkenswert ist allerdings, daß man in den Vereinigten Staaten das dort entwickelte Turmsystem bevorzugt, ohne jedoch auf den Kabelkran verzichten zu können.

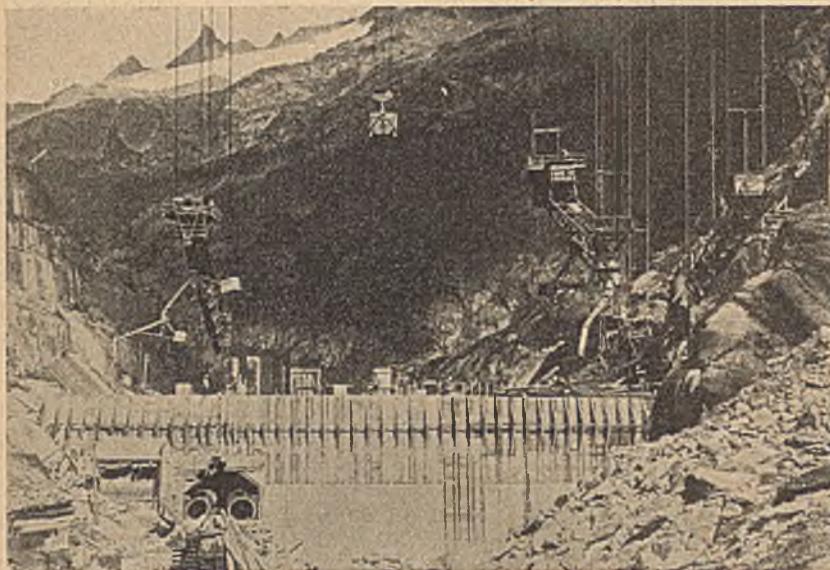


Abb. 12. An Seilen hängende Gießbühnen und Arbeitsbühnen bei den Betonierungs- und Verschalungsarbeiten der Spitalamm-Staumauer.

Senken der Bühnen durch Handwinden geschieht in der gleichen Weise, wie bei den Gießbühnen bereits erwähnt. Das Arbeitspodest kann außer einigen Bedienungsleuten auch noch Baustoffe oder sonstige Nutzlast bis zu etwa 750 kg aufnehmen.

Das Gewicht jeder Arbeitsbühne beträgt rd. 10 t und beim fortschreitenden Verlaufe der Bauarbeiten wurde vorgesehen, noch eine zweite Arbeitsbühne an den vorhandenen Tragseilen aufzuhängen, um das Bedienungsbereich durch diese Maßnahme noch zu erweitern.

Die maschinellen Anlagen zum Antriebe der beiden Aggregate sind über den bereits erwähnten drei Beton-Verteilungsbunkern angeordnet. Die Kabelkrane besitzen getrennte Hub- und Fahrwinden, so daß Hub- und Fahrbewegung gleichzeitig erfolgen können. Durch eine Geschwindigkeitsstufe im Getriebe ist wahlweise die Möglichkeit gegeben, den Betonkübel schnell oder langsam heben zu können. Andererseits kommt nur im allerletzten Bauabschnitte eine Hubbewegung des gefüllten Kübels — entsprechend der Höhendifferenz zwischen Bunkerauslauf und Mauerkrone — in Frage und konnte bisher ausschließlich mit der großen Hubgeschwindigkeit beim Heben des leeren Kübels gearbeitet werden. Diese beträgt etwa 120 m/min, die Senkgeschwindigkeit bis zu 200 m/min, die Fahrgeschwindigkeit der Laufkatze etwa 220 m/min.

Die kombinierte Arbeitsweise mittels Gießbühne, Arbeitsbühne und Betonzuführung durch Kabelkran, die für den Fernstehenden zunächst etwas verwickelt erscheint, hat sich bisher im angestrengten Dauerbetriebe aufs Beste bewährt, und die ursprünglich vereinbarten Förderleistungen konnten sogar z. T. wesentlich überschritten werden.

Überhaupt kann man in den letzten Jahren feststellen, daß die Verwendung des Kabelkranes bei kleineren und größeren Bauvorhaben im Steigen begriffen ist, da dieser als Hebezeug in den meisten Anwendungsbeispielen unentbehrlich ist. Bei den Schweizer Talsperrenbauten lag also der Gedanke nahe,

Wegen der erheblich geringeren zum Einbau gelangenden Betonmassen wurde für die Mauer „Seeuferegg“ keine Sonderkonstruktion einer Gußbeton-Verteilungsanlage vorgesehen, sondern hier wurde die bisherige Arbeitsweise angewandt und der vom Krane geförderte Betonkübel direkt auf der Arbeitsstelle entleert. Zu erwähnen ist jedoch, daß für diese Zwecke und für alle weiteren Bauarbeiten zwei Kabelkrane Verwendung finden, die bereits vor etwa fünf Jahren bei den Staumauerbauten der Barberine-Talsperre wertvolle Dienste geleistet hatten. Es ist dies wieder ein Beispiel dafür, daß auch bei diesem Fördermittel eine anderweitige Verwendung bei örtlich veränderten Verhältnissen durchaus im Bereiche der Möglichkeit liegt. — Die Lage der Baustellen nebst Gebäuden ist aus Abb. 7 und 9 ersichtlich. Die alte Poststraße ist bereits 100 m höher gelegt worden, ein Zweigstück derselben wird später über die Mauerkrone der Seeufereggsperrre auf den Nollen führen, auf welchem das neue Grimselospiz in moderner Bauweise bereits fertiggestellt ist. Das untenliegende alte Grimselospiz dürfte bereits im nächsten Jahre abgerissen werden und wird bei Anstauung der Wassermassen im Stausee verschwinden.

Von den zahlenmäßigen Angaben der Anlagen dürfte interessieren, daß der Stausee auf der Grimsel 100 000 000 m<sup>3</sup> Nutzinhalte und eine Wasserspiegelfläche von etwa 2,5 km<sup>2</sup> aufweisen wird. — Das Wasser des Grimselsees fließt durch einen 5,2 km langen Verbindungsstollen auf der

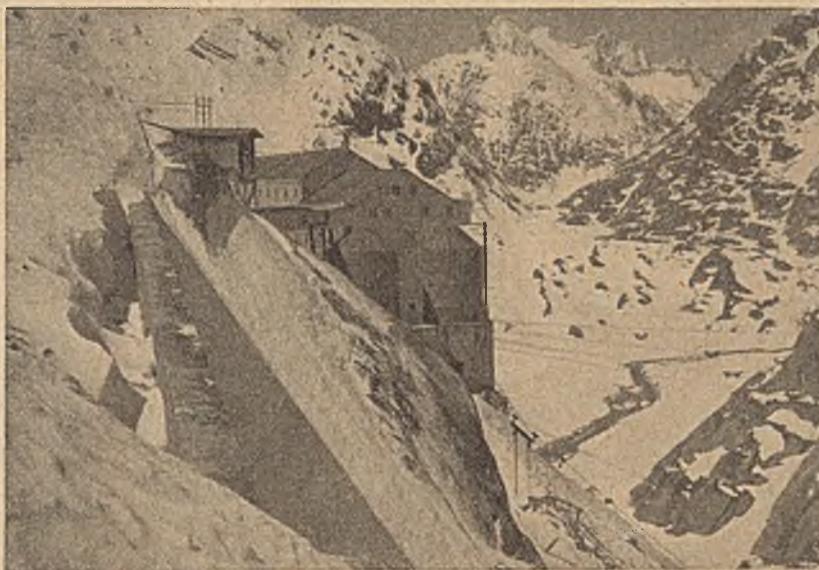


Abb. 13. Die Baustelle am Nollen im Frühjahr. (Beseitigung der Schneemassen aus der Baugrube durch die Kabelkrane.) Wegen Schnee und Kälte — etwa 2000 m über Meereshöhe — kann mit höchstens 5 bis 6 Arbeitsmonaten im Jahre gerechnet werden.

rechten Talseite nach dem Gelmersee, dessen natürlichen Abschluß eine 380 m lange Mauer bildet, wodurch der nutzbare Inhalt des Gelmersees auf 13 000 000 m<sup>3</sup> vergrößert wird. Die Wasserzuleitung nach der Zentrale Handeck geschieht durch einen Druckschacht (s. Abb. 5) von 840 m Länge und im Mittel 72% Neigung. In der Zentrale Handeck unterhalb des Handeckfalles sind vier Maschineneinheiten von je 30 000 PS

aufgestellt mit zugehörigen 50 000 V Transformatoren, sowie Schaltanlage usw. Die elektrische Energie wird dann durch einen 5 km langen Kabelstollen nach Guttannen geleitet und schließlich mittels einer 7 km langen Freileitung nach Innertkirchen. Hier findet in einer Freiluftstation die Transformierung der Energie von 50 000 auf 150 000 Volt statt und die Stromabgabe in die Fernleitungen nach dem Unterlande.

Die Gesamtkosten des ersten Ausbaues aller Anlagen werden auf 82,5 Millionen Francs berechnet. — Im Sommer werden bei den Bauarbeiten bis zu 2000 Mann beschäftigt.

Bei Beurteilung des Baufortschrittes ist zu berücksichtigen, daß im Jahre nur mit höchstens fünf bis sechs wirklichen Arbeitsmonaten gerechnet werden kann, während im Winter und Frühjahr der Betrieb wegen Schnee und Kalte ruhen muß (Abb. 13).

Trotz dieser von der Natur gesteckten Grenzen steht zu erwarten, daß durch die Unterstützung der beschriebenen leistungsfähigen Förderanlagen und Baumaschinen die Fertigstellung des gesamten Werkes im Jahre 1931 erreicht werden kann.

### DER BRUCH DES KÜDDOW-STAUDAMMES.

Am 4. Februar d. J. wurde der Staudamm des Küddow-Kraftwerkes bei Flederborn der Überlandzentrale Pommern an der Stelle durchbrochen, wo das Entlastungsbauwerk eingebaut war, so daß sich der Beckeninhalte des Stausees durch die Bruchstelle in kurzer Zeit entleerte und im Tal der Küddow durch die Überschwemmung erhebliche Zerstörungen an-

schwelle und aufgesetzten Schützenverschlüssen, einem Grundablaß und zwei Hebern zur Hochwasserabführung. Das Bauwerk war auf Sand gegründet und hatte auf der Wasserseite eine bis in die darunter liegende Feinsandschicht hinabreichende eiserne Spundwand. Vom ganzen Bauwerk ist nur der rechte Teil mit den beiden Hebern stehengeblieben, während der



Abb. 1.

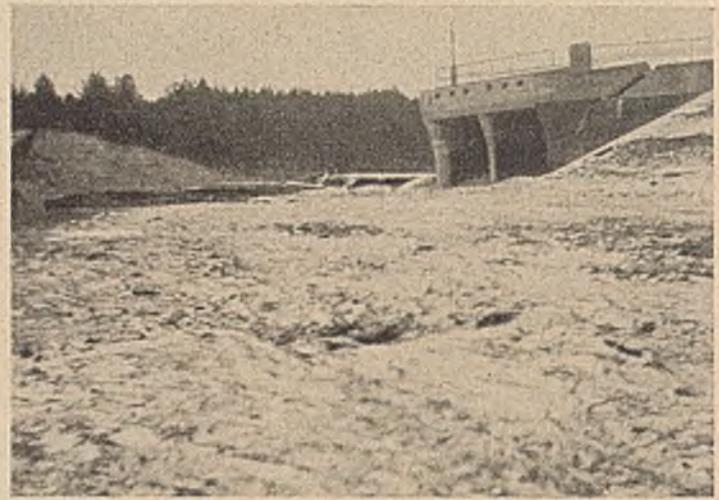


Abb. 2.

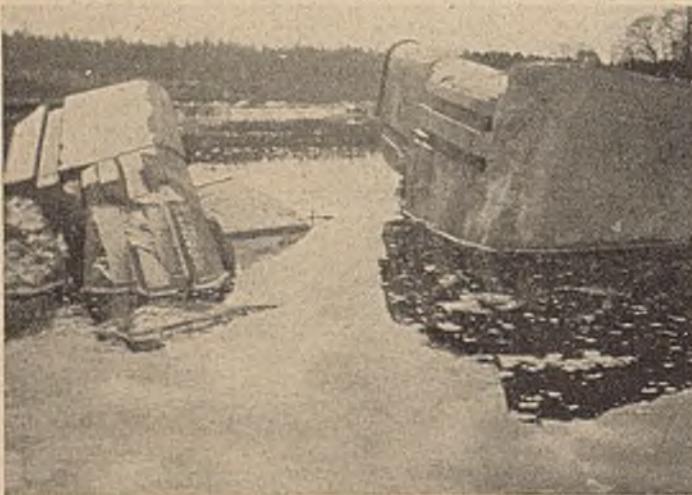


Abb. 3.

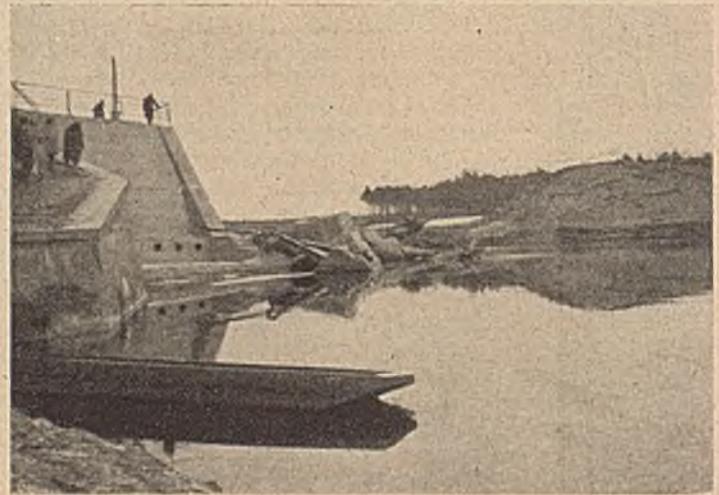


Abb. 4.

richtete. Die Kraftanlage Flederborn war erst Mitte Dezember v. J. in Betrieb genommen worden; der Wasserstand im Staubecken hatte bei Eintritt des Dammbrechens das Stauziel noch nicht erreicht.

Die Aufnahmen 1 bis 4 zeigen den Zustand der Dammbuchstelle einige Tage nach dem Einsturz. Das in den Damm eingebaute Abschlußbauwerk zur Regelung des Wasserstandes im Staubecken bestand aus drei Öffnungen mit fester Überfall-

restliche Teil des Stauwehres mit dem Anschluß des linken Erdammes weggerissen wurde.

Es ist noch nicht die Zeit, auf die Ursachen des Dammbrechens einzugehen. Es wäre aber wünschenswert, wenn zu gegebener Zeit von der zuständigen Stelle das Ergebnis der Untersuchung der Fachwelt bekanntgegeben würde unter offener Darlegung der vorgefundenen Mängel, damit man aus den Schwächen des Bauwerkes Lehren für die Zukunft ziehen kann.

WASSERTURM DER GEMEINDE STOPPENBERG FÜR 2000 m<sup>3</sup> INHALT.

Mitgeteilt von Direktor A. Konrad der Hochtief A. G. für Hoch- und Tiefbauten, Essen.

Die früher selbständige Gemeinde Stoppenberg bei Essen war mit ihrem Bedarf an Trink- und Nutzwasser zum Teil an das Wasserwerk des nördlich-westfälischen Industriegebietes in Gelsenkirchen, zum Teil an das Wasserwerk der Stadt Essen angeschlossen. Mit der Ausdehnung der Gemeinde und der Verzweigung des Rohrnetzes ergab sich allmählich der Übelstand, daß in den höher gelegenen Stadtteilen ein starker Druckverlust eintrat und insbesondere im Falle eines Brandes der vorhandene Druck nicht mehr ausreichend war. Das Stadtbauamt der Gemeinde plante aus diesem Grunde die

Gelände zu erreichen, während die Behältersohle zur Erreichung eines unter allen Umständen ausreichenden Druckes im Rohrnetz auf mindestens 4,00 m über dem vorhandenen Gelände gelegt werden mußte. Erschwerend für die Planung wirkte hierbei noch der Umstand, daß im Umkreis des Wasserbehälters das gesamte Gebiet durch die Zeche Königin Elisabeth in einer Tiefe von etwa 700 m unter Tage abgebaut wird, und zwar

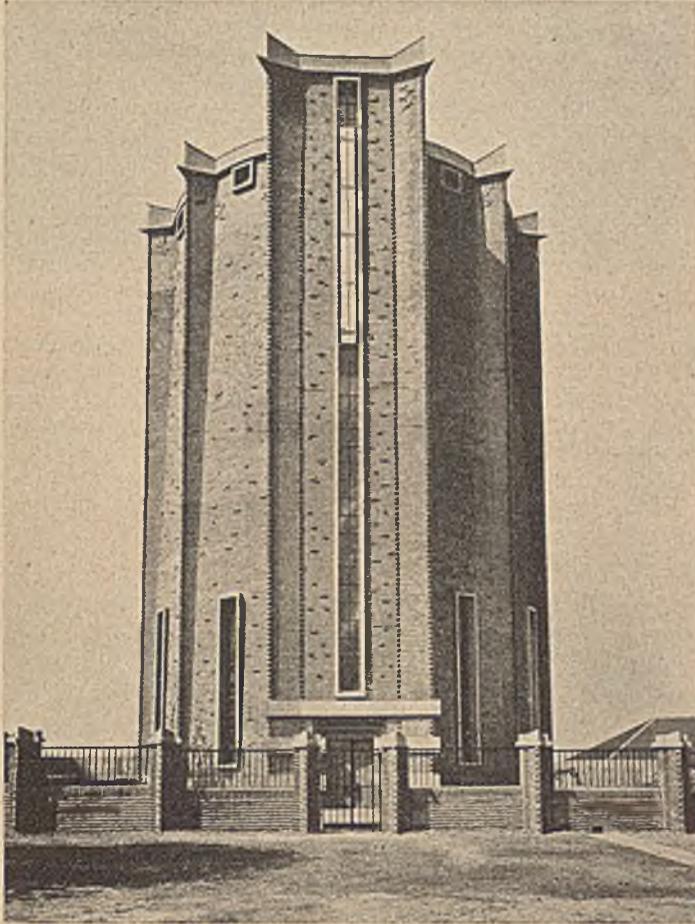


Abb. 1. Wasserturm Stoppenberg bei Essen. Außenansicht.

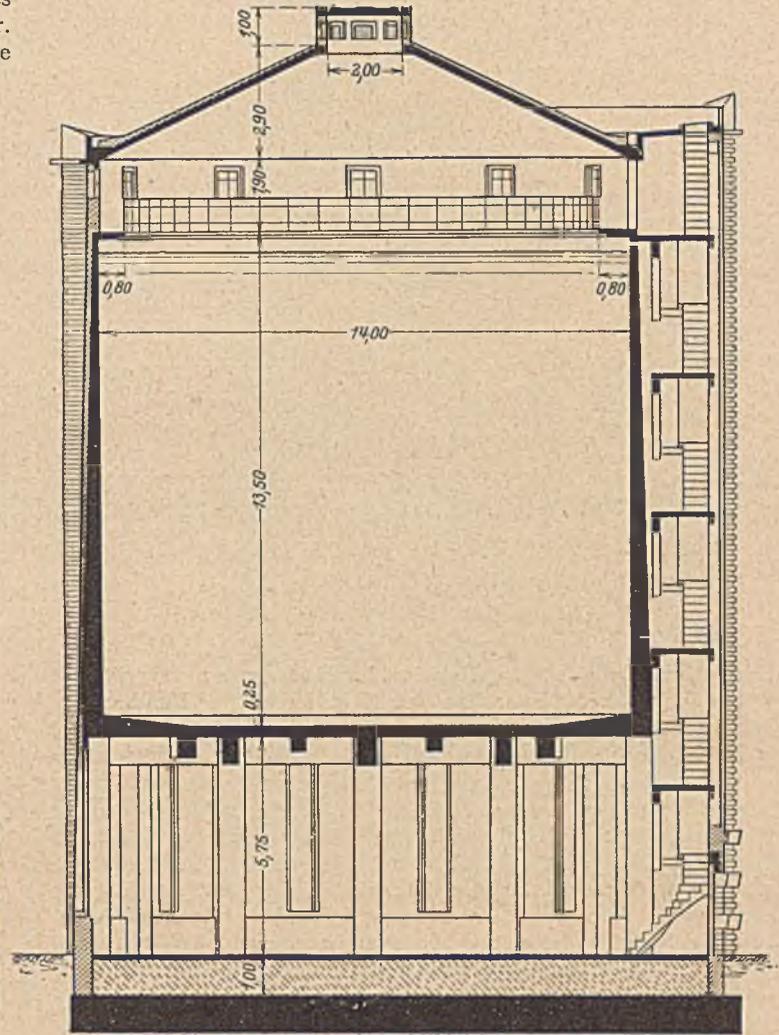


Abb. 2. Wasserturm Stoppenberg bei Essen. Querschnitt durch den Behälter.

Errichtung eines Hochbehälters als Ausgleichbecken, welches zur Aufspeicherung von 2000 m<sup>3</sup> Wasser dienen soll, damit auch bei verstärkter Entnahme die nötige Wassermenge unter dem entsprechenden Druck verfügbar wäre. Der Behälter wurde auf der Frillendorfer Höhe, dem höchsten Punkte innerhalb der Gemeinde Stoppenberg errichtet und steht in kommunizierender Verbindung mit dem Steeler Wasserturm der Stadt Essen. Es ist vorgesehen, daß das Wasser von dem Steeler Hochbehälter in den betriebsarmen Stunden zur Nachtzeit in den neuen Behälter gepumpt wird und von da aus durch das bereits vorhandene Verteilungsnetz den Verbrauchern zugeführt wird.

Aus diesen hydraulischen Bedingungen des Behälters ergaben sich die Wasserstandshöhen für die Planung, welche von Regierungsbaumeister Liebig der Stadt Stoppenberg durchgeführt wurde. Als höchster Wasserstand war nach dem Niveau des Steeler Wasserturms 17,00 m über dem jetzigen

derartig, daß mit einer allmählichen Senkung des ganzen Gebietes von 2,00 m zu rechnen ist. Hierbei ergab sich die Notwendigkeit, den höchsten und niedrigsten Wasserspiegel von vornherein um 2,00 m zu heben, damit auch bei den zu erwartenden allmählichen Senkungen des Behälters die absoluten Höhen der vorgesehenen Wasserstände erhalten bleiben. Die theoretisch maximale Höhe wurde somit auf 19,0 m, die Lage der Sohle auf mindestens 6,00 m über Gelände gelegt.

Zwischen diesen beiden Coten mit einem Unterschied von insgesamt 13,00 m Höhe war der Behälter zu konstruieren. Als Baustoff für die Konstruktion war armerter Beton vorgesehen. Da der Behälter an einem besonders weit sichtbaren Punkte in der Landschaft gelegen ist, verfolgte das Bauamt bei Erstellung eines massiven Behälterturmes auch die Absicht, mit bescheidenen Mitteln an dieser Stelle eine architektonisch befriedigende Lösung zu finden. Die vorgesehene Bekleidung des Behälters mit einer 12 cm starken Ver-

blendmauer bot ein wirksames Mittel zur architektonischen Ausgestaltung der Außenflächen.

Zur Vermeidung der großen Wasserdrücke lag es nahe, die Sohle des Behälters über das Mindestmaß durch Verlängerung der Stützen zu heben und hierfür zur Erzielung des gleichen

kommen können, sodaß die Eisenbetonplatte zur Herstellung eines gleichmäßigen Bodendruckes, nicht aber zur Aufnahme von Auskragungen bzw. zur Überwindung von Tagesbrüchen heranzuziehen ist. Hieraus ergab sich die Stärke, sowie die obere und untere Armierung der Platte, welche in der Ausbildung von kreuzweisen Längsbändern unter den inneren Stützenreihen und in einem Tragkranz unter den äußeren Stützenreihen besteht. Die zwischen diesen Hauptträgern entstehenden Gefache werden durch obere und untere Armierung zur Druckübertragung herangezogen. Hierbei wurde auch darauf Wert gelegt, daß das über dem Behältergrundriß vorstehende Treppenhaus auf der gleichen Fundamentplatte aufruft, damit auch diese Setzungen nur gemeinsam mit dem Behälter eintreten können. Diese Maßnahme erschien unbedingt erforderlich, da im Treppenhaus Leitungen angebracht sind, welche bei verschiedenen Setzungen von Turm und Treppenhaus undicht werden mußten. Der Behälterboden besteht aus kreuzweise armierten Eisenbetonplatten welche auf Neben- und Hauptunterzügen gelagert sind, wobei besonders Wert darauf gelegt wurde, daß eine gleichmäßige Verspannung nach den beiden Hauptrichtungen der Armierung eintritt; der äußere Ring der Platte wurde unter Berücksichtigung der durch die Wände auftretenden Einspannung radial armiert und durch besondere dem Ring entsprechende Träger verstärkt.

Die Wände des Behälters wurden in der üblichen Weise unter Berücksichtigung der Ringzugkräfte und der Momente berechnet. Die größte Ringkraft ergibt sich bei 13,0 m Füllung in der Tiefe von 9,5 m und zwar 68,3 t m, wofür sich bei einer Stärke von 45 cm eine reine Zugspannung von 15,20 kg/cm<sup>2</sup> ohne Berücksichtigung der Eisen und 12,7 kg/cm<sup>2</sup> bei Berücksichtigung des 15fachen Eisenquerschnittes ergibt. Selbstverständlich wurden die Eisen auch derart gewählt, daß sie

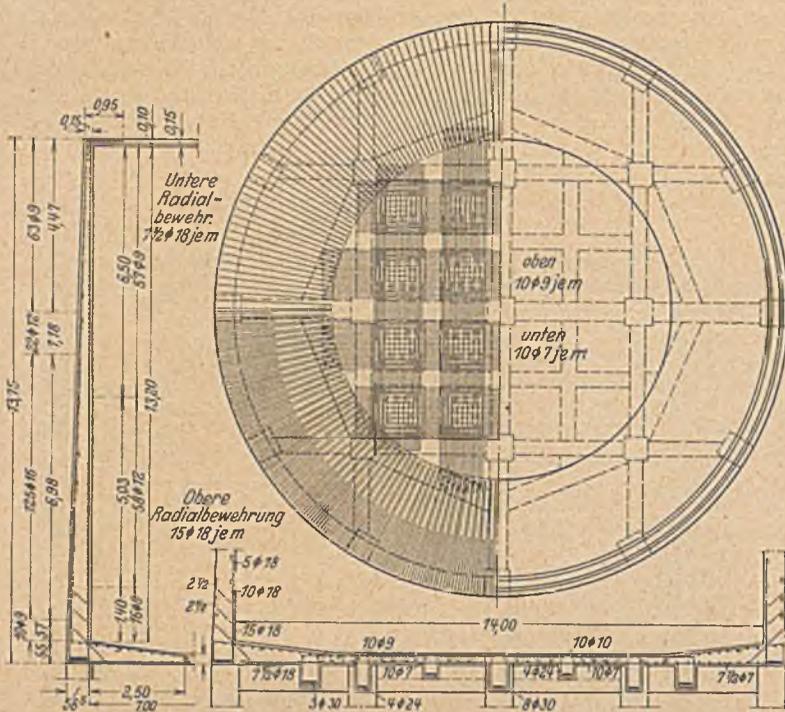


Abb. 3. Wasserturm Stoppenberg bei Essen.  
Armierung der Behältersohle und -wände.

kubischen Inhalts den Behälterdurchmesser zu vergrößern; damit wäre aber gleichzeitig eine Erweiterung der Fundamentplatte verbunden, wodurch die Gefahren der Rißbildung bei allmählicher Senkung gesteigert worden wären. Es wurden 2 verschiedene Lösungen der Bauaufgabe verglichen, und zwar einerseits 2 übereinander liegende Intzebehälter mit je 1000 m<sup>3</sup> Inhalt, andererseits ein großer Behälter von 2000 m<sup>3</sup> Inhalt, welcher letzterer mit Rücksicht auf die geringen Herstellungskosten und die einfachere Betriebsführung zur Ausführung gelangte. Die gesamte Ausführung wurde der Hochtief A.-G. für Hoch- und Tiefbauten in Essen übertragen.

Der Behälter ist kreisrund mit einem lichten Durchmesser von 14,00 m und einer Gesamthöhe von 13,50 m von Behältersohle bis zum oberen Umgang, wobei das Überlaufrohr auf 13,00 m über Sohle liegt; das Ablauf- und Entleerungsrohr ist in der Sohle einbetoniert. Die Lasten des Behälters und Überbaues werden von 9 Innenstützen von 72/72 cm Stärke und 12 Außenstützen von 65/70 cm Stärke getragen, welche symmetrisch angeordnet sind, sodaß eine kreuzweise und ringförmige Verspannung der Behältersohle möglich ist. Die Lasten der Eisenbetonstützen und die äußeren Abschlußwände — etwa 1390 t Eigenlast und 3000 t Nutzlast — ruhen auf einer 206 m<sup>2</sup> großen Betonplatte von 1,00 m Stärke auf, welche unter Berücksichtigung der Eigenlast und der vorgesehenen 1,30 m hohen Auffüllung den Druck gleichmäßig mit 2,10 kg/cm<sup>2</sup> auf das Fundament überträgt. Der Boden, dichter Lehmboden, zeigte sich auf der Baustelle durchaus tragfähig, sodaß eine Beanspruchung bis 3 kg/cm<sup>2</sup> und die Verwendung von Einzel-fundamenten möglich erschienen; mit Rücksicht auf die zu erwartenden Bodensenkungen wurde jedoch im Einverständnis mit der darunter abbaubenden Zeche Königin Elisabeth eine allseitig armierte Eisenbetonplatte vorgesehen. Nach den Angaben der Zeche wird der Abbau derart betrieben, daß auf dem verhältnismäßig kleinen Raume von 200 m<sup>2</sup> nur gleichmäßige, nicht aber einseitige oder teilweise Absenkungen vor-

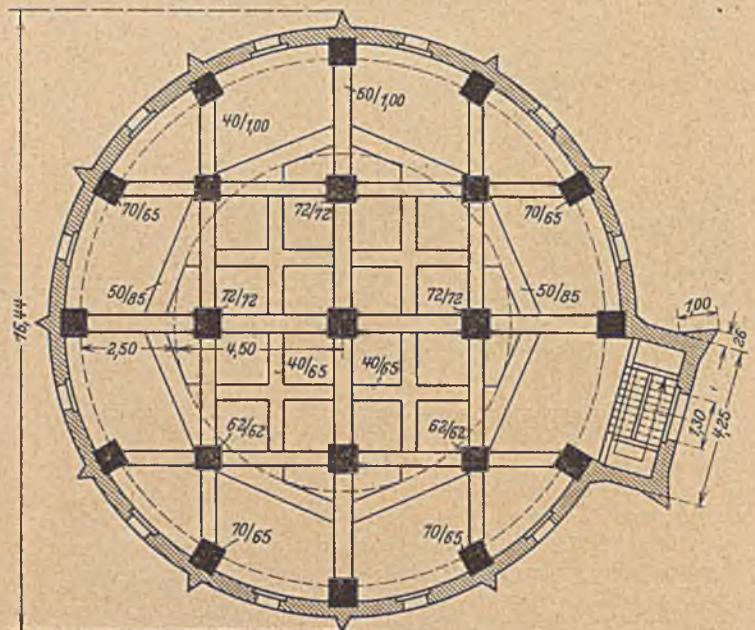


Abb. 4. Wasserturm Stoppenberg bei Essen.  
Schnitt unter dem Behälter mit Untersicht unter die Decke.

allein imstande sind, die Zugkräfte bei 1200 kg/cm<sup>2</sup> Eisen-spannung aufzunehmen.

