

ARMIERTER BETON.

1908. NOVEMBER.

INHALT:

Ergebnisse neuerer Untersuchungen und ein Vergleich mit den bisher bekannten Versuchsergebnissen. Von E. Probst. (Fortsetzung v. S. 112). S. 269.
Der Eisenbeton in seiner Anwendung bei der kaiserlichen Marine. Von Ingenieur Jos. Gaugusch (Kiel). S. 274.
Allgemeine Betrachtungen über Betonfähle. Von Th. Janssen, Regierungsbaumeister a. D. S. 279.
Eisenbeton-Bogenbrücke für das Anschlußgleis der Firma Hegeler & Brünings A.-G., Aumund b. Vegesack. Von Oberingenieur E. Graff (Hannover). S. 282.
Arbeitsmethode und Zeitdauer bei dem Bau einer großen Brücke in Nordamerika. Von E. Probst. S. 284.

Einiges über neuere Bücher aus dem Gebiete des Eisenbetonbaues. Von Dipl.-Ing. W. Obrist (St. Gallen). S. 289.
Selbstanzeigen. S. 291.
Zuschriften an die Schriftleitung. S. 291.
Mitteilungen über Patente. S. 292.
Verschiedene Mitteilungen S. 292: Eisenbetonschwellen. Sitzung des internationalen Eisenbetonausschusses. Wanderversammlung des Deutschen Betonvereins. Abbruch der Betonwerke vor dem Kunstpalast in Düsseldorf. — Bücherbesprechungen. S. 293. — Neue Bücher. S. 294.

ERGEBNISSE NEUERER UNTERSUCHUNGEN UND EIN VERGLEICH MIT DEN BISHER BEKANNTEN VERSUCHSERGEBNISSEN.

Von E. Probst.

(Fortsetzung von S. 112.)

Im Folgenden soll nun zu einem Vergleich zwischen den bisher bekannten Untersuchungen aus verschiedenen Untersuchungsanstalten übergegangen werden, hierbei sind die Veröffentlichungen von Bach, Schüle, Möller, Probst (nicht Versuche von Johnson-Probst,*) Forschungen von Talbot und Turneaure berücksichtigt. Ein Vergleich der Versuchsergebnisse mit irgend welchen Vorschriften erscheint nicht zweckmäßig. Vorschriften sind vorübergehende amtliche Vorkehrungen im Interesse der öffentlichen Sicherheit; sie fußen auf Ergebnissen von wissenschaftlichen Untersuchungen und theoretischen Abhandlungen und müssen sich diesen anpassen, wenn sie von Wert sein sollen. Ganz unberechtigt erscheint es daher, wenn defartige Vorschriften als Beweis für die Richtigkeit von Versuchen herangezogen werden. Der Assistent Professor von Bachs, Ingenieur Graf, Zuffenhausen, bespricht in „Beton und Eisen“ in Nr. 8—10 unter dem Titel: „Die Ergebnisse neuerer Versuche mit Eisen-

betonbalken im Vergleich mit den amtlichen preußischen Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten“ eine größere Zahl von bisher ausgeführten Untersuchungen und verfällt stellenweise in den oben erwähnten Fehler, die Vorschriften zur Bewertung der ausgeführten Versuche heranzuziehen. Nur so ist es erklärlich, daß ihm hierbei einige Irrtümer unterlaufen, auf welche in dieser Besprechung kurz eingegangen werden soll. Im übrigen soll dieser Aufsatz dazu bestimmt sein, die an verschiedenen Orten nach verschiedenen Gesichtspunkten durchgeführten Forschungen miteinander zu vergleichen. Es soll gezeigt werden, inwieweit die Ergebnisse miteinander übereinstimmen, nach welcher Richtung sie voneinander abweichen und auf welche Gründe diese Abweichungen zurückzuführen sind.

Die Bestimmung der Lage der Nulllinie.

Bach hat in seinen Versuchen zur Bestimmung der Nulllinie den gleichen Fehler gemacht wie Mörsch. Er hat die Längenänderungen nur an zwei Stellen gemessen. An der Oberkante auf der Druckseite und an der Unterkante auf der Zugseite. Die Verbindung dieser beiden Punkte durch eine gerade Linie, wie dies aus Fig. 1 zu ersehen ist, ergibt für die Nulllinie eine Lage, welche am besten mit der Mittellinie des Balkens in Übereinstimmung zu bringen ist. (Der in Fig. 1 ersichtliche Probekörper der Bachschen Untersuchungen gehört zu denjenigen, welche man, streng genommen, gar nicht als Eisenbeton betrachten kann.) Die auf dem Wege der Rechnung

*) Herr Ingenieur Graf, Zuffenhausen, der Assistent Professor von Bachs, bezeichnet in einem Aufsatz in „Beton und Eisen“ die von mir veröffentlichten Versuche als Versuche Johnson-Probst. Es ist mir nicht erklärlich, warum er dies tut, um so mehr, als der Titel und das Vorwort genaue Aufklärungen hierüber geben. Deshalb sei hier nachdrücklich darauf hingewiesen, daß diese Versuche vom Kgl. Materialprüfungsamt in Gr.-Lichterfelde ausgeführt wurden; das Programm hierzu wurde von mir in Gemeinschaft mit Herrn Ingenieur Johnson aufgestellt, dessen Gesellschaft die ziemlich großen Kosten der Untersuchungen trug. Herr Johnson hat bei diesem Programm nicht mehr mitgearbeitet, als z. B. irgend ein Mitglied des deutschen Eisenbetonausschusses bei den Versuchen Bachs in Stuttgart.

bestimmten Lagen der Nulllinie für $n = 10$ und $n = 15$ wurden in Fig. 1 eingetragen, und sie zeigen uns, wie sehr die gemessenen Werte von den berechneten Werten abweichen. Weiter sehen wir, daß die aus der Messung ermittelte Lage der Nulllinie in diesem Falle mit der von Schüle vorgeschlagenen Annäherung n' am besten übereinstimmt (halbe Nutzhöhe). Berücksichtigt man ferner, daß die nach dem Auftreten der Risse gemessenen Längenänderungen an der

Zugseite je eine Messung vorgenommen hätte. In Fig. 3 sind die Messungsergebnisse aus den Untersuchungen von Diplomingenieur Müller (Leipzig) abgebildet; auch hier sind die Endpunkte der obersten und untersten Messung durch eine strichpunktierte Linie verbunden. Wir ersehen aus den Fig. 2 und 3, daß die Lage der Nulllinie, wie sie aus den Messungen bestimmt wurde, ganz beträchtlich anders wird, als wenn man sie durch die geradlinige Verbindung der beiden

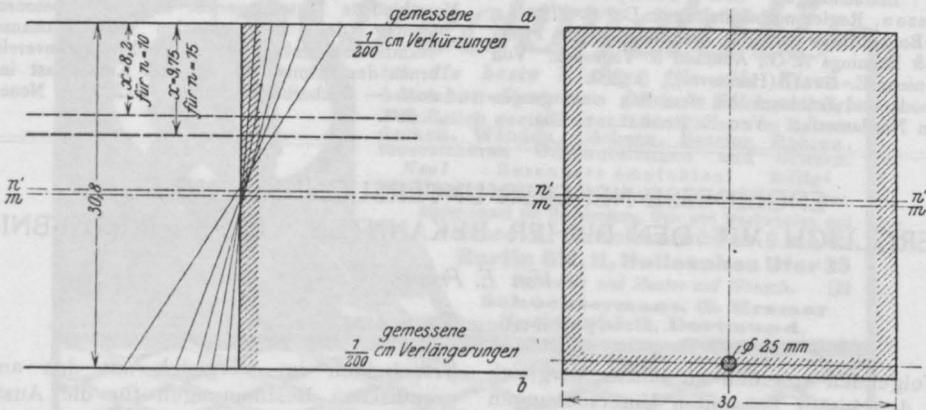


Fig. 1. Messungsergebnisse bei den Versuchen in Stuttgart.

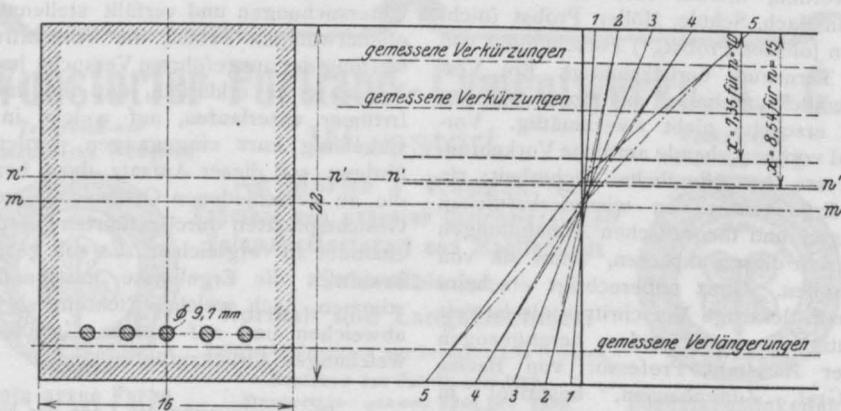


Fig. 2. Messungsergebnisse bei den Untersuchungen in Gr. Lichterfelde.

Zugseite des Balkens von mehr als zweifelhaftem Werte sind, so lassen die Ergebnisse dieser Untersuchungen keine allgemeinen Schlüsse auf die Lage der Nulllinie ziehen. Betrachten wir in Fig. 2 die Messungsergebnisse der in Gr.-Lichterfelde durchgeführten Untersuchungen, bei welchen an 2 Stellen der Druckseite die Längenänderungen gemessen wurden, so ergibt sich für die Bestimmung der Nulllinie die aus der Figur ersichtliche Abweichung am besten, wenn man nur die beiden äußersten Punkte durch eine strichpunktierte Linie verbindet; diese entspricht dem Verfahren, wenn man nur an der Druckseite und an der

äußersten Messungswerte ermittelt, wie dies in den Bachschen Versuchen geschieht. Der Einfluß dieser Abweichung auf die Berechnung der Spannungen im Beton und im Eisen soll noch besprochen werden; soviel aber ist klar, daß die umständliche Berechnung des x nach den Vorschriften durch die Versuche nicht gerechtfertigt erscheint. Für rechteckige Querschnitte ist die Annahme $x = \frac{h'}{2}$ (der halben Nutzhöhe) mit den Versuchsergebnissen besser in Übereinstimmung zu bringen als der Rechnungswert.

Die Dehnungsfähigkeit
des armierten und nichtarmierten Betons.

Man sollte annehmen, daß diese Frage nicht mehr so oft wiederholt werden müßte, da sie ja zu denjenigen gehört, welche dank der zahlreichen Untersuchungen als geklärt angesehen werden kann. Viel wesentlicher wäre es, sowohl die weiteren Untersuchungen als auch die Diskussionen auf andere Gebiete zu erstrecken, die weniger geklärt sind, z. B. auf die Rolle der Schubfestigkeit bei armierten Betonkonstruktionen. Um nicht in den gleichen Fehler zu verfallen, soll hier diese Frage nicht näher auseinandergesetzt werden, und es sei auf die Ausführungen des Verfassers in Dinglers polytechnischem Journal*) hingewiesen. Herr Ingenieur Graf erledigt diese Angelegenheit in dem bereits erwähnten Aufsätze mit einer Fußnote, welche folgendermaßen lautet: „Daß die

armierten Balken als größte Dehnung nur 0,12 mm gemessen wurden. Die Einwendung, daß die ersten Risse nicht rechtzeitig entdeckt wurden, ist nicht gerechtfertigt, denn auch Bach hat bei einigen Balken größere Dehnungen gemessen, also müßten auch da die ersten Risse erst später entdeckt worden sein. Die von dem amerikanischen Forscher Turneaure vor einigen Jahren zuerst gefundenen Wasserflecke, die dann von Bach als Argument für die geringere Dehnungsfähigkeit des armierten Betons herangezogen wurden, können nicht als beweiskräftig angesehen werden. Die Wasserflecke zeigen wohl schwache Stellen an, aber nicht eine Erschöpfung der totalen Dehnungsfähigkeit. Denn tatsächlich treten die Risse an diesen Stellen erst viel später auf, was auch aus den Untersuchungen in Gr.-Lichterfelde hervorgeht. Es dürfte heute niemand mehr behaupten, daß

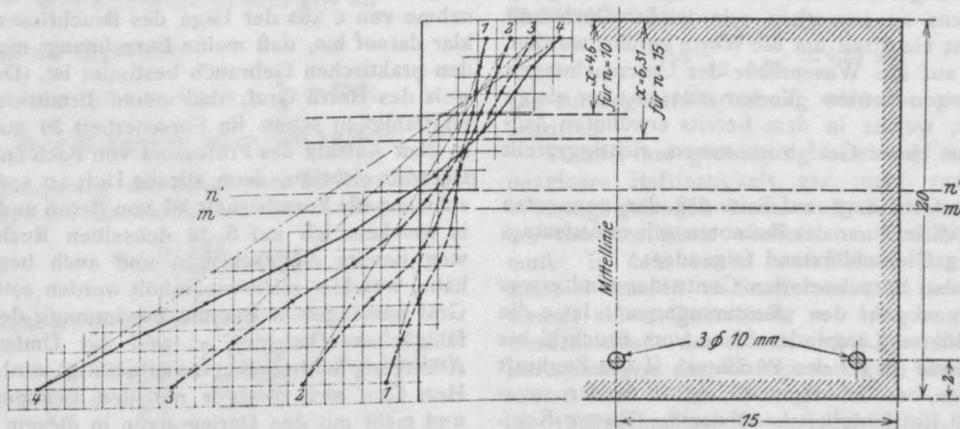


Fig. 3. Messungsergebnisse bei den Versuchen von Dipl.-Ing. Müller (Leipzig).

große Dehnungsfähigkeit des Betons, wie sie von Considère und Schüle angegeben wird, besteht, ist dadurch vollständig widerlegt, obwohl z. B. Thullie (Beton und Eisen 1907 Heft XI) und Probst (Mitteilungen aus dem Kgl. Materialprüfungsamt 1907 Ergänzungsheft I, S. 67) noch daran zweifeln.“ Demgegenüber sei festgestellt, daß auch Professor v. Bach bei einem armierten Beton, bei welchem die Eiseneinlagen auf der Zugseite gut verteilt waren, eine viermal so große Dehnung gemessen hat, als bei nichtarmiertem Beton. Was mich anbelangt, so möchte ich hervorheben, daß ich meine Anschauungen über diese Frage an der von Graf hervorgehobenen Stelle sehr eingehend klargelegt habe, daß ich dort auch meine Zweifel begründe auf Grund der in Gr.-Lichterfelde vorgenommenen Messungen, welche bei den armierten Balken eine maximale Dehnung von 0,3 mm pro laufendes Meter ergaben, während bei den nicht-

die Dehnungsfähigkeit des Betons an sich durch die Eiseneinlagen erhöht wird, wie dies zurzeit, als die Considèreschen Versuche bekannt wurden, geschehen ist, aber andererseits ist es nicht richtig, wenn behauptet wird, daß diejenigen, welche größere Dehnungen gemessen haben, die Risse nicht rechtzeitig entdeckt haben. Durch die Armierung wird eine bessere Dehnungsverteilung längs des Balkens hervorgerufen und es tritt nicht bei der ersten kleinen Lockerung des Gefüges an irgend einer Stelle, wie dies z. B. durch Naßlagerung der Probekörper hervorgerufene Wasserflecke andeuten, ein Riß ein, sondern es werden auch andere schwache Stellen herangezogen, bis der Beton reißt.

Versuche zur Bestimmung des Zusammenwirkens
von Beton und Eisen.

Diese Frage hat mehrfach Irrtümer hervorgerufen, weil man sich über den Begriff noch zu wenig geeinigt hat und bisher viel zu sehr

*) Dinglers polytechnisches Journal 1907. Heft 22.

an Worten festhielt, die ja doch mehr oder minder nebensächlich sind. Es scheint aber nun allgemein die Ansicht Platz zu greifen, daß die von Mörsch gegebene Definition und der Begriff der sogen. „Haftspannungen“ oder „Haftfestigkeiten“ nicht aufrecht erhalten werden kann. Die Bezeichnung „Gleitwiderstand“ kann nur dann angewendet werden, wenn tatsächlich ein Gleiten stattfindet. Bei ordnungsgemäß armierten Betonkörpern, die auf Biegung beansprucht werden, sind die Eisen mit der Druckzone durch schräge Abbiegung und durch Haken fest verankert und es findet niemals ein Gleiten der Eisen statt, wenn der Bruch eintritt. Wenn die Armierung schwach ist und die Druckfestigkeit des Betons nicht ausgenutzt werden kann, wird beim Bruch kein Gleiten der Eisen eintreten. Es wird nur nach Erreichung der Streckgrenze ein Fließen des Eisens zu bemerken sein, während an der Verankerungsstelle nur selten eine Bewegung des Eisens zu bemerken sein wird. Doch soll hier nicht ein Streit um die Worte geführt werden, es soll auf das Wesentliche der Untersuchungen eingegangen werden. Vorher müssen aber einige Irrtümer, welche in dem bereits erwähnten Aufsatz des Herrn Graf vorkommen, richtiggestellt werden.

Herr Graf sagt auf Seite 248 der genannten Zeitschrift in einer der Fußnoten seines Aufsatzes über den Gleitwiderstand folgendes:

„Probst berechnet den Gleitwiderstand etwas abweichend von den „Bestimmungen“: Ist c die einbetonierte Länge der Eisen vom Bruchriß bis Balkenende (S. 117 des Berichtes), H die Zugkraft im Eisen, so ist $H = c \cdot z$, worin z der sogenannte „Haftfähigkeitskoeffizient“. Dieser Koeffizient stellt den Gleitwiderstand für 1 cm Länge der Eiseneinlagen dar und berücksichtigt demnach den Umfang des oder der Eisen nicht, was dazu führen kann, daß Rundeisen gegenüber Quadratischeisen (z. B. Johnson-Eisen) und dergl. geringwertiger Querschnitt einen größeren Umfang besitzt als Rundeisen. Trägt man diesem Umstand Rechnung, so ist der „Haftfähigkeitskoeffizient“ umzubilden in ein Produkt aus Umfang des Eisens u_e und einer Unbekannten p . Die Gleichung von Probst lautet dann $H = c \cdot u_e \cdot p$.

Vergleicht man die Berechnungsweise der „Bestimmungen“ mit dem hier von Probst Mitgeteilten, so wird man erkennen, daß den Annahmen von Probst auch in den „Bestimmungen“ entsprochen ist. Denn es ist

$$\tau_1 = \frac{b \cdot r_0}{u_e} \text{ auch } = \frac{Z}{u_e \cdot l},$$

worin Z die Zugkraft des Eisens und l der Abstand von Lastpunkt bis Widerlager (vergl. Mitteilungen über Forschungsarbeiten, Heft 39, S. 19; Heft 45—47, S. 16), oder geschrieben $Z = l \cdot u_e \cdot \tau_1$.

Diese Gleichung der „Bestimmungen“, und diejenige Probsts erscheinen somit der Form nach identisch. Ein Unterschied besteht darin, daß die Größe c bei der Gleichung von Probst durch die Lage des Bruchrisses bestimmt wird, die Größe l der „Bestimmungen“ aber aus der Konstruktion hervorgeht; beim praktischen Gebrauch ist somit c unbestimmt, die „Methode Probst“ also nicht verwendbar.

Demgegenüber ist zu bemerken, daß die Berechnung der Haftspannungen in den amtlichen Vorschriften durch nichts gerechtfertigt erscheint; es ist also widersinnig, dieses Kapitel der Vorschriften in eine Diskussion wissenschaftlicher Untersuchungen hineinzuziehen. Es lag auch nicht in meiner Absicht, eine Methode zur Berechnung der Haftfähigkeit einzuführen, und dies ist auf Seite 111 des vorerwähnten Ergänzungsheftes der Mitteilungen in Fettdruck zu lesen. Schon die Annahme von c aus der Lage des Bruchrisses weist klar darauf hin, daß meine Berechnung nicht für den praktischen Gebrauch bestimmt ist. (Der Hinweis des Herrn Graf, daß meine Ermittlung der Haftfähigkeit schon im Forscherheft 39 auf S. 19 in dem Aufsatz des Professors von Bach enthalten ist, trifft nicht zu, denn dieses Heft ist später erschienen als Forscherheft VI von Beton und Eisen, in welchem ich auf S. 18 denselben Rechnungsweg bereits eingeschlagen und auch begründet habe, was hier nicht wiederholt werden soll.) Herr Graf bemängelt weiter die Bestimmung des Haftfähigkeitskoeffizienten z , weil der Umfang der Armierung hierbei nicht berücksichtigt wird. Hätte Herr Graf sich weniger mit den Bestimmungen und mehr mit den Darlegungen in diesem Kapitel befaßt, so hätte er daraus entnehmen können, daß der Haftfähigkeitskoeffizient mit Absicht von dem Umfang unabhängig gemacht wurde. Es ist viel wesentlicher, die Haftfähigkeit von der Querschnittsfläche der Armierung abhängig zu machen, als von deren Umfang, weil in der Praxis des Eisenbetonbaus der Umfang keine Rolle spielt, wohl aber der Querschnitt bei Bestimmungen des Materialgewichtes der Eiseneinlagen. Daß man mit dem Umfang der Eiseneinlagen rechnet, ist nur auf die von Mörsch so unglücklich eingeführte Rechnungsmethode zur Bestimmung von „Haftfestigkeiten“ zurückzuführen.

Wie nachteilig diese von den Behörden noch immer geforderte Berechnung auf die Ökonomie von Eisenbetonkonstruktionen einwirkt, hat Regierungsbaumeister Heintel gezeigt in einem Aufsatz in der Deutschen Bauzeitung „Haft- und Schubspannungen in Eisenbetonkonstruktionen und die preußischen Bestimmungen für die Ausführung von Eisenbetonkonstruktionen bei Hochbauten“, aus welchem nachstehendes Beispiel entnommen ist: Zu berechnen ist die Decke eines Fabriksaales

von 5,70 m lichter Weite für eine Nutzlast von 500 kg/qm + 50%, bei 3,50 m Entfernung der Eisenbetonunterzüge voneinander.

Die Platte wird bei einer Spannweite von 3,50 m bei einer zulässigen Beanspruchung $\sigma_b = 30$ kg/qcm und $\sigma_e = 1000$, mit dem Moment $\frac{p l^2}{10}$ gerechnet, 21 cm dick; die Gesamtlast der Decke wird zuzüglich 50 kg für Fußbodenbelag = 1300 kg/qm und die Belastung des Unterzuges einschl. Eigengewicht für 1 lfdm = 4,85 t. Der Eisenbetonunterzug hat mit den Bezeichnungen der ministeriellen Vorschriften folgende Abmessungen: Stützweite $l = 5,70 + 0,30 = 6$ m, Höhe $h = 60$ cm, Stegbreite $b_1 = 25$ cm, mitragende Plattenbreite $b = \frac{1}{3} = 2$ m, $a = 4$ cm, Eisenquerschnitt $f_e = 43$ qcm. Die Rechnung ergibt:

$$M = \frac{p l^2}{8} = \frac{4,85 \cdot 6^2}{8} = 21,8 \text{ t}$$

und hat die Ergebnisse:

$$x = 16,8 \text{ cm}; h - a - \frac{x}{3} = 50,5;$$

$$\sigma_b = 27 \text{ kg/qcm}; \sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}.$$

Zur Berechnung der Schub und Haftspannungen brauchen wir die Vertikalkraft am Auflager

$$V = \frac{6 \cdot 4,85}{2} = 14,55 \text{ t}.$$

Die Schubspannung im Beton wird

$$\tau_0 = \frac{V}{b_1 \left(h - a - \frac{x}{3} \right)} = \frac{14 550}{25 \cdot 50,5} = 11,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Querkraft V_1 , bei welcher die Schubspannung den zulässigen Wert 4,5 kg/qcm erreicht, wird

$$V_1 = \frac{14 550 \cdot 4,5}{11,5} = 5700 \text{ kg}$$

und die Entfernung y , wo die Eisen aufzubiegen sind, wird

$$\frac{14 550 - 5700}{4850} = 1,83 \text{ m}.$$

Die von den aufgebogenen Eisenstäben aufzunehmende Zugkraft ist

$$Z = \frac{183}{\sqrt{2}} \cdot (11,5 - 4,5) \cdot \frac{1}{2} \cdot 25 = 11 400 \text{ kg},$$

somit der erforderliche Eisenquerschnitt der aufzubiegenden Eisen = 11,4 cm².

Wählen wir Rundeisen von 24 mm Durchmesser (Querschnitt 4,5 qcm, Umfang 7,54 qcm), so erfordert die Balkenmitte $\frac{43}{4,5} = 10$ Stück, das

Aufbiegen $\frac{11,4}{4,5} = 8$ Stück, es bleiben somit 7 Eisen unten liegen.

Die Haftspannung an diesen Eisen beträgt

$$\tau_1 = \frac{b \cdot \tau_0}{u} = \frac{25 \cdot 11,5}{7 \cdot 7,54} = 5,5 \text{ kg}.$$

Die ministeriellen Vorschriften lassen nur 4,5 kg Haftspannung zu, es müssen daher noch 2 weitere Eisen zugelegt werden. Die 9 unten liegenden Eisen ergeben dann eine Haftspannung

$$\tau_1 = \frac{25 \cdot 11,5}{9 \cdot 7,54} = 4,2 \text{ kg}.$$

Um den Mehraufwand an Eisen zu umgehen, können Rundeisen von kleinerem Durchmesser gewählt werden, z. B. 18 mm-Eisen (Querschnitt 2,54 qcm, Umfang 5,65 qcm). Es erfordert nun mehr: Die Balkenmitte $\frac{43}{2,54} = 17$ Stück, das Aufbiegen $\frac{11,4}{2,54} = 5$ Stück.

Die Haftspannung an den untenliegenden 12 Stück wird:

$$\tau_1 = \frac{25 \cdot 11,5}{12 \cdot 5,65} = 4,25 \text{ kg}.$$

Die zulässige Haftspannung wird also nicht überschritten.

Heintel hat gleichzeitig bewiesen, daß diese imaginäre Haftfestigkeit gar nicht zur vollen Wirkung gelangen kann, weil die Überwindung der Scherfestigkeit vorher zum Bruche führen muß. In dem ersten von Heintel angeführten Beispiel müssen 12 Rundeisen à 24 mm Durchmesser einem Querschnitt von 4,5 qcm eingelegt werden, damit den durch nichts gerechtfertigten Berechnungen der Haftspannungen Genüge geleistet wird. Das Eisengewicht pro lfdm für die 12 Durchmesser 24 mm beträgt in dem Beispiel 42,5 kg. In dem zweiten Beispiel werden 17 Rundeisen mit 18 mm Durchmesser und einem Querschnitt von 2,54 qcm verwendet, welche ein totales Eisengewicht von nur 33,7 kg pro lfdm erfordern. Man ersieht aus diesen beiden Beispielen die greifbare Tatsache, daß die geforderte Berechnung von Haftspannungen die Konstruktion im höchsten Grade unwirtschaftlich machen kann, und es ist wirklich nicht einzusehen, warum auf diese Berechnungen so großer Wert gelegt wird.

Also die Untersuchungen, die zum Zwecke haben, über das Zusammenwirken von Beton und Eisen aufzuklären, sollen sich nicht damit befassen, Zahlenwerte zu ermitteln oder Rechenmethoden vorzuschlagen, sie sollen vielmehr dazu führen, die Wertlosigkeit solcher Berechnungen zu beweisen, andererseits die Vorkehrungen zu ermitteln, welche notwendig sind, um in den Konstruktionen ein Zusammenwirken zu ermöglichen. Es ist daher mit Genugtuung zu begrüßen, daß man jetzt von den ersten von Mörsch

durchgeführten Versuchsmethoden, das Eisen aus dem Betonkörper herauszuziehen oder zu -drücken, und daraus eine Haftfestigkeit oder einen Gleitwiderstand zu bestimmen, vollständig abgekommen ist, und nur mehr mit Hilfe von Biegeversuchen das Zusammenwirken der beiden Materialien zu erklären sucht. Was die bisherigen Untersuchungen zweifellos ergeben haben, ist:

1. daß das Haftvermögen mit dem Alter der Versuchskörper zunimmt;
2. daß das Haftvermögen von der Oberfläche der Eiseneinlagen abhängig ist und

3. daß eine gute Verankerung der Eiseneinlagen mit der Druckzone für ein Zusammenarbeiten der beiden Materialien bis zum Bruche unerlässlich ist.

Daß das Haftvermögen zum größten Teil eine mechanische Eigenschaft ist, haben meine in letzter Zeit durchgeführten Versuche, welche in nächster Zeit veröffentlicht werden, noch deutlicher als bisher gezeigt.

(Schluß folgt.)

DER EISENBETON IN SEINER ANWENDUNG BEI DER KAISERLICHEN MARINE.

Von Ingenieur Jos. Gaugusch (Kiel).

Im folgenden sollen einige Beispiele von Eisenbetonkonstruktionen, wie sie die Firma Weirich & Reinken, Kiel, augenblicklich für die

Intendantur der Marinestation der Ostsee und die Kaiserliche Werft in Kiel ausgeführt, besprochen werden:

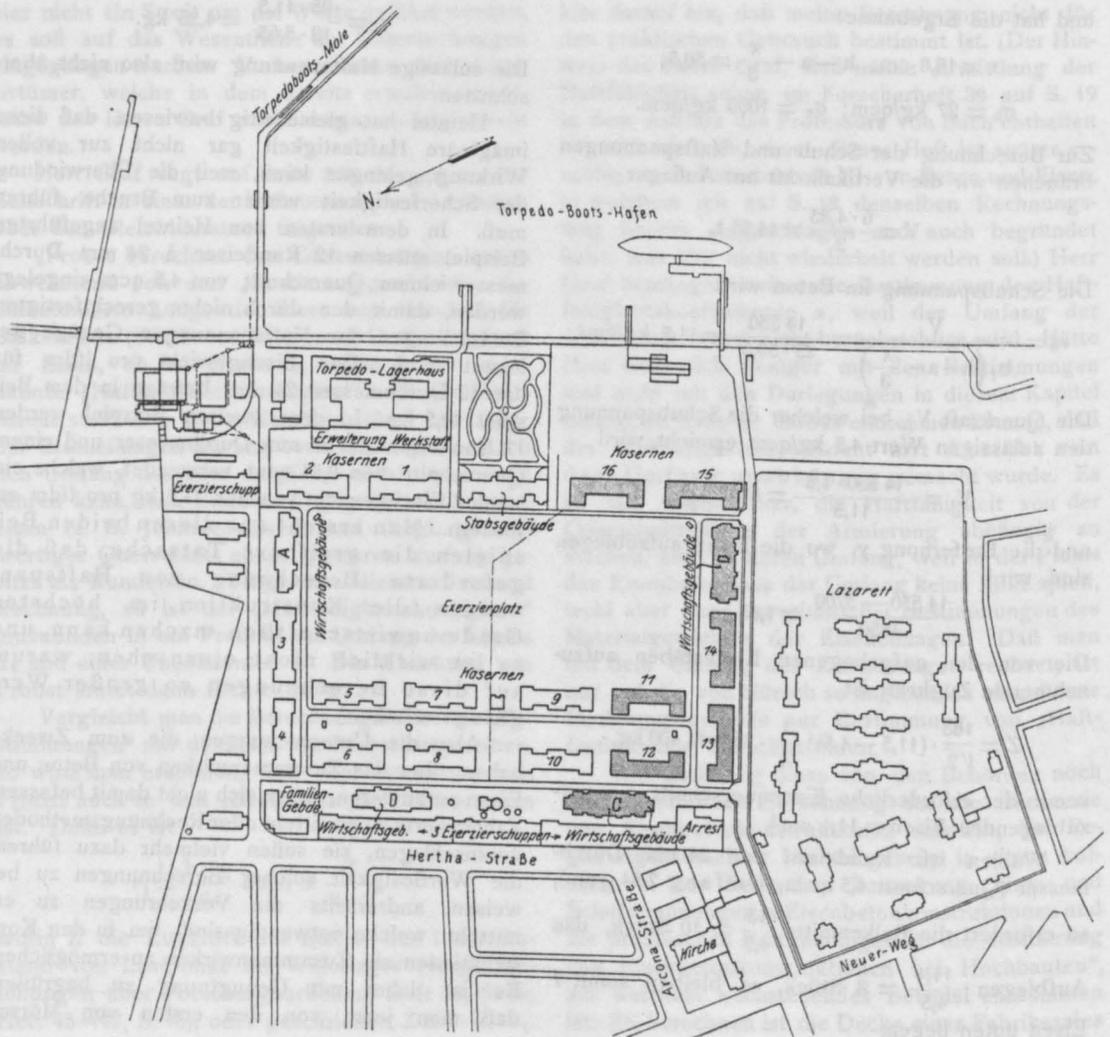
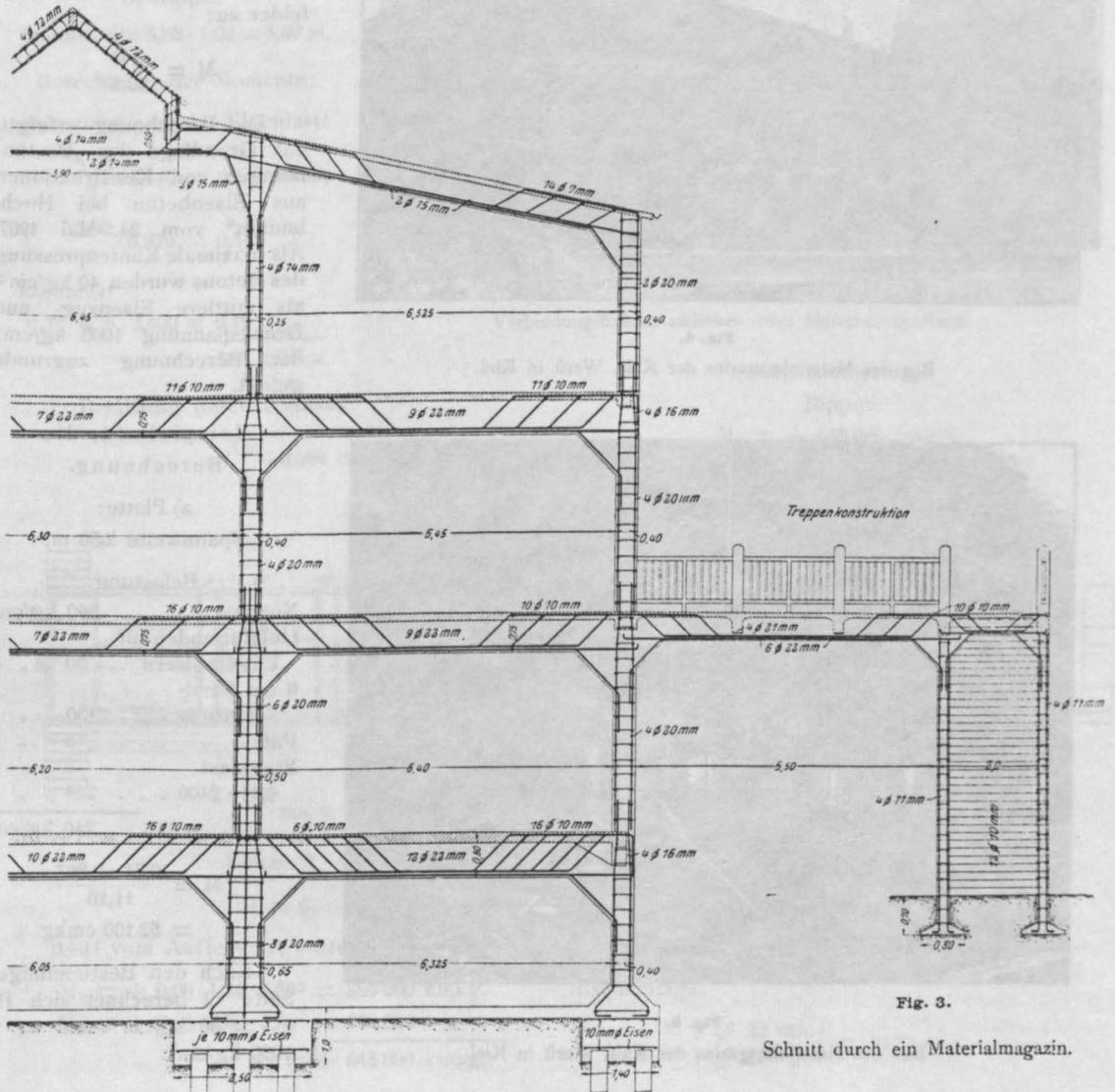
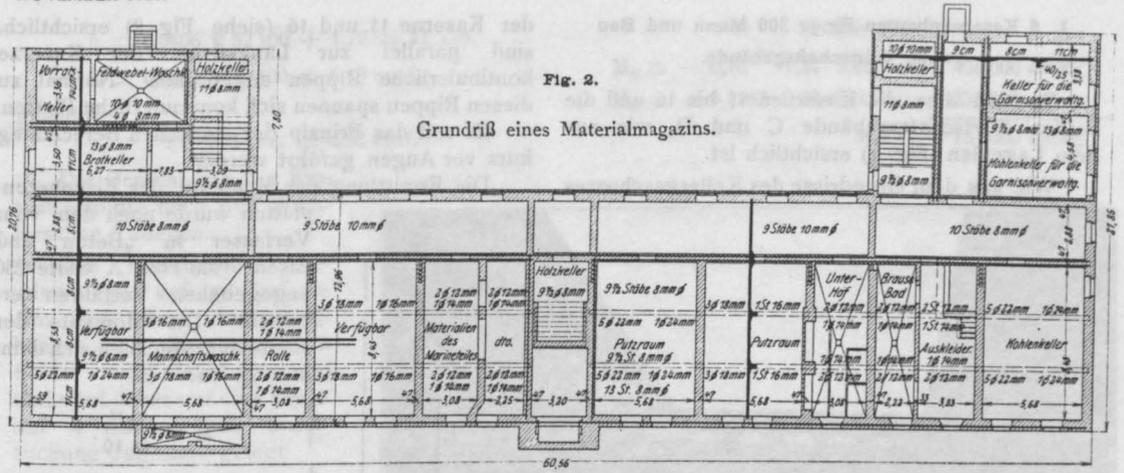


Fig. 1. Lageplan.



Schnitt durch ein Materialmagazin.

1. 6 Kasernenbauten für je 300 Mann und Bau zweier Wirtschaftsgebäude.

Es sind dies die Kasernen 11 bis 16 und die beiden Wirtschaftsgebäude C und D, wie aus dem Lageplan (Fig. 1) ersichtlich ist.

Wie aus dem Grundrisse des Kellergeschosses

der Kaserne 11 und 16 (siehe Fig. 2) ersichtlich, sind parallel zur Längsfront der Kaserne kontinuierliche Rippen angeordnet. Normal zu diesen Rippen spannen sich kontinuierliche Platten.

Es soll das Prinzip der statischen Berechnung kurz vor Augen geführt werden.

Die Ermittlung der Momente der Eisenbetonplatten wurde nach dem vom Verfasser in „Beton und Eisen“ 1908 Heft X Seite 250 angegebenen Verfahren ermittelt. Die Momente der Endfelder errechnen sich demzufolge zu:

$$M = \frac{g l^2}{11,10}$$

Die Momente der Mittelfelder zu:

$$M = \frac{g l^2}{22,5}$$

Die Berechnung erfolgte auf Grundlage der „Bestimmungen von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten“ vom 24. Mai 1907. Als maximale Kantenpressung des Betons wurden 40 kg/cm², als mittlere Eisenzug- und Druckspannung 1000 kg/cm² der Berechnung zugrunde gelegt.

Beispiele für die Berechnung.

a) Platte:

Spannweite 2,80 m.

Belastung:

Nutzlast	300 kg/cm,
Holzfußbodenauf	
Lagerhölzern	30 ..
8 cm Sand-	
schüttung	130 ..
Putz	15 ..
Eigenlast	
0,11 · 2400	264 ..
	740 kg/cm.

$$M = \frac{0,74 \cdot 2,80^2}{11,10}$$

$$= 52\ 100 \text{ cmkg.}$$

Nach den Bestimmungen Seite 12 berechnet sich für $\sigma_b = 38 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_c = 1000 \text{ kg/cm}^2$:

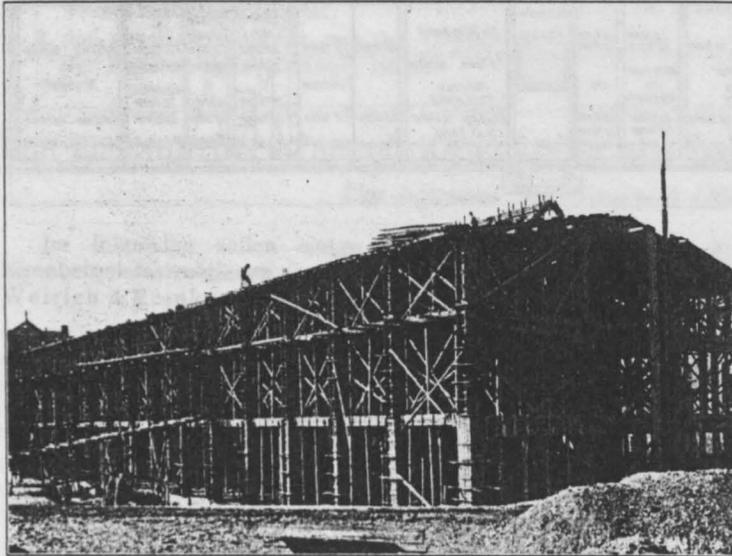


Fig. 4.

Bau des Materialmagazins der Kais. Werft in Kiel.

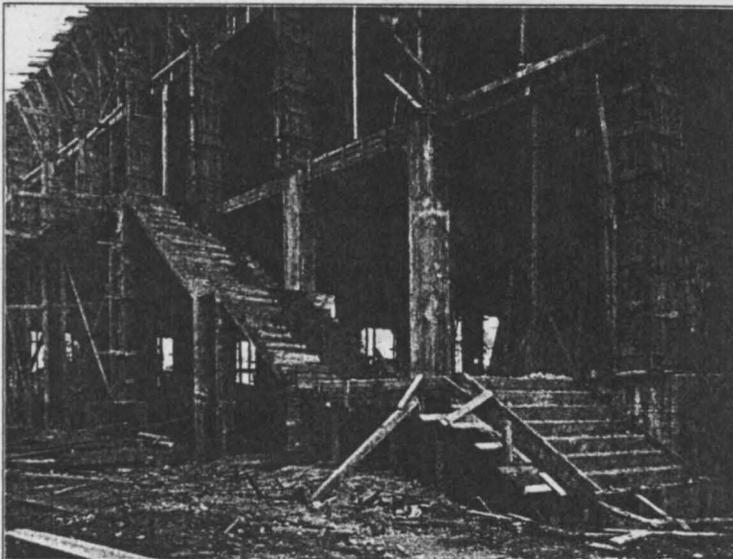


Fig. 5.

Bau des Materialmagazins der Kais. Werft in Kiel.

$$h = 0,0406 \sqrt{52100} + 1,72 = 11 \text{ cm,}$$

$$f_e = 0,028 \sqrt{52100} = 6,40 \text{ cm}^2,$$

gewählt:

$$13 \text{ } \varnothing 8 \text{ mm} = 6,53 \text{ cm}^2.$$

Die Berechnung der Rippen erfolgte nach den Winklerschen Tabellen.

Den ministeriellen Bestimmungen zufolge darf die Annahme des Zusammenhanges nicht über mehr als 3 Felder ausgedehnt werden und wird daher nur eine Rippe auf 4 Stützen der Untersuchung zugrunde gelegt.

b) Rippe:

$$\text{Spannweite } 5,68 \cdot 1,02 = 5,80 \text{ m.}$$

Berechnung der Momente:

Belastung durch Eigenlast:

$$\frac{2,75}{2} \cdot 0,440 = 0,61 \text{ t/lfdm,}$$

$$\frac{2,92}{2} \cdot 0,370 = 0,54 \text{ ,,}$$

Eigenlast

$$0,32 \cdot 0,25 \cdot 2,400 = 0,19 \text{ ,,}$$

$$1,34 \text{ t/lfdm.}$$

Belastung durch Nutzlast:

$$\frac{5,67}{2} \cdot 0,300 = 0,85 \text{ t/lfdm.}$$

Stütze B:

$$M_g = - 0,10 \cdot 1,34 \cdot 5,80^2 = - 450\,000 \text{ cmkg,}$$

$$M_p = - 0,1167 \cdot 0,85 \cdot 5,80^2 = - 334\,000 \text{ ,,}$$

$$M_2 = - 784\,000 \text{ cmkg.}$$

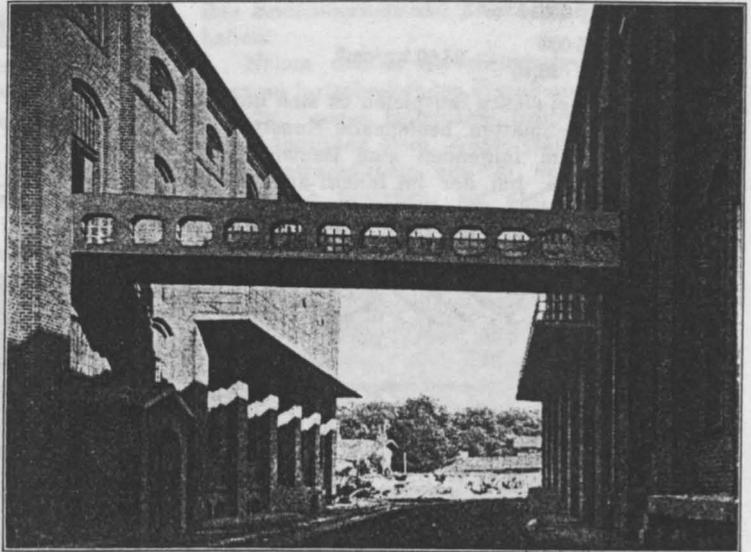


Fig. 6.

Verbindungsbrücke zwischen zwei Materialmagazinen.

Dimensionierung:

Rippe:

$$M_1 = + 645\,000 \text{ cmkg,}$$

gewählt: T-Balken 40/25 cm.

Längsschnitt

Querschnitt

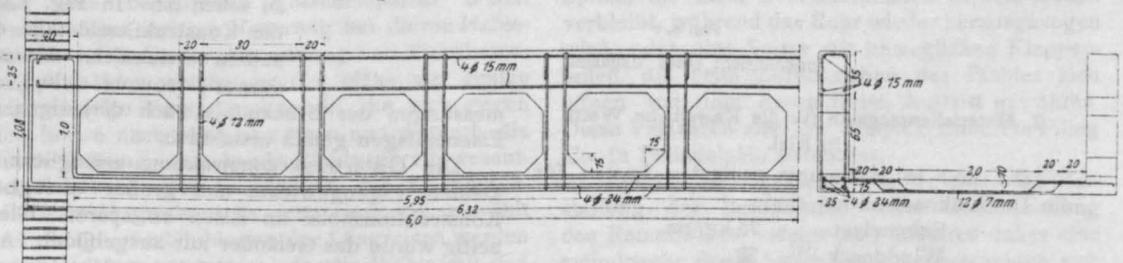


Fig. 7. Verbindungsbrücke zwischen zwei Materialmagazinen.

Stütze A:

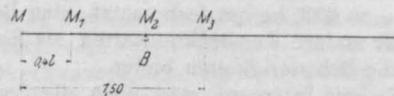
$$M = 0.$$

0,401 vom Auflager A entfernt ist:

$$M_g = + 0,08 \cdot 1,34 \cdot 5,80^2 = 360\,000 \text{ cmkg,}$$

$$M_p = + 0,10 \cdot 0,85 \cdot 5,80^2 = 285\,000 \text{ ,,}$$

$$M_1 = + 645\,000 \text{ cmkg.}$$



Eiseneinlage:

$$\left. \begin{array}{l} 5 \text{ } \varnothing 22 \text{ mm} \\ 1 \text{ } \varnothing 24 \text{ ,,} \end{array} \right\} = 19,73 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{11 + 8}{2} = 9,50 \text{ cm,}$$

$$x = \frac{16 \cdot 19,73}{193} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 193 \cdot 36}{15 \cdot 19,73}} - 1 \right] = 8,52 \text{ cm,}$$

$$\sigma_e = \frac{645\,000}{17,05 \cdot \frac{(36 - 2,84)}{33,16}} = 990 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 645\,000}{193 \cdot 8,52 \cdot 33,16} = 23,60 \text{ kg/cm}^2.$$

Während bei diesen Beispielen es sich nur um eine aus Rippenplatten bestehende Konstruktion handelt, soll im folgenden eine Bauweise besprochen werden, bei der im Innern auch Eisenbetonstützen vorkommen.

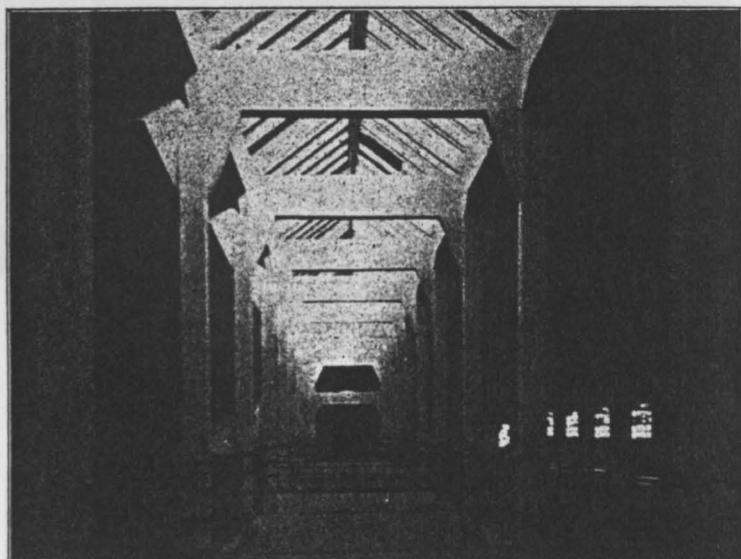


Fig. 8.

Innenansicht eines Magazins.

2. Materialienmagazin für die Kaiserliche Werft in Kiel.

Die hier in Rechnung gesetzten Lasten für die Deckenkonstruktion sind:

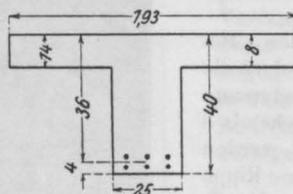
- Schneelast . . . 75 kg/qm,
- Winddruck ¹⁵⁰/₄ · 38 "
- Putz und Pappe 21 "

Die Nutzlast für die Innenräume des Gebäudes wurde zu 2000 kg/qm festgesetzt, eine Belastung, die für andere Konstruktionsarten als Eisenbeton manche Schwierigkeiten bietet.

Einiges Interesse mag noch die Berechnung der Stützen beanspruchen (siehe Schnitt Fig. 3).

Es sei die Mittelstütze des Kellergeschosses als Beispiel herangezogen:

Gesamtlast 160 700 kg,
gewählt:
Querschnitt: Q = 65/65 cm,
Eiseneinlage: f_e = 8 Stück 20 mm \varnothing = 25,14 cm²,
Prozentsatz der Armierung: $\frac{25,14 \cdot 100}{65 \cdot 65} \approx 0,60\%$.



Die Beanspruchungen berechnen sich zu:

$$\sigma_b = \frac{160\,700}{65 \cdot 65 + 15 \cdot 25,14} = 35 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = 15 \cdot 35$$

$$= 523 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Abbildung (Fig. 4) stellt das Bauwerk in Schallung dar. Die Dachfläche ist noch nicht betoniert. Fig. 5 stellt die Rückansicht der früheren Abbildung dar. Es ist hierbei auch die außenliegende Anordnung der Eisenbetontreppe ersichtlich.

Zwei gleiche Gebäude sind bereits ebenfalls von der Firma Weirich & Reinken hergestellt worden. Fig. 6 stellt dieselben in Ansicht dar. Die ersten Geschosse beider Materialienmagazine sind durch eine Brücke in Eisenbeton verbunden, welche ebenfalls in Fig. 6 in Ansicht zu sehen ist. In Fig. 7 sind die Konstruktionsdetails derselben ersichtlich. Es sind daraus sowohl die Ab-

messungen der Brücke als auch diejenigen der Eiseneinlagen genau ersichtlich.

Die Gitterträgerkonstruktion ermöglicht bei kleinem Eigengewichte und großer verfügbarer Konstruktionshöhe an Eisen zu sparen. Gleichzeitig wurde das Geländer mit ausgebildet. Auch die in der Abbildung ersichtlichen Mittelsprossen des Geländers sind in Eisenbeton hergestellt. Fig. 8 stellt eine Innenaufnahme in einem der beiden fertigen Magazine dar.

Durch diesen kurzen Hinweis der Eisenbetonausführungen für die Kaiserliche Marineverwaltung ist ersichtlich, welches großes Anwendungsgebiet sich die neue Bauweise in kurzer Zeit zu erringen vermocht hat.

ALLGEMEINE BETRACHTUNGEN ÜBER BETONPFÄHLE.

Von Th. Janssen, Regierungsbaumeister a. D.

Nachdem die bei den ersten Rammungen von Eisenbetonpfählen hervorgetretenen Schwierigkeiten überwunden waren und es sich als möglich erwiesen hatte, rammfähige Betonpfähle technisch einfach und im Wettbewerb mit Holzpfählen wirtschaftlich vorteilhaft herzustellen, hat der Betonpfahlbau immer größere Anwendung gefunden und sind immer neue Formen und Methoden erdacht worden, um die Herstellung zu vereinfachen und zu vervollkommen. Bei der weiteren Entwicklung lassen sich zwei Richtungen unterscheiden: die eine verfolgt in Anlehnung an die Ausführungen von Hennebique das Einrammen von vorher angefertigten Eisenbetonpfählen weiter, die andere will die Betonpfähle an Ort und Stelle in vorher hergestellten Erdlöchern fertigen. Nur die ersteren können, streng genommen, auf den Namen Betonpfähle Anspruch erheben, während die letzteren richtiger Betonsäulen oder Betonpfähler genannt werden.

Die Herstellung und das Einrammen von Pfählen aus Eisenbeton ist namentlich bei dem Bau von Ufermauern in den letzten Jahren auch in Deutschland ganz bedeutend vervollkommen worden. Die ursprüngliche Anfertigung der Pfähle in senkrechten Holzformen wurde aufgegeben, die Pfähle wurden liegend gestampft. Eingehende Versuche bei den Hafengebäuden in Ruhrort bezüglich der Festigkeit und Rammfähigkeit der in senkrechter und wagerechter Stampfung hergestellten Pfähle lieferten den Beweis, daß die Festigkeit nur wenig unterschieden war, daß aber durch die einfachere wagerechte Stampfung eine raschere Herstellung und eine bedeutende Kostenersparnis erