

EINE KRITIK ZUM WETTBEWERB UM DEN BAU DER HAFENBRÜCKE IN SYDNEY.

Von Ingenieur G. G. Krivoschein, Professor, Petrograd, z. Zt. Prag.

Am 16. Januar 1924 hat die Regierungskommission in Sydney, Australien, die Angebote für den Bau der Hafnbrücke in Sydney geprüft. Hierbei waren 20 Angebote von folgenden 6 Firmen zu beurteilen:

	Anzahl der Angebote
1. Die englische Firma Sir William Arrol & Co., Glasgow, unter Mitwirkung von Sir John Wolfe Barry ¹⁾ & Co., London	2
2. Die englisch-australische Firma Dorman Long & Co., Middlesborough und Sydney (Ingenieure R. Freeman und G. Imbault und Architekten von der Firma Sir John Burnet and Partners)	7
3. Die englisch-kanadische Firma Canadian Bridge Company, Walkersville, Ontario in Kanada (der Mitarbeiter für die Hängebrücke war C. G. Emil Larsson, Ober-Ingenieur der American Bridge Co.)	2
4. Die australische Firma English Electric Company of Australia, Ltd., Sydney (die Mitarbeiter bekannte amerikanische Ingenieure: Dr. D. B. Steinman und H. P. Robinson, New York)	3
5. Die englische Firma The Gonian Bridge Corporation, Ltd., Newcastle (die Mitarbeiter: die belgische Firma Baume Marpent, Haine St. Pierre, Ingenieur J. B. Strauss ²⁾ (Chicago) und Monsarrat and Prantley (Montreal)	1
6. Die amerikanische Firma McClintic Marshall Products Company, New York (der Mitarbeiter: C. A. Turner, Minneapolis, für die Bogenbrücke, und Dr. Gustav Lindenthal, New York, für die Hängebrücke)	5
Zusammen	20

Die beiliegende Vergleichungstabelle gibt die Kosten und das gesamte Eisengewicht der Hauptbrücke mit Zufahrtöffnungen. Die Gesamtlänge der Brücke beträgt 3810 ft. = 1161,28 Meter. In der Tabelle sind die Vergleichungszahlen in Prozenten angegeben. Zur Ausführung gelangt die Bogenbrücke nach dem Entwurf von Dorman Long & Co., Abb. 1. Die Kosten und das Eisengewicht dieser Brücke sind zu 100% angenommen.

In den Abb. 1—12 werden die perspektiven Ansichten der Brücken³⁾ wiedergegeben.

Aus dem Verzeichnis der Wettbewerber erkennt man, daß an dem Wettbewerb nur drei große, bekannte Brückenbauunternehmungen teilgenommen haben, nämlich: 1. Arrol & Co., 2. Canadian Bridge Co. und 3. amerikanische Firma McClintic Marshall Products Co. Die anderen Firmen sind im Brückenbau nicht bekannt. Die Firma Dorman Long & Co., die bis jetzt keine größere Brücke gebaut hat, errang den Sieg, weil alle Bedingungen des Wettbewerbes für sie, als eine englische Firma, sehr günstig waren.

Es ist bekannt, daß Herr J. J. C. Bradfield, als Oberingenieur der Regierungskommission, zwei Hauptentwürfe der Brücke ausgearbeitet hat: 1. Bogenbrücke mit einer einzelnen Öffnung von 1650 Fuß (= 503,25 m) und 2. Auslegerbrücke mit drei Öffnungen 500 + 1600 + 500 Fuß (= 152,5 + 488 + 152,5 m). Die Wettbewerber sollten die konstruktiven

Zeichnungen und Kostenangebote nur für diese zwei Hauptentwürfe liefern. Es war selbstverständlich nicht untersagt, auch andere Entwürfe einzureichen. Es war aber klar, daß diese Entwürfe nicht ohne weiteres dem Verfasser der Hauptentwürfe gelegen kommen konnten.

Unter den Bedingungen des Wettbewerbes war eine sehr schwierige Forderung, nämlich die Zahlung des Zollzuschlags von 10% für das ausländische Eisen. Demgemäß konnten die ausländischen Bewerber nur dann den Sieg davontragen, wenn das Eisengewicht der Brücken nach ihren Entwürfen viel geringer war als nach den Entwürfen der Regierungskommission.

Was den Entwurf der Brücke mit drei Öffnungen anbelangt, so zeigt die beiliegende Vergleichungstabelle, daß einige Hänge- und Auslegerbrücken um 24—14% leichter waren als die Bogenbrücke, die zur Ausführung gelangt. Der Preis des Kabels und der Zoll verteuern diese Brücken um 21—43%. Etwas schwieriger war es mit der Brücke, die nur eine Öffnung haben sollte. Wenn hier auch ein Entwurf das Gewicht der Bogenbrücke um 20% vermindert, so ist doch der Preis der Brücke des Zolls und des Transports wegen um 10% größer.

Es ist somit erklärlich, daß nur die australischen Firmen diesen Wettbewerb gewinnen konnten, da das inländische Eisen um 10—20% billiger war als das ausländische.

Von australischen Firmen haben nur zwei, 1. Dorman Long & Co. und 2. English Electric Co., ihre eigenen Angebote eingereicht, mit der Herstellung des Eisens ausschließlich in Australien. Die zweite Firma hat kein Angebot für den Regierungs-Bogenbrücke-Entwurf eingesandt; ihre Hängebrücke war um 33% teurer als die Bogenbrücke von Dorman Long & Co.

Man erkennt, daß die Firma Dorman Long & Co. keinen Konkurrenten in dem Wettbewerb hatte.

Aus der Betrachtung der Entwürfe, Abb. 1—12, ergibt sich, daß der Wettbewerb in technischer und architektonischer Hinsicht recht lehrreich und interessant war. Doch ist es fraglich, ob die Wahl der auszuführenden Bogenbrücke von technischer und ökonomischer Seite richtig ist.

Herr J. J. C. Bradfield behauptet, daß die Bogenbrücke billiger ist und die Durchbiegung der Bogenbrücke viel kleiner ist als bei den anderen Brücken. Dies ist richtig. Trotzdem erscheint die Wahl der Brücke nicht sehr glücklich, erstens weil die Auslegerbrücke der Firma Dorman Long & Co. billiger ist, zum andern, weil auch diese Brücke in architektonischer Beziehung die beste, in der Ausführung einfacher und sicherer ist. Endlich sollte man aber niemals die Durchbiegungsfrage so in den Vordergrund stellen, um so weniger, als die Durchbiegung der anderen Brücken zwar etwas größer, dabei vollkommen zulässig war.

Die zur Ausführung bestimmte Bogenbrücke erscheint auch in architektonischer Hinsicht nicht als beste. Die Entwerfer der Bogenbrücke nach dem Regierungs-Dorman-Longs-Entwürfe waren zwar vorzügliche Ingenieure, doch waren sie keine Architekten. Ihre Mitarbeiter-Architekten waren völlig abhängig von ihnen. Man erkennt, daß die architektonische Bearbeitung der einzelnen Teile in den drei Entwürfen von Dorman Long & Co., Abb. 1, 2 und 9, und im Regierungsentwurf gut ist; hierbei handelt es sich jedoch nur um eine

¹⁾ Der bekannte Baumeister der Towerbrücke in London.

²⁾ Der bekannte Erfinder der Klappbrücken.

³⁾ Aus dem Berichte des Oberingenieurs J. J. C. Bradfield genommen.

Vergleichungs-Tabelle der Wettbewerbs-Entwürfe in Sydney.

Abb.	Namen der Firmen	Preis der Brücke		Eisengewicht		Durchbiegungen		Verfasser	Anmerkungen
		RM.	%	m/t	%	ohne Temp.	mit Temp.		
	I. Bogenbrücken.								
Abb. 1	Regierungsentwurf	88 526 000	103	42 266	92			Obering. J. J. C. Bradfield Ing.: R. Freeman, G. Imbault; Arch.: Firma Sir John Burnet and Partners Sir John Wolfe Barry & Co., London C. A. P. Turner, Minneapolis	Ähnlich wie Abb. 1 Zur Ausführung bestimmt Ähnlich wie Abb. 1
Abb. 2	Dorman Long & Co., Sydney	86 041 000	100	45 611	100	1/5580	1/1800		
Abb. 3	" " " " " " " "	86 355 000	100	44 575	98				
	" " " " " " " "	71 396 000	83	45 918	101				
Abb. 4	Sir William Arrol & Co., London	94 775 000	110	36 541	80	1/2830	1/1200		
	McClintic Marshall Products Co., New York	123 493 000	144	41 590	91				
	II. Auslegerbrücken.								
Abb. 5	Regierungsentwurf	95 979 000	112	55 327	121			Obering. J. J. C. Bradfield	Ähnlich wie Abb. 5 Ähnlich wie Abb. 5 Ähnlich wie Abb. 5
	Dorman Long & Co., Sydney	92 856 000	108	59 387	130	1/1690	1/1630		
Abb. 6	Sir William Arrol & Co.	101 561 000	118	52 291	115	1/1300			
Abb. 7	Canadian Bridge Co., Canada	108 393 000	126	34 524	76	1/800			
Abb. 8	McClintic Marshall Products Co.	115 352 000	134	45 523	100				
	" " " " " " " "	121 550 000	141	44 547	98				
	" " " " " " " "	132 587 000	154	45 607	100				
Abb. 9	McClintic Marshall Products Co.	85 181 000	99	51 120	112	1/4950	1/1650		
	III. Auslegerbogenbrücken.								
Abb. 10	Dorman Long & Co., Sydney	103 860 000	121	34 480	76	1/570	1/360	C. G. Emil Larsson (American Bridge Co.) Dr. D. B. Steinman, H. P. Robinson, New York. G. Lindenthal, New York	
	Canadian Bridge Co.	114 426 000	133	41 820	92	1/1040	1/510		
Abb. 11	English Electric Co., Australia	123 370 000	143	39 055	86	1/500	1/310		
Abb. 12	McClintic Marshall Products Co.								
	V. Auslegerhängebrücke.								
	Goninan Bridge Corporation, Ltd., Newcastle	218 525 000	254	39 253	86		1/214	1. Ing. J. B. Strauss (Chicago), 2. Monsarrat and Prantley (Montreal), 3. Baume Marpent, Haine St. Pierre, Belgien.	

Mit 1 Öffnung

Mit 3 Öffnungen

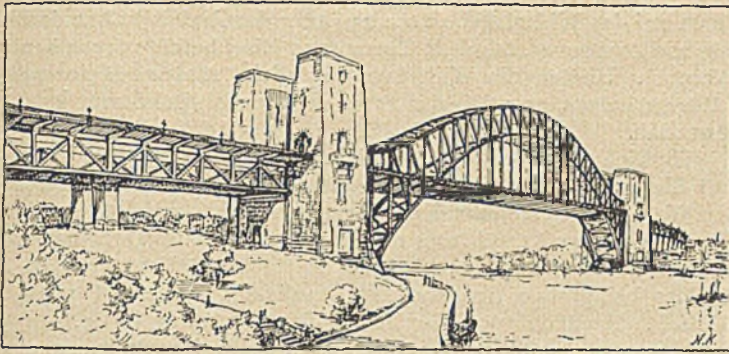


Abb. 1. Die Bogenbrücke. Dorman Long & Co., Sidney
(Ing.: R. Freeman, G. Imbault; Arch.: Firma Sir John Burnet and Partners).
Zur Ausführung gelangt.

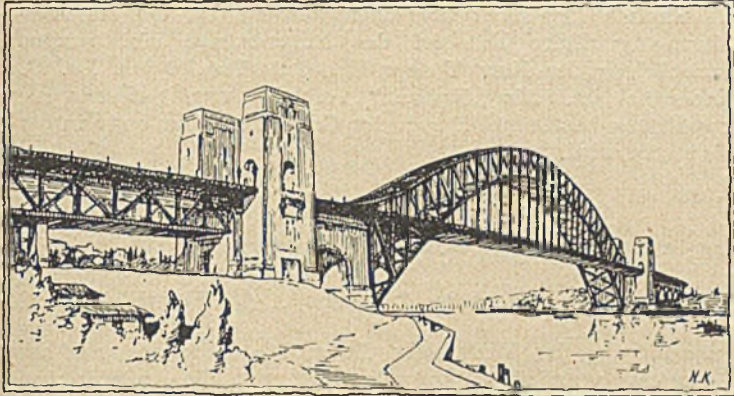


Abb. 2. Die Bogenbrücke. Dorman Long & Co., Sidney
(Ing.: R. Freeman, G. Imbault; Arch.: Firma Sir John Burnet and Partners).

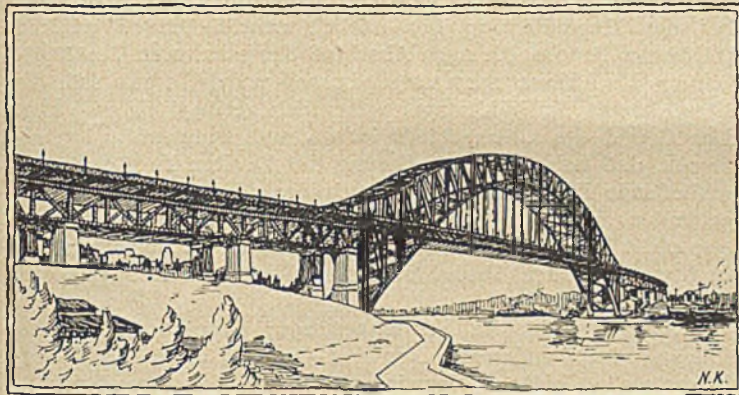


Abb. 3. Die Bogenbrücke. Dorman Long & Co. Sidney,
(Ing.: R. Freeman, G. Imbault; Arch.: Firma Sir John Burnet and Partners).

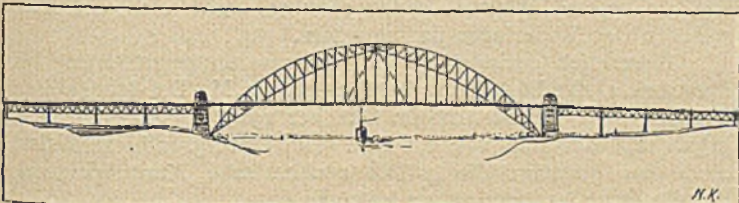


Abb. 4. Die Bogenbrücke. McClintic Marshall Products Company, New York
(C. A. P. Turner, Minneapolis).

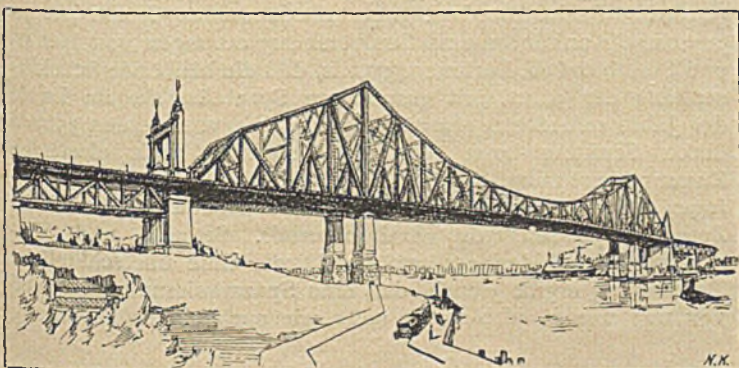


Abb. 5. Die Auslegerbrücke. Dorman Long & Co., Sydney.



Abb. 6. Die Auslegerbrücke. Canadian Bridge Co., Canada.

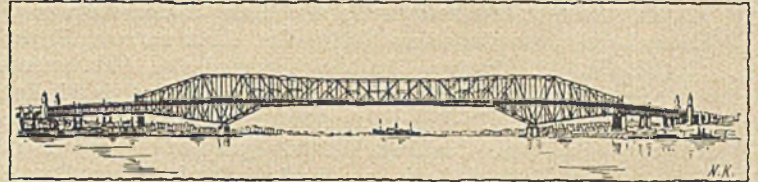


Abb. 7. Die Auslegerbrücke. McClintic Marshall Products Co.

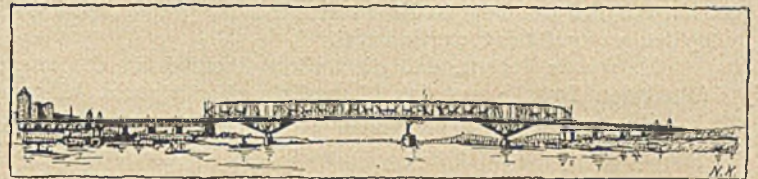


Abb. 8. Die Auslegerbrücke. McClintic Marshall Products Co.

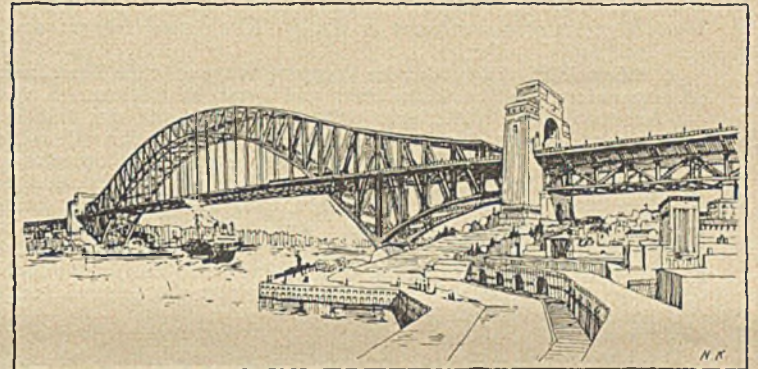


Abb. 9. Die Auslegerbogenbrücke. Dorman Long & Co., Sydney.



Abb. 10. Die Hängebrücke. Canadian Bridge Co.
C. G. Emil Larsson (Americ. Br. Co.)

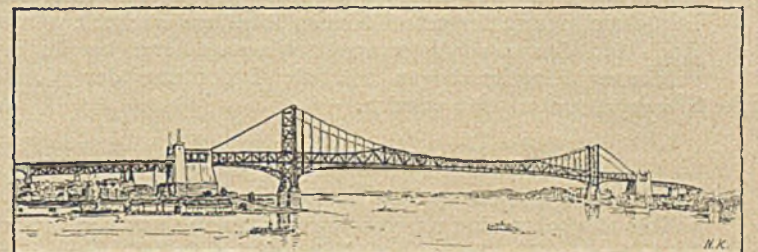


Abb. 11. Die Hängebrücke. English Electric Co. Australia
(Dr. D. B. Steinman, H. P. Robinson, New York).

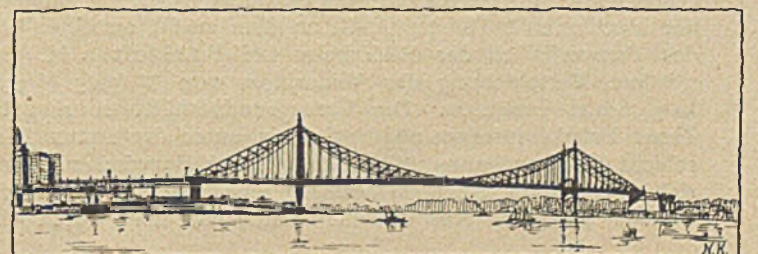


Abb. 12. Die Hängebrücke. McClintic Marshall Products Co., New York.
(Dr. G. Lindenthal, New York).

Bearbeitung des äußeren Umrisses der Brücken, also um keine gemeinsame Arbeit des Ingenieurs mit dem Architekten.

Aus der Betrachtung aller Entwürfe ist ersichtlich, daß die Brücke bei dem flachen Land, bei flachen Ufern mit ruhigen, ziemlich niedrigen Rampen und Zufahrtsbrücken nicht sehr hoch emporsteigen darf. Außerdem soll der Maßstab der ganzen Brücke mit seinen Rampen so gewählt werden, daß die ganze Brücke dem Beobachter maßstäblich sehr groß erscheint.

Die Auslegerbrücke von Dorman Long & Co., Abb. 9, die Hängebrücke von Canadian Bridge Co., Abb. 10, von English Electric Co., Abb. 11, von McClintic Marshall Co., Abb. 12, und von Gonian Bridge Corporation sind länger und befriedigen die obengestellte Bedingung. Alle anderen Entwürfe mit kürzerer Länge der Brücke, mit größerer Höhe der Träger in der Mitte und mit stumpfgeschnittenen Enden erscheinen dem Beobachter in ihrer Gesamtmasse als weniger gut ausgeglichen. Es könnte der Gedanke auftauchen, daß der mittlere Teil der Brücke als kleine Brücke projektiert ist, die später vergrößert werden soll.

Es wurde betont, daß die äußere Architektur der auszuführenden Brücke gut ist. Innerlich aber täuscht hier der Architekt. Der Ingenieur fordert einen schweren steinernen

Turm auf das Widerlager zu stellen, aber der Architekt hat dort nur leichte leere „falsche“ Türme aus Eisenbeton vorgesehen (Abb. 1). Hätten die Widerlager wirkliche massive steinerne Türme erhalten, so wäre der Preis der Bogenbrücke sehr groß geworden.

Endlich sei in technischer Hinsicht noch darauf verwiesen, daß die Ausführung der Brücke eine sehr wichtige Rolle bei der Wahl des Systems spielt. Es gibt keine Zweifel über die Möglichkeit der Ausführung der Hänge- oder Auslegerbrücken. Die Ausführung der Bogenbrücke ist auch möglich, aber besonders bei großen Spannweiten verwickelt und nicht ungefährlich. Nach der von der Firma Dorman Long & Co. vorgeschlagenen Ausführungsmethode sind große Durchbiegungen und Drehungen der Hauptträger während des Baues der Brücke zu erwarten. Besonders wird die Drehung der Hälften des Bogens gefährlich sein.

Endlich darf nicht übersehen werden, daß der zur Ausführung gewählte Entwurf der Bogenbrücke eine genaue Nachbildung der New Yorker Hell-Gate-Brücke von Dr. G. Lindenthal ist. Als „Neuheit“ verbleibt nur, daß der zur Ausführung bestimmte Bogen der Größe nach der erste in der Welt sein wird.

ANFORDERUNG AN DIE BERECHNUNG EINGESPANNTER GEWÖLBE.

Von Regierungsbaumeister a. D. R. Koch und Ingenieur H. de Ginder i. Fa. Buchheim & Heister A.-G., Frankfurt a. M.

Übersicht. Es werden die Voraussetzungen für die Berechnung eingespannter Gewölbe betrachtet, und zwar Beobachtungen über das Ausweichen der Widerlager mitgeteilt, die Größe des Schwindmaßes, die Grenzen der Temperaturänderungen in den Gewölben untersucht. Auf Grund dieser Überlegungen werden die Spannungen einer gewölbten Eisenbahnbrücke ermittelt, die sich bei dem üblichen Ausrüstungsverfahren so hoch ergeben, daß nur noch eine geringe Sicherheit vorhanden ist, während bei dem Gewölbe-Expansions-Verfahren die ungünstigen Wirkungen der unter 1—3 nachgewiesenen Einflüsse beseitigt werden, so daß verminderte Abmessungen für expandierte Gewölbe zulässig sind. Schließlich werden die Untersuchungen auf den Eingelenkbogen ausgedehnt.

Allgemein wird heute die Berechnung der eingespannten Gewölbe nach der Elastizitätstheorie unter folgenden Voraussetzungen vorgenommen:

1. Unbewegliche Widerlager, 2. Schwindspannungen werden nur in geringem Maße berücksichtigt, 3. die Berechnung der Temperaturspannungen erfolgt nach den Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton für eine Temperaturdifferenz von $\pm 10^\circ \text{C}$.

Der Zweck der nachfolgenden Zeilen ist eine Untersuchung über die Zulässigkeit dieser Voraussetzungen und ihre Einflüsse auf die im Gewölbe auftretenden Spannungen. Insbesondere sollen bei einem ausgeführten Gewölbe die Spannungen unter Berücksichtigung der verschiedenen Einflüsse ermittelt werden. Auch für den neuerdings vorgeschlagenen und bereits ausgeführten Eingelenkbogen soll die Bedeutung der Voraussetzungen untersucht werden.

1. Unverschieblichkeit der Widerlager.

Messungen über Spannweitenvergrößerungen bei gewölbten Brücken sind unseres Wissens bislang nur von Dr.-Ing. H. Nitzsche, Ein Anwendungsbeispiel des Gewölbeexpansionsverfahrens und des Drucklinienprüfers, Armierter Beton 1917 Heft 3/4, veröffentlicht worden. Darnach wurde bei der Ausrüstung mit Hilfe des patentierten Gewölbeexpansionsverfahrens der Buchheim & Heister A.-G. an dem zuerst erstellten Teil des Bauwerks 20 der Bäderbahn bei Frankfurt a. M. eine mittlere Verschiebung der Widerlager von $\frac{1}{2}$ (34,5 + 34,8) = 34,6 mm gemessen. Die Untergrundverhältnisse sind bei dieser Brücke insofern ungünstig, als unter der festen Kies-schicht Fließsand auf großer Tiefe ansteht, dazwischen schiebt sich unter dem einen Widerlager eine ausgehende Schicht weichen Lettens. Aus diesem Grunde hat man durch eine

Vergrößerung der Widerlager die größte Bodenpressung auf 3,5 kg/cm² vermindert, außerdem hat man die Außenflächen der Widerlager durch einen spornartig nach oben hervortretenden Ansatz auf 4,5 m Höhe vergrößert, um den passiven Erddruck zur Aufnahme des Gewölbeschubes heranzuziehen. Bei der Expandierung der seitlich anschließenden zweiten Hälfte der Brücke, die nach Abschluß der genannten Veröffentlichung im August 1917 vorgenommen wurde, ergab sich die Verschiebung der Widerlager wesentlich geringer zu 16,6 mm. Der Grund des Unterschieds ist dadurch einwandfrei zu erklären, daß bei der Expandierung der zweiten Hälfte die anschließende Dammschüttung durch den über den ersten Teil gehenden Verkehr bereits stärker zusammengepreßt war, also nicht in gleichem Maße nachgab wie der an sich schmalere und mangels der Verkehrsbelastung weniger fest gelagerte erste Damnteil.

Auch bei der im September 1917 expandierten Unterführung der Landstraße Neuwied—Engers unter der Eisenbahnstrecke Coblenz—Neuwied waren die Untergrundverhältnisse insofern nicht günstig, als der leichte Bimskies anscheinend in horizontaler Richtung in Bewegung gesetzt werden konnte; bei 3,9 kg/cm² größter Bodenpressung ergab sich ein Ausweichen der Widerlager um 14,5 mm.

Wesentlich geringer ist die Spannweitenvergrößerung bei Bauwerk 24 der Bäderbahn bei Frankfurt a. M. Bei dem zweiten Bauteil dieser Brücke, die im Oktober 1919 expandiert wurde, ergab sich ein Maß von 6,1 mm. Die Untergrundverhältnisse sind hier günstig; die größte rechnerische Kantenpressung des Baugrundes beträgt 4,7 kg/cm².

Auch bei der Syratallbrücke bei Plauen i. V. scheint eine Verschiebung der Widerlager in horizontaler Richtung eingetreten zu sein. Dr.-Ing. Vogt teilt in seinem Werk: „Temperaturschwankungen und Temperaturspannungen von Beton- und Steinbrücken, Berlin 1925“ mit, daß die bleibende Scheitel-senkung der 90 m weit gespannten Syratallbrücke im Laufe der Jahre zu 218 mm ermittelt wurde. Hiervon werden 35 mm durch Senkung beim Ausrüsten, 24 mm durch elastische Zusammenpressung, 15 mm durch Schwinden der Mörtel-fugen erklärt, der Rest von 144 mm wird auf allmähliche Zusammenpressung des Steinmaterials, Setzung und Verdrehung der Widerlager zurückgeführt. Eine überschlägliche Berechnung ergibt jedoch, daß eine Spannweitenvergrößerung von nur 20 mm, also wenig mehr wie nach obiger Mitteilung

wiederholt gemessen wurde, eine Scheitelsenkung von 44 mm hervorruft, also allein ein Drittel der bedeutenden Scheitelsenkung erklärlich macht.

Nach diesen Beobachtungen erscheint die Annahme unverschieblicher Widerlager nicht gerechtfertigt. Auch bei gutem Baugrund sollte mit einer Verschiebung von 5 mm mindestens gerechnet werden, bei weniger günstigeren Verhältnissen des Baugrundes sollte dieses Maß noch erhöht werden.

2. Schwindmaß.

Durch Versuche (siehe Mörsch, Eisenbeton, 6. Aufl. II, S. 123ff.) ist nachgewiesen, daß das Schwindmaß von der Art und Zusammensetzung des Zementes abhängt, daß es mit zunehmender Magerung der Mischung, ebenso mit zunehmender Erhärtung wesentlich abnimmt. Auch die Lagerung, insbesondere Austrocknung, beeinflusst das Schwinden. Aus der von Mörsch mitgeteilten parabolischen Kurve für die Schwindmaße ist ersichtlich, daß nach 6 Jahren der Vorgang sein Ende findet. Zu derselben Feststellung gelangt Dr.-Ing. Vogt in dem erwähnten Werk gemäß seinen Untersuchungen an der Wallstraßenbrücke in Ulm und der Neckarbrücke in Cannstatt. In dem angeführten Werk berechnet Dr.-Ing. Vogt das Schwindmaß bei der Ulmer Brücke innerhalb des Alters von 60 Tagen nach Betonierung bis zu 6 Jahren zu 0,186 mm/m, für die Neckarbrücke bei Cannstatt wird das Maß zu 0,35 mm/m für das Alter von 70 Tagen bis zu 7 Jahren festgestellt.

Diese Werte sind erheblich höher als das Schwindmaß, das in den Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton für einen Temperaturabfall von 15°, also bei einem Ausdehnungswert $\alpha = 10^{-5}$ mit 0,15 mm/m vorgeschrieben wird. Das gleiche gilt auch hinsichtlich der Schweizer Bestimmungen, die einen Temperaturabfall von 20° und entsprechend dem höheren Ausdehnungswert 0,25 mm/m verlangen. Der Unterschied ist zwanglos dadurch zu erklären, daß die beiden von Dr.-Ing. Vogt untersuchten Brücken aus Stampfbeton bestehen, daß also der von Mörsch eingehend nachgewiesene Widerstand der Bewehrung bei Eisenbetonkonstruktionen nicht eintritt. Nach Mörsch ist das Schwindmaß bei unbewehrtem Beton etwa doppelt so groß als bei Eisenbeton. Die von Dr.-Ing. Vogt mitgeteilten Zahlen sind aber noch wesentlich zu günstig, da sie für ein höheres Alter über 60 Tage bzw. 70 Tage festgestellt sind, die erheblich größere Schwindung in den ersten zwei Monaten des Abbindens und Erhärtens also nicht berücksichtigen. So ist es auch erklärlich, daß nach den Messungen der Buchheim & Heister A.-G. bei dem vorgenannten Bauwerk 20 für das Alter von 105 Tagen ab Betonierung ein Schwindmaß von 0,33 mm/m errechnet wurde, während sich für den II. Teil des Bauwerks 24 für im Alter von etwa 70 Tagen sogar ein solches von 0,4 mm/m ergab.

Die einzelnen Werte sind für Bauwerk 20 und	24
Expansionslücke im Scheitel	32 mm 24 mm
Spannweitenvergrößerung infolge Ausweichens der Widerlager	16,6 mm 6,1 mm
Schwinden des Betons einschließlich elastischer Gewölbeverkürzung infolge der Normalkräfte (durch die hydraulischen Pressen künstlich erzeugt)	15,4 mm 17,9 mm
Die elastische Bogenverkürzung ist bei beiden gleichartigen Brücken berechnet zu	3,7 mm 3,7 mm
Folglich Gewölbeverkürzung infolge Schwindens	11,7 mm 14,2 mm

Die Bogenlänge beträgt bei beiden Brücken 35,5 m, also berechnet sich das Schwindmaß zu 0,33 bzw. 0,4 mm je m. Beide Brücken sind in Mischung 1 : 4,2 hergestellt und besitzen Eiseneinlagen, deren Widerstand gegen das Zusammenziehen des Betons aber kaum in Frage kommen kann, da die Eisen

ja ebenso wie der Beton durch den Pressedruck beim Expandieren zusammengepreßt werden.

Auch Dr.-Ing. Lydtin gibt im Bauingenieur 1925, Seite 795, das Schwindmaß für Beton im späteren Alter zu 0,5 mm/m an, wovon allerdings $\frac{1}{5}$ auf die Temperaturverkürzung — zum Ausgleich der Temperaturerhöhung beim Abbinden von etwa 10°, zu rechnen ist.

Hiernach ist also das Schwindmaß erheblich höher als 0,15 mm/m entsprechend den amtlichen Bestimmungen anzunehmen, und zwar für die ganze Dauer des Schwindens von 6 Jahren zu 0,4 bis 0,5 mm/m. Es ist hierbei berücksichtigt, daß unter dem Einfluß der Pressen sämtliche Schwindspannungen restlos beseitigt werden, während wie beim bewehrten Eisenbeton unter dem Einfluß der Eisen, so auch beim unbewehrten Beton in geringerem Maße Zugspannungen im Beton zurückbleiben können, also die für 70 bzw. 105 Tage gemessenen Werte 0,33 und 0,4 mm/m nicht entsprechend der Kurve des Schwindungsmaßes vervielfacht werden dürfen.

3. Temperatureinfluß.

Nach den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton von 1925 ist bei Gewölben, die im allgemeinen eine Mindeststärke von 70 cm besitzen und durch Überschüttungen gegen Temperaturänderungen geschützt sind, mit einem Temperaturunterschied von 10°, unter ungünstigen Verhältnissen von 15° gegenüber der mittleren Temperatur bei der Ausführung von + 10° zu rechnen. Die Temperaturschwankung erstreckt sich also im günstigsten Falle auf die Grenzen + 20° und 0°, unter ungünstigen Verhältnissen auf + 25° und - 5°.

Nach den eingehenden Untersuchungen des Dr.-Ing. Vogt erscheinen diese Grenzen ausreichend, solange es sich um Gewölbe mit Überschüttung handelt. Nimmt man bei 0,7 m Scheitelstärke 0,3 m Überschüttung, also im Scheitel eine Eindringungstiefe von 0,5 m an, die sich nach dem Kämpfer noch erhöht, sodaß durchschnittlich mit 0,6 m gerechnet werden darf, so zeigt die von Dr.-Ing. Vogt gegebene Kurve der Temperaturverteilung für den 30. Juli und den 16. Januar einen Spielraum der Schwankungen von 20°. Bei schwächeren Gewölben und solchen, die infolge Sparbögen auch von der Oberfläche aus den Einflüssen der Temperatur unterliegen, ist das Maß von 20° zu gering; denn schon bei 1 m Scheitelstärke, z. B. 0,75 m Gewölbe und 0,25 m Fahrbahn, und 1 m Kämpferstärke, also bei einer Eindringungstiefe von 0,5 m erhält man bei einer mittleren Jahrestemperatur von 7,5° als Größtwert an der Außenseite + 34°, als Kleinstwert - 20°, während in 50 cm Tiefe + 19° und - 3° auftreten.

Entschieden ungünstig ist dagegen der Wegfall der bisher in den Bestimmungen von 1916 enthaltenen Vorschrift, daß die statischen Verhältnisse eine Änderung erfahren, wenn bei anderer Wärme als mittlerer Jahrestemperatur betoniert wird.

Die Bestimmung ist deshalb wichtig, weil die meisten Brücken in der günstigen Jahreszeit erbaut werden und sämtliche Gewölbe zunächst ohne Hinterfüllung geschlossen werden, also in diesem Zustand, wie auch obige Zahlen ergeben, den Einflüssen der mittleren Monatstemperatur stark unterliegen. Eine Berücksichtigung der Tagestemperatur erscheint jedoch zu weitgehend, denn wenn auch die Betonstoffe beim Einbringen sich auf die höhere Temperatur unter Tags erwärmen und auch beim Abbinden noch eine Erwärmung hinzutritt, so muß man doch beachten, daß die Betonierung sich über mehrere Tage erstreckt und die Herstellung in Lamellen ein Anpassen an die Temperatur im Mittel aus Tag und Nacht eines Zeitraumes von mehreren Tagen ermöglicht. Aus der von Dr.-Ing. Vogt für Plauen mitgeteilten Tafel der Temperaturen zeigt sich, daß von Mai bis September die mittlere Monatstemperatur wesentlich über dem Jahresmittel liegt, und zwar um 3,5 bis 9,5°, im Oktober sogar noch um 1 bis 2°. Der Einfluß der Betonierung bei höherer Temperatur als dem Jahresmittel ist deshalb so wesentlich, weil der größere Ausschlag bei Abkühlung, der sich von 10° auf 15° bis 20° erhöhen

kann, in gleichem Sinne wie das mit einer Temperaturerniedrigung zu berücksichtigende Schwinden und auch in gleichem Sinne wie das Ausweichen der Widerlager wirkt. Der Ausgleich, der darin liegt, daß z. B. für Plauen und damit für größere Teile Deutschlands die mittlere Jahrestemperatur unter 10° liegt, ist nicht ausreichend insbesondere für die wärmeren Gegenden des Reiches. In jedem Fall sollte sich der entwerfende Ingenieur an Hand der Veröffentlichung des Dr.-Ing. Vogt Rechenschaft über die möglichen Temperaturschwankungen und insbesondere auch Rechenschaft über die Zeit der Betonierung ablegen. Im allgemeinen dürfte es sich schon bei überschütteten Bauwerken empfehlen, die Temperaturdifferenz nach unten nicht mit -10°, sondern mit -15° bzw. in ungünstigen Fällen mit -20° zu berücksichtigen.

4. Spannungsermittlungen.

Veranlassung zu den vorliegenden Feststellungen war die Ausbesserung einer gewölbten Brücke mit Rissen im Scheitel und Kämpfer. Die Nachrechnung dieses Bauwerkes ergab, obgleich die Mittellinie des Gewölbes sich der Stützlinie für Eigenlast plus halber gleichmäßig verteilter Verkehrslast anpaßt, infolge zu starker Bemessung der Scheitel- und besonders der Kämpferstärke bei Berücksichtigung des Ausweichens der Widerlager, des Schwindens und eines Temperaturunterschiedes wegen des im Sommer erfolgten Ausrüstens außerordentlich hohe Spannungen, die die Rissbildung eindeutig erklärten. Doch selbst bei wesentlich günstigeren Abmessungen ergibt die Berücksichtigung dieser Einflüsse noch recht ungünstige Spannungen, wie nachfolgendes Beispiel - Bauwerk 20 der Bäderbahn - zeigt.

Vorauszuschicken ist, daß schon Dr.-Ing. Färber in seiner Schrift „Der Gewölbebau“, Verlag der Deutschen Bauzeitung, Berlin SW 11, auf Seite 16 nachgewiesen hat, daß die Spannungen infolge Ausweichens der Widerlager, Schwindens des Betons, elastischer Verkürzung der Bogenachse, sinkender Temperatur, mit Rücksicht darauf, daß nicht gerade bei Mitteltemperatur ausgerüstet wird, den fünffachen Betrag der auf übliche Weise berechneten Temperaturspannungen betragen.

Die Berechnung erfolgt unter der Annahme, daß die Spannweitenvergrößerung durch Nachgeben der Widerlager 15 mm, das Schwinden des Gewölbebetons 0,2 mm und die Temperaturdifferenz gegenüber Mitteltemperatur +4° beträgt. Hierbei ist absichtlich das Schwinden und die Über-temperatur geringer angenommen, zum Ausgleich für den hohen Betrag der Spannweitenvergrößerung.

Abmessungen des Gewölbes:

- Spannweite l = 33,2 m
- Pfeilhöhe f = 5,2 m
- Scheitelstärke d₀ = 0,68 m
- Kämpferstärke d_k = 1 m
- Überschüttungshöhe im Scheitel = 0,45 m

Verhältnis der Kämpferlast zur Scheitellast bei Gewölbemittellinie als Stützlinie für Eigenlast plus halber Verkehrslast m = 3,913 = 0,7 k, K = 2,04.

Verhältnis der Trägheitsmomente von Scheitel und Kämpfer

$$= n = \frac{J_s}{J_k \cos \varphi_k} = \frac{0,68^3}{1,0^3 \cdot 0,758} \approx 0,4$$

Die Bogenlänge beträgt rd. 36,5 m.

Der Nenner der Bogenkraft berechnet sich nach „Straßner, Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke und der elastischen Bogenträger“ für das gültige Verhältnis m:

$$N = \int y^2 dw = 0,0464 \frac{1 f^2}{E J_s} = 0,0464 \frac{33,20 \cdot 5,2^2 \cdot 12}{2100000 \cdot 0,68^3} = 0,000757$$

Die Zusatzbogenkraft infolge Verkürzung der Gewölbemittellinie durch die Normalkräfte beträgt:

$$H = -N_0 \mu;$$

μ berechnet sich angenähert zu

$$\mu = \frac{1}{E F_s N} = \frac{33,20}{2100000 \cdot 0,68 \cdot 0,000757} = 0,03071$$

$$N_0 = 0,1748 \frac{g_s l^2}{f}; g_s = \text{Scheitellast} = 3,58 \text{ t/m}^2$$

$$N_0 = 0,1748 \frac{3,58 \cdot 33,2^2}{5,20} = 132,65 \text{ t};$$

$$\Delta H = -132,65 \cdot 0,03071 = -4,074 \text{ t};$$

Die elastische Verkürzung der Bogenmittellinie findet man zu:

$$4,074 = \frac{\Delta l}{N};$$

$$\Delta l = 4,064 \cdot 0,000757 = 0,0031 \text{ m} = 3,1 \text{ mm}.$$

Die Temperaturkraft für ±1° berechnet sich zu

$$H_t = \pm \frac{\alpha t^0 l}{N} = \frac{0,00001 \cdot 10 \cdot 33,20}{0,000757} = \pm 0,4355 \text{ t};$$

$$\Delta l = 0,33 \text{ mm},$$

mithin kommt die elastische Gewölbeverkürzung einer Abkühlung gleich von

$$t^0 = \frac{4,074}{0,4385} \approx 9,3^\circ.$$

Die Gewölbeverkürzung durch Schwinden des Betons berechnet sich bei einem Schwindmaß von 0,2 mm/m zu

$$\Delta l_1 = 0,2 \cdot 36,5 = 7,30 \text{ mm}.$$

Die Bogenzusatzkraft beträgt hierfür

$$\Delta H_1 = -0,0073 = -9,643 \text{ t}$$

entsprechend einer Abkühlung von $\frac{9,643}{0,4385} = \approx 22^\circ$.

Die gesamte Erweiterung der Spannweite ergibt sich also zu:

Ausweichen der Widerlager	15,0 mm
Elastische Verkürzung der Bogenachse ..	3,1 „
Schwinden des Betons	7,3 „
Sinkende Temperatur 4° gegenüber Mitteltemperatur = 4 · 0,33	1,32 „
	26,72 mm

Diese Spannweitenänderung erzeugt eine Zusatzkraft von

$$\Delta H_{\max} = -\frac{0,02672}{0,000757} = -35,297 \text{ t};$$

Diese Zusatzkraft vermindert den bei Grundbelastung (Eigenlast und halbe Verkehrslast) vorhandenen Schub N₀ auf 132,65 - 35,297 = 97,353 t. Der Angriffspunkt der Bogenkraft liegt im Schwerpunkt der elastischen Gewichte und beträgt:

$$y_s = 0,2263 f = 0,2263 \cdot 5,20 = 1,177 \text{ m}.$$

Das Moment im Scheitel durch die Zusatzkraft beträgt:

$$M = 35,297 \cdot 1,177 = +41,545 \text{ mt}.$$

Der Durchgangspunkt der Stützlinie bei Grundbelastung ist somit um $\eta = \frac{41,545}{97,353} = 0,427 \text{ m}$ über die Scheitelmitte verschoben, anstatt daß er, wie vorausgesetzt wurde, in der Scheitelmitte liegt. Schon hieraus ergibt sich, daß recht ungünstige Spannungen in dem Gewölbe auftreten müssen; sie sollen nachstehend zunächst für volles Eigengewicht berechnet werden.

Da die Gewölbemittellinie als Stützlinie für Eigenlast + halber Verkehrslast ausgebildet wurde, ist erst der Einfluß bei Wegnahme von 1/2 p = 1,01 t/m² (für preuß. Lastenzug B) zu ermitteln.

Da die Gewölbemittellinie als Stützlinie für Eigenlast + halber Verkehrslast ausgebildet wurde, ist erst der Einfluß bei Wegnahme von 1/2 p = 1,01 t/m² (für preuß. Lastenzug B) zu ermitteln.

a) Scheitelfuge.

Inhalte der Einflußflächen (siehe Abb. 1).

a) Scheitelmoment $+ 0,0029 l^2 = 0,0029 \cdot 33,2^2 = + 3,196 \text{ m}^2$;

b) Horizontalschub $= + 0,1315 \frac{l^2}{f} = 0,1315 \cdot \frac{33,2^2}{5,20} = + 27,874 \text{ m}^2$;

mithin

$M_{p/2} = - 1,01 \cdot 3,196 = - 3,228 \text{ mt}$;

$N_{p/2} = - 1,01 \cdot 27,874 = - 28,153 \text{ t}$;

Die endgültigen Werte für Scheitelmoment und Schub sind:

$M_s = + 41,545 - 3,228 = + 38,317 \text{ mt}$;

$N_s = + 97,353 - 28,153 = + 69,20 \text{ t}$;

nach „Mörsch“ ist

$\frac{M}{N d} = \frac{38,317}{69,20 \cdot 0,68} = 0,814$

$\mu = \frac{f_c}{b d} = \frac{34,37}{100 \cdot 68} = 0,005 = 0,5\%$

$x = 0,407 \cdot 68 = 27,68 \text{ cm}$;

$\sigma_b = \frac{69,200}{\frac{100 \cdot 27,68}{2} + \frac{15 \cdot 34,37}{27,68} (27,68 \cdot 2 - 68)} = 60,25 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_c = 60,25 \cdot 15 \cdot \frac{0,92 \cdot 68 - 27,68}{27,68} = 1139 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_c' = 60,25 \cdot 15 \cdot \frac{27,68 - 0,08 \cdot 68}{27,68} = 726 \text{ kg/cm}^2$.

Diese nicht unwesentlichen Spannungen sind also gleich von vornherein im Gewölbe vorhanden; zu ihnen treten noch die Spannungen aus der Verkehrslast und Temperaturspannungen für $\pm 10^\circ$.

Das größte positive Verkehrslastmoment und die zugehörige Normalkraft sind auf Grund von Einflußlinien errechnet worden.

Es liegen zwei Gleise auf der Brücke, Brückenbreite = 8,6 m, Achsdrücke = 20 t;

$P = \frac{20 \cdot 2}{8,6} = 4,66 \text{ t/m Breite}$

$+ M_s = 4,66 \cdot 33,20 \cdot [0,0492 + 2(0,03 + 0,0144)] = + 21,35 \text{ mt}$;

$+ H_s = 4,66 \cdot [1,634 + 2(1,6 + 1,52)] = 36,693 \text{ t}$;

Temperaturkraft für $\pm 10^\circ$:

$H_t = 0,4385 \cdot 10 = + 4,385 \text{ t}$;

$M_t = + 4,385 \cdot 1,177 = \pm 5,161 \text{ mt}$;

Die größten Spannungen im Scheitel treten nun für die Summe der positiven Momente auf.

Moment durch Eigenlast $+ 38,317 \text{ mt}$

Moment durch Verkehrslast $+ 21,350 \text{ mt}$

Moment durch Abkühlung von -10° $+ 5,161 \text{ mt}$

$\sum M = 64,828 \text{ mt.}$

Zugehörige Normalkraft

durch Eigenlast $+ 69,200 \text{ t}$

durch Verkehrslast $+ 36,693 \text{ t}$

$105,893 \text{ t}$

durch Abkühlung -10° $4,385 \text{ t}$

$N = 101,508 \text{ t}$

$\frac{M}{N d} = \frac{64,828}{101,508 \cdot 0,68} = 0,939, \mu = 0,5\%$

$x = 0,387 \cdot 68 = 26,32 \text{ cm}$;

$\sigma_b = \frac{101,508}{\frac{100 \cdot 26,32}{2} + \frac{15 \cdot 34,37}{26,32} (26,32 \cdot 2 - 68)} = 100 \text{ kg/cm}^2$;

$\sigma_c = \frac{100 \cdot 15 \cdot 0,92 \cdot 68 - 26,32}{26,32} = 2065 \text{ kg/cm}^2$;

$\sigma_c' = \frac{100 \cdot 15 \cdot 26,32 - 0,08 \cdot 68}{26,32} = 1190 \text{ kg/cm}^2$.

Die Betonzugspannung beträgt:

$f = 100 \cdot 68 = 6800 \text{ cm}^2$

$n = f_c = 15 \cdot 34,37 \cdot 2 = \frac{1030 \text{ cm}^2}{7830 \text{ cm}^2}$

$J = \frac{100 \cdot 68^3}{12} = 2\,620\,000 \text{ cm}^4$

$+ 1030 \cdot 29^2 = \frac{866\,200 \text{ cm}^4}{3\,486\,200 \text{ cm}^4}$

$W = \frac{3\,486\,200}{34} = 102\,520 \text{ cm}^3$

$\sigma_{bz} = \frac{101\,508}{7830} - \frac{6\,482\,800}{102\,520} = 13 - 63,2 = - 50,2 \text{ kg/cm}^2$

b) Kämpferfuge.

Hierzu die Einflußlinien (Abb. 2).

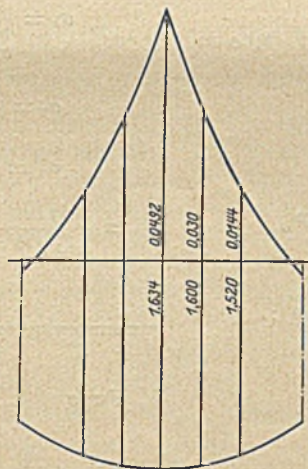


Abb. 1.

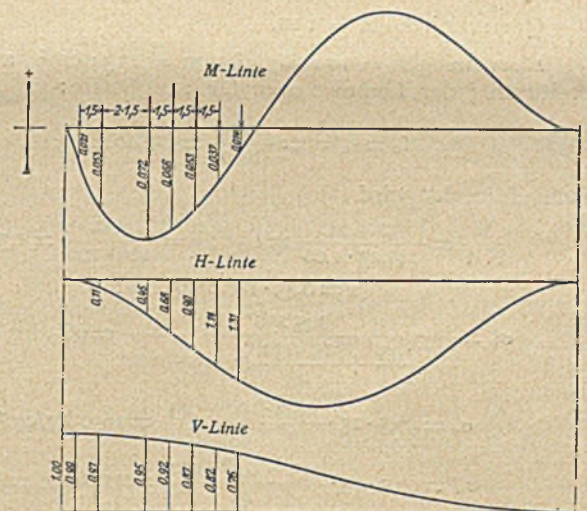


Abb. 2.

Inhalt der Einflußflächen:

a) für Moment:

$f = (0,0270 - 0,01675) \cdot 33,20^2 = + 11,298 \text{ m}^2$;

b) für Horizontalschub:

$f = + 27,874 \text{ m}^2$;

c) für Vertikalkraft:

$f = \frac{1}{2} = \frac{33,20}{2} = + 16,60 \text{ m}^2$;

$- M_{p/2} = - 11,298 \cdot 1,01 = - 11,41 \text{ mt}$;

$- N_{p/2} \left\{ \begin{array}{l} = 27,874 \cdot 1,01 \cdot 0,758 = - 21,340 \text{ t} \\ + 16,60 \cdot 1,01 \cdot 0,652 = - 1,080 \text{ t} \end{array} \right.$

$- N_{p/2} = - 32,420 \text{ t}$

Für den Einfluß der Verkehrslast findet man auf Grund der Einflußlinien:

$$-M_p = 4,66 \cdot 33,2 \cdot 0,316 = -48,89 \text{ mt}$$

$$-M_{p/2} = -11,41 \text{ „}$$

$$-M_{p_{\min}} = -60,30 \text{ mt}$$

$$H_p = 4,66 \cdot 4,56 = 21,25 \text{ t};$$

$$V_p = 4,66 \cdot 6,28 = 29,27 \text{ t};$$

$$N_p = 21,25 \cdot 0,758 + 29,27 \cdot 0,652 = 35,19 \text{ t};$$

Normalkraft bei Grundbelastungszustand:

$$V_k = 0,926 \cdot 25 \cdot 3,58 \cdot 33,20 = 110,05 \text{ t};$$

$$N_k = \sqrt{110,05^2 + 132,65^2} = 172,40 \text{ t};$$

$$-N_{p/2} = -32,27 \text{ t}$$

$$N_{k_g} = 140,13 \text{ t}$$

Einfluß der Ausrüstungsspannungen:

$$y = 5,20 - 1,177 = 4,023 \text{ m}$$

$$H_{\max} = -35,297 \text{ t}; \quad N = -35,297 \cdot 0,758 = -26,65 \text{ t};$$

$$M = -35,297 \cdot 4,023 = -142,00 \text{ mt};$$

Einfluß einer Abkühlung von 10°:

$$M_t = -4,285 \cdot 4,023 = -17,64 \text{ mt};$$

$$N_t = -4,385 \cdot 0,758 = -3,44 \text{ t};$$

Aus Zusammenfassung der einzelnen Einflüsse ergibt sich:

$$-M_{\max} = -60,30 - 142,00 - 17,64 = -219,94 \text{ mt};$$

$$N_{\max} = 140,13 - 26,65 - 3,44 = +110,04 \text{ t}$$

$$+ 35,19 \text{ t}$$

$$145,23 \text{ t};$$

Spannungsnachweis für die Kämpferfuge:

Querschnittshöhe = 1 m,

Eiseneinlagen = 100 Ø 38 mm = 1134 cm² auf 8,60 m Breite an jeder Leibung oder für 1 m Breite:

$$f_e = f_e' = \frac{1134}{8,60} = 132,00 \text{ cm}^2;$$

nach „Mörsch“ wird

$$\frac{M}{N d} = \frac{219,94}{145,23 \cdot 1,00} = 1,51; \quad \mu = \frac{132}{100 \cdot 100} = 1,32\%$$

$$x = 0,43 \cdot 100 = 43 \text{ cm};$$

$$\sigma_b = \frac{145 \cdot 230}{\frac{100 \cdot 43}{2} + \frac{15 \cdot 132}{43} (2 \cdot 43 - 100)} = 96,5 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = 96,5 \cdot 15 \cdot \frac{0,92 \cdot 100 - 43}{43} = 1650 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e' = 96,5 \cdot 15 \cdot \frac{43 - 0,08 \cdot 100}{43} = 1178 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Betonzugspannung berechnet sich:

$$f = 100 \cdot 100 = 10 \text{ 000 cm}^2;$$

$$n f_e = 15 \cdot 132 \cdot 2 = \frac{3 \text{ 960 cm}^2}{13 \text{ 960 cm}^2};$$

$$J = \frac{100 \cdot 100^3}{12} = 8 \text{ 333 000 cm}^4;$$

$$+ 3960 \cdot 45^2 = \frac{8 \text{ 019 000 cm}^4}{16 \text{ 352 000 cm}^4}$$

$$W = \frac{16 \text{ 352 000}}{50} = 327 \text{ 040 cm}^3;$$

$$\sigma_{br} = \frac{145 \cdot 230}{13 \text{ 960}} - \frac{21 \text{ 994 000}}{327 \text{ 040}} = 10,4 - 67,4 = -57 \text{ kg/cm}^2$$

Nachstehend sollen auch noch die Spannungen nachgewiesen werden, die bei der üblichen Berechnungsweise (Vernachlässigung der Ausrüstungsspannungen, Schwindspannungen nur zum Teil mit -15° berücksichtigt) entstehen:

a) Scheitelfuge:

Temperatureinflüsse: Abkühlung von -10° plus -15° für Schwinden = -25°.

$$H_t = 0,4385 \cdot 25 = -10,96 \text{ t};$$

$$M_t = -10,96 \cdot (-1,177) = +12,90 \text{ mt};$$

$$M_{\max} = M_p + M_t = 21,35 - 3,228 + 12,90 = +31,02 \text{ mt};$$

$$N_{\max} = N_0 - N_{p/2} + H_p + H_t$$

$$N_{\max} = 132,65 - 28,153 - 10,96 = 93,54 \text{ t};$$

$$\frac{M}{N d} = \frac{31,02}{93,54 \cdot 0,68} = 0,49; \quad \mu = 0,5\%$$

$$x = 0,533 \cdot 68 = 36,2 \text{ cm};$$

$$\sigma_b = \frac{93 \cdot 540}{\frac{100 \cdot 36,2}{2} + \frac{15 \cdot 34,37}{36,2} (2 \cdot 36,2 - 68)} = 49,80 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = 49,8 \cdot 15 \cdot \frac{0,9268 - 36,2}{36,2} = 545 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e' = 49,8 \cdot 15 \cdot \frac{36,2 - 0,08 \cdot 68}{36,2} = 635 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_{bz} = \frac{93540}{7830} - \frac{3102000}{102540} = 11,95 - 30,45 = -18,50 \text{ kg/cm}^2$$

b) Kämpferfuge:

$$M_t = -10,96 \cdot 4,023 = -44,15 \text{ mt};$$

$$N_t = -10,96 \cdot 0,758 = -8,31 \text{ t};$$

$$-M_{\max} = M_p + M_t = -60,30 - 44,15 = -104,45 \text{ mt};$$

$$N_{\max} = N_k + N_p + N_t = 140,13 + 35,19 - 8,31 = 167,01 \text{ t};$$

$$\frac{M}{N d} = \frac{104,45}{167,01 \cdot 1,00} = 0,626; \quad \mu = 1,32\%$$

$$x = 0,57 \cdot 100 = 57 \text{ cm};$$

$$\sigma_b = \frac{167 \cdot 010}{\frac{100 \cdot 57}{2} + \frac{15 \cdot 132}{57} (2 \cdot 57 - 100)} = 50,00 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_e = 50,15 \cdot \frac{0,92 \cdot 100}{57} - 57 = 460 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e' = 50,15 \cdot \frac{57 - 0,08 \cdot 100}{57} = 645 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_{bz} = \frac{167 \cdot 010}{13 \cdot 960} - \frac{10 \cdot 445 \cdot 000}{327 \cdot 040} = 11,95 - 32 = -20,05 \text{ kg/cm}^2;$$

Zusammenfassung der Spannungen:

Fuge	mit Rücksicht auf die Ausrüstungsspannungen				ohne Rücksicht auf die Ausrüstungsspannungen			
	σ_b	σ_{bz}	σ_{ez}	σ_{ed}	σ_b	σ_{bz}	σ_{ez}	σ_{ed}
Scheitel..	100	50,2	2065	1190	49,80	18,5	545	635
Kämpfer.	96,5	57	1650	1178	50	20,05	460	645

Aus vorstehender Gegenüberstellung der Spannungen ersieht man, daß im Beton etwa doppelt so hohe Spannungen unter Berücksichtigung der mehrfach erwähnten Einflüsse sich ergeben, als wenn nach den amtlichen Bestimmungen gerechnet wird. Nimmt man für den Gewölbebeton im Durchschnitt 280 kg/cm² Druckfestigkeit an, so ist die zugrundegelegte Sicherheit (nach den amtlichen Bestimmungen berechnet) = 280 : 50 = etwa 5,6fach. Durch den Einfluß der Ausrüstungsspannungen sinkt jedoch die Sicherheit auf $\frac{280}{100} = 2,8$, also auf die Hälfte. Die Eiseneinlagen werden über die Proportionalitätsgrenze beansprucht und erleiden dauernde Formänderungen.

Die ermittelten Spannungen sind außerordentlich ungünstig, trotzdem müssen die Voraussetzungen als zulässig

anerkannt werden, da bei den Gewölbeexpandierungen noch erheblich höhere Werte als 26,7 mm für die gesamten Vergrößerungen der Spannweite in der Scheitellücke gemessen wurden.

Die Spannungsermittlungen zeigen, daß die Gewölbe, die nach dem üblichen Verfahren durch Absenken des Lehrgerüsts ausgerüstet werden, nur noch eine geringe Sicherheit aufweisen, wenn nicht die gesamten Ausrüstungsspannungen einschließlich Ausweichen der Widerlager weitgehend berücksichtigt werden. Besonders groß ist die Gefahr der Rissebildung bei Gewölben kleiner und mittlerer Spannweiten aus Stampfbeton bei geringem Pfeilverhältnis. Erst bei Stampfbetonbrücken von großen Spannweiten und beträchtlicher Pfeilhöhe, wobei die Eigengewichtsspannungen gegenüber den Ausrüstungsspannungen überwiegen, sollte reiner Stampfbeton ohne Bewehrung angewandt werden. Flache Gewölbe mittlerer und großer Spannweiten sollten unbedingt mit Hilfe des Gewölbeexpansionsverfahrens ausgerüstet werden, wodurch vor dem Gewölbeschluß eine Kompression des Baugrundes ermöglicht, also das Ausweichen der Widerlager ausgeschaltet wird. Gibt man sodann dem Beton ausreichend Zeit zum Erhärten, so wird auch der überwiegende Teil des Schwindens, außerdem die elastische Bogenverkürzung unschädlich gemacht.

Auch die Einflüsse des Unterschiedes der Ausrüstungstemperatur gegenüber der mittleren Jahrestemperatur lassen sich ohne Mühe ausschalten dadurch, daß man entsprechend der Verschiebung der Stützlinie bei höherer Temperatur als Jahresmittel die Pressen unter der Mittellinie der Scheitelfuge einbaut, in der kalten Jahreszeit dagegen die Pressen aus der Fugenmitte nach oben verschiebt, und zwar in dem Maße, daß das Temperaturmoment durch die Exzentrizität der Pressen ausgeglichen wird.

Andererseits ist es aber auch unbedenklich bei Gewölben, die mit dem Expansionsverfahren ausgerüstet werden, wesentlich höhere Spannungen zuzulassen, da nach dem Vorher-

gehenden alle mehr oder weniger unberechenbaren Einflüsse mit Ausnahme des Schwindens im höheren Alter ausgeschlossen werden. Letztere Erscheinung ist aber mit Rücksicht auf die ständig zunehmende Festigkeit des Betons von geringer Bedeutung.

5. Eingelenkbogen.

Auch bei dem neuerdings empfohlenen Eingelenkbogen — mit Scheitelgelenk — lassen sich die schädlichen Einflüsse eines Ausweichens der Widerlager, des Schwindens und des Unterschiedes der Ausrüstungstemperatur gegenüber dem Jahresmittel nicht beseitigen. Durch das Scheitelgelenk wird lediglich die Stützlinie im Scheitel festgelegt, außerdem werden die Temperaturspannungen um etwa 40 % kleiner. Dagegen werden an den Kämpfern die Ausschläge der Stützlinie nicht vermindert.

Auch beim Eingelenkbogen ist die Expandierung durch Einbau der Pressen unmittelbar hinter den Gelenkquadranten oder Gelenkstühlen möglich. Da jedoch nach der mitgeteilten Berechnung für Bauwerk 20 sich die Temperaturspannungen gegenüber den Ausrüstungsspannungen als wesentlich geringer ergeben, so ist es fraglich, ob bei der vermehrten Sicherheit, die man durch Anwendung des Expansionsverfahrens erzielt, sich noch der Aufwand für die Gelenke bei deren bekannten Nachteilen lohnt. Jedenfalls ist die Erhöhung der Sicherheit durch Einbau eines Scheitelgelenks allein verschwindend gegenüber der bei Anwendung des Expansionsverfahrens.

Nachschrift:

Bei der am 23. Februar 1926 vorgenommenen Expandierung der Verlängerung der Waldstraßenunterführung in Offenbach a. M. wurde eine Spannweitenvergrößerung infolge Ausweichens der Widerlager um 3 mm festgestellt. Das Schwindmaß berechnet sich für den im Mittel 70 Tage alten Eisenbeton Mischung 1 : 4 zu 0,22 mm/m.

DRUCKROHRE AUS EISENBETON, AUSFÜHRUNG UND VERSUCHE.

Von Professor Dr.-Ing. R. Saliger, Wien.

Beim Ausbau mehrerer kleiner Wasserkraft im Steinfeld, einer südlich von Wien bis zum Fuß des Semmerings sich erstreckenden schwach geneigten Ebene, ergab sich die Notwendigkeit langer Druckrohrleitungen, deren Ausführung nach reiflicher Überlegung in Eisenbeton beschlossen wurde.

Das von der Stadtgemeinde Wiener Neustadt erbaute Kraftwerk Föhrenwald erforderte ein 1720 m langes Druckrohr von 2,30 m Lichtweite, das bei dem vom Einlauf bis zur Turbine auf rd 2 at ansteigenden Druck in Wanddicken von 16 bis 22 cm geplant wurde (Abb. 1). Das Rohr liegt in der Erde und ist auf seine ganze Länge 1 m überschüttet. Wanddicke und Ringbewehrung sind für die verschiedenen Belastungen, wie Erddruck, Wasserfüllung ohne Scheiteldruck und Volldruck, und für verschiedene Lagerungen berechnet.

Im Anschluß an diese Untersuchungen war die Frage zu klären, ob und welche Dehnmöglichkeiten in der Rohrleitung zu schaffen seien. Aus dem auf Wunsch der Stadtverwaltung von mir erstatteten Gutachten sei folgendes mitgeteilt.

Die gestellte Frage steht im Zusammenhang mit der Bauart des Rohrs und mit der Ausführung des Rohrstranges. Die wichtigste hier in Betracht kommende Eigenschaft des Betons ist seine Schwindung. Kann sich die Verkürzung nicht ungestört vollziehen, so entstehen Zugkräfte. Überschreiten diese die Zugfestigkeit des Betons, so zerreißt er an den widerstandsschwächsten Stellen. Es entstehen Risse oder wilde Fugen. Brücken und Hochbauten werden aus diesem Grund durch Dehnfugen in kurze Teile zerlegt, in denen die aus der Schwindung entstehenden Längskräfte nur bescheidene Größe annehmen. Die Dehnfugen dienen auch zum Aus-

gleich der von der Wärme herrührenden Längenänderungen des Bauwerks.

Trotz dieser Maßnahmen gelingt es wegen der geringen Zugfestigkeit des Betons fast niemals, vollkommen rißfreie Bauwerke aus Eisenbeton zu erzielen. Diese Risse sind aber

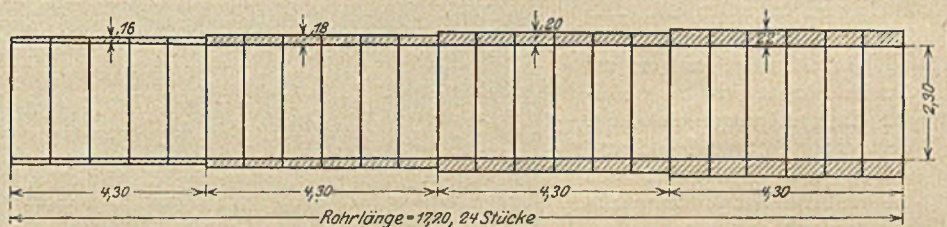


Abb. 1. Druckrohr fürs Kraftwerk Föhrenwald.

bei jeder guten Ausführung so fein, daß sie die dauernde Bestandsicherheit nicht schädigen.

Wesentlich ist, daß die Risse ganz fein bleiben; dies wird durch über den ganzen Querschnitt verteilte Eiseneinlagen erreicht, wodurch die Entstehung einzelner weniger, aber grober Risse vermieden und die Rißbildung auf die ganze Bauwerklänge verteilt und unschädlich wird.

Diese Überlegung ist mit der Tatsache zu verbinden, daß die Schwindung in den ersten Monaten der Erhärtung am größten ist und später nur noch verhältnismäßig wenig zunimmt. Den ersten größern Teil der Schwindung aus dem Rohrstrang auszuschalten, erscheint daher von erheblichem Vorteil, der in folgender Weise nutzbar gemacht wird.

Der ganze Rohrstrang von 1720 m Länge ist in 24 Teilstücke von je rd 72 m Länge zu zerlegen (Abb. 1) und in der aus der Abb. 2 ersichtlichen Weise längs zu bewehren. Die Be-

tonierung jedes Rohrstückes von 72 m Länge hat in der Mitte zu beginnen, um in einem Zug nach beiden Seiten fortgesetzt zu werden. Ein Rohrstück kann daher in drei Arbeitsschichten hergestellt werden. Nach den Arbeitspausen ist der Beton des Vortages aufzurauchen und mit Zementmilch zu bestreichen, damit das ganze Rohrstück einheitlich wird. Auf dem fertigen

wendige Längsbewehrung. Da die Zugkräfte von der Mitte des Rohrstückes gegen die Enden abnehmen, ist auch die

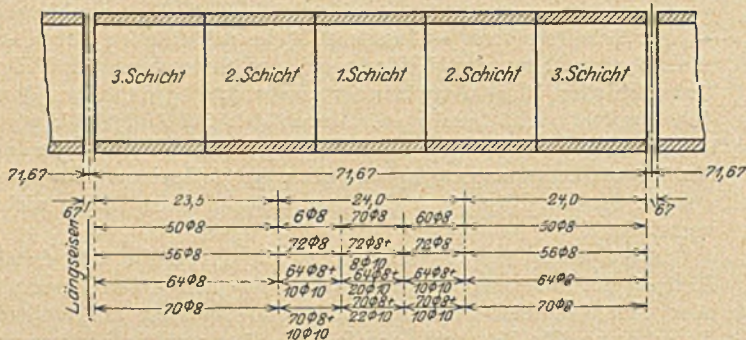


Abb. 2. Längsbewehrung eines Teilstücks.

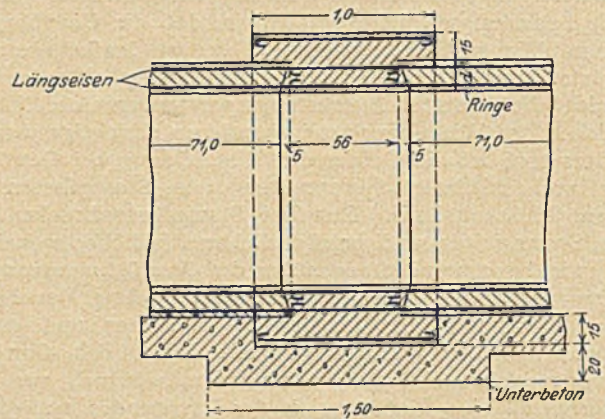


Abb. 3. Schlußring zwischen zwei Teilstücken des Rohrstrangs.

Rohrstück ist, sobald die Erhärtung des Betons es zuläßt, eine Erdschicht von etwa 10 cm Dicke aufzubringen, die wiederholt

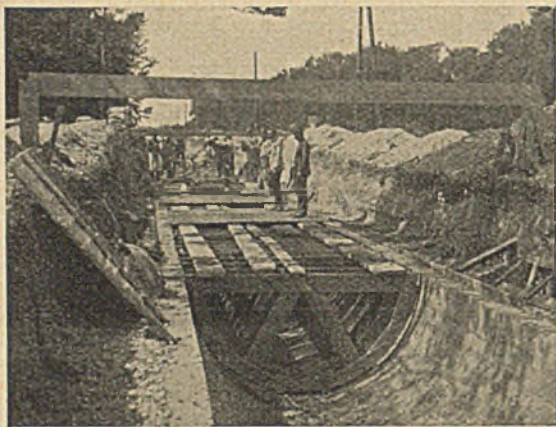


Abb. 4. Unterbeton des Rohrstrangs.



Abb. 5. Bewehrung des Druckrohrs.

kräftig zu begießen ist. Die Betonmischung wurde mit 350 kg Zement auf 1 m³ Sandkiesmenge in sorgfältiger Auswahl vorgeschrieben. Von einer fettern Mischung wurde mit Rücksicht auf die größere Schwindung abgeraten, ebenso von jedem das unbedingt Notwendige überschreitenden Wasserzusatz. Die Reihenfolge der Betonierung der Teilstücke ist beliebig.

Auf die Wiedergabe der Einzelheiten der Längsbewehrung jedes Rohrstückes und ihrer Berechnung wird hier nicht weiter eingegangen. Es sei nur erwähnt, daß die aus der Schwindung und der Reibung am Unterbeton

entstehenden Längskräfte aufzunehmen waren einerseits durch die Zugfestigkeit des Betons (zulässige Beanspruchung 10 kg/cm²), andererseits durch die Längseisen allein (zulässige Spannung bis nahe zur Streckgrenze 2400 kg/cm²). Hieraus ergab sich die mögliche Länge der Rohrstücke (rd 72 m) und die not-



Abb. 6. Ausgeführte Teilstücke mit offenen Dehnfugen.

Bewehrung in der Mitte kräftiger geplant worden; sie ergab sich mit 37 bis 52 cm² je nach der Dicke der Rohrwand. Als Mindestbewehrung wurden 0,2 % des Querschnitts vorgeschrieben.

Zwischen den 72 m langen Rohrstücken wurden Lücken von etwa 60 cm Länge zugelassen, in die die benachbarten Längsbewehrungen hineinragten und endeten. Die Rohrstücke sind also ganz unabhängig von einander; sie lagern auf dem durchgehenden Betonbett auf. Dieses ist an den Lücken verdickt.

Nach der Betonierung sämtlicher 24 Rohrstücke,

frühestens aber 6 Wochen nach ihrer Herstellung, erfolgte die Ausführung der Schlußteile gemäß der Abb. 3. Die Schlußteile sind wie das Rohr ringbewehrt und längsbewehrt. Für die geplanten Schlußstücke war besondere Sorgfalt am Platz.

Die volle 1 m Überschüttung der Rohrstücke sollte unmittelbar nach Einfügung der Schlußteile, die Überdeckung der Schlußteile sobald als möglich erfolgen.

Durch diesen Arbeitsvorgang war beabsichtigt, daß in den Rohrstrang nur mehr die Schwindspannungen gelangen, die aus der dem Einfügen der Schlußteile folgenden Schwindung entstehen; diese bewegen sich in bescheidenen Grenzen.

Die Füllung des Rohrstrangs mit Wasser sollte drei bis vier Wochen nach Fertigstellung der Schlußteile erfolgen und damit die Reißgefahr überwunden sein. Denn nunmehr begann

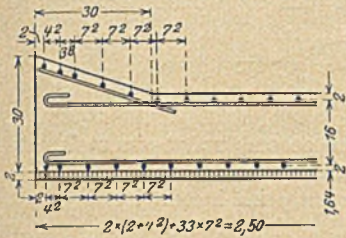


Abb. 7. Längenschnitt der Versuchsrohre I und III.

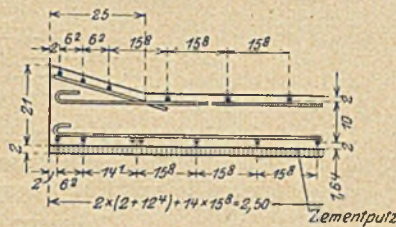


Abb. 8. Längenschnitt des Versuchsrohrs II.

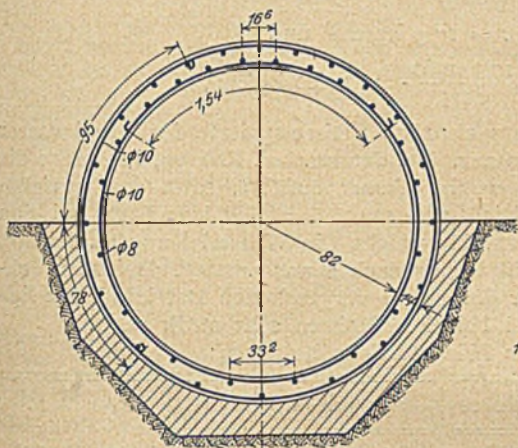


Abb. 9. Querschnitt der Versuchsrohre.

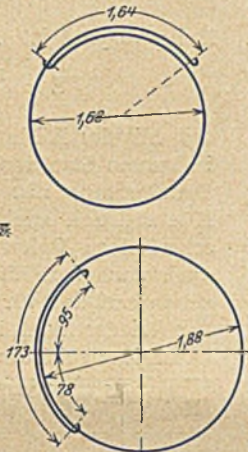


Abb. 10. Ringbewehrung der Versuchsrohre.

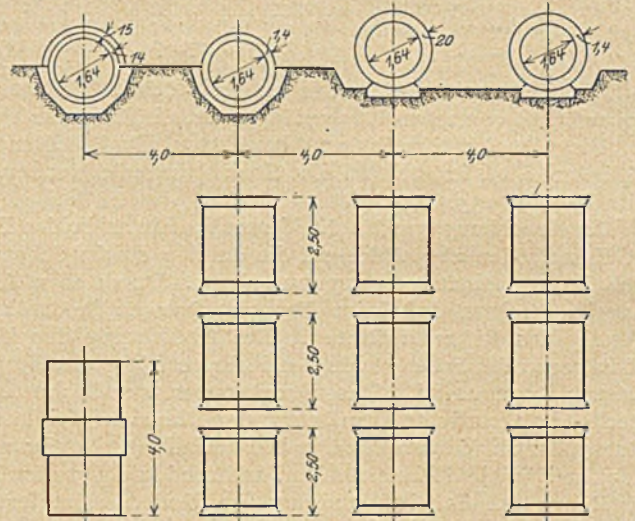


Abb. 11. Anordnung der Versuchsrohre.

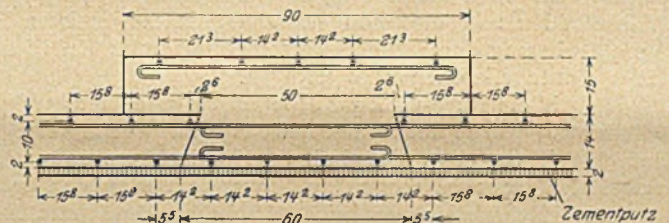


Abb. 12. Muffe des Versuchsrohrs IV.

der Beton durch Wasseraufnahme zu quellen, und es stellte sich ein spannungsschwacher Zustand ein, der keine Neigung zur Reißbildung erwarten läßt.

Die aus den Wärmeänderungen entstehenden Längsspannungen sind von untergeordneter Bedeutung und werden von der Mindestbewehrung (0,2 %) aufgenommen, auch in den Schlußteilen.

Die Ausführung des Rohrstranges wurde nach diesen Vorschlägen von den Wiener Bauunternehmungen Ast & Cie. und A. Porr bewerkstelligt (Abb. 4—6). Die Betonierung erfolgte im Sommer und Herbst 1921, die Inbetriebsetzung des Kraftwerks im Jahr 1922. Die Herstellung des Rohrs ist vollständig gelungen.

Nach dem gleichen Arbeitsvorgang und denselben Grundsätzen für die Zerlegung des Rohrstrangs in einzelne Stücke mit Längsbewehrungen und mit durch Schlußteile zu schließenden Lücken ist das Druckrohr für das Kraftwerk Blumau im Herbst 1922 und Frühling 1923 hergestellt. Bauherrin war die Staatsverwaltung, die ausführenden Betonbauunternehmen wie im Föhrenwald Ast & Cie. und A. Porr. Das Rohr hat eine Lichtweite von 1,60 m und 14 bis 24 cm Wandstärke. Die Gesamtlänge des Rohrstrangs beträgt 4,50 km, der Innendruck wächst vom Einlauf bis zur Turbine auf 28 m Wasserhöhe. Die Rohrstücke haben 91 m Länge und sind mit 0,29 bis 0,40% längsbewehrt. Bei diesem Bau sind umfangreiche Versuche an Proberohren mit Innendruck bis zum Bruch ausgeführt worden.

Die Versuche wurden im Einvernehmen mit dem Berichterstatter vom mit der staatlichen Bauoberleitung betrauten

Ministerialrat Dr.-Ing. K. Söllner eingeleitet und der Durchführung plan gemeinsam mit Prof. Dr. Rinagl von der bautechnischen Versuchsanstalt der Technischen Hochschule aufgestellt. Die Versuchseinrichtungen wurden von der genannten Versuchsanstalt entworfen, welche auch die zum Abschluß der Rohre erforderlichen Kesselböden, die Feinmeßwerkzeuge und eine elektrisch antreibbare Doppelkolbenpreßpumpe unentgeltlich zur Verfügung stellte. Die Kosten für die Versuche wurden in der Hauptsache von der „Kraftwerke Blumau Gw. A.“ getragen; den Zement (10 000 kg) stellte die Perlmooser

Zementfabrik A. G. zur Verfügung, und die übrigen Kosten wurden durch Geldspenden seitens der Wasserkraftgesellschaften und von den Bauunternehmungen gedeckt.

Zur Prüfung gelangten 10 Rohre von je 1,64 m Innendurchmesser in vier Reihen. Die Rohre der Reihen I, III und IV besaßen Wandstärken von 14 cm mit Ringbewehrung von je 12,5 cm² auf 1 m Länge (Abstand der Ringe 15,8 cm, Gewicht der Ringbewehrung 58 kg für 1 m Rohrlänge, Abb. 7), die Rohre der Reihe II hatten 20 cm Wandstärke mit einer Ringbewehrung von je 27,4 cm² auf ein Meter Länge (Abstand der Ringe 7,2 cm, Gewicht der Ringbewehrung 131 kg für 1 m Rohrlänge, Abb. 8). Alle Ringe bestanden aus Rundestisen von 10 mm Stärke, die an der Innen- und Außenseite der Rohre gemäß Abb. 9 und 10 mit Übergriffen eingelegt wurden.

Die Längsbewehrung bestand aus 8 mm dicken Rundestisen, und zwar bei den Rohren der Reihe I aus 40, der Reihe II aus 76 Stück, gleichmäßig außen und innen verteilt, der Reihen III und IV aus je 40 Stück nach der in Abb. 9 dargestellten Verteilung.

Die Herstellung der Versuchsrohre erfolgte auf dem Werkplatz in der Nähe der ausgeführten Druckrohrleitung in der aus der Abb. 11 ersichtlichen Anordnung. Von den Reihen I, II und III gelangten je 3 Versuchsrohre von 2,5 m Länge, von der Reihe IV ein Doppelrohrstück, bestehend aus 2 mit einer Muffe gestoßenen Rohrteilen (Abb. 12) von zusammen 4 m Länge, zur Herstellung und Erprobung.

Der Zuschlagstoff war ein natürliches Sandkiesgemenge, das Mischverhältnis war 350 kg Zement auf 1 m³ fertig-

gestampften Beton. Der Wasserzusatz wurde so bemessen, daß ein weiches Betongut entstand. Die Rohre wurden mit glatt geschliffenem Zementputz versehen, dessen Stärke etwa 2 cm war, so daß der Lichtdurchmesser der Rohre 1,6 m betrug. Das Rohr Ic war mit Inertol gestrichen. Die Lagerung der Proberohre ist aus den Abb. 9 und 11 ersichtlich.

Proberohr	Betonierung	Verputz	Erprobung
Reihe I	26. 6. bis 3. 7. 1923	8. bis 13. 7.	18. 10. bis 22. 11. 1923
„ II	„ „ „	12. „ 20. 7.	5. bis 15. 11. „
„ III	„ „ „	3. bis 6. 7.	25. 10. bis 1 11. „
„ IV	„ „ „	16. „ 23. 7	24. 10. 1924

Die Festigkeit des Betons an 20 Stück 6 Monate alten Probewürfeln von 20 cm Kantenlänge wurde i. M. mit 210 kg/cm², die Biegedruckfestigkeit an bewehrten Probekörpern mit 388 kg/cm² i. M. festgestellt. Die Streckgrenze der verwendeten Eisen lag bei 2550 kg/cm².

Zur Erprobung wurden die Versuchsrohre an beiden Enden mit Kesselböden abgeschlossen, die durch 9 starke Schraubenspindeln gegeneinander verspannt waren. Durch diese Anordnung ist erreicht, daß keine Beanspruchungen in der Längsrichtung des Rohrs auftreten. Die Abdichtung der Kesselböden gegen die Innenwände der Rohre erfolgte durch 15 mm starken Rundgummi. Das Druckwasser stand durch entsprechend angeordnete Ventile mit der Blumauer Trinkwasserleitung oder mit der Preßpumpe in Verbindung. Den jeweiligen Druck zeigte ein Manometer an, während die Formänderung der Rohre am Scheitel und an den beiden Kämpfern mit Bauschingerschen Spiegelmessern bestimmt wurde.

Infolge der Anordnung der Proberohre konnte die Überstellung der mehr als 1000 kg schweren Abschlußeinrichtungen (Kesselböden und Verbindungsstangen) in den meisten Fällen ohne Zerlegung durch bloße Verschiebung unter Zuhilfenahme eines Montageflaschenzuges erfolgen.

Sobald ein Rohrstück probebereit lag und bis zum Scheitel gefüllt war, wurde der Druck nach und nach gesteigert. Nach dem Erreichen etwa der halben Nutzlast wurde entlastet, wobei sich jedesmal erhebliche bleibende Dehnungen ergaben.

Zur Höchstbelastung reichte bei den schwächern Rohren der Druck der Wasserleitung in der Regel aus, während bei den starken die Pumpe herangezogen werden mußte. Die Steigerung des Drucks erfolgte derart langsam, daß eine Abpressung etwa eine Stunde in Anspruch nahm. Einzelne Versuche mußten wiederholt werden, weil bei den höhern Drücken die Dichtung zuweilen versagte.

Bei steigendem Innendruck entstanden in allen Rohren Längsrisse, meist über die ganze Rohrlänge; gewöhnlich traten sie im Kämpfer auf, aber auch im Scheitel und in den Rohrvierteln; manchmal bildeten sich 2 und auch 3 knapp nebeneinander. Feuchte Stellen zeigten sich in der Regel zwischen 3 bis 3,5 at; beim mit Inertol gestrichenen Rohr wurden sie

bei 3,7 at beobachtet. Das Muffenrohr (Reihe IV) zeigte bei 4,6 at einen feinen Sprung nächst der Muffe ohne nennenswerten Wasseraustritt.

Die bei den Rohren I (Wanddicke 14 cm) unter einem Innendruck von p = 3 at gemessene Ausweichung betrug im Mittel Δd = 0,086 mm bei einem mittlern Rohrdurchmesser von d = 1780 mm. Mit n = 10 ergibt sich hierbei eine mittlere Zugspannung von $\sigma = \frac{80 \cdot 3 \cdot 100}{14 \cdot 100 + 10 \cdot 12,5} = 15,7 \text{ kg/cm}^2$.

Unter der Voraussetzung, daß der Sattel die Dehnung des Rohrs nicht gehemmt hat, muß das Dehnmaß des Betons betragen:

$$E = \frac{\sigma}{\frac{\Delta d}{d}} = \frac{15,7 \cdot 1780}{0,086} = 325\,000 \text{ kg/cm}^2$$

Die bei den Rohren II (Wanddicke 20 cm) unter einem Innendruck von 3 at gemessene Ausweichung betrug im Mittel Δd = 0,049 mm. Die mittlere Zugspannung im Beton ist

$$\sigma = \frac{80 \cdot 3 \cdot 100}{20 \cdot 100 + 10 \cdot 27,4} = 10,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = \frac{10,5 \cdot 1780}{0,049} = 383\,000 \text{ kg/cm}^2$$

Bei p = 5 at ist $\sigma = 17,5 \text{ kg/cm}^2$ und

$$E = \frac{17,5 \cdot 1780}{0,115} = 270\,600 \text{ kg/cm}^2$$

Mit der Bildung sichtbarer Risse spritzte das Druckwasser in kurzen Strahlen aus. Bei den starken Rohren, in welche die Druckpumpe nur wenig Wasser zuführt, sank der erreichte Höchstdruck sogleich auf etwa 6 at, während er bei den schwächern Rohren, für welche die Wasserleitung ausreichte, auch nach der Rißbildung noch etwas anstieg. Beim Zurückgehen auf den für die Rohre vorgesehenen Betriebsdruck ließ der Wiederaustritt bei allen Rohren sehr stark nach.

Die erreichten Höchstdrücke betragen:

Rohre	at	Rohre	at	Rohre	at	Rohre	at
Ia	3,7	IIa	8,0	IIIa	3,6	IV	5,5
Ib	3,9	IIb	7,6	IIIb	4,0		
Ic	4,3	IIc	7,8				
i. Mittel aus a) und b)	3,8		7,8		3,8		

Hieraus ist folgendes zu erkennen: Die Anordnung der Längsbewehrung ist ohne Einfluß auf den Druckwiderstand der Rohre. Das Streichen mit Inertol erhöht die Wasserdichtheit und den Innendruckwiderstand der Rohre. Durch Muffen wird der Widerstand der Rohre nennenswert gesteigert, das heißt, die Muffen in der beim Bau gewählten Ausführung (Abb. 3) bilden Verstärkungen der Rohre.

Die Zugbeanspruchung der Ringbewehrung unter dem mittlern Höchstdruck von 3,8 at beträgt bei den Rohren I und III (14 cm dick) im Mittel 2500 kg/cm², bei den Rohren II (20 cm dick) 2350 kg/cm² bei Vernachlässigung des Betonzuges. Unter der Annahme, daß der Beton mitwirkt, beträgt die Zugspannung im Beton der Rohre I und III 23 kg/cm², im Beton der Rohre II 28 kg/cm². Hieraus ergibt sich, daß die Ausnützung der Festigkeit der Ringbewehrung höher wurde, wenn die Zugbeanspruchung des Betons kleiner war. Und weiter, daß die Widerstandsfähigkeit der Rohre gegen Innendruck erschöpft ist, wenn die Beanspruchung der Ringbewehrung in die Nähe der Streckgrenze steigt.

Die Sicherheit der Rohre ist durch das Verhältnis der Streckgrenze zu der unter dem Betriebsdruck zulässigen Beanspruchung der Eisen (rd 900 kg/cm²) und in gewissem Maße durch die Größe der auftretenden Betonzugspannung begrenzt. Bei der ausgeführten Druckrohrleitung ist die durch den Versuch festgestellte Sicherheit eine 2,7fache.

Formänderungen in 1/1000 mm.

Rohr	Druck in at	Hebung des Scheitels		Ausweichen der Kämpfer	
		Einzelwerte	Mittel	Einzelwerte	Mittel
I	1,5	6 bis 9	7	14 bis 17	16
	2,0	12 „ 19	16	35 „ 43	38
	2,5	19 „ 31	26	50 „ 69	61
	3,0	28 „ 40	36	72 „ 94	86
	3,5	36 „ 51	47	105 „ 142	130
II	2,0	11 bis 14	12	23 bis 25	24
	3,0	25 „ 31	28	48 „ 50	49
	4,0	40 „ 52	46	75 „ 83	79
	5,0	70 „ 76	73	114 „ 116	115
	6,0			149 „ 163	156

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton.

29. Einsturz einer Eisenbetondecke.

In einer größeren Stadt wurde eine Fabrik in Eisenbeton neu gebaut, dazu gehörte ein großer Raum für Holzbearbeitung von 1500 m² Grundrißfläche. Letztere wurde durch rechteckige Eisenbetonsäulen in einzelne Felder geteilt; in der Westostrichtung standen die Säulen in Entfernungen von 8 m und senkrecht dazu in Entfernungen von 7,5 m. Über den Säulen lagen in der Westostrichtung kräftige Unterzüge in etwa 4,30 m Lichthöhe, zwischen diesen in Abständen von 2,67 m waren Querträger aus Eisenbeton eingelegt, die vorher fertiggestellt waren und vor dem Betonieren der Unterzüge hochgewunden und eingelegt wurden. Darüber war ein flaches Eisenbetondach mit mehreren langen Oberlichtkästen. Das Betonieren der Säulen fand zwischen dem 9. und 20. März während sehr ungünstiger Witterung statt, da von seiten des Bauherrn stark auf eine baldige Fertigstellung des Bauwerks gedrängt wurde. Am 9. März war 1° Kälte; es blieb Frost bis zu -3° am 19. März. Der Boden war also gefroren und taute während der wärmeren Stunden tagsüber nicht auf. Während des Betonierens am 20. März herrschte +3° als niedrigste und +16° als höchste Luftwärme; nach den Eisenbetonbestimmungen von 1916 durfte somit betoniert werden. Am 21. März war wiederum -1°, ebenso am 22. März, am 24. und 25. März waren -5°, so daß während der Abbindezeit der Beton unter der Kälte gelitten haben muß. Am 11. und 12. April wurden die Unterzüge an der in Betracht kommenden Stelle betoniert. Die seitliche Schalung der Säulen und der Unterzüge ist frühzeitig weggenommen worden. Der Vertreter des Bauherrn machte den Bauführer A darauf aufmerksam, daß die in den Plänen mit E bezeichnete Säule, die übrigens eine kräftige Aussparung zum Einlegen eines Regenrohres hatte und am 20. März hergestellt war, offenbar schlecht betoniert war. Das Gefüge war sehr grobkörnig und die Hohlräume zwischen den groben Kieselsteinen waren nicht mit Beton ausgefüllt; die beiden äußeren Rundeisen der Säule lagen ganz frei; die beiden inneren waren sichtbar; einzelne Kiessteine ließen sich mit der Hand losbröckeln. Der Bauleiter B wurde außerdem auf eine schadhafte Stelle am Kopfe einer anderen Säule aufmerksam gemacht. Zwei Tage später waren diese schlechten Stellen ausgebessert. Inzwischen war auch die Decke betoniert, und man hatte zur Beförderung der nötigen Baustoffe Gleise und Drehscheiben darauf gelegt, auf denen Kieswagen geschoben wurden. Mit der Ausschalung der Unterzüge wurde etwa am 23. April, also viel zu früh begonnen. Nach den Bestimmungen dürfen wohl die seitlichen Schalungen nach drei Tagen beseitigt werden, nicht aber die unteren tragenden Bohlen und ihre Unterstützungen. Hier nahm man aber auch die Stützen heraus und stellte dann neue Notstützen darunter, weil man eben auch die Balkenbodenschalung, offenbar behufs baldiger Wiederbenutzung, herausbringen wollte. Als der Baupolizeibeamte dies erfuhr, ließ er das Ausschalen einstellen. Trotzdem wurde weiter ausgeschalt, und als dies dem Baupolizeibeamten bekannt wurde, veranlaßte er wenigstens, daß das nachträgliche Einsetzen der Notstützen sachgemäß vorgenommen wurde, als der Polier es bis dahin ausgeführt hatte. Nach Aussage des Poliers war am Nachmittage des Unfalltages der in Betracht kommende Unterzug vorschriftsmäßig neu gestützt.

Am 25. April nachmittags, als von vielen Arbeitern am Boden der Halle und auf dem Dache gearbeitet wurde, bemerkten mehrere Leute erst an einer Säule und gleich darauf auch an mehreren anderen, daß der Beton in etwa 50 cm Höhe losbröckelte, daß die Eisen sichtbar wurden und sich nach außen herausbogen. Ein Zimmerpolier versuchte noch im letzten Augenblick Notstützen zu setzen, als man bemerkte, daß auch schon die Decke in Bewegung kam. Auf einen lauten Warnungsruf stürzte alles ins Freie; nur zwei Arbeiter konnten sich nicht mehr rechtzeitig retten und wurden verletzt, davon einer so schwer, daß er kurz darauf gestorben ist. Im ganzen waren etwa 12 Säulen und rund 800 m² Decke eingestürzt; als erste war die oben genannte Säule E zusammengebrochen, obgleich sie schon 37 Tage alt war. Nach dem Einsturz hielt man es für ratsam, etwa 20 der stehen gebliebenen Säulen zu entfernen und durch neue zu ersetzen; die darüber befindliche Decke ist dabei nicht eingestürzt, da man nunmehr natürlich für eine ausreichende Unterstüttung der tragenden Balken gesorgt hatte. Die nach dem Unfall durch die Behörden angestellten Erhebungen ergaben wie üblich kein ganz einheitliches Bild der Vorgänge. Der Kies sei humushaltig gewesen, der Zement nicht ganz einwandfrei, die Art der Ausschalung zu rücksichtslos usw. Ein sehr angesehener Fachkenner, der am 27. April die Unfallstelle besichtigte, hat wohl das Richtige getroffen, wenn er sagte: Die Säulen haben erfrorene Füße. Der gerichtliche Sachverständige erstattete ein längeres Gutachten, dem die obige Schilderung der Vorgänge vor dem Einsturz hauptsächlich entnommen ist, und kommt zu dem Schluß, daß der mangelhafte Ersatz der Balkenstützen den Einsturz zeitlich verursacht habe; daß der Kies zwar nicht ganz einwandfrei gewesen sei, aber doch Festigkeiten liefern mußte, die nicht zum Einsturz führen durften, und daß der Arbeitsvorgang beim Betonieren mangelhaft war. Die Säulen waren beim Zusammenbruch nicht in normaler Weise zersplittert, sondern in Kies- und Sandkörner zermalmt; der Beton war somit schlecht erhärtet. Aber auch dies hätte nicht zum Einsturz führen können, wenn nicht gleichzeitig die wechselnden Eigen-

schaften und die geringe Zuverlässigkeit des Zements und die ungünstigen Witterungsverhältnisse als Hauptursache des Einsturzes wirksam gewesen wären.

Angeklagt wurden der Bauführer A, der Bauleiter Ingenieur B, beide Vertreter der Unternehmerfirma, und der technische Vertreter des Bauherrn, Architekt C. Die Anklageschrift führt als Hauptursache die zu frühzeitige Ausschalung an, dadurch sei die besonders schlecht hergestellte Säule E zusammengebrochen und habe infolge Fehlens der Unterstüttung der anschließenden Deckenträger den Einsturz der übrigen Teile nach sich gezogen. Bei der Gerichtsverhandlung sagte der bereits erwähnte Sachverständige aus, die Witterung sei ungünstig gewesen, trotzdem habe der Beton, auch nach Abrechnung der vielleicht allzu kalten Tage, Zeit zum Erhärten gehabt. Die Ausschalung der Säulen sei nicht zu frühzeitig erfolgt, wenn gleichzeitig die Decke durch Anbringen einer Stüttung gesichert worden sei; dann hätte das Einstürzen einer Säule noch nicht den Zusammenbruch der Decke verursachen können, weil durch die Stüttung noch genügend Halt dafür vorhanden gewesen wäre.

Das Gericht sprach die drei Angeklagten kostenlos frei.

Zur Begründung wurde angegeben, daß der Beton der Säule E zwar schlecht gewesen sei, doch sei gegen die Zuschlagstoffe und die Betonbereitung an sich nichts einzuwenden. Die Ausschalung sei zwar vor Genehmigung der Baupolizei begonnen, doch habe man die Sicherungsstützen dann nach Anordnung des Vertreters der Baupolizei eingesetzt. Beim Ausschalen selbst sei man bauwidrig verfahren. Der Unfall sei durch Zusammentreffen mehrerer Umstände, deren hauptsächlichste nicht aufzuklären seien, herbeigeführt. Der Amtsanwalt legte gegen das Erkenntnis des Schöffengerichts sogleich Berufung ein, die aber drei Jahre später vom Staatsanwalt zurückgezogen worden ist.

L. — M.

Neuerungen im Soliditit-Betonstraßenbau.

Die Verwendung des Solidititbetons im Straßenbau hat im letzten Jahre weitere Fortschritte gemacht. Seine wesentlichen Vorteile: Ribfreiheit, Fugenlosigkeit und Rauigkeit der Oberfläche haben mit wachsendem Erfolg das Vorurteil gegen die alten Betonstraßen verdrängt. Auf zahlreichen Besichtigungsreisen, insbesondere nach Belgien, wurde der eindeutige Nachweis geliefert, daß die Soliditit-Betonstraßen langjährigen stärksten Mischverkehr unbeschadet ihrer Haltbarkeit und Lebensdauer aufzunehmen vermögen, und daß der geringe Verschleiß nur mit bestem Granitpflaster verglichen werden kann.

Über das Wesen der Soliditit-Bauweise ist in dieser Zeitschrift wiederholt berichtet worden. Als wesentliche Neuerung ist zu vermerken, daß die Blocknähte, „Fugen“, gegenwärtig in Entfernungen bis zu 25 m ausgeführt werden. Auf diese Weise war es auf der Venloer Straße in Düsseldorf, der Zufahrtsstraße zur Gesolei, möglich, Blöcke von 250,0 m² Größe ohne irgendwelche Trennungen herzu-



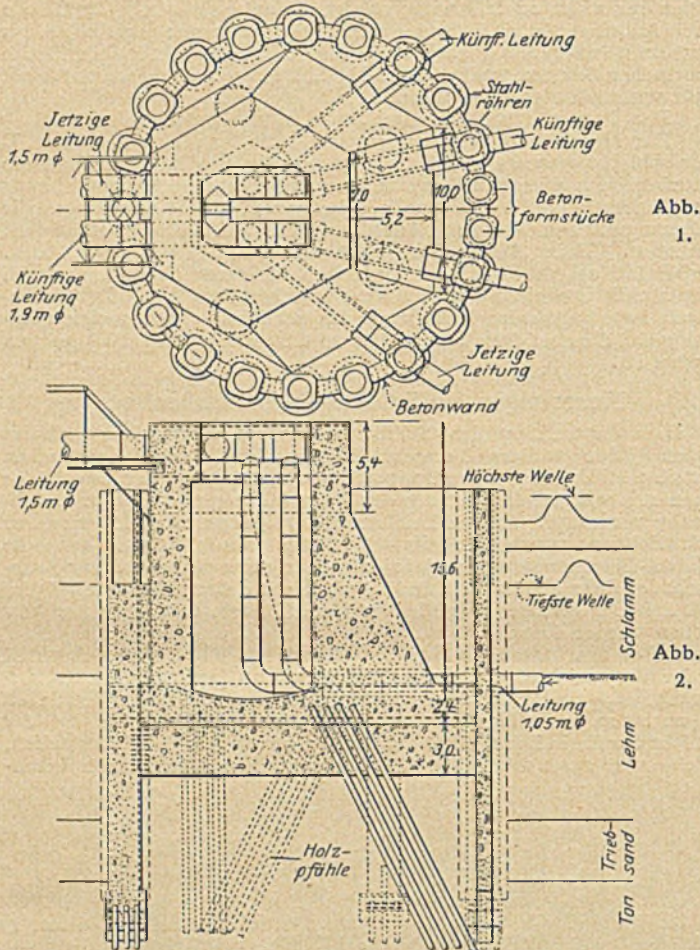
zustellen. Der Zustand dieser Straße ist ungeachtet der erheblichen Temperaturunterschiede bisher durchaus einwandfrei geblieben und läßt erwarten, daß größere Nahtentfernungen in Zukunft die Regel bilden werden. Durch fortgesetzte Verbesserung des Solidititzementes ist es außerdem gelungen, die Zugfestigkeit desselben erheblich zu verbessern, so daß die Gefahr der Ribbildung immer geringer wird.

Diese Erfolge haben es mit sich gebracht, daß sich dem Verfahren weitere Gebiete erschlossen. Solidititbefestigungen auf Schlachtviehhöfen und in Krankenhausanlagen folgten jene auf Flugplätzen und in ausgedehnten Schuppenanlagen. Bei allen diesen Konstruktionen kam es auf die Erfüllung zahlreicher hygienischer und technischer Forderungen an, die mit Hilfe des vorliegenden Verfahrens einwandfrei bewältigt werden konnten. Zum großen Teil handelte es sich hierbei um Anlagen, bei denen die früheren Befestigungsarten sowohl in gesundheitlicher wie auch in wirtschaftlicher Beziehung wenig befriedigt hatten.

Vielfach wird von einzelnen Behörden auf das mit dem Stempel des Auslands versehene Soliditätspatent verwiesen und die Befürchtung ausgesprochen, daß deshalb größere Beträge ins Ausland abgeführt werden müßten. Diese Auffassung widerspricht nicht nur den Tatsachen, sondern darüber hinaus ist das Verfahren von der Deutschen Solidität-Centrale in Köln soweit verbessert und unseren deutschen Verhältnissen angepaßt worden, daß es heute als rein deutsches Verfahren, mit deutschem Material, von deutschen Maschinen verarbeitet, angesprochen werden muß.

Trennungspfeiler für die Wasserleitung von San Francisco.

Die künftige Hetch-Hetchy-Wasserleitung für San Francisco hat am Übergang der vier Dükerrohre von 1,05 m Weite unter der Meeresbucht in die zwei Brückenrohre von 1,90 m Weite einen Trennungspfeiler erhalten, der die wagerechten Kräfte aus diesen ver-



chiedenartigen Bauteilen bei allen Betriebsverhältnissen aufnehmen muß. Vorerst sind nur eine Zuleitung von 1,05 m und eine Ableitung von 1,5 m ausgeführt. Der Bau des Pfeilers begann mit dem Eintreiben von 526 Tragpfählen, davon 64 in der Neigung 1:2, bis rd 12 m unter die Pfeilerunterkante, um die spätere Umschließung nicht zu sprengen, mit 0,75 und 0,90 m Mittenabstand, dann folgte die Umschließung mit 21 Stahlrohren von 2,4 m Länge und 2,9 m Weite, auf einem Kreise von 22 m Dmr. gleichmäßig verteilt, mit Betonausfüllung und 0,9 m starken Verbindungswänden aus Beton zwischen eisernen Spundwänden, endlich der Aufbau des Betonpfeilers auf einer 3 m starken Betongrundplatte (Abb. 1 u. 2). Aus den Stahlrohren wurde der Schlamm-, Sand- und Lehmboden zum Teil mit Wasserspülung ausgepumpt, dann in den Grund jeder Röhre 9 Tragpfähle, nach einer Lehre verteilt, eingetrieben und darüber der Kern in Betonformen von 2 x 2 m Grundfläche und 13 cm Wandstärke ausbetoniert. Nach dem Erhärten des Betons wurden die Stahlrohren, mit Zurücklassung eines 1,65 m langen Fußringes, mittels eines Prahms von 100 t (je 900 kg) Auftrieb herausgezogen, wobei der Prahm durch einseitiges Tiefziehen und plötzliches Loslassen ruckweise arbeitete, trotzdem aber für manche Röhren bis zu vier Stunden brauchte. Zwischen diese Betonsäulen wurden stählerne Spundwände auf die gleiche Tiefe eingetrieben, der 0,9 m weite Zwischenraum ausgebagert und unter Wasser ausbetoniert. Innerhalb dieser Umschließung wurde der Schlamm- und der Lehmboden um die Pfahlköpfe ausgepumpt und hierauf eine 0,3 m starke Steinschüttung und eine 3 m starke Betongrundplatte unter Wasser in dreitägiger ununterbrochener Arbeit eingebracht. Nach deren Abbinden zeigte sich die ganze Umschließung von rd 75 m Umfang und 13 m Tiefe unter Ebbspiegel beim Abspumpen vollkommen dicht und der sechseckige Pfeiler, der

gegen die Hauptzugrichtung einseitigen Anlauf bekam (Abb. 1), konnte im Trockenen auf einer bewehrten Grundplatte (Abb. 3) fertiggestellt werden. Die Gesamtbetonmenge war rd 3700 m³, wovon rd 700 m³ unter Wasser eingebaut wurden. (Nach Engineering News-Record vom 18. März 1926, S. 434—436 mit 6 Abb.) N.

Wasserwirtschaft in Sardinien.

Ein lehrreiches Beispiel weitgehender Ausnutzung der Wasserkräfte des Landes bildet die Insel Sardinien. Außer an der vielgenannten großen Tirso-Talsperre in aufgelöster Bauweise (vgl. auch Bauingenieur 1924, Heft 23, S. 765) wird das Wasser des Tirso an der nächsten Stufe unterhalb nochmals durch ein Kraftwerk ausgenutzt; am Coghinasflusse im Norden des Landes ist ein Stausee von 280 Mill. m³ Inhalt für ein unterirdisches Kraftwerk von 30 000 PS im Bau, ferner im Gebiet des Flumendosa eine zweistufige Kraftanlage von 30 000 PS, so daß nach Fertigstellung aller Anlagen die sardinische Elektrizitätsgesellschaft über 100 000 PS und 300 Mill. Kilowattstunden jährlich verfügen wird. Die Kraftwerke werden meist unterirdisch an der Sperrmauer angelegt, weil die Geländeverhältnisse sonst lange und teure Druckrohrleitungen erfordern würden, und erhalten zwar lange aber druckfreie Untergräben.

Ebenso bedeutend sind die im Bau oder in Vorbereitung stehenden Bewässerungsanlagen, die teils in Verbindung mit Kraftwerken, teils selbständig (dann mit Staats- und Provinzbeihilfe) in Stauseen bis 400 Mill. m³ Inhalt zusammen 1100 Mill. m³, das ist ein Zehntel der ganzen jährlichen Niederschlagsmenge von Sardinien, werden aufspeichern und bis 80 m³/sec zur Bewässerung von mehr als 100 000 Hektar werden abgeben können. (Nach Ing. Luigi Passerini, Mailand.) N.

Der Frankipfahl.

Eine neue Art der im Boden gestampften Betonpfähle ist in Belgien und Frankreich als Frankipfahl verbreitet (Patentinhaber in Lüttich, Ausführung in Deutschland durch Philipp Holzmann A.-G. in Frankfurt a. M.). Die Futterrohre werden mittels eines Vortreibkopfes am unteren Ende des innersten Rohres eingetrieben, der eingestampfte Beton bekommt einen breiten Fuß und Wülste im Schaft beim Anpassen an die Bohrlochwandungen und gibt dadurch dem Pfahl eine hohe Tragkraft, die den Mehraufwand durch geringeren Pfahlbedarf ausgleicht. N.

Die neue Brücke über den Piave bei Cesana (Belluno).

(Ergänzung zu Heft 22, S. 447.)

Der Verfasser der Abhandlung über die neue Brücke, Ing. Alfred Oberziner in Mailand, ergänzt seine Veröffentlichungen im Cemento armato durch die Mitteilung an die Schriftleitung, daß die größten Beanspruchungen im Gewölbe 27,2 kg/cm² Druck und 6,1 kg/cm² Zug und die größte Bodenpressung an der Pfeilerkante 3,8 kg/cm² waren.

Ingenieurausbildung in Nordamerika.

In den Vereinigten Staaten und in Kanada gibt es 166 Schulen für die volle Ausbildung von Diplom-Ingenieuren, davon 98 Anstalten unter öffentlicher Verwaltung, und damit die größte Fach- oder Berufsausbildung in Amerika. Der jährliche Aufwand für einen Studierenden beträgt an den Stiftungsanstalten 582—551, an den staatlichen Anstalten 358—298 Dollar, der jährliche Gesamtaufwand in den Vereinigten Staaten rd. 30 Mill. und der Gesamtwert der Einrichtungen rd. 300 Mill. Dollar.

Im allgemeinen stammen 25% der Studierenden aus der nächsten Umgebung, 80% aus dem eigenen Land. 80% kommen von öffentlichen höheren Schulen, davon 60% aus den obersten Klassen mit einem ansehnlichen Anteil der besten Schüler. Aufnahmeprüfungen bestehen für solche Studierende nur an 6 Anstalten. Sie gehören im allgemeinen Kreisen mit gutem Auskommen an und haben mehr als gewöhnliche Geschicklichkeit und Anpassungsfähigkeit, oft aber kein richtiges Bild von der Eigenart der Ingenieurertätigkeit. Von 100 neu eintretenden Studierenden erreichen nur 29 das Diplom, mit Einrechnung der später Eintretenden nur 38%, was Anlaß zu eingehender Untersuchung der Ursachen gibt.

Die diplomierten Ingenieure finden im allgemeinen leicht Beschäftigung, wenngleich die Anfangsgehälter, an der Kaufkraft des Dollars gemessen, nicht höher sind als vor 15 Jahren. In den ersten 3 Jahren wechseln 57% zwei- bis dreimal ihre Stelle; im ursprünglichen Fach bleiben 66%, ganz scheiden aus 17%; innerhalb 15 Jahren zeigt sich eine deutliche Verschiebung von der entwerfenden und ausführenden nach der verwaltenden und leitenden Tätigkeit hin. Der Wert der Ingenieurausbildung wird bezüglich der Genauigkeit und Gründlichkeit sehr hoch eingeschätzt, bezüglich der Emsigkeit, Ehrenhaftigkeit, Verlässlichkeit, Entschlußfähigkeit und Selbständigkeit ziemlich hoch, bezüglich der Fähigkeit zu leitenden Stellungen jedoch ziemlich niedrig. Die Vorschläge zur Verbesserung gehen reichlich weit auseinander.

Das Gehalt der Lehrkräfte erreicht in den ersten 20 Jahren nur das Einkommen der untersten 10% der diplomierten Ingenieure, das Gesamteinkommen dasjenige der untersten 35%. Trotzdem ist Inzucht und Abgang nicht groß. Der jährliche Wechsel erreicht rd. 10%, davon weniger als 7% Abgang in Privatstellungen. Von den Ernennungen fallen 28% auf Ingenieure aus der Praxis und nur 25% auf diplomierte. (Nach W. E. Wickenden, Direktor der Gesellschaft für die Förderung der Ingenieur-Ausbildung in New York in Engineering News-Record vom 14. Jan. 1926, S. 73—76.) N.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Streiks und Aussperrungen im Jahre 1925. Im Reichsarbeitsblatt Nr. 32 ist ein Aufsatz veröffentlicht, der an Hand zahlreicher Tabellen die Ergebnisse der über Streiks und Aussperrungen im Jahre 1925 angestellten Untersuchungen wiedergibt. Aus dem umfangreichen Zahlenmaterial haben wir nachstehend dasjenige zusammengestellt, das zur Gewinnung der Hauptübersicht und zur Beurteilung der Arbeitskämpfe im Baugewerbe erforderlich ist.

I. Streiks und Aussperrungen in der Gesamtwirtschaft vor und nach dem Kriege (Gewerbe, Land- und Forstwirtschaft).

Jahr	Zahl der Arbeitskämpfe	Zahl der betroffenen Betriebe	Höchstzahl der gleichzeitig Streikenden und Ausgesperrten	Zahl der verlorenen Arbeitstage
1899—1913	2 114	11 410	248 415	8 437 196
1919	4 970	51 804	4 947 199	49 700 549
1920	8 800	197 823	8 455 311	55 270 701
1921	5 223	60 526	2 193 047	31 505 542
1922	5 361	57 607	2 404 493	30 455 952
1923	2 209	31 611	2 145 059	15 632 190
1924	2 012	29 218	1 663 521	36 360 134
1925	1 766	25 214	777 897	17 113 886

II. Streiks der gewerbl. Arbeiter i. J. 1925 nach Gewerbegruppen¹⁾.

Gewerbe	Zahl der		Höchstzahl der gleichzeitig Streikenden ²⁾	Zahl der verlorenen Arbeitstage ³⁾
	Streiks	betroffenen Betriebe		
Baugewerbe	260	8 559	144 574	4 538 699
Herstellung von Eisen-, Stahl- u. Metallwaren	77	1 758	62 147	2 056 629
Industrie der Steine und Erden	210	861	41 641	897 494
Maschinen-, Apparate- u. Fahrzeugbau	152	671	37 350	668 058
Holz- und Schnitzstoffgewerbe	216	1 119	29 393	627 038
Insgesamt	1 516	16 329	508 810	11 259 064

III. Aussperrungen der gewerbl. Arbeiter i. J. 1925 nach Gewerbegruppen¹⁾.

Gewerbe	Zahl der		Höchstzahl der gleichzeitig Ausgesperrten ²⁾	Zahl der verlorenen Arbeitstage ³⁾
	Aussperrungen	betroffenen Betrieben		
Baugewerbe	38	4 841	75 485	2 480 823
Maschinen-, Apparate- u. Fahrzeugbau	26	240	45 831	728 978
Industrie der Steine und Erden	31	185	24 782	619 178
Holz- und Schnitzstoffgewerbe	35	1 063	36 027	588 776
Chemische Industrie	3	59	23 454	571 429
Herstellung von Eisen-, Stahl- u. Metallwaren	9	1 116	17 762	324 526
Insgesamt	224	8 826	267 696	5 845 798

Wie aus Tabelle I hervorgeht, ist im Jahre 1925 gegenüber dem Vorjahre ein wesentlicher Rückgang der Arbeitskämpfe zu verzeichnen. Das zeigt sich weniger in der Zahl der Arbeitskämpfe und der von ihnen betroffenen Betriebe, als in der Höchstzahl der gleichzeitig Streikenden und Ausgesperrten und in der Zahl der verlorenen

¹⁾ In diesen Tabellen sind nur die Gewerbegruppen mit den größten Zahlen der verlorenen Arbeitstage aufgeführt.

²⁾ einschl. der gezwungen Feiernden.

³⁾ einschl. der verlorenen Arbeitstage der gezwungen Feiernden.

Arbeitstage. Wenn auch die Anzahl der verlorenen Arbeitstage 1925 immer noch das Doppelte der durchschnittlichen Zahl in den Vorkriegsjahren beträgt, so ist sie doch mit 17,1 Mill. gegenüber 1924 (36,4 Mill.) und dem jährlichen Durchschnitt der Nachkriegszeit (36,5 Mill.) auf weniger als die Hälfte zurückgegangen. Schon das Jahr 1923 hatte einen gleich starken Rückgang gezeigt: große politische Streiks fielen fast völlig aus, ebenso — infolge der Inflation — Lohnkämpfe. Auch 1924 und 1925 fehlen die politischen Arbeitsunruhen. Jedoch ist gerade 1924 besonders reich an Streiks, die infolge der zu niedrig stabilisierten Goldmarklöhne und der Arbeitszeitverordnung für Lohnsteigerung und Verkürzung der Arbeitszeit geführt wurden. Diese Arbeitskämpfe sind 1925 auf die Hälfte zurückgegangen; lediglich das Baugewerbe macht hier eine Ausnahme.

Die Tabellen II und III zeigen, welche bedeutender Anteil an den Arbeitskämpfen des Jahres 1925 auf das Baugewerbe entfällt. In beiden Übersichten steht das Baugewerbe an erster Stelle, und zwar sowohl hinsichtlich der Anzahl der Arbeitskämpfe und der von ihnen betroffenen Betriebe, wie auch hinsichtlich der Höchstzahl der gleichzeitig betroffenen Arbeitnehmer und der Zahl der verlorenen Arbeitstage. Von 17,1 Mill. verlorenen Arbeitstagen gewerblicher Arbeiter entfallen 7,02 Mill., d. s. 41%, allein auf das Baugewerbe. Der Anteil des Baugewerbes ist dabei für Streiks (40,3%) und Aussperrungen (42,4%) fast der gleiche.

Über Ziele und Erfolge der Arbeitskämpfe 1925 geben die nachstehenden Tabellen II a und III a einen Überblick.

II a. Ziele und Erfolge der Streiks im Jahre 1925¹⁾.

Gewerbe	Die Forderungen betrafen mal			Von den Streiks hatten		
	den Lohn	die Arbeitszeit	Sonstiges	vollen	teilweisen	keinen
Baugewerbe	232	25	80	62	135	63
Herstellung von Eisen-, Stahl- u. Metallwaren	73	6	22	13	50	14
Industrie der Steine und Erden	189	22	51	41	103	66
Maschinen-, Apparate- und Fahrzeugbau	133	20	44	27	68	57
Holz- und Schnitzstoffgewerbe	193	25	44	47	118	51
Insgesamt	1336	166	409	284	757	475

III a. Ziele und Erfolge der Aussperrungen im Jahre 1925¹⁾.

Gewerbe	Die Forderungen betrafen mal			Von den Aussperrungen hatten		
	den Lohn	die Arbeitszeit	Sonstiges	vollen	teilweisen	keinen
Baugewerbe	34	10	17	7	28	3
Maschinen-, Apparate- und Fahrzeugbau	17	6	10	10	13	3
Industrie der Steine und Erden	27	9	11	3	25	3
Holz- und Schnitzstoffgewerbe	34	3	4	2	28	5
Chemische Industrie	3	—	—	1	2	—
Herstellung von Eisen-, Stahl- u. Metallwaren	8	2	1	3	5	1
Insgesamt	190	52	80	45	158	21

Wie in allen anderen Gewerbegruppen überwiegen auch im Baugewerbe die Lohnkämpfe bei weitem. Erfolglose und erfolgreiche Streiks halten sich im Baugewerbe die Wage, während die Zahl der (für den Arbeitgeber) erfolgreichen Aussperrungen doppelt so groß ist wie die der erfolglosen.

Die Verteilung der Arbeitskämpfe im Baugewerbe 1925 auf die einzelnen Gebiete geht aus der nachfolgenden Tabelle IV hervor. An erster Stelle stehen erwartungsgemäß die an den großen Lohnkämpfen Juni bis August beteiligten größeren Bezirke.

IV. Gebietliche Verteilung der Arbeitskämpfe im Baugewerbe i. J. 1925.

Gebiet	Anzahl der verlorenen Arbeitstage		
	durch Streiks	durch Aussperrungen	insgesamt
Berlin	1 804 110	—	1 804 110
Freistaat Sachsen	988 939	754 932	1 743 871
Baden	663 592	177 148	840 740
Prov. Sachsen-Anh.*)	51 491	485 499	536 990
Hamb.-Schl.-Holst.-Lübeck	49 833	387 520	437 355
Rheinland-Westfalen	323 571	44 950	368 521
Pommern	11 734	292 543	304 277
Bayern	286 808	875	287 683
Mecklenburg	72 044	196 027	268 071
Ostpreußen	2 470	86 893	89 363
Hannover-Braunschweig	37 203	33 770	70 973
Hessen-Hessen-Nassau	66 472	—	66 472
Württemberg	64 492	—	64 492
Brandenburg und Grenzmark	44 857	—	44 857
Schlesien	21 925	4 522	26 447
Bremen-Oldenburg	18 685	4 912	23 597
Thüringen	10 148	3 779	13 927
Deutsches Reich	4 518 374	2 473 370	6 991 744

*) einschließlich Waldeck und Lippe.

Zur richtigen Bewertung des Umfanges der Arbeitskämpfe in den einzelnen Gebieten wäre überall die Relation der verlorenen Arbeitstage zu der Anzahl der beschäftigten Bauarbeiter oder auch, was dem ungefähr entspricht, zur Einwohnerzahl zu berücksichtigen. So gemessen kommen an erster Stelle Berlin, Freistaat Sachsen, Baden und Mecklenburg (450—335 verlorene Arbeitstage auf 1000 Einwohner), danach Pommern, Hamburg-Schleswig-Holstein und Provinz Sachsen-Anhalt (160—140). Alle übrigen Bezirke folgen nach sehr großem Abstand (Bayern und Ostpreußen 39 bis Schlesien 6).

Ansprüche der Reichsbahndienststellen auf Preisnachlaß bei terminmäßiger Zahlung nach Fälligkeit. Die Beschaffungsstelle der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft hatte den nachgeordneten Dienststellen vor einiger Zeit empfohlen, in Fällen, in denen bei Einkäufen der Rechnungsbetrag sofort oder innerhalb bestimmter kurzer Fristen zur Zahlung gelangt, einen Preisnachlaß zu fordern, ähnlich wie dies innerhalb Handel und Industrie üblich sei.

Von verschiedenen Betriebs- bzw. Bauinspektionen der Reichsbahn-Gesellschaft sind daraufhin auch in Bauverträgen Klauseln aufgenommen worden, nach welchen sich der Unternehmer verpflichten sollte, bei Zahlung auf Grund vorgelegter Abschlags- bzw. Schlußrechnungen innerhalb von 10 bzw. 20 Tagen usw. nach Fälligkeit einen Preisnachlaß in Höhe bestimmter, nach dem Zahlungs-termin gestaffelter Prozentsätze des Rechnungsbetrages zu gewähren.

Der Übertragung der im Warenverkehr üblichen Ansprüche auf Gewährung eines Kassakontos in die Bauverträge kann nicht zugestimmt werden. Es ist selbstverständliche Pflicht des Bauauftraggebers, dem Unternehmer, der in der Regel schon in erheblichem Umfange vorgeleistet hat, die vorgelegten Rechnungen sofort nach Fälligkeit zu bezahlen. Es entfällt hier die innere Berechtigung für Gewährung von Skonto. Im übrigen dürfte die Inanspruchnahme von Preisnachlässen für fristmäßige Zahlungen nur bei marktgängigen Waren zu dem erstrebten Erfolge führen, da der Unternehmer bzw. Verkäufer sonst den Nachlaß von vornherein in den Preis einzukalkulieren vermag. Es erscheint daher wünschenswert, wenn die Dienststellen der Reichsbahn-Gesellschaft künftig davon absehen, Klauseln über Preisnachlaß bei pünktlicher Zahlung in die Bauverträge aufzunehmen.

Arbeitsmarktlage. Im Baugewerbe machte sich eine etwas regere Vermittlungstätigkeit bemerkbar. Von einem wesentlichen Rückgang der Arbeitslosigkeit kann jedoch weder im ganzen noch für das Baugewerbe gesprochen werden, da mit der Wirklichkeit der Baupläne des Arbeitsbeschaffungsprogramms der Regierung erst allmählich begonnen wird, so daß ihre Auswirkungen auf den Arbeitsmarkt naturgemäß noch nicht fühlbar in die Erscheinung traten. Die Lage in den einzelnen Bezirken ist nach wie vor sehr uneinheitlich und schwankend. Bremen, Oldenburg und Leipzig meldeten leichte Verschlechterungen. Teilweise hatte der Tiefbau größeren Bedarf an Arbeitskräften. Im Hochbau beschränkte sich die Tätigkeit hauptsächlich auf den mit Hauszinssteuer unterstützten Wohnungsbau. Die eigentliche Privatbautätigkeit in Industrie, Handel und Gewerbe blieb im allgemeinen noch sehr gering. Unter den Baustoff-

industrien machte sich eine leichte Belebung in der Ziegel-, Zement- und Kalkindustrie bemerkbar. — Die Zahlen vom Arbeitsmarkt waren Mitte August (in Klammern Mitte Juli):

Arbeitsuchende insgesamt	2 077 400	(2 225 300),
Arbeitsuchende im Baugewerbe	86 000	(99 800),
Arbeitsuchende in den Industrien der Steine und Erden	32 900	(30 900),
Hauptunterstützungsempfänger	1 604 300	(1 718 500),
Zuschlagsempfänger	1 594 000	(1 708 300),
Notstandsarbeiter	130 100	(143 700),
Prozent der Arbeitslosen im Baugewerksbund	18,4	(20,1),
Prozent der Arbeitslosen im Zentralverband der Zimmerer	18,4	(20,3).

Großhandelsindex.

11. 8.	18. 8.	25. 8.	1. 9.	8. 9.	15. 9.
125,9	126,7	128,2	126,5	127,0	127,4.

Rechtsprechung.

Drohender Verlust des Versicherungsanspruchs bei Unterlassung der Mitteilung von Haftpflichtansprüchen. (Grundsätzliche Reichsgerichtsentcheidung vom 18. Juni 1926.) Der Fabrikbesitzer H. erhebt gegen die Hamburger Versicherungs-A.-G. J. Ansprüche aus einer Haftpflichtversicherung aus Kraftfahrzeugunfällen. Die Beklagte lehnt den Anspruch ab, weil der Kläger der Versicherungsbedingung nicht nachgekommen sei, nach welcher er von Haftpflichtansprüchen, die gegen ihn erhoben werden, der Versicherungsgesellschaft innerhalb einer Woche Mitteilung zu machen habe. Der Kläger hatte der Gesellschaft mit Schreiben vom 5. Juli 1922 nur Mitteilung davon gemacht, daß er am 29. Juni 1922 den Ingenieur G. überfahren und verletzt habe. Die ihm am 7. Juli 1922 zugegangene Mitteilung des Rechtsanwalts des Verletzten über die Geltendmachung von Haftpflichtansprüchen hat er der Gesellschaft nicht rechtzeitig weitergegeben. Deshalb hat das Oberlandesgericht Köln (im Gegensatz zum Landgericht) den Kläger mit seinem Versicherungsanspruch abgewiesen. Auf die Revision des Klägers ist das Urteil des Oberlandesgerichts Köln vom Reichsgericht aufgehoben und die Sache zur anderweiten Verhandlung und Entscheidung an einen anderen Senat des Oberlandesgerichts zurückverwiesen worden. Die reichsgerichtlichen Entscheidungsgründe führen zu der Mitteilungspflicht des Versicherten in grundsätzlicher Beziehung folgendes aus: Die bloße Mitteilung von dem Unfall genügt nicht, um eine Kenntnis der Beklagten von dem Eintritt des Versicherungsfalles im Sinne des § 33 Abs. 2 VVG. anzunehmen. Bei der Haftpflichtversicherung ist für sich allein das Schadensereignis für den Versicherer ohne Belang. Erheblich ist nur, ob ein Haftpflichtanspruch wirklich erhoben wird. Daraus folgt, daß der Kläger durch seinen Brief vom 5. Juli 1922 die Pflicht aus § 12 der Allgemeinen Versicherungsbedingungen nicht erfüllt hat. Die Beklagte würde daher von ihrer Ersatzpflicht gemäß § 18 Allg. Vers.-Bed. und § 6 Abs. 2 VVG. befreit sein, wenn dem Kläger Vorsatz oder grobe Fahrlässigkeit vorzuwerfen wäre. Das Oberlandesgericht hat zu Unrecht versäumt, in die Prüfung dieser Frage einzutreten. Dabei ist zu berücksichtigen, daß der Kläger in der Auslegung der Versicherungsbedingungen nicht geschult ist. (VI. 103/26. 18. 6. 26.)

Gemietete Grundstücke, die den gewerblichen Zwecken des Mieters dienen, dienen, vom Standpunkt des Vermieters aus gesehen, fremdgewerblichen Zwecken, auch wenn sie vom Mieter als Wohnungen für seine Arbeitnehmer benutzt werden. Die Beschwerdeführerin hat zwei Grundstücke an eine gewerbetreibende Erwerbsgesellschaft vermietet, von der die Anwesen in der Hauptsache für ihre Angestellten und Arbeiter als sogen. Werkwohnungen benutzt werden. Das Finanzgericht sieht diese Gebäude als zu fremdgewerblichen Zwecken vermietet an und hat von dem Wehrbeitragswert der Grundstücke dem gemäß nach § 25 Verm.St.Durchf.Best. nur 40 % abgezogen. Der Anspruch der Beschwerdeführerin, daß die Anwesen als Wohnzwecken dienende Grundstücke im Sinne des § 24 Verm.St.Durchf.Best. anzusehen und bei ihnen dementsprechend 70 % abzurechnen seien, ist vom Finanzgericht mit folgender Begründung zurückgewiesen worden: Unzweifelhaft hat die Mieterin sämtliche Räume für ihre gewerblichen Zwecke gemietet. Denn wenn sie ihren Angestellten in eigenen Häusern Unterkunft gewährte, müßten die Häuser zweifellos als zum Betriebsvermögen gehörig angesehen und entsprechend bewertet werden. Demnach müßten auch derartige Räume, wenn sie der Betriebsinhaber gemietet habe, als für seine gewerblichen Zwecke gemietet angesehen werden. Dieser Entscheidung des Finanzgerichtes pflichtete der RFH. bei. Schon in der bisherigen Rechtsprechung des Senats ist anerkannt worden, daß Werkwohnungen zum Betriebskapital einer gewerbetreibenden Erwerbsgesellschaft gehören. Wenn aber die gemieteten Grundstücke den gewerblichen Zwecken des Mieters dienen, so dienen sie, vom Standpunkt des Vermieters aus gesehen, fremdgewerblichen Zwecken. (Urteil des I. Senats v. 8. 6. 1926 I A 87/26.)

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 33 vom 19. August 1926.
- Kl. 19 a, Gr. 8. K 85 266. Alex Kümmel, Lünen. Schienenbefestigung auf Holzschwellen mit einer mit Zacken durch die Aussparungen in der Unterlegplatte in die Holzschwelle greifenden Klemmplatte. 16. III. 23.
- Kl. 19 a, Gr. 26. B 117 647. Jngwer Block, Berlin-Lichterfelde, Holbeinstr. 42. Verfahren zum aluminothermischen Verschweißen von Schienen und ähnlichen Werkstücken unregelmäßigen Querschnitts. 16. I. 25.
- Kl. 19 a, Gr. 28. B 119 764. Reinhard Baer, Plessa, Kr. Liebenwerda. Wagrecht verschwenkbarer Schwellenrücken mit einem an einem Zugseil angebrachten, die Schwelle in der Gleisrichtung erfassenden Haken. 9. V. 25.
- Kl. 19 a, Gr. 28. K 86 307. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lyckallee 12, u. Wilhelm Ulrich Arbenz, Berlin-Zehlendorf, Sophie-Charlotten-Str. 11. Brückengleisrückmaschine. 23. VI. 23.
- Kl. 19 a, Gr. 28. K 94 703. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lyckallee 12, u. Wilhelm Ulrich Arbenz, Berlin-Zehlendorf, Sophie-Charlotten-Str. 11. Gleisrückmaschine. 23. VI. 25.
- Kl. 19 a, Gr. 28. K 95 048. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lyckallee 12, u. Wilhelm Ulrich Arbenz, Berlin-Zehlendorf, Sophie-Charlotten-Str. 11. Brückengleisrückmaschine. 18. VII. 25.
- Kl. 19 a, Gr. 28. K 96 244. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lyckallee 12, u. Wilhelm Ulrich Arbenz, Berlin-Zehlendorf, Sophie-Charlotten-Str. 11. Vorrichtung für Brückengleisrückmaschinen zum Rücken der Gleisenden. 17. X. 25.
- Kl. 19 a, Gr. 28. K 98 241. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lyckallee 12, u. Wilhelm Ulrich Arbenz, Berlin-Zehlendorf, Sophie-Charlotten-Str. 11. Gleisrückmaschine; Zus. z. Pat. 330 952. 11. III. 26.
- Kl. 19 a, Gr. 28. P 51 344. Wilhelm Pielhau, Kraghammer, Kr. Olpe i. W. Gleishebwinde. 18. IX. 25.
- Kl. 20 c, Gr. 8. N 25 613. Fa. Niederrheinische Maschinenfabrik G. m. b. H., Duisburg-Meiderich. Eisenbahnwagen für Neu- bzw. Umbau von Gleisen. 27. II. 26.
- Kl. 20 h, Gr. 4. Sch 76 946. Schenck und Liebe-Harkort Akt.-Ges., Düsseldorf. Fangvorrichtung; Zus. z. Pat. 425 746. 9. II. 26.
- Kl. 20 h, Gr. 7. R 65 126. Fritz Rieger, Kaiserslautern, Kaiserstraße 46 a. Verfahren zum Ankünden vorsichtig zu rangierender Wagen im Ablaufbetrieb. 14. VIII. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 3. G 66 086. General Railway Signal Company, Rochester, V. St. A.; Vertr.: Dr. K. Michaelis, Pat.-Anw., Berlin W 35. Visier zum Richten von Signalen. 29. XII. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 3. W 71 628. Dipl.-Ing. Erich Weinitschke, Berlin-Lichtenberg, Frankfurter Allee 206. Hilfsvorrichtung für Farbenblinde zur Unterscheidung verschiedener Signalfarben, z. B. von Eisenbahnsignalen. 3. II. 26.
- Kl. 20 i, Gr. 11. S 72 360. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Eisenbahnsignalanlage. 26. XI. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 11. S 72 382. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Lichtsignal mit Kurzschlußsicherung. 26. XI. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 28. S 72 170. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zur Erdschlußüberwachung in Blockanlagen. 7. XI. 25.
- Kl. 20 k, Gr. 7. St 39 551. Gustav Strunk, Essen, Cäcilienstr. 11. Elektrisch leitende Schienenstoßverbindung. 6. V. 25.
- Kl. 35 b, Gr. 1. L 60 338. Dr.-Ing. Siegmund Löschner, Saarbrücken, Blumenstr. 51. Antrieb für Katzen oder Seilträger für Kabelkrane. 28. V. 24.
- Kl. 35 b, Gr. 3. K 96 956. Fried. Krupp, Grusonwerk A. G., Magdeburg-Buckau. Verladekran. 2. XII. 25.
- Kl. 35 b, Gr. 6. N 23 779. Franz Neumann, Geesthacht. Vorrichtung zum Verladen gestapelter Bausteine u. dgl. 7. XI. 24.
- Kl. 37 b, Gr. 3. A 42 282. Fa. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Verfahren zur Gründung von mehrstieligen eisernen Masten. 21. V. 24.
- Kl. 42 c, Gr. 5. C 36 596. Hans Cronjaeger, Halle a. d. S., Beyschlagstr. 28. Verfahren zum optischen Abloten von Theodoliten. 27. IV. 25.
- Kl. 80 a, Gr. 18. Sch 67 202. Karl Schmid, Rastede i. O. Drehtischpresse zur Herstellung von Kunststeinen u. dergl. 28. II. 23.
- Kl. 80 b, Gr. 25. B 124 329. Fa. Dr. Bial & Marx, Berlin. Verfahren zur Herstellung von Gewebebauplatten; Zus. z. Pat. 430 994. 2. III. 26.
- Kl. 81 e, Gr. 127. L 64 745. Lauchhammer-Rheinmetall Akt.-Ges., Berlin. Abraumförderbrücke. 23. XII. 25.
- Kl. 81 e, Gr. 127. P 46 055. J. Pohlig Akt.-Ges., Köln-Zollstock, u. Dipl.-Ing. Paul Volkenborn, Köln-Ehrenfeld, Venloer Straße 170. Abraumförderbrücke. 5. IV. 23.
- Kl. 81 e, Gr. 127. P 46 245. J. Pohlig Akt.-Ges., Köln-Zollstock, u. Dipl.-Ing. Paul Volkenborn, Köln-Ehrenfeld, Venloer Straße 170. Abraumförderbrücke; Zus. z. Anm. P 46 055. 9. V. 23.
- Kl. 81 e, Gr. 133. A 46 232. ATG. Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig-Großschocher. Vorrichtung zum gleichmäßigen Beschicken von Bunkern. 24. X. 25.
- Kl. 81 e, Gr. 133. A 46 276. ATG. Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig-Großschocher. Vorrichtung zum gleichmäßigen Beschicken von Bunkern; Zus. z. Anm. A 46 232. 31. X. 25.
- Kl. 85 c, Gr. 1. U 8664. Dr. Gustav Ullmann, Wien; Vertr.: Alfred Kath, Berlin, Alt Moabit 94. Verfahren zur Klärung und Entfärbung von Abwässern der Farben verarbeitenden Betriebe. 18. XII. 24. Österreich 10. X. 24.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 33 vom 19. August 1926.

- Kl. 20 h, Gr. 5. 433 465. Dipl.-Ing. Heinrich Blendermann, Cassel, Kirchweg 84. Durch Gewichtshebel gesteuerte Abwurfvorrichtung für Bremschuhe. 4. VI. 25. B 120 167.
- Kl. 20 h, Gr. 7. 433 357. Schenck und Liebe-Harkort Akt.-Ges., Düsseldorf. Rangierverfahren für Voll- und Leerzüge bei Schrägaufzügen mittels Großraumwagen. 2. VIII. 25. Sch 74 985.
- Kl. 20 h, Gr. 7. 433 531. Joseph Vögele A.-G., Mannheim, und Dr.-Ing. Hans Thoma, Leipzig, Lachnerstr. 22. Vorrichtung für die zwangsläufige Führung von Eisenbahnwagen bei Ablaufbergen mit durch Seiltrieb bewegten Hillswagen. 4. XII. 24. V 19 755.
- Kl. 20 h, Gr. 8. 433 358. Hermann Poppelbaum, Hannover, Lürer Str. 19. Verfahren zum Trocknen von Straßenbahnwagen, elektrischen Triebwagen, Kraftwagen u. dgl. 14. XII. 24. P 49 324.
- Kl. 20 h, Gr. 9. 433 359. Ferdinando Bonn, Gorizia, Ital.; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Ziegler, Pat.-Anw., Charlottenburg. Selbsttätig wirkende Reinigungsvorrichtung für Rillenschienen für in Fahrt befindliche Wagen. 11. VII. 24. V 114 822. Italien 1. VIII. 23.
- Kl. 20 i, Gr. 3. 433 532. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Lichtsignal. 3. VII. 25. S 70 623.
- Kl. 20 i, Gr. 6. 433 466. Amalie Zander, geb. Mügge, Soltau, Hannover. Weichensicherung mit Schloßern und Kraftbetrieb. 25. II. 25. Z 15 069.
- Kl. 20 i, Gr. 11. 433 467. Fa. Deutsche Eisenbahnsignalwerke Akt.-Ges. vorm. Schnabel & Henning, C. Stahmer, Zimmermann & Buchloh, Georgsmarienhütte, Kr. Osnabrück. Einrichtung zur elektrischen Fernbedienung von Signalen, Weichen u. dgl. 13. I. 26. D 49 620.
- Kl. 20 i, Gr. 11. 433 533. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Lichtsignalanlage. 31. V. 25. S 70 241.
- Kl. 20 i, Gr. 20. 433 468. Fa. Deutsche Eisenbahnsignalwerke Akt.-Ges. vorm. Schnabel & Henning, C. Stahmer, Zimmermann & Buchloh, Georgsmarienhütte, Kr. Osnabrück. Kupplungseinrichtung für ferngestellte, insbesondere elektrisch bediente Schranken. 30. XII. 25. D 49 512.
- Kl. 20 i, Gr. 28. 433 534. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zum Schutz von Blockfeldern gegen Fremdströme. 31. V. 25. S 70 243.
- Kl. 42 k, Gr. 20. 433 551. Düsseldorfer Maschinenbau-Akt.-Ges. vorm. J. Losenhausen, Düsseldorf-Grafenberg. Anhaltevorrichtung für Materialprüfmaschinen. 24. III. 25. D 47 601.
- Kl. 42 k, Gr. 21. 433 372. Fa. Louis Schopper, Leipzig. Verfahren zur Festigkeitsprüfung. 13. IV. 24. Sch 70 263.
- Kl. 84 c, Gr. 2. 433 408. Fabrik für Brückenbau und Eisenkonstruktion Beuchelt & Co., Grünberg i. Schles., Tiefbau-Abteilung, Berlin-Wilmersdorf. Schräge Druckluftabsenkung von Widerlagern und Ufermauern ins Grundwasser. 8. I. 25. F 57 748.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Leitfaden für die Herstellung elektrischer Beleuchtungsanlagen mit besonderer Berücksichtigung der Eisenbahnen. Von H. Möllering, Oberbaurat a. D., Honorarprofessor der Techn. Hochschule Dresden. Verlag von S. Hirzel, Leipzig 1926. Preis RM. 5.—.

Den Anlaß zu dem Werkchen gab ein Auftrag an den Verfasser, einen Leitfaden zu entwerfen, nach dem die beleuchtungstechnischen Anlagen der Reichsbahn unter einheitlichen Gesichtspunkten neuzeitlich durchgebildet werden sollen. Als Amtsvorstand und Direktionsmitglied hatte der Verfasser den Werdegang der Beleuchtungstechnik miterlebt und dabei erkannt, daß ihre Entwicklung im allgemeinen und noch mehr die sachgemäße Anwendung der Erkenntnisse gegenüber andern Teilgebieten der Elektrotechnik verhältnismäßig zurückgeblieben waren. Erst die jüngere Vergangenheit hat den Fragen der Beleuchtung mehr Wert beigemessen. Die Leitsätze und Regeln der Deutschen Beleuchtungstechnischen Gesellschaft, die im Anhang des Werkchens wiedergegeben sind, sind nur wenige Jahre alt. Die älteren Beleuchtungsanlagen zeigen sehr häufig beachtliche Fehler, die auch einem kritischen Laien auffallen, hat er einmal vollkommene Anlagen gesehen. Es war daher eine dankenswerte Aufgabe für den Verfasser, die neuzeitlichen Erkenntnisse zu einem Führer in die Praxis auszuarbeiten.

Nach der Erörterung der photometrischen Grundbegriffe Lichtstärke, Lichtstrom, Beleuchtungsstärke und Leuchtdichte wird der Strahlwirkung (Blendung und Sehen) die gebührende Beachtung geschenkt, die gerade dem Eisenbahner und Verkehrstechniker so ungewöhnlich wichtig ist. Den verschiedenen Lampenausstattungen (Leuchten) und Fadenformen entsprechen die spezifischen Lichtausstrahlungskurven des nächsten Abschnitts. Es folgen kurze Betrachtungen der Wirtschaftlichkeit und Gleichmäßigkeit der Beleuchtung. Großes Gewicht ist dann auf die Abschnitte Raumbelichtung und Außenbeleuchtung gelegt. Für ersteren sind Sonderausführungen z. B. für Fahrkartenschalter-, Stellerei- und Innenbeleuchtung gedeckter Güterwagen an Ladeschuppen in einer Reihe wohlgedachter Ausführungen wiedergegeben, in letzterem ist besonders die Bahnsteigbeleuchtung eingehender behandelt. Mit der erforderlichen Horizontalbeleuchtung und der Berechnung der Beleuchtung schließt die Abhandlung. Dieser Abschnitt gibt ohne schwierige Rechnungen verwertbare Anwendungsgrundlagen und erleichtert dadurch dem Praktiker die Erzielung einer ausreichenden und wirtschaftlichen Anlage.

Der Leitfaden ist für die Praxis geschrieben, beruht aber auf wissenschaftlicher Grundlage. Er ist knapp und doch klar gehalten. Ohne zeitraubendes Studium gelangt der Leser zur Beherrschung der nötigen Begriffe für die Planung, die bei der Beleuchtung je nach Verwendungszweck so außerordentlich verschieden sein kann.

Im achten Abschnitt ist der Buchstabe a sowohl im Text als auch in den Figuren einmal als Radius, das andere Mal als Durchmesser des Beleuchtungskreises angegeben. Der aufmerksame Leser stößt von selbst auf das Versehen. Reichsbahnrat Wentzel.

Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Von Dr.-Ing. Karl Terzaghi. Mit 65 Textabb. (400 Seiten). Verlag von Franz Deuticke, Leipzig und Wien 1925. Preis RM. 21.—.

Die weitgehende Spezialisierung der technischen Wissenschaften hat durch Verästelung der einzelnen scheinbar auseinanderstrebenden Hauptzweige wieder Zusammenhänge höherer Ordnung in den sogenannten Grenzgebieten ergeben. Das Arbeiten in denselben ist äußerst lohnend, doch schwierig, weil es Vertrautheit mit den ineinander verwobenen Grenzdisziplinen voraussetzt. Der Österreicher Professor Dr. Terzaghi konnte als praktisch tätiger Ingenieur auf zum Teil weltweit voneinander entfernten Baustellen gründliche Erfahrungen auf dem Gebiet der Erdbaumechanik sammeln. In den Laboratorien des amerikanischen Robert College in Konstantinopel, wo er seit einer Reihe von Jahren als Professor wirkt, war ferner die Möglichkeit einer großzügigen versuchstechnischen Durcharbeitung erdbaumechanischer Fragen möglich, als deren gegenwärtiges Ergebnis das im Vorliegenden besprochene Werk über Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage gelten kann. Der von den übrigen europäischen Pflegestätten der Wissenschaft etwas abgerückte Schauplatz von Terzaghis Forschertätigkeit hat dem Buch den Charakter einer Originalabhandlung von der ersten bis zur letzten Seite wahren geholfen. Ein weiterer Vorteil, der mit der Umgebung, in der das Buch entstanden ist, zusammenhängt, ist die Erschließung der sonst schwer zugänglichen amerikanischen Arbeiten des Fachgebietes. Das Werk gliedert sich in 6 Hauptstücke: Beschaffenheit des Bodens, Reibungskräfte im Boden, Festigkeitseigenschaften der Böden, hydrodynamische Spannungserscheinungen, Statik des Bodens, Boden als Baugrund. Es ist unmöglich, in einem knappen Referat die vorliegende Arbeit auch nur einigermaßen so zu würdigen, wie sie es verdienen würde. Einige Stichproben sollen aber der Vermittlung eines ganz flüchtigen Überblickes über das Gebotene dienen. Der Unterschied zwischen der klassischen Erdbaumechanik gegenüber dem von Terzaghi erarbeiteten Standpunkte kommt im Abschnitt „Der Erddruck auf starre und nachgiebige

Stützwände“ besonders gut zum Ausdruck, weil hier das Problem als statisch unbestimmtes behandelt wird. Vom Hauptstück — der Boden als Baugrund — sei folgendes aus der Einleitung und aus dem Schlußwort wörtlich wiedergegeben: „In diesem Hauptstück soll untersucht werden, in welcher Weise die physikalischen Bodeneigenschaften die verschiedenen im Erd- und im Grundbau vorkommenden Gleichgewichtsstörungen und Setzungserscheinungen beeinflussen. Kennt man diese Einflüsse, so ist man auch imstande, aus den Ergebnissen einer physikalischen Bodenuntersuchung vorherzusagen, wie sich der zu beurteilende Boden bei einem erdbautechnischem Eingriff bestimmter Art verhalten wird, und man ist obendrein in der Lage, den Umfang der physikalischen Bodenuntersuchung von Fall zu Fall auf ein Mindestmaß zu beschränken, ohne ihren Wert zu beeinträchtigen.“ Im Schlußwort heißt es: „Die bei der Lösung der Erdbauprobleme zu leistende Arbeit besteht hauptsächlich in Vornahme gewissenhafter Probebohrungen und physikalischer Bodenuntersuchungen, in der Durchführung von Belastungsproben, sowie in der wissenschaftlichen Deutung der Beobachtungsergebnisse. Sobald man einmal die praktische Bedeutung dieser Vorarbeiten klar erkannt hat, kann man sich der Einsicht nicht verschließen, daß die Bodenuntersuchung bei Tiefbauarbeiten mindestens ebenso wichtig ist, wie die topographische Geländeaufnahme und die statische Berechnung des Bauwerkes und daß die Normalisierung der Untersuchungsmethoden zu den Forderungen des Tages gehört.“ Auf einige, dem Fachgebiete des Referenten näherstehende Abschnitte sei aufmerksam gemacht. Bei Ermittlung der physikalischen Konstanten von Böden hat Terzaghi manchen Schritt nach vorwärts getan. Er ist dabei nicht bei Formeln und allgemeinen Redensarten stehen geblieben, sondern hat auch die Arbeitstechnik bodenphysikalischer Forschung genauer dargelegt. So ist z. B. für die graphische Darstellung der Ergebnisse von Sieb- und Schlämmanalysen erst durch Terzaghi, welcher an Stelle der Korngröße deren natürlichen Logarithmus nimmt, zu klaren Verteilungskurven der Weg gewiesen worden. Über das Schrumpfen und Schwellen bei bindigen Böden, das schon genugsam beschrieben wurde, finden sich am Schluß des 14. Abschnittes folgende bemerkenswerte Feststellungen: „Die als Schrumpfen und Schwellen bekannten Eigenschaften der bindigen Böden unterscheiden sich in keiner Weise von den durch mechanischen Druck hervorgerufenen Formänderungen und konnten durch die Oberflächenspannung des Wassers restlos erklärt werden... Es besteht zwischen den kohäsionslosen und den kohärenten Böden trotz der scheinbar fundamentalen Verschiedenheit ihrer Eigenschaften kein Unterschied im Wesen, sondern nur ein Unterschied des Grades. Infolge der gewaltigen mechanischen Wirkungen, welche sie in kolloid-schlammreichen Bodenmassen ausübt, stellt die Oberflächenspannung des Kapillarwassers eine Naturkraft dar, welche an Intensität alle anderen Kräfte, mit denen der Erdbauingenieur zu rechnen hat, übertrifft und deren Bedeutung bisher gar nicht beachtet oder weit unterschätzt wurde...“ Auch für den Hydrologen gibt es reichlich Anregung und Belehrung in den Abschnitten über Bodendurchlässigkeit, statische Wirkungen strömenden Grundwassers, kapillarer Aufstieg derselben usw.

Nachdem das Buch als Originalabhandlung zu werten ist, bedarf es eines gründlichen Studiums. Zweifellos wird die volle Auswirkung der Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage erst dann eingetreten sein, wenn sich die verschiedenen Forschungslaboratorien in den Dienst dieser neuzeitlichen Erdbaumechanik gestellt haben werden, d. h. wenn Terzaghi Schule gemacht hat.

Prof. Dr. R. Grengg.

Kalk-Taschenbuch 1926. Kalk-Verlag G. m. b. H., Berlin W 62. Preis einschl. Versandkosten RM. 1.—.

An ein sehr übersichtliches Kalendarium schließt sich ein Einzelaufsatz an über die Benutzung von Kalk in landwirtschaftlichen Betrieben, über Kalkmangelkrankheiten in diesen, über den Kalk und die chemische Industrie, ferner für das Bauwesen: die Leitsätze für Lieferung von Baukalk, über Kalk bei der Drahtherstellung, das Mauern bei Frost, über Kalkbetonfestigkeiten usw. Bei dem außerordentlich geringen Preise bei guter Herstellung wird der Kalender sich in seiner vorliegenden vierten Auflage weitere Freunde in allen Kreisen der Kalkerzeuger und -verbraucher zu erwerben wissen. M. F.

Die Determinanten. Von L. Peters, Berlin-Tempelhof. Band 65 der Mathematisch-Physikalischen Bibliothek. Herausgegeben von Lietzmann & Witting. Verlag von B. G. Teubner, Leipzig und Berlin 1925. Preis RM 1.—.

In den 50 kleinen Seiten ist die Determinanten-Rechnung so klar und verständlich behandelt, daß man das Bändchen jedem, der sich mit diesem Hilfsmittel der rechnenden Mathematik befassen muß, nur bestens empfehlen kann. In 9 Abschnitten werden die Determinanten 2. und 3. Grades, im besonderen dem n -ten Grades, die Unter-determinanten — ihre Anwendungsgebiete und Aufgabenbeispiele mit ihren Lösungen behandelt. E.