Die Herstellung einer absoluten Dichtung erfordert bei derart hohen Behältern sorgfältige Überlegung. Durch die starke Eisenbetonfundamentplatte sollte bewirkt werden, daß kleinere Verschiebungen des Untergrundes auf die Konstruktion keinen nachteiligen Einfluß haben. Durch die Herab-

setzung der Eisenbetonzugspannungen auf etwa  $12,7 \text{ kg/cm}^2$  war theoretisch die Sicherheit vorhanden, jede Ribbildung im Behälter auszuschalten. Der ausführenden Firma erschien jedoch mit Rücksicht auf die ungewöhnlich hohen Innendrucke eine derartige Sicherung gegen Ribbildung ungenügend. Es mag hier erwähnt werden, daß bei der Ausführung erschwerend ein nicht vorhergesehener Umstand hinzukam, dadurch, daß ein plötzlich einsetzender sechswöchentlicher Streik der Bau-

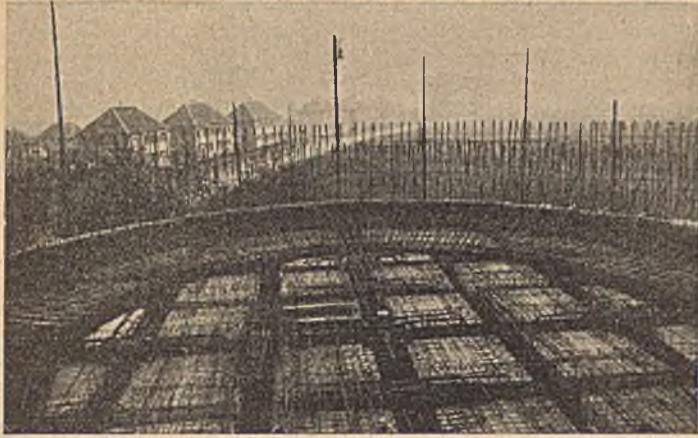


Abb. 5. Wasserturm Stoppenberg bei Essen. Verlegung der Armierung des Behälterbodens.

arbeiter die Fertigstellung der Wände in einem Guß verhinderte. Zur Sicherung der Wasserdichtigkeit wurden verschiedene Vorschläge untersucht, und zwar die Anbringung eines eisernen Mantels aus geschweißtem Eisenblech, eine Auskleidung mit Zinkblech oder eine geklebte Dichtung. Die Anbringung eines Stahlblechmantels im Innern des Behälters scheiterte an den

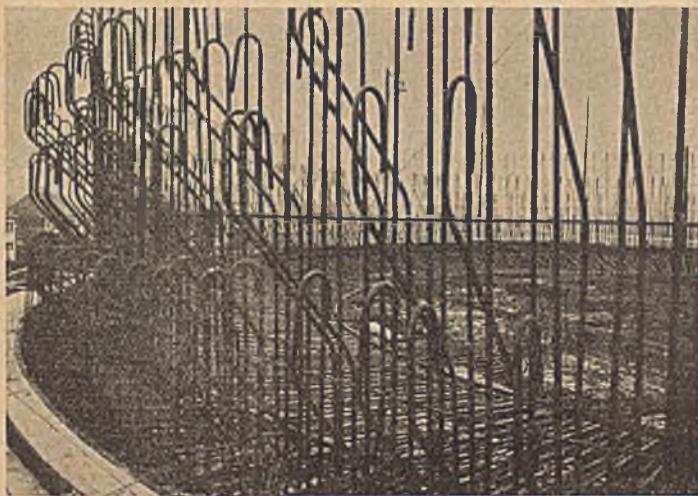


Abb. 6. Wasserturm Stoppenberg bei Essen. Anschluß der Behälterwände an den Boden.

zur Angebotsabgabe aufgeforderten Eisenfirmen, welche eine Garantie für die Dichtigkeit der Schweißstellen nicht übernehmen wollten. Gegen die Zinkblechauskleidung sprach nach dem eingeholten Gutachten des Herrn Prof. Dr.-Ing. E. Probst der Hochschule Karlsruhe der Umstand, daß voraussichtlich die Stoßfugen dem Drucke nicht gewachsen sein dürften, wenn nicht ein vollkommen sattes Anliegen der Blechhaut am Beton erzielt werden kann, wodurch die Blechhaut selbst spannungsfrei gehalten wird. Danach müßte aber die Blechhaut sofort mit der Schalung hochgeführt werden oder bei nachträglicher Aufbringung derselben der Raum zwischen Wand und Blech-

haut mit Zementmörtel vollgepreßt werden. Der Zinkblechmantel wurde schließlich auch mit Rücksicht auf die Gefahr einer schädlichen Einwirkung des Zementes und die dadurch entstehenden Zerstörungen der Zinkhaut abgelehnt.

Zur Ausführung gelangte zuerst die von der ausführenden Firma vorgeschlagene elastische Dichtung; diese bedeckt die Sohle und die Wände bis  $9,0 \text{ m}$  Höhe; sie besteht auf der Sohle und im unteren Teile bis  $3,00 \text{ m}$  Höhe aus einer doppelten Lage Pappisolierung mit zwischengeklebter Juteschicht, wobei jede Schicht sorgfältig aufgeklebt und mit Asphaltmasse überstrichen wurde; im oberen Teil wurde eine zweifache Papplage aufgebracht. Zum Schutze gegen Beschädigungen der Dichtung wurde vor dieselbe eine  $6 \text{ cm}$  starke armierte Torkretschicht aufgebracht, welche ohne Verletzung der Dichtung an vorspringenden Nasen oberhalb der Pappisolierung aufgehängt wurde.

Die Behälterwände über  $9,0 \text{ m}$  Höhe sind durch einen einfachen wasserdichten Putz gedichtet, da diese Wandteile im ungünstigsten Falle nur einen  $4,0 \text{ m}$  hohen Wasserdruck aufzunehmen haben. Die ganze Innenfläche des Behälters sollte außerdem mit einem wasserabweisenden Anstrich bedeckt werden. Durch die Torkretschicht und die darunterliegende elastische Isolierung glaubte man bereits eine vollständige Dichtung erreicht zu haben. Leider haben sich diese Erwartungen nicht voll erfüllt. Bei der ersten Füllung zeigten sich bereits bei  $2,5 \text{ m}$  Wasserhöhe, also bei noch geringerer Beanspruchung undichte Stellen, hauptsächlich an den untersten Teilen der Wände, trotzdem hier keine Risse im Beton sichtbar waren. Bei verstärkter Füllung blieben diese Undichtigkeiten zunächst bestehen, zeigten jedoch keinerlei Zunahme, sondern im Verlauf von 8 Tagen, während welcher Zeit die Inanspruchnahme des Behälters aufs höchste gesteigert wurde, eine sichtliche Verringerung.

Zur Beseitigung aller Undichtigkeiten wurde die gesamte elastische Dichtung beseitigt und an deren Stelle eine Betonschicht aufgeschüttelt, welche sich ohne jede weitere Dichtung vorzüglich bewährt hat. Besondere Sorgfalt wurde naturgemäß auf die Dichtung der in die Sohle einzubetonierenden Rohre gelegt; die kurzen Rohrstücke erhielten an den Außenseiten ringförmige Verstärkungen, mit welchen sie in die daselbst verstärkte Betonplatte eingreifen. Die Armierung wurde ringförmig um die Rohre herumgeführt und durch entsprechende Zulageisen verstärkt. Die Isolierung wurde an den Wänden der Rohre hochgezogen und unter den vorspringenden Flanschen durch eingestemte Bleiwolle gedichtet. Diese Dichtung der Eisenrohre hat sich durchaus bewährt.

Zur Beseitigung aller Undichtigkeiten wurde die gesamte elastische Dichtung beseitigt und an deren Stelle eine Betonschicht aufgeschüttelt, welche sich ohne jede weitere Dichtung vorzüglich bewährt hat. Besondere Sorgfalt wurde naturgemäß auf die Dichtung der in die Sohle einzubetonierenden Rohre gelegt; die kurzen Rohrstücke erhielten an den Außenseiten ringförmige Verstärkungen, mit welchen sie in die daselbst verstärkte Betonplatte eingreifen. Die Armierung wurde ringförmig um die Rohre herumgeführt und durch entsprechende Zulageisen verstärkt. Die Isolierung wurde an den Wänden der Rohre hochgezogen und unter den vorspringenden Flanschen durch eingestemte Bleiwolle gedichtet. Diese Dichtung der Eisenrohre hat sich durchaus bewährt.

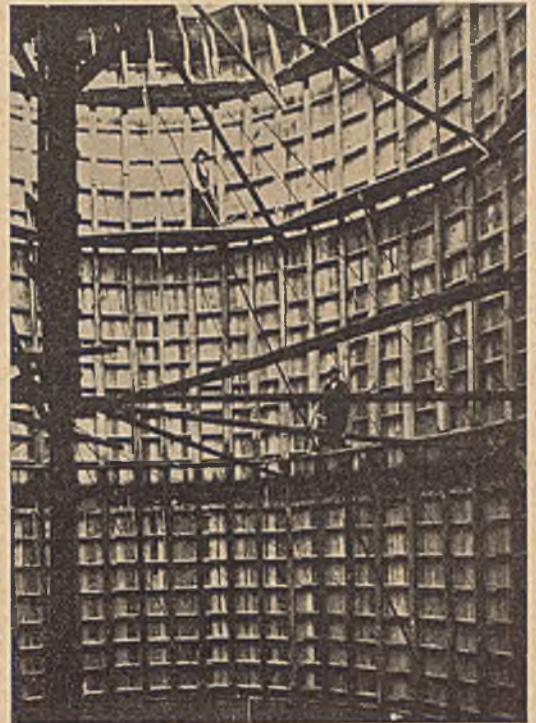


Abb. 7. Wasserturm Stoppenberg bei Essen. Innenschalung des Behälters.

Das Dach ist kegelförmig mit aufgesetzter Laterne, welche mit ihren Jalousien zur besseren Lüftung des Raumes dient. Außen ist der Behälter mit seiner 12 cm starken Mauer, welche sich direkt an den Behälter anlehnt, zum Schutze gegen Temperatureinflüsse umkleidet. Für die Eisenbetonkonstruktion wurde durchaus Beton mit 300 kg je m<sup>3</sup> Eisenportlandzement (Marke Schalke) verwendet. Das Zementwerk der Gelsenkirchener Bergwerks-Aktien-Gesellschaft in Gelsenkirchen leistet hierbei Garantie, daß der gelieferte Zement eine durchschnittliche Normen-Zugfestigkeit von 35 kg/cm<sup>2</sup> ergebe und erbrachte durch Probeentnahme den Beweis für die Qualität des Zementes. An Zuschlagsstoffen wurde der handelsübliche Monierkies verwendet, dem zur Verringerung des Feinsandgehaltes nach Bedarf Perlkies zugesetzt wurde. Sämtlicher Beton wurde als Weichbeton eingebracht, und zwar für den Behälterboden und die Behälterwände je nach Fertigstellung der ganzen Eisenarmierung.

Die Außenansicht des Behälters läßt die Art und Größe

desselben erkennen. Die vorerwähnte Verkleidungsmauer bildet eine geschlossene konisch nach oben sich verjüngende Trommel, wobei die Fläche durch dreieckige hochstrebende Pfeiler unterbrochen ist, welche aus der Kreisfläche hervortreten. Besonders betont ist das der Straße zugewandte Treppenhäus mit dem Haupteingang; hier wird die Wirkung des anstrebenden Turmes durch ein einziges hochansteigendes schmales Fenster verstärkt. Die Außenansicht des Behälters verblieb in Ziegelrohbau mit breiten Fugen, wobei einzelne Mauersteine wahllos nach der Kunstfertigkeit des Maurers ohne besondere Zeichnung zur Belebung aus der Fläche hervortreten. Zur Vertiefung der Schattenwirkungen wurden die Fensteröffnungen mit Betoneinfassungen umrahmt; diese, sowie die Gesimse und Bänder am Haupteingang wurden mit Edelputz versehen und scharriert. Die Kanten der Pfeiler stellen sichtbar den Verband des Mauerwerks dar, indem die Köpfe in ihrer vollen Breite über die schrägen Flächen vorspringen.

## VERSTEINUNG LOSER BODENARTEN IM GRUNDBAU.

(Chemische Verfestigung D. R. P.)

Von Dr.-Ing. E. h. Karl Bernhard, Berlin.

Das der Tiefbau- und Kälteindustrie A.-G., vormals Gebhardt & König und deren Direktor Dr.-Ing. H. Joosten, Nordhausen, patentierte chemische Verfahren zur Verfestigung loser Bodenarten im Grundbau hat bereits in der kurzen Zeit von 2 Jahren nach seiner ersten praktischen Anwendung höchst beachtenswerte Erfolge zu verzeichnen. Eine eingehende Darstellung erscheint daher wohl am Platze, da diese Versteinung bei schwierigen Baugrundverhältnissen der Fachwelt gute Dienste leisten kann.

Das Wesen des Verfahrens besteht darin, daß durch Einspritzen chemischer Lösungen sandige Massen, gleichviel ob über oder unter Wasser lagernd, in beliebiger Mächtigkeit und Ausdehnung sandsteinartig verfestigt werden können. Es werden zwei Chemikalien verwendet, von denen Chemikal I eine Kieselsäurelösung ist, während Chemikal II eine Salzlösung darstellt. Das Verfahren beruht nun darauf, daß durch Einwirken beider Chemikalien aufeinander innerhalb loser Sandmassen ein Kieselsäure-Gel ausgeschieden wird, wodurch eine sofortige und bleibende Verfestigung der Massen eintritt. Die erzeugte Kieselsäure fügt die Quarzteilchen des Gebirges zu einem festen in Wasser unlöslichen Gebirgsblock zusammen. Eine Abbindezeit ist demnach nicht erforderlich. Die Chemikalien werden unter hohem Druck mittels Einspritzröhren in das zu versteinende lose Erdreich gepreßt. Diese Röhre sind aus hochwertigem Stahl, haben 25 mm l. Dmr. und sind mit einer Spitze versehen. Sie weisen am unteren Ende auf 50 cm Länge eine feine Perforierung auf. Das etwa im Boden vorhandene Wasser treiben die Flüssigkeiten vor sich her. Zunächst wird Chemikal I in Absätzen von etwa 50 cm von oben nach unten eingepreßt und zwar soweit, wie die Befestigungshöhe es erfordert. In diesen so mit Chemikal I durchtränkten Boden wird dann das Chemikal II während des Hochziehens der Röhre absatzweise eingepreßt. Die Versteinung ist gegen betonschädliche Säuren unempfindlich und genügt, um höhere Belastungen zuzulassen sowie Bodenbewegungen, welche für die Umgebung während und nach dem Bau gefährlich werden können, zu verhindern. Schließlich wird auch das Wasser durch die versteinete Schicht sofort zurückgehalten, so daß ein wasserdichter Abschluß erzielt wird. Neben der Verfestigung des losen Erdreichs läßt sich auch vorhandenes wasserdurchlässiges Mauerwerk oder ebensolcher Beton, kurz jede Art Undichtigkeiten dadurch dichten, daß die beiden Flüssigkeiten in die feinsten Fugen getrieben werden und diese durch ihre Verbindung verschließen. Solche Abdichtungen sind in der Bergtechnik schon länger erprobt, und es hat sich dabei erwiesen, daß die Bestandteile des Zementes nicht

zerstört und dessen Grundstoffe in keiner Weise angegriffen werden. Wo eine Abdichtung mit Zementmilch versagt, weil der Zement in den feinen und feinsten Haarrissen der Mauer Massen schnell ausgefiltert wird, können die Chemikalien als eine reine Lösung überall da eindringen, wo auch das Wasser durchdringen kann, da sie unter beliebigem Druck eingepreßt werden. So gelangen sie tief in Poren und Spalten des noch zu dichtenden Bauwerkes. Im Bergbau ist beobachtet worden, daß sie auch das hinter den Betonwänden der Tübbingswandungen und Spundwände anstehende Sandgebirge verfestigen und dadurch eine bleibende Verstärkung und Dichtung gewährleisten. Fingerdicke Wasserstrahlen sind durch Einpressungen der Chemikalien unmittelbar beseitigt worden. Endlich besteht auch die Möglichkeit, der Verwitterung ausgesetzte ornamentale Bauteile älterer Bauwerke dauernd zu schützen, wie es bereits versucht ist.

Die Festigkeit der versteineten Schicht hängt natürlich von der Beschaffenheit der Bodenarten ab. Man kann aber immer mit einer Druckfestigkeit von 10—30 kg/cm<sup>2</sup> bei feinem Sand und 40—90 kg/cm<sup>2</sup> bei Kies rechnen. Auf Veranlassung des Verfassers sind Biegeversuche mit aus den verfestigten Körpern herausgeschnittenen Prismen durchgeführt und dabei eine Biegespannung beim Bruch bis zu 20 kg/cm<sup>2</sup> bei feinem Sand ermittelt. Statisch kann mit einem angemessenen Teil hiervon gerechnet werden, wenn nicht durch Probepfeiler auf der Baustelle höhere Biegespannung zulässig erscheint. Hierbei sei darauf hingewiesen, daß bei der Berechnung von Stärken der zu verfestigenden Bodenmassen die Biegebbeanspruchung durch den Auftrieb dadurch vermindert werden kann, daß eine mehr oder weniger große Bodenschicht über der versteineten Masse als Gegenlast gegen den Auftrieb zur praktischen Anwendung kommen kann, da diese Bodenmassen in ihrer Lagerung ja in keiner Weise bei diesem Verfahren verändert worden sind.

Nachstehend seien einige Beispiele praktischer Anwendung der Bodenversteinung in verschiedenen Gebieten des Bauwesens dargestellt und erörtert. Die Anwendungsgebiete lassen sich begrenzen als

- I. Baugrundverbesserung.
- II. Herstellung wasserdichter Baugrubensohlen.
- III. Abdichtungen.

### I. Baugrundverbesserung.

Diese besteht besonders in der Verhinderung seitlicher Bodenbewegungen zur Sicherung gefährdeter Bauwerke. Die Baugrundverbesserung dient aber auch unmittelbar den Grundbauten

neu zu errichtender Gebäude. Die Versteinerung ist inzwischen mit vollem Erfolge in folgenden Fällen verwendet worden:

1. Beim Neubau der an die Berliner Ringbahn anschließenden Stichbahn Jungfernheide—Gartenfeld sind Versteinerungsarbeiten ausgeführt worden, und zwar unmittelbar unter den alten Pfeilern der Spreebrücke. Neben dieser sollten 3 m tiefe Pfeiler für eine Verbreiterung mittels Druckluft fundiert werden. Um die während des Absenkens bestehende Gefahr der Bodenentziehung unter den alten Pfeilern zu beseitigen, ist vorher unter diesen der Baugrund durch chemische Verfestigung des Sandes geschützt. Abb. 1 bis 3

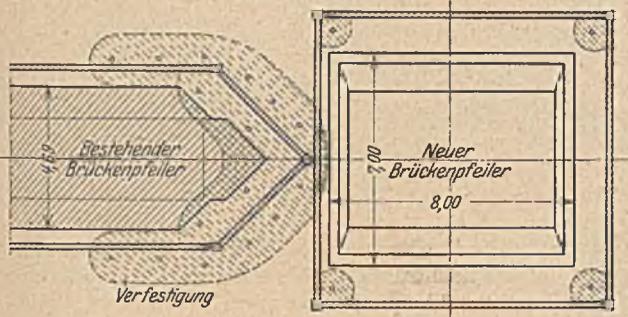
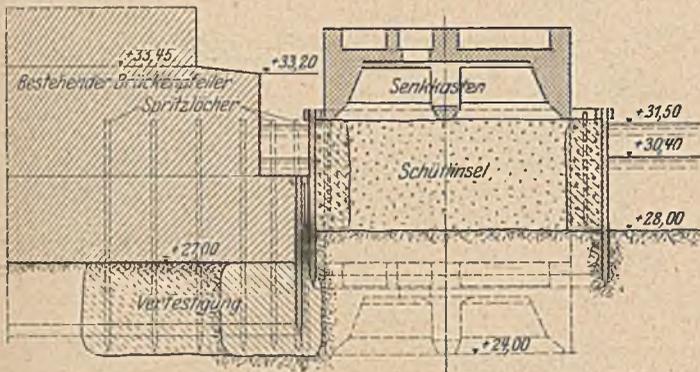
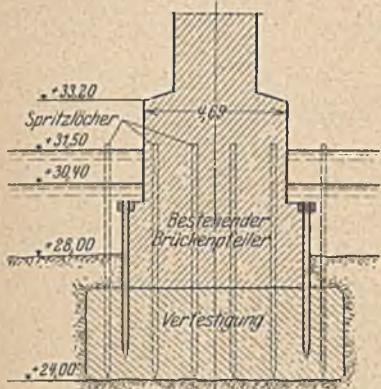


Abb. 1—3. Obere Spreebrücke. Untergrundverfestigung auf chemischem Wege.

zeigen diese Sicherungsarbeiten, besonders wie die verfestigte Schicht zum neuen Pfeilerfundament steht. (Siehe „Bauingenieur“ 1930, Heft 1, S. 4 u. 5.) Ähnliche Ausführungen sind bei Eisenbahnbrücken und Unterführungen bereits mehrfach inzwischen durchgeführt.

2. Während des Neubaus der Universitäts-Frauenklinik in Berlin ist eine Giebelwand durch Verfestigung des Bodens 1,65 bis 2,65 m tief unter den vorhandenen Fundamentbanketten unterfangen worden, da die Kellersohle des angrenzenden Neubaus entsprechend tiefer lag.

3. In ähnlicher Weise ist nach Angabe des Verfassers bei der unter seiner Leitung durchgeführten Verstärkung und Vertiefung eines zu stark vibrierenden Maschinenfundamentes der Schultheiss-Patzenhofer-Brauerei in Spandau nahe der Havel eine benachbarte Gebäudemauer gegen Senkung infolge Bewegung im sandigen Untergrund gesichert, nicht bloß für den Zweck der Bauausführung, sondern auch gegen den starken Pumpbetrieb der Brauerei. Abb. 4 zeigt die Möglichkeit, von einer Seite aus die Einspritzrohre schräg einzuführen, um das Erdreich unter dem Fundament in den gewünschten festen Zustand zu bringen.

4. Gleichzeitig mit dem zu 2. genannten Neubau ist für den Neubau der Universitäts-Augenklinik in Berlin eine chemisch verfestigte Wand von 16 m Länge und 4 m unterer Breite zum Schutze der Widerlager der Monbijoubrücke ausgeführt. Die Sohle dieser Brücke liegt nämlich 13 m höher

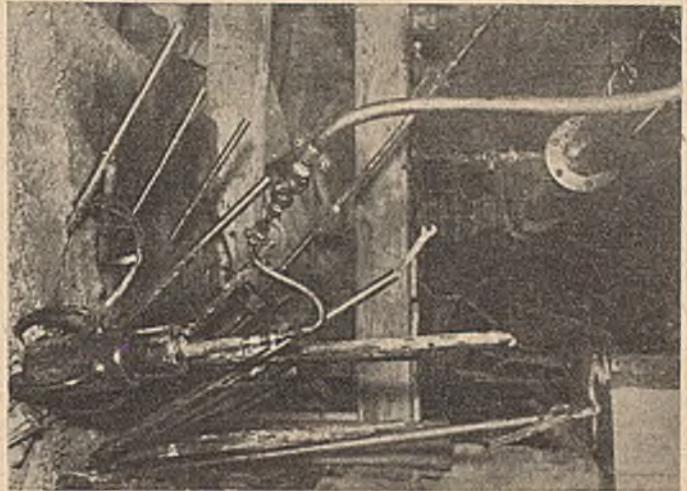


Abb. 4. Verfestigung des Baugrundes unter einem Gebäudefundament der Schultheiß-Patzenhofer-Brauerei in Spandau von einer Seite aus durch schräg eingerammte Einspritzrohre.

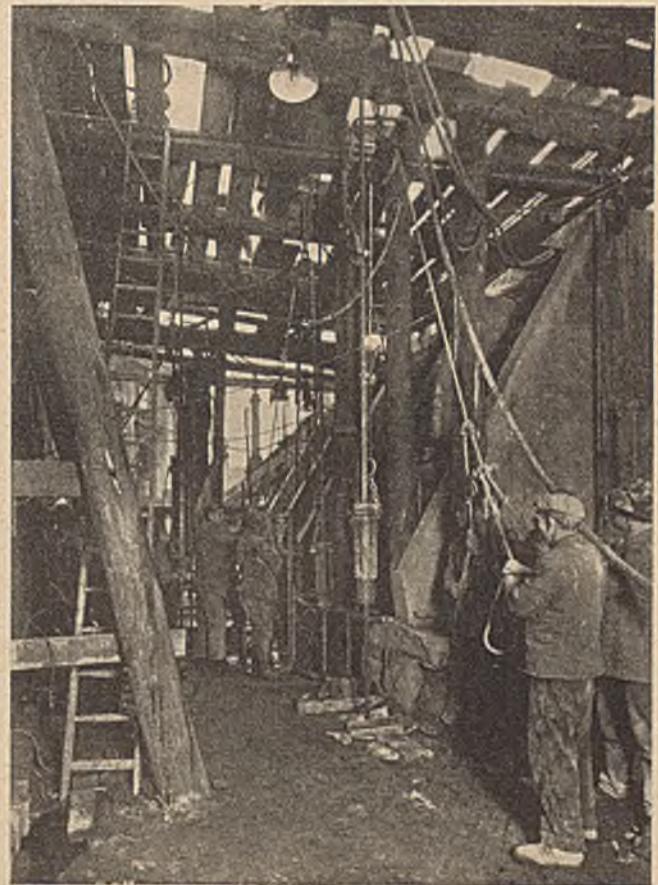


Abb. 4 a. Universitäts-Augenklinik zu Berlin. 25 m tiefe Einspritzrohre neben den Widerlagern der Monbijoubrücke.

als die 8 m davon entfernte Sohle eines mit Druckluft zu gründenden Pfeilers von 7 auf 19 m Grundfläche. Zwischen der alten und neuen Fundierung lagen die Kanten der Sohle in einem Winkel von etwa 60°, so daß also bei Absenkung des neuen Pfeilers in größere Tiefen die höchste Gefahr für den alten Pfeiler bestanden hätte. Um nun die seitlichen Bodenbewegungen

zwischen beiden Pfeilern unmöglich zu machen, ist der Boden durch vorgenannte Wand aus versteinertem Boden geschützt. Die Sohle dieser Wand liegt 12 m tiefer als die Fundament-

sohle des Brückenwiderlagers. Die Versteinung ist bis zu einer Tiefe von 25 m unter der Baugrubensohle auf 16 m Länge durchgeführt, und die Herstellung dieser Schutzwand hat nur drei Wochen Zeit beansprucht (siehe Abb. 4a, 4b und 4c).

5. Beim Neubau der Post am neuen Hauptbahnhof in Königsberg i. Pr. liegt der Fall vor, daß nach erfolgter

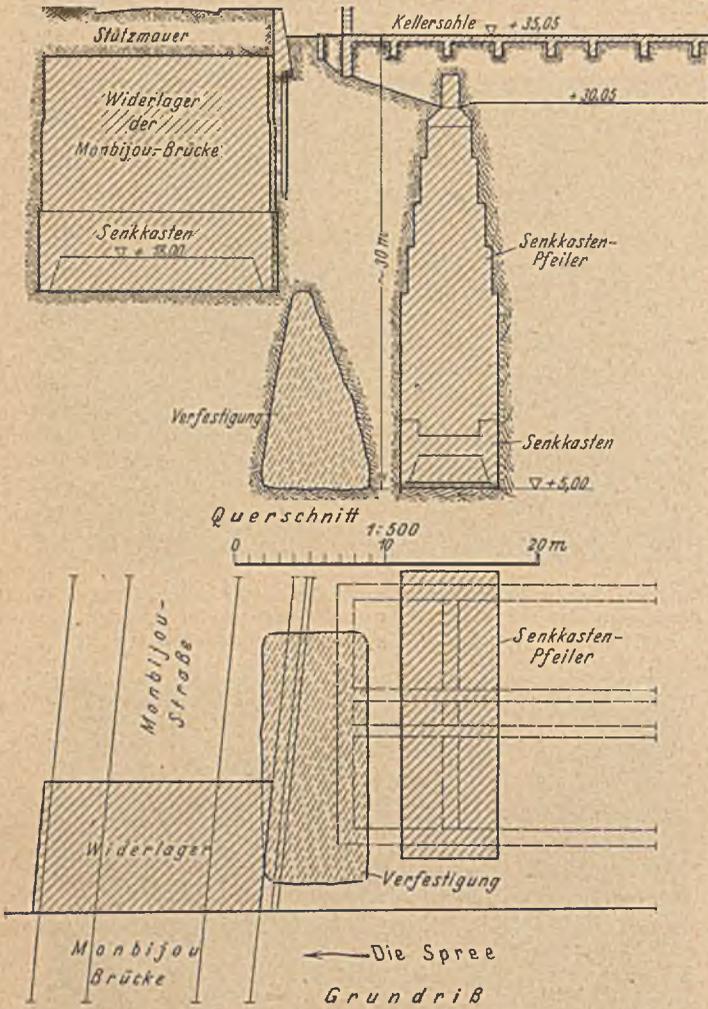


Abb. 4b u. 4c.

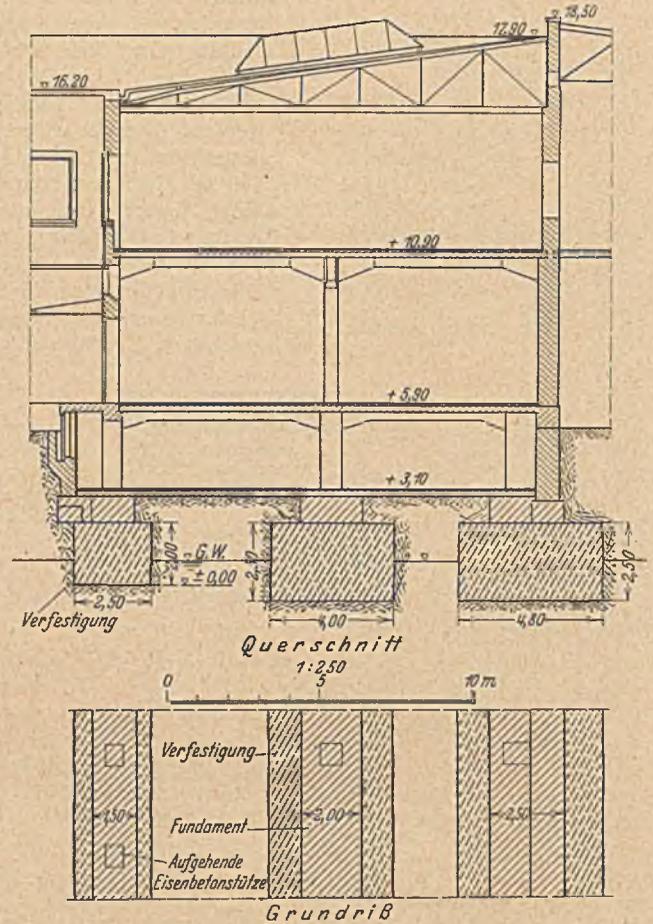


Abb. 5.

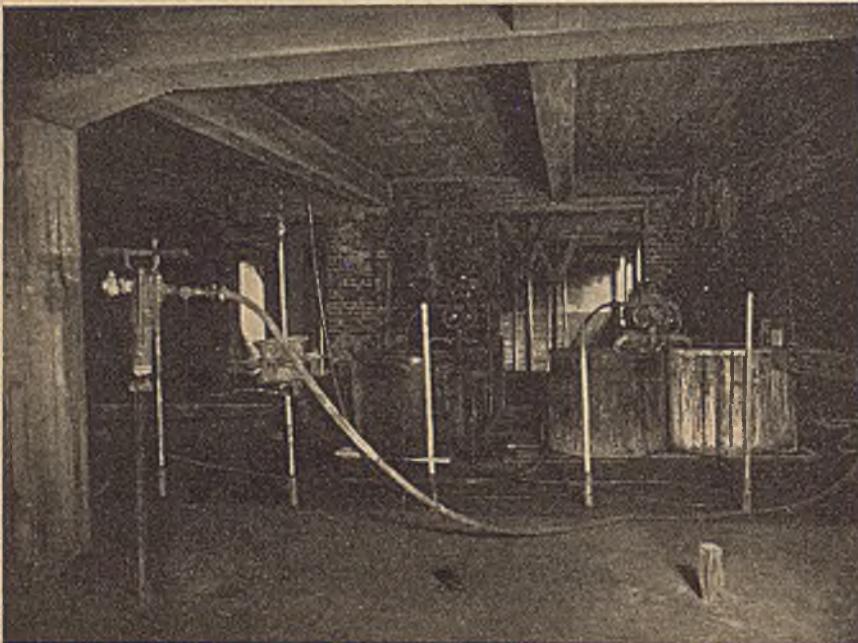


Abb. 6. Postneubau Königsberg. Durchbohren des Fundaments mittels Preßlufthammers zum nachträglichen Einführen der Einspritzrohre, in der hinteren Rohrreihe links ein Rohr fertig zum Einspritzen.

Gründung, aber noch während der Bauausführung infolge nachträglicher Veränderung der Belastung der Bausohle die Fundamente, welche aus Eisenbetonbanketten bestanden, verstärkt werden mußten. Der darunterliegende Kiesboden wurde auf 100 m Länge deshalb chemisch verfestigt, wie es Abb. 5 und 6 darstellen. Die Verfestigung erfolgt so, daß die Fundamentsohle gegenüber dem bestehenden Fundament doppelt so breit wird wie früher. Die Arbeiten erfolgten vom Keller aus, wo nur 2 bis 2,50 m Arbeitshöhe zur Verfügung stand. Innerhalb sechs Wochen sind auf diese Weise rd. 1000 m<sup>3</sup> Boden versteinert, wodurch die erhöhte Auflast in den zulässigen Grenzen auf die tieferen tragfähigeren Schichten übertragen werden konnte.

6. Eine Verbindung von Betonpfahlfundierung und chemischer Verfestigung ist bei einem Wohnhausneubau in Spandau nahe der Havel ausgeführt. Hier böschte sich die tragfähige Schicht (siehe Abb. 7a und 7b) nach der Havel zu stark ab. Über dem guten Baugrund (Kies mit Steinen) befand sich unter der Straßenfront eine 2 bis 2,5 m starke Schliefsandschicht, deren Bewegung namentlich bei ihrer hängenden Lage früher oder später dem Bauwerk hätte gefährlich sein können. Wegen des im oberen Teil moorigen Grundes sind hier Bohr-

pfähle nach dem System Michaelis-Mast verwendet, die unter der Mittelwand durch die Schliefsandschicht bis tief in den guten Baugrund getrieben sind, während unter der Straßenfront die Schliefsandschicht in 2 m Stärke auf 100 m<sup>2</sup> Fläche verfestigt wurde. Die unter der Straßenfront nötigen Bohrpfähle brauchten deshalb nur bis zu dieser Schicht geführt zu werden, so daß hier statt Pfähle von 17 m nur solche von 9 m Länge nötig waren. Die Last wird in der Vorderfront auf diese Art vorsichtigerweise auf etwa 0,5 kg/cm<sup>2</sup> Bodenpressung verteilt. Der Umfang und die Stärke des versteinten Blockes wurde durch Bohrungen festgestellt. Er ist 19 m

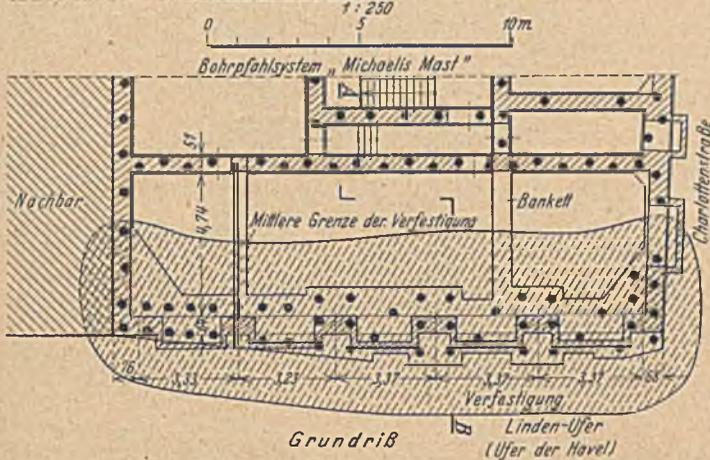
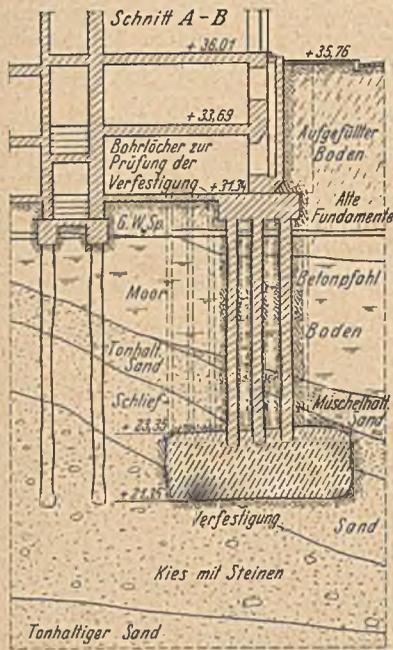


Abb. 7a u. 7b.

lang und 5 m breit und lag 9 m unter Grundwasser. Eine nähere Beschreibung siehe „Deutsche Bauzeitung“ 1928, Nr. 5.

## II. Wasserdichte Baugrubensohle — chemische Wasserhaltung.

Der chemisch verfestigte lose Boden zeigt nicht nur wegen der erreichten Festigkeit die unter I. erläuterte statische Verwendung im Grundbau, sondern auch eine, und zwar unabhängig von der Kornzusammensetzung erzielte, mehr oder weniger große Wasserdurchlässigkeit. Hierdurch wird die Herstellung praktisch wasserdichter Baugrubensohlen ermöglicht und es ist das einzige Verfahren in der Bautechnik, durch welches eine wasserdichte Sohle hergestellt wird, ohne daß vorher das darüber liegende Erdreich beseitigt werden muß und ohne daß also eine Störung des Gleichgewichtes und der Lagerungsverhältnisse in der Erdschicht auftritt. Man kann so also auch über der versteinten Schicht den unberührt gebliebenen trockengelegten Boden als Gegenlast für den Auftrieb in erforderlichem Maße stehen lassen. Das ist von nicht zu unterschätzender Bedeutung gegenüber andern Verfahren, also beispielsweise im Wettbewerbe mit der Ausbaggerung des Bodens zwischen Spundwänden unter Grundwassersenkung oder Schüttung des Betons bei nicht abgesenktem Grundwasser

nach vorheriger Ausbaggerung des Bodens. Es wird für dieses neue Verfahren die Bezeichnung „chemische Wasserhaltung“ vorgeschlagen.

1. Die erste und größte Anwendung dieser Art ist die Versteinerung der Sohle des rund 600 m langen, 1,5 m unter N. N. W. geplanten Heberohrkanals der Wassergewinnungsanlage für das neue Wasserwerk der Stadt Düsseldorf „am Staad“ (siehe Abb. 8, 8a und 8b). Bei älteren Wassergewinnungsanlagen ergaben bei den ungünstigsten Rhein- und Grundwasserständen die einzelnen Rohrbrunnen in 25 bis 30 m Entfernung vom Rhein nur 8 l/sec. Nach den bisherigen Bauverfahren mit offenen Baugruben war

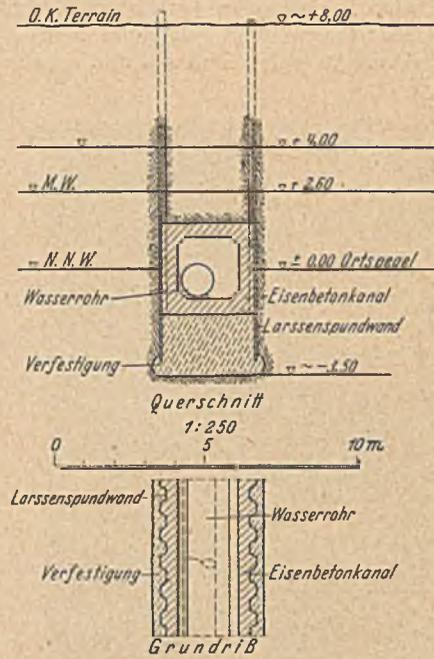


Abb. 8 u. 8a.

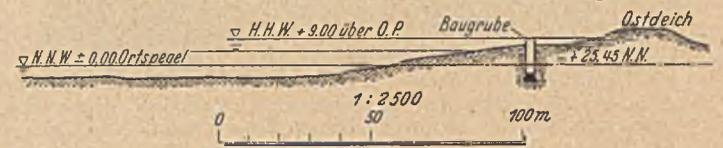


Abb. 8b.

es nicht möglich, die Sohle des begehbaren Kanals, in den die Hebeleitung verlegt werden sollte, tiefer als ± 0 am O.-P. zu legen, wodurch eine tiefste Absenkung des Grundwasserrohres

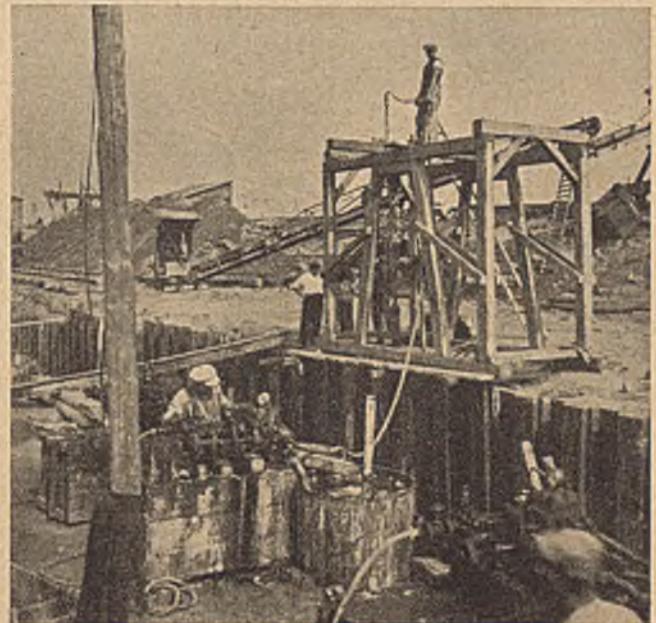


Abb. 9. Heberohrkanal des Wasserwerks Düsseldorf. Verfestigungsanlage mit den Chemikalien-Bottichen. Einspritzen zur Dichtung hinter den Spundwänden.

nur bis — 6,5 möglich war. Es ist das Verdienst des Wasserkreditors Dipl.-Ing. Lang, Düsseldorf (siehe „Gas und Wasser“ 1930, Heft 2 bis 4) erkannt zu haben, daß mit Hilfe der chemischen Wasserhaltung durch Tieferlegung der Kanal-

sohle um 2 m die Mindestleistung der Wassergewinnung auf 30 l/sec gebracht werden könnte. Mit einer Anlage von 25 Brunnen auf 500 m Rheinfront konnten infolgedessen 65 000 m<sup>3</sup> täglich beim tiefsten Rhein und Grundwasserstand gewonnen werden, während für die gleiche Leistung 50 bis 70 Brunnen und nahezu

ist, wie Abb. 11, 12 und 13 zeigen, 3,70 m unter Grundwasser eine 1,50 m starke versteinte Sohle zwischen Spundwänden in einer Grundfläche von 10 auf 22 m hergestellt, um einen Eisenbetontrog mit geklebter Außendichtung einwandfrei ausführen zu können. Hier liegt über der versteinten Schicht eine 0,66 m starke unversteinte Bodenschicht als Gegenlast des Auftriebes.

3. Als wasserabhaltende Sohle für die Verlängerung eines bestehenden Eisenbahndurchlasses bei Zäckerrick (Reichsbahndirektion Stettin) ist in einer Tiefe von 5,60 m der Boden verfestigt, wie Abb. 14 und 15 zeigen. Der vorangegangene Versuch, im Schutze einer offenen Wasserhaltung auszuschachten, war nicht geglückt, mit der Verfestigung ist aber die Gründung des Bauwerkes einwandfrei darauf durchgeführt.

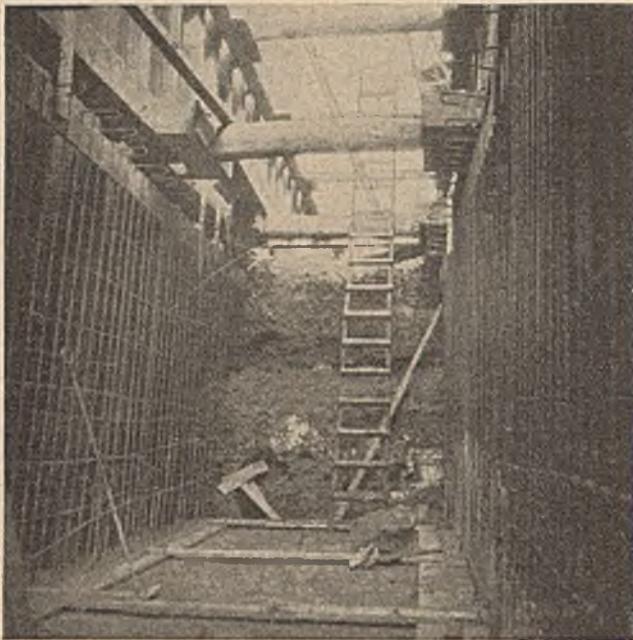


Abb. 10. Heberrohrkanal des Wasserwerks Düsseldorf. Eisenbetonsohle des Kanals fertig. Hinten die versteinte provisorische Querwand zur Unterteilung der Baugrube.

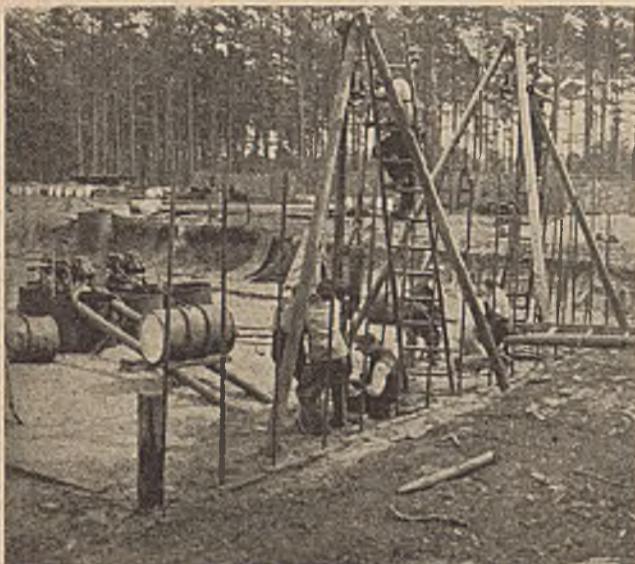


Abb. 11. Pumpenhaus Berkhof des Wasserwerks Hannover, Verfestigungsanlage. Einrammen der Spritzrohre vor der Schmalseite der von Spundwänden umschlossenen Baugrube.

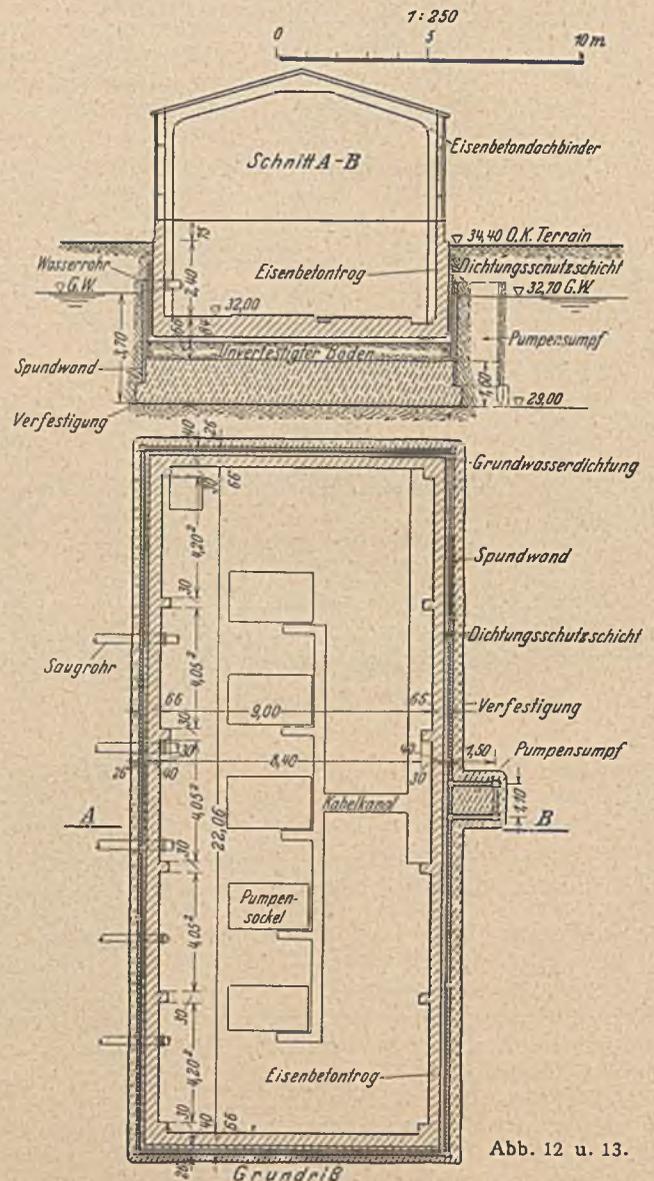


Abb. 12 u. 13.

1000 m Hebekanal und damit auch Rheinfront nach der älteren Bauart erforderlich gewesen waren.

Die im Sommer 1929 ausgeführten Arbeiten und die Erreichung ihres Zweckes sind ein voller Erfolg für die chemische Wasserhaltung. In Abb. 8, 9, 10 sind die einzelnen Vorgänge klar ersichtlich. Im übrigen wird bezüglich der Einzelheiten auf den im „Bauingenieur“ veröffentlichten Vortrag von Lang auf der Betontagung verwiesen.

2. Beim Bau des Pumpenhauses für das Vorpumpenwerk Berkhof der städtischen Wasserwerke Hannover

4. Vorstehende Erfahrung weist auf die Herstellung von Stollen und Schächten im schwimmenden Gebirge hin. Größere Erfahrungen liegen augenblicklich noch nicht vor, jedoch scheinen Versuche kleineren Umfanges zur Entwicklung der Bauart auf diesem Gebiete zu ermutigen. Die Patentinhaber haben bereits mehrere Meter unter Wasser einen Versuchsschacht von 1,75 m auf 1,75 m ohne jeden Ausbau hergestellt, indem aus chemisch versteintem prismatischen Vollkörper mittels Preßlufthammer der Schacht ausgemeißelt worden ist. Der Schacht war wasserdicht und steht seit mehreren Jahren

unverändert. Eine Tieferführung ist dadurch möglich, daß die Sohle für das Einsetzen der Einspritzrohre durchbohrt wird und nach Eintreiben der letzteren ein neuer Absatz in ähnlicher Weise verfestigt werden kann. Auch könnte versucht werden, unter Stehenlassen eines unverfestigten Kerns nur Wand und Sohle zu verfestigen. In ähnlicher Weise konnte auf dem Düsseldorfer Wasserwerk aus einem zylindrischen Vollkörper rund 2 m unter Grundwasser ein begehrbarer Kanal von 1,80 m Durchmesser als Versuch

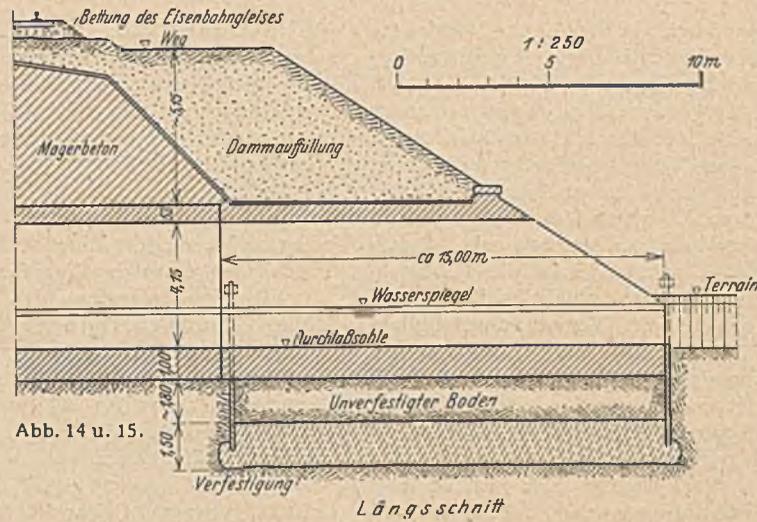
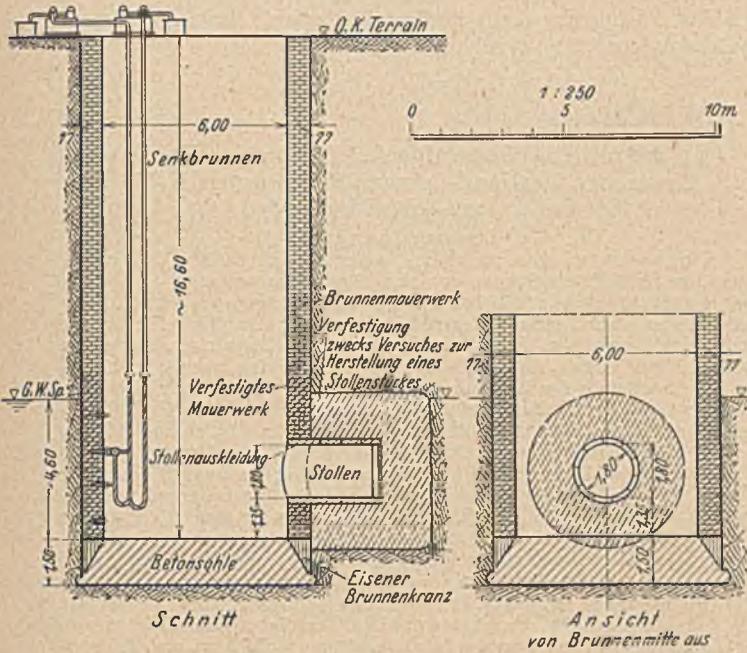
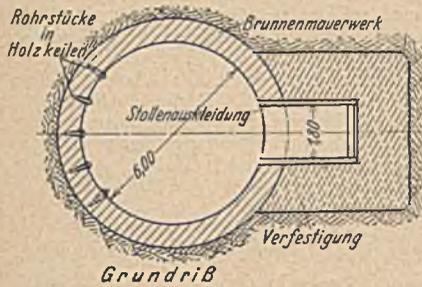


Abb. 14 u. 15.



Ansicht von Brunnenmitte aus



Grundriß

Abb. 16.

fanden sich zwischen dem äußeren Wasserspiegel und der Sohle. Mittels eines Preßluftbohrers wurden von einer Schwimmbühne aus Löcher bis zur halben Tiefe des Mauerwerks gebohrt und in diese Gasrohre 30 cm tief eingesetzt. Am Ende waren diese mit einem durchbohrten Holzspund umgeben und dieser Spund fest eingetrieben. Die Rohre wurden mittels T-Stück an zwei Druckschläuche angeschlossen, die zu den beiden Chemikalienpumpen führten (siehe Abb. 16). Durch Einspritzen der chemischen Lösungen waren die Undichtigkeiten schnell beseitigt, und zwar reichte die Dichtung über eine kreisförmige Mauerfläche von 2 m Halbmesser. Mit 28 solcher Einspritzlöcher wurde die Dichtung von oben nach unten durchgeführt. Der Wasserzufluß konnte dadurch auf 1 l/min vermindert werden. Der Verbrauch an Chemikalien hielt sich in mäßigen Grenzen. Die Kosten waren sehr gering und der Nutzen außerordentlich. Die Wirtschaftlichkeit des neuen Verfahrens ist auch auf diesem Gebiete bewiesen.

2. Die Wintershall A.-G. berichtet über die Abdichtung eines Laugedammes auf dem Kalibergwerk im Rhöngebirge. Ein auf beste Weise hergestellter Mauerdamm bringt unter 75 at Druck eine Laugenmenge von 1½ l/min gesättigte Kochsalzlösung zutage. Durch das Verfestigungsverfahren ist eine

herausgearbeitet werden, wie in der Abb. 16 und 16a angedeutet ist. Hiermit ist also ein Anwendungsgebiet von größter Bedeutung noch offen.

III. Abdichtungen.

1. Wasserdurchlässiges Beton- und Ziegelmauerwerk kann durch abwechselndes Einpressen beider Chemikalien völlig wasserdicht gemacht werden. Ein Beispiel dieser Art ist in der „Bergtechnik“ 1929 Nr. 10 veröffentlicht. Auf dem Düsseldorfer Wasserwerk ist ein alter Senkbrunnen von 6 m l/W und 18 m Tiefe (siehe Abb. 16) mit einer 1,50 m starken Eisenbetonsohle unten abgeschlossen. Er hat sich als undicht erwiesen und einen Wasserzufluß von 400 l/min gezeigt. Die Undichtigkeiten be-

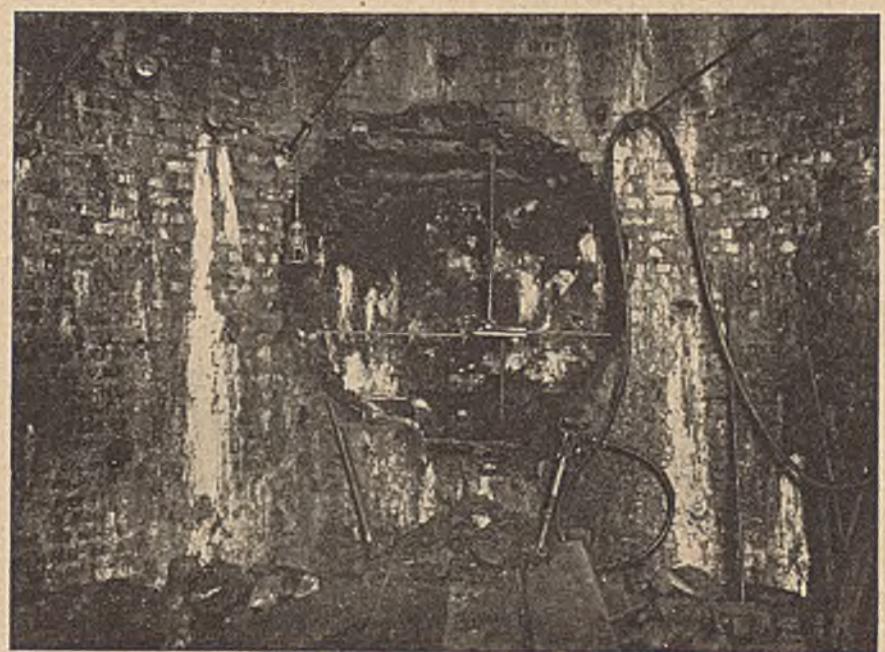


Abb. 16 a. Wasserwerk Düsseldorf. Herstellung eines begehrbaren Kanals nach Verfestigung des Erdreiches von dem Brunnen schacht aus.

vollkommene Dichtung herbeigeführt, da sowohl das Mauerwerk als auch die Berührungsflächen zwischen Mauerwerk und Salzstoß sich als praktisch trocken erwiesen haben.

3. Die Gesellschaft berichtet weiter, daß sie dieses Verfahren auch zum Abdichten der Tübbings und des Schachtes Sachsen-Weimar bei rund 550 m Teufe mit Erfolg angewendet hat. Die hinter den Tübbings sitzenden Wasserzuflüsse sind früher durch Zementieren abgeschlossen. Es traten jedoch 3 bis 5 l/min durch die Fugen und einige undichte Schrauben aus. Durch die Einpressung der chemischen Lösungen hinter die Tübbingsringe erfolgte ein völliger Abschluß der Undichtigkeiten.

Vorstehende Beispiele zeigen die Verwendungsmöglichkeiten des Verfahrens zur Versteinung loser Bodenmassen. Zusammenfassend sei nochmals darauf hingewiesen, daß die Verfestigung sofort eintritt und keiner Abbindezeit bedarf; daß die Chemikalien reine Lösungen sind und deshalb in die feinsten Spalten und Haarrisse unter Verdrängung des Wassers eindringen; daß die Verfestigung bleibend ist und unempfindlich gegen betonschädliche Säuren; daß sie sowohl in trockenem als auch in Wasser durchsetztem Boden erfolgt; daß keinerlei Bodenbewegung stattfindet; daß nur

geringe Bauhöhen erforderlich sind und die Verfestigung durch schräggeführte Einspritzrohre auch von der Seite erfolgen kann, auch die Rohre mittels kleiner Bohrlöcher durch Mauern hindurchgeführt werden können. Eine Verfestigung kann nur eintreten bei quarzhaltigem Material. Eine geringe Verunreinigung durch Ton u. dgl. ist nicht schädlich. In reinem Kiesboden ist eine Druckfestigkeit von 90 kg/cm<sup>2</sup> erreicht, während bei feinstem Sande diese Druckfestigkeit nur 15 bis 20 kg/cm<sup>2</sup> beträgt. Eine Verfestigung ist bisher bis zu einer Tiefe von 25 m durchgeführt.

Für die Anwendung des Verfahrens im Bauwesen hat die Beton- und Tiefbaugesellschaft Mast m. b. H. Berlin SW. 68, Zimmerstr. 94, von den Patentinhabern die alleinigen Ausführungsrechte für Deutschland erworben, wogegen die Siemens-Bauunion G. m. b. H., Kommanditgesellschaft, Berlin-Siemensstadt, die Lizenzen im Baugewerbe für das gesamte Ausland besitzt.

Die Tiefbau- und Kalteindustrie-Aktiengesellschaft, vormals Gebhardt & Koenig, in Nordhausen, hat sich das Ausführungsrecht im Bergbau sowohl im In- als auch im Auslande selbst vorbehalten.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Brücken auf Eisenbetonpfählen.

Die Vorteile der Brücken auf Eisenbetonpfählen (Abb. 1) (Schnelligkeit und Billigkeit der Herstellung bei verschiedenen Untergrundverhältnissen ohne Wasserhaltung) hat zu ihrer ausgedehnten Anwendung in Italien geführt.

In den letzten Jahren sind über 100 von Provinzen, Gemeinden und Entwässerungsgenossenschaften ausgeführt worden. Sie haben meist 6 m Breite und eine



Abb. 1.

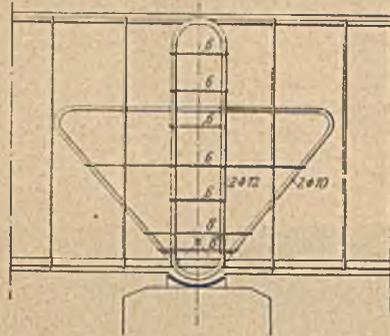


Abb. 3.

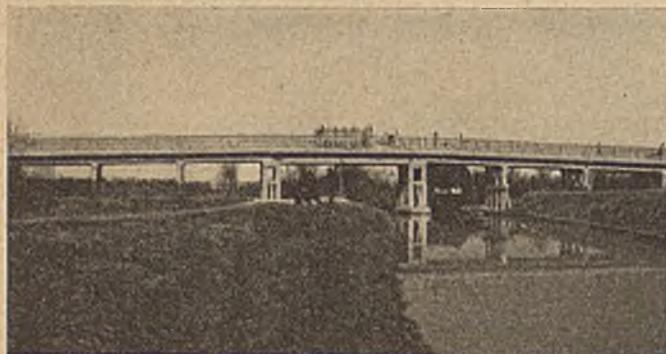


Abb. 2.

Fahrbahnplatte mit vier Rippen von 24 cm Breite. Diese Bauweise ermöglicht ohne Schwierigkeiten auch die Erhöhung bestehender Brücken (Abb. 2). An den End- und den Zwischenauflagern sind die Rippenbalken in einer patentierten Bauart (Abb. 3) bewehrt. (Nach Ing. G. Pasquali. Il Cemento armato 1929, S. 91—99 mit 3 Zeichnungen und 17 Lichtbildern.) N.

53. ordentliche Generalversammlung des Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten E. V. Berlin, 20.—22. März 1930

Tagesordnung:

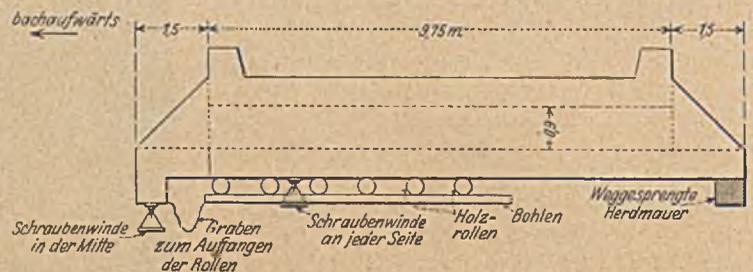
Donnerstag, den 20. März, vormittags 10 Uhr, Ingenieurhaus, Friedrich-Ebert-Straße 27: Mitgliederversammlung.

Freitag, den 21. März 1930, vormittags 10 Uhr: 1. Über das Sintern von Portland-Zement-Rohmassen; Dr. Haegermann, Berlin-Karlshorst. 2. Über die Hydrate des Tricalciumaluminats; Professor Dr. Eitel, Berlin-Dahlem. 3. Methoden zur Erforschung der Thermochemie des Zementes; Professor Dr. W. A. Roth, Braunschweig. 4. Der Einfluß des Feinkornaufbaues auf die Festigkeitseigenschaften der Portland-Zemente; Professor Dr. Hans Kühl, Berlin-Lichterfelde. 5. Die Anschauungen über die Verbindungen höherer Ordnung (Komplexverbindungen) und ihre Bedeutung für den Aufbau der im Portland-Zement vorhandenen Stoffe; Dr. Krauß, Braunschweig. 6. Beitrag zur Bewertung der KL-Lagerung für die Praxis; Professor H. Burchartz, Berlin-Dahlem.

Sonnabend, den 22. März 1930, vormittags 10 Uhr: 1. Bericht über Forschungsarbeiten; Professor Dr. Nacken, Frankfurt a. M. 2. Die chemische Wirkung von Gips und anderen Bindezeitverzögerern auf Portland-Zementklinker; Dr.-Ing. Lennart Forsén, Gerknäs (Finnland). 3. Bericht über Versuche, betr. den Schutz von Beton gegen chemische Angriffe; Professor O. Graf, Stuttgart. 4. Die Auswertung von Siebanalysen und der Abrams'sche Feinheitsmodul; Dr.-Ing. A. Hummel, Berlin-Karlshorst. 5. Der Erlaß des Preuß. Ministers für Volkswohlfahrt vom 11. April 1929 und die bisherige Rechtsprechung dazu; Berichterstatter Herr Justizrat Dr. Fuld, Mainz. 6. Verbesserungen in der Zement-Müllerei; Direktor A. B. Helbig, Kaiserslautern (Barbarossawerke A.-G.).

Verschiebung eines Betondurchlasses.

Bei der Verlegung einer Staatsstraße in der Nähe von Heber Springs (Arkansas) ist ein Betondurchlaß von 9,75 m Länge und 0,9 m lichtigem Durchmesser mittels Hebebäumen und Schraubenwinden



angehoben und, nach Wegsprengen der Herdmauer am hinteren Ende, auf Holzrollen und Bohlenbahnen (s. Abb.) von Maultieren 12,5 m weit an die neue Stelle gezogen worden. Die Kosten haben 149,40 Dollar ausgemacht; ein Neubau hätte 450 bis 500 Dollar erfordert. (Nach Engineering-News-Record 1929, S. 782, mit 1 Zeichnung und 1 Zahlentafel.) N.

**Kritische und vergleichende Betrachtungen im Anschluß an die Bull-Run Schwergewichtsmauer (U. S. A.).**

Über den 1929 fertiggestellten Bull-Run Dam befindet sich ein ausführlicher Bericht von B. E. Torpen in der Zeitschrift „Engineering News-Record“ vom 8. 8. 1929. Da die Erbauer der Staumauer weitgehend bestrebt waren — mehr als es vielfach üblich ist — die Bauausführung dem Kräftespiel anzupassen, und ein Maximum an Wasserdichtigkeit erreichen wollten, so dürfte eine Erörterung der wesentlichen Merkmale der Bull-Run Schwergewichtsmauer zumal in vergleichender Gegenüberstellung zu unseren deutschen Anschauungen von Interesse sein.

Es handelt sich um eine Staumauer von 60 m Höhe mit etwa 170 000 cbm Beton, welche ein Staubecken von 39 Millionen cbm geschaffen hat, durch das für viele Jahre die Wasserversorgung der Stadt Portland, Ore U. S. A., sichergestellt ist. Der Gründungsfelsen besteht überall aus Basaltlava von ausgezeichnete Beschaffenheit und Wasserdichtigkeit ( $\gamma = 2,8 \text{ t/cbm}$ ,  $k_1 = 1400 \text{ kg/cm}^2$ ).

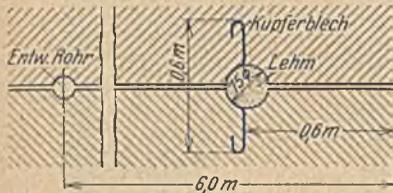


Abb. 1. Dehnungsfuge.

Die Dichtung der Fugen zeigt Abb. 1, die auf Grund der amerikanischen Beschreibung angefertigt wurde. In 60 cm Abstand von der Oberwasserseite ist ein 60 cm breites, gebogenes Kupperblech in den benachbarten Betonblöcken verankert. Vor dem Blech nach der Wasserseite zu ist ein Loch von 15 cm Durchmesser ausgespart und mit feuchtem Lehm ausgestampft. In 6 m Abstand von der Wasserseite befindet sich noch ein Entwässerungsrohr, welches einen Teil der Mauerdrainage bildet.

Die Dichtung der Fugen zeigt Abb. 1, die auf Grund der amerikanischen Beschreibung angefertigt wurde. In 60 cm Abstand von der Oberwasserseite ist ein 60 cm breites, gebogenes Kupperblech in den benachbarten Betonblöcken verankert. Vor dem Blech nach der Wasserseite zu ist ein Loch von 15 cm Durchmesser ausgespart und mit feuchtem Lehm ausgestampft. In 6 m Abstand von der Wasserseite befindet sich noch ein Entwässerungsrohr, welches einen Teil der Mauerdrainage bildet.

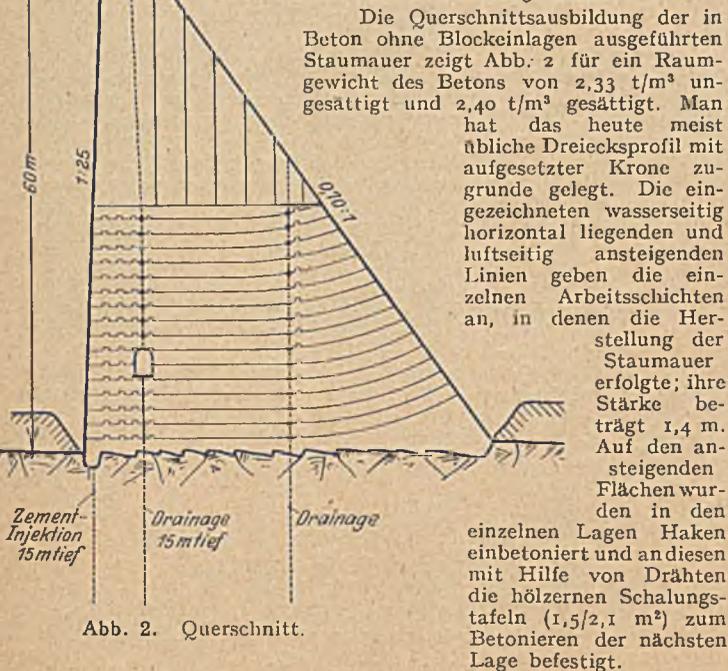


Abb. 2. Querschnitt.

Entsprechend dem Verlauf der Hauptspannungstrajektorien laufen die Arbeitsfugen senkrecht zur Luftseite aus, eine Maßnahme, welche vom Standpunkte der Sicherheit sehr zu begrüßen ist, besonders, wenn es sich wie hier um eine Schwergewichtsmauer in Beton ohne Blockeinlagen handelt, bei welcher der Frage der Gleitgefahr in horizontaler Richtung besondere Aufmerksamkeit gewidmet werden muß. Die vier Zähne an der Wasserseite sind aus Gründen der Erhöhung der Wasserdichtigkeit eingelegt, werden aber natürlich auch eine Erhöhung der Gleitwiderstände hervorrufen. Nach Abb. 2 hat es den Anschein, als ob der obere Teil in anderer Weise hergestellt ist.

Unter der sehr kleinen Herdmauer wurde eine 15 m tief heruntergeführte Zementinjektion vorgesehen (Lochdurchmesser 5 cm, Abstand 3 m); 6 m von dieser entfernt befindet sich eine Drainage der Staumauer, welche mit Hilfe von Löchern von 5 cm Durchmesser bei 3 m Abstand 15 m tief in den Felsen hineingeführt ist. Zwischen dem Beobachtungsgang ( $2/3 \text{ m}^2$  Querschnitt) und dem Felsen beträgt der Rohrdurchmesser 10 cm, oberhalb davon 15 cm. Eine weitere Drainage von geringerer Bedeutung befindet sich in einem Abstände von 24 m von der Wasserseite; oberer Durchmesser 7,5 cm bei 6 m Abstand. Die vertikalen Drainrohre sind durch horizontale von 7,5 cm Durchmesser verbunden, die in die Arbeitsfugen eingelegt sind. Die Kosten der in diesem Absatz geschilderten Sicherungsmaßnahmen betragen M 570 000 bei einer Gesamtsumme für die Staumauer von ungefähr 9,7 Millionen, also etwa 6%.

Sehr wertvoll sind die Erfahrungen, welche man beim Verlegen dieser Drainage machte. Es zeigte sich, daß das letztere sehr schwierig war, und die Löcher sich ihres kleinen Durchmessers wegen leicht verstopften. Die Erbauer empfehlen daher für künftige Bauausführungen horizontale Sickerrohre von 10–15 cm Durchmesser und an Stelle der vielen vertikalen Rohre von 7,5 cm Durchmesser in 3 m Abstand große Schächte von  $90/90 \text{ cm}^2$  Querschnitt in den vertikalen Kontraktionsfugen. So bietet sich auch die Möglichkeit, die Schächte gleichzeitig als Beobachtungs- und Einsteigeschächte zu benutzen, von denen aus die Reinigung der horizontalen Drainrohre möglich ist, so daß eine einwandfreie Wirkungsweise der Drainage auch wirklich gewährleistet ist.

Mit Rücksicht auf die eingebaute Drainage wurden die Abmessungen des Staudreiecks für einen Unterdruck gemäß Abb. 3 berechnet; dabei stellte man noch die Forderung, daß nirgends Zugspannungen auftreten sollten. Nach Abb. 3 beträgt der Unterdruck an der Wasserseite, der maximalen Stauhöhe entsprechend,  $60 \text{ t/m}^2$  und geht linear auf  $10 \text{ t/m}^2$  an der Drainage herunter. Die weitere Verteilung luftseitig ist belanglos, da in diesem Teil der Staumauer die Pressung von oben größer ist als  $10 \text{ t/m}^2$ .

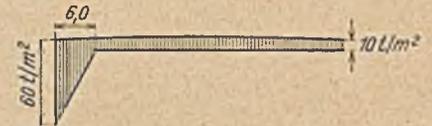


Abb. 3. Unterdruckdiagramm.

Sehr interessant ist nun der Vergleich der Abmessungen des Bull-Run Dammes mit den Abmessungen, welche sich mit den bei uns üblichen Berechnungsmethoden nach Fecht und Link ergeben<sup>1</sup>. Diese Berechnungsmethode geht bekanntlich von einem von der Wasserseite nach der Luftseite linear auf Null fallenden Unterdruck bei der Stabilitätsberechnung der Staumauer aus und verlangt, daß an der Luftseite gerade die Regelspannung  $\gamma \cdot h \text{ t/m}^2$  erreicht wird. Bei vollem Auftrieb ergibt sich dabei bekanntlich

$$\tan \alpha = \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma^2 - 1}}; \quad \text{mit } \gamma = 2,33; \quad \tan \alpha = 0,73.$$

Bei dem so berechneten Winkel  $\alpha$  des Staudreiecks ist selbstverständlich an eine Drainage oder sonstige Entlastung der Staumauer nicht gedacht. Wenn auch die in Deutschland in der letzten Zeit erbauten oder im Bau befindlichen großen Betonstaumauern eine Mauerdrainage aufweisen, welche meist bis zum Gründungsfelsen heruntergeführt ist, so ist diese als eine weitere Sicherheit zu betrachten und trägt auch oft mehr den Charakter einer Beobachtungsmaßnahme als den einer Entlastungsmaßnahme.

Ein Blick auf Abb. 2 lehrt, daß auf Grund der beim Bull-Run Dam angewandten Berechnungsweise sich ebenfalls ein Spitzenwinkel mit  $\tan \alpha = 0,73$  ergibt, wengleich auf einer ganz anderen Grundlage, nämlich unter voller Berücksichtigung der durch die Drainage hervorgerufenen Entlastung. Die Vergleichsrechnung zeigt so recht, wie wenig Übereinstimmung doch in den Grundlagen zur Bemessung von Schwergewichtsmauern in den einzelnen Ländern zu finden ist. Dieser Umstand tritt noch krasser in Erscheinung, wenn die Erbauer der Bull-Run Staumauer die Wirtschaftlichkeit der eingebauten Drainage damit begründen, daß ein Fehlen der Drainage zur Ausbalanzierung des größeren Unterdrucks von  $60 \text{ t/m}^2$  linear abfallend zur Luftseite auf  $10 \text{ t/m}^2$  einen Mehrbeton zum Preise von 1 Million Mark = 10% der Gesamtbausumme benötigt hätte, ein Materialaufwand, der nach unseren deutschen Erfahrungen in keiner Weise gerechtfertigt ist.

Es sei nicht versäumt, an dieser Stelle darauf hinzuweisen, daß über die Wirkungsweise der Drainage und über die Frage, ob eine Drainage angebracht ist oder nicht, keineswegs Übereinstimmung in den Anschauungen herrscht. Einmal ist es sehr fraglich, ob die Drainage das Unterdruckdiagramm tatsächlich gemäß Abb. 3 zu reduzieren imstande ist. Andererseits ist es aber sehr unwahrscheinlich, daß ohne Rücksichtnahme auf die Drainage überall unter der Staumauer ein dreieckig von der maximalen hydrostatischen Höhe

<sup>1</sup> Kammüller „Die Gewichtsstaumauern“, Springer, Berlin 1929.

auf Null abfallender Unterdruck herrscht. Bei vielen großen Staumauern wurde diesem Umstand dadurch Rechnung getragen, daß man nicht mit dem vollen Unterdruck an der Wasserseite, sondern nur mit  $\frac{2}{3}$ , ja sogar mit noch weniger rechnete.

Gesetzt nun den Fall, die Drainage wäre tatsächlich imstande, den Unterdruck gemäß Abb. 3 zu reduzieren, dann bleibt immer noch die Ungewißheit, ob die Drainage tatsächlich für alle Zeit in Wirksamkeit bleibt und sich nicht verstopft. Die oben geschilderten Erfahrungen beim Verlegen der Drainrohre des Bull-Run Dammes ermuntern jedenfalls keineswegs, diese Frage für alle Zeiten zu bejahen.

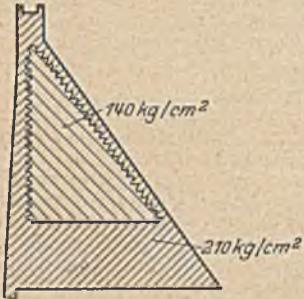


Abb. 4. Abstufung der Zementzugabe.

Aber nehmen wir einmal an, die Drainage arbeite für alle Zeiten völlig einwandfrei, würde in diesem Falle dann tatsächlich der Unterdruck in der angenommenen Größe auftreten, so mußte doch die notwendige Folge eine Zirkulation aus dem Stausee in das Drainagesystem sein. Wenn nicht eine vorzeitige Selbstdichtung stattfindet, so würden dadurch Sickerverluste entstehen, die doch in jeder Weise unerwünscht wären. Daß bisher unangenehme Erscheinungen in dieser Hinsicht nur selten bekannt geworden sind, hängt wohl einfach damit zusammen, daß eben nur wenig oder gar kein Wasser durchsickert, wie die Beobachtungsstellen einer ganzen Reihe in den letzten Jahren ausgeführter Staumauern beweisen. Daß es aber auch anders sein kann und unangenehme Sickerverluste entstehen können, zumal wenn man die Drainage zu weit treibt, zeigen die Erfahrungen bei der Waldecker Talsperre, über die z. B. Link in seinem Buche „Über die Querschnittsbestimmung der Staumauern“ berichtet<sup>2</sup>.

Die oben bereits erwähnte, bei uns übliche Berechnungsmethode nach Fecht und Link bewegt sich jedenfalls auf der sicheren Seite, wenn sie von einer Berücksichtigung der Drainage absieht, auch wenn sie in kleinerem Umfange wie neuerdings meist üblich vorgehen sollte.

Auch der Bull-Run Damm wurde wie die meisten der neueren größeren amerikanischen Staumauern dazu benutzt, um die Formänderungen, Volumen- und Temperaturschwankungen unmittelbar im Bauwerk selbst zu studieren. Es wurden 21 Telemeter und 38 Widerstandsthermometer eingebaut. Ferner wurden in den Beobachtungsgängen 6 Gruppen von Meßstellen eingelegt, um die Formänderungen mit Hilfe von Extensometern zu messen. Weiterhin verteilte man 34 Meßstellen über die Ausdehnungsfugen, um ihr Arbeiten verfolgen zu können und brachte in 21 Punkten im Felsen und in den horizontalen Arbeitsfugen Meßvorrichtungen zur Messung des Unterdrucks an.

Es wäre in hohem Maße zu begrüßen, wenn man auch bei uns durch systematisches Einbetonieren geeigneter Meßapparate dazu übergehen würde, die Unklarheiten in der Kraftübertragung, zumal am Felsen, durch Messungen am tatsächlichen Bauwerk zu beseitigen.

Zur Erhöhung der Wasserdichtigkeit des Betons wurde eine sorgfältige Abstufung der Zuschläge besonders des Sandes vorgenommen, großer Wert auf ein sorgfältiges Einbringen und Verteilen des Betons gelegt und für eine saubere Nachbehandlung (Feuchthalten) gesorgt.

Die Niedrighaltung des Wasserzementfaktors diente der Förderung der Wasserdichtigkeit wie auch der Erhöhung der Wirtschaftlichkeit. Auf den Wasserzementfaktor wirkten sich besonders die überwiegend aus Kies bestehenden Zuschläge, ihre gute Abstufung und die Beigabe sehr grober Zuschläge zwischen 12,5 und 17,5 cm günstig aus. Beifolgend ist die Zusammenstellung des trocken gemischten Betons für 3 m<sup>3</sup> gegeben:

Wasser . . . . .	0,25 m <sup>3</sup>
Zement . . . . .	0,26 m <sup>3</sup>
Sand von 0—10 mm . .	0,61 m <sup>3</sup>
Zuschlag von 10—25 mm	0,29 m <sup>3</sup>
.. .. 25—75 mm	0,39 m <sup>3</sup>
.. .. 75—125 mm	0,72 m <sup>3</sup>
.. .. 125—175 mm	0,47 m <sup>3</sup>
	<hr/> 3,00 m <sup>3</sup> .

Die Festigkeit des in dieser Weise gemischten Betons betrug nach 28 Tagen 150 kg/cm<sup>2</sup> und nach einem Jahr 210 kg/cm<sup>2</sup>. Wasserdichtigkeitsversuche zeigten, daß der so hergestellte Beton bei sorgfältiger Behandlung wasserdicht war. Diese Mischung wurde jedoch (vgl. Abb. 4) nur für den Beton über dem Felsen und auf eine Dicke von 5 m von der Wasser- und Luftseite ausgeführt, während für den

Beton im Innern die Zementzugabe geringer bemessen wurde, so daß die Festigkeit nach einem Jahr nur 140 kg/cm<sup>2</sup> betrug. Durch eine allmähliche Steigerung des Zementgehaltes von oben nach unten wurde für einen guten Übergang Sorge getragen.

Unter Berücksichtigung des Unterdruckdiagramms gemäß Abb. 3 betrug die maximale Hauptspannung an der Luftseite, also in Richtung des luftseitigen Randes 19 kg/cm<sup>2</sup> bei einer mehr als 10fachen Festigkeit des Betons.

Das Betonieren erfolgte von mehreren Verteilungstürmen aus mittels entsprechender Systeme von Verteilungsrinnen (Abb. 5).

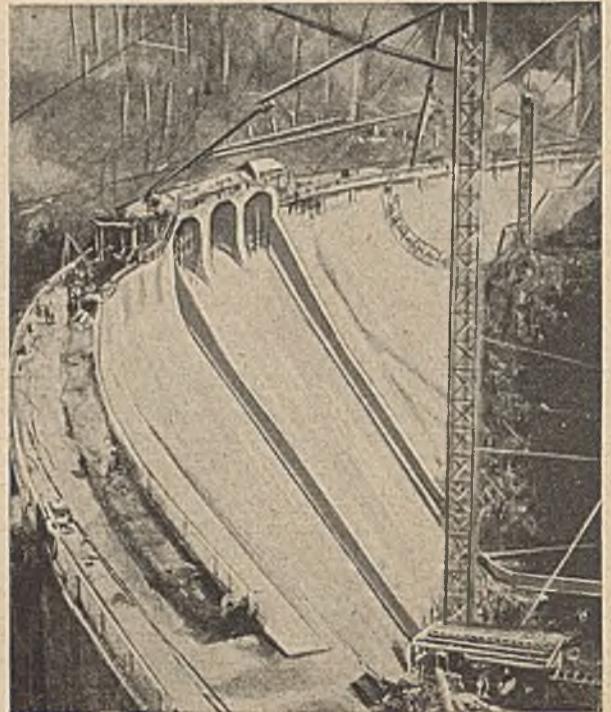


Abb. 5. Ansicht von Luftseite.

Es ist ein Beweis für die gute Kornabstufung des Sandes und Zuschlagmaterials, daß dieses Herstellungsverfahren bei der geringen Wasserzugabe möglich war (vgl. obige Zusammenstellung). Beim Wasserzementfaktor von 0,97 betrug der Slump 7,5—10 cm.

In einer Arbeitsschicht wurden täglich durchschnittlich 460 m<sup>3</sup> Beton hergestellt, während für die Gesamtbetonmenge von 170 000 m<sup>3</sup> 1½ Jahre benötigt wurden.

Eine luftseitige Verkleidung der Staumauer fand nicht statt. Dr.-Ing. F. Tölke, Karlsruhe.

### Förderung von Zement durch eine Rohrleitung über einen Fluß.

Für einen 25 km langen Straßenneubau längs des Alleghenyflusses in Pennsylvania mußte der Zement, der in Wagenladungen ankam, von der Eisenbahn am anderen Flußufer herangebracht werden. Aus den (patentierten) Zementwagen wurde der Zement mit

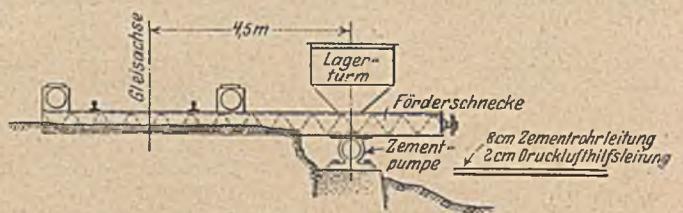


Abb. 1.

Hilfe von vier Trichtern und Förderschnecken auf jeder Seite des Eisenbahngleises und durch eine Förderschnecke senkrecht dazu nach einem Lagerturm gefördert (Abb. 1). Von dort aus wurde er durch eine 230 m lange Rohrleitung von 8 cm Weite, die an einem Tragkabel aufgehängt war (Abb. 2), mittels Druckluft von 7 at Überdruck (10 m<sup>3</sup> Luftverbrauch in der Minute) über den Fluß nach einem Vorratbehälter am anderen Ufer geschafft. Über der Zementrohrleitung führte eine 2 cm weite Druckluftleitungsleitung nach dem

<sup>2</sup> Link „Ein Beitrag zur Querschnittsbestimmung der Staumauern“. Dissertation Aachen, 1925, Seite 43.

Behälter. Vom Vorratbehälter aus verteilten Kraftwagen mit Teilungswänden den Zement nach den Betonmischstellen. Die ganze Förderung (täglich 120 t) erforderte auf jedem Ufer nur

in Abständen von 13,5 m Entwässerungsstränge von oben münden und nach Ableitungsröhren nach unten führen (Abb. 2). Die Trennfugen, mit 11,6 bis 15,8 m Entfernung (den Überfallöffnungen und Pfeilern entsprechend), sind verzahnt und 35 cm unter der Oberfläche durch Kupferbleche gedichtet.

Für die Bauausführung ist nacheinander je rd. ein Viertel der Mauerlänge mit Spundwänden umschlossen und in der Überlaufstrecke immer ein 11,6 m langes Stück (Öffnung) zwischen den 15,8 m langen Stücken (Öffnung und zwei Trennpfeiler) für die Durchleitung des Flusses freigelassen worden. Beim Vermauern dieser Lücken sind acht 3 x 5,4 m weite Grundablässe offen gehalten worden, die dann durch 75 t schwere Deckel aus Eisenbeton geschlossen und unter deren Schutz mit Beton vollgefüllt worden sind. Eine stählerne Gerüstbrücke (Abb. 3), neben der die Betonmischanlage stand, auf der Unterseite der Mauer trug drei Gleise für die Betonverteilungszüge und für

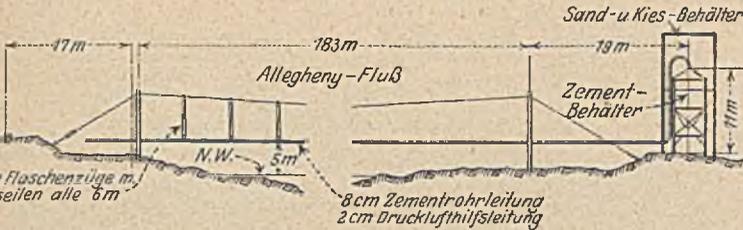


Abb. 2.

einen Mann zur Bedienung. (Nach M. Kind, Präsident der Zementwerke in Philadelphia. Engineering News Record 1929, S. 879—880 mit 1 Zeichnung und 3 Lichtbildern.)

### Ungewöhnliche Betonbogenbrücke in einer Straßenverlegung in Kalifornien.

Die Verlegung einer Kreisstraße zur Beseitigung einer scharfen Krümmung an einer Eisenbahn-Unterführung im Kreise Santa Cruz

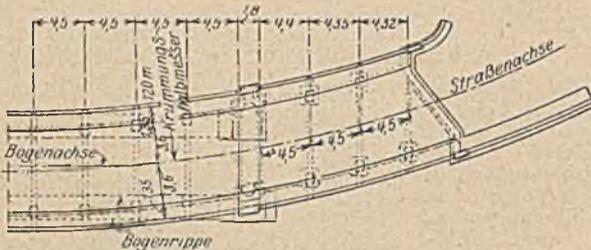


Abb. 1.

(Kalifornien) erforderte in einem Bogen von 120 m Halbmesser eine 99,4 m lange Brücke mit 22 m Höhe über dem Flußbett, 7,2 m breiter Fahrbahn mit 0,6 m Überhöhung und zwei 1,35 m breiten Fußwegen. Die zwei Betonbogen der Mittelöffnung, mit 7,2 m Achsenabstand, haben 38,5 m Spannweite, 11,65 m Pfeilhöhe, in der Mitte 0,75 m Stärke und 2,1 m Breite (Abb. 1), um die Ständer der Fahrbahnjoche, die parallel und in gleichem Abstand (Abb. 1) gestellt wurden, in gleichmäßigem Abstand von der Straßenmitte anbringen zu können (Abb. 2) und dadurch ungleich lange Auskragungen der Jochholme und einen unschönen Gesamteindruck zu vermeiden. (Nach D. M. Mc Phetres, Brückeningenieur des Kreises Santa Cruz. Engineering News-Record 1929, S. 815—816, m. 2 Zeichn. u. 1 Lichtbild.) N.

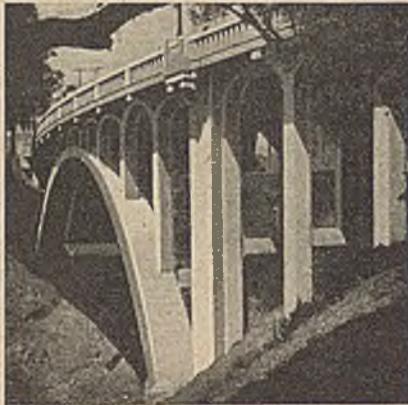


Abb. 2.

Das Conowingo-Kraftwerk für die Stromversorgung von Philadelphia.

Das Conowingo-Kraftwerk, das zusammen mit den Dampfkraftwerken die Stadt Philadelphia mit Strom versorgen soll, nützt ein Niederschlaggebiet von 81 000 km<sup>2</sup> des Susquehannaflusses durch eine 1383 m lange und 30 m über der Gründungssohle hohe Stau-mauer (Abb. 1) aus. Von der Gesamtlänge entfallen 366 m auf die Schwergewichtsmauer in voller Höhe, 686 auf den Hochwasserüberlauf, 41 m auf die Einreglungsstrecke und 290 m auf das Krafthaus. Die Außenfläche der Überfallmauer (Abb. 2) ist nach der Abschlußlinie eines 6,9 m (volle Schützenhöhe) starken Überfallstrahles, der Fuß auf Grund von Modellversuchen ausgebildet, wodurch der stärkste Angriff der Flußsohle 45 m vom Mauerfuß abbrückt. Über die Sperrmauer läuft auf Pfeilern mit 13,7 m Achsenabstand ein Gleis für die Wehrschützen-Laufkrane und eines für die Turbinenrechnwinden sowie eine 6 m breite Straße. In 3 m Entfernung von der Oberseite durchzieht ein Stollen von 1,5 x 2,1 m die Mauer, in den



Abb. 1.

die Gerüstlaufkrane (Abb. 3 rechts) zum Versetzen der Schalungen und zum Aufbau der Gießtürme. Diese Einrichtungen ermöglichten einen Betoneinbau bis 2724 m<sup>3</sup> im Tag (mit 2 Schichten) und 42 000 m<sup>3</sup> im Monat und einen raschen Fortgang der Bauarbeiten.

Der Hochwasserüberfall hat 50 Öffnungen, die durch stählerne Schützen von 12,2 m Länge, 6,4 m Höhe und 0,66 bis 0,99 m Stärke (Abb. 4) geschlossen werden. Die Schützen haben Rollenleitern und

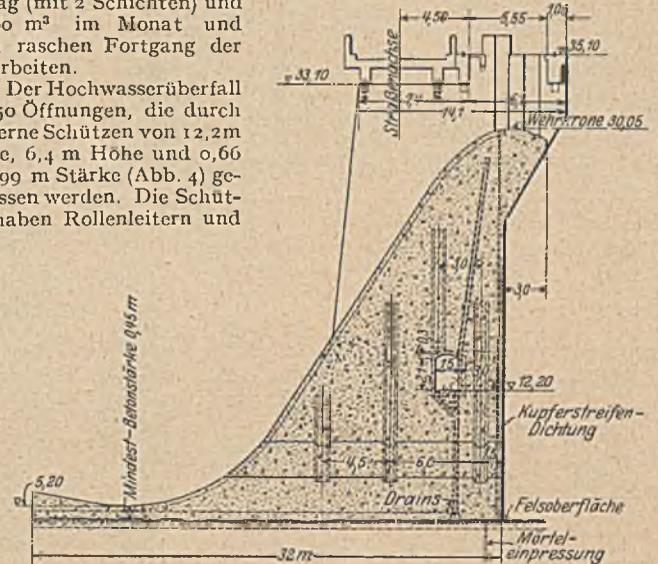


Abb. 2.

seitliche Führungsrollen, eichene Sohl- und Kopfschwellen und Stoffdichtungstreifen, die sich gegen gegossene Pfeilerkantenverkleidungen legen. Zur Verhütung von Eisansatz sind diese Verkleidungen und die Laufplatten für die Rollen heizbar eingerichtet. Die 3 Schützen zur Feinregelung des Wasserstandes haben ebenfalls 12,2 m Länge, aber nur 3 m Höhe und dementsprechend geringere Stärke und einfachere Rollenordnung. Zum Aufziehen der Schützen, das stets in voller Höhe erfolgt, dienen zwei elektrische Laufkrane (mit Oberleitung) von je 60 t Hebekraft bei 3 m Hub in der Minute und ein Hilfskran mit Ölmotor für Notfälle. Das Anheben wird durch Einblasen von Druckluft unter die Schützensohlschwelle mittels eines beweglichen Schlauches erleichtert. Die Krane dienen auch für die (leichteren) Hebarbeiten an den Turbineneinläufen.

Das Turbinenhaus von 198 m Länge, 21 m Breite und 23 m Höhe besteht aus Stahlfachwerk mit Eisenbetonwänden. Von den vorgesehenen 11 Turbinen mit je 54 000 PS sind bis jetzt 7 mit je

Brüstung ist in 3 m langen Stücken im voraus fertiggestellt worden. Sie ist mittels gußeiserner Keile (s. Abb.) ausgerichtet, mittels Bolzen mit Unterlagscheiben und Muttern (s. Abb.) in der verbreiterten

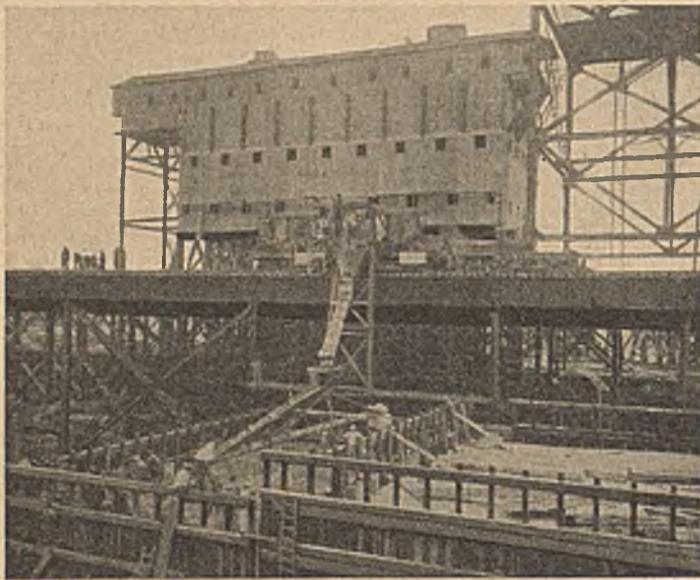
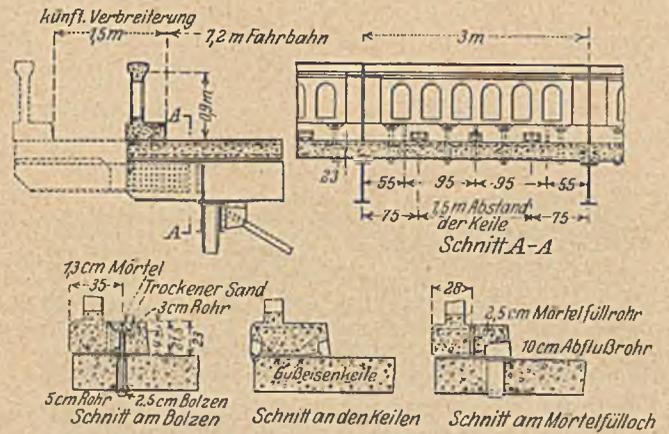


Abb. 3.



Grundschwelle befestigt und schließlich durch Eingußröhren (s. Abb.) mittels Gießmaschinen mit Zementmörtel vergossen worden. (Nach Engineering News Record 1929, S. 847 mit 1 Zeichnung.) N.

Neuzeitliches Kühlhaus in Philadelphia.

Die Pennsylvania - Eisenbahn hat an ihrem Bahnhof in Philadelphia ein Kühlagerhaus für leicht verderbliche Waren von 78 x 34 m Grundfläche und 9 Geschossen (einschließlich des Kellers) aus Eisenbeton mit Ziegelverkleidung erbaut (Abb. 1), das über 10 000 m<sup>2</sup> Beton und 900 t Stahl erfordert hat. Die Außenwände (Abb. 2), das Dach, die Rohrleitungs-



Abb. 1.

schächte sowie vier der Zwischendecken (um die verschiedenen Geschosse verschieden kalt halten zu können) sind mit Kork isoliert. Zur Kälteerzeugung dient eine Ammoniak-Eismaschine, zur Kälteverteilung Chlorkalziumlauge, deren Leitungen bei Feuergefahr an die städtische Wasserleitung angeschlossen werden können. (Nach F. O. Dufour, Beratendem Ingenieur in Philadelphia. Engineering News-Record 1929, S. 520—522 mit 3 Zeichnungen und 2 Lichtbildern.) N.

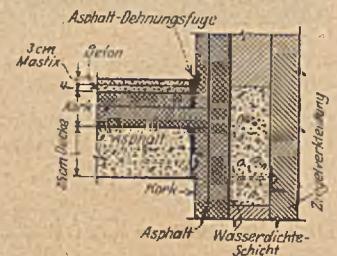


Abb. 2.

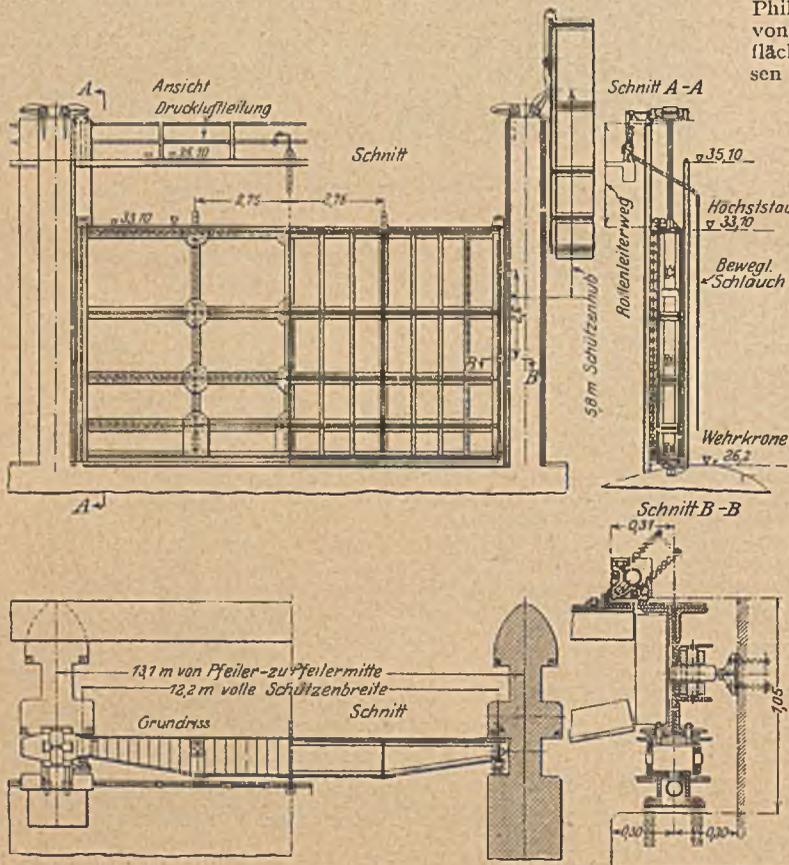


Abb. 4.

168 m<sup>3</sup>/s Schluckvermögen eingebaut, deren Einzelteile gegen einander auswechselbar sind. (Nach Engineering 1929, S. 515—518, 530, 551—554, 560 und Taf. 60—63, zus. mit 43 Zeichn. und 11 Lichtbildern.) N.

Versetzbare Beton-Brückenbrüstung.

Die Brüstung einer Straßenbrücke in Kalifornien mußte, um bei der künftigen Verbreiterung (s. Abb.) der Brücke wieder verwendbar zu sein, zerlegbar eingerichtet und, mit Rücksicht auf die 17 Öffnungen mit Eisenbetonüberbauten, auch über den 10 Öffnungen mit Stahlträgern aus Eisenbeton (s. Abb.) hergestellt werden. Die

Die Eisenbetonbogenbrücke bei Conflans—Fin-d'Oise.

Als Ersatz für eine Hängebrücke, die den neuzeitlichen Verkehrsverhältnissen nicht mehr gewachsen war, ist die neue Bogenbrücke mit angehängter Fahrbahn und 126 m Spannweite bei einem Bogenstich von 16,60 m in Eisenbeton ausgeführt worden. Im März 1928 ist mit den Arbeiten begonnen worden; am 31. August 1929 waren sie beendet.

Die Brücke weist verschiedene konstruktive Sonderheiten auf, die es berechtigt erscheinen lassen, dieses neue Zeugnis französischer Eisenbetonbauweise im Brückenbau den Fachkreisen zu vermitteln.

Die an den beiden Bögen in Abständen von je 6 m an verhältnismäßig schlanken, 0,20 m starken Eisenbetonhängestangen aufge-

hängte Fahrbahntafel liegt 9,20 m über dem normalen Flußspiegel und schneidet die Bogenlinie in etwa 6 m Höhe über den Kämpfern. Sie besteht aus einer 5 m breiten Fahrbahn und je 1 m breiten Fuß-



Abb. 1.

wegen zu beiden Seiten. Der Scheitelquerschnitt des Bogens ist 1,20 m breit und 2,10 m hoch. Die Bogenbreite ist über die ganze Länge des Bogens nahezu gleich; lediglich an den Kämpfern beträgt sie 1,80 m. Es ist also das Verhältnis von Gesamtnutzbreite zu Konstruktionsbreite rd. 1 : 3. (s. Abb. 1 u. 2.)

In dem Originalbericht<sup>1</sup> wird besonders darauf hingewiesen, daß hinsichtlich der Gestaltung auf die liebliche Flußlandschaft durch die außerordentlich leichte und elegante Konstruktion Rücksicht genommen worden ist. Es wird ferner auf die erfolgreiche Zusammenarbeit von Ingenieur und Architekt Bezug genommen, wobei letzterem, abgesehen von den für die Übertragung der Kräfte und Momente als notwendig ermittelten Abmessungen die Gestaltung der Brücke, insbesondere der Betonflächen des Bogens, soweit als möglich auch der Proportionen einzelner Konstruktionen überlassen worden sei. So wird im einzelnen die Gestaltung der Bogenflächen, die auf den kastenförmigen Querschnitt schließen läßt, die Auflösung der Fahrbahnkonstruktion, die eigenartige, gitterförmige Windverbandkonstruktion sowie die Gestaltung der Widerlager- bzw. Stützmauerflächen und deren Auflösung in einzelne Pfeiler, schließlich auch die Anordnung des leichten eisernen Geländers auf der Fahrbahn und des massiven Geländers unter Einbeziehung in die Stützmauerarchitektur über den Widerlagern auf das Konto des Archi-



Abb. 2.

itekten gesetzt. Die Bogenflächen haben einen Vorsatzbeton in der Farbe des Granits der Umgebung erhalten, der nachträglich noch scharfirt worden ist.

Der Bogen ist als eingespannter Bogen berechnet. Bei der Ermittlung der statisch günstigsten Bogenform, insbesondere bei Unter-

suchung der Einflüsse von Pfeilverhältnis, Bogenform und der Bogenquerschnitte in den einzelnen Bogenpunkten wird gezeigt, daß das größte im Bogen auftretende Moment ein Minimum erreicht, wenn die Trägheitsmomente in den Kämpfern und Bogenviertelpunkten einander gleich sind, daß ferner das Tragheitsmoment des Kämpferquerschnittes einen Bruchteil des Tragheitsmomentes im Scheitel betragen soll. Aus diesen Erörterungen hat sich die eigenartige Dimensionierung des Bogenquerschnittes im Scheitel im Gegensatz zu der im Kämpfer ergeben. Zwischen den Bogenviertelpunkten teilt sich der Bogenquerschnitt in eine obere und eine untere Gurtung; beide sind an den Seiten gegeneinander abgestützt, so daß ein Kastenquerschnitt entstanden ist.

Die Fahrbahnkonstruktion (s. Abb. 3) setzt sich aus einer Hourdi-Decke und fünf Längsträgern, auf die erstere sich abstützt, zusammen. Im Abstände von 6 m wird die Fahrbahntafel von hohen Querträgern aufgenommen, die über die Fußwegkonstruktion hinausragen und an ihren Enden mit den Hängestangen verbunden sind. Im übrigen besteht zwischen der Fahrbahnkonstruktion und dem Bogen eine Verbindung lediglich durch die Hängestangen. Den beiderseitigen Endquerträgern ist je ein Rahmen angeordnet, auf dem auf Gleitlagern die anschließende, auf dem unteren Teile des Bogens abgestützte Fahrbahnkonstruktion mit ihrem einen Ende aufliegt.

Der Windverband, der im allgemeinen aus einzelnen starken Querversteifungen besteht, ist im vorliegenden Beispiel eigenartig konstruiert (s. Abb. 2 u. 4). Der Windverband ist hier aufgeteilt in ein Netzwerk von dünnen Eisenbetonstreben, die eine engmaschige Decke über der Fahrbahn bilden und jeden freien Blick-

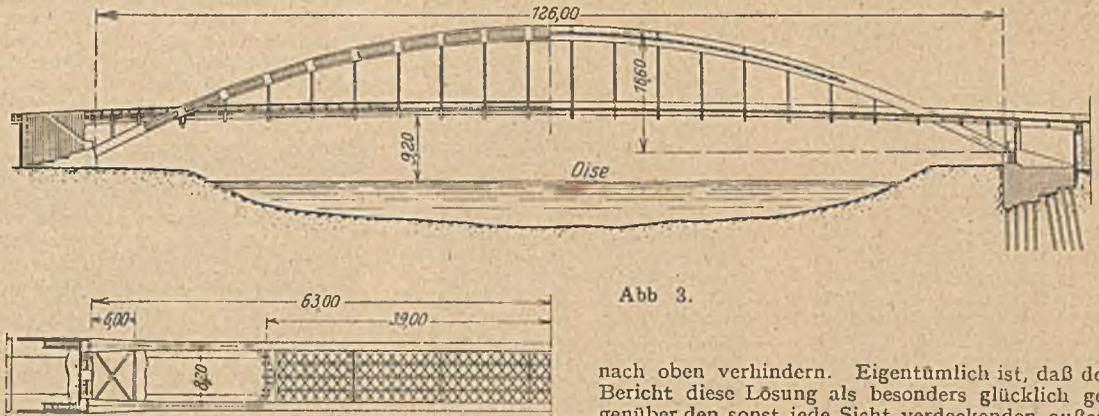


Abb. 3.

nach oben verhindern. Eigentümlich ist, daß der Bericht diese Lösung als besonders glücklich gegenüber den sonst jede Sicht verdeckenden, außerordentlich schweren Querversteifungen bezeichnet. Über den Einfluß, den diese Konstruktion auf die Kosten des Bauwerks ausübt, die sich in umfangreicher Schalung und Rüstung, in längerer Bauzeit u. a. m. ausdrücken würden, ist leider nichts

gesagt. Die Eisenbetonstreben werden auf drei kleinen, in gleichen Abständen über die lichte Breite der Brücke angeordneten Hauptbögen abgestützt, die den Hauptbögen parallel laufen. Sie führen beiderseits in Querriegel, durch die die Bogenkräfte aufgenommen und auf die Hauptbögen übertragen werden. Da der geringe Querschnitt der mittleren Bögen mit Rücksicht auf die unterschiedlichen Formänderungen der kleinen und großen Bögen ein Ausknicken der kleinen befruchten ließ, sind außerdem noch Querbögen in Abständen von 12 m angeordnet worden, an denen durch kleine Hängestangen

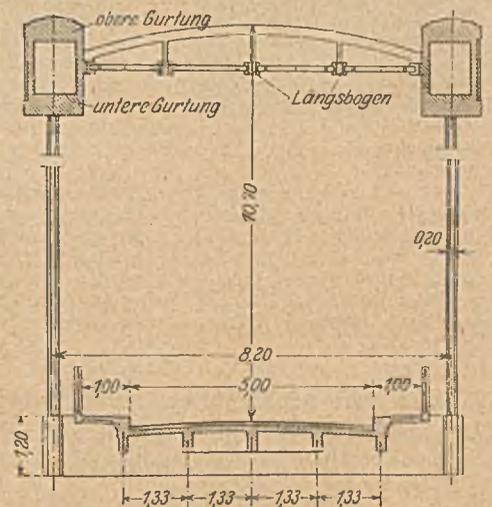


Abb. 4.

die mittleren Bögen aufgehängt sind. Sie liegen also über dem eigentlichen Windverband, so daß die Gleichförmigkeit des Netzwerkes nicht beeinträchtigt wird. Die Netzwerkstreben haben einen Querschnitt von  $18 \times 15 \text{ cm}^2$  und sind bewehrt mit zwei Rundstählen, deren Durchmesser vom Scheitel nach den beiderseitigen Enden zu wächst. Die einzelnen Knotenpunkte sind stark und derart ausgebildet, daß die Streben frei aufgelagert arbeiten können. Zuzugeben ist, daß durch diese Art des Windverbandes die Kräfte auf die Länge der Hauptbögen sehr verteilt werden.

<sup>1</sup> Pont en béton armé de 126 m de portée, sur l'Oise à Conflans-Fin-d'Oise, près Paris. Le Génie Civil 1930, Nr. 5, S. 101 ff.

Die Gründung der Widerlager ist normal auf Eisenbetonpfählen erfolgt, deren hintere Reihe etwa um 20% schräg in der Richtung des Bogenschubes geneigt ist. Die aus den beiderseitigen Stützmauern und der über die Kämpfer hinausragenden Stirnmauer gebildete Kammer dient der Aufnahme von Füllmassen im Umfange der erforderlichen vertikalen Belastung des Widerlagers.

Für die Ausführung, insbesondere für die Aufstellung eines Lehr- und Arbeitsgerüsts war eine lichte Durchfahrtsbreite von 27 m von der Schifffahrt verlangt worden. Das Gerüst setzt sich aus vier hohen, über den Scheitel der Bögen hinausragenden hölzernen Brückenjochen zusammen, an denen das eigentliche Lehrgerüst mittels Kabeln aufgehängt ist. (Abb. 5.) Dieses System hat den

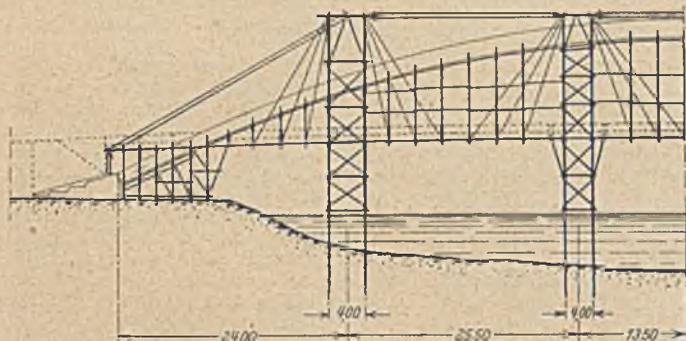


Abb. 5.

Vorzug des freien Vorbaues gehabt. Die Steifigkeit der einzelnen Joche erlaubte eine gegenseitige horizontale Verspannung. Die Schalung der Bögen war durch einfache Pfosten auf der Gerüsttafel, die später die Schalung für die Fahrbahnkonstruktion aufnahm, abgestützt.

Die untere Gurtung der Bögen, die senkrechten Stege und die obere Gurtung wurden nacheinander betoniert. Jeder dieser Teile der Bogenkonstruktion erreichte das Gewicht von etwa 1 t/m. Die ungleiche Zugbeanspruchung der Joche durch die beim Betonieren entstehenden unsymmetrischen Belastungen wurde gleichfalls durch die zwischen den Jochen an ihrem oberen Ende gespannten Kabel aufgenommen, die an den Widerlagern verankert waren.

Außer einer Unterbrechung von zwei Monaten infolge des letzten strengen Winters 1928/29 hat die Betonierung ihren normalen, ununterbrochenen Verlauf genommen. Zuerst sind die unteren Gurtungen der Bögen über die ganze Länge C—D betoniert worden und zwar mit einer Querschnittsverminderung im Scheitel von 0,20 m (E—F). Die beiderseitigen Stege wurden anschließend über dieselbe Länge betoniert, wobei zwischen E—F eine Unterbrechung erfolgte, damit die Elastizität der unteren Gurtung zunächst erhalten blieb. Nunmehr wurden auch die gelenkartigen Querschnitte zwischen A—C und B—D auf den vollen Querschnitt betoniert.

Das Verhalten der Anschlußstellen nach der ersten Belastung sowie die Steifigkeit des Gerüsts, die durch die untere Bogengurtung noch erhöht worden war, verhinderten beim Aufbringen der weiteren Konstruktionslasten nennenswerte Zusatzspannungen. Es wurde nunmehr die obere Gurtung betoniert und in ihrem Scheitel eine Unterbrechung vorgesehen. Anschließend wurde der Windverband ausgeführt.

Die Ausschalung der Bögen, und zwar vier Wochen nach Beendigung der Betonierungsarbeiten, erfolgte durch Nachlassen der Kabel an ihren äußeren Enden. Der Gang einer solchen Kabelschraube betrug 3 mm, so daß das Nachlassen langsam und gleichmäßig durch die auf jedem Joche hierzu angesetzten Arbeiter leicht durchgeführt werden konnte. Nach einer Senkung von 18 mm schloß sich der Scheitel der oberen Gurtung. Die gesamte Scheitelsenkung des Bogens betrug 30 mm.  
Dr. Ehnert.

### Einfluß von wiederholten horizontalen Belastungen auf Eisenbetonrahmen und Ermittlung der Periode ihrer Eigenschwingung.

Nach Mikishi Abe.

Das Problem der horizontalen Schwingungen spielt eine große Rolle beim Entwurf und bei der Ausführung von erdbebensicheren Bauten. Es ist eine bekannte Tatsache, daß im Falle eines Zusammenstreffens oder eines nur geringen Unterschiedes der Perioden der Eigenschwingung des Gebäudes und der Erdstöße, beide Perioden synchronisieren können, das Bauwerk allmählich die Amplitude seiner Schwingungen vergrößert bis schließlich die Zerstörung eintritt.

Es ist daher von außerordentlich großer Wichtigkeit die Periode der Schwingungen von Eisenbetonkonstruktionen kennen zu lernen. Dieselbe konnte in hohem Maße durch Risse beeinflusst werden, welche infolge starker Erdstöße auftreten. Wir müssen daher die Periode der Eigenschwingung vor und nach dem Auftreten von Rissen in den

Haupttraggliedern der Rahmenkonstruktionen bestimmen. Es ist fernerhin wichtig, den Entwurf und die Ausführung so zu gestalten, daß die horizontalen Durchbiegungen infolge der Erdstöße zu einem Minimum werden.

Die Erfahrungen des großen japanischen Erdbebens im Jahre 1923 zeigten klar und deutlich, daß richtig entworfene Eisenbetonbauten standsicher und fest genug waren den beträchtlichen horizontalen und vertikalen Schwingungen zu widerstehen. Es kamen aber auch Fälle vor, wo Eisenbetonbauten stark beschädigt oder auch ganz zerstört worden waren.

Geht man den Entstehungsursachen der Zerstörungen an Eisenbetonbauten nach, so können dieselben verursacht sein:

durch örtliche Schwingungen, infolge des zu geringen Bewehrungsprozentsatzes der Betonsäulen, infolge unzuweckmäßig ausgebildeter Arbeitsfugen in den Betonstützen.

Bei der Ausführung mehrgeschossiger Stockwerksrahmen werden die Arbeitsfugen meistens an den Säulenköpfen angeordnet, und da die Verbindung von Säule und Unterzug den größten Biegemomenten infolge vertikaler und seitlicher Lasten ausgesetzt ist, so geben solche Fugen in den Stützen bei Erdbeben Anlaß zu stärkeren Schwingungen. Als Folge dieser stärkeren Schwingungen und vergrößerten seitlichen Verbiegungen findet eine mahlende Wirkung in den Fugen statt, wobei der Beton zermalmt wird und schließlich durch Reißen der Eisen die Zerstörung eintritt. Um das Trägheitsmoment des Fugenquerschnitts zu vergrößern und den Querschnitt zu verstärken leisten eingelegte kurze Zulageisen ausgezeichnete Dienste, besonders, wenn die oberste Schicht des alten Betons vor Aufbringen der nächsten Schicht sorgfältig abgekratzt und mit Stahlbürsten gereinigt wird.

Der Einfluß von Wänden in der Rahmenebene äußert sich gleichfalls in günstigem Sinne, indem die freien, erzwungenen, sowie Drehschwingungen in wirksamer Weise vermindert werden.

Um die damit im Zusammenhang stehenden Fragen aufzuklären, wurden an der Illinois University U. S. A. eine Reihe von Versuchen durchgeführt. Hierbei sollten in der Hauptsache folgende Fragen studiert werden:

- Das Verhalten von Eisenbetonrahmen unter wiederholt aufgebracht horizontaler Belastung.
- Die Ermittlung der Periode der Eigenschwingung vor und nach dem Auftreten von Rissen in den Eisenbetonrahmen.
- Der Einfluß von Arbeitsfugen auf die horizontale Durchbiegung unter wiederholt aufgebracht horizontaler Belastung.
- Methoden der Verbesserung des Entwurfs und der Ausführung von erdbebensicheren Bauten.

Die Versuche wurden an sechs verschiedenen Rahmenformen und an den Konstruktionsgliedern des Rahmens (Säule, Balken) durchgeführt. Die Querschnitte der Rahmenelemente wechselten von  $13 \times 13$  cm bis  $20 \times 25$  cm. Die Spannweite von Mitte bis Mitte Stiel betrug 1,83 m. Die Höhe 1,83 m von O. K. Betonbasis. Es wurden an den Ecken Arbeitsfugen angeordnet, um den Einfluß derselben auf die Spannungsverteilung und Größe der Durchbiegung zu studieren.

Die Versuchsreihe A wurde durchgeführt, um den Einfluß der Arbeitsfugen am Kopf und Fuß der Stützen unter wiederholter horizontaler Belastung zu studieren.

Bei der Gruppe B wurden in den Rahmenecken starke Vouten angeordnet, ferner die Arbeitsfugen durch Anordnung von kurzen Zulageisen verstärkt, deren Wirksamkeit festgestellt werden sollte.

Die Rahmen der Reihen C (mit durchgehender 7,6 cm starker Eisenbetonwand in der Rahmenebene) und D (die Wand reicht nicht bis an die Mitte heran, entsprechend den Tür- oder Fensteröffnungen) wurden aus versuchstechnischen Gründen nur ruhender horizontaler Belastung unterworfen. Es sollte hierbei die Wirkung der durchgehenden bzw. der nicht ganz durchgehenden Wand in der Rahmenebene studiert werden.

Bei der Gruppe E waren Stiele mit veränderlicher Stärke (geneigte Außenfläche) angeordnet, um den Einfluß des veränderlichen Trägheitsmomentes auf den Widerstand gegen horizontale Belastung zu ermitteln.

An den Formen F und G (Säule) wurden die erzwungenen Schwingungen und deren Wirkung auf die Konstruktionselemente untersucht.

Außerdem wurden vier Balken  $20 \times 25$  cm mit 1,83 m Spannweite hergestellt, um den Einfluß einer Arbeitsfuge in Balkenmitte auf die Tragfähigkeit und Durchbiegung festzustellen.

Das Mischungsverhältnis des Betons war 1 : 2 : 3 in R. T. entsprechend 1 : 2,22 : 3,07 in G. T. Als Zuschlagmaterial wurde Kies sand mit einer maximalen Korngröße von 25 mm verwendet. Das Bindemittel — gewöhnlicher Portlandzement — und die Zuschlagstoffe wurden erst  $1\frac{1}{2}$  Minuten trocken vorgemischt und nach Zugabe des Anmachwassers nochmals 4 Minuten.

Der Elastizitätsmodul wurde an  $15 \times 30$  cm Betonzylindern bestimmt. Das Alter der Versuchskörper war im allgemeinen etwa 28 Tage. Die wiederholten horizontalen Belastungen wurden mit Hilfe einer Zug- und Druckmaschine erzeugt, mit der Kräfte bis zu 900 kg ausgeübt werden konnten. Die diese Größe übersteigenden Lasten wurden mit Hilfe eines Feder-Dynamometers als ruhende Lasten aufgebracht. Die beiden Rahmen C und D mit der Eisenbeton-

wand wurden mit einer 136 t Olsen-Prüfmaschine untersucht, welche entsprechend hohe seitliche Lasten aufzubringen gestattete.

Die Kraftangriffslinie fiel mit der Achse des Rahmenriegels zusammen.

Die Eigenschwingungen wurden durch Schlag mit der Hand erzeugt und mit Hilfe von Filmaufnahmen ermittelt, hierbei wurde die Periode einmal vor und dann nach dem Auftreten von Rissen infolge horizontaler Belastung bestimmt.

Die Deformationen wurden mit Berry-Extensometern gemessen. Die kleinste Anzahl der Meßstrecken war 3, die größte 43 auf Rahmen A<sub>3</sub>. Die Meßlänge betrug überall 10 cm.

Aus den durchgeführten Versuchen können folgende Schlußfolgerungen gezogen werden:

1. Die Resultate der Berechnung und der Versuche weisen im allgemeinen eine gute Übereinstimmung auf.
2. Einfluß der wiederholten Belastungen auf die auftretenden Spannungen.

Auf alle Rahmenformen, mit Ausnahme derjenigen mit Füllwänden, wurden 5000 bis 60 000 Lastwiederholungen mit einer Periode von 0,857 Sek. aufgebracht, wobei die Rahmen eine große Elastizität zeigten. Die beobachteten Spannungen wurden durch die wiederholte Belastung bei den niedrigen Laststufen nicht vergrößert. Bei den höheren Laststufen wurden die Spannungen leicht erhöht, aber die Größe derselben blieb immer noch unterhalb der berechneten Werte. Das elastische Verhalten der Rahmenkonstruktionen unter der wiederholten Belastung wurde durch die Arbeitsfugen nicht beeinflusst, wenn bei denselben Zulageeisen benutzt worden waren. Die Spannungen im Zwischenriegel der zweistöckigen Rahmen (F<sub>1</sub> und F<sub>2</sub>) waren größer als in den anderen Konstruktionselementen des Rahmens und nahmen bei wachsender Lastwiederholung rasch zu.

3. Die Periode der Eigenschwingung der Rahmen wurde mit Hilfe von Filmaufnahmen ermittelt. Bei den meisten Versuchsrahmen wurde die Schwingungsperiode zu 0,030 Sek. bestimmt, bevor Risse im Körper aufgetreten waren. Diese Schwingungen klangen rasch

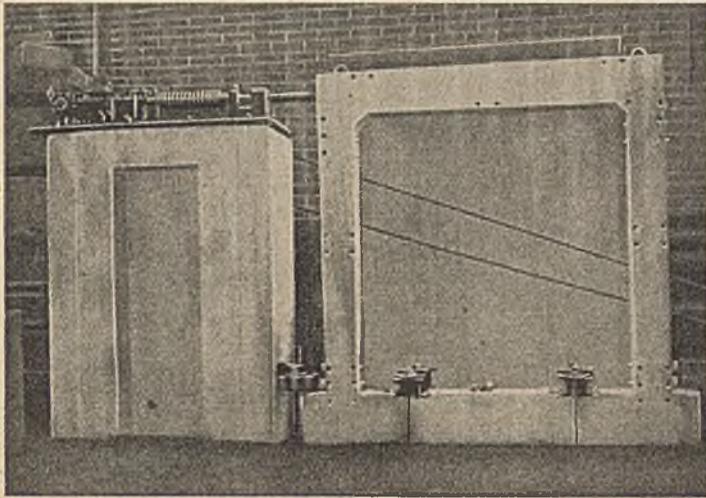


Abb. 1. Allgemeine Anordnung der Versuchseinrichtung.  
Versuch am Rahmen A<sub>3</sub>.

ab. Nach dem Auftreten von Rissen wurde die Periode der Eigenschwingungen nochmals nach derselben Methode ermittelt, wobei es sich zeigte, daß durch die Risse eine Verlängerung der Periode auf 0,04 Sek., d. h. um etwa 25% hervorgerufen worden war.

4. Unmöglichkeit der Resonanz.

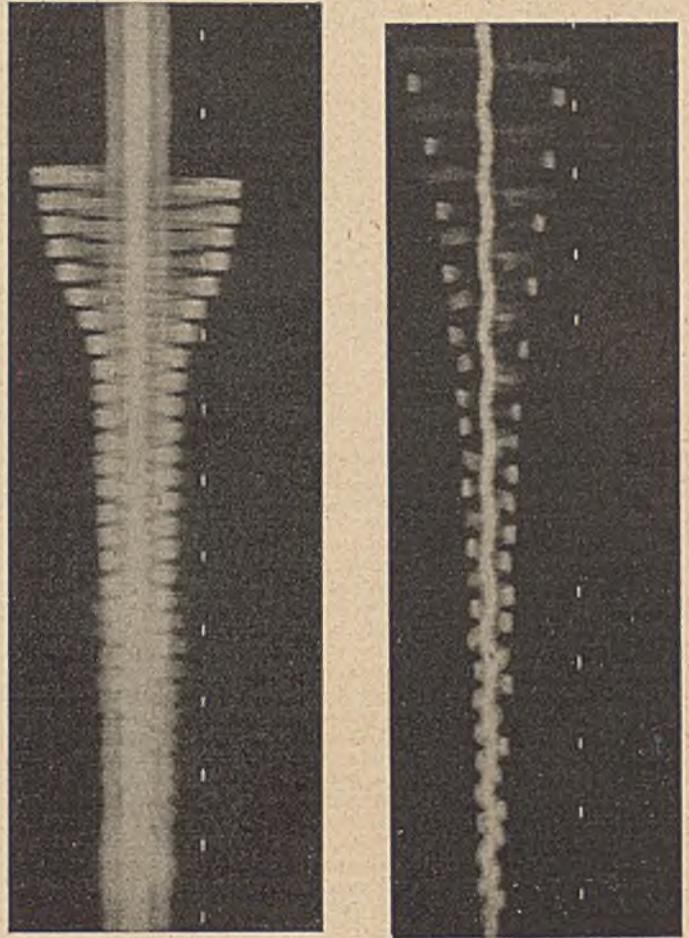
Aus den durchgeführten Versuchen kann gefolgert werden, daß die Möglichkeit der Synchronisierung der Eigenschwingungen mit den durch das Erdbeben hervorgerufenen Schwingungen kaum eintreten kann, wenn in den Konstruktionselementen des Gebäudes Risse aufgetreten sind.

5. Formänderung der Rahmen.

Die horizontale Durchbiegung der Rahmen mit gewöhnlichen Arbeitsfugen am Säulenfuß wies keine erheblichen Unterschiede auf gegenüber der Konstruktion ohne Fuge in der Säule. Die Anordnung von Zulageeisen in der Fuge verminderte dagegen die Verbiegung gegenüber einer Fugenausbildung ohne Eisendübel. Die Verwendung von Zulageeisen in der Arbeitsfuge erwies sich so als sehr wirksam zur Verminderung der horizontalen Durchbiegung der Rahmen. Solche Arbeitsfugen sind bei mehrgeschossigen Eisenbetonbauten unvermeidlich, sie sind aber sehr unerwünscht, besonders in Erdbebengebieten, da durch dieselben die Formänderungen und die zermalmende Wirkung im Fugenquerschnitt stark vergrößert werden. Die zusätzlichen Kosten durch die richtige Ausbildung dieser Arbeitsfugen sind sehr gering im Vergleich zur günstigen Wirkung, welche durch dieselben erzielt werden kann.

6. Einfluß von starken Vouten in den Rahmenecken.

Die Versuche zeigten, daß starke Eckvouten an den Versuchsrahmen scheinbar nicht ratsam sind, weil durch die wiederholt aufgebrauchte horizontale Belastung in denselben eine große Anzahl kleiner Risse hervorgerufen werden. Die Biegungsspannungen am Säulenfuß werden durch die Anordnung von Vouten stark verringert, während die Spannungen am Fuß nicht beeinflusst werden. Die an dieser Stelle auftretenden Eisenspannungen waren geringer als die errechneten. Dieses kann durch die elastische Einspannung und die Mitwirkung des Betons bei der Aufnahme der Zugspannungen erklärt werden. Bei einer geringeren Verdrehung des unteren Betonbalkens wird naturgemäß das Moment stark beeinflusst. Da fast alle Eisenbetonbauten ähnliche Gründungsverhältnisse wie die Versuchsrahmen aufweisen, so werden sich auch hier die tatsächlich auftretenden



Vor Durchführung der Versuche. Nach Durchführung der Versuche.  
Abb. 2. Eigenschwingungen des Rahmens A<sub>1</sub>.

Biegemomente am Stützenfuß vermindern und am Kopf vergrößern gegenüber den berechneten Werten.

7. Das Verhalten der Rahmen mit Füllwand.

Die Versuche mit den Rahmen C und D, welche entsprechend den praktischen Ausführungen mit ganzer bzw. teilweiser Füllwand konstruiert waren, zeigten folgende Ergebnisse. Die Spannungen der Bewehrungseisen in den Kanten der Wände des Rahmens D waren sehr hoch und der Körper wurde schließlich durch Überwindung der Zugfestigkeit zerstört. Beim Entwurf ist dieser Umstand zu beachten und durch konstruktive Maßnahmen — reichliche Anordnung von Bewehrungseisen in den Kanten — der Zerstörung vorzubeugen. Der Rahmen C wurde infolge Überwindung der Zugfestigkeit der senkrechten Bewehrungseisen in den Kanten zerstört, wie auch zu erwarten war. Dieser Rahmen hatte eine Arbeitsfuge am Fuß der Wand erhalten, wie das meist bei ausgeführten Bauten vorkommt. Die Wand selbst war stark genug, um dem Angriff der seitlichen Lasten zu widerstehen. Der Rahmen wurde zuletzt nicht durch schräge Zugspannungen und Scherkräfte zerstört, sondern durch Überwindung der Zugfestigkeit in der Arbeitsfuge. Es ist daher ratsam kurze Zulageeisen anzuordnen, um die Konstruktion zu verstärken.

8. Arbeitsfugen in Balken.

Bei der praktischen Ausführung von Eisenbetonbauten kommt es zuweilen vor, daß man gezwungen ist eine Arbeitsfuge in Mitte der Balkenspannweite anzuordnen. Um den Einfluß einer solchen

Arbeitsfuge zu studieren, wurden zwei Balken in einem Arbeitsfortgang und zwei Balken mit einer Fuge in Balkenmitte hergestellt und senkrechter Belastung unterworfen. Bei den niedrigeren Laststufen bildeten sich Risse in der Fuge, die sich rasch erweiterten. Es zeigte sich aber, daß die Tragfähigkeit und Durchbiegung durch die Fuge nicht beeinflußt wurden. Diese vier Balken wurden sodann auch wiederholten senkrechten Belastungen unterworfen und zeigten hierbei ein gutes elastisches Verhalten. Aus diesen Versuchen wird gefolgert, daß die Anordnung einer Arbeitsfuge in Balkenmitte nicht beanstandet zu werden braucht, sofern hierbei nur die nötige Sorgfalt beachtet wurde. Dipl.-Ing. Herbert Rohde, Karlsruhe i. B.

### Die Erdbebenkraft und die durch sie erzeugten Zerstörungen an Gebäuden mit Rücksicht auf die Bauart derselben.

(Nach einem Bericht für den Weltingenieurkongreß von Prof. Taniguti.)

Die zerstörende Wirkung, welche die Erdbebenkraft auf ein Bauwerk ausübt, hängt ab von der Trägheitskraft der Masse desselben, welche wiederum eine Funktion der Masse und der Beschleunigungen ist. Die Erdbebenkraft greift am Bauwerk unten an und pflanzt sich entsprechend der Steifigkeit der Konstruktion nach oben fort. Es bezeichne:  $k \cdot g$  = die maximale Beschleunigung der horizontalen Bewegung,

$k_1 \cdot g$  = die maximale Beschleunigung der gleichzeitigen vertikalen Bewegung,

$g$  = die Erdbeschleunigung.

Dann wird die Erdbebenkraft proportional sein dem seismischen Koeffizienten  $K = \frac{k}{1 - k_1}$ .  $K$  kann sowohl aus seismologischen Messungen als auch aus der Beobachtung umgefallener Bauteile berechnet werden.

Die senkrechte Beschleunigung hat nur unmittelbar über dem Erdbebenherd einen beträchtlichen Wert, sie nimmt mit dem Quadrat der Entfernung von demselben ab, so daß bald der seismische Koeffizient  $K$  nur noch durch die horizontale Beschleunigung  $k$  ausgedrückt wird.

Die vorliegenden Berechnungen und Beobachtungen des Verhältnisses der waagerechten Stoßbeschleunigung zur Schwerebeschleunigung haben Werte ergeben, die zwischen 0,1 und 0,5 liegen, je nach der Entfernung vom Erdbebenherd und den geologischen sowie geographischen Verhältnissen an der betreffenden Stelle. Z. B. betrug in den am meisten von der Zerstörung betroffenen Bezirken von Kodzu und Odawara, die etwa 20 km vom Erdbebenherd entfernt lagen, die horizontale Beschleunigung 0,5 g und die vertikale Beschleunigung 0,25 g. In Tokio, dessen Entfernung vom Erdbebenherd etwa 70 km betrug, zeigte der Wert der horizontalen Beschleunigung beträchtliche Unterschiede in Abhängigkeit von der geologischen Struktur des Untergrundes. Auf sandigen und alluvialen Bodenschichten betrug derselbe 0,2 g, während in anderen Stadtteilen, die auf diluvialen Boden erbaut waren, dieser Wert nur die Größe von 0,1 g erreichte. Die zerstörende Wirkung der senkrechten Beschleunigung fällt bei dieser Entfernung schon nicht mehr ins Gewicht.

#### Zerstörungen an Holzbauten.

So große Vorzüge auch das japanische Wohnhaus in Anpassung an Klima und Lebensweise der Bevölkerung besitzt, so ist es keineswegs als erdbebensicher anzusprechen. Die Anordnung der vielen nicht tragenden Schiebewände „Fusuma“ genannt (Abb. 1), ist vom Standpunkt der Stabilität als unerwünscht zu bezeichnen. Das Tragwerk des Holzhauses besteht nur aus Pfosten und Riegeln. Diagonalverstrebrungen fehlen vollkommen. Die Ausfachung der umschließenden Wände erfolgt durch eine etwa 6 cm starke Lehmschicht, die die Ständer freiläßt, um die Struktur des Holzes zu zeigen. Der Verband mit dem Dach wird durch eine einfache Zapfenverbindung erzielt, durch welche das Widerstandsmoment der Bauglieder an dieser Stelle beträchtlich herabgemindert wird. Das sind erhebliche konstruktive Mängel. Hierzu kommt noch, daß in Japan mit Vorliebe Ziegeldächer mit Lehmbedeckung verwendet werden, die zwar gewisse Vorteile aufweisen, aber auch durch ihr großes Gewicht — etwa 100 kg/m<sup>2</sup> — die Schwerpunktlage des ganzen Bauwerkes nach oben verlegen und infolge der mangelhaften Verbindung von Pfosten und Dachbindern eine große Gefahr für den Bau bilden.

Es soll nun die zerstörende Wirkung der Erdstöße in Abhängigkeit von der Größe der horizontalen Beschleunigung derselben näher betrachtet werden.

Bei der Intensität 0,1 g wurden die hölzernen Rahmengebilde noch nicht beschädigt, dagegen erhielt die Lehmfachung Risse, wobei auch einzelne Teile ausgebrochen wurden. Herde und Schornsteine aus Ziegelmauerwerk wurden in den meisten Fällen zerstört.

In den Ortschaften, wo die Intensität den Wert von 0,2 g erreichte, wurden nicht nur die Lehmwände zerstört, sondern auch die Holzverbindungen zwischen den Ständern und Dachbindern durch Abbrechen der Zapfen gelockert und teilweise auch zerstört. Die

Wände einer großen Anzahl von Bauten neigten sich hierbei stark, andere stürzten zusammen. In einer Stadt brachen etwa 2—3% der Häuser ganz zusammen.

Bei einer Intensität von 0,5 g stürzte die Mehrzahl der Häuser teilweise ein, der Rest war mehr oder minder beschädigt. In einer Stadt betrug die Anzahl der vollkommen zerstörten Bauten etwa 15%. Bei den gewöhnlichen zweistöckigen Wohnhäusern erfolgte die Zerstörung derart, daß beide Enden der unteren Rahmenpfosten durch Biegemomente zerstört wurden und der verhältnismäßig wenig beschädigte obere Teil dabei auf den Boden absackte, wie aus der Abb. 1 zu ersehen ist.

Bei der Intensität 0,4 g waren fast alle Holzbauten vollkommen zerstört, wenn nicht besondere Maßnahmen bei der Konstruktion

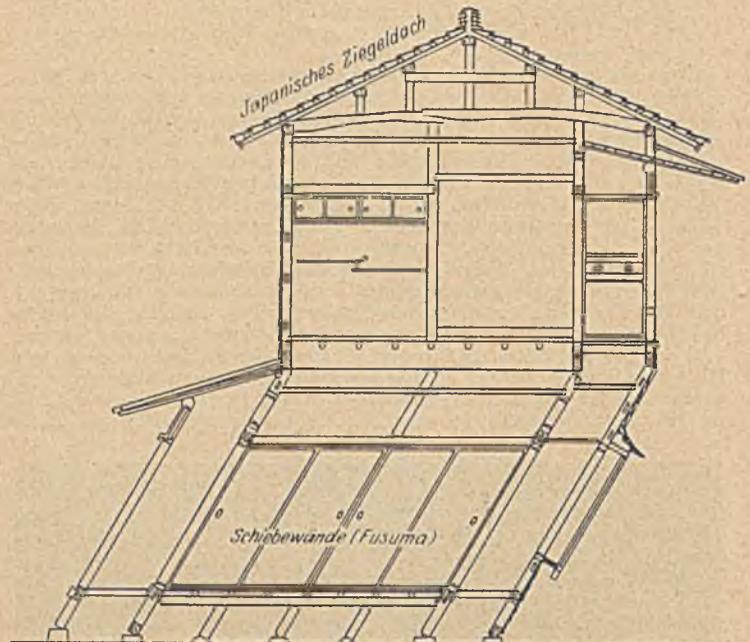


Abb. 1. Typische Art der Zerstörung eines zweistöckigen Holzbaues.

und Ausführung getroffen waren, um das Gebäude erdbebensicher zu gestalten. In einer Stadt waren über 50% der Gesamtzahl der Häuser vollkommen zerstört. In den Orten, in denen die seismische Intensität 0,5 g erreichte, stürzten über 80% der Gebäude vollständig ein.

Diese Angaben zeigen, daß die in üblicher Weise hergestellten Holzbauten der zerstörenden Wirkung des Erdbebens bis zu einem Intensitätsgrad von etwa 0,4 g widerstehen können, daß aber die Widerstandsfähigkeit bedeutend gesteigert werden kann durch entsprechende konstruktive Maßnahmen, wie: reichliche Anordnung von Diagonalverstrebrungen und Anwendung leichter Dacheindeckung (Asbestplatten, Schiefer oder Metall).

#### Zerstörungen an Ziegelbauten.

Da Bauwerke aus Ziegelmauerwerk nicht elastisch genug sind, so treten im Gegensatz zu Holzbauten Riß- und Brucherscheinungen gleich zu Beginn auf. In Ziegelmauerwerk ausgeführte Konstruktionsteile, wie: Brüstungen, Erker, Giebelmauern, Türme, Schornsteine stürzen schon bei Erdstößen mit einer horizontalen Beschleunigung von 0,1 g ein und zerstören hierbei die angrenzenden Bauteile, wie Dächer und Decken und bilden so eine große Gefahrenquelle.

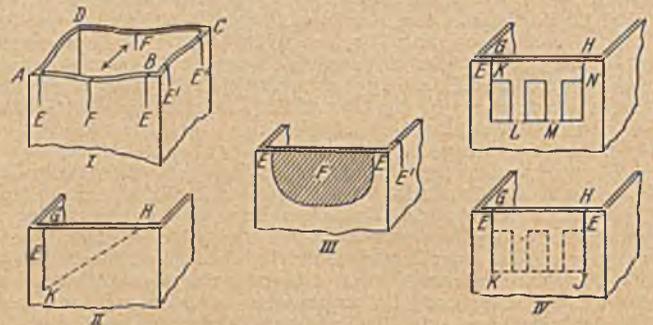


Abb. 2.

Durch unzuweckmäßige architektonische Ausgestaltung: hohe Giebel mit vorspringenden Verzierungen, weit auskragende Balkone, Arkaden und Kolonnaden sowie Fehlen von genügend starken Zwischenmauern,

wird dieselbe noch gesteigert. Erreicht die seismische Intensität 0,2 g oder mehr, so reißen sogar massive Wände ohne Auskragungen.

In der Regel bilden sich bei normal zu den Mauern gerichteter Erdbebenkraft Risse infolge des Biegemomentes zuerst an den Enden oder in der Mitte der Spannweite (Abb. 2). Wenn eine Ecke gerissen ist, so wird der dreieckförmige Teil GKH an zwei Seiten frei und stürzt oft infolge des längs der Linie KH wirkenden Momentes zusammen. Wenn sich an zwei Ecken Risse gebildet haben, so wird meist ein Mauerteil von parabolischer Form herausgebrochen. Fensteröffnungen erleichtern die Ausbildung von Rissen.

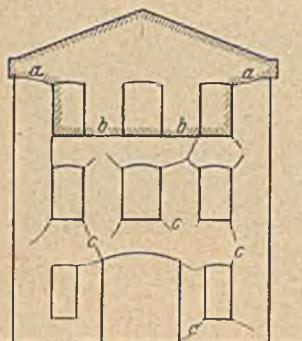


Abb. 3.

Die Biegerisse bilden sich vor allem in den oberen Stockwerken aus (a, b in Abb. 3), während Risse infolge der Scherkräfte hauptsächlich in den unteren Teilen entstehen, wie z. B. die Risse in der Wandfläche zwischen Fenstern und Türöffnung (Abb. 3). Bei parallel zur Mauer gerichteter Erdbebenkraft entstehen infolge der Scherkräfte Diagonalarisse.

Die Widerstandsfähigkeit von Backsteinmauerwerk hängt hauptsächlich von der Stärke der Mauer ab. Nach Untersuchungen von Dr. Sano ist diese Widerstandsfähigkeit direkt proportional der Wandstärke und Güte des Verbandes und umgekehrt proportional dem Gesamtgewicht von Mauer und Auflast sowie dem Quadrat der lichten Spannweite der Mauer.

**Zerstörungen an steifen Rahmenkonstruktionen.**

Die Beobachtungen zeigen, daß die Zerstörungen an Stockwerkrahmen sowie Stahlskelettbauten vornehmlich im zweiten oder dritten Geschoß auftreten. Zur Erklärung dieser Erscheinung sind verschiedene Theorien aufgestellt worden, von denen einige hier kurz wiedergegeben seien:

Nach Dr. Omori können alle Bauwerke entsprechend der Periode ihrer Eigenschwingung in „kurze Säulen“ und „hohe Säulen“ wie z. B. Kamine eingeteilt werden, je nachdem diese Periode kleiner oder größer ist als die Schwingungsperiode eines schädlichen Erdbebens, die zu etwa 1 Sek. angenommen werden kann. Dementsprechend sind die Bauwerke der ersten Art an ihrer Basis am schwächsten

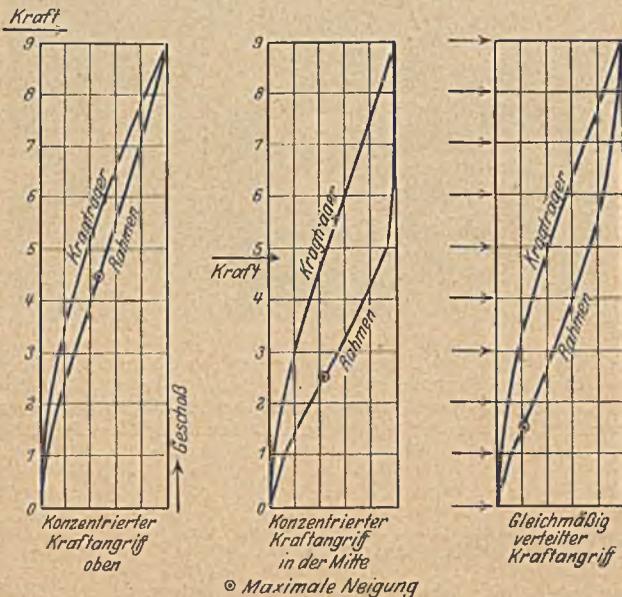


Abb. 4. Vergleich der Biegelinien eines neunstöckigen biegesteifen Rahmens und eines Kragträgers infolge seitlichen Kräfteangriffs.

Da diese und andere bisher auf diesem Gebiet aufgestellten Theorien nicht restlos befriedigen, hat Prof. Taniguti eingehende Versuche und theoretische Untersuchungen durchgeführt.

Die Abb. 4 zeigt die Nebeneinanderstellung der Biegelinien eines neunstöckigen Rahmens und eines Kragbalkens von entsprechender Höhe. Interessant ist hierbei festzustellen, daß die elastische Linie des Rahmens an einer anderen Stelle wie die des Kragbalkens ihre maximale Neigung hat, gleichgültig, wie der Kräfteangriff erfolgt. Unter „Neigung“ der elastischen Linie wird hierbei das Verhältnis der Durchbiegung von einem Säulende (in bezug auf das andere) zur Länge der Säule verstanden. Bei Betrachtung der Biegelinie des Kragbalkens versteht man hierunter das Verhältnis der Durchbiegung eines Teiles der der Stockwerkshöhe des Rahmens entspricht, zur Länge dieses Teiles.

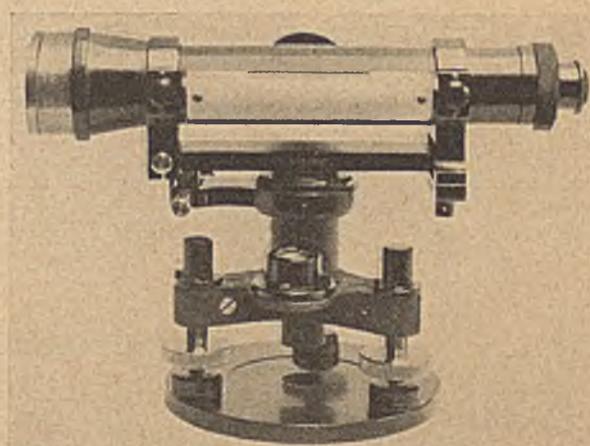
Die Lage der maximalen Neigung der Biegelinie eines Stockwerkrahmens verändert sich entsprechend der Verteilung der angreifenden Seitenkräfte und dem Steifigkeitsgrad der einzelnen Bauglieder. Mit „Steifigkeitsgrad“ wird das Verhältnis des Trägheitsmomentes eines Querschnittes zur effektiven Länge des betreffenden Baugliedes bezeichnet. Prof. Taniguti untersuchte die Abhängigkeit der Form der elastischen Linie vom Steifigkeitsgrad bei gleichem Kräfteangriff. Aus den Untersuchungen geht hervor, daß die Lage des Punktes mit der Maximalneigung die Tendenz hat anzusteigen in dem Maße, wie die Steifigkeit der Konstruktionsteile abnimmt. Wenn die Riegel aber in allen Stockwerken gleich ausgebildet sind, kann dies nur bis zu einer gewissen Grenze geschehen. Der Charakter der Kurven ist auch eine Funktion der seitlich angreifenden Kräfte. Trägt man die gesetzmäßige Abhängigkeit von der Art des Kräfteangriffes bei konstanter Steifigkeit auf, so sieht man, daß die Biegelinie in den höheren Stockwerken ihre größte Neigung hat, wenn die Verteilung der Kräfte nach oben zu größer ist. Diese Tendenz wird aber beeinflusst durch den Steifigkeitsgrad der Säule und des Riegels und in normalen Fällen dürfte sich die Maximalneigung im dritten Geschoß ergeben.

Mit Rücksicht auf die theoretischen Untersuchungen und die Ergebnisse durchgeführter Modellversuche mit einem besonders konstruierten Schütteltisch kommt Prof. Taniguti zum Schluß, daß bei Beanspruchung eines hohen Rahmenbaues durch Erdbebenkraft die Biegelinie ihre größte Neigung im zweiten oder dritten Geschoß haben wird. Die Scherkräfte erreichen in diesen Stockwerken ihr Maximum und infolgedessen treten hier in der Ausfachung der Wandfelder häufig Diagonalarisse auf, oder sie wird ganz ausgebrochen. Bei Anwachsen der Scherkräfte werden auch dann die Stützen in dem betreffenden Geschoß zerstört.

Dipl.-Ing. Herbert Rohde, Karlsruhe i. B.

**Ein einfaches Nivellierinstrument für den Bauplatz.**

An ein Nivellierinstrument stellt man bekanntlich zwei Anforderungen; darnach muß insbesondere die Zielachse parallel zur Libellenachse sein, so daß bei einspielender Libelle die Zielachse horizontal liegt, und außerdem soll die Umdrehungsachse senkrecht zur Libellenachse stehen, so daß bei vertikaler Umdrehungsachse die



zur Libellenachse parallele Zielachse beim Drehen des Fernrohrs eine horizontale Ebene beschreibt. Die erste dieser beiden Anforderungen muß in jedem Fall genau erfüllt sein; die zweite nicht unter der Voraussetzung, daß man vor jeder Ablesung an der Nivellierlatte die Libelle mit Benutzung der Fußschrauben zum Einspielen bringt.

Das Nivellierinstrument einfachster Bauart, bei dem die Libelle und das Fernrohr fest miteinander und mit dem Instrumentoberbau verbunden sind, muß den beiden angegebenen Anforderungen entsprechend zwei Berichtigungsvorrichtungen haben; da drei solche Vorrichtungen möglich sind — an der Libelle, an der Zielachse bzw. am Fadenkreuz und am Fernrohrlager —, so gibt es hinsichtlich der

und die größten Spannungen und Zerstörungen sind dort zu erwarten. Bei den Bauten der zweiten Kategorie werden die Brucherscheinungen in der Nähe des sich einstellenden Ruhepunktes auftreten, der in etwa 2/3 Höhe angenommen werden kann.

Aus der Tatsache, daß sich bei der erzwungenen Schwingung eines Stabes Knoten in halber Höhe des Stabes ausbilden, wenn die Periode der Eigenschwingung größer ist als die Periode der erzwungenen Schwingungen, folgert Dr. Sano, daß die Zerstörungen an mehrgeschossigen Bauten auch in einiger Höhe über dem Erdbeben auftreten müssen, da in den Knoten die Scherkräfte am größten sind.

Berichtigungsvorrichtungen drei verschiedene Bauarten des Nivellierinstrumente. Die drei Bauarten unterscheiden sich bei der Untersuchung und Berichtigung des Instruments in der Reihenfolge der den beiden Anforderungen entsprechenden Untersuchungen, die bekanntlich so vorzunehmen sind, daß durch eine nachfolgende Berichtigung eine vorausgegangene nicht zerstört wird.

Die am meisten vorkommende Bauart mit Berichtigungsvorrichtungen an der Libelle und am Fadenkreuz, bei der zuerst die Umdrehungsachse senkrecht zur Libellenachse gestellt und dann die Zielachse parallel zur Libellenachse gelegt werden muß, hat den Nachteil, daß wenn aus irgend einem Grunde während einer Messung eine Berichtigung an der Libelle vorgenommen worden ist, die gegenseitige Lage von Zielachse und Libellenachse untersucht werden muß. Diejenige Bauart, bei der Berichtigungsvorrichtungen an der Libelle und am Fernrohrlager vorhanden sind, hat den angegebenen Nachteil nicht, da bei ihr zuerst die Zielachse parallel zur Libellenachse gelegt und dann erst die Umdrehungsachse senkrecht zur Libellenachse gestellt werden muß.

Diejenige Bauart, bei der Berichtigungsvorrichtungen am Fadenkreuz und am Fernrohrlager vorgesehen sind, bietet im Vergleich zu den beiden anderen den Vorteil, daß die Reihenfolge der auf die beiden Anforderungen sich beziehenden Untersuchungen beliebig ist; es kann also bei ihr nicht der Fall eintreten, daß eine vorausgegangene Berichtigung durch eine nachfolgende zerstört wird.

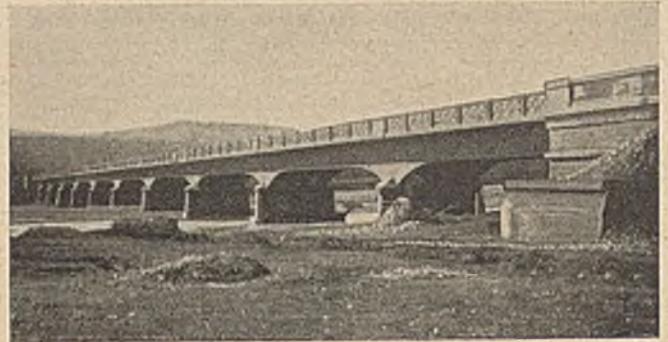
Auf meine Anregung baut die Firma M. Hildebrand in Freiberg i. Sa. ein für die Zwecke des Bauingenieurs bestimmtes Nivellierinstrument (vgl. die Abb.) mit einem verschiebbaren Fadenkreuz, einer Berichtigungsvorrichtung am Fernrohrlager und einer Libelle ohne Berichtigungsvorrichtung. Die Berichtigungsschrauben des Fadenkreuzes sind durch einen Schutzring verdeckt, so daß nach einer Berichtigung der Zielachse zur Libellenachse eine Veränderung der gegenseitigen Lage dieser beiden Achsen kaum eintritt. Eine Berichtigung der Stellung zwischen Umdrehungsachse und Libellenachse kann jederzeit ohne Schaden mit Hilfe der — aus einer Druckschraube und zwei Gegenfedern bestehenden — Vorrichtung am Fernrohrlager vorgenommen werden.

Das handliche Instrument hat ein Fernrohr mit innerer Einstelllinse und 20facher Vergrößerung; zur Einstellung in horizontalem Sinn ist eine Klemm- und Feineinstellungsschraube vorhanden. Für die genäherte Vertikalstellung der Umdrehungsachse zuerst mit den Stativbeinen und dann mit den Fußschrauben hat das Instrument eine Dosenlibelle. Die Befestigung des Instruments auf dem Stativ geschieht mit Hilfe einer einfachen Platte, mit der die Fußschrauben spannungsfrei verbunden sind. P. Werkmeister, Dresden.

### Eisenbetonbrücke über dem Vomanofluß.

Die im Jahre 1922 mit 1,5 Mill. Lire veranschlagte Straßenbrücke von 201 m Gesamtlänge und 6,6 m Breite über den Vomanofluß (Provinz Teramo, Italien) hat ihre jetzige Gestalt (s. Abb.) durch einen öffentlichen Wettbewerb im Jahre 1925 erhalten. Neun Öffnungen haben je 19 m, die Endöffnungen je 15 m Stützweite. Die Überbauten sind Rippenbalken aus Eisenbeton mit 15 cm starker Platte, 25 cm breiten und 1,25 m hohen Rippen mit 1,5 m Achsenabstand, die über den Pfeilern auf 2,4 m Höhe gebracht sind (s. Abb.); sie laufen von den Widerlagern über je fünf Öffnungen durch und tragen in der Mittelöffnung als Gerberträger ein 9 m langes Schlußstück; am vierten Pfeiler vom Widerlager her sind sie verankert, auf den übrigen Pfeilern und den Widerlagern ruhen sie mittels spiralförmig stark bewehrter Betonwalzen auf stark bewehrten Betonlagerplatten. Die Lagerplatten, die Walzen und die Lagerfüße der Balken sind aus hochwertigem, rasch erhärtendem Zement hergestellt. Die Ankerpfeiler und die Widerlager haben ebenfalls Bewehrung. Die Pfeiler und Widerlager sind mittels Senkkästen (unter den Widerlagern je zwei) aus Eisenbeton auf festem blauem Lehm gegründet, der nirgends über 2,9 kg/cm<sup>2</sup> Druck erhält.

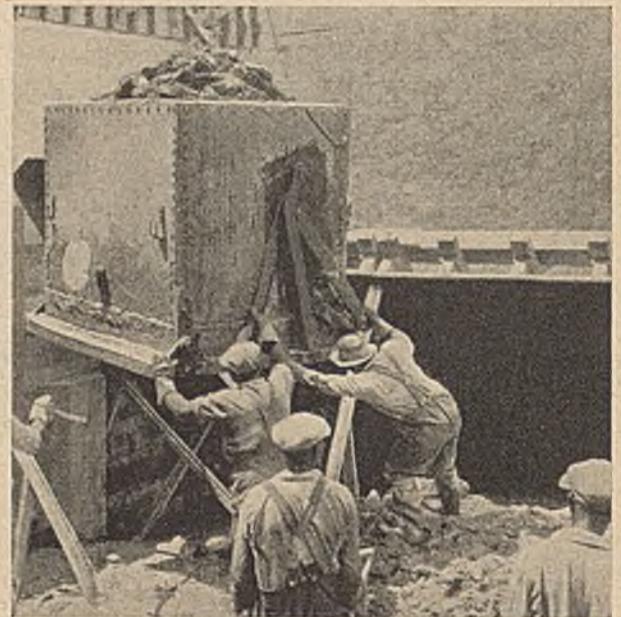
Die Brücke ist in den Jahren 1926 und 1927 (mit viermonatiger Unterbrechung im Winter) erbaut worden. Die Überbauten sind mit 85 Mann



in 60 Tagen fertiggestellt worden. (Nach Ing. Luigi Serra. Il Cemento armato 1929, S. 73—74 mit 1 Lichtbild.) N.

### Sehr trockener Beton für zwei große Talsperrenmauern.

Die amerikanische Aluminium-Gesellschaft hat für zwei große Talsperrenmauern in Quebec und in Tennessee einen so trockenen Beton verwendet, daß er in den Förderbottichen auch bei Förderweiten bis 5 km gehäuft geladen werden konnte (s. Abb.), aber doch



bei den verwendeten Mischungen 1:3:4,5 und 1:2,3:4,6 die vorgeschriebene Festigkeit von 210 kg/cm<sup>2</sup> nach 28 Tagen reichlich überstieg und durch die Verwendung elektrischer Stampfer trotz des groben Steinschlages (5 bis 15 cm) sich dicht einbauen ließ. (Nach Engineering-News-Record 1929, S. 640—642 mit 6 Lichtbildern.) N.

## WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

### Ausbau der deutschen Binnenwasserstraßen.

Von Dr. Kreuzkam.

Die Wasserstraßenpolitik, wie sie gegenwärtig betrieben wird, ist nicht vom Reich, sondern von den Ländern eingeleitet worden. Das Reich hat die Wasserstraßen durch besondere Staatsverträge von den Ländern übernommen und ist auf Grund dieser Staatsverträge verpflichtet, die von den Ländern eingeleitete Wasserstraßenpolitik durchzuführen bzw. die angefangenen Wasserstraßen auszubauen und zu vollenden. Das Kernstück der deutschen Wasserstraßenpolitik ist, wenn man die Entwicklung in ihrem ganzen Zusammenhange sieht, der Mittellandkanal. Der Mittellandkanal wurde von Preußen begonnen und vom Reich in einem halbfertigen Zustande übernommen. Die bisherigen nicht unerheblichen Ausgaben für den Ausbau dieses Kanals wären vergeblich gewesen, wenn man den Mittellandkanal in einem halbfertigen Zustande belassen würde, denn in unvollendetem Zustande würde er seinem Zweck nicht dienen können.

Gelegentlich einer im Oktober 1929 unternommenen Besichtigungsfahrt des Hauptausschusses und des Verkehrsausschusses des Reichstages in das Gebiet des Mittellandkanals hat der Reichsverkehrsminister Dr. Stegerwald wiederholt ausdrücklich versichert, daß ein Zweifel an der Fortführung und Vollendung des Mittellandkanals außer jeder Erörterung stehe. Das Bautempo müsse sich allerdings nach den verfügbaren Mitteln richten.

Die Bauarbeiten an dem noch unvollendeten Schlußstück des Mittellandkanals östlich von Peine bis zum Ihle-Kanal gehen denn auch nur langsam voran, und nach dem jetzigen Stande ist mit einer Fertigstellung des Hauptkanals frühestens im Jahre 1937 zu rechnen, wenn weiterhin Abstriche an den Baumitteln vermieden werden können. Die rd. 13 km lange Teilstrecke von Peine bis zum Hafen Braunschweig wird vielleicht schon im Jahre 1932 fertiggestellt werden können.

Im übrigen sind die im Ausbau begriffenen und vom Reichsverkehrsministerium als bauwürdig anerkannten Wasserstraßen durch-

aus als eine Einheit in dem großen volkswirtschaftlichen und verkehrspolitischen Zusammenhange anzusehen. An großen Projekten sind zunächst im Ausbau begriffen: die beiden süddeutschen Wasserstraßen, Rhein-Main-Donau-Wasserstraße und die Neckarkanalisation, ferner die Regulierung der Oder im Osten.

An der Rhein-Main-Donau-Verbindung wird planmäßig weitergearbeitet. Die Mainkanalisation, die jetzt in Aschaffenburg aufhört, ist gegenwärtig bis Miltenberg im Bau. Die Staustufen Obernau, Kleinwallstadt, Klingenberg und Kleinheubach sind zum größten Teil fertiggestellt. Ob es möglich sein wird, die nächsten zwei Staustufen in Angriff zu nehmen, die zwischen Miltenberg und Wertheim vorgesehen sind, hängt von der Beschaffung weiterer Geldmittel ab.

Was die Neckarkanalisation betrifft, so sind im Bauabschnitt Mannheim—Heilbronn sowohl für die Schifffahrt als auch für die Kraftnutzung bereits fertiggestellt: die Kanalstrecken Mannheim—Heidelberg und Kochendorf—Heilbronn, im Bauabschnitt Heilbronn—Plochingen die Baustufen Horkheim und Obereßlingen sowie die Neckarverlegungen bei Untertürkheim und Obertürkheim in unmittelbarer Nähe von Stuttgart. Im Bau befinden sich unterhalb Heilbronn die Staustufen Neckargemünd und Neckarsteinach, oberhalb Heilbronn die Stufen Münster und Cannstatt.

Über den Stand der sonst in Betracht kommenden Wasserstraßenbauten und Wasserstraßenpläne ist folgendes zu sagen:

Der Lahnkanal von der Mündung bis Steeden bei Limburg konnte um die Jahreswende 1928/29 für den Verkehr mit 200-t-Schiffen in Betrieb genommen werden. Die zweite Teilstrecke der Lahnwasserstraße von Steeden bis Gießen harret noch des Ausbaues.

Die Umkanalisation des Untermain bis Frankfurt a. Main in der Weise, daß an Stelle der veralteten fünf Schleusen und Stauwehrranlagen drei neue Stauanlagen errichtet werden, ist im letzten Jahre weiter vorgeschritten.

Für den Aachen-Rhein-Kanal sind die Entwürfe vom Staatlichen Vorarbeitsamt in Aachen fertiggestellt und dem Reichsverkehrsministerium zur Prüfung übermittleit worden.

