

ARMIERTER BETON.

1910. SEPTEMBER.

INHALT:

Versuche über die Haftung zwischen Eisen und Beton. Von Privatdozent Dr.-Ing. E. Preuß (Darmstadt). S. 339.

Verbessertes Verfahren für die Ausführung und Versenkung von Eisenbetonsinkstücken nach de Mural. Von Geh. Hofrat Prof. Engels (Dresden). S. 343.

Ein neues Verwendungsgebiet von Traß und Kalk im Straßenbau. Von Professor M. Foerster (Dresden). S. 349.

Neue Versuche. Mitgeteilt von Dr. E. Probst (Berlin). S. 350.

Neue Formeln für die statisch unbestimmte Größe X des steifen Zweigelenkrahmens. Von Ingenieur Emil Morgenstern (Kiel). S. 360.

Eisenbetonbau und Eisenbau. Von Regierungsbaumeister Richard Sonntag (Düsseldorf). S. 364.

Literaturschau. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden). S. 371.

VERSUCHE ÜBER DIE HAFTUNG ZWISCHEN EISEN UND BETON.*)

Von Privatdozent Dr.-Ing. E. Preuss (Darmstadt).

Mitteilung aus der Materialprüfungsanstalt Darmstadt.

Den Gleitwiderstand bezw. die Haftfestigkeit zwischen Eisen und Beton hat man früher durch Herausziehen oder Herausdrücken von einbetonierten Eisen bestimmt. Diese Versuchsanordnung hat bekanntlich so viele Mängel, daß hierauf nicht näher hingewiesen zu werden braucht. Später haben Dr.-Ing. Probst**) und Bach***) mit Hilfe von Biegeversuchen die Haftung zu bestimmen gesucht.

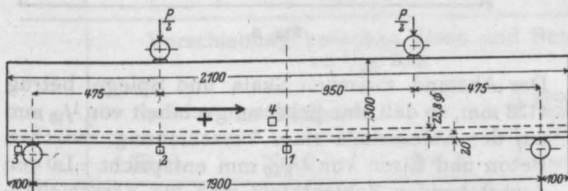


Fig. 1.

Bei den Versuchen von Bach wurde mit Hilfe einer Mikrometerschraube, die $\frac{1}{200}$ mm abzulesen gestattete, an Betonbalken, die auf Biegung beansprucht wurden, die gegenseitige Verschiebung der Stirnflächen des Betonsbalkens und der Eisenarmierung bestimmt. Die Versuchsanordnung war in der üblichen Weise so getroffen, daß der auf 2 Stützen frei aufliegende Balken in der Mitte zwischen den Auflagern

durch zwei gleich große Einzelkräfte belastet wurde, um auf der ganzen Balkenstrecke zwischen den Angriffspunkten der beiden Einzelkräfte ein gleich großes Biegemoment zu erhalten. Auf dieser Strecke erreicht das Biegemoment seinen Höchstwert und nimmt nach den Auflagern hin bis zum Werte 0 ab. An den Stellen, an denen das Biegemoment seinen Höchstwert erreicht hat, herrschen naturgemäß auch im Beton und Eisen die größten Zug- und Druckspannungen, und es wäre daher sehr wohl möglich, daß innerhalb dieser Strecke das Gleiten zwischen Beton und Eisen wesentlich früher eintritt als in der Nähe der Auflager, wo nach dem eben genannten Verfahren das Gleiten gemessen wird. Bei den nachstehenden Versuchen wurde daher das Gleiten an verschiedenen Stellen der Eiseneinlage gemessen. In der Tat zeigen diese Versuche, daß vor dem Eintritt größerer Risse innerhalb der Angriffspunkte der Belastungskräfte erheblich größere Verschiebungen zwischen Beton und Eisen auftreten als in der Nähe der Auflager.

Die nachstehenden Versuche wurden an Betonbalken im Raumteilmischungsverhältnis 1:3:3 (Heidelberger Zement*, Rheinsand, Rheinkies) ausgeführt. Die Balken (Fig. 1 u. 2) hatten quadratischen Querschnitt von 300 mm Kantenlänge und eine Gesamtlänge von 2100 mm bei einer Auflagerentfernung von 1900 mm. Der Beton wurde erdfeucht mit 6,8% Wasserzusatz bezogen auf den absolut trockenen Zustand der

*) Eine, seit Juli vorliegende, den gleichen Gegenstand behandelnde theoretische Studie von Obering. Kleinlogel erscheint im Oktoberhefte. Die Schriftleitung.

**) Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons, Heft VI, 1906.

***) Mitteilungen über Forschungsarbeiten, herausgegeben vom Verein Deutscher Ingenieure, Heft Nr. 39.

*) Der Zement war in liebenswürdiger Weise von Herrn Kommerzienrat Schott-Heidelberg zur Verfügung gestellt.

Zuschlagsstoffe angemacht. Das Einstampfen erfolgte soweit als möglich nach den bestehenden Normen für Betonversuche. Die Balken wurden 3 Tage nach dem Einstampfen entformt und lagerten dann bis zum Alter von 21 Tagen unter feuchtem Sand, danach bis zum Alter von 42 Tagen an der Luft. Die Prüfung erfolgte im Alter von 42 Tagen.

Die Messung des Gleitens zwischen Beton und Eisen erfolgte mit Martensschen Schneiden und Spiegelablesung (Fig. 2). Für die Anordnung der Schneiden und Spiegel, sowie die Aufstellung der Fernrohre sind folgende Bedingungen zu erfüllen, denen die Versuchsordnung angepaßt wurde. Die den Spiegel tragende Schneide muß so angebracht werden, daß die Berührungspunkte zwischen Schneide und Beton einerseits und Schneide und Eisen andererseits in gleicher Entfernung von

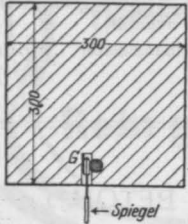


Fig. 2.

der neutralen Faserschicht des Balkens liegen. Aus diesem Grunde wurde die Schneide in senkrechter Stellung ihrer Längsachse in ein senkrecht Loch auf der Balkenunterseite eingeführt*). Die Stellung der Spiegel wurde so gewählt, wie sie Fig. 1 zeigt d. h. die Ebene der Spiegel war parallel einer durch die Längsachse der Bewehrung gelegten senkrechten Ebene. Würde man nämlich die Spiegelfläche in irgend eine andere Ebene stellen, etwa in die Ebene senkrecht zur Längsachse des Balkens, so würde sich die Spiegelfläche infolge der Durchbiegung des Balkens drehen und die Ableseung beeinflussen. In der gewählten Spiegelstellung dagegen ist die Durchbiegung des Balkens und die dadurch bedingte Änderung der Spiegellage ohne Einfluß auf die Ableseung.

Die Versuche wurden auf einer Presse von Amsler Laffon & Sohn für 35 bzw. 150 t Höchstlast ausgeführt. Bei den ersten Versuchen machte sich der Umstand störend bemerkbar, daß der Kolben der Presse und damit der auf ihm liegende Betonbalken sich — wenn auch nur sehr geringfügig — drehte. Diese Drehung bewirkte, daß in den Fernrohren der Spiegel 1—3 Skalenausschläge in genau der gleichen Weise sichtbar wurden, als ob ein Gleiten zwischen Beton und Eisen stattgefunden hätte. Um diesen störenden Einfluß auszuschalten, wurde an der Seitenfläche des Balkens ein Spiegel 4 fest angekittet und vor ihm in der gleichen Entfernung wie bei den

anderen Spiegeln eine Skala mit Fernrohr aufgestellt. Die im Fernrohre des Spiegels 4 erscheinenden Skalenausschläge sind von den in den Fernrohren der Spiegel 1—3 erscheinenden Ausschlägen abzuziehen.

Die zwischen dem Beton und dem Eisen mit leichten Hammerschlägen eingetriebenen Schneiden hatten eine Breite von 6,49 mm. Um eine Abnutzung der Schneide durch das Einschlagen in den Beton zu verhindern, wurde die betr. Stelle des Loches im Beton, die mit der Schneide in Berührung kam, mit Gips G ausgekleidet, doch so, daß der Gips nicht bis an das Eisen heranreichte.

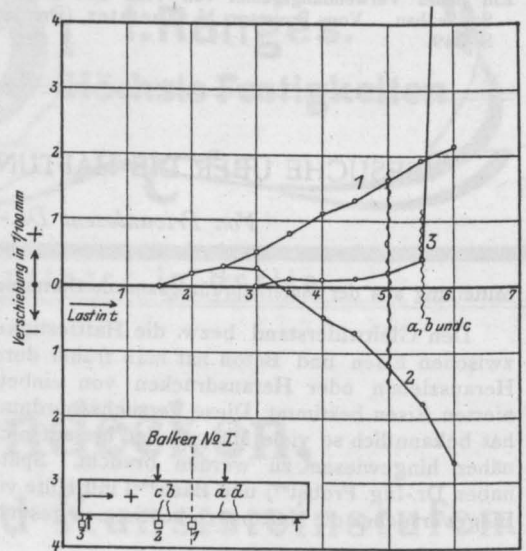


Fig. 3.

Der Abstand zwischen Skala und Spiegel betrug 1138 mm, so daß eine Schätzungseinheit von $1/10$ mm auf der Ableseskala einer Verschiebung zwischen Beton und Eisen von $1/3500$ mm entspricht. In den nachstehenden Zahlentafeln sind die Verschiebungen jedoch auf $1/1000$ mm abgerundet.

Ferner wurde das Gleiten bei den vorliegenden Versuchen auch in ähnlicher Weise wie bei den Bachschen Versuchen mit Hilfe einer Mikrometerschraube aus der gegenseitigen Verschiebung der Stirnflächen des Betonbalkens und der Eisenbewehrung bestimmt. Die durch die Spiegelablesungen und durch die Mikrometerschraube gefundenen Werte für das Gleiten zeigen eine gute Übereinstimmung. Eine vollständige Übereinstimmung ist nicht zu erwarten, da der Meßpunkt des Spiegels 3 nicht vollständig identisch mit dem Meßpunkte der Mikrometerschraube ist und da insbesondere ferner die Ableseung der Mikrometerschraube erst nach der Fernrohrablesung erfolgen konnte. Bei den höheren Belastungen aber, bei denen die Mikrometerschraube erst ein Gleiten

*) Die Ausdrücke „senkrecht, wagerecht usw.“ sind so gewählt, daß die Balkenlage während des Versuches wagerecht mit unten liegender Bewehrung gedacht ist und die Belastung in der senkrechten Ebene erfolgt.

erkennen läßt, tritt zwischen Beton und Eisen keine Ruhe mehr ein, sondern ein unaufhaltsames Verschieben, so daß der Zeitpunkt der Ablesung eine erhebliche Rolle spielt.

auf Zementmörtelleisten gleichmäßig über die ganze Breite auflagen. Die Verschiebung zwischen Beton und Eisen waren an folgenden 3 Punkten gemessen:

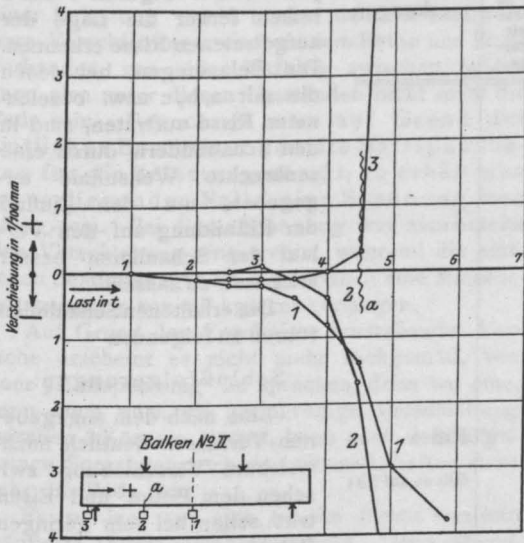


Fig. 4.

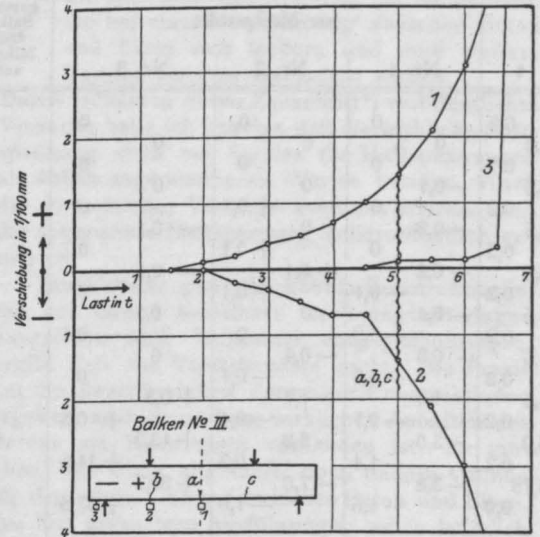


Fig. 5.

Die Belastung erfolgte in der üblichen Weise durch 2 gleichgroße Einzelkräfte $\frac{P}{2}$ im Abstände von 950 mm voneinander. Die Auflager sowie die Angriffspunkte der Einzelkräfte waren Walzen, die

- Meßpunkt 1: in der Balkenmitte,
 „ 2: senkrecht unterhalb des Angriffspunktes der Einzelkraft $\frac{P}{2}$,
 „ 3: etwas außerhalb des einen Auflagers.

Balken Nr. I.

P t	Verschiebung zwischen Eisen und Beton in $\frac{1}{100}$ mm			gemessen an Balkenstirn- fläche mit Mikrometer- schraube	Be- merkungen
	an Meßpunkt				
	Nr. 1	Nr. 2	Nr. 3		
0,2	0	0	0		
1,0	0	0	0		
0,2	0	0	0		
2,0	+0,2	+0,2	0		
0,2	+0,1	+0,1	0		
2,5	+0,3	+0,3	0		
0,2	+0,3	+0,3	0		
3,0	+0,5	+0,3	0		
0,2	+0,4	+0,2			
3,5	+0,8	-0,1	+0,1		
0,2	+0,5	0	0		
4,0	+1,1	-0,5	+0,1		
0,2	+0,5	-0,1	0		
4,5	+1,3	-0,7	+0,1		
0,2	+0,6	+0,1	0		
5,0	+1,6	-1,2	+0,2	0	Riß a
0,2	+0,7	+0,1	+0,1		
5,5	+1,9	-1,8	+0,4		Riß a, u. c
0,2	+0,7	-0,2	+0,4		
6,0	+2,1	-2,7	+14,8	12	sinkt auf 5,6 t
0,2	+0,8	+0,4	+16,3	13	ab: Riß d u. e

Die Belastung erfolgte in Stufen von 0,5 t. Nach jeder Belastung erfolgte die Entlastung auf der Nullast von 0,2 t. Die Verschiebungen wurden im Zustande der Belastung und Entlastung gemessen. Die Balken waren zwecks leichten Erkennens der Risse mit Schlackkreide getüncht. Als positive Verschiebungsrichtung zwischen Beton und Eisen wurde die Bewegungsrichtung der Eisenenden nach der Balkenmitte zu bezeichnet, also diejenige Richtung, in der sich das Eisenende bei dem Auftreten größerer Risse bewegt.

Die durch Messung festgestellten Verschiebungen zwischen dem Beton und Eisen sind in nebenstehenden Zahlentafeln angegeben und, soweit es sich um Verschiebung im Zustande der Belastung handelt, in den

Balken Nr. II.

P	Verschiebung zwischen Eisen und Beton in $\frac{1}{100}$ mm					gemessen an Balkenstirn- fläche mit Mikrometer- schraube	Be- merkungen
	an Meßpunkt						
	t	Nr. 1	Nr. 2	Nr. 3			
0,2	0	0	0	0	0		
1,0	0	0	0	0	0		
0,2	0	0	0	0	0		
2,0	-0,1	0	0	0	0		
0,2	0	0	+0,1	0	0		
2,5	-0,2	0	+0,1	-0,1	0		
0,2	0	+0,1	+0,1	0	0		
3,0	-0,2	+0,1	+0,1	-0,1	0		
0,2	-0,1	+0,1	+0,1	0	0		
3,5	-0,4	0	0	-0,1	0		
0,2	-0,3	0	0	-0,1	-0,1		
4,0	-0,8	-0,4	-0,4	0	-0,1		
0,2	-0,5	-0,1	-0,1	0	0		
4,5	-1,4	-1,7	-1,7	+0,3	0,5		
0,2	-0,7	-0,4	-0,4	+0,5	+0,5		
5,0	-3,0	-5,2	-5,2	+13,3	13		Riß a
0,2	-1,4	-0,3	-0,3	+14,6	+14,6		
5,75	-3,8	-7,0	-7,0	+85,7	76		fällt ab auf 5,5 t
0,2	-1,6	-1,0	-1,0	+87,5	79		

Balken Nr. III.

P	Verschiebung zwischen Eisen und Beton in $\frac{1}{100}$ mm					gemessen an Balkenstirn- fläche mit Mikrometer- schraube	Be- merkungen
	an Meßpunkt						
	t	Nr. 1	Nr. 2	Nr. 3			
0,2	0	0	0	0	0		
1,0	0	0	0	0	0		
0,2	0	0	0	0	0		
2,0	+0,1	0	0	0	0		
0,2	+0,1	0	0	0	0		
2,5	+0,2	-0,2	-0,2	0	0		
0,2	+0,1	-0,2	-0,2	0	0		
3,0	+0,4	-0,3	-0,3	0	0		
0,2	+0,2	-0,3	-0,3	0	0		
3,5	+0,5	-0,5	-0,5	0	0		
0,2	+0,3	-0,3	-0,3	0	0		
4,0	+0,7	-0,7	-0,7	0	0		
0,2	+0,4	-0,4	-0,4	0	0		
4,5	+1,0	-0,7	-0,7	0	0		
0,2	+0,6	-0,5	-0,5	0	0		
5,0	+1,4	-1,4	-1,4	+0,1	0		
0,2	+0,8	-0,7	-0,7	+0,1	0		
5,5	+2,1	-2,1	-2,1	+0,1	0		Riß a, b, c
0,2	+1,1	-0,8	-0,8	+0,1	0		
6,0	+3,1	-3,0	-3,0	+0,1	0		
0,2	+1,5	-1,0	-1,0	+0,3	0		
6,5	+4,5	-4,7	-4,7	+0,3	0,5		
0,2	+1,9	-1,0	-1,0	+0,3	+0,3		
7,0	+5,7	-4,6	-4,6	+12,2	12		
0,2	+2,1	+1,2	+1,2	+13,3	+13,3		
7,4							Belastung sinkt ab; Riß b vergrößert sich stark

Figuren 3—5 schaubildlich dargestellt. Die an den Schaulinien stehenden Zahlen 1 bis 3 bedeuten den betr. Meßpunkt. Die Figuren 3 bis 5 lassen ferner die Lage der aufgetretenen Risse erkennen. Die Belastungen, bei denen die mit a, b, c usw. bezeichneten Risse auftraten, sind in den Schaubildern durch eine senkrechte Wellenlinie angegeben, um den Einfluß der Rißbildung auf den Verlauf der Schaulinien besser erkennen zu lassen.

Die erhaltenen Schaulinien führen zu folgenden

Schlußfolgerungen:

Eine nach dem angegebenen Verfahren deutlich nachweisbare Verschiebung zwischen dem Beton und Eisen tritt schon bei sehr geringen Belastungen ein, und zwar lange bevor Risse erkennbar sind und bei Belastungen wesentlich unterhalb der Grenze, bei der sich mit Hilfe einer Mikrometerschraube ein Gleiten an der Stirnfläche feststellen läßt. Der Verlauf der Schaulinien ist bei den einzelnen Balken sehr verschieden. Dieses ist auch nicht anders zu erwarten, da die Richtung und Größe des Gleitens von der Lage und der Anzahl der auftretenden Risse abhängt. Teilweise wurde bei geringen Belastungen ein Gleiten in positiver Richtung festgestellt, das bei höheren Belastungen in die negative Richtung überging. Auch kann bei einer bestimmten Belastung (vergl. Balken Nr. 1, Meßpunkt 2 bei $P = 4,5$ t) die Verschiebung positive und bei der darauf folgenden Entlastung negative Richtung haben, ein Fall, bei dem also unter keinen Umständen mehr von einer Haftung gesprochen werden kann.

Es sei nochmals darauf hingewiesen, daß bei allen Balken vor dem Eintritt grö-

ßerer Risse die Verschiebung in der Balkenmitte und unterhalb des Angriffspunktes der Belastung größer war als an der Balken-Stirnfläche. Der Grund hierfür ist bereits früher angegeben.

Bei den untersuchten Balken war schon bei einer Belastung von 2 t eine deutlich nachweisbare Verschiebung zwischen dem Beton und Eisen vorhanden, von einer Haftung zwischen beiden kann also unter diesen Umständen nicht mehr die Rede sein. Berechnet man auf Grund der amtlichen Bestimmungen die Haftspannungen für die Belastung von 2 t, so erhält man im vorliegenden Falle eine Spannung von 5,6 kg/qcm. Bei dieser Spannung war also bereits eine Verschiebung eingetreten, während die amtlichen Bestimmungen im allgemeinen eine Mindesthaftspannung von 4,5 kg/qcm verlangen.

Auf Grund der Ergebnisse vorstehender Versuche erscheint es nicht mehr sachgemäß, von einer „Haftspannung“ zu sprechen; denn wo eine, wenn auch noch so geringfügige Verschiebung zwischen 2 Körpern eintritt, kann nach dem allgemeinen Sprachgebrauch von einem Anhaften nicht mehr die Rede sein.

Es sei hier auf eine bereits früher von mir geäußerte Anschauung hingewiesen. Der Verbund zwischen Beton und Eisen dürfte auf 3 Ursachen zurückzuführen sein und zwar auf

1. die wirkliche Haftung, d. h. ein Anhaften im Sinne von „kleben“,
2. den Reibungswiderstand, der sich einer Ver-

schiebung des Eisens im Beton entgegen setzt und dadurch bedingt ist, daß der Beton sich bei dem Abbinden zusammenzieht und das Eisen gewissermaßen einklemmt,

3. die sperrkeilartige Wirkung der Sandkörner, die bei einer Verschiebung zwischen Beton und Eisen sich lockern und eine weitere Verschiebung zu verhindern suchen.

Durch frühere in dieser Zeitschrift*) veröffentlichte Versuche habe ich gezeigt, daß die wirkliche Haftspannung etwa nur $\frac{1}{20}$ des für Haftspannungen als üblich angenommenen Wertes beträgt. Auch die vorstehenden Versuche zeigen wiederum, daß die sogenannte Haftspannung außerordentlich gering ist.

Eine Ursache, guten Eisenbeton-Konstruktionen, die auf Grund bewehrter Rechnungsunterlagen ausgeführt sind, Mißtrauen entgegenzubringen, ergibt sich aus Vorstehendem nicht. Die Praxis hat die Zuverlässigkeit derartiger Konstruktionen ergeben, auch wenn kein wirkliches Anhaften des Betons am Eisen mehr vorhanden ist. Es gibt eben, wie oben angeführt, noch andere Gründe für den guten Verbund zwischen Beton und Eisen. Die hier gemachten Ausführungen sollen lediglich dazu dienen, eine unsachgemäße, bei der Aufstellung von Berechnungen oft schädliche und unbequeme Anschauung zu bekämpfen, deren Unrichtigkeit auf mehrfache Weise bewiesen und gegen die auch bereits wiederholt, insbesondere von Dr.-Ing. Probst, erfolgreich vorgegangen ist.

VERBESSERTES VERFAHREN FÜR DIE AUSFÜHRUNG UND VERSENKUNG VON EISENBETONSINKSTÜCKEN NACH DE MURALT.

Von Geh. Hofrat Prof. Engels (Dresden).

Im Anschluß an die Vorführung der Muraltschen Uferbauten in Eisenbeton auf S. 229 ff. des Jahrgangs bringe ich nachstehend einige Mitteilungen über dessen sehr beachtenswerte Eisenbetonsinkstücke*) oder vielmehr die Methode ihres Versenkens. Denn wegen der Einzelheiten der Bauart und der Verwendung der Eisenbetonsinkstücke kann ich auf die ausführlichen Mitteilungen verweisen, die der Erfinder selbst veröffentlicht hat**) und die auch in das Handbuch für Eisenbetonbau, 2. Aufl., 4. Bd., aufgenommen sind. Nur das sei allgemein bemerkt, daß die Sinkstücke in Tidarbeit hergestellt werden und zwar werden auf einem bei Ebbe trockenlaufenden und durch

eine Strauchlage abgedeckten Platz des Vorufers — die Strauchlage ist gegen Auftreiben gesichert — quadratische Eisenbetonplatten von 95 cm Seitenlänge nebeneinander gelegt und durch eiserne Bolzen mit Unterlagsscheiben miteinander verbunden. An den Ecken von je vier Platten sind die Bolzen oben mit einer Rolle versehen, durch die zur Aufhängung der Platten dünne Stahltrossen gezogen werden.

Zum Anheben dieser so aus beliebig vielen Platten zusammengesetzten und bis zu 400 qm großen Sinkstücke werden diese an ein Floß angehängt, das bei Flut über sie gefahren wird und das auch zur Beförderung der Sinkstücke an die Versenkungsstelle dient. Bei den bisher veröffentlichten Ausführungen war das Floß aus einer

*) Nach einer von der Firma Jacob van der Valk herausgegebenen Denkschrift 1910—1911.

**) Beton und Eisen, 1907, Heft IX, S. 218 ff. und 1909, Heft I, S. 9 ff. — De Ingenieur 1907, 21. September, S. 715 und 1908, 24. Oktober, S. 786.

*) 1909, Heft 9, S. 336.

Anzahl hölzerner Schwimmkästen zusammengesetzt.

Dem von F. W. Otto Schultze in dem erwähnten Handbuch ausgesprochenen Urteil über das Muraltsche Verfahren kann ich mich nur anschließen: „Das ganze Verfahren ist äußerst sinnreich erdacht und scheint berufen zu sein, der

In Fig. 1 sieht man bei X ein schon teilweise zusammengebautes Sinkstück. Unter dem eisernen Prahm P liegt ein Sinkstück bereit. Der Prahm ist berechnet und konstruiert als eine freitragende Blechbrücke von 25 m Stützweite und für eine Belastung von 1000 kg/qm.

Unter Bezugnahme auf Fig. 2 ist über das

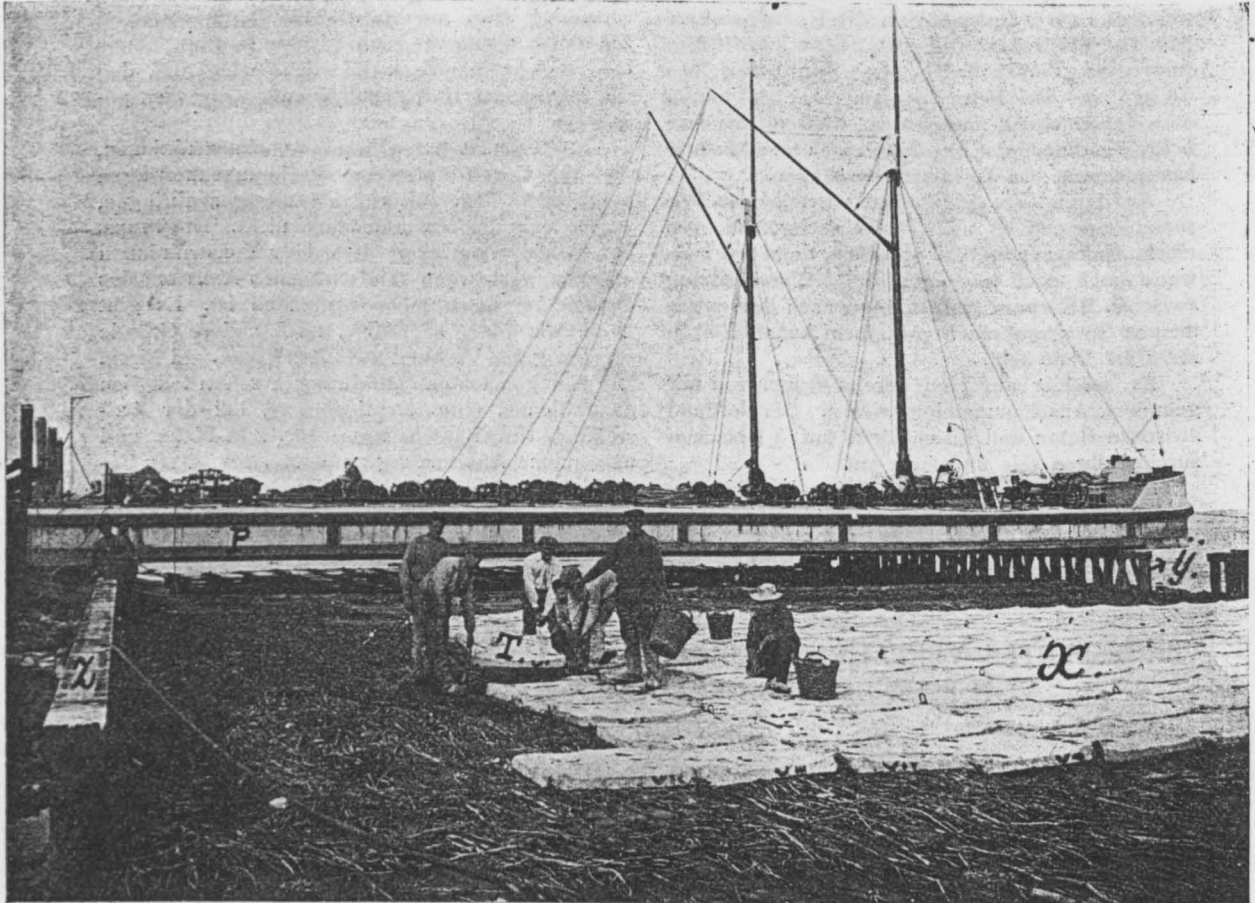


Fig. 1.

Das Zusammenbauen eines 308 qm großen Eisenbetonsinkstückes X. Die Baustelle liegt zwischen zwei hölzernen Jochen Z.

Anwendung des Eisenbetons bei der Küstenverteidigung neue aussichtsvolle Wege zu bahnen. Hierbei ist zu erwarten, daß häufigere Anwendung noch manche wichtige Erfahrung und Verbesserung bringen wird. So können z. B. die Schwimmkästen für Verwaltungen, die davon häufig Gebrauch machen, aus Eisen hergestellt werden.“

So ist es schon geworden: das Sinkstück wird nunmehr an eiserne Prähme angehängt.

Verbinden des Prahms mit dem Sinkstück das Folgende zu bemerken. Die Trommeln a und b sind sowohl unabhängig voneinander als auch unabhängig von der Welle K drehbar. Auf b sind etwa 50 m Stahldraht gewunden (um 25 m tief absenken zu können). Dieser Stahldraht wird nun durch die Buchse c hindurch an die darunter liegende Rolle der Aufhängungsbolzen des Sinkstücks geführt und von dieser durch die Buchse

zurück nach der Windtrommel a. Alsdann wird a so lange gedreht, bis auf ihr 25 m Stahldraht aufgewickelt sind. Nunmehr sind also auf jeder Trommel a und b 25 m Stahldraht aufgewickelt, während beide Trommeln mit dem gleichen Aufhängepunkt des Sinkstücks verbunden sind. Hierauf werden die beiden Windtrommeln unbewegbar auf der Welle K befestigt: Zustand der Fig. 3.

triebe wird die Drehung der Wellen P auf die Wellen K übertragen. Damit nun sämtliche Aufhängepunkte zwangsläufig die gleiche Senkung oder Hebung erfahren, müssen auch die Wellen P unter sich zwangsläufig verbunden sein, d. h. die acht Winden sich gleich schnell drehen. Zu dem Ende sind diese (Fig. 5), unter sich durch Gelenkketten R verbunden. Die Erfahrung hat in Über-

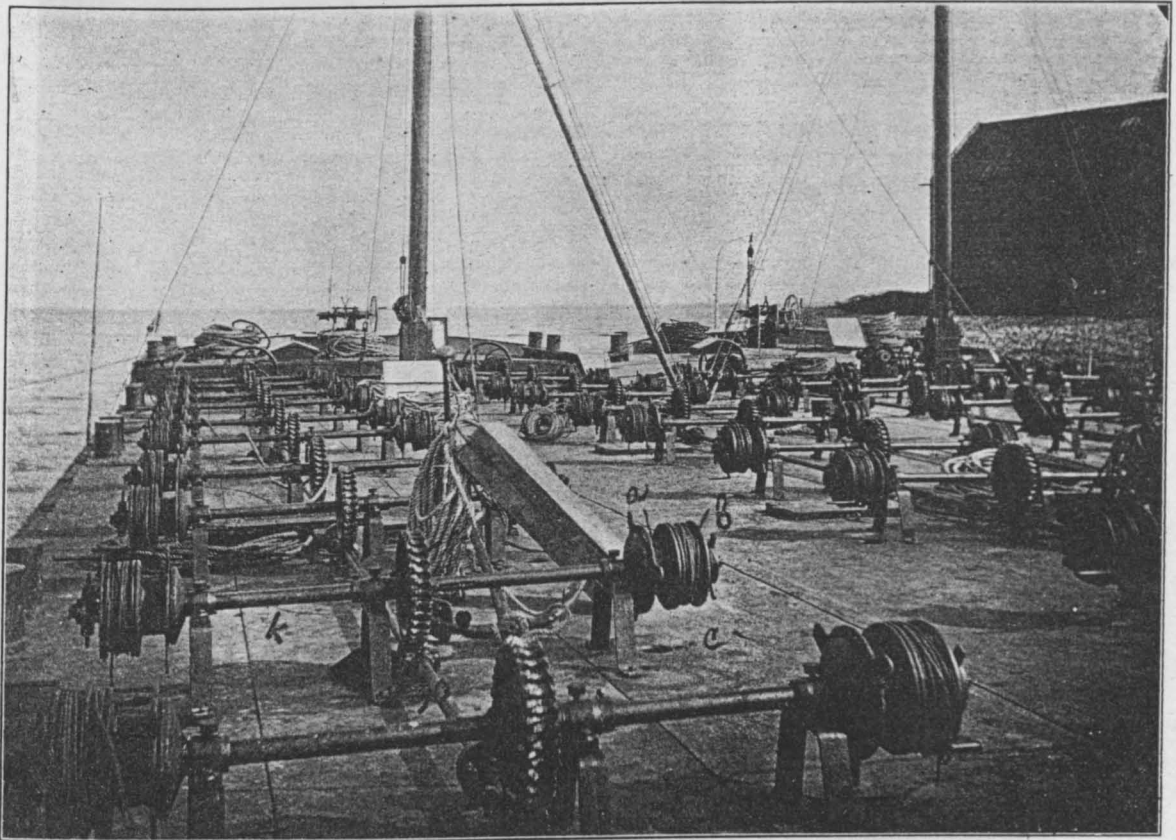


Fig. 2.

Draufsicht auf den eisernen Prahm, der auf den Jochen frei über dem Sinkstück aufruhrt.

In Fig. 4 sind die Trommeln a und b mit den Buchstaben N und V bezeichnet. Sobald nun alle Doppeltrommeln mit den entsprechenden Aufhängepunkten des Sinkstücks verbunden und alle Trommeln festgestellt sind, ist die Verbindung des Sinkstücks mit dem Prahm fertig gestellt.

Auf dem Schwimmer, der aus zwei Prahmen besteht, befinden sich, Fig. 2, vier Hauptarbeitswellen P, von denen eine jede an beiden Enden mit einer Winde verbunden ist, durch welche sie gedreht werden kann. Vermittels Schneckenge-

einstimmung mit der Berechnung gezeigt, daß zum Heben oder Senken eines Sinkstücks von etwa 300 qm — einem Gewicht von etwa 180 t entsprechend — jede der acht Winden von zwei Mann bedient werden muß.

Sobald der Schwimmer aufgestellt ist, werden die Winden I, II, III und IV (Fig. 4), so lange gedreht, bis das Sinkstück dicht an den Schwimmer herangehoben ist. Alsdann wird der Schwimmer mit dem Sinkstück, nachdem er vom Werkplatz verholt ist, durch einen Schlepper nach der Stelle

bugsiert, wo das Sinkstück versenkt werden soll (Fig. 6 u. 7).

Nunmehr werden die Trommeln V und N

wickelt ist: dieser Zustand ist in Fig. 2 bei b angegeben. Damit ist die Versenkung ausgeführt. Der Schwimmer wird hierauf nach dem Werkplatz



Fig. 3.

Draufsicht auf einen der eisernen Prähme, die jetzt mit dem darunterliegenden Sinkstück verbunden sind.

(Fig. 4) von der Welle K losgekuppelt; V wird aufgedreht, wodurch N von selbst abläuft, so daß alsbald die gesamte Stahltrasse auf V aufge-

über ein neues daselbst bereit liegendes Sinkstück zurückgeschleppt.

Wegen der zahlreichen Vorzüge, die die



Fig. 4. Vermittels der Winden I, II, III und IV wird das Sinkstück unter den Pramm herangezogen.

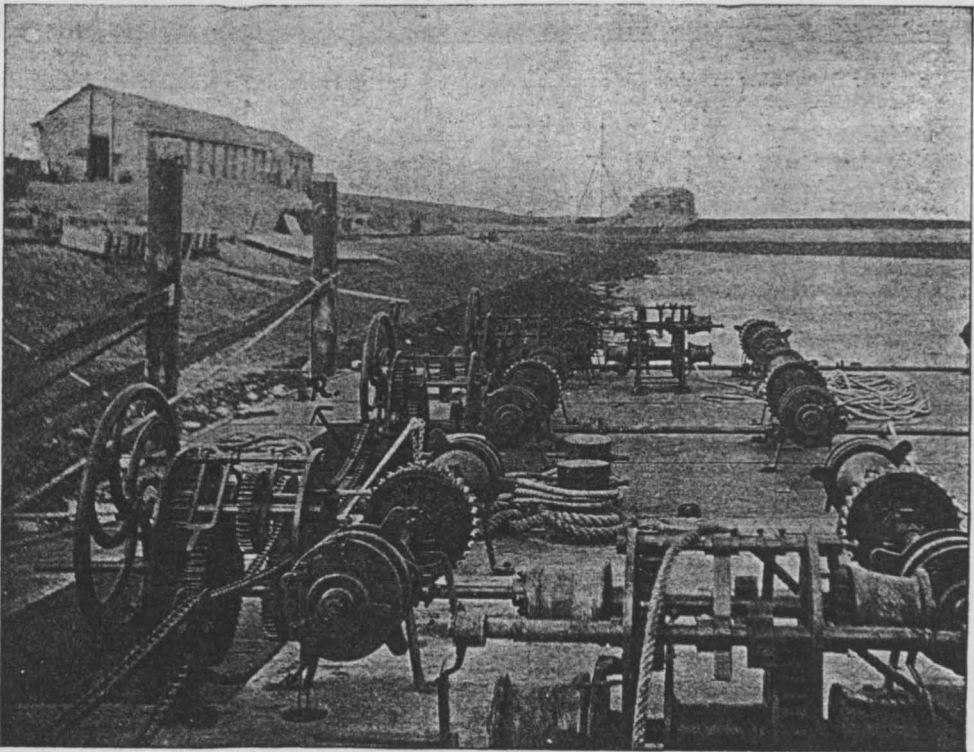


Fig. 5. Die Winden sind unter sich durch Gelenkketten R verbunden.

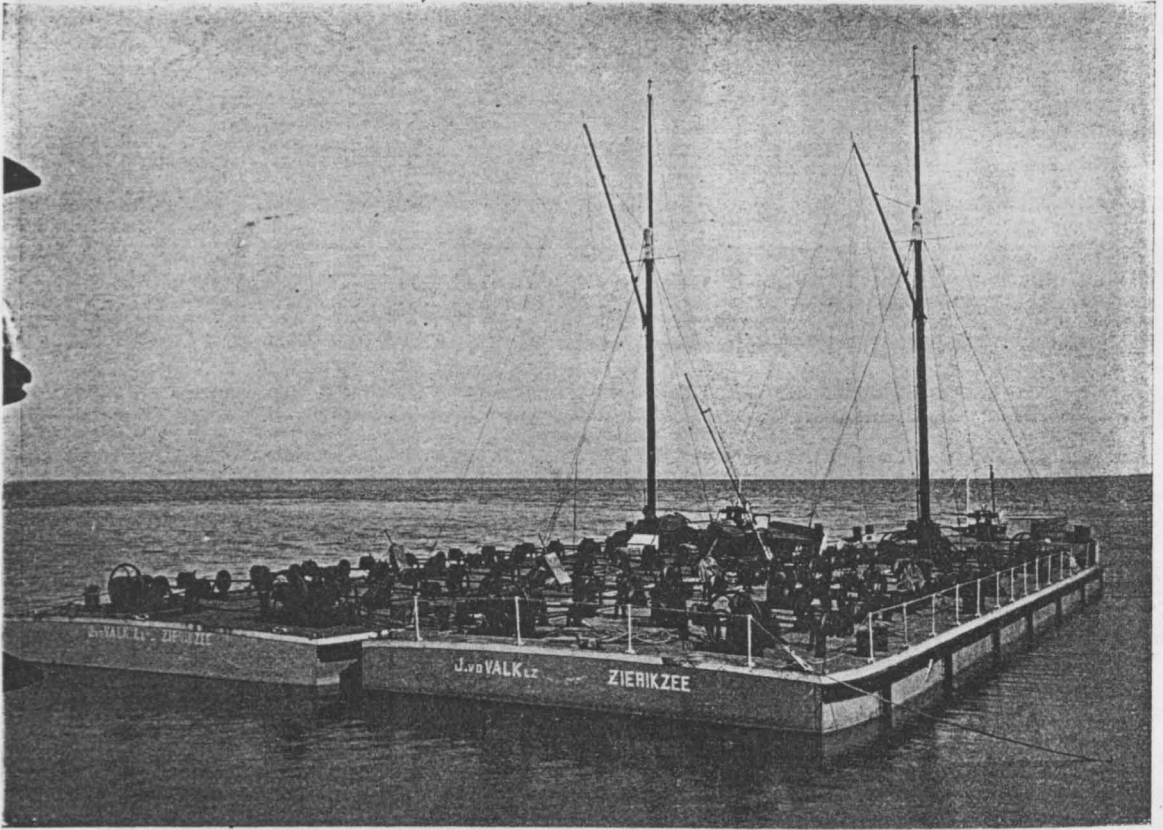


Fig. 6. Der Schwimmer mit dem Sinkstück hat den Werkplatz verlassen und wartet auf den Schlepper.

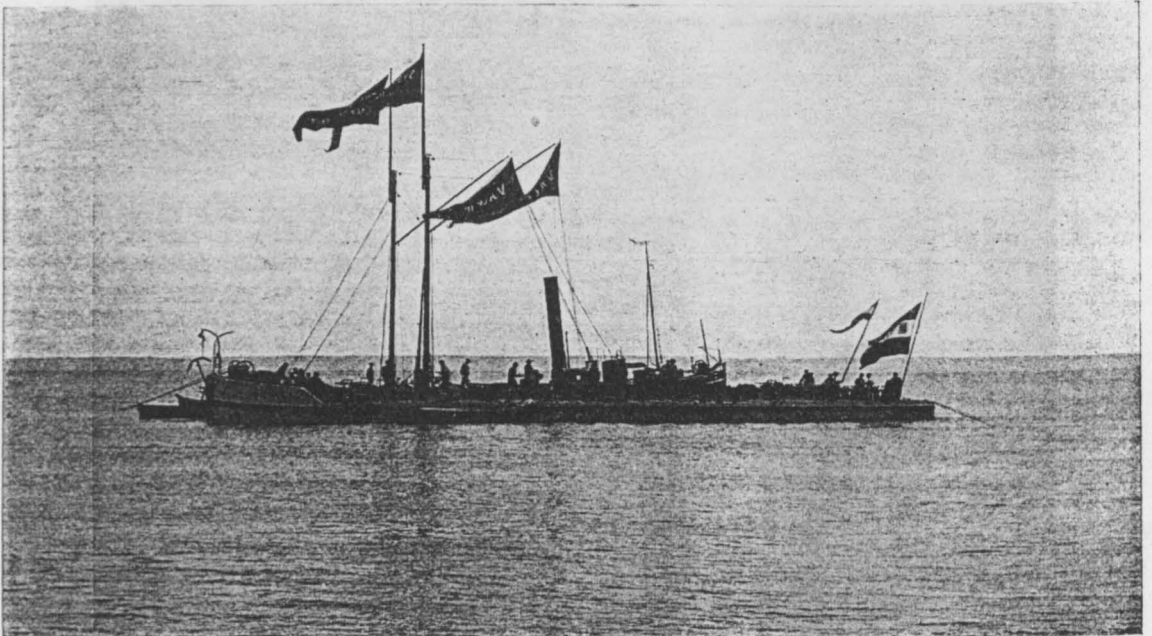


Fig. 7. Das Verankern des Sinkstückes.

Eisenbetonsinkstücke, gegenüber den bisher gebräuchlichen Sinkstücken aus Strauchwerk aufweisen, verweise ich auf die eingehenden Darlegungen de Muralts an der eingangs erwähnten Stelle. Hier sei nur als besonders wichtig der Umstand hervorgehoben, daß man auch bei unruhigem Wetter, ausgenommen natürlich bei heftigen Stürmen, die Arbeit nicht zu unterbrechen braucht.

Die bisherigen Untersuchungen durch Taucher haben ergeben, daß die Eisenbetonsinkstücke sowohl eine einwandfreie Lage erhalten, als auch im Seewasser sich durchaus bewähren, falls dem Zementmörtel ein angemessener Traßzusatz beigefügt wird.

Gegenüber dem Bedenken, daß das die Betonplatten miteinander verbindende Rundeisen schnell verrosten würde, wird auf die Erfahrungen hingewiesen, die dieses Bedenken unbegründet erscheinen lassen. So sind aus der Nordsee alte Gewehre aus der Zeit de Ruyters, also aus der Mitte des 17. Jahrhunderts, herausgeholt, deren Läufe, wie eine sorgfältige Untersuchung durch den Marinebaurat Eckhardt auf Helgoland ergeben hat, zwar stark verrostet, aber doch nicht gänzlich durchgeröstet sind, während doch die Wandstärke dieser Gewehrläufe erheblich kleiner gewesen ist, als die Stärke der Rundeisen, die die einzelnen Betonplatten des Sinkstücks miteinander verbinden.

EIN NEUES VERWENDUNGSGEBIET VON TRASS UND KALK IM STRASSENBAU.

Von Professor M. Foerster (Dresden).

Die starke Beanspruchung unserer Straßen durch den rasch zunehmenden Verkehr der Selbstfahrzeuge — verbunden mit der durch sie hervorgerufenen Staubplage — haben auch bei uns in den letzten Jahren die Anregung zur Anwendung staubdämpfender und dabei dauerhafter Straßenbefestigungen, unter Verwendung bituminöser Mittel, gegeben. Namentlich sind in Deutschland eine Anzahl verschiedener Teerschotterverfahren (Teermakadam, Innenteering) versucht und erprobt worden,*) unter denen das „Nassauer Teerschotterverfahren“ mit besonders granuliertem Kleinschlag wegen seiner weiteren Verbreitung und guten Bewährung hervorhebenswert erscheint; hierbei handelt es sich um eine dichte und wasserundurchlässige Fahrbahndecke, die unter der Einwirkung von Verkehr und Witterung gleich unveränderlich und zudem einer gleichmäßigen Abnutzung ausgesetzt ist. Immerhin aber erfordert das Verfahren eine große Geschicklichkeit gut geschulter und zuverlässiger Arbeiter und einen Abschluß der fest eingewalzten Decke durch eine Oberflächenteering, welche die frische Straßenfläche im ersten Lebensjahre vor dem Eindringen von Verunreinigungen und einer Störung durch Wasser und Eis zu bewahren hat. Da durch Regenwetter der Einbau benachteiligt wird, auch die Ausführung des Teeraufgusses bei Nässe ausgeschlossen ist und überhaupt eine längere Zeitdauer ungünstiger Witterung das gute Gelingen der Decke in Frage stellen kann, so ist das Teerschotterverfahren durch Einführung

eines neuen Binde- und Dichtungsmittels verbessert worden — Pyknoton von seinen Erfindern, dem Baurat J. Henning zu Oberlahnstein und dem Grubendirektor A. Hambloch zu Andernach, benannt.)*

Die Neuheit des patentamtlich unter Schutz gestellten Verfahrens beruht in der Anwendung von Traß in Verbindung mit Löschkalk und Ätzkalk als Einbau, Befestigungs- und Dichtungsmittel des Teerschotters.

Die Vereinigung der drei Stoffe: Traß, Löschkalk, Ätzkalk bietet für die vorliegenden Zwecke ein ausgezeichnetes Material, da der Erhärtungsprozeß ein zwar langsamer, aber in hohem Grade vollständiger ist; von besonderem Einfluß ist hierbei der doppelte Charakter des Kalkes, da die bei Vereinigung beider Agentien auftretende erhebliche Wärme bei Hinzutritt von Wasser (bezw. Feuchtigkeit) eine hervorragend gute Aufschließung der Kieselsäure im Gefolge hat und somit eine besonders gute Verfestigung des Traßkalkgemisches sichert. In dieser Beziehung zeigten Versuche, daß gegenüber Probekörpern, welche aus Traß und Kalkhydrat hergestellt wurden, solche unter Hinzufügung von Ätzkalk drei- bis fünfmal so große Festigkeit und Härte aufwiesen. Auch zeigte es sich, daß nicht — wie bei Baumörtel — hier nur die guten und teuren Traßarten Verwendung finden können, sondern daß sich für den vorliegenden Zweck durchaus ausreichende Festigkeits- usw. Ergebnisse

*) Vergl. Zeitschrift für Transportwesen und Straßenbau 1910 Nr. 21. Abdruck einer Denkschrift von Baurat J. Henning.

*) Die Grundlage des Wortes Pyknoton bildet das Adjektiv πυκνός wovon das Verbum πυκνотώω, ich dichte, mache fest, abzuleiten ist. Daraus ist „Pyknoton“ gefunden worden.

unter Verwendung des sonst fast nur eine Abraummasse darstellenden Bergtrasses (Tuftasche) erzielen lassen. Es hat dies seinen Grund einerseits in der hier besonders ausgeprägten Aufschließung des Trasses, andererseits darin, daß bei der Beschotterung lange nicht die Anfangsfestigkeiten und die hohen Sicherheiten erforderlich sind wie bei einem Baumörtel.

Das Einbauverfahren der Pyknotonmethode besteht in folgendem:

Zunächst wird (Fig. 1) zur Innenbildung des Straßenkörpers eine pulverisierte, trockene Mischung von „Tuftasche“, Ätzkalk und Kalkhydrat (Pyknoton I) in einem dem Teerpräparate ent-

den sein, so kann noch eine dritte Streulage aufgebracht werden. Schließlich läßt man diese Decklagen etwas „anziehen“ und glättet sie mit der Dampfwalze.

Ist das Wetter trocken, so ist die Pyknotondecke in den ersten Tagen durch Begießen feucht zu halten.

Die Decke ist sofort so fest gedichtet, daß unmittelbar nach ihrer Fertigstellung Fuhrwerke bis 4 t Ladegewicht sie befahren können; eine Störung des Abbindens der Innenbindung findet hierbei nicht statt. Bei einer auf der Bezirksstraße in Nassau a. d. L. ausgeführten Strecke zeigte sich, daß eine Pyknotonstrecke schon nach fünf Tagen

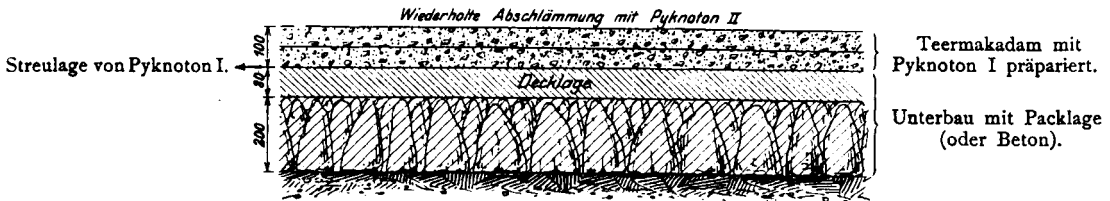


Fig. 1.

sprechenden Verhältnisse den vorher getrockneten, gereinigten und entstaubten Steinsorten beige-mengt, also noch bevor sie zur Teerung gelangen.

Eine weitere Innenbindung wird vorgenommen, nachdem die untere Lage der Decke eingebaut ist, indem diese mit dem vorbeschriebenen Pyknoton I vor dem Walzen gleichmäßig abgedeckt und eingewalzt wird. Ist dann die Oberlage der Decke aufgetragen und fertig gewalzt, wird eine Lage pulverisierten, trockenen Gemisches von „Traß“, Ätzkalk und Kalkhydrat — genannt Pyknoton II — mit feinem, reinem Sande bis 1 mm Korngröße zu gleichen Teilen trocken gemischt, in dünner Lage trocken aufgestreut, mit Wasser genäßt und mit Piassavabesen eingeschlämmt; alsdann folgt eine zweite Lage von Pyknoton II mit Sand, gleich der ersten behandelt und eingeschlämmt. Sollte hierdurch die Oberfläche noch nicht dicht gewor-

imstande war, Einzellasten von 150 kg/qcm Druck ohne Überanstrengung aufzunehmen.

Da der Einbau — vorausgesetzt, daß das Pyknotonpulver trocken bleibt — unabhängig ist von der Witterung, ferner aller überflüssige Teer gebunden und somit an dem sonst lästigen Herausquellen verhindert wird, auch die bisher mit der Unterhaltung der Straßen gemachten Erfahrungen sehr gute sind, so ist zu erwarten, daß die neue Baumethode sich bald einer größeren Verbreitung erfreuen wird. In diesem Sinne anerkennend haben sich auch die Verhandlungen auf dem II. internationalen Straßenbaukongresse zu Brüssel im August d. J. ausgesprochen.

Schließlich sei auf die Perspektive hingewiesen, welche überhaupt für das gesamte Gebiet der Mörteltechnik die hier durchgeführte Vereinigung von einem kieselsäurereichen natürlichen Zementen mit Ätzkalk und Kalkhydrat hat.

NEUE VERSUCHE.

Mitgeteilt von Dr. E. Probst (Berlin).

1. Eigene Untersuchungen, ausgeführt von den königl. Material-Prüfungämtern in Gr.-Lichterfelde-West und Dresden.

Im Auftrage der Deutschen Kahneisengesellschaft hat der Verfasser 2 Versuchsreihen gearbeitet, welche die Tragfähigkeit verschieden bewehrter Eisenbetonbauten klarstellen sollten. Die Aufgabe war derart gestellt, an Probekörpern

von den gleichen äußeren Dimensionen und von derselben Betonmischung bei nahezu gleichen Eisenquerschnitten die Tragfähigkeit bei Rundeiseneinlagen und Kahneiseneinlagen zu ermitteln, insbesondere aber den Einfluß der verschiedenen Armierungsarten auf die Aufnahme der Schubspannungen zu untersuchen.

Da ich selbst die Ausführungen dieser Ver-

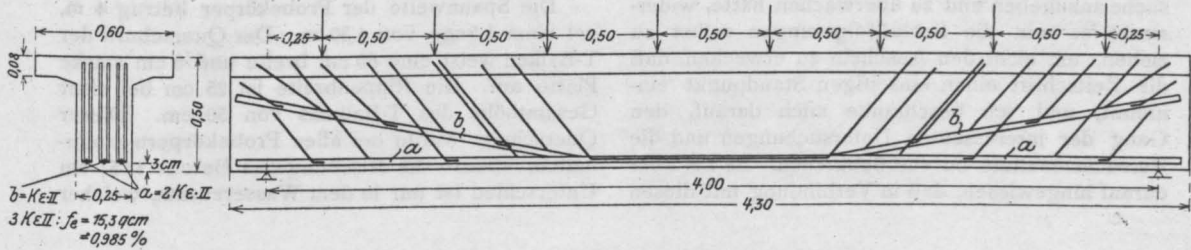


Fig. 1.

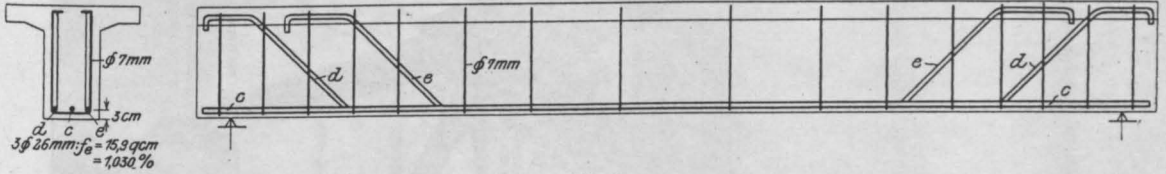


Fig. 2.

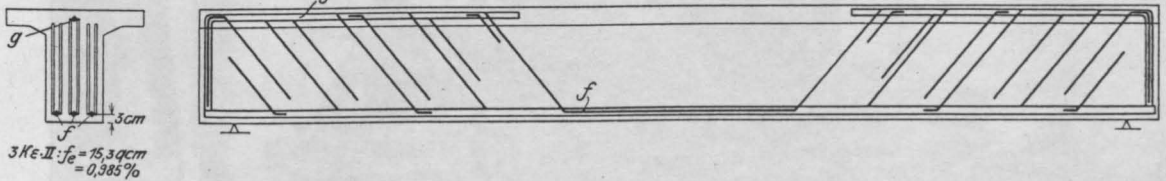


Fig. 3.

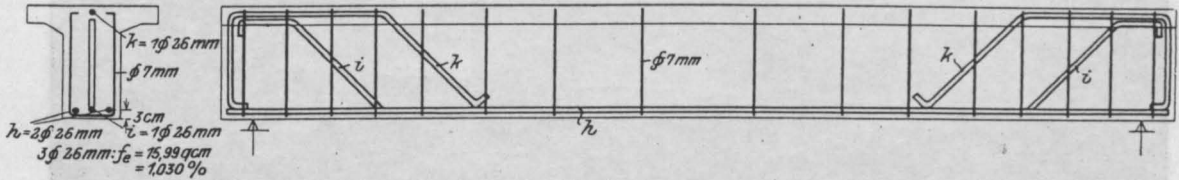


Fig. 4.

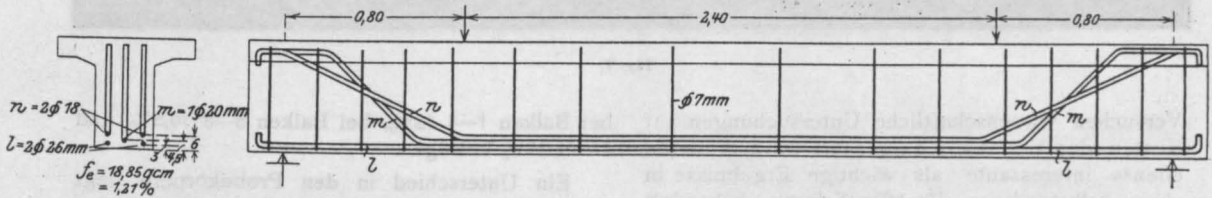


Fig. 5.

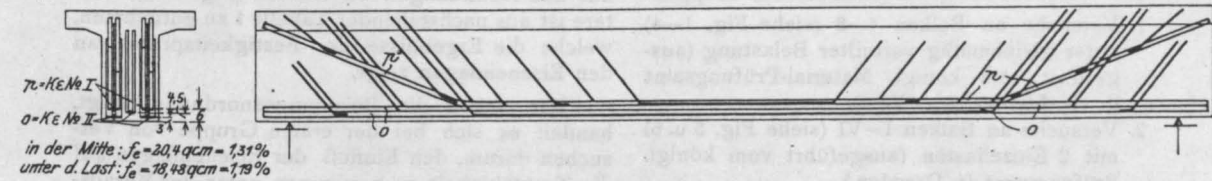


Fig. 6.

suche anzugeben und zu überwachen hatte, widerstrebt es mir, die Schlußfolgerungen selbst zu ziehen, um nicht den Anschein zu erwecken, daß die Zeitschrift einen einseitigen Standpunkt einnimmt, und ich beschränke mich darauf, den Gang der interessanten Untersuchungen und die Versuchsergebnisse zu veröffentlichen. Es sei aber darauf hingewiesen, daß in Verbindung mit diesen

Die Spannweite der Probekörper betrug 4 m, bei einer Länge von 4,30 m. Der Querschnitt der T-Balken weist eine 60 cm breite und 8 cm starke Platte auf. Die Rippenbreite ist 25 cm bei einer Gesamthöhe des T-Balkens von 50 cm. Dieser Querschnitt wurde bei allen Probekörpern eingehalten, ebenso die Mischung des Betons 1:5; ein Unterschied ist nur in dem Wasserzusatz, welcher

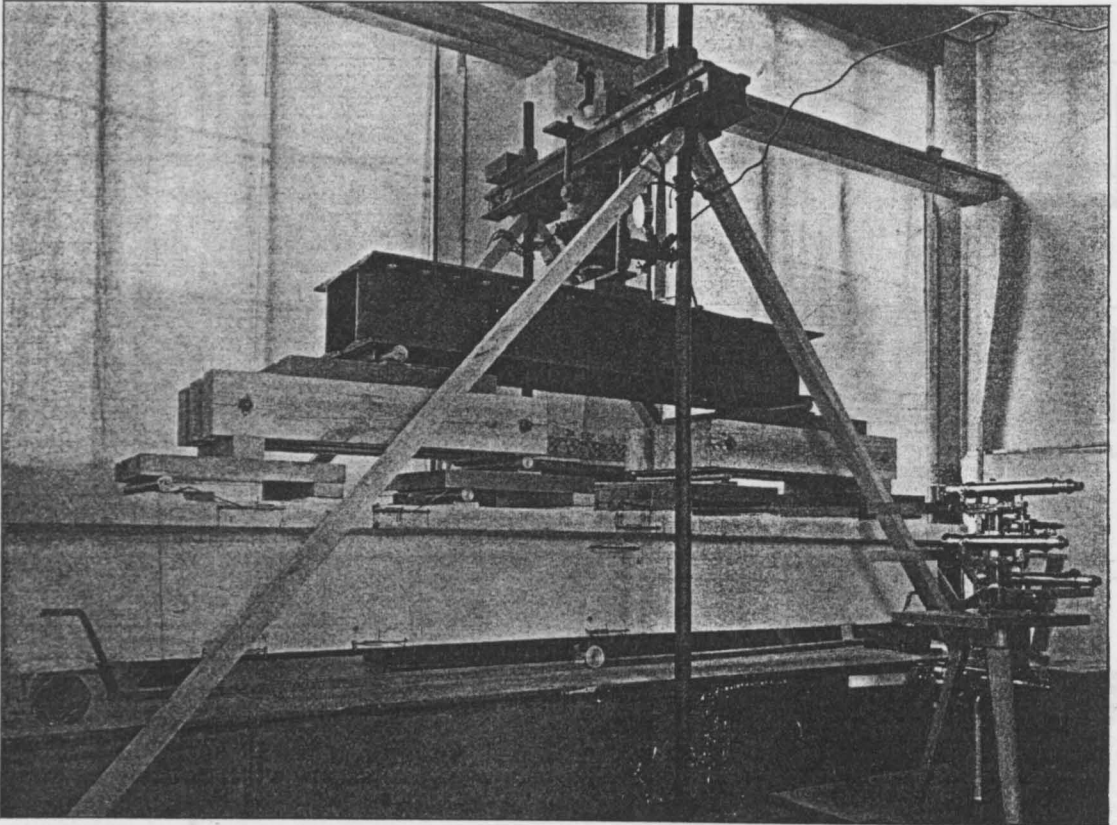


Fig. 7.

Versuchen wissenschaftliche Untersuchungen auf Kosten des Verfassers ausgeführt wurden, deren ebenso interessante als wichtige Ergebnisse in einer selbständigen Veröffentlichung behandelt werden.

Die Versuche selbst zerfallen in zwei Gruppen:

1. Versuche an Balken 1—8 (siehe Fig. 1—4) unter gleichmäßig verteilter Belastung (ausgeführt vom königl. Material-Prüfungsamt in Gr.-Lichterfelde-West);
2. Versuche an Balken I—VI (siehe Fig. 5 u. 6) mit 2 Einzellasten (ausgeführt vom königl. Prüfungsamt in Dresden.)

Vorerst einige allgemeine Angaben:

bei Balken 1—4 12%, bei Balken 5—8 10,5% und I—VI 10% beträgt.

Ein Unterschied in den Probekörpern liegt nur in den Eiseneinlagen, sowohl in der äußeren Anordnung, als auch in der Festigkeit. Erstere ist aus den Abbildungen zu ersehen (Fig. 1—6), letztere ist aus nachstehender Tabelle 1 zu entnehmen, welche die Ergebnisse der Festigkeitsproben an den Eiseneinlagen zeigt.

Wie schon die Belastungsanordnung zeigt, handelt es sich bei der ersten Gruppe von Versuchen darum, den Einfluß der Eiseneinlagen auf die Tragfähigkeit zu bestimmen unter der Voraussetzung, daß unter sonst gleichen Verhältnissen die

Tabelle 1.
Festigkeit der zu den Versuchen ver-
wendeten Eisen.

Ort der Versuche	Art des Eisens	Streckgrenze kg/cm ²	Zugfestigkeit kg/cm ²
Versuche in Lichterfelde	Kahnisen ($f_e=5,1$ qcm)	2180—2260	3530—3560
	Rundeisen \varnothing 26 mm ($f_e=5,3$ qcm)	2100—2320	3600—3620
Versuche in Dresden	Kahnisen ($f_e=5,1$ qcm)	3220—3440	5010—5130
	Rundeisen \varnothing 25 mm ($f_e=4,9$ qcm)	2385—2960	4093—4402

Tragfähigkeit an der Überwindung der Normalspannungen erschöpft sein soll. Dementsprechend wurden die Probekörper dimensioniert und die Ergebnisse der Prüfung, deren Ausführung in Fig. 7 und deren Resultat in Fig. 8 ersichtlich ist, beweisen, daß der erwünschte Zweck auch erreicht wurde. Die Ergebnisse, das sind die Bruchlasten und die nach den preußischen Vorschriften daraus ermittelten Spannungen sind aus Tabelle 2 zu entnehmen.

Die zweite Gruppe von Versuchen an den Probekörpern I bis VI (Fig. 5 u. 6) wurde derart vorgenommen, daß zwei Einzellasten, symmetrisch gegen die Mitte, in einem Abstand von 2,40 m angeordnet waren; die Ausführung der Versuche mit den dabei vorgenommenen Feinmessungen sind in Figur 9 ersichtlich. Die Lastanordnung hatte den Zweck, möglichst große Schubspannungen hervorzurufen; die Dimensionierung der Eiseneinlagen ging von demselben Grund-

Tabelle 2.
Versuche in Gr.-Lichterfelde-West.

Balken-Nr.	Alter in Tagen	Eiseneinlage	Höchstlast in kg	Bei der Höchstlast entstehende max. Spannungen in kg/qcm		
				σ_e	σ_b	τ_0
1	57	} 3 Kahn Nr. II { s. Fig. 1	43 100	3250	134	19,9
3	64		37 700	2850	118	17,4
Mittel			40 400	3050	126	18,65
2	63	} 3 \varnothing 26 mm { s. Fig. 2	36 800	2670	113	17,0
4	68		40 300	2920	128	18,6
Mittel			38 550	2795	120,5	17,8
5	75	} 3 Kahn Nr. II { s. Fig. 3	38 200	2890	120	17,6
7	72		37 600	2840	118	17,4
Mittel			37 900	2865	119	17,5
6	69	} 3 \varnothing 26 mm { s. Fig. 4	41 900	3040	130	19,4
8	75		34 800	2540	108	16,0
Mittel			38 350	2790	119	17,7

Mischung: 1 Rt Zement + 5 Rt Zuschlag, bestehend aus: 1 Rt Sand, 3 Rt feiner Kies, 1 Rt grober Kies (Korngröße bis 2 cm).

Wasserzusatz: Bei Balken 1—4: 12%; bei Balken 5—8: 10 $\frac{1}{2}$ %.

Die Höchstlast besteht in der Pressenlast, dem Aufbau und dem Eigengewicht; Aufbau und Eigengewicht = 3600 kg.

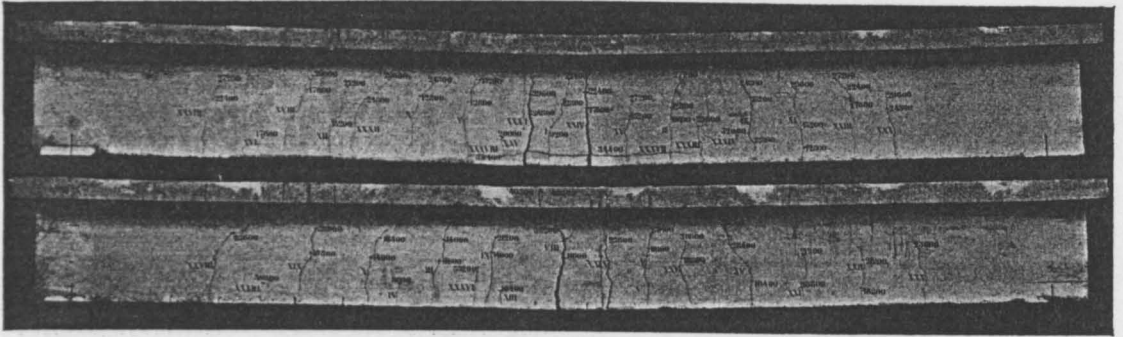


Fig. 8.

Tabelle 3.

Versuche in Dresden.

Balken-Nr.	Alter in Tagen	Eiseneinlage	Höchstlast in kg	Spannungen bei der Höchstlast in kg/qcm				
				in Balkenmitte		unter der Einzellast		
				σ_e	σ_b	σ_e	σ_b	τ_0
I	43	2 \varnothing 26 mm, 1 \varnothing 20 mm, 2 \varnothing 18 mm, siehe Fig. 5	39 500	1940	96,0	1920	95,0	18,6
IV	42			45 800	2340	115,5	2300	113,5
Mittel			42 150	2140	105,8	2110	104,3	20,2
II	42	3 Kahn II, 2 Kahn I, siehe Fig. 6	57 420	2710	145,0	2920	147,0	27,4
V	42			59 800	2830	151,0	3040	153,0
Mittel			58 610	2770	148,5	2980	150,0	28,0
III	42	wie II und V, jedoch sind die Bügelenden aufgeschlitzt und umgebogen	45 280	2150	113,5	2250	113,5	21,7
VI	42			67 500	3190	168,5	3440	173,5
Mittel			56 390	2670	141,0	2845	143,5	27,0

Mischung: 1 Raumteil Zement + 5 Raumteil Kiessand (Korngröße bis 2,5 cm).

Wasserzusatz: 10%.

Die Höchstlast besteht in der Pressenlast, dem Aufbau und dem Eigengewicht; Aufbau und Eigengewicht betragen zusammen 2000 kg.

satzes aus. Der Bruch der Probekörper sollte im Gegensatz zu der ersten Gruppe von Versuchen durch die Schubspannungen verursacht werden. Der Zweck ist auch erfüllt worden, wie aus dem Bruchbild (Figur 10) zu erkennen ist.

Die Ergebnisse, die Bruchlasten und die aus diesen ermittelten größten Spannungen sind aus beistehender Tabelle 3 ersichtlich.

Der Fachmann wird sich aus den gemachten Angaben ein klares Bild über die Ergebnisse

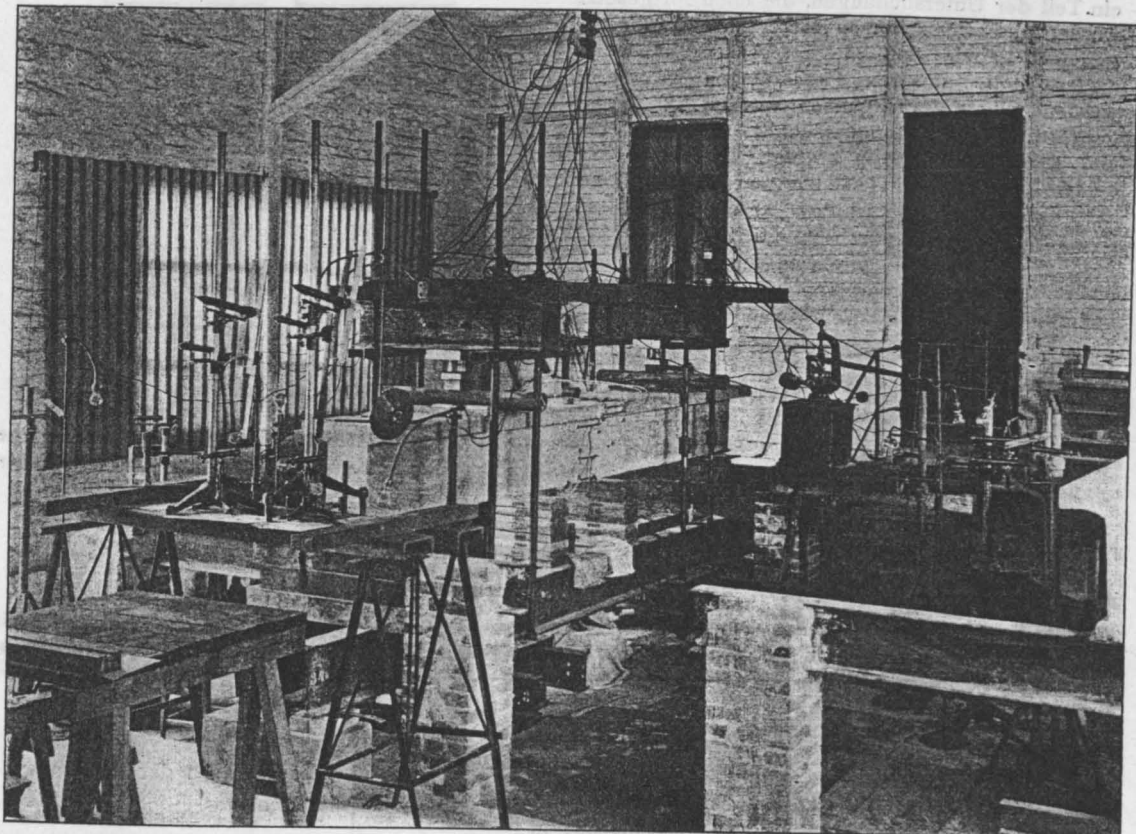


Fig. 9.

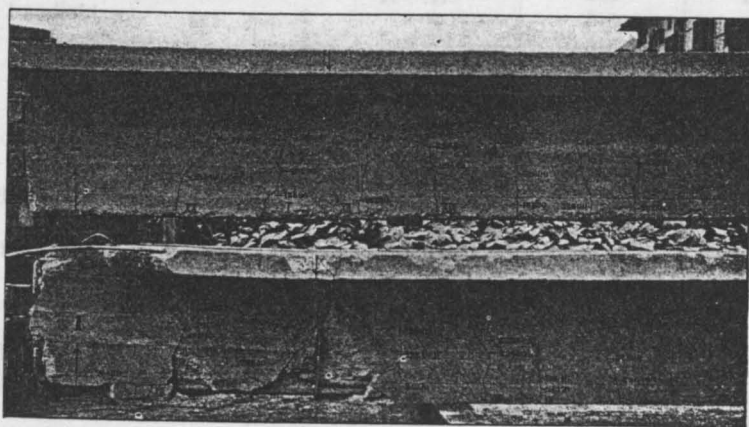


Fig. 10.

dieser Untersuchungen machen können, deren Schlussfolgerungen zu ziehen ich aus den eingangs erwähnten Gründen unterlasse.

2. Neue amerikanische Untersuchungen an umschnürten Eisenbetonsäulen unter wiederholter und exzentrischer Belastung.*)

Als eine Fortsetzung der im Jahre 1909 veröffentlichten Untersuchungen an Eisen-

*) Die Mitteilungen und die Figuren sind dem „Eng. Record“ entnommen.

betonsäulen,*) welche von M. O. Withey an der Universität in Wisconsin durchgeführt wurden, sind nachfolgende Untersuchungen anzusehen, welche auf der Jahresversammlung des amerikanischen Verbandes für Materialprüfung im Juli dieses Jahres bekannt gegeben wurden. Es ist dies nur ein Teil der Untersuchungen, die noch fortgesetzt werden, die aber schon so interessante Ergebnisse geliefert haben, daß sie im Auszug auch an dieser Stelle unseren Fachkollegen mitgeteilt werden mögen. Im ganzen wurden 12 Säulen geprüft, deren Betonquerschnitt 32 bis 38 cm und deren Länge 2,6 m beträgt. Die Armierung besteht aus einer Rundeisenlängsarmierung, deren Streckgrenze im Mittel 2600 kg/cm² und deren Zugfestigkeit einen durchschnittlichen Wert von 4200 kg/cm² ist. Die Spiralarmierung besteht aus einem 4,8 mm starken Stahldraht mit einer Zugfestigkeit von 8100 kg/cm² und einer Streckgrenze von 5400 kg/cm²; die Ganghöhe der Spirale beträgt 2,54 cm.

Der Beton, dessen Mischung in der Tabelle

*) Veröffentlicht auf Seite 263 u. 368 Jahrgang 1909 dieser Zeitschrift.

ersichtlich ist, hat einen Steinzuschlag von einer maximalen Korngröße von 3 cm. Gleichzeitig

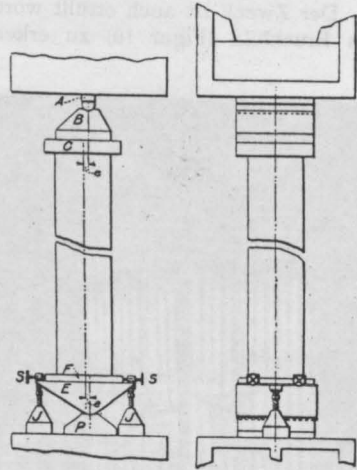


Fig. 11.

mit der Herstellung der Probekörper wurden zur Prüfung der Betonfestigkeit 15 cm starke Zylinder

Tabelle 4.

Angaben über die geprüften Säulen.

Alle Säulen haben 2,6 m Länge und 32–38 cm Durchmesser. Die Längsarmierung besteht in Rundeisen, die Spiralarmierung in Stahldraht mit 2,54 cm Ganghöhe; sie beträgt 1% des Betonquerschnittes.

Bezeichnung der Säulen	Längsarmierung		F _k Gesamtquerschnitt des Betons innerhalb d. Spiralarmierung in qcm	Mischung des Betons	Alter in Monaten	Art der Belastung
	Anzahl und Durchmesser	%				
X ₁	keine Längseisen		533	1 : 1 ³ / ₄ : 3 ¹ / ₄	2	wiederholt
X ₂	"		546		2	" u. bleibend
Y ₁	8 Ø 22,2 mm	5,7	546	"	2	"
Y ₂	"	5,8	533	"	2	" u. bleibend
AA ₁	8 Ø 12,7 mm	1,9	546	1 : 1 ¹ / ₃	2	zentrisch
AA ₂	"	1,9	546	"	5	exzentrisch
AB ₁	8 Ø 17,5 mm	3,6	533	"	2	zentrisch
AB ₁	"	2,5	546	"	5	exzentrisch
AB ₁	"	2,5	546	"	2	zentrisch u. wiederholt
AC ₁	8 Ø 22,2 mm	5,8	533	"	5	exzentrisch
AC ₂	"	5,6	555	"	2	zentrisch
AD ₂	"	5,6	555	"	5	exzentrisch
AD ₂	"	5,7	546	"	2	zentrisch u. wiederholt
AD ₂	"	5,6	555	"	5	exzentrisch

Tabelle 5.

Tragfähigkeit der Säulen bei wiederholter und Dauerbelastung.

Säulen-Nr.	Wiederholung der Belastung	Dauer der Belastung in Minuten	bei σ_b in kg/qcm	Spannungen bei der ersten, wiederholten Belastung		Höchstlast kg	Höchstspannung kg/qcm	Druckfestigkeit der Betonzylinder kg/qcm
				σ_c in kg/qcm	$\sigma_b = \frac{P}{F_k}$			
X ₁	3	—	150	—	150	238 000	444	325
X ₁	4	—	210	—	210			
X ₁	4	—	274	—	274			
X ₂	4	—	316	—	316	226 800	414	326
X ₂	—	30	316	—	316			
X ₂	—	210	316	—	316			
X ₂	—	240	316	—	316			
J ₁	5	—	158	755	113	280 000	510	296
J ₁	2	—	231	1260	169			
J ₁	4	—	231	—	—			
J ₁	5	—	304	1760	216			
J ₁	4	—	510	a	—			
J ₂	—	90	436	2510	307			
J ₂	3	—	523	a	—	280 000	523	288
AA ₁	—	5	510	a	—	280 000	b	430
AA ₂	—	15	510	a	—	280 000	b	520
AB ₁	—	25	523	a	—	280 000	b	444
AB ₁	1	4	523	a	—	280 000	b	—
AB ₂	—	20	510	a	—	280 000	b	450
AB ₂	1	16	510	a	—	280 000	b	—
AC ₁	—	26	523	a	—	280 000	b	425
AC ₂	—	20	500	a	—	280 000	b	408
AC ₂	2	—	500	a	—	280 000	b	—

- a) Nähe der Streckgrenze; an dem Beton wurden einige kleine Risse wahrgenommen.
b) Der Bruch ist noch nicht erfolgt; die weitere Belastung erfolgte exzentrisch.

von einer Länge von 45 cm hergestellt. Ein oder zwei Tage nach Herstellung der Probekörper wurden die beiden Deckflächen mit einer Mörtelmischung von 1:1 ausgeglichen, auf welche eine gußeiserne Platte aufgesetzt wurde. Nach 6 Tagen wurden die Formen entfernt; nachher wurden die Probekörper durch eine Woche hindurch täglich zweimal genäßt; von da an bis zu Beginn der Versuche wurden sie einmal wöchentlich naß gemacht.

Die Eiseneinlagen wurden sehr nahe der Außenseite gelegt, damit die elastischen Vorgänge im Beton innerhalb der Spirale genau beobachtet werden könnten. Bei der Ausrechnung der Spannungen wurde die außerhalb der Spirale befindliche Betonschale vernachlässigt.

Die Prüfung der Säulen erfolgte in einer

300 t-Maschine, welche in Figur 11 dargestellt ist und in welcher auch die Vorrichtung für die Herstellung der Exzentrizität ersichtlich ist. Letztere ist derart angeordnet, daß die Belastung immer parallel zur Achse einwirken konnte. Die Belastungsphasen waren 6800 kg, bei höheren Belastungen doppelt so groß. Die Messung der Zusammendrückungen und Ausbauchungen geschah mit Hilfe des gleichen Apparates, der schon auf Seite 365 (Jahrgang 1909 dieser Zeitschrift) bei Besprechung der ersten Versuche gezeigt wurde.

Die wichtigsten Ergebnisse dieser Untersuchungen sind aus beistehenden Tabellen 4—7 ersichtlich. Die Hauptversuche wurden an den Säulen X₁, X₂, Y₁ und Y₂ ausgeführt. Einige Dia-

Tabelle 6. Berechnete Betonspannungen der zentrisch und exzentrisch belasteten Säulen.

Säulen-Nr.	Längsarmierung in %	Höchstlast in kg	Größt-wert σ_b in kg/cm	Last bei der Streckgrenze in kg	$\sigma_b = \frac{P}{F_k}$ bei der Streckgrenze in kg/cm	Druckfestigkeit der Betonzylinder	Exzentrizität in cm
AA ₁	1,9	280 000	510	210 000	376	428	0
	"	245 000	446	151 000	275	—	2,54
AA ₂	1,9	280 000	510	283 000	425	520	0
	"	272 000	496	174 000	323	—	2,54
AB ₁	3,6	280 000	522	233 000	435	414	0
	"	245 000	453	152 000	284	—	2,54
AB ₂	3,5	280 000	510	233 000	425	450	0
	"	270 000	490	177 000	325	—	2,54
AC ₁	5,8	280 000	522	245 000	461	425	0
	"	285 000	532	192 000	357	—	1,27
	"	268 000	500	—	—	—	2,54
AC ₂	5,6	280 000	500	234 000	415	409	0
	"	270 000	482	159 000	284	—	2,54
AD ₁	5,7	71 000	130	—	—	—	2,54
	"	71 000	130	—	—	475	0
	"	71 000	130	—	—	—	1,27
	"	71 000	130	—	—	—	2,54
	"	191 000	348	—	—	—	3,81
AD ₂	5,6	125 000	222	110 500	202	—	5,08
	"	125 000	222	—	—	466	0
	"	125 000	222	—	—	—	1,27
	"	125 000	222	—	—	—	2,54
	"	125 000	222	—	—	—	3,81
	"	125 000	222	111 000	199	—	5,08
	"	218 000	389	125 000	222	—	3,81

Tabelle 7. Angaben über die elastischen Eigenschaften der Säulen.

Säulen-Nr.	Längsarmierung in %	E in kg/cm	$\frac{E_c}{E_b} = n$	Poissons Konstante	Druckfestigkeit der Betonzylinder	Spannungen in kg/qcm bei der Streckgrenze		Exzentrizität in cm
						in den Längseisen	im Beton	
AA ₁	1,9	406 000	5,6	0,2	428	2240	342	0
	"	"	"	"	"	2940	"	2,54
AA ₂	1,9	406 000	5,6	0,18	520	2620	385	0
	"	"	"	"	"	2940	"	2,54
AB ₁	3,6	434 000	5,7	0,21	444	2480	360	0
	"	"	"	"	"	2620	"	2,54
AB ₂	3,5	406 000	6,1	0,16	450	2460	353	0
	"	"	"	"	"	2820	"	2,54
AC ₁	5,8	427 000	6,4	0,16	425	2520	334	0
	"	"	"	"	"	2440	"	1,27
AC ₂	5,6	434 000	6,4	0,19	409	2820	308	2,54
	"	"	"	"	"	2260	"	0
AD ₁	5,7	399 000	7,1	0,14	475	2400	"	2,54
	"	"	"	"	"	"	"	0
AD ₂	5,6	364 000	8,0	0,13	466	2330	"	5,08
	"	"	"	"	"	"	"	0
	"	"	"	"	"	2440	"	5,08
	"	"	"	"	"	2440	"	3,81

gramme in Fig. 12—14 zeigen die zeichnerische Darstellung des Zusammenhanges zwischen der Belastung und den Längenänderungen einerseits, andererseits die Abhängigkeit der Längenänderungen bei Zeitbelastung und bei exzentrischer Belastung. In diesen Figuren ist gleichzeitig die Spannung angegeben, bei welcher die Wiederholung bzw. die Zeitbelastung vorgenommen wurde. Zur Erklärung der Fig. 14 sei hinzugefügt, daß auf den

den Messungswerten ermittelten Spannungen und die aus der gewöhnlichen Biegungsformel für

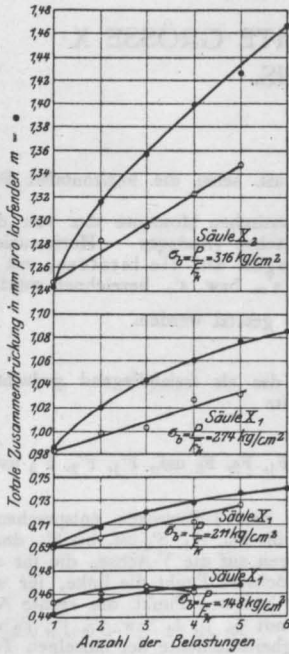


Fig. 12.

der Mittellinie der Säule und der nächsten Betonfaser und der dazugehörigen Eiseneinlage.

Die Ergebnisse hat Withey in folgenden Sätzen zusammengefaßt:

1. Die Tragfähigkeit der Eisenbetonsäulen wird durch fette Betonmischungen bedeutend erhöht. Bei zentrisch belasteten Säulen ist in diesem Falle weder eine Längsarmierung noch eine Spiralarmierung von großem Vorteil wegen des kleinen Wertes von n .

Bei exzentrisch belasteten Säulen ist eine Längsarmierung von Vorteil, doch darf der Eisengehalt verhältnismäßig nicht zu hoch sein.

2. Soweit die geringe Zahl der Versuche mit wiederholten und Zeitbelastungen in diesem Falle zeigen, tritt bei einer Spannung, welche 40—50 % der Streckgrenze entspricht, keine wesentliche Änderung ein.

3. Eine Erhöhung der Tragfähigkeit durch die Spiralarmierung tritt nach Überwindung der Streckgrenze der Längseisen ein.

4. Die aus den Versuchsergebnissen und aus

Abszissen die Ausbauchungen, auf den Ordinaten die dazugehörigen Spannungen aufgetragen sind, sowohl für zentrische als auch für exzentrische Belastung der Säule A₁A₂ mit der reichsten Betonmischung. Die mit einem Kreuz bezeichneten Stellen geben die Streckgrenzen der Eiseneinlagen an. Die Schaulinien sind, von links nach rechts gesehen, die Längenänderungen der von der Achse der Exzentrizität entferntesten Betonfaser, der Achse der Armierung,

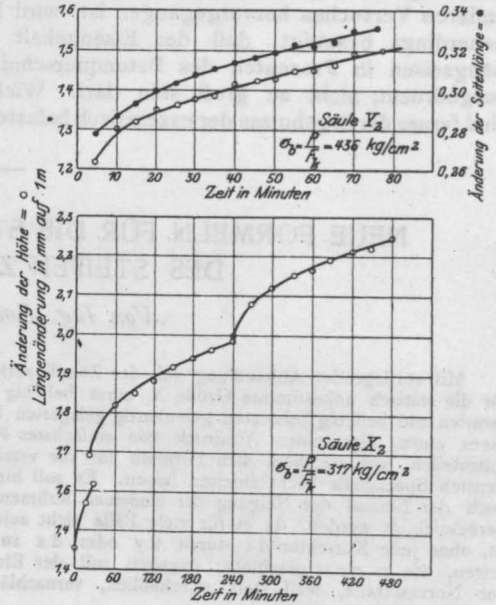


Fig. 13.

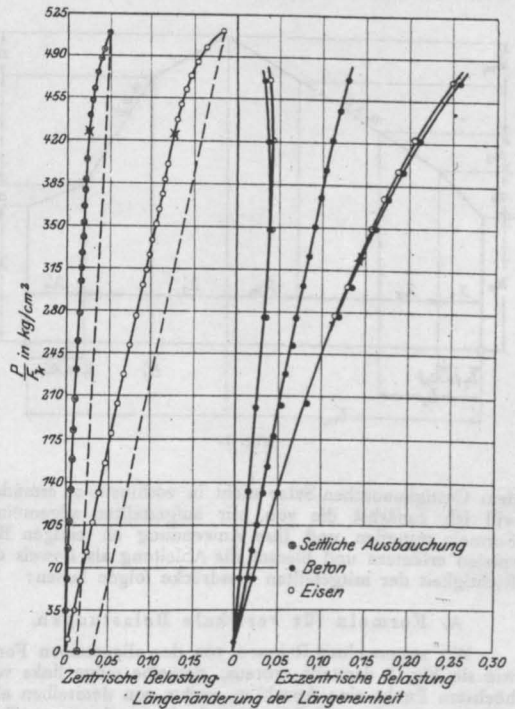


Fig. 14.

exzentrische Belastung ermittelten Spannungswerte zeigen eine ziemlich gute Übereinstimmung.

Diese Ergebnisse zeigen, daß der Hauptwert bei Eisenbetonsäulen auf eine fette Betonmischung zu legen ist. Was auch schon aus anderen Versuchen hervorgegangen ist, wird hier neuerdings bestätigt, daß der Eisengehalt der Längseisen in Prozenten des Betonquerschnittes ausgedrückt, nicht zu groß sein darf. Wichtig sind ferner die Ergebnisse der exzentrisch belasteten

Versuchskörper, welche beweisen, daß die allgemein verwendete Berechnungsmethode mit den Versuchsergebnissen sehr gut übereinstimmt. Abweichend von anderen Versuchsergebnissen sind diejenigen, welche den Einfluß der Spiralarmierung behandeln, und nach dieser Richtung bleibt noch abzuwarten, welche Ergebnisse die noch auszuführenden Versuche liefern werden.

NEUE FORMELN FÜR DIE STATISCH UNBESTIMMTE GRÖSSE X DES STEIFEN ZWEIFELENKRAHMENS.

Von Ing. Emil Morgenstern (Kiel).

Mit vorliegender Abhandlung sei der Zweck verfolgt, für die statisch unbestimmte Größe X eines beliebig geformten und beliebig belasteten gelenkartig gehaltenen Rahmens einen allgemeinen Ausdruck von einfacher Form mitzuteilen, aus welchem sich Formeln für die verschiedensten Spezialfälle leicht ableiten lassen. Es soll hierbei auch der Einfluß der Neigung der einzelnen Rahmenteile berücksichtigt werden, da es für viele Fälle nicht zulässig ist, ohne jede Korrektur ds durch dy oder dx zu ersetzen, wie es meist geschieht; dagegen soll der Einfluß der Normalkräfte, weil stets unerheblich, vernachlässigt werden.

Um den Leser durch die ziemlich umständliche und schon wiederholt veröffentlichte Ableitung der Formeln aus

λ_1, λ_2 usf. bzw. λ'_1, λ'_2 usf. seien die horizontalen Projektionen bezeichnet.

Ferner sollen die statischen Momente der von den Teilstrecken und der X-Achse (Auflager — Horizontalen) begrenzten Flächen, bezogen auf die letztere, mit s_1, s_2 usf., s'_1, s'_2 usf., bis s'_m bzw. s'_r bezeichnet werden, $s_0 = \frac{h_0^3}{6}$ und $s'_0 = \frac{h'_0{}^3}{6}$ gesetzt werden.

Es sei das Moment des als freiaufhängend gedachten Trägers von der Stützweite

$$l = \sum \lambda + \sum \lambda'; \quad F_1, F_2, F_3 \text{ usf.}, F'_1, F'_2, F'_3 \text{ usf.}$$

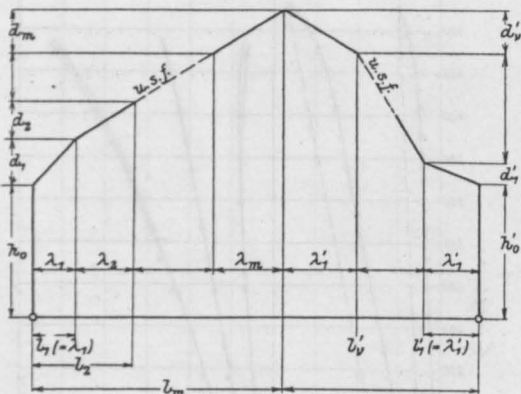


Fig. 1.

bis F_m und F'_r dessen den Teilstrecken entsprechende Flächen und S_1, S_2 usf. bis S_m, S'_1, S'_2 usf. bis S'_r deren statische Momente, bezogen auf die Y-Achse, die für alle Teilstrecken links vom höchsten Punkt die linke, für alle Teilstrecken rechts vom höchsten Punkt die rechte Aufgervertikale sein möge, mit J_0, J_1, J_2 bzw. J'_0, J'_1, J'_2 usf. seien die mittleren Trägheitsmomente der einzelnen Teilstrecken bezeichnet und wir setzen endlich

$$k_0 = \frac{J_0}{J'_0}$$

$$c_1 = \frac{J_0}{J_1} \cdot \frac{ds}{dx} = k_1 \cdot \frac{1}{\cos \varphi_1}; \quad c'_1 = \frac{J_0}{J'_1} \cdot \frac{1}{\cos \varphi'_1}$$

$$c_2 = \frac{J_0}{J_2} \cdot \frac{1}{\cos \varphi_2}; \quad c'_2 = \frac{J_0}{J'_2} \cdot \frac{1}{\cos \varphi'_2}$$

usf. usf.

$$c_m = \frac{J_0}{J_m} \cdot \frac{1}{\cos \varphi_m}; \quad c'_r = \frac{J_0}{J'_r} \cdot \frac{1}{\cos \varphi'_r}$$

$$n_1 = \frac{d_1}{\lambda_1} (= \operatorname{tg} \varphi_1); \quad n'_1 = \frac{d'_1}{\lambda'_1}$$

$$n_2 = \frac{d_2}{\lambda_2}; \quad n'_2 = \frac{d'_2}{\lambda'_2}$$

usf. usf.

$$n_m = \frac{d_m}{\lambda_m}; \quad n'_r = \frac{d'_r}{\lambda'_r}$$

dem Castiglianoschen Satze nicht in vorhinein zu ermüden, will ich zunächst die von mir aufgestellten allgemeinen Formeln mitteilen und ihre Anwendung an einigen Beispielen erläutern und hierauf die Ableitung als Beweis der Richtigkeit der mitgeteilten Ausdrücke folgen lassen:

A. Formeln für vertikale Belastungen.

Wir setzen einen Rahmen von der allgemeinen Form, wie sie Fig. 1 darstellt, voraus, derselbe möge links vom höchsten Punkt eine Anzahl m , rechts von demselben eine Anzahl r geneigter Teilstrecken besitzen, deren vertikale Projektionen der Reihe nach mit d_1, d_2 usf. bis d_m bzw. d'_1, d'_2 usf. bis d'_r bezeichnet seien; weiter setzen wir $h_1 = h_0 + d_1; h_2 = h_0 + d_1 + d_2$ usf.; $h_m = h_0 + \sum d_i$ mit

Es gilt dann die allgemeine Formel*):

$$X = \frac{\sum_1^m c_r n_r S_r + \sum_1^v c'_r n'_r S'_r + \sum_1^m c_r (h_r - 1 - n_r l_r - 1) F_r + \sum_1^v c'_r (h'_r - 1 - n'_r l'_r - 1) F'_r}{2 \left(s_0 + k_0 s'_0 + \sum_1^m c_r s_r + \sum_1^v c'_r s'_r \right)} \dots (1)$$

Für symmetrische Rahmenform aber unsymmetrische Belastung gilt:

$$X = \frac{\sum_1^m c_r n_r (S_r + S'_r) + \sum_1^m c_r (h_r - 1 - n_r l_r - 1) (F_r + F'_r)}{4 \left(s_0 + \sum_1^m c_r s_r \right)} (2)$$

Für symmetrische Rahmenform und symmetrische Belastung wird $F_r = F'_r$, $S_r = S'_r$, und es gilt die Formel:

$$X = \frac{\sum_1^m c_r n_r S_r + \sum_1^m c_r (h_r - 1 - n_r l_r - 1) F_r}{2 \left(s_0 + \sum_1^m c_r s_r \right)} \dots (3)$$

B. Formeln für wagerechte Belastung.

Wir setzen voraus, daß der Rahmen links vom höchsten Punkt durch beliebig angreifende wagerechte Kräfte belastet ist. Es sei dann H der Horizontalschub am linken, H' jener am rechten Auflager, V die vertikale

Es gilt dann die allgemeine Gleichung:

$$X = \frac{- \left(S_0 + \sum_1^m \frac{c_r}{n_r} S_r \right) + M \left[\frac{\sum_1^m c_r \mathcal{S}_r - \sum_1^v c'_r \mathcal{S}'_r}{1} + \frac{2 \sum_1^v c'_r s'_r}{h} + \frac{2 K_0 s'_0}{h} \right]}{2 \left[s_0 + K_0 s_0 + \sum_1^m c_r s_r + \sum_1^v c_r s_r \right]} \dots (4)$$

*) Hierin kann der allgemeine Index r alle Werte von 1 bis m oder 1 bis v annehmen, d. h. $\sum_1^m l_r n_r S_r$ bedeutet die Summe

$$c_1 n_1 S_1 + c_2 n_2 S_2 + \dots + c_m n_m S_m;$$

$\sum_1^m c_r (h_r - 1 - n_r l_r - 1) F_r$ bedeutet die Summe

$$c_1 (h_0 - 0) F_1 + c_2 (h_1 - n_2 l_1) F_2 + \dots + c_m (h_{m-1} - n_m l_{m-1}) F_m;$$

eine ähnliche Bedeutung haben die anderen Summen.

Auflagerkraft, welche für beide Auflager gleich, aber entgegengesetzt gerichtet ist, ferner bezeichnen wir mit M das Moment der angreifenden Lasten, bezogen auf die

X-Achse, also für Einzellasten $M = \sum P a$; für gleichmäßig verteilte Last $M = \frac{w h^2}{2}$.

Mit M sei das Moment für den als freiauflegend gedachten Träger von der Stützweite $h = h_0 + \sum d$ bezeichnet; A sei der Auflagerdruck dieses gedachten Trägers im Fußpunkt.

Es ist dann:

$$H = X + A$$

$$H' = \frac{M}{h} - X$$

$$V = \frac{M}{l}$$

Es seien mit $\mathcal{S}_1, \mathcal{S}_2, \mathcal{S}_3$ usf. $\mathcal{S}'_1, \mathcal{S}'_2, \mathcal{S}'_3$ usf. die statischen Momente der Rahmenflächen bezogen auf die linke bzw. rechte Auflagervertikale bezeichnet, S_0, S_1 usw. bedeuten hier die statischen Momentenflächen bezogen auf die X-Achse (Auflager Horizontale).

Die übrigen Bezeichnungen haben dieselbe Bedeutung, wie in den Formeln für vertikale Belastung.

und für symmetrische Rahmenform:

$$X = \frac{- \left(S_0 + \sum_1^m \frac{c_r}{n_r} S_r \right)}{4 \left(s_0 + \sum_1^m c_r s_r \right)} + \frac{M}{2h} \dots (5)$$

Diese Formeln gestatten es, wie im folgenden gezeigt werden soll, in den meisten praktisch wichtigen Fällen, die umständliche und weniger genaue graphische Methode durch die einfachere, genauere und leichter zu überprüfende rechnerische Methode zu ersetzen. Die Größen s_r und \mathcal{S}_r sind stets leicht zu ermitteln, da sie nichts

anderes vorstellen als statische Momente von Trapezen, Rechtecken oder Dreiecken, die sich aus der Rahmenform ergeben.

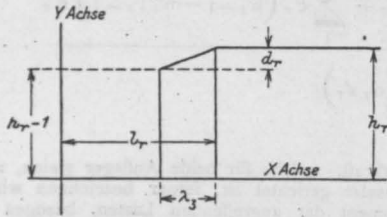


Fig. 2.

Es ist allgemein (für Trapez, Fig. 2)

$$s_r = \frac{\lambda_r h_r^3 - 1}{2} + \frac{d_r \lambda_3}{2} \left(h_r - 1 + \frac{d_r}{3} \right)$$

$$\mathcal{S}_r = \lambda_r h_r - 1 \left(l_r - \frac{\lambda_r}{2} \right) - \frac{d_r \lambda_r}{2} \left(l_r - \frac{\lambda_r}{3} \right)$$

ferner ist für gleichmäßig verteilte Belastung

$$S_r = p \left(\frac{1 l_r^3 - l_r^3 - 1}{6} - \frac{l_r^4 - l_r^4 - 1}{8} \right)$$

bzw. (für wagerechte Belastung)

$$S_r = w \left(\frac{h h_r^3 - h_r^3 - 1}{6} - \frac{h_r^4 - h_r^4 - 1}{8} \right)$$

In manchen Fällen sind die Werte S_r auch für Einzellasten leicht rechnerisch zu ermitteln, für die übrigen Fälle bleibt nichts anderes übrig, als zur graphischen Methode Zuflucht zu nehmen.

Bevor wir nun dazu übergehen die Anwendung der Formeln an einigen Beispielen zu zeigen, sei folgendes hervorgehoben:

1. Wird eine der geneigten Teilstrecken, z. B die r te, horizontal, d. h. $S_r = 0$, so verschwinden in den allgemeinen Gleichungen für Vertikallasten die Glieder, die das Produkt $c_r n_r$ enthalten, also $c_r n_r S_r$ und $c_r n_r l_r - 1 F_r$; ferner geht $c_r s_r$ über in: $K_r s_r$ weil $\frac{1}{\cos \varphi_r} = 1$. In den Ausdrücken für wagerechte Belastung verschwindet $\frac{c_r}{n_r} S_r$ und $c_r \mathcal{S}_r$ wird zu $k_r S_r$.

2. Wird eine der geneigten Teilstrecken vertikal ($\varphi_r = 90^\circ$) so verschwindet für Vertikallasten natürlich S_r und F_r und damit auch alle Glieder, die S_r oder F_r enthalten und $c_r s_r$ geht über in:

$$k_r d_r \left[\frac{h_r^2}{2} + \frac{d_r}{2} \left(h_r - 1 + \frac{d_r}{3} \right) \right]$$

für wagerechte Last ist $\frac{c_r}{n_r} S_r = k_r S_r$, weil

$$\frac{c_r}{n_r} = \frac{1}{\cos \varphi} = \frac{1}{\operatorname{tg} \varphi} k_r = k_r$$

Es wären zum Beispiel die Formeln für den in Fig. 3 dargestellten symmetrischen Hallenbinder abzuleiten.

Wir erhalten aus Formel (3) für vertikale symmetrische Belastung

$$X = \frac{c_1 n_1 S_1 + c_2 n_2 S_2 + c_1 h_0 F_1 + c_2 (h_1 - n_2 l_1) F_2}{2 (s_0 + c_1 s_1 + c_2 s_2)}$$

Es ist nun

$$s_0 = \frac{h_0^3}{6}; \quad s_1 = \frac{l_1 h_0^2}{2} + \frac{l_1 d_1}{2} \left(h_0 + \frac{d_1}{3} \right)$$

$$s_2 = \frac{\lambda_2 h_1}{2} + \frac{\lambda_2 d_2}{2} \left(h_1 + \frac{d_2}{3} \right)$$

für gleichmäßig verteilte Last ist zu setzen:

$$F_1 = p \left(\frac{1 l_1^2}{4} - \frac{1 l_1^3}{6} \right);$$

$$S_1 = p \left(\frac{1 l_1^3}{6} - \frac{1 l_1^4}{8} \right);$$

$$F_2 = p \left[\frac{1 (l_2^2 - l_1^2)}{4} - \frac{l_2^3 - l_1^3}{6} \right];$$

$$S_2 = p \left[\frac{1 (l_2^3 - l_1^3)}{6} - \frac{(l_2^4 - l_1^4)}{8} \right];$$

für die durch die Pfetten übertragenen Einzellasten

$$F_2 = \frac{\mathfrak{M}_1 + \mathfrak{M}_0}{2} \lambda_2; \quad F_1 = \frac{\mathfrak{M}_1 l_1}{2};$$

$$S_2 = \mathfrak{M}_1 \left(\frac{\lambda_2^2}{6} + \frac{\lambda_2 l_1}{2} \right) + \mathfrak{M}_0 \left(\frac{\lambda_2^2}{3} + \frac{\lambda_2 l_1}{2} \right)$$

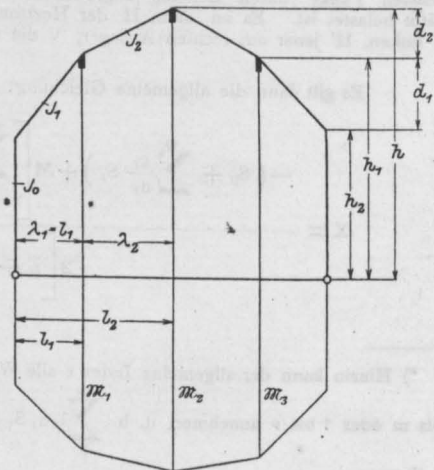


Fig. 3.

Für Windbelastung erhalten wir aus Formel (5)

$$X = \frac{- \left(S_0 + \frac{c_1}{n_1} S_1 + \frac{l_2}{n_2} S_2 \right)}{4 (s_0 + c_1 s_1 + c_2 s_2)} + \frac{M}{2 h}$$

und daraus für gleichmäßig verteilten Wind w kg/lfdm

$$X = \frac{-w \left(\frac{h h_0^3}{6} - \frac{h_0^4}{8} \right) + \frac{c_1}{n_1} \left[\frac{h (h_1^3 - h_0^3)}{6} - \frac{h_1^4 - h_0^4}{8} \right] + \frac{c_2}{n_2} \left[\frac{h (h_2^3 - h_1^3)}{6} - \frac{(h_2^4 - h_1^4)}{8} \right]}{(4 s_0 + c_1 s_1 + c_2 s_2)} + \frac{w h}{4}$$

Es ist dann der Horizontalschub am linken Auflager

$$H = X + \frac{w h}{2}$$

am rechten Auflager

$$H' = \frac{w h}{2} - X$$

Es sei nun noch ein unsymmetrischer Rahmen mit horizontalen Teilstrecken, für welche die auf Seite 361 unter 1. angeführte Regel gilt, besprochen (Fig. 4):

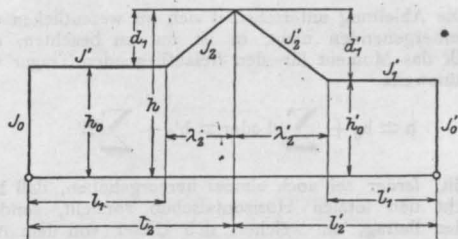


Fig. 4.

a) für vertikale Last kommt Formel (1) zur Anwendung:

$$X = \frac{c_2 n_2 S_2 + c'_2 n'_2 S'_2 + k_1 h_0 F_1 + k'_1 h'_0 F'_1 + c_2 (h_1 - n_2 l_1) F_2 + c'_2 (h'_1 - n'_2 l'_1) F'_2}{2 (s_0 + s'_0 + k_1 s_1 + k'_1 s'_1 + c_2 s_2 + c'_2 s'_2)}$$

b) für wagerechte Belastung links vom höchsten Punkt kommt Formel (4) in Anwendung:

$$X = \frac{- \left(S_0 + \frac{c_2}{n_2} S_2 \right) + M \left[\frac{h_1 \mathfrak{S}_1 - k'_1 \mathfrak{S}'_1 + c_2 \mathfrak{S}_2 - l'_2 \mathfrak{S}'_2}{1} + \frac{2 (k'_1 s'_1 + c'_2 s'_2)}{h} + \frac{2 k_0 s'_0}{h} \right]}{2 (s_0 + k_0 s'_0 + k_1 s_1 + k'_1 s'_1 + c_2 s_2 + c'_2 s'_2)}$$

Es sei nun noch die Ableitung der Formeln in Kürze angeführt:

a) Für vertikale Belastung.

Nach früherem verstehen wir unter \mathfrak{M} das Moment für den freiaufliegenden Träger von der Stützweite $l = \sum \lambda$; es sind somit die wirklich auftretenden Momente:

Im vertikalen Rahmenteil:

$$M_0 = \mathfrak{M}_0 - X y$$

Im 1. geneigten Rahmenteil:

$$M_1 = \mathfrak{M}_1 - X (h_0 + n_1 x)$$

Im 2. geneigten Rahmenteil:

$$M_2 = \mathfrak{M}_2 - X [h_1 + n_2 (x - l_1)]$$

usf.

im m ten Rahmenteil:

$$M_m = \mathfrak{M}_m - X [h_{m-1} + n_m (x - l_{m-1})]$$

und analog für die Teile rechts vom höchsten Punkt

$$M'_0 = \mathfrak{M}'_0 - X y$$

$$M'_1 = \mathfrak{M}'_1 - X (h'_0 + n'_1 x)$$

$$M'_2 = \mathfrak{M}'_2 - X [h'_1 + n'_2 (x - l'_1)]$$

usf.

$$M'_v = \mathfrak{M}'_v - X [h'_v - 1 + n'_v (x - l'_v - 1)].$$

Somit sind die partiellen Differentiale nach X:

$$\frac{\partial M_0}{\partial X} = -y$$

$$\frac{\partial M_1}{\partial X} = -(h_0 + n_1 x)$$

$$\frac{\partial M_2}{\partial X} = -[h_1 + n_2 (x - l_1)]$$

usf.

$$\frac{\partial M_m}{\partial X} = -[h_{m-1} + n_m (x - l_{m-1})]$$

für die rechtsgelegenen Teilstrecken:

$$\frac{\partial M'_0}{\partial X} = -y$$

usf.

$$\frac{\partial M'_v}{\partial X} = -[h'_v - 1 + n'_v (x - l'_v - 1)].$$

Es ist nun der Ausdruck

$$\int \frac{M}{E J} \frac{dM}{\partial X} ds = 0$$

zu bilden, oder da E konstant ist:

$$\begin{aligned} \int \frac{M}{J} \frac{dM}{\partial X} ds &= \int M_0 \frac{dM_0}{\partial X} dy + c_1 \int M_1 \frac{dM_1}{\partial X} dx \\ &+ c_2 \int M_2 \frac{\partial M_2}{\partial X} dx + \dots + c_m \int M_m \\ &+ k_0 \int M'_0 \frac{dM'_0}{\partial X} dy + c'_1 \int M'_1 \frac{\partial M'_1}{\partial X} dx + \dots \\ &+ c'_v \int M'_v \frac{\partial M'_v}{\partial X} dx = 0. \end{aligned}$$

Nach Einsetzung der Ausdrücke für die Momente und ihre Differentiale, ergeben sich leicht die auf Seite 361 aufgestellten Formeln.

b) Für wagerechte Belastung.

Die Ableitung unterscheidet sich im wesentlichen von der vorhergehenden nicht, es ist nur zu beachten, daß hier M das Moment für den freiaufliegenden Träger von der Stützweite

$$h = h_0 + \sum d \text{ oder } = h'_0 + \sum d'$$

vorstellt, ferner sei noch einmal hervorgehoben, daß hier X den totalen Horizontalschub vorstellt, sondern nur den Betrag, um welchen sich dieser von dem Auflagerdrucke des gedachten freiaufliegenden Trägers unterscheidet, was übrigens schon auf Seite 361 ausgedrückt ist. Wir erhalten für den vertikalen Rahmenteil auf der belasteten (linken) Seite

$$M_0 = M_0 + Xy$$

und für irgend eine geeignete Teilstrecke (links vom höchsten Punkte)

$$M_r = M_r + Xy - \frac{M}{l} x^*$$

Auf der unbelasteten Seite ist zu setzen:

$$\begin{aligned} M_0 &= - \left(X - \frac{M}{h} y \right) M'_r \\ &= - \left(X - \frac{M}{h} y \right) + \frac{M}{l} x \end{aligned}$$

Auf die Durchführung der Ableitung noch weiter einzugehen, erachte ich als unnötig, da der Gang der Entwicklung aus den obigen Angaben genügend erhellt.

EISENBETONBAU UND EISENBETON.

Von Regierungsbaumeister Richard Sonntag (Düsseldorf).

„Eisenbetonbau und Eisenbau“ soll die Fragestellung lauten, nicht aber „Eisenbetonbau oder Eisenbau“. Denn erstere bedeutet Entwicklung, Fortschritt, letztere aber Stillstand, Rückschritt.

Zwei mächtige gleichwertige Ergebnisse unseres technischen, wissenschaftlichen und künstlerischen Könnens sind es, welche wir heute im Eisenbau und im Eisenbetonbau vor uns haben. Manche langersehnte Träume menschlichen Könnens sehen wir heute durch sie verwirklicht. Keine Aufgabe der Baukunst gibt es, die wir nicht mit dem einen oder dem anderen zu lösen versuchen würden. Da beide Künste noch jung sind, und der Eisenbau schon in hoher Blüte stand, als der Eisenbetonbau sich zu entfalten begann, sind ihre Anwendungsgebiete noch nicht so klar geschieden, wie es ihrem inneren Wesen entsprechen würde. Eisenbetonbau und Eisenbau sind auch nicht die einzigen Bauweisen, welche für die Ausführung von Bauten zur Wahl stehen. Es kommt oft auch der Holzbau und für den Eisenbetonbau insbesondere der Stein- und reine Betonbau als Wettbewerber in Frage. Hier sollen jedoch mit Rücksicht auf die neuesten Entwicklungen in erster Linie Eisenbau und Eisenbetonbau behandelt werden.

Naturgemäß ist es der jüngere Bruder, welcher als Störenfried in bereits bestehende Interessenkreise eintritt, um für einen eigenen Platz an der Sonne zu kämpfen. Es soll im folgenden nicht dargetan werden, welchem von beiden endgültig die Siegespalme winken wird, sondern es soll versucht werden, in Kürze die Eigenarten beider Bauweisen in ihrem technischen, wissenschaftlichen, wirtschaftlichen und künstlerischen Reize zu beleuchten und hervorzuheben, was wir

von beiden lernen können und zu erwarten haben. Dabei sollen auch Holzbau und Steinbau gestreift werden.

Es ist dem Eisenbetonbau häufig vorgeworfen worden, daß Bauunfälle trotz aller sonstigen Vorzüge eine sehr unangenehme Beigabe desselben seien. Darauf ist allgemein zu entgegnen, daß solche Unfälle fast nie dem Eisenbetonbau als solchem zur Last fallen. Meist liegen Fehler in der Berechnung oder Ausführung vor, welche sich bei Aufwendung der nötigen Sorgfalt seitens des Ausführenden und des Bauenden mit Sicherheit vermeiden lassen, und zwar ebenso sicher wie im Eisenbau, wo leider in neuester Zeit auch noch recht betrübende Unfälle zu verzeichnen gewesen sind. Im einzelnen sei bezüglich des Eisenbetonbaus folgendes ausgeführt:

Die dem Eisenbetonbauer für die Eingabe von Entwurf und Angebot gestellten Fristen sind meist außerordentlich kurze. Zurzeit ist die Sachlage sogar häufig so, daß der Anfragende im letzten Augenblick noch wissen möchte, ob das Bauwerk in Eisenbetonbau nicht doch noch billiger wird, als in Eisen, Stein oder Holz. Es ist daher eine möglichst rasche Erledigung von Entwurf und Kostenanschlag Haupterfordernis. Die Erfahrung hat daher die Behandlung einfacherer und häufig wiederkehrender Bauteile wie Stützen, einfach gelagerte und mehrfach gelagerte Balken mit gleichen Stützenabständen, Platten, Behältern,

*) y kann ausgedrückt werden durch:

$$h_r - l + n_r (x - l_r - 1),$$

wie dies bei Ableitung der Formeln für vertikale Belastung, weil es für diesen Fall zweckmäßig war, geschah

Silo, Bögen, Mauern, Pfählen, Decken usw. schon vielfach vereinheitlicht oder ist auf dem Wege dazu, um an der teuren Büroarbeit zu sparen, welche im Eisenbetonbau einen verhältnismäßig größeren Teil der gesamten Baukosten ausmacht, als z. B. beim Eisenbau, insbesondere für schwierige Bauverhältnisse. Berechnungen müssen daher, soweit noch keine Einheiten vorhanden sind, überschläglich erledigt werden. Notwendig ist aber bei Eingang eines Auftrages die Aufstellung einer endgültigen Berechnung mit Berücksichtigung der endgültigen Eigengewichte, Stützweiten, Netze usw. Ist die Berechnung erledigt, so ist die Anfertigung der Werkzeichnungen bald erfolgt und die Aufgabe für die Werkstatt meist eine einfache und wenig Zeit erfordernde. Weiter lassen sich im Eisenbetonbau Konstruktionsunregelmäßigkeiten und Abweichungen außerordentlich leicht und zweckmäßig berücksichtigen, wo im Eisenbau stets ein großer Aufwand an Zeichnen- und Werkstattarbeit erforderlich ist. Manche konstruktive Übergänge bei Krümmungen, Wölbungen, Querschnittsvermittlungen usw. lassen sich sogar auf der Baustelle schneller und besser lösen, als vorher auf dem Papier oder in der Werkstatt, so daß eine geschickte Bemerkung auf der Zeichnung oft besser ihren Zweck erfüllt, als eine umständliche, zeitraubende und kleinliche zeichnerische Zergliederung. Die Aufgaben auf der Baustelle sind mit Rücksicht auf Gerüstbauten und Schalungen sowie die monolithische Eigenart des Eisenbetonbaus nicht immer einfacher Natur.

Es ist daher für die Erledigung der Arbeiten auf dem Büro und der Baustelle größte Sachkenntnis erforderlich und sollte man am Ingenieurmaterial niemals in kurzfristiger Weise sparen.

Einmal gemachte Fehler in der Einlage der Eisen sind nach der Betonierung schwer wieder zu beseitigen. Der dem Eisenbetonbau namentlich in seinen Anfängen oft gemachte Vorwurf, daß man bei der Eiseneinlage gemachte Fehler nach der Betonierung nicht mehr feststellen könne, läßt sich daher nur dadurch entkräften, daß die Firmen einerseits mit der Leitung von Baustellen nur Ingenieure betrauen, welche vorher die Schule des Büros mit Erfolg durchgemacht haben und andererseits den Anfertigungen der Werkzeichnungen und Materialauszüge die größte Beachtung schenken, denn beide bilden die Grundbedingungen für gute Arbeiten in der Werkstatt und auf der Baustelle.

Unsere guten Firmen, ob groß oder klein, handeln in diesem Sinne und alle anderen sollten durch eine wirksame Baupolizei dazu gezwungen werden, denn die von ihnen gemachten Fehler belasten stets den ganzen Eisenbetonbau. Größere Plätze oder solche geistiger Mittelpunkte wie sie technische Schulen und Hochschulen oder Verwaltungssitze bilden können, verfügen heute schon

über geeignete baupolizeiliche Kräfte. Recht böse kann es aber an entlegeneren Plätzen aussehen.

Zugegeben werden muß, daß die Aufgabe der Baupolizei keine leichte ist: Sie muß große Energie und Gründlichkeit mit schnellem Arbeiten verbinden, denn sobald die Bauarbeiten in unzulässiger Weise durch baupolizeiliche Genehmigungen aufgehalten werden, wird insofern ein Hauptfehler begangen, als der Eisenbetonbau in einem seiner Hauptvorzüge, dem der schnellen Bauzeit, beeinträchtigt wird; und dies zu verhüten hat er um so mehr das Recht, als im Arbeitsvorgang die Zeit des Abbindens der eingestampften Bauteile ohnehin ein recht unangenehmes, wenn auch durchaus notwendiges Übel darstellt. Es sollten die Beamten der Baupolizei stets auch eine praktische Schule auf dem Büro und der Baustelle durchgemacht haben, um ihren Gesichtskreis zu erweitern und das Wesen ihrer Aufgabe klar zu erkennen. Grundverkehrt sind die in Verwaltungsfragen oft schlummernden Gesichtspunkte eines höheren oder tieferen Grades der Arbeiten untereinander. Verwaltende und beaufsichtigende Körperschaften haben allerdings ihrem Zwecke entsprechend andere Gedankengänge bei Erledigung ihrer Arbeiten und andere berufliche Pflichten als ausführende Körperschaften, aber beide bedeuten für unsere Kultur gleich notwendige und gleich wichtige Bedingungen und sie sollten sich nicht scheuen, zum Zwecke der Förderung unserer nationalen Arbeit und zur Erreichung einer möglichst hohen Wirtschaftlichkeit derselben bei einander in die Schule zu gehen.

Man hört oft die Anschauung vertreten*), daß der Eisenbetonbau bei seinem Aufkommen bereits für ihn geeignete fertige Verhältnisse des Eisenbaus vorgefunden hätte, und ihm deshalb ein so rasches Aufblühen möglich gewesen wäre. Bei einer solchen Behauptung kann es sich zunächst ganz allgemein nur um Hochbauten*), Brücken, Behälter, Schiffe usw. kurz gesagt: ortsfeste oder schwimmende Konstruktionen handeln. Alle beweglichen Konstruktionen, wie Krane, bewegliche Brücken, Wehr- oder Schleusenverschlüsse werden zweifellos dem Eisenbau oder Stahlbau vorbehalten bleiben. Aber sehr oft betritt der Eisenbetonbau gar keine Gebiete, welche solche des Eisenbaus sind, sondern solche des Holzbaus oder Steinbaus, so daß ein Begehren der Bahnen des Eisenbaus für ihn gar nicht in Frage kommt. Es trifft daher auch die gemachte Behauptung nur in sehr bedingtem Maße zu. Allerdings brauchte der Eisenbetonbau den Nachweis nicht mehr zu erbringen, daß es außer Holz und Stein noch andere

*) So auch in dem in „Stahl und Eisen“ Nr. 19, 1910 wiedergegebenen, von einem Oberingenieur des Stahlwerkverbandes gehaltenen Vortrage über die „Verwendung des Eisens im Hochbau“.

zweckmäßige Baustoffe geben könne, welche größere Lasten besser zu tragen vermögen und eine weitgehendere Raumaussnutzung gestatten. In dieser Hinsicht hatten Gußeisen, Schmiedeeisen, Flußeisen und Stahl schon vorgearbeitet, aber der Eisenbau macht es jetzt dem Eisenbetonbau keineswegs leichter, als es früher der Holz- und Steinbau dem Eisenbau getan haben. Außerdem bleibt für den Eisenbetonbau der scharfe Wettbewerb von Holz- und Steinbau bestehen. Zurzeit erfährt der Eisenbau und der Steinbau eine mehr als billige Vergünstigung durch die preußischen ministeriellen „Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und die Beanspruchungen der Baustoffe“ vom 31. Januar 1910, in welchen u. a. für flußeiserner Träger und Fachwerke eine Beanspruchung von 1200 kg/cm^2 zugelassen wird. Zur Beurteilung letzterer Maßnahme mögen hier einige Stellen aus den genannten Bestimmungen völlig fernstehenden „Erläuterungen zu den Vorschriften über Bauten in armiertem Beton, aufgestellt von der schweizerischen Kommission des armierten Beton“, welche von Prof. F. Schüle in Zürich bearbeitet sind, Platz finden: „Es ist eine einheitliche Maximalspannung von 1200 kg/cm^2 vorgesehen. Diese Zahl kann etwas hoch erscheinen, wenn sie mit den zulässigen Spannungen bei Eisenhochbauten verglichen wird. Es muß aber bemerkt werden, daß diese Spannungen sich auf Rundeisen beziehen, welche in ihrer Achse beansprucht sind, während in einem eisernen Dachstuhl die Stäbe exzentrisch befestigt werden und die Gegenwart von Löchern genügend ist, um in unmittelbarer Nähe derselben die für den Nettoquerschnitt ermittelten Spannungen um mindestens das Doppelte zu erhöhen. Die Versuche der eidg. Materialprüfungsanstalt haben diese von G. Kirsch und A. Leon rechnerisch bewiesene Tatsache bestätigt, indem sie erlaubten, an so zentrisch wie möglich befestigten Winkel-eisen das Erscheinen der Streckgrenze und der Hartmannschen Linien bei Spannungen von 1,2 bis $1,4 \text{ t/cm}^2$ festzustellen. Die im Eisenhochbau übliche zulässige Spannung von 1000 kg/cm^2 entspricht einem geringeren Sicherheitsgrad als wie die Spannung von 1200 kg/cm^2 , welche für Rundeisen in Eisenbetonbauten vorgesehen ist.“

Der Unterschied in der Berechnungsweise von Eisenbauten und Eisenbetonbauten erhellt aus Folgendem:

Bei Eisenkonstruktionen genügt bei allen Konstruktionsteilen mit gleich starken oder gleichmäßig abnehmenden Abmessungen der Spannungsnachweis an 1 oder 2 Stellen, beim Eisenbetonbau nicht. Es müssen vielmehr, insbesondere bei mehrfach gestützten oder eingespannten Balken, gekrümmten Balken, Plattenbalken, eingespannten oder mehrfach gestützten durchgehenden Platten, Rahmen, Bögen, Kuppeln, kegelförmigen, zylindri-

schen, kegelförmigen Behältern und Wänden usw. mit Rücksicht auf die Zugfestigkeit des Betons, im einzelnen die Stellen, an welchen Zugspannungen auftreten können, unter schärfster Berücksichtigung veränderlicher Belastungen ermittelt und mit Rücksicht auf die Führung der Eiseneinlagen Momentennullpunkte und Querkraftwechsel genau bestimmt werden. Natürlich wird dadurch der Rechnungsaufwand ein umfangreicherer und bringt die Betätigung auf den berührten Gebieten der Statik und Festigkeitslehre für den Ingenieur die Aufgabe einer weiteren Ausbildung und Vertiefung mit sich, da die Berücksichtigung mancher Feinheiten bisher erübrigen konnte. Es werden daher die größten Fortschritte und Anregungen auf den erwähnten Fachgebieten zurzeit von der Seite des Eisenbetonbaus gegeben, und das ständige Bedürfnis nach neuen Konstruktionsformen und Rechnungswegen läßt die tüchtigsten Kräfte der Theorie sich mit Vorliebe dem Eisenbetonbau widmen. Es ist keineswegs der Drang nach einem neuen Arbeitsgebiet als einem solchen mit möglicherweise besseren wirtschaftlichen Aussichten, welcher hier als Triebfeder wirkt, sondern die Haupttriebkraft ist technisches Interesse. Das verdanken wir unserer deutschen Gründlichkeit und unseren technischen Schulen und ist dieses Streben vom Standpunkt der geistigen Fähigkeiten aus als sehr erfreulich zu bezeichnen.

Die Konstruktionsformen, deren Theorie zurzeit im Eisenbetonbau eine Hauptförderung erfährt, sind bereits gekennzeichnet, es sind meist ebene und gebogene Balken, Platten und Plattenbalkenkonstruktionen massiver Bauart. Es sind daher bei Lösung der gestellten Aufgaben nicht nur statische Kenntnisse, sondern in weit höherem Maße als beim Eisenbau auch solche der Festigkeitslehre erforderlich, und die noch mannigfachen Lücken auf beiden Gebieten drängen zur unermüdlich forschenden und anwendenden Tätigkeit. Zunächst sehen wir die Theorie an der Spitze, denn sie ermöglicht überhaupt die rechnungsmäßige Verfolgung der Spannungen und Beanspruchungsvorgänge. Die Grundlagen für eine erfolgreiche Betätigung sind gründliche mathematische Vorbildung und ein gutes Vorstellungsvermögen. Da indes die bei Aufstellung der Rechnungsgänge vielfach unzutreffende oder noch nicht hinreichend geklärte Annahmen gemacht werden, spielte im Eisenbetonbau auch der Versuch von vornherein eine große Rolle und seinen Ergebnissen ist manche Klärung und die Verhütung manches Mißerfolges zu verdanken. Eine Hauptschwierigkeit für die Theorie ist z. B. die Berücksichtigung der Unhomogenität des Betons. Bezüglich der Verfolgung der auftretenden Biegungs-, Zug-, Druck- und Schubspannungen liegen schöne Erfolge vor. Über die Anwendung des für homogenes Material ermittelten Trägheitsmomentes beginnen wir je-

doch erst hinwegzukommen und die Berücksichtigung der Unhomogenität des Eisenbetons bei der Ermittlung von Formänderungs- und Arbeitswerten bietet derartige Schwierigkeiten, daß man ohne Erfahrung oder Versuche wohl kaum zu einwandfreien Ergebnissen kommen dürfte. Man hört allerdings auch die Vermutung aussprechen, daß die Unhomogenität auf die Größe der auftretenden statisch unbestimmten Größen keinen nennenswerten Einfluß haben könnte. Das wäre sehr schön, erscheint aber doch als wenig wahrscheinlich. Im übrigen stehen Erfahrungen den ausführenden und bauleitenden Körperschaften schon in reichem Maße zur Verfügung und wo solche noch fehlen, werden neue Konstruktionsformen vor der ersten Ausführung zweckmäßigerweise dem Versuch unterworfen.

Kehren wir zu der Frage zurück, ob der Eisenbau der Vorgänger des Eisenbetonbaues genannt werden kann. Es wird sich zeigen, daß der Eisenbetonbau mit allen Baugebieten in Verbindung steht und aus ihren Errungenschaften seine Lehren zieht. So ist er von manchem Vorurteil frei und wurde ihm manche unbefangene Anregung zu teil, um seine Entwicklung zu fördern.

Vom Standpunkt der Formgebung ganz allgemein aus sind Balken, Decken, Stützen, Bögen, Kuppeln, Mauern und Wände als Konstruktionsteile schon dem Holz- und Steinbau wohl bekannt. Neu vom Eisenbau geschaffen und weiter ausgebildet wurden der Fachwerkbau und der Rahmenbau. Die Anfänge des Fachwerkbaues können aber auch schon im hölzernen Sprengwerk und Hängewerk erblickt werden, welches sich neuerdings namentlich für Bauten mit kürzerer Lebensdauer, wie Fest-, Ballon- und Ausstellungshallen wieder sehr bemerkbar macht, und zwar besonders in weitgespannten Bogenformen. Kunstgerechte Fachwerkkonstruktionen in Holz sind uns auch aus dem amerikanischen Brückenbau der ersten Hälfte des 19. Jahrhunderts bekannt, namentlich aus den gemischten Konstruktionen, bei welchen zur Aufnahme der Zugkräfte eiserne Spannstrangen Verwendung fanden.

Für den Eisenbetonbau spielt das reine Dreiecks-Fachwerk z. Z. noch eine untergeordnete Rolle. Abgesehen von kleineren Trägertypen wird es sich wohl nicht einbürgern, weniger wegen der Schwierigkeit der Ausbildung der Knotenpunkte, als wegen der im Fachwerk auftretenden Formänderungen, welche leicht zu Betonrissen Anlaß geben können, wenn die Stäbe in Richtung senkrecht zur Fachwerkebene nicht nachgiebig genug ausgebildet werden. Auch wird das Eigengewicht von Eisenbetonfachwerkträgern unverhältnismäßig hoch, weil des Aussehens wegen die gezogenen Eisenstäbe mit Beton umgeben werden. Im Rahmenbau

steht allerdings der Eisenbetonbau in mancher Hinsicht auf den Schultern des Eisenbaues. Er kommt insbesondere im Hochbau für Dachkonstruktionen, Markthallen, Bahnhofshallen usw. zur Anwendung. Der Rahmen ist auch im Holz- und Steinbau schon bekannt, muß aber in einem Baustoff von hoher Festigkeit ausgeführt werden, wenn er größere lotrechte und seitliche Kräfte aufnehmen soll.

Hierzu war zuerst das Eisen berufen und der Eisenbau hat auch die Theorie der Rahmen gefördert. Der Eisenbetonrahmen ist aber auf dem Wege, den Eisenrahmen im Hochbau zu verdrängen, weil seine Formgebung eine weit einfachere, vielseitigere, glattere und gefälligere ist. Infolgedessen hat auch hier der Eisenbetonbau die Theorie wesentlich weiter ausgebildet.

Insbesondere trifft dies für den Vierendeelschen Träger zu, eine Rahmenform, welche man als das Fachwerk des Eisenbetonbaues bezeichnen könnte. Der Träger kann im Hochbau aus konstruktiven Gründen erwünscht sein, weil er rechteckige offene Felder aufweist und findet im Brückenbau Verwendung, wenn auch sehr vereinzelt. Mehrstöckige Rahmen lassen sich zum Zweck der Berechnung als Vierendeelsche Träger auffassen. Als eine Abart der Rahmen kann hier noch der Bogen eingeschaltet werden. Er findet im Hoch- und Brückenbau als Träger und als Gewölbe Anwendung, und zwar schon jetzt bis zu Stützweiten von 50 m. Der Eisenbetonbau hat auch hier die Theorie weiter ausgebaut und neue, seiner Eigenart entsprechende, Formen geschaffen, z. B. die des Rippenplattenkörpers.

Letzterer ist ebenso lediglich eine Schöpfung des Eisenbetonbaues wie der bekannte Plattenbalken. Seine Eigenart ist in der Verschiedenheit der Zug- und Druckmaterialien begründet. Er ist durch die geschickte Ausnutzung der in der Konstruktion auf der Druckseite des Balkenquerschnittes meist ohnehin vorhandenen Platten äußerst wirtschaftlich.

Er lehnt sich nicht etwa an den Kniff an, daß man bei Hohlkonstruktionen im Eisenbau einen Teil der Blechhäute als zum Balkenquerschnitt zählend betrachtet oder bei Brückenfahrbahnen einen Teil der Buckelplatten als zum Längs- oder Querträger gehörig in Rechnung stellt. Auch die Plattenrippenkörper aus Gußeisen können hier als Vorgang nicht angeführt werden, denn bei ihnen liegt zudem die Rippe auf der Druckseite und die Platte auf der Zugseite. Die Entstehung des Plattenbalkens ist vielmehr lediglich dadurch gegeben, daß im Zugquerschnitt nur soviel Beton nötig ist, als man zur Aufnahme der Schubkräfte und zur Verbindung von Zugeisen und Druckbeton bedarf. Daß der Eisenbetonbau sogar besser fährt, wenn er sich nicht an den Eisenbau anlehnt, zeigt z. B. ein Vergleich einer Plattenbalkenbrücke mit einer

Blechträgerbrücke. Erstere stellt eine eigenartige, neue, gute Konstruktion dar, während es für den Eisenbetonbau wegen der durch die geringe Schub- und Zugfestigkeit des Betons erschwerten Balken- und Plattenanschlüsse eine wenig einwandfreie Lösung bedeutet; wenn man zwischen 2 Hauptträger eine Plattenbalkentafel einhängt, obgleich im Eisenbau die Anordnung eines Trägerrostes mit Blechabdeckung zwischen zwei Blechträgern bei beschränkter Bauhöhe nichts ungewöhnliches ist.

Der Kuppelbau in Eisenbeton ist völlig von dem des Eisenbaues verschieden. Beim eisernen Kuppelbau hat man es meist mit einem Gerippe aus Rahmen- oder Fachwerkbändern zu tun, auf welches eine Haut aufgesetzt ist, welche lediglich zur Bedachung dient und meist nicht aus Eisen besteht. Dagegen sind im Eisenbetonbau alle Teile in monolithischer Weise aus demselben Baustoff hergestellt und dient die Kuppelhaul nicht nur zur Abdeckung, sondern gleichzeitig zum Tragen der Eigenlast.

Erwähnt sei noch, daß der Eisenbetonbau mit dem Eisenbau auch im Behälterbau, Trogbau und Schiffsbau im Wettbewerb steht. Im Schiffsbau hat der Eisenbeton namentlich für Prahme und Schleppkähne Aussicht, aber keineswegs findet er hier für sich geeignete fertige Verhältnisse aus dem Eisenbau vor. Er muß sich seinen Weg wiederum erst selbst suchen.

Als besondere Vorzüge des Eisenbetons seien noch seine Feuersicherheit und Widerstandsfähigkeit gegen Erschütterungen genannt. Beide haben sich in den Unglückstagen von San Francisco besonders bewährt. Wegen seiner Feuersicherheit findet er in der Form von Rabitzstützen, welche in ihrer Anordnung der reinen Monier-Konstruktion sehr ähneln, namentlich auch zur Umkleidung wenig feuersicherer Baustoffe, wie eiserner Balken und Stützen, Verwendung. Die Widerstandsfähigkeit des Eisenbetons gegen Erschütterungen hat in seinen großen und schweren Massen seinen Grund. Es wird eine Eisenbahnbogenbrücke in Eisenbeton die Stöße darüber fahrender Züge in den Lagern und Widerlagern weniger stark empfinden, als eine solche in Eisen.

Künstlerische Anforderungen lassen sich im Eisenbetonbau wie im Steinbau leichter, besser und billiger befriedigen als im Eisenbau. Man hat die Linienführung und Flächenbildung mehr in der Hand und braucht nicht mit den unruhigen Linien und Ecken der Eisenkonstruktion zu rechnen. Diese Nachteile verschwinden im Eisenbau erst bei sehr großen Bauten, bei welchen der mächtige Eindruck der Hauptlinienführung vorwiegt.

Die wirtschaftliche Überlegenheit des Eisenbetonbaues gegenüber dem Eisenbau beruht in erster Linie in der geringeren Werkstattarbeit und Zeichenarbeit sowie der Billigkeit der

Rohmaterialien. Bei Hochbauten kommt noch hinzu, daß derselbe Eisenbetonbau-Unternehmer eine ganze Reihe von Arbeiten in einheitlicher und zeitsparender Weise ausführt, welche bei Verwendung eiserner Träger oder Stützen mit besonderen Auflagern, Verkleidungen, Decken, Böden, Podesten usw. in eine ganze Reihe von Händen gelegt werden müssen. Oft sind auch örtliche Verhältnisse ausschlaggebend. Ist Eisen in preiswerter Weise nicht zu beschaffen und sind Kies oder Sand billig zu haben, so wird die Herbeischaffung von Zement und Rundeisen immer noch eher möglich sein, als die einer Eisenkonstruktion, so daß der Eisenbetonbau unbedingt zur Ausführung gelangt. Nur bei sehr weit gespannten Bauten wird das Eigengewicht der Eisenkonstruktion im Verhältnis zu dem eines Eisenbetonbaues so gering, daß es den Zuschlag hoher Frachtkosten vertragen kann.

Wenn man vergleichsweise für den Bau einer Plattenbalkenkuppel in Eisenbeton als Vorbild noch eine Formgebung aus einem anderen Baugewerbe anführen wollte, so könnte man auch an den Strebepfeilerbau aus Stein denken. Letzterer dient aber lediglich zur Aufnahme von Druckkräften und ist zur Ausführung von Formänderungen und zur Aufnahme von Biegemomenten ungeeignet. Hieraus ergibt sich schon die Ursache des Erfolges des Eisenbetonbaus im Wettbewerb mit dem Steinbau. Die Anhänger des Steinbaus klagen viel über das Vordringen des Eisenbetonbaus, welcher sich sogar schon im Kirchenbau einen Platz gesichert hat. Er räumt allerdings mit manchen alten stilistischen Überlieferungen und mancher architektonischen Spielerei auf. Wir wollen nicht die hervorragenden künstlerischen Stimmungen und bautechnischen Lösungen verkennen, welche die alten Steinbaumeister zu erreichen verstanden, auch nicht den Reiz der Pracht, welchen sie zu entfalten wußten; aber einem modernen Architekten und Ingenieur muß doch das Herz aufgehen, wenn er einen in künstlerisch befriedigenden Linien sich bewegenden Eisenbeton-, Hallen-, Kuppel- oder Bogenbau sieht, welcher mit Hilfe der neuesten Errungenschaften der technischen Wissenschaften konstruiert ist und bei welchem nicht die ohne tieferes Verständnis für den Verlauf der Kräfte bemessenen Bögen und Pfeiler eines Tages ungewollte Risse oder Senkungen erfahren können. Und wie oft ist nicht gerade im Eisenbetonbau die nach Festigkeitsrücksichten bemessene Form auch die künstlerisch vollauf befriedigende! Man denke nur an die Vouten von durchlaufenden Balken, Plattenbalkendecken und Rahmenformen!

Wenn früher der Architekt zugleich Bauingenieur war und mit wenigen Ausnahmen, ohne das technisch verfeinerte Verständnis unserer Tage, den Bauten in erster Linie harmonische und

künstlerisch wirksame Formen zu geben trachtete, so fühlt man sich jetzt auf Grund einer technisch höheren Vollendung mit dem Gedanken vertraut, daß der Eisenbetoningenieur einem Bauwerk mit seinen Berechnungen und Eiseneinlagen als zweiter Künstler noch eine zweite Seele einhaucht, nämlich die des technischen Fortschrittes unserer Zeit, welche zugleich mit dem höchsten wirtschaftlichen Erfolg durch Wahl der Abmessungen und Baustoffe zu rechnen hat. Dieser Erfolg liegt bei dem Eisenbetonbau nicht zuletzt in der monolithischen Eigenart der Bauweise. Während man es beim Steinbau mit einer Unmenge von Steinen und Fugen zu tun hat und bei Hinzuziehung von Holz oder Eisen außerdem noch mit einer Zahl verschiedener Baustoffe, welcher zu statischer oder künstlerischer Wirkung erst auf irgend eine Weise mit einander verbunden und meist von verschiedenen Seiten herbeigeschafft werden müssen, wodurch für die Bauleitung und Unterhaltung die Arbeiten und Kosten sich mehren, steht in einem Eisenbetonbau ein vollständig in sich geschlossenes und verankertes gleichartiges Bauwerk mit nur einer einzigen Bezugsquelle vor uns. Die Unterhaltung ist denkbar einfach, nämlich gleich Null, wenn man das Äußere nicht von Zeit zu Zeit durch einen Anstrich auffrischen will. Dem Auftreten schädlicher Nebenspannungen, welche bei zusammenhängenden größeren Eisenbetonbauten infolge ungleichmäßiger Trocknung, Gerüstsenkung oder Wärmewirkung auftreten können, läßt sich durch langes Feuchthalten des Betons, sorgfältige Konstruktion von Gerüst und Eisenbeton und Anordnung geeigneter Ausdehnungsfugen in einwandfreier Weise leicht begegnen.

Außer im Hochbau begegnet der Eisenbetonbau dem Steinbau insbesondere auch auf den Gebieten der Fundierung bei schlechtem Grunde, der Schachtauskleidungen und des Baues von Talsperren, Wehranlagen, Kaimauern, Schornsteinen, Silos und gewölbten Brücken einschließlich Widerlager.

In wirtschaftlicher Hinsicht wird es der Eisenbetonbau mit dem Steinbau stets aufnehmen können, wenn sich die Abmessungen so gering gestalten lassen und die Rohmaterialien Sand und Kies relativ soviel billiger als Ziegel, Bruchsteine oder Grobbonen zu haben sind, daß trotz des höheren Einheitspreises die Gesamtkosten des Bauwerks niedrigere werden. Insbesondere wird dies bei schlechtem Baugrunde oder bei Aufnahme großer Lasten der Fall sein, da dann die Gründungsarbeiten weniger umfangreich und schwierig werden.

Der Holzbau sucht gegenüber dem Eisenbetonbau hauptsächlich die Gebiete der Dachkonstruktion und der Fundierung auf Pfählen zu behaupten. Er kann dies aber nicht, wenn es sich um die Aufnahme hoher Belastungen und um

Feuersicherheit und Steifigkeit der Konstruktionen handelt oder wenn Ramppfähle der Fäulnis ausgesetzt sind, ihr Eintreiben nur mit großem Kraftaufwand möglich ist oder die aufzunehmenden Lasten ungewöhnlich hohe sind.

Man wird erkennen, daß der Eisenbetonbau es keineswegs allein mit dem Wettbewerb des Eisenbaus zu tun hat und sein Aufblühen demselben nicht allzuviel zu verdanken hat. Im Gegenteil!

Wenn man nämlich die Verhältnisse im Eisenbau etwas näher betrachtet, so könnte man eher sagen, daß derselbe von dem Eisenbetonbau trotz seines kurzen Bestehens schon viel gelernt hat und von ihm noch manches lernen kann. Als der Eisenbetonbau aufkam, war im Eisenbau die Entwicklung nahezu abgeschlossen, welche im Eisenbetonbau jetzt noch im Gange ist, nämlich die der Kunst des Berechnens. Im Eisenbau sind die Eigenarten der zuerst ausgebildeten Konstruktionsform, des statisch bestimmten Fachwerks, schon lange bekannt, und zwar, wie bereits oben gesagt, schon vom Holzbau und gemischten Holz- und Eisenbau her. Man beherrschte bald die Ermittlung seiner Spannkraft und Abmessungen. Aber das genügte nur bescheidenen Ansprüchen. Die Bogenbrücken, versteiften Hängebrücken, Auslagerbrücken, Fachwerkbrücken auf mehr als 2 Stützen, Rahmen und Binder der Hochbauten stellten Bauformen dar, welche in ihrer Möglichkeit und Zweckmäßigkeit bald empfunden wurden, deren Berechnung aber ernste Schwierigkeiten bot. Mit Hilfe der Clapeyronschen Gleichungen, des Satzes von den virtuellen Verrückungen, des Maxwell'schen Satzes von der Gegenseitigkeit der Verschiebungen, der Sätze von den Formänderungsarbeiten, der Arbeitsgleichungen, der Verschiebungspläne, der Einflußlinien und der Kinematik wurde man dieser Schwierigkeiten in verhältnismäßig kurzer Zeit Herr. Die Freude am Berechnen wurde aber so groß, daß man dazu neigte, in einem schwierig zu berechnenden System auch die Gewähr für seine Brauchbarkeit zu erblicken. Allerdings machte im Konkurrenzkampf und bei Wettbewerben das schwierigere zu berechnende System den größeren Eindruck und sind statisch unbestimmte Systeme in ästhetischer Hinsicht oft befriedigender als statisch bestimmte Systeme, aber ihre Berechnung birgt viele Unzuverlässigkeiten in sich, welche zum Teil ihren Grund in der dem Fachwerk auch sonst eigentümlichen Steifigkeit der Knotenpunkte haben, zum Teil die Folgen von bei der Werkstattarbeit und der Montage schwer zu erfüllenden Bedingungen sind und mit der Frage der Verschieblichkeit und Nachgiebigkeit der Widerlager verknüpft sind, sodaß sich manche Stimmen für die alleinige Verwendung statisch be-

stimmter Systeme erhoben, für deren den Berechnungsannahmen entsprechende Wirksamkeit weniger schwierige Bedingungen zu erfüllen sind. Weiter beschäftigte man sich auf Grund von Formänderungserscheinungen, theoretischen Erwägungen und vorgekommenen Unfällen eingehend mit der Frage der Nebenspannungen im Fachwerk, welche in der Hauptsache dadurch entstehen, daß man es nicht mit gelenkigen reibungslosen Stabverbindungen zu tun hat. Die Größe der Nebenspannungen wurde durch Rechnung und durch den Versuch festgestellt. Auch den Nebenspannungen in Längs- und Querträgeranschlüssen ging man nach. Die Folgen waren, daß man die Vorteile zentrischer Anschlüsse und mancher elastischer Konstruktionen erkannte. Trotz alledem herrscht aber immer noch keine Befriedigung. Im Gegenteil fühlt man, daß in konstruktiver Hinsicht noch manches zu wünschen übrig sei. Die Fragen der Nietbeanspruchung und Herstellung, der Knicksicherheit und Beanspruchung einzelner Stäbe und Säulen sowie ganzer Stab- und Säulenzüge unter Berücksichtigung der tatsächlichen Stabausbildung durch mehrere Formeisen und deren verschiedenartige Verbindung im Gegensatz zu früher üblichen schlechtsinnigen Rechnungen mit den Stabquerschnitts-Trägheitsmomenten, die Frage des Abzuges der Nietlöcher bei den Querschnitten gezogener und gedrückter Stäbe, die Exzentrizitäten in Stabachsen durch schlechte Stöße und Anschlüsse ließen den Versuch wieder eine größere Rolle spielen. Und gerade jetzt wird auf dieser Bahn emsig weiter geschritten. In dem Bestreben, ganze fertige werkstattmäßig hergestellte Konstruktionsteile wie durch Normalkräfte oder durch Biegemomente beanspruchte Stäbe oder Balken mit genieteten Querschnitten, Stoßverbindungen, einseitige Lashungen Nietverbindungen dem Versuche zu unterwerfen und ihre Beanspruchungen zu verfolgen sind uns in größerem Stil die Amerikaner vorangegangen, da bei uns die dazu erforderlichen Mittel lange nicht bereitgestellt wurden. Die Versuche der Amerikaner erwecken aber den Eindruck, daß vor dem Versuche die zu lösenden Fragen theoretisch noch sehr wenig geklärt waren, während bei uns nur der Wahrscheinlichkeitsgrad und das Zutreffen aufgestellter Theorien festgestellt werden soll. Dieser Weg scheint auch der richtige zu sein, denn bei Anstellung des Versuches müssen die Beanspruchungserscheinungen im wesentlichen bereits im Geiste erschaut sein, wenn zielbewußte Messungen vorgenommen werden sollen.

Es ist zu vermuten, daß man auch jetzt noch nicht im Eisenbau die Bahn des Versuches so mutig beschritten hätte, wenn ihm nicht in dem Eisenbetonbau ein so lebhafter und ernster Wettbewerber entstanden wäre und dieser nicht durch

seine vielen Versuche ein gutes Beispiel gegeben hätte. Beim Eisenbetonbau war die Notwendigkeit der Versuche mit der Neuheit des Baustoffes gegeben. Aber an ihnen sah auch der Eisenbauer, daß berechnete und beobachtete Spannungen und Formänderungen sich oft nicht decken und nur der Versuch Klarheit schaffen kann. Im großen machte man schon immer mit jedem Bauwerk einen Versuch durch die Probelastung, aber im einzelnen ging man nicht gründlich genug vor. Durch die Erfahrungen im Eisenbetonbau ermutigt, erhoben sich dann die Stimmen mit Erfolg, welche die Bedürfnisse des Eisenbaus schon länger erkannt hatten, um auch die Lässigen zu überzeugen.

Und wenn bisher die Firmen und Behörden mit ihren Erfahrungen ängstlich zurückhielten, und in dieser Hinsicht zum allgemeinen Fortschritt wenig beitrugen, so sind die Bestrebungen des Vereins deutscher Brücken- und Eisenbauanstalten sowie die Absichten der Zeitschrift „Der Eisenbau“ vom Standpunkt einer gesunden Weiterentwicklung des Eisenbaus nur zu begrüßen.

Der Eisenbetonbau ist durch die ihm bereiteten Schwierigkeiten zum rationellen Konstruieren und Ausnutzen der Baustoffe gezwungen und er tut dies mit großer Gewissenhaftigkeit. Aber je mehr man sich auch fernerhin bemühen wird, dem Eisenbetonbau Unvollkommenheiten vorzuwerfen, um so mehr wird dies auch dem Eisenbau gegenüber geschehen, so daß zum Nutzen der gesamten Bautechnik beide Teile an ihrer Vervollkommnung weiter arbeiten werden.

Bezüglich des Eisenbaus sei noch folgendes ausgeführt. Nicht nur die Güte der Konstruktion, sondern auch die Güte der Ausführung ist beim Eisenbau von sehr vielen Einzelheiten abhängig. Auf das Konstruieren soll hier nicht näher eingegangen werden, doch kann man offen sagen, daß die Konstrukteure meist viel größere Freunde der Statik als der Festigkeitslehre sind. Um aber die durch statische Untersuchung ermittelten Werte, wie Netze, Kräfte und Querschnitte sachgemäß in die Konstruktion zu übertragen, bedarf es für den wirklich guten Konstrukteur eines sehr gründlichen Verstehens der Fragen der Festigkeitslehre. Kann man doch sagen, daß Bauunfälle, welche infolge eines Versehens des technischen Bureaus auftreten, meist nicht auf statische Fehler, sondern auf konstruktive Unkenntnis zurückzuführen sind. Die Ausführung birgt beim Eisenbau durch den Bezug der verschiedenen Eisensorten, ihre Bearbeitung und Vernietung, den Transport und die Montage so mancherlei Fehlerquellen in sich, daß es hierin keineswegs besser als beim Eisenbetonbau bestellt ist.

Und nun nochmals, was verdankt der

Eisenbetonbau dem Eisenbau und den durch ihn gezeitigten Forschungen? An Berechnungsmethoden in der Hauptsache die Sätze von den Formänderungsarbeiten, die Arbeitsgleichungen und den Maxwell'schen Satz, sowie die Benutzung der Einflußlinien. Die ganzen Errungenschaften aus dem Fachwerkbau sind für den Eisenbetonbau von geringer Bedeutung. Die Aufgaben der Berechnung sind infolge der Festigkeitseigenschaften des Eisenbetons und der hierdurch bedingten Formgebung aber so andersartige, daß das aus dem Eisenbau Übernommene für den Hausgebrauch im Eisenbetonbau erst umgeformt werden mußte. Und dabei ist letzterer so selbständig vorgegangen und steht er so sehr auf eigenen Füßen, daß der Eisenbau aus den hierdurch gezeitigten Fortschritten schon seinerseits wieder etwas lernen könnte. Die Frage der Kontinuität und Einspannung von Balken und Platten hat z. B. im Eisenbetonbau eine außerordentliche Förderung erfahren. Nicht nur, daß man durch Konti-

nuitäten und Einspannungen eine höhere Ausnutzung des Baustoffes im Sinne einer sparsamen Verwertung erzielen kann, sondern auch, daß man die genannten Arten der Auflagerung auch da konstruktiv berücksichtigt, wo sie ungewollt vorhanden ist.

Die im eigentlichen Konkurrenzkampf in der Praxis von Eisenbau und Eisenbetonbau gegenseitig namhaft gemachten Mängel sind meist weniger sachlicher Natur, als daß sie mehr oder minder geschickt übertrieben werden. Fehler werden immer vorkommen, wenn nur ein einziger der vielen bei der Bearbeitung eines Bauwerks maßgebenden Gesichtspunkte außer acht gelassen wird.

Schließlich werden in der Mehrzahl in passender Weise dem Eisenbetonbau oder Eisenbau diejenigen Bauwerke zur Ausführung übertragen werden, welche seiner technischen, wirtschaftlichen und künstlerischen Eigenart entsprechen.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden).

L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Contribution à l'étude de la question de l'homogénéité des mélanges fournis par le séparateur à air. Verfasser teilt Versuche mit, die beweisen, daß die Windsichter eine gleichmäßige Mischung liefern, nicht aber die leichteren Bestandteile von den schwereren trennen. Revue mat. constr. trav. publ. 1910. Nr. 5. — Dasselbe unter: La cosidetta smescolatura. Il Cemento 1910. Nr. 11. — s. L. Juli 1910; I, 1, S. 302.

Aluminates; their properties and possibilities in cement manufacturers. H.S. Spackman zeigt, daß der Zusatz von Verbindungen von Tonerde und einer Base, wie Kalk zu Natur-, Puzzolanzementen und Kalkmörtel eine Vermehrung der Festigkeit, Härte und der hydraulischen Eigenschaften dieser Stoffe bedingt. Mit Tab. Eng. Rec. 9. Juli 1910. S. 37.

Painting concrete structures. Wegen der Öl zersetzenden alkalischen Beimengungen des Zementes schlägt C. Macnichol auf Grund jahrelanger Anwendung vor, die Oberfläche des Zementes vor dem Ölfarbenanstrich mit einer Lösung von Zinksulfat und Wasser zu gleichen Teilen zu bestreichen. Mit chemischer Erklärung. Eng. Rec. 2. Juli 1910. S. 18.

Sur le portland blanc. Von E. Volkersen. Anschließend an chemische Betrachtungen über

weißen Zement wird eine neue Art desselben beschrieben, die ganz vorzügliche Eigenschaften zu haben scheint. Der Mörtel 1:3 hat nach 8 Tagen 11 kg/qcm Zugfestigkeit ergeben, der reine Zement 424 kg/qcm Druckfestigkeit an kleinen Körpern. Eine gute Frostbeständigkeit ist ebenfalls durch Gefrierversuche nachgewiesen. Drei Anwendungsbeispiele werden im Bilde vorgeführt. Revue mat. constr. trav. publ. 1910. Nr. 5.

2. Prüfung und Untersuchung.

Dr. Carl Heintzel †. Kurzer Nekrolog. Zement und Beton 1910. Nr. 30.

Versuche mit gefrorenem und wieder aufgetautem Mörtel und Beton. Von H. Burchartz. Zur Untersuchung der Frage, in welchem Grade mit Wasser angemachte und dann gefrorene Betonmasse nach dem Auftauen noch abzubinden und zu erhärten vermag, wenn sie noch nach dem Auftauen verwendet wird. Schlußfolgerungen:

Die Abbindezeit, vom Zeitpunkt des Auftauens an gemessen, erlitt selbst durch tagelanges Verharren des Zementbreies im gefrorenen Zustande keine Veränderung. Lagerte der Zementbrei längere Zeit in einem Raum von 0°C, so wurde der Abbindevorgang verzögert. Während nämlich der Erhärtungsvorgang bei Zimmerwärme nach 6 bzw. 5½ Stunden eintrat, begann der Brei bei 0°C erst in 26 bzw. 22 Stunden abzubinden

und während die Abbindezeit bei Zimmerwärme $10\frac{1}{2}$ bzw. $8\frac{1}{2}$ Stunden betrug, währte sie bei 0 C° 36 bzw. 32 Stunden.

Die Festigkeitsversuche zeigen, daß einige Stunden Frost die Erhärtung des Mörtels und Betons nicht wesentlich beeinflussten. Es scheint, als wenn der weiche Mörtel und Beton besser geeignet war, dem Einfluß des Frostes zu widerstehen, als der nur erdfeuchte Mörtel und Beton.

Lange andauernder Frost verzögerte erheblich den Erhärtungsfortschritt, und zwar um so mehr, je länger die Frostwirkung dauerte.

Bei lange andauerndem Frost machte sich der günstige Einfluß des höheren Wasserzusatzes stärker geltend, als bei kurzer Frostdauer. Die Festigkeit, die der erdfeuchte Mörtel 1:3, der drei Tage im Frost gelegen hatte, nach 28 Tagen erreichte, beträgt im Mittel nur 40% der Festigkeit des im frischen Zustand verarbeiteten Mörtels, wenn er nur wenig angefeuchtet (erdfeucht), aber 62%, wenn er mit viel Wasser (weich) angemacht war. In dem mageren Beton 1:5 ist die Wirkung des höheren Wasserzusatzes noch günstiger; denn der erdfeuchte, drei Tage gefrorene Beton erreichte nur 14% der Festigkeit des frisch verarbeiteten, der weiche Beton unter gleichen Umständen aber 67% dieser Festigkeit. Dabei muß allerdings berücksichtigt werden, daß sowohl der weiche Mörtel als der weiche Beton auch unter gewöhnlichen Verhältnissen an sich beträchtlich geringere Festigkeit zu erlangen vermag, als erdfeuchter, fest eingerammter Mörtel und Beton.

Als Mangel der Versuche hat sich herausgestellt, daß sie nicht auf längere Zeiten ausgedehnt worden sind und daher aus den Ergebnissen nicht zu ersehen ist, innerhalb welcher Zeit etwa die gefrorenen Baustoffe ihre ihnen ursprünglich eigentümlichen Festigkeiten, die sie unter normalen Verhältnissen nach 28 Tagen erlangen, wieder erreichen.

Dahingehende Versuche müßten nachgeholt werden.

Mitt. Materialprüfungsamt Groß-Lichterfelde 1910. Nr. 5.

Mitteilungen über einige Nebenuntersuchungen auf dem Gebiete des Betons und Eisenbetons. Von C. Bach & O. Graf. Gleitwiderstand, Haftfestigkeit, Transportnachteile, Lagerung an Luft und im Wasser. Arm. Bet. 1910. Nr. 7.

Das mechanisch-technische Laboratorium der Firma G. Herfeld in Andernach am Rhein. Von A. Hambloch. Mit Abb. Arm. Beton 1910. Nr. 4.

Sondage d'une terrasse sexagénaire en ciment armé. Die Eiseneinlagen einer im Jahre 1852 von Fr. Coignet erbauten Decke wurden freigelegt und vollständig rostfrei befunden. Die Decke bildet das flache Dach eines Hauses und

ist nur mit einem einfachen Zementglattstrich abgedeckt. Le Ciment armé 1910. Nr. 5.

Long-time tests on concrete in sea water. Auszug aus einer Schrift von Poulsen über die Versuche der Vereinigung skandinavischer Portlandzementfabrikanten. Gegen 3500 Mörtelwürfel von 509 cm Seitenfläche und 100 Betonblöcke von $\frac{2}{3}$ cbm Inhalt waren an verschiedenen Stellen ausgelegt. Die jetzt 10 Jahre währenden Versuche, die noch auf 15, 20 Jahre ausgedehnt werden, haben das Ergebnis, daß vor allem klimatische Einflüsse, wie Frost, die Beständigkeit des Mörtels und Betons im Seewasser beeinflussen, weit mehr als der Salzgehalt. Mörtel 1:3 erwies sich als zu arm für die dortigen Verhältnisse. Der Sand soll von verschiedener Feinheit sein, der feinere jedoch überwiegen. Der Zusatz von feinem Material (Traß, Sand) zum Zement ist vorteilhaft. Eng. News 7. Juli 1910. S. 3.

The effect of included sulphuric acid on the strength and behaviour of portland cement exposed to sea-water. Die Republik Argentina hatte für im Seebau verwendeten Zement einen Gehalt von weniger als 1% schwefeliger Säure vorgeschrieben. Die deutsche Portlandzement-Fabrikantenvereinigung hat durch Versuche gezeigt, daß selbst ein größerer Gehalt (bis 2,5%) unschädlich ist. Eng. News 7. Juli 1910. S. 4.

Die Folgen des Gebrauches unrichtig zusammengesetzter Mörtel. Von B. Haas. Armierter Beton 1910. Nr. 2.

3. Wirtschaftliches.

Eisenbetonbau oder Eisenbau? Erwidern des Deutschen Betonvereins auf einen Vortrag des Obergeringens Fischmann vom Stahlwerksverband vor dem Verein Deutscher Eisenhüttenleute. Die darin enthaltenen Behauptungen werden zum Teil widerlegt, zum Teil in ihrer Geltung stark eingeschränkt. Beachtenswerte Äußerungen zu dieser wirtschaftlichen Frage von der Schriftleitung des B. u. E. Hinweis auf die Bestrebungen und Erfolge in der Bevorzugung und Besserstellung der Eisenträger gegenüber dem zum Eisenbeton verwendeten Stabeisen. Beton und Eisen 1910. Nr. 9. — Armierter Beton 1910. Nr. 7. — Zement und Beton 1910. Nr. 27 und 28. — Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen über Zement-, Beton- und Eisenbetonbau 1910. Nr. 14. — Betonzeitung 1910. Nr. 26. — Entgegnung Fischmanns und auszugsweise Wiedergabe seines Vortrags. Zement und Beton 1910. Nr. 30.

Bericht über die XIII. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins. Von E. Conrad. Armierter Beton 1910. Nr. 4.

Bericht über die zweite Ton-, Zement- und Kalkindustrie-Ausstellung in Baumshulenberg-Berlin (18. Juli 1910). Von Dipl.-Ing. E. Conrad. Armierter Beton 1910. Nr. 7.

Die Zementindustrie. Bericht über die gegenwärtige wirtschaftliche Lage. Betonzeitung 1910. Nr. 27 und 28.

American cement directory. Enthält eine Liste der Gesellschaften, die Namen ihrer Leiter, Kapital, Leistung, Einrichtungen usw. Eng. Rec. 25. Juni 1910. S. 825.

II. Theorie.

Der Spannungsverlauf und Momentenzuwachs in eingeklemmten Trägerenden. Von Ing. Jüngling. In umständlicher Rechnung wird ein bekannter, ganz einfacher Fall der Spannungsverteilung behandelt. Schließlich beweist der Verfasser das gerade Gegenteil seiner eingangs aufgestellten Behauptung, in der aber wohl ein Schreib- oder Druckfehler zu suchen sein dürfte. Beachtenswert ist der Hinweis, daß das größte Moment eines eingespannten Trägers nicht an der vorderen Kante der Einspannungsstelle, sondern etwas weiter zurückliegt. Im übrigen kann die vom Verfasser gemachte Annahme einer geradlinigen Spannungsverteilung nur in wenigen Fällen, keinesfalls aber für Pfähle als zutreffend bezeichnet werden. Vergl. hierüber L. März 1909; II, S. 140. Beton und Eisen 1910. Nr. 9.

Einfluß der Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes bei der Bestimmung von statisch unbestimmten Größen. Von Dr.-Ing. Mario Genel. Einfluß auf das Einspannungsmoment bei Rahmenbindern. Armierter Beton 1910. Nr. 3.

Berechnung des sechsfach statisch unbestimmten Eisenbeton-Hallenbinders der neuen Unrat-Verbrennungsanstalt „Alter Teichweg“, Hamburg-Barmbeck. Von Dipl.-Ing. Bachner. Bekannte Rahmenberechnung. Beton und Eisen 1910. Nr. 9.

Berechnung mehrfach statisch unbestimmter Pfeiler. Von Ing. W. Vieser. Rahmenberechnungen. Armierter Beton 1910. Nr. 8.

The design of reinforced concrete poles. Vortrag von R. D. Coombs und C. L. Slocum über die Berechnung der Eisenbetonmasten von Drahtleitungen. Die verschiedenen Einflüsse, wie Eigengewicht, Schnee und Eis, Wind, Reißen von Drähten, werden besprochen. Die Rechnung ist nicht wiedergegeben, nur eine Tabelle über Lasten, Beanspruchungen und Materialaufwand. Eng. Rec. 25. Juni 1910. S. 817.

Der zulässige Verlauf von Stützlinien in Betonbögen bei Berücksichtigung der Unhomogenität des Materiales. Von Regierungsbaumeister R. Sonntag. Die Stützlinie kann bis zum „Viertelpunkt“ ausschlagen. Armierter Beton 1910. Nr. 8.

Graphische Bestimmung der Kämpfer-Reaktionen für einen Gewölbebogen, beiderseits eingespannt mit parabolischer Achse, konstantem Querschnitte und gleicher Höhenlage der Kämpfer. Zeitschr. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1910. Nr. 25.

Der beiderseits eingespannte Bogen-träger mit zwei Zwischengelenken. Theoretische Untersuchung; Aufzeichnung der Einflußlinien. Sonderfall: Trapezsprengwerk. Österr. Woch. öff. Baud. 1910. Nr. 26 u. 27.

Der Einfluß der festen Knotenpunktvernetzung auf die Durchbiegung von Fachwerkträgern. W. Schachenmeier äußert die Ansicht, daß bei Berechnung der Nebenspannungen in den steifen Knoten die Annahme unzulässig ist, die Stabkräfte seien dieselben wie im Fachwerk mit reibungslosen Knotenpunktgelenken. Sie sind in Wirklichkeit kleiner. Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1910. Nr. 29.

Beitrag zur Theorie der Vierendeelschen Träger. Von Dipl.-Ing. H. Marcus. Armierter Beton 1910. Nr. 5, 6 u. 7.

Zur Aufnahme der Querkraft im Eisenbetonbalken. Bemerkungen von R. Sonntag. Beton und Eisen 1910. Nr. 9. — s. L. August 1910. II.

Calcul pratique du ciment armé. Von N. de Tédesco. Vereinfachte Formeln u. Tabellen für Eisenbetonquerschnitte; Platten und Plattenbalken mit einfacher und doppelter Bewehrung. Le Ciment armé 1910. Nr. 6.

Diagrams for designing reinforced concrete beams. Übersichtliche Diagramme zur Bestimmung der günstigsten Bewehrung und Plattenhöhe. Eng. Rec. 18. Juni 1910. S. 786.

Bestimmung der Mindesthöhe von einfach armierten Plattenbalken. Von Obering. K. Stock. Sehr bequeme Formeln. Armierter Beton 1910. Nr. 8.

Der umschnürte Beton. Von Obering. A. Kleinlogel. Arm. Bet. 1910. Nr. 2.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Über die Haftspannungen von Eisenbetonbalken. Von Prof. Engesser. Vergleich der Rechnung mit Versuchswerten. Arm. Bet. 1910. Nr. 2.

Repeated and eccentric load tests of reinforced concrete columns. Als Hauptergebnis der Versuche, die im Materialprüfungslaboratorium der Universität Wisconsin angestellt wurden, ist zu berichten, daß vor allem eine gute Betonmischung vorteilhaft ist. Bei zentrischer Belastung ist alsdann nur wenig Armierung notwendig. Mit Abb. und Tab. Eng. Rec. 9. Juli 1910. S. 51.

An experiment to determine the pressure of concrete upon forms. Nasser Beton 1:4:4 wurde bis 1,8 m Höhe mit einer Geschwindigkeit von 0,4 m/Stde. in Lagen von 0,15 m in einer Form gestampft. Der hydraulisch gemessene Druck bei 1,8 m Höhe betrug 0,23 Atm. Mit Abb. und Tab. Eng. News 30. Juni 1910. S. 748.

IV. Amtliche Vorschriften über Eisenbetonbau.

Runderlaß, betr. Deutsche Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement und von Eisenportlandzement. Arm. Bet. 1910. Nr. 5.

Die neuen Bestimmungen für das Entwerfen und die Ausführung von Eisenbetonkonstruktionen. Besprechung von Prof. M. Foerster. Arm. Bet. 1910. Nr. 5.

Die Handhabung der preußischen ministeriellen Bestimmungen durch die Baupolizei unter Berücksichtigung der neueren Versuche. Von Dr.-Ing. E. Probst. Arm. Bet. 1910. Nr. 4.

Eine Kritik der bestehenden Vorschriften für Eisenbetontragwerke. Von Dr.-Ing. E. Probst. Arm. Bet. 1910. Nr. 2.

Eisenbetonbestimmungen der schweizerischen Kommission des armierten Betons. Entgegnung auf die Kritik. Beton u. Eisen 1910. Nr. 9. — s. L. August 1910. IV.

Comparaison des divers règlements relatifs à l'emploi du ciment armé. Die Eisenbetonvorschriften in Österreich, England, Frankreich, Italien, Preußen und der Schweiz werden verglichen. Lehrreiche, wenn auch nicht ganz vollständige Zusammenstellung. Le Ciment armé 1910. Nr. 5.

Le nouveau cahier des charges des chaux et les chambres syndicales de fabricants. Von H. Laborbe. Wünsche der Fabrikanten auf Abänderung der ministeriellen Vorschriften (L. April 10. IV, S. 176) und Besprechung der Vorschläge durch den Verfasser. Dieser tritt u. a. dafür ein, Kalk und Zement nicht nach dem Ursprungsort oder der Fabrik (Marke!) zu beurteilen, sondern einzig und allein nach den Güteproben. Dieses Verfahren ist zwar am richtigsten, aber in der Praxis nicht durchzuführen. Revue mat. constr. trav. publ. 1910. Nr. 5.

Amerikanische Bestimmungen für Eisenbetonbauten. Auszug aus dem Entwurf für eine verbesserte Form der Bestimmungen. Zentralbl. d. Bauverw. 1910. Nr. 58.

V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton. Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren. Bauunfälle.

Die Anpassungsverhältnisse des Eisenbetons an beliebige Formen und Verhält-

nisse. Einen recht deutlichen Beweis dafür bietet das Dach des neuen Verwaltungsgebäudes des V. D. Eisenhüttenleute. Siehe. I, 3; erster Aufsatz. Mit zahlreichen Abb. Zement u. Beton 1910. Nr. 27.

A vibration table to ensure homogeneity in cast concrete pieces. Jaggie-Prozeß. Die Betonwaren werden auf eine horizontale Tafel gebracht, die eine horizontale vibrierende Bewegung und eine plötzlich aufgehaltene Schwingung ausführt. Dadurch werden überschüssiges Wasser, Luft usw. herausgebracht und das Material verdichtet. Dauer 7—15 Minuten. Eng. News 21. Juli 1910. S. 76.

Il solai Faber. Beschreibung der Faber-Decke (Hohlziegeldecke, Einseneinlagen in Zement eingebettet, auf allen vier Seiten auflagernd). Mit Abb. Il Cemento 1910. Nr. 10.

A novel welded frame system of reinforcement for concrete. Von J. O. Ellinger. Ausgeführt von der Pittsburg Steel Products Co. In Balken werden die zur Aufnahme der Scherspannungen dienenden schwächeren Eisen an die Hauptbewehrung durch elektrischen Strom geschweißt; beide Eisen sind dazu mit Vorsprüngen versehen. Ebenso wird für Platten ein Verschweißen der Netzbewehrung ausgeführt, wobei die Hauptstäbe V-förmige Gestalt haben. Mit Abb. Eng. News 23. Juni 1910. S. 737.

Large diameter shot drilling in concrete. Bohren von Löchern von 74 cm Durchmesser und 3,5 m Tiefe unter einem Winkel von 54° gegen die Senkrechte. Zeit: 7 Stdn. (einschl. Durchbohren eines I-Trägers). Photogr. der Bohrkern. Eng. News 23. Juni 1910. S. 721.

Discoloration of concrete. Infolge Verwendung grünen Holzes zur Verschalung waren die zuerst hergestellten Bögen eines Viaduktes dunkler gefärbt. Eng. Rec. 25. Juni 1910. S. 810.

Mitteilungen über Bauunfälle. Einsturz eines Wasserbehälters aus Eisenbeton; der Einsturz der Görlitzer Stadthalle. Von Dipl.-Ing. F. l'Allemand. Arm. Bet. 1910. Nr. 6.

2. Ausführungen im Hochbau.

Estacade, magasins à charbon etc. à Nice. U. a. Ladebrücke aus Eisenbeton für eine Kleinbahn; Länge 86 m, obere Breite 2,90 m, mit 1 Gehsteg von 90 cm Breite an jeder Seite. Die Schienen (Spurweite 1 m) liegen auf Längsbalken und diese auf Pfahljochen aus je 2 Pfählen 25/25 cm; deren Entfernung ist 6 m. Die Wagen haben Achslasten von 9 t, die elektrischen Lokomotiven von 13 t. Beschreibung mit Abb. Le Ciment armé 1910. Nr. 5.

Bemerkenswerte Ausführungen in Eisenbeton. Von Dr.-Ing. Sander. Decken, Dachbinder, Wasserturm, Straßenbrücke. Mit Abb. Arm. Bet. 1910. Nr. 5.

Getreidesilo in Bremen. Von Regierungsbaumeister E. Lüfft, Braunschweig. Eiserne Silozellen von 5 m Durchmesser und 27,5 m Füllhöhe, d. h. 24 000 kg/qm Bodenbelastung sind mit Hilfe einer Eisenbetonplatte von 24,5 · 34,7 qm Grundfläche gegründet; der Bodendruck beträgt nur 2,17 kg/qcm. Plattenstärke 80 cm, Längs- und Querrippen von 1,25 m Gesamthöhe. Auf die Kreuzungspunkte dieser Rippen übertragen Säulen von 1,2 m im Geviert eine Last von je 504 t; Bewehrung dieser Säulen in jeder Ecke mit je 4 Ø 50 mm. Auf den Säulen ruht nochmals eine Eisenbetondecke von ähnlichen Abmessungen wie die Sohlenplatte. Gute Darstellung mit Abb. Beton u. Eisen 1910. Nr. 9.

A reinforced concrete locomotive coaling station of 2000 tons capacity. Die Kohlen-, Sand- und Aschestation nimmt bei 31 × 14 m Grundriß 7 Gleise in 4,25 m Abstand auf. Sohle und Wände des Gebäudes aus Eisenbeton; die über den Gleisen liegenden Behälter werden durch ummantelte eiserne Säulen getragen. Mit vielen Abb. Eng. News 23. Juni 1910. S. 726.

Kohlensiloanlage für die elektrische Zentrale der Albertstadt-Dresden. Von Dr. Ing. Müller. Mit Abb. Armierter Beton 1910. Nr. 2.

Gründung des größten Silos der Welt von 100 000 cbm Inhalt, Kohlensilo für das Gaswerk der Stadt Hamburg-Grasbrook mit umschnürten Eisenbetonpfählen. Von Ing. Gaugusch. Mit Abb. Armierter Beton 1910. Nr. 4.

Eisenbetondach des Hochbehältergebäudes der Stadt Metz in Quenlen. Das Dach ist 35,26 m lang und 18,3 m breit, ganz flach; die Hauptbinder in 5,60 m Abstand sind Balken-träger von 16,8 m Spannweite, von 1,45 m bzw. 1,15 m Höhe und 0,40 m bzw. 0,8 m Breite in der Mitte bzw. am Auflager. Die Dachhaut besteht aus Holzzement mit Kiesüberschüttung. Entlüftung erfolgt durch Laternenaufbauten in der Mitte und an den beiden Enden. Mit statischer Berechnung und 2 Abb. Zement u. Beton 1910. Nr. 29.

Neuere Ausführungen von Eisenbetonschornsteinen in Amerika. Von Dipl.-Ing. F. l'Allemand. Mit Abb. Armierter Beton 1910. Nr. 3.

Schornsteine aus Eisenbeton. Von C. Froitzheim, Eis.-Dir. a. D. Die Schornsteine bestehen aus einzelnen „Schüssen“, die in der Werkstatt aus Schleuderbeton hergestellt und auf der Baustelle aufeinander gesetzt und durch Verschrauben der an den Enden hervorstehenden und ausgesparten Eiseneinlagen zugfest verbunden werden. Der Vorzug besteht in der Herstellung des Betons auf dem Bauhof, also unter sorgfältiger Aufsicht. Betonzeitung 1910. Nr. 26.

Fabrikschornsteine und Wassertürme aus Betonsteinen auf der Weltausstellung in Brüssel. Von Ing. Bock. Mit Abb. Armierter Beton 1910. Nr. 8.

Neuere Ausführungen von Wassertürmen der Firma Christiani & Nielsen (Hamburg, Kopenhagen, Aarhus). Von Prof. M. Foerster. Mit Abb. Armierter Beton 1910. Nr. 6.

Stützmauer und Fundamente der westlichen Portalkranschiene im Gaswerk Mariendorf. Von Reg.-Baumstr. K. Bernhard. Mit Abb. Armierter Beton 1910. Nr. 8.

Galerie im Festsaal des Rathausneubaus zu Dresden. Von Dipl.-Ing. W. Schreck. Mit Abb. Armierter Beton 1910. Nr. 7.

Kragkonstruktion aus Eisenbeton bei Unterbauten für Freitreppen. Von Ing. Weidmann. Gründung von Freitreppen auf tief liegendem Baugrunde mit nur zwei Pfeilern, die auf Pfählen ruhen oder bis zum tragfähigen Boden hinabreichen. Auf den beiden Pfeilern liegt ein starker Längsträger mit überkragenden Enden, der die Treppe in ihrer Mitte auf die ganze Länge ihrer Steigung unterstützt. Die Anordnung ist im Grundgedanken dieselbe wie bei einstieligen Bahnsteigdächern, sogen. Pilzform. Mitteilungen von Einzelheiten der Berechnung, Angabe von Kosten. (In einem Falle kostet der Unterbau nur 13,24 M für 1 qm Grundriß.) Gute Abb. Beton und Eisen 1910. Nr. 9.

Instruction sheet for placing floor reinforcement. Eine Betonfirma in Boston gibt ihren Vorarbeitern Skizzen (zum Teil perspektivisch), die die Herstellung der Eiseneinlage veranschaulichen. Mit Abb. Eng. Rec. 25. Juni 1910. S. 810.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Nouveau pont en ciment armé sur la Moselle. Moselbrücke bei Novéant. Armierter Beton 1910. Nr. 2 u. 3 — Le Ciment armé 1910. Nr. 6 ff. — Il Cemento 1910. Nr. 10, 11 ff.

Eisenbahnbrücke aus Eisenbeton über den Delawarefluß bei Stateford, Pa. Von Dipl.-Ing. E. Conrad. Bogenbrücke mit Sparöffnungen. Mit Abb. Armierter Beton 1910. Nr. 2.

Pont sur le vallon de Cougne. Eisenbetonbogenbrücke für Kleinbahn (Tramways départementaux, Cie. du Sud). 41,4 m Spannweite; 10,23 m Stich. Auf den parabelförmigen Bogen sind Säulen aufgesetzt, die die Fahrbahn tragen. Diese besteht aus zwei Längsträgern mit einer Platte darüber; die Fußwege ruhen auf einer Auskragung. Mit Abb. Le Ciment armé 1910. Nr. 5.

A new reinforced concrete bridge across the Colorado River, Austin Texas. Die Straßenbrücke hat 12 Öffnungen zu 35 m Weite und 5,5 m Pfeilhöhe, die Fahrbahn ruht auf

Pfeilern, die Fußwege sind ausgekragt. Das Bauwerk hat ein gefälliges Aussehen. Mit Abb. Eng. News 23. Juni 1910. S. 713.

The Seventh Street Bridge, Los Angeles, California. Eisenbetonbrücke mit 3 Öffnungen zu 24,4 m Weite, dient zur Überführung einer Straße von 17 m, mit 2 Fußwegen von je 1,75 m Breite und einer zweigleisigen Straßenbahn in Mitte der Straße. Pfeilhöhe 6,4 m, Scheitelstärke 46 cm, Rundeiseneinlagen von 2,5 cm Durchm. Pfeiler sind hohl ausgebildet. Mit Zeichnungen und Photographien. Eng. Rec. 2. Juli 1910. S. 10.

Le viaduc de Gorgopotamos (Grèce). Reprise en sous-oeuvre des fondations d'une pile et d'une culée. Verbesserung der Gründungen durch Entwässerung des Geländes und nachträgliche Tieferführung der Pfeiler. Mit Abb. Le Génie civil 1910. Nr. 7.

The design and construction of the Paulin's Kill Viaduct. Zweigleisiger Eisenbahnviadukt von 5 Öffnungen zu 36,5 m und 2 Öffnungen zu 30,5 m Weite. Eisenbetonhalbkreisbögen von 1,83 m bzw. 1,52 m Scheitelstärke mit gedrehtem Quadratreisen bewehrt. Mit Abb. Eng. Rec. 16. Juli 1910. S. 66.

A 320-foot reinforced concrete arch. Eng. Rec. 2. Juli 1910. S. 12. — s. L. August 1910. V, 3.

Wiederherstellung der gewölbten Eisenbahnbrücken über dem Mittel- u. Südkanal in Hamburg mittels Zementeinpressung. Arbeitsvorgang mit Abb. Zentralbl. d. Bauverw. 1910. Nr. 53.

Einige beachtenswerte Mitteilungen aus der amerikanischen Praxis. Von Dipl.-Ing. l'Allemand. Berechnung und Kosten von Straßenbrücken; Feuerschutz. Armierter Beton 1910. Nr. 4.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Uferbauten an der See in Eisenbeton nach dem System „de Muralt“. Von Geh. Hofrat Prof. Engels. Mit Abb. Armierter Beton 1910. Nr. 6.

Eisenbetonkonstruktion eines großen Piers an der kalifornischen Küste. Von Ing. Fr. Bock. Mit Abb. Armierter Beton 1910. Nr. 8.

Dighe in calcestruzzo e muratura nella N. Galles del Sud. Talsperrenmauern aus Beton und Mauerwerk, zum Teil im Grundriß sehr stark gekrümmt und von außerordentlich geringer Stärke, zum Teil gerade und sehr stark. Ausführungen in Neu-Süd-Wales. Mit Abb. Annali Soc. Ing. Arch. Ital. 1910. Nr. 12.

Reinforced concrete siphon for a 65-foot head. Eisenbetondücker von 290 m Länge unter 20 m Wasserdruck mit 3 m innerem Durchmesser,

23 cm Wandstärke. Formen 1,8 m lang, aus acht Teilen bestehend, zerlegbar. Eng. Rec. 9. Juli 1910. S. 39.

The chaudiere dam, Ottawa, Canada. Der 400 m lange kreisförmige Damm besteht aus 49 Eisenbetonpfeilern, deren Zwischenräume mit Holzbalken verschlossen werden. Die Pfeiler sind an der Sohle 12 m lang und 0,61 bis 1,22 m breit, letztere Abmessung auf der Oberstromseite; die Höhe beträgt 6,7 m. Die Eisenbewehrung greift um eine im Felsen liegende Verankerung aus I-Trägern. Mit vielen Abb. Eng. News 30. Juni 1910. S. 741.

Kosten einer Preßluftanlage. Einige Angaben über Anschaffungs- und Betriebskosten. Zement und Beton 1910. Nr. 27.

A reinforced concrete dock. Eisenbetonbohlwerk auf Eichenpfählen nebst Erzbrücke und -Lagerplatz, bestehend aus zwei I-förmigen Längsträgern, aller 3 m durch Balken verbunden, dazwischen 15 cm starke Platte. Skizze des Werkplatzes. Mit Abb. Eng. Rec., 21. Mai 1910. S. 673.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Wasserdichte Schachtauskleidung mit Zementeinstritzung. Die Wände eines auf 15 m abgeteuften Brunnens waren zu dichten; man verkleidete den Brunnen innen mit kreisrunden Stahlrohrstücken und verfüllte den Zwischenraum zwischen diesen und der alten Brunnenwand mit Kies, in den man auf die ganze Höhe einige Tonrohre mit seitlichen Löchern einbettete. In diese Rohre wurde Zementmilch unter Druck eingeführt, die sich in den Kies verbreitete und ihn in Beton umwandelte. Durch ein sinnreiches Verfahren wurde die Ausbreitung des Zementbreies in der Kieslage beobachtet und gemessen. Auf diese Weise hat man die Wände wasserdicht gemacht. Mit Abb. Nach einer Veröffentlichung der Inst. Civ. Eng. Beton und Eisen 1910. Nr. 9.

Impianto di depurazione in cemento armato. Beschreibung und Abb. einer Kläranlage aus Eisenbeton für gewerbliche Schmutzwasser der Gemeinden Rheydt usw. Nach einem deutschen Buche. Il Cemento 1910. Nr. 11.

Verlegung von Straßenbahnschienen in Eisenbeton. Die Schienen werden in einer breiten Eisenbeton-Langschwelle verankert. Mit Abb. Zeitschr. Ver. deutsch. Ing. 1910. Nr. 10. — Zeitschr. österr. Ing. u. Arch.-Ver. 1910. Nr. 23.

VI. Allgemeine Fragen.

Runderlaß, betr. Schiedsgerichte bei Verträgen über Staatsbauten. Vom preussischen Minister der öffentlichen Arbeiten. Mai 1910. Beton und Eisen 1910. Nr. 8.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuscriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.

*Ingenieurbureau u. Eisenbetonbau-Unternehmung
für Hoch- und Tiefbau.*

Stuttgart
TELEPHON 5340

Karlsruhe
TELEPHON 2479.

Ulm a. D.
TELEPHON 962.

H. Pek

PROJEKTIERUNG UND AUSFÜHRUNG VON

BETON- UND EISENBETON-BAUTEN

*Brücken, Wasserbehälter, Silos, Fabrikbauten, Lagerhäuser etc.
Fundierungen, Eisenbetonpfähle, Isolierdecken für Ställe.*

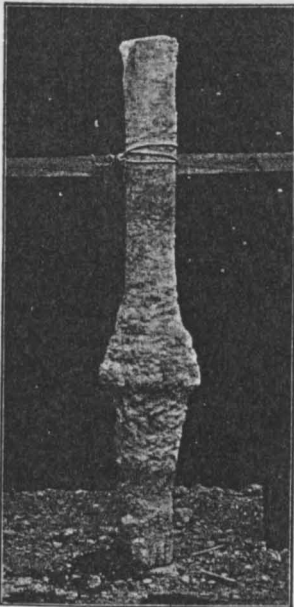
Besteigbare Eisenbetonmaste, System "Saxonia" u. "Bavaria". 166

ERSTE REFERENZ. PROSPEKTE, PLÄNE UND VORANSCHLÄGE AUF ANSUCHEN.



Grossviehmarkthalle Stuttgart

Betonpfähle Patent Strauss



Vorteile gegenüber anderen künstlichen Gründungen:

Sofortiger Baubeginn, kürzeste Ausführungszeit. — Keine Rammarbeit, keine die benachbarten Gebäude gefährdenden Erschütterungen. — Herstellung nachträglicher Fundamentsicherungen in und neben bestehenden Gebäuden. — Gleichmässige Verdichtung des Baugrundes. — Grösste Tragfähigkeit auch bei schlechtestem Baugrund. — Erfolgreiche Anwendung für schwebende Pilotage. — Keine Ausschachtungs- und Wasserhaltungsarbeiten. — Aufschluss über die Bodenverhältnisse bei jedem Pfahl. — Anpassung der Pfahllängen an die wechselnde Gründungstiefe. — Grösste Billigkeit der Gründung.

Zahlreiche Ausführungen für staatliche und städtische Behörden sowie für Private. Interessenten stehen Mitteilungen über die Ausführung umfangreichster Gründungen auf Strauss-Pfählen gern zur Verfügung. Auf Wunsch Ingenieurberatung und Ausarbeitung von Entwürfen.

Alleiniges Ausführungsrecht für Deutschland:

Dyckerhoff & Widmann, Aktiengesellschaft

81] **Tiefbau-Unternehmung,**

Spezialgeschäft für Beton- und Eisenbetonbauten im Hoch- und Tiefbau
Biebrich a. Rh., Dresden, Berlin, Hamburg, Karlsruhe, Nürnberg - München.

Wir bauen
Mischer für 7
verschiedene
Misch-Systeme.
Können also
Maschinen für
jedes Material
u. jede Leistung
liefern.

Mischmaschinen für **Mörtel**
u. **Beton**

Dr. Gaspary u. Co., MarkKranstädt

32] Prospekt TTM Nr. 15 gratis.

Kauf
und
Miete.

Einige Typen
stets auf Lager.

Wunstorfer Portland Cementwerke A.-G.

Telegramm - Adr:
Cementwerke.

Wunstorf.

Fernsprecher:
Amt Wunstorf No. 2.

Fabrikat von grösster Gleichmässigkeit,
Volumbeständigkeit und Mahlfineinheit.

Kleeblatt-
Cement.



Marke
I. Ranges.

Rein graue Farbe.

Höchste Festigkeiten.

[31]

Ingenieurbureau Ed. Züblin & C^{ie}, Straßburg i/E.

Unternehmung für Spezialkonstruktionen in Eisenbeton im Hoch- und Tiefbau.

Eigene Deutsche Reichspatente und viele Auslandspatente, u. a. Sperrbügel D. R. P.,
Pfahlspitze D. R. P., Rammfahl mit Spülung D. R. P., Hohlpfähle D. R. P. usw.

Erste Ausführungen von Eisenbeton - Pfahlgründungen und Eisenbeton - Spundbohlen - Rammungen in Deutschland.

Jeder Pfahl ein ausprobiertes Fundament!

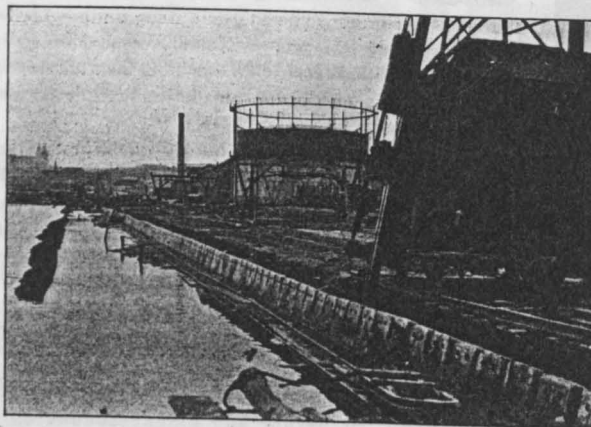
Unversehrte Pfahlköpfe!

Brücken.

Silos.

Wasser-
behälter.

Ufermauern.



Erztaschen.

Bauten für
die Textil-
und Papier-
industrie.

Schwierige
Fundierungen.

Herstellung einer Ufermauer für den Hafen der Stadt Cleve mit gerammten Eisenbeton-Spundbohlen. — Ausgeführt: Frühjahr 1910. — Baustadium: Gerammte Spundbohlen vor Wegbaggerung des davor liegenden Bodens.

[84]

Ausführungen in Deutschland, Oesterreich, Schweiz, Frankreich, Italien.

Verlag von Julius Springer in Berlin.

Soeben erschienen:

Eisenbetondecken, Eisensteindecken und Kunststeinstufen.

Bestimmungen und Rechnungsverfahren nebst Zahlentafeln, zahlreichen Berechnungsbeispielen und Belastungsangaben. Zusammengestellt und berechnet von Carl Weidmann, Stadtbauingenieur bei der Baupolizeiverwaltung in Stettin. Mit 40 Textfiguren und 1 Tafel. Preis kartoniert M. 2,80.

Zu beziehen durch jede Buchhandlung.