Der Plan für die Kanalisation der Mosel steckt, soweit es sich um die preußisch-deutsche Flußstrecke von Perl bis Koblenz handelt, noch tief im Vorbereitungs- und Erörterungsstadium. Durch das im Jahre 1918 in Trier eingerichtete, inzwischen wieder aufgeschobene Vorarbeitsamt für die Stauregulierung der Mosel und der Saar ist zwar der Nachweis erbracht worden, daß die Mosel sich zu einer leistungsfähigen Großschiffahrtsstraße ausbauen läßt, die sich für den ständigen Verkehr mit dem 1200-t-Schiff eignet, wie es auch für die Neckarkanalisation und die Rhein-Main-Donau-Verbindung als Regelschiff in Aussicht genommen ist. Auch die Saar kann für einen Verkehr mit 1200-t-Schiffen ausgebaut werden, wengleich wegen der nicht zu besitzenden Krümmungen ein Schiff kleinerer Abmessungen sich maßmäßig als zweckmäßiges Regelschiff ergebe dürfte. Auch ist eine eingehende Prüfung der in den beiden Flüssen ruhenden Wasserkräfte vorgenommen, die gleichfalls günstige Ergebnisse gehabt hat. Aber diese Vorarbeiten haben bislang nur die Bedeutung von Rahmenentwürfen gewonnen, innerhalb deren einzelne Ausbauten im Wasserkraftinteresse in Aussicht genommen sind, und zwar im Rahmen der Moselkanalisation ein Ausbau der Staustufe im sog. Gansesfürchen bei Koblenz und im Rahmen der Saarkanalisation ein Ausbau der Staustufe bei Serrig. Und zwar verfolgt diese Pläne das Rheinisch-Westfälische Elektrizitätswerk in Essen in Verbindung mit der Reichswasserstraßenverwaltung. Die Kanalisation der lothringischen Moselstrecke Metz—Diedenhofen ist inzwischen in Angriff genommen worden, nachdem im Februar 1928 durch Erlaß des französischen Staatsberhauptes dem „Konsortium für die Kanalisation der Mosel“ in Metz endgültig die Konzession für die Ausführung seiner Pläne erteilt worden ist. Nur die kleine Strecke von Diedenhofen bis zur Landesgrenze wird vorläufig unkanalisiert liegen bleiben.

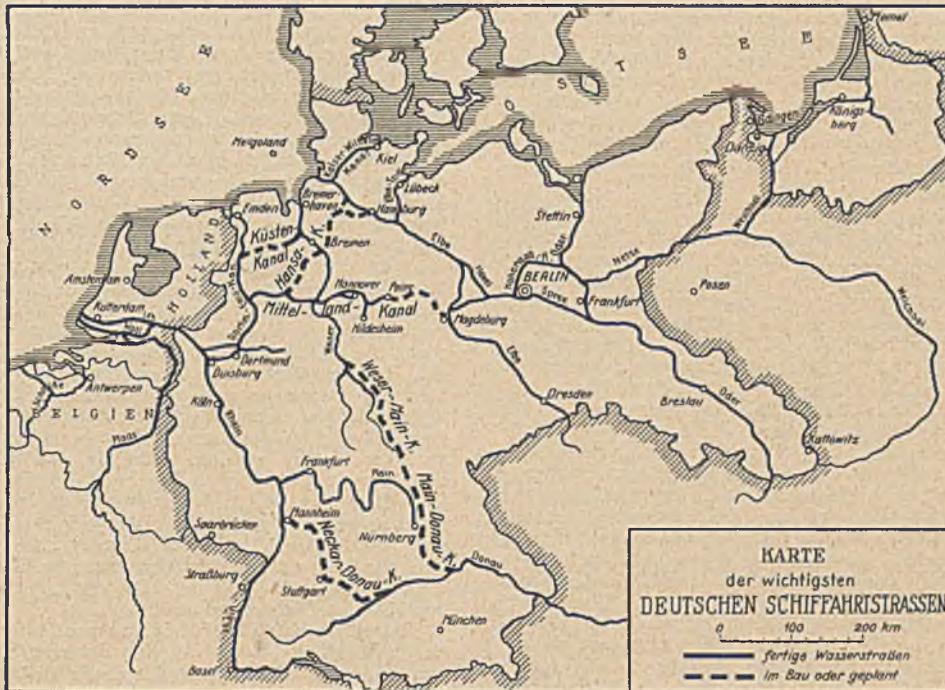
Das Saargebiet, das früher in den vordersten Reihe der Vorkämpfer für die Schiffbarmachung der Mosel und der Saar gestanden hatte, hat sich in den letzten Jahren von den Bestrebungen zurückgezogen und befürwortet unter dem Druck der veränderten wirtschaftlichen und politischen Verhältnisse einen Plan, der darauf hinausläuft, von Saarbrücken über Kaiserslautern mit der Mündung in den Rhein zwischen Worms und Ludwigshafen einen Kanal zu bauen, der das Saargebiet direkt mit Süddeutschland verbinden soll, den sog. Saar-Pfalz-Kanal. Dieses Kanalprojekt ist durch ein bei der Regierung der Pfalz in Speyer errichtetes besonderes Kanalbauamt geprüft worden. Das Ergebnis der Untersuchungen liegt jetzt dem Reichsverkehrsministerium vor.

Der Ausbau der Rheinstrecke Straßburg—Basel ist, wie der Reichsverkehrsminister in seiner Etatsrede im Reichstage am 14. Juni 1929 bereits angekündigt hatte, wesentlich gefördert worden.

a) Regulierung des Oberrheins:

Mit dem am 28. März 1929 erfolgten Abschluß des deutsch-schweizerischen Vertrages ist in der Frage der Regulierung des Oberrheins ein großer Schritt vorwärts getan. Die Schweizerische Eidgenossenschaft und das Deutsche Reich sind in dem genannten Vertrage dahin übereingekommen, die Regulierung auf der Strecke

Straßburg—Basel nach Maßgabe der von der Zentralkommission für die Rheinschifffahrt am 29. April 1925 genehmigten Entwürfe unverzüglich zu beginnen und ohne Unterbrechung durchzuführen. Von den Kosten, die auf 50 Millionen veranschlagt sind, übernimmt die Schweiz 60%, Deutschland 40%. In dem Vertrage wird weiter ausdrücklich festgestellt, daß die deutsche Regierung und der schweizerische Bundesrat sich darüber einig sind, daß im Zusammenhange mit der Regulierung des Rheins von Straßburg—Kehl bis Istein die Ausführung des Großschiffahrtsweges von Basel bis zum Bodensee zu erstreben ist. Die auf Grund des angeführten Staatsvertrages eingebrachten Gesetze sind inzwischen im schweizerischen Nationalrat



und im deutschen Reichsrat angenommen worden. Wenn die nun folgenden Verhandlungen mit Frankreich einen befriedigenden Verlauf nehmen, darf erwartet werden, daß mit der Regulierung im Jahre 1930 begonnen werden kann, vorausgesetzt, daß der Reichstag der Vorlage zustimmt.

b) Französischer Seitenkanal:

Die Erdarbeiten bei Kembs sind in vollem Gange. Im Jahre 1932 soll der Umgehungskanal fertiggestellt sein und das Großkraftwerk Kembs in Betrieb genommen werden. Ob es zur Weiterführung des Kanals und der Errichtung der 7 weiteren Kraftwerke kommt, wird nicht zum letzten davon abhängen, wieweit bis dahin das deutsch-schweizerische Projekt der Rheinregulierung gedeihen ist.

Am Lippe-Seiten-Kanal sind die Arbeiten auf der Strecke Dorsten—Wesel so weit gefördert worden, daß mit einer alsbaldigen Eröffnung des Verkehrs gerechnet werden kann. Das Projekt der Verlängerung des bereits vorhandenen Lippe-Seiten-Kanals Datteln-Hamm über Hamm hinaus nach Lippstadt steht ebenfalls vor seiner Vollendung. Die Arbeiten sind bereits bis Uentrop gedeihen und werden in Kürze beendet sein.

Die Vorarbeiten für den Ausbau des Dortmund-Ems-Kanals sind abgeschlossen. Indes gestattete die allgemeine ungünstige Reichsfinanzlage nicht, Mittel zur sofortigen Aufnahme der Bauarbeiten in den außerordentlichen Haushalt 1929 einzustellen. In Anerkennung der Notwendigkeit und Dringlichkeit des Ausbaues kamen daher die Reichsminister der Finanzen und für den Verkehr überein, den Versuch zu machen, die Bereitstellung der Mittel durch ein besonderes Gesetz zu erwirken. Dieses Gesetz sollte dem Reichstag tunlichst bald vorgelegt werden. Da nun aber von anderer Seite mehrfach die Ansicht geäußert worden war, daß die Reichsbahn in der Lage sei, unter wirtschaftlich günstigeren Bedingungen dasselbe zu leisten, wie der ausgebaut Dortmund-Ems-Kanal, und daß sie mit Rücksicht auf die von ihr nach dem Dawes-Plan zu erfüllenden Pflichten den Vorzug vor dem Dortmund-Ems-Kanal verdiene, schien es geboten,

die Sachlage nochmals genau zu überprüfen. Nachdem die Unterlagen für die Gesetzesvorlage in der Wasserstraßenabteilung des Reichsverkehrsministeriums fertiggestellt waren, was im März 1929 der Fall war, wurden sie zu diesem Zweck der Eisenbahnabteilung übergeben, damit diese ihrerseits nach Anhörung der Reichsbahn hierzu Stellung nehme. Durch dieses Verfahren hat sich naturgemäß die Vorlage des Gesetzes verzögert. Es ist aber beabsichtigt, die Weiterbehandlung der Angelegenheit nach Möglichkeit zu beschleunigen.

Die Untersuchungstätigkeit des vom Reich in Verden eingesetzten Vorarbeitsamts für den vom Ruhrgebiet und von den Hansestädten lebhaft angestrebten Hansa-Kanal ist soweit fortgeschritten, daß ihr Abschluß bis zum Ende des Etatsjahres bevorsteht.

Der Küstenkanal, der die Unterweser mit dem Dortmund-Ems-Kanal verbinden und damit eine schiffbare Wasserstraße zwischen dem Ruhrgebiet und den Unterweserhäfen herstellen soll, ist, soweit er auf oldenburgischem Gebiet verläuft, bis auf kleine Restarbeiten beendet. Von der kürzeren preußischen, insgesamt 23 km langen Strecke, die nahezu zur Hälfte schon fertiggestellt und im übrigen zum Teil in Angriff genommen ist, sind noch etwa 6 km unausgebaut.

Für die beabsichtigte Weserkanalisierung sind bisher keinerlei Mittel bewilligt worden. Die Notwendigkeit der Kanalisierung ist gerade im letzten Jahre besonders deutlich zutage getreten, und zwar um Mitte September, wo die Edertalsperre erschöpft war und die Weserschiffahrt oberhalb Mindens ganz zum Erliegen kam. Zu bedenken ist in diesem Zusammenhang vor allem auch, daß diese Kanalisierung eine Voraussetzung dafür ist, daß der Weser das Speisungswasser für den Mittellandkanal bei Minden entnommen werden kann.

Der Haushalt der Reichswasserstraßen-Verwaltung 1930.

Der Reichsverkehrsminister hat für die Wasserstraßen zum Etat 1930 folgende Beträge angemeldet:

Für das Rheinstromgebiet insgesamt 12 413 000 RM, darunter 5 Mill. RM für die Umkanalisierung des Untermains als fünften Teilbetrag, 4,04 Mill. RM für die Beteiligung an der Neckar A.-G., 2,4 Mill. RM als ersten Teilbetrag für die mit der Schweiz vereinbarte Regulierung des Rheins zwischen Straßburg-Kehl und Istein, die insgesamt 50 Mill. RM erfordert, wovon 20 Mill. RM auf Deutschland entfallen, 0,4 Mill. RM für Brückenbauten als vierten Teilbetrag, den Rest für kleinere Maßnahmen.

Für die westdeutschen Kanäle zwischen dem Rhein und der Weser sind insgesamt 13 556 000 RM vorgesehen und zwar: für den Dortmund-Ems-Kanal als dritter Teilbetrag 3 Mill. RM für die zweite Fahrt bei Olfen, für Vollendung des Lippe-Kanals Wesel-Datteln 2,7 Mill. RM, für eine Schleuse im Kanal Hamm-Lippstadt 1,4 Mill. RM, für den Küstenkanal als fünften Teilbetrag 5,75 Mill. RM, für Unterhaltung der Wege und Rampenanlagen am Ems-Weser-Kanal 0,4 Mill. RM, für Unterhaltungen im Rhein-Herne-Kanal und Dortmund-Ems-Kanal 0,306 Mill. RM.

Der Weser-Elbe-Kanal ist mit 18 900 000 RM aufgeführt, davon 1,06 Mill. RM für die Strecken bis Peine und Hildesheim, 17,84 Mill. RM für die neue Strecke östlich Peine.

Für das Wesergebiet sind 2 287 000 RM vorgesehen, davon 1 Mill. RM als vierter Teilbetrag für die Schleuse bei Hameln, 0,8 Mill. RM als dritter Teilbetrag für den Umbau des Wehres bei Dörverden, der durch den Unfall Ende Dezember 1929 besonders dringend geworden ist. Der Rest entfällt auf kleinere Beträge für Instandhaltung der Ufer, Buhoen usw.

Für die Elbe werden 8 450 000 RM benötigt, davon 0,4 Mill. RM als erster Teilbetrag für einen Durchstich zwischen Coswig und Roßlau, der insgesamt 2,45 Mill. RM erfordert, die übrigen Beträge für sonstige Verbesserungen des Stromes, der Ufer oder Deckwerke.

Ob der Reichstag bei der ungünstigen Finanzlage des Reiches die angeforderten Mittel ganz oder wenigstens zu einem erheblichen Teil bewilligen wird, ist nach den Erfahrungen der letzten Jahre immerhin fraglich.

Nicht ohne Interesse ist die Stellungnahme des Reichswasserstraßenbeirates. Der Hauptausschuß des Reichs-Wasserstraßenbeirats tagte vor kurzem in Berlin zur Beratung des Haushaltentwurfs der Reichswasserstraßenverwaltung für 1930.

Vom Reichsverkehrsministerium wurde einleitend ausgeführt, daß die Verwaltung in Anbetracht der schlechten Finanzlage sich die größte Zurückhaltung bei Aufstellung des Haushalts habe auferlegen müssen. Im allgemeinen seien nur die Beträge angefordert, die zur Fortführung der Bauarbeiten unbedingt erforderlich wären. Neue Bauten sollten, wenn irgend verschiebbar, nicht angefangen werden.

Einem Teil der Mitglieder ging diese Zurückhaltung nicht weit genug. Ein Vertreter der Industrie verlangte sogar Ablehnung sämtlicher Beträge, die 1 Mill. RM überschreiten. Andere Mitglieder hielten eine solche Gewaltpolitik bei den Reichswasserstraßen nicht für durchführbar. Wenn der Reichstag der Anregung folge, wären viele Arbeiter zu entlassen und auf die Erwerbslosenfürsorge zu verweisen. Außerdem würde die Ersparnis nur auf dem Papier stehen, da der größte Teil der angeforderten Beträge aufgewendet werden müßte, um die durch die Stilllegung, die Abfindung der Unternehmer und die spätere Wiedereingangssetzung unnütz entstehenden Kosten zu bezahlen. Schließlich sei nicht

zu vergessen, daß die Wasserstraßenbauten wirtschaftlich und die Ausgaben zum großen Teil zwangsläufig seien, sowie, daß der Haushalt der Reichswasserstraßenverwaltung sich stets in mäßigen Grenzen bewegt habe. Infolgedessen erscheine es billig, in erster Linie bei den Verwaltungen zu sparen, die unwirtschaftliche Ausgaben haben. Durch Drosselung der Ausgaben bei der Reichswasserstraßenverwaltung könne die Finanznot auf keinen Fall behoben werden, da in den letzten drei Jahren die Ausgaben des Reichs für die Wasserstraßen, und zwar ordentlicher Haushalt sowie einmalige und außerordentliche Ausgaben, nur rd. 1,8% der Gesamtausgabe des Reichs ohne Kriegslasten betragen hätten. Die begonnenen Arbeiten müßten trotz der Finanznot so rasch wie möglich zu Ende geführt werden. Dadurch würden die Baukosten niedrig gehalten, denn die Streckung des Bautempos habe eine Erhöhung der Bauleitungskosten, der Bauzinsen und der sonstigen Baukosten zur Folge. Von Vertretern der Industrie und des Handels wurde erwidert, daß die katastrophale Finanzlage dazu führe, bei allen Verwaltungen und auch bei kleinen Ausgaben zu sparen. Der Hauptausschuß solle sein Gutachten darauf abstellen, wieweit die Dringlichkeit der Arbeiten mit der Balanzierung des Reichshaushalts vereinbar sei. Jeder Posten sei daraufhin zu prüfen. Von anderer Seite wurde entgegengehalten, daß der Reichswasserstraßenbeirat nur darüber ein Gutachten abzugeben habe, ob er die einzelnen Bauten für notwendig halte. Die Frage, ob die Geldmittel zur Verfügung stehen, müßten die gesetzgebenden Körperschaften entscheiden.

In der anschließenden Einzelaussprache wurde bei verschiedenen Nummern eine Herabsetzung oder gar eine Streichung des angeforderten Betrages beantragt, so bei der Regulierung der Krummen Gilge, bei den Staubecken Sersno und Ottmachau, bei der Schleuse Neuburg, beim Ausbau des Kammerkanalseitenarms, beim Küstenkanal, beim Mittellandkanal, bei der Rhein-Main-Donau-Wasserstraße und bei der Neckarkanalisation.

In der Aussprache über die letztgenannten Pläne, die der vertraglichen Verpflichtung des Reiches von 1921 entsprechen, hielten einige Mitglieder es nicht für angängig, in diese Unternehmungen noch Hunderte von Millionen hineinzustecken, wenn nicht die Geldbeschaffung zu annehmbaren Bedingungen gesichert sei. Diesen Einwendungen wurde entgegengehalten, daß es sich hier um dringliche und wirtschaftliche Bauten des außerordentlichen Haushalts handle; nach den Bestimmungen des Haushaltgesetzes dürften die durch den a. o. Haushalt bewilligten Beträge nur verausgabt werden, falls sie dem Reichsfinanzminister zur Verfügung ständen.

Einzelne Mitglieder vermißten in dem Haushaltentwurf andererseits dringliche Bauten, wie die alsbaldige Inangriffnahme der zweiten Schleuse bei Ransern und den Ausbau der Elbe auf Niedrigwasser. Zu der letzteren Frage wurde auf die bezügliche Entschließung des Hauptausschusses eine Stellungnahme des Reichsverkehrsministers zugesagt.

Den Umbau der Mühlendammerschleuse in der Spree hielten einige Mitglieder mehr für eine Angelegenheit der Stadt Berlin und stellten zur Erwägung, die Stadt schärfer zu den Kosten heranzuziehen. Es wurde festgestellt, daß das Reich im wesentlichen nur den Schleusenbau bezahle, daß aber die Stadt den Grund und Boden zur Verfügung stelle. Über die Abgeltung von Ansprüchen, die aus Anlaß des Umbaus von den Anliegern erhoben würden, seien die Verhandlungen zwischen Reich und Stadt noch nicht abgeschlossen.

Die Mehrheit des Hauptausschusses hielt die verschiedenen Anregungen für durchaus beachtenswert und auch ihrerseits in Anbetracht der Finanzlage äußerste Sparsamkeit für geboten. Sie glaubte aber, daß der Reichswasserstraßenbeirat nicht berufen sei, ein Gutachten darüber abzugeben, ob das Reich in der Lage sei, die angeforderten Mittel aufzubringen. Demzufolge wurden alle Anträge auf Kürzung oder Erhöhung der angesetzten Beträge abgelehnt. Auch kam es zu keiner Einigung über eine Entschließung, die der Reichsregierung als Richtlinie für die weitere Behandlung des Haushalts gegeben werden sollte.

Bei den Beratungen des Reichswasserstraßenbeirates trat mit- hin eine große Zurückhaltung und vielfach sogar eine recht deutliche Ablehnung gegenüber den Ausbauplänen der Wasserstraßen hervor, was auch in anderen Wirtschaftskreisen zu beobachten ist, wenn auch in letzter Zeit in etwas gemilderter Form.

Das ist um so bemerkenswerter, als man in Wirtschafts- und Verkehrskreisen mit Besorgnis erkannt hat, daß die deutsche Reichsbahn nicht mehr in gleicher Weise wie dies früher der Fall war, imstande ist, mit ihrer Tarifpolitik den allgemeinen wirtschaftlichen Bedürfnissen in ausreichendem Maße Rechnung zu tragen. Infolge ihrer Umstellung auf eine private Erwerbsgesellschaft, wie vor allem aber infolge der Reparationsbelastungen, die sie zu tragen hat, ist sie in ihrer Etatsgestaltung in vieler Hinsicht gebunden und kann nicht mehr im früheren Grade als ein Instrument öffentlicher Wirtschaftspolitik benutzt werden. Auch mit einer Herabsetzung der Eisenbahntarife wird in absehbarer Zeit nicht zu rechnen sein.

Dagegen tritt von Zeit zu Zeit mit einer gewissen Regelmäßigkeit, wie auch jetzt wieder anlässlich der Lohnerhöhung für Eisenbahnarbeiter und Angestellte, das Gespenst einer Tarifierhöhung in

die Erscheinung. Industrie und Handel müssen sich daher auf diese veränderte Tarifpolitik einrichten und auf eine weitgehende Benutzung der Wasserstraßen Bedacht nehmen — in allen Fällen, wo die Möglichkeit dafür gegeben ist. Und auch dem weiteren Ausbau der Wasserstraßen wird trotz der finanziellen Schwierigkeiten in Zukunft wieder erhöhtes Interesse gewidmet werden müssen, denn sie bilden eins der wichtigsten Mittel, um den allmählichen Wiederaufstieg des Wirtschaftslebens in Deutschland zu fördern. Zur Zeit werden allerdings zahlreiche längst geprüfte und beschlossene Wasserstraßenbauten in Deutschland weiterhin als Problem behandelt. Oft genug hört man dabei noch den Hinweis auf die Vereinigten Staaten von Nordamerika, wo sich die Binnenschifffahrt neben der Eisenbahn nicht habe behaupten können. Daß sie dort nur von der allmächtigen Konkurrenz, der Eisenbahn, unterdrückt war, wird meist nicht gesagt. Besondere Beachtung verdient nun in Deutschland die Tatsache, daß die Vereinigten Staaten jetzt mit aller Energie dem deutschen Vorbilde aus der Zeit von den 70er Jahren des vorigen Jahrhunderts bis nach dem Kriege folgen und neben den Bahnen vielfach Flüsse ausbauen und neue Kanäle schaffen. Sie können bereits heute auf die Vollendung des umfangreichen Schleusensystems der Ohio Rivers in einer Länge von 1000 englischen Meilen zurückblicken. James W. Good, der Secretary of War, verglich diese Leistung in ihren Auswirkungen mit den Fortschritten, die der Durchstich des Panama-Kanals Amerika gebracht habe. Die bisherigen Verbesserungen, so wird von Fachkreisen versichert, hätten bereits die Ausgaben für die Frachten der Staaten jährlich um mehr als 600 Millionen Dollar heruntergedrückt. Die Kosten der gesamten geplanten Schifffahrtsregulierung würden zwar diejenigen des Panama-Kanals um das Vielfache übersteigen, jedoch seien diese Bauten von so großer nationaler Wichtigkeit, daß ihre Vollendung mit allem Hochdruck betrieben werden müsse. Die verschiedenen Pläne, auf die hier im einzelnen einzugehen zu weit führen würde, haben die volle Unterstützung des Präsidenten Hoover, der durch die billigen Wasserfrachten nicht nur der Industrie, sondern auch den Farmern wirksam helfen will. Präsident Hoover erklärte kürzlich, daß er die erhofften Ersparungen für Kriegszwecke durch die im Gange befindliche Londoner Flottenkonferenz dem Ausbau der Binnenwasserwege zugute kommen lassen wolle.

**Baujahr 1929 und 1930.** Das Institut für Konjunkturforschung bringt in seinem soeben veröffentlichten letzten Vierteljahrsheft für das Jahr 1929 wieder eine recht aufschlußreiche Betrachtung der Entwicklung des Baumarktes und schließt dem interessanterweise dieses Mal auch eine Prognose für das Baujahr 1930 an:

Wert der baugewerblichen Produktion<sup>1</sup>  
(Schätzungen in Mrd. RM)

Produktionszweig	1924	1925	1926	1927	1928	1929
Wohnungsbau . . . . .	1,10	1,85	2,10	2,90	3,20	3,50
Gewerbl. Bau . . . . .	1,23	2,16	1,84	2,53	2,99	2,70
Öffentl. Bau <sup>2</sup> . . . . .	1,11	1,81	1,85	2,38	2,72	2,70
Zusammen . . . . .	3,44	5,82	5,79	7,81	8,91	8,90

<sup>1</sup> Neubau und Unterhaltung.

<sup>2</sup> Einschließlich des gesamten Tiefbaues, von dem ein kleiner Teil auch auf den gewerblichen Bau entfällt.

Im Jahre 1929 haben sich also nach den Schätzungen des Instituts die Bauinvestitionen trotz der Zuspitzung der Finanzierungsschwierigkeiten auf Vorjahrshöhe gehalten, jedoch ist bemerkenswert, daß hierbei eine Umschichtung stattgefunden hat und der Wohnungsbau auf Kosten des gewerblichen und öffentlichen Baues weiter in den Vordergrund getreten ist. Der Reinzugang an Wohnungen wird für das ganze Reich auf 330 000 gegenüber 310 000 im Jahre 1928 geschätzt. Diese Entwicklung ist um so bemerkenswerter, als der Wohnungsbau bei freier Bauwirtschaft vor dem Kriege regelmäßig noch während des Aufschwunges nachließ und während der Höchstspannung fast ganz zurücktrat. Seit der Stabilisierung wird dagegen der Wohnungsbaumarkt durch planmäßige Förderung auch in Phasen starker Anspannung des Kapitalmarktes und selbst bei krisenhafter Gestaltung der Wirtschaftslage wesentlich gestützt.

Dem gleichen Umfang der gesamten Bautätigkeit steht auf der anderen Seite ein starker Zuzug von Bauarbeitern auch noch im Jahre 1929 gegenüber, was zu einer beträchtlichen Steigerung der Arbeitslosigkeit führen mußte, zudem auch die Mechanisierung des Baugewerbes noch in der Zunahme begriffen ist. Im deutschen Reich dürften nach vorläufigen Schätzungen im Durchschnitt des Jahres 1929 etwa 4% weniger Bauarbeiter beschäftigt gewesen sein als 1928.

Die Aussichten für das Jahr 1930 sind im ganzen wenig günstig. Das Institut rechnet unter der Voraussetzung, daß das Sparprogramm der Kommunen in seiner ganzen Ausdehnung durchgeführt wird, für das Jahr 1930 insgesamt mit einem um mehr als 15% geringeren Bauvolumen als 1929, d. h. mit Bauinvestitionen im Werte von rund 7,5 Milliarden RM gegenüber 8,9 Milliarden RM, und zwar vor allem infolge einer Verringerung in der Unterstützung des Wohnungsbaues durch die öffentliche Hand, dann aber besonders infolge einer sehr erheblichen Eindämmung des öffentlichen Baues. Im Gegensatz zu diesen die Bautätigkeit beeinträchtigenden Momenten geht von der zunehmenden Verflüssigung der Kreditmärkte ein stützender Ein-

fluß auf die Bautätigkeit aus, wodurch sich der oben angegebenen Betrag der Bauinvestitionen freilich etwas erhöhen könnte.

Der Wohnungsbau des Jahres 1930 ist von der Finanzierungsseite sehr stark vorbelastet, indem einerseits der Hypothekenzufluß der nächsten Zeit zunächst zur Abdeckung der großen Menge festgefrorener Zwischenkredite des vorigen Baujahres verwendet werden wird, während andererseits die Sparkassen wegen ihrer Beanspruchung zur kommunalen Umschuldungsaktion ebenfalls nur in geringerem Maße als Hypothekengeber in Betracht kommen.

Immerhin hat der Wohnungsbau in dem ständigen Kapitalzufluß aus der zweckgebundenen Hauszinssteuer, zu der vom laufenden Jahr ab außerdem die Tilgungsrückflüsse aus den Hauszinssteuerhypotheken hinzutreten, einen gewissen Rückhalt. Nach einer Wohnungsbauminvestion von 3,2 bis 3,5 Milliarden RM im Jahre 1929 wird man für das Jahr 1930 mit etwa 2,7 bis 3 Mrd. RM rechnen können.

Wenn das Sparprogramm der Kommunen restlos durchgeführt werden sollte, so ist mit einer Verringerung der Investitionen im öffentlichen Bau um rd. 1 Milliarde RM zu rechnen.

Auch im gewerblichen Bau dürfte sich insgesamt der konjunkturelle Rückgang vorerst noch fortsetzen.

Da für 1930 vorerst mit einer durchgreifenden Belebung der industriellen Konjunktur nicht zu rechnen ist, könnte eine planmäßige Förderung der Auftragserteilung durch die öffentlichen Körperschaften dem Arbeitsmarkt eine starke Stütze bieten. Durch das Sparprogramm der Kommunen, das entgegen den Forderungen einer planmäßigen auf die Minderung der Konjunkturschwankungen gerichteten Auftragserteilung der öffentlichen Körperschaften gerade in einer Zeit eingesetzt hat, in der die Wirtschaft erst in die Depression eintritt, dürften die Auswirkungen der Depression durch die Zurückhaltung der öffentlichen Hand am Baumarkt noch verschärft werden.

**Zur Wirtschaftslage.** Sichere Anzeichen einer bevorstehenden nachhaltigen Besserung der Konjunkturlage fehlen noch immer; soweit sich im einzelnen solche zeigen, handelt es sich meist lediglich um saisonmäßige Erscheinungen. So wird man auch für die im Februar festzustellende Belebung auf dem einheimischen und ausländischen Anleihemarkt wenigstens zum Teil auf jahreszeitliche Einflüsse zurückzuführen haben, besonders, da am übrigen Kapitalmarkt keinerlei Besserung zu verzeichnen ist. Die Börse zeigt außerordentliche Unlust und auch die Haltung am Rentenmarkt ist wieder stagnierend. Der Ultimo brachte eine überraschende Beanspruchung der Reichsbank, der dann jedoch rasch die Entlastung folgte, so daß der Reichsbankdiskont erneut um ½% gesenkt werden konnte.

Die Wirtschaftslage wird am deutlichsten noch immer durch die Entwicklung des Arbeitsmarktes gekennzeichnet. Auch bis Anfang März trat keinerlei Rückgang der Arbeitslosigkeit ein, vielmehr wuchs diese in der letzten Februarwoche um weitere 25 000 Hauptunterstützungsempfänger in der Arbeitslosenversicherung. Die Frühjahrsbelebung war nur vereinzelt, am deutlichsten war sie zu erkennen durch geringe Wiedereinstellungen in die Saisonbetriebe der Steine und Erden. Auch im Baugewerbe begannen vereinzelt die Einstellungen für Ausschachtungsarbeiten, sie konnten aber die Entlassungen, die mit Abschluß der Innenarbeiten erfolgen, noch immer nicht ausgleichen. Die schwachen Antriebe, die der Arbeitsmarkt empfangt, sind, wie die Reichsanstalt mit Recht feststellt, also ausgesprochen jahreszeitlicher Natur. Über ihre Entwicklungsfähigkeit haben sich die Besorgnisse vermehrt, insbesondere da die öffentlichen Verbände sich durch ihre finanzielle Lage in der Auftragserteilung immer stärker zurückhalten.

**VOB. als Unterrichtsstoff bei den Berufs- und Baugewerkschulen.** Der Hauptausschuß des Preussischen Landtages hat die Preussische Staatsregierung ersucht, auf die Durchführung der VOB. bei allen Dienststellen hinzuwirken und dafür Sorge zu tragen, daß sie in den Berufs- und Baugewerkschulen mehr als bisher als Unterrichtsstoff behandelt wird.

**Vergebung von Bauaufträgen nur an gewerbsmäßige Unternehmer, die der Tiefbau- oder den Baugewerks-Berufsgenossenschaften angeschlossen sind.** Der Preussische Finanzminister hat in einem Erlaß vom 8. Februar 1930 — III 1 Nr. 205 Td. 8 — angeordnet, daß vor Vergebung von Bauaufträgen im Zweifelsfalle die berufsgenossenschaftliche Zugehörigkeit eines Unternehmers durch Rückfrage bei der Tiefbau-Berufsgenossenschaft oder der zuständigen Baugewerks-Berufsgenossenschaft geprüft wird, weil der Bauherr nach § 819 der RVO. für die Prämien zahlungsunfähiger nicht gewerbsmäßiger Unternehmer ohne weiteres haftet, während bei einem gewerbsmäßigen Unternehmer gemäß § 765 RVO. eine Haftung nur in Ausnahmefällen eintritt, wenn dies nämlich auf Antrag des Genossenvorstandes vom Versicherungsamt angeordnet ist. Gemäß § 767 RVO. muß der Unternehmer dem Auftraggeber von einer derartigen Anordnung unverzüglich schriftlich Anzeige machen. Anderenfalls kann er mit Gefängnis bis zu einem Jahr bestraft werden.

**Der Ausschuß für Siedlungs- und Wohnungswesen beim vorläufigen Reichswirtschaftsrat hat einstimmig eine Entschliebung angenommen, in welcher er angesichts der außerordentlich schwierigen Lage der Bauwirtschaft den Vorstand des Reichswirtschaftsrates ersucht, unverzüglich mit der Reichsregierung ins Benehmen zu treten zum Zwecke der Behandlung des Programms der Kapitalbeschaffung für den Baumarkt auch aus dem Auslande.**

**Konkurse und Vergleichsverfahren im Baugewerbe.** Die Notlage des Baugewerbes wird treffend gekennzeichnet durch die Zunahme der Konkurse und Vergleichsverfahren im letzten Jahr. Diese betragen:

	Konkurse		Vergleichsverfahren	
	1928	1929	1928	1929
1. Vierteljahr . . . . .	119	128	30	58
2. Vierteljahr . . . . .	74	108	28	30
3. Vierteljahr . . . . .	85	113	29	37
4. Vierteljahr . . . . .	125	177	32	74
	403	526	119	199

Die Gesamtzahl der Insolvenzen betrug im Baugewerbe im Jahre 1927: 282, im Jahre 1928: 522 und im Jahre 1929: 725. Sie ist damit 1929 allein gegenüber dem Vorjahre um mehr als ein Drittel gestiegen.

Auch die Insolvenzziffern der Deutschen Gesamtwirtschaft weisen eine außerordentliches Ansteigen auf. Sie stellten sich auf 7072 im Jahre 1927, 11 255 im Jahre 1928 und 14 913 im Jahre 1929.

**Finanz- und Steuerreform.** Der Reichsverband der Deutschen Industrie und die anderen Spitzenverbände haben an die ihnen nahestehenden Reichstagsabgeordneten ein Schreiben gerichtet, in dem erneut die Ansicht vertreten wird, daß im Zusammenhang mit der Entscheidung über den Young-Plan auch die Richtlinien für die inneren Reformen, insbesondere die Finanz- und Steuerreform, festgelegt werden müssen. Die Forderung einer nachhaltigen Entlastung der Wirtschaft von den Steuern, die die Werterhaltung und die Kapitalbildung beeinträchtigen, müsse unter allen Umständen aufrechterhalten und schon jetzt die zukünftige Entlastung der Wirtschaft gesetzgeberisch gesichert werden. Es wird besonders darauf hingewiesen, daß sich die deutsche Öffentlichkeit und auch die Reichsregierung im Laufe der letzten Monate mit den Fragen der inneren Reform derartig stark beschäftigt hat, daß es auch innerhalb sehr kurzer Zeit möglich sein müsse, eine Lösung zu finden. Im übrigen habe der Reichstag Mitte Dezember v. J. ein Programm für die Finanz- und Steuerreform beschlossen, das erhebliche Steuersenkungen bereits für das Haushaltsjahr 1930 festlegte, aber völlig in Vergessenheit geraten zu sein schien. Es wird gefordert, daß mit ernsterem Nachdruck, wie es die Lage der Wirtschaft und der öffentlichen Finanzen erfordert, an die geplanten Sparmaßnahmen herangegangen wird. Schon jetzt müsse festgelegt werden, wie die Gesamtausgaben für die nach 1930 liegenden Rechnungsjahre, insbesondere für das Rechnungsjahr 1931, gekürzt werden können.

**Kreditkontrolle der Kommunen.** Am 14. Februar 1930 ist ein Runderlaß — IV a I 226 u. I E 404 c — vom Preußischen Innenministerium zusammen mit dem Finanzministerium herausgegeben worden, in welchem die seit dem Sparbeschluß des Stadttages angekündigte Selbstkontrolle über die kommunale Schuldenkonsolidierungsaktion geregelt wird. Auf der freien Initiative der Selbstverwaltung beruhend, werden kommunale Kreditausschüsse geschaffen, die die Finanzgebarung der Kommunen und insbesondere die Überführung der kurzfristigen Schulden in langfristige überwachen sollen. Es werden provinzielle Instanzen für Darlehensaufnahmen bis zu 5 Mill. RM und zentrale Instanzen für Beträge über 5 Mill. RM unterschieden, sowie deren Aufgaben festgelegt und gegeneinander begrenzt.

Im letzten Teil des Erlasses geben die Ministerien Richtlinien für die Finanzgebarung, aus denen wir das Wichtigste herausgreifen:

Kurzfristige Kredite dürfen nur aufgenommen werden, wenn sie als solche genehmigt sind. Die Genehmigung einer langfristigen Anleihe berechtigt also nicht zur Aufnahme eines kurzfristigen Kredits für den gleichen Zweck.

Kurzfristige Kredite dürfen der Beschlußfassung der zuständigen Gemeindeorgane und der Entscheidung der Genehmigungsbehörde nicht dadurch entzogen werden, daß sie unzulässigerweise als vorübergehende Kassenkredite behandelt werden.

Ausgaben auf Rechnung genehmigter Kredite dürfen erst geleistet werden, wenn der Eingang der Anleihevaluta sichergestellt ist. Die leitenden Beamten der Gemeinden und Gemeindeverbände und die Finanzdezenten werden für die Einhaltung dieser Richtlinien persönlich verantwortlich gemacht.

Vorsorglichen Anträgen für langfristige Anleihen soll bis auf weiteres nicht mehr entsprochen werden.

**Kommunale Bauaufträge.** Auf die Eingabe eines örtlichen Hochbauverbandes hat der Oberbürgermeister einer Großstadt des westfälischen Industriebezirkes in einem bemerkenswerten Schreiben geantwortet. Er betont zunächst seine grundsätzliche Bereitschaft zur Weiterführung der begonnenen Bauten und zur Vergebung von neuen Bauaufträgen. Die Voraussetzungen hierfür seien jedoch wegen der Unmöglichkeit der Beschaffung der erforderlichen Mittel nicht vorhanden. Der Oberbürgermeister wendet sich in sehr deutlicher Form gegen die seit langem planmäßig betriebene Erschütterung

des gesamten deutschen Kommunalkredites, die auch Städte trafe, welche in ihrer bisherigen Finanzgebarung die notwendige Verantwortung gezeigt hätten und vor allem es vermieden hätten, mit kurzfristigen Krediten leichtfertig und pflichtwidrig zu wirtschaften. Das Schreiben schließt: „Unter den gegebenen Umständen kann ich daher nur empfehlen, daß sich auch das deutsche Baugewerbe dafür einsetzt, daß die weit über das Ziel hinauschießende Einschränkung des Kommunalkredits abgemildert und zum mindesten denjenigen Gemeinden die Möglichkeit zur Aufnahme weiterer langfristiger Anleihen im In- oder Auslande gegeben wird, die durch ihre Finanzgebarung und ihren Vermögensstand die uneingeschränkte Gewähr für die Sicherheit und die pünktliche Bedienung der aufgenommenen Schulden bieten.“

**Erste Ergebnisse der amtlichen Lohnerhebung im Baugewerbe.** Das Statistische Reichsamts hat im August 1929 eine Lohnerhebung im Baugewerbe durchgeführt, um festzustellen, inwieweit sich die tariflichen und die tatsächlichen Stundenverdienste der Bauarbeiter voneinander unterscheiden. Nunmehr liegt der erste Teil des Berichtes vor, der sich auf die Lohngebiete östlich der Elbe erstreckt. In diesen Gebieten wurden 1923 Betriebe mit 58 925 Bauarbeitern erfaßt. Rund ein Drittel der Betriebe und etwas mehr als die Hälfte der Arbeiter entfallen auf das Vertragsgebiet Berlin, wo die Erhebung folgendes Ergebnis zeigte:

Berufsart (Arbeiter über 19 Jahre)	Tatsächlich. Stunden- verdienst*) Rpf	Taritmäßig. Stunden- lohn*) Rpf	Stunden- verdienst in % des Tariflohnes
Maurer . . . . .	232,5	154	151
Zimmerer . . . . .	179,0	155	115
Zementfahrbauer . . . . .	176,8	154	115
Zementarbeiter . . . . .	158,6	140	113
Einschaler im Betonbau . . . . .	180,6	154	117
Bauhilfsarbeiter . . . . .	137,1	127	108
Tiefbauarbeiter . . . . .	105,9	100	106

\* Ohne tarifliche Zuschläge, aber einschl. Werkzeuggeld und Akkordverdienst.

In den übrigen noch erfaßten Gebieten sind die Überschreitungen des tarifmäßigen Lohnes allerdings weitaus geringer. Leider beschränkt sich die Feststellung lediglich auf die Angabe der Stunden- und Tagesverdienste, während sie über die interessante Frage des tatsächlichen Jahresverdienstes der Bauarbeiter nichts aussagt. Die Feststellung der durchschnittlichen Tagesarbeitszeit hat in den einzelnen Gruppen nur ganz geringe Abweichungen von dem Achtstundentag ergeben.

## Rechtsprechung.

**Auf das Zeugnisverweigerungsrecht gemäß § 178 Reichsabg.Ord. können sich nur Dritte, nicht auch der Steuerpflichtige selbst, berufen.** (Urteil des Reichsfinanzhofs vom 13. März 1929.)

Auch wer nicht als Steuerpflichtiger beteiligt ist, muß dem Finanzamt in Steuersachen in dem durch § 177 Reichsabg.Ord. bezeichneten Umfang Auskunft erteilen, kann jedoch die Auskunft auf Fragen verweigern, deren Bejahung oder Verneinung ihm selbst oder einem nahen Angehörigen die Gefahr einer Strafverfolgung zuziehen würde (§§ 177, 178 Reichsabg.Ord.).

Ob eine Übertragung von Geschäftsanteilen einer Grundstücksgesellschaft eine Steuerumgehung im Sinne von § 5 Reichsabg.Ord. darstellt, kann das Finanzamt meist nur durch Befragung der Mitglieder derartiger Grundstücksgesellschaften erfahren. In dem Streitfall handelte es sich um eine Aktiengesellschaft, die als Gegenstand des Unternehmens bezeichnet hatte: Vertrieb von Baustoffen jeder Art. Die Bilanz wies zeitweise auf der Aktivseite nur ein Grundstückskonto nach. Die Grunderwerbsteuerstelle hatte die Gesellschafter aufgefordert mitzuteilen, ob sie Eigentümer der Aktien seien, wann, von wem und gegen welches Entgelt die Aktien erworben seien, ob eine Veräußerung der Aktien stattgefunden habe. Da die Gesellschafter dieser Aufforderung nicht nachkamen, wurden gegen sie Verfügungen unter Strafandrohung erlassen.

Der Reichsfinanzhof hat das Vorgehen der Steuerbehörde gebilligt. Schon für den Erwerb der Gesellschaft kommt in Frage, ob ein Steuerfall nach § 9 Grunderwerbsteu.Ges. in Verbindung mit § 5 Reichsabg.Ord. gegeben ist. Außerdem ist im Hinblick auf den Zweck der Gesellschaft die Möglichkeit gegeben, daß die Gesellschafter die Aktien wieder veräußert und damit Steuerpflicht ausgelöst haben. Gegenüber der Berufung der Gesellschafter auf § 178 Reichsabg.Ord. wird darauf hingewiesen, daß sich die Gesellschafter durch Erteilung der Auskunft der Gefahr einer Strafverfolgung nicht aussetzen. Denn die Steuerumgehung ist nur dann als Steuerhinterziehung strafbar, wenn der Steuerpflichtige vorsätzlich Pflichten verletzt hat, die ihm im Interesse der Steuerermittlung obliegen. Allein die Gesellschafter wären auch im gegenteiligen Fall zu Auskunft verpflichtet, da das Zeugnisverweigerungsrecht nach § 178 Reichsabg.Ord. nur Dritten, nicht den Steuerpflichtigen selbst, zusteht.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft I vom 6. Januar 1928, S. 18.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 1 vom 2. Januar 1930.

- Kl. 5 c, Gr. 10. A 41 150. Armaturenwerk für Gruben-, Hütten- und Bahnbedarf G. m. b. H., Friedrichsthal, Saar, Luisenstraße 2. Fernlösevorrichtung für nachgiebige wiedergewinnbare Grubenstempel. 8. XII. 23.
- Kl. 5 c, Gr. 10. P 56 003. Wilhelm Picken, Hagen i. W., Vinckestraße 21. Kappschuh aus Flacheisen, dessen umgebogenes, unteres Ende dem Stempel gegen den Seitendruck ein nachgiebiges Widerlager bietet. 9. IX. 27.
- Kl. 5 d, Gr. 14. D 52 097. Demag Akt.-Ges., Duisburg. Verfahren zum Ausfüllen von Hohlräumen in Untertagebetrieben vermittels Schrapper. 15. I. 27.
- Kl. 5 d, Gr. 14. J 30 291. Albert Ilberg, Mors-Hochstraß, Schlagelstraße 12. Bergeversatzmaschine. 11. II. 27.
- Kl. 5 d, Gr. 14. W 80 870. Dr. Max Wemmer, Friedrichstr. 16, und Peter Leyendecker, Kastanienallee 36, Essen. Bergeversatzmaschine mit um eine ungefähr senkrechte Achse umlaufender Wurfscheibe und darauf befestigten, radial gestellten Auswerfern. 16. II. 26.
- Kl. 19 a, Gr. 15. K 100 827. Herbert Klein, Budapest; Vertr.: Dr. W. Dietrich, Pat.-Anw., Berlin-Wilmersdorf. Sicherung gegen unbefugtes Lösen der Stoßlaschenschrauben im Eisenbahnoberbau unter Verwendung von mittels Sperrschrauben gesicherten Gegenmuttern der Laschenschraubenmutter. 21. IX. 26.
- Kl. 20 i, Gr. 35. T 33 543. Vereinigte Eisenbahnsignalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zur Signalübertragung auf fahrende Züge; Zus. z. Pat. 480 940. 23. V. 27.
- Kl. 20 i, Gr. 38. S 85 249. Siemens & Halske, Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Selbsttätiges Streckenblocksystem; Zus. z. Anm. S 79 847. 23. IV. 28.
- Kl. 35 b, Gr. 1. B 137 185. Carl Bender, Köln-Lindenthal, Krenenzstraße 2. Feststellvorrichtung für auf Schienen fahrbare Verladebrücken, Krane u. dgl. 3. V. 28.
- Kl. 35 b, Gr. 1. P 56 575. J. Pohligh Akt.-Ges., Köln-Zollstock, u. Carl Bender, Köln, Krenenzstr. 2. Selbsttätige Feststellvorrichtung für auf Schienen fahrbare Transport- und Verladeeinrichtungen. 25. XI. 27.
- Kl. 37 a, Gr. 5. B 123 414. Bemis Industries, Incorporated, Boston, V. St. A.; Vertr.: Fr. Meffert u. Dr. L. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Raumabschließende Betonbauteile mit stockwerkshohen bzw. raumlangen bleibenden Schal- und Füllkörpern. 23. XII. 25.

- Kl. 37 c, Gr. 8. W 79 255. Fa. Franz Wessels sen., Düsseldorf, Talstr. 13. Glasdach. 3. V. 28.
- Kl. 38 k, Gr. 2. H 98 742. Höntsch & Co., Dresden-Niedersedlitz. Holzgewebe als Putzträger. 4. X. 24.
- Kl. 68 e, Gr. 6. B 142 759. Bode-Panzer Goldschrankfabriken A.-G., Hannover, Engelbosteler Damm 73. Spreng- und schneidbrennersichere Lüftungsvorrichtung für Tresoranlagen. 30. III. 29.
- Kl. 80 a, Gr. 7. A 55 333. Carl Allertz, Düsseldorf, Graf-Adolf-Str. 24. Betonfördevorrichtung, bei welcher der Beton während der Förderung mittels eines in dem Fördergefäß befindlichen Rührwerks gemischt wird. 8. IX. 28.
- Kl. 80 a, Gr. 7. F 65 962. John Fowler & Co. (Leeds) Limited u. Charles Henry Fowler, Leeds, England; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Mischmaschine. 1. V. 28. Großbritannien 17. V. 27.
- Kl. 80 a, Gr. 7. W 77 529. Frederick James Wood u. John Luck, Haywards Heath, England; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Vorrichtung zur wiederholten Abgabe gleichbleibender Flüssigkeitsmengen, insbes. für Betonmischmaschinen. 20. II. 28. Großbritannien 2. VI. 27 u. 19. I. 28.
- Kl. 81 e, Gr. 127. M 105 764. Mitteldeutsche Stahlwerke Akt.-Ges., Berlin-W 8, Wilhelmstr. 71. Raumbeweglich gelagerte Abraumförderbrücke. 23. VII. 28.
- Kl. 85 c, Gr. 1. P 54 372. Klär- und Entphenolungs-G. m. b. H., Bochum, Hugo-Schultz-Str. 8. Verfahren zur Entfernung von Phenol und seinen Homologen aus Kokerei- und Gaswässern mittels Benzol. Zus. z. Pat. 431 244. 3. I. 27.
- Kl. 85 d, Gr. 1. F 63 260. Heinrich Friedrichs, Hannover, Misburger Damm 88. Filter-Rohrbrunnen. 15. III. 27.
- Kl. 85 d, Gr. 1. W 71 805. Wasserwerk- und Brunnen-Bau-Ges. m. b. H., Achim b. Bremen. Verfahren zur Reinigung von Rohrbrunnenfiltern. 24. II. 26.
- Kl. 85 d, Gr. 2. J 26 506. Jacob Iversen, Berlin W 35, Potsdamer Str. 99. Regelungsvorrichtung für sich selbsttätig schaltende Wasserversorgungsanlagen. 6. VIII. 25.
- Kl. 85 e, Gr. 4. G 70 806. Dr. Eugen Geiger, Karlsruhe i. B., Beierthoimer Allee 70. Rechenanlage für den Notauslaß einer Entwässerungsanlage. 18. VII. 27.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die Verwendung von Calciumchlorid (CaCl<sub>2</sub>) und Natriumchlorid (NaCl) als Frostschutzmittel bei Mörtel und Beton.

(Nach W. N. Thomas, Building Research, Spec. Report Nr. 14, London 1929.)

Bekanntlich entstehen durch Frosteinwirkung auf Mörtel und Beton Schäden, solange diese noch nicht genügend fest sind, also während des Anmachens und in der ersten Zeit des Erhärtens. Um diese Schäden zu verhindern oder zu verringern, werden dem Anmachwasser von Mörtel und Beton lösliche Salze hinzugesetzt. Diese Salze haben folgende Aufgaben zu erfüllen:

1. den Gefrierpunkt des feuchten Mischgutes herabzusetzen,
2. die Wärmeentwicklung während des Abbindens zu steigern und so das Gefrieren gewisse Zeit hintanzuhalten,
3. die Abbinde- und Erhärtungsvorgänge im Mörtel und Beton zu beschleunigen.

Diese Bedingungen erfüllen die in der Praxis hierfür verwendeten Salze CaCl<sub>2</sub> und NaCl. Weiterhin müssen aber an die Verwendung dieser Salze noch einige wichtige Bedingungen geknüpft werden. So soll der Zusatz des Salzes keine schädlichen Wirkungen auf die wichtigste Mörtel- oder Betoneigenschaft ausüben, nämlich auf die Festigkeit; es darf eine hohe Anfangsfestigkeit nicht auf Kosten der späteren Festigkeiten erreicht werden. Eine weitere beachtenswerte Frage ist die, ob das verwendete Salz hygroskopisch ist oder nicht. Stark hygroskopische Salze können unter Umständen ein Bauwerk dauernd feucht halten und eine Zerstörung der Eisenverstärkungen verursachen, womit nicht gesagt sein soll, daß die Verwendung solcher Salze nicht gelegentlich doch vorteilhaft ist, um beispielshalber ein Austrocknen und Schwinden des Baumaterials zu verhindern. Von den beiden Salzen CaCl<sub>2</sub> und NaCl ist CaCl<sub>2</sub> außerordentlich stark hygroskopisch, reines NaCl dagegen nicht. Dieses enthält aber in Form von Rohsalz oder im Meerwasser Verunreinigungen, durch die es auch hygroskopisch wird. Dann ist noch zu beachten, daß wenn man größere Mengen von diesen Salzen verwendet, an der Oberfläche des Betons oder Mörtels Ausblühungen und bei CaCl<sub>2</sub> Entfärbungen eintreten. Es war notwendig, einmal an Hand von bereits vorliegenden

Untersuchungen nachzuprüfen, welche Wirkungen der Zusatz von CaCl<sub>2</sub> und NaCl auf Mörtel und Beton hervorruft.

Hierüber berichtet nun W. N. Thomas in einer längeren Abhandlung, in der die Ergebnisse sämtlicher experimenteller Arbeiten über diesen Fragenkomplex gegenübergestellt und ausgewertet werden. Es zeigt sich, daß diese Ergebnisse in zahlreichen Punkten sehr widersprechend sind. Doch lassen sich aus allen Arbeiten mit Sicherheit folgende allgemeine Sätze ableiten:

1. Wenn CaCl<sub>2</sub> beziehungsweise NaCl in geeigneten Mengen zum Anmachwasser von Portlandzementmörtel oder -beton zugegeben werden, so können sie gegen beschränkte Frostgrade während der ersten Zeit des Abbindens und Erhärtens eine gewisse Schutzwirkung ausüben.

2. Die Verwendung von CaCl<sub>2</sub> ist mit einem gewissen Risiko verbunden. Man hat zwar in zahlreichen Fällen bei seiner Verwendung sogar noch nach drei Jahren bei normaler Temperatur Festigkeitszunahmen gefunden. Hierbei scheinen 2—4 Gewichtsprozent CaCl<sub>2</sub> (bezogen auf Zement) am günstigsten zu wirken. Andererseits zeigen aber auch viele Versuche starke Festigkeitsabfälle, besonders der Zugfestigkeit. Dies kann vielleicht auf die Anwesenheit von Verunreinigungen zurückgeführt werden, und daher sollte bei Verwendung des käuflichen Rohsalzes größte Sorgfalt walten.

3. Beton, dem NaCl zugefügt wurde, zeigt nach längerer Zeit beträchtlichen Festigkeitsrückgang. Die hygroskopischen Eigenschaften des gewöhnlichen Rohsalzes können zwar dazu benutzt werden, ein stärkeres Schwinden zu verhindern, aber der starke Festigkeitsabfall allein sollte genügen, um NaCl vom bautechnischen Gebrauch auszuschließen.

4. Die Wirkung des CaCl<sub>2</sub> ist bei den verschiedenen Portlandzementen, ja sogar bei den verschiedenen Bränden gleicher Fabrikation verschieden. Sie hängt weiterhin von dem Mischungsverhältnis Zement-Zuschlagmaterial, von der Konsistenz des Mischgutes, von der Temperatur und den Lagerungsbedingungen ab. Es ist bei dieser großen Zahl von unbestimmten Faktoren ungemein schwierig, allgemeine Regeln aufzustellen.

5. NaCl kann an der Oberfläche von Mörtel und Beton Ausblühungen, CaCl<sub>2</sub> Entfärbungen verursachen. Die käufliche Form beider Salze ist hygroskopisch, und wenn der Beton nicht sehr dicht ist, können sie in mit Eisen verstärkten Bauwerken die verstärkenden Metalle zerstören. Diese Zerstörung wird durch streuende elektrische Ströme besonders verstärkt. Bei metallverstärkten Betonbauwerken ist es daher nicht ratsam, diese Salze in irgendeiner Form zu verwenden.

6. Um sich vor Fehlschlägen bei Verwendung dieser Salze zu schützen, müssen genaue Prüfungen an Materialien unter Bedingungen ausgeführt werden, die mit denen in der Praxis identisch sind.

7. Für Tonerzemente ist die Verwendung dieser Salze nicht zu empfehlen.  
Dr. Karl E. Dorsch, Karlsruhe.

Erddruck, Futter- und Stützmauern. Von Dr.-Ing. Felix Kann. Sammlung Göschen, Bd. 1929, Berlin und Leipzig 1929. Verlag Walter de Gruyter & Co. Preis RM 1,50.

Der Verfasser behandelt in vorbildlicher Kürze die klassische Erddruck-Theorie von Coulomb, Rankine und Mohr für ebene Gleitflächen und schließt daran die bekannten Methoden, die im Bauwesen zur Abschätzung des Erddrucks auf Stützmauern verwendet werden. Hierbei ist vor allem der Hinweis auf die bekannte Arbeit von O. Mohr wertvoll, um die Beziehungen zu zeigen, welche die Erddrucktheorie und die allgemeinen Ansätze der Plastizitätstheorie verbinden. Hieran schließen sich Untersuchungen über gekrümmte Gleitflächen, die namentlich für die Beurteilung der Standsicherheit hoher Pfahlroste Bedeutung erlangt haben und von einzelnen deutschen und nordischen Ingenieuren mehrfach behandelt worden sind. In diesem Zusammenhange wird auch die Mitwirkung der Kohäsion bei Abschätzung des Erddrucks erwähnt. Die Arbeit schließt mit einer Darlegung der Methoden, die zur Bestimmung der physikalischen Konstanten des Bodens verwendet werden können und mit allgemeinen Angaben über die Formgebung von Stützmauern. Das Buch wird vielleicht gerade durch seine Kürze, mit der die Ausschaltung alles Unwesentlichen verbunden ist, dem Ingenieur der Praxis wertvolle Dienste leisten und auch dem Studierenden als Einführung in die Bodenmechanik nützlich sein. Es wird daher bestens empfohlen.  
K. Beyer.

Zum technischen Studium. Aufsätze über das Studium an der Technischen Hochschule Karlsruhe. Herausgegeben vom Karlsruher Studenten-Dienst E. V. Verlag E. Braun, Karlsruhe i. B., 1929. DIN 5' Format. Preis RM 2,40.

Die uns vorliegende Broschüre, reich mit Bildschmuck versehen, bringt zunächst im allgemeinen Teile Aufsätze über die Berufswahl, weiter vom Sinne des technischen Schaffens, über die Beziehungen von Kunst und Technik und das Verhältnis des Ingenieurwissenschaft-Studiums zur allgemeinen Bildung. Ein besonderer Teil behandelt die Studieneinrichtungen an der Karlsruher alma mater, mit Rücksicht auf den Maschinenbau, die verschiedenen Gebiete der Elektrotechnik, das Bauingenieurwesen, die Architektur, die Chemie einschließlich der Lebensmittelchemie und wendet sich dann weiter an die Lehramtskandidaten, im besonderen diejenigen der Mathematik.

Alle einzelnen Aufsätze sind von fachkundiger Seite geschrieben und werden dem jungen Studierenden, der sich über das, was heute an der Technischen Hochschule gelehrt und gelernt wird, unterrichten will, ein wertvoller Wegweiser sein, namentlich auch bezgl. der besonderen Karlsruher Einrichtungen.  
Dr. M. Foerster.

Wasserkraftanlagen. Von Dr.-Ing. Felix Bundschu in Düsseldorf. I. Allgemeines und Stauwerke. Mit 67 Abbildungen. 96 Seiten. Sammlung Göschen, Bd. 665. II. Werkwasserleitungen und Entwurfsgrundlagen. Mit 77 Abbildungen. 130 Seiten. Sammlung Göschen, Bd. 666. Walter de Gruyter & Co., Berlin W 10 und Leipzig 1929. Preis in Leinen geb. RM 1,50 je Band.

Die Bemühung des Verfassers, mit den wichtigsten Grundlagen der Wasserkraftanlagen bekannt zu machen, darf als durchaus gelungen bezeichnet werden. Besonders überrascht es, daß in der gedrungenen Darstellung auch noch hinreichend Platz für die rechnerische Behandlung der für den Entwurf wichtigen Fragen gefunden wurde. Gerade in diesen Abschnitten steckt ein gewisser Wert insofern, als nicht nur unmittelbar rechnerisches Rüstzeug gegeben wird, sondern daß auch durch Hinweis auf die sonstige Literatur Anregung zu tieferem Eingehen und Forschen vermittelt wird.

Die ersten Abschnitte des Bändchens I führen durch Begriffs-erklärungen und Beispiele recht gut in das Wesen der Wasserkraftanlagen überhaupt ein. Weitere Abschnitte beschäftigen sich mit Einzelbauteilen (Krafthaus, Wehr, Talsperre, Wasserführungsbauwerke). Hier verdient der Abschnitt über das Krafthaus besondere Erwähnung. In ihm ist eingehend und klar dargestellt, was beim Entwurf zu berücksichtigen ist. Dem Bauingenieur werden dadurch wertvolle Unterlagen gegeben.

Bei den sonstigen Belangen des Bauingenieurs konnte im Verhältnis zu dem, was die Eigenheit der Naturverhältnisse jedesmal fordert, selbstredend nur wenig gegeben werden, so daß doch empfohlen

werden muß, bei Entwürfen eingehender über die Erfordernisse nachzudenken und sich demgemäß weitere Unterlagen zu verschaffen. Dies gilt besonders hinsichtlich der Ausbildung der beweglichen Wehre, bei denen z. B. immer noch einbetonierte, im Beton Fremdkörper bildende Eisensohlen- oder Seitendichtungsleisten als Muster auftauchen. Diese Profileisen mögen wohl für die Montage bequem und zweckmäßig sein, können aber meist durch guten Beton ersetzt werden.

Auch beim Entwurf der Kanäle darf ein Bearbeiter sowohl bei der Querschnittsgestaltung, besonders aber auch bei der Wahl der Dichtung nicht an den gegebenen Beispielen hängen bleiben. Gerade die Grundwasserverhältnisse, die S. 10 (666) einmal kurz gestreift sind, müssen in erster Linie beurteilt werden, weil sie ganz besonders die Maßnahmen für Formgebung und Dichtung der Kanäle bestimmen. Bei den Wehren fehlt ein Hinweis auf die gute Abdichtung (Sohle und Ufer), also Begegnung der Gefahr des Unter- bzw. Umströmens.

Schließlich sei im Zusammenhang hiermit erlaubt, wieder einmal auf die neuzeitliche Forderung aufmerksam zu machen, bei wasserfassenden Bauwerken möglichst die dichtenden Bauteile von den tragenden zu trennen. Nach dieser Hinsicht müßten die Angaben des Verfassers besonders über die Talsperren (bei massiven mit „trockenem Mantel“) und Erddämme mit „hohlem, begehbarern Zellenkern“ ergänzt werden (siehe Zeitschr. des Dtsch. Wasserwirtschafts- und Wasserkraftverbandes 1921, Heft 4, Ehlers, Französische und italienische Talsperrenbauten).

Die Bildausstattung der Bücher ist vorzüglich.

o. Professor Dr.-Ing. Karl Beger, Breslau.

Vorschläge für die Beurteilung von Flach- und Pfahlgründungen. Von Ministerialrat a. D. Ing. Dr. A. Bierbaumer, Wien 1929. Sonderabdruck aus der Zeitschrift des Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins, Jahrgang 1929.

Der Verfasser sucht die Verbindung zwischen der neueren Erkenntnis in der Erdbaumechanik mit ihrer Anwendung auf das für das Bauwesen wichtige Gebiet der Gründungen. Er stützt sich hierbei auf die Einteilung der Bodenarten nach den aus dieser Theorie bekannten, bodenphysikalischen Begriffen. Hieran schließen sich Untersuchungen über die Beziehungen zwischen Untergrund und Flachgründung, für deren Anwendung allgemeine Gesichtspunkte gegeben werden. Dieselben Betrachtungen werden für die Pfahlgründung wiederholt. Die Prüfung des Untergrundes durch Bodenuntersuchung und Belastungsproben ist für beide Gründungsarten eingehend dargelegt worden. Zum Schluß werden die Ergebnisse mit wichtigen Aufgaben des Bauwesens in Verbindung gebracht und durch Beispiele geklärt.

Die Abhandlung ist eine bedeutsame Veröffentlichung, mit der sich der Verfasser ebenso wie der Österreichische Ingenieur- und Architekten-Verein ein großes Verdienst erworben hat. Der Versuch, unsere gegenwärtige bodenphysikalische Erkenntnis mit den Aufgaben des Ingenieurs zu verbinden und dieses bisher recht stiefmütterlich behandelte Fachgebiet mit technisch-wissenschaftlicher Gründlichkeit zu durchdringen, kann als gelungen bezeichnet werden. Die Arbeit bietet allen Fachgenossen wertvolle Anregungen. Ihr Studium wird vor manchen Mißerfolgen schützen, welche sich aus der oft recht sorglosen Behandlung von Vorarbeiten für die Gründung von Bauwerken ergeben. Sie wird der Fachwelt aufs wärmste empfohlen.  
K. Beyer.

Aus amerikanischen Versuchen mit Eisenbetonbalken zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit verschiedener Bewehrung gegen Schubkräfte. Von Otto Graf. Heft 61 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, 1929, Preis geheftet RM 10,40.

Das neue Heft enthält eine Zusammenstellung mit kurzer Besprechung der amerikanischen Versuche von

1. Willis A. Slater, Arthur R. Lord und Roy R. Zipprodt,
2. Frank E. Richart,
3. Frank E. Richart und Louis J. Larson.

Die genannten amerikanischen Versuche sind in sehr schöner und übersichtlicher Weise in Form von Tabellen zusammengestellt, aus denen neben den Abmessungen, Bewehrungen, Rißbildungen u. dgl. alle erforderlichen und interessanten Angaben entnommen werden können, um sich ohne das Studium der amerikanischen Urschriften ein Bild vom dem Bau der Versuchsbalken und den damit erzielten Ergebnissen machen zu können.

Leider fehlt die Sichtung der Untersuchungen. Die einzige Schlußfolgerung, daß die Erörterungen der amerikanischen Forscher in Einklang mit den Folgerungen aus den Stuttgarter Versuchen stehen, beruht auf einem Irrtum. Ich verweise auf meine Stellungnahme in einer kritischen Besprechung der amerikanischen Versuche in dieser Zeitschrift<sup>1</sup>.  
E. Probst.

<sup>1</sup> „Die Schubsicherung von Eisenbetonbalken“, „Bauingenieur“ 1928, Heft 12/13 und 14, Seite 202—204 und 244—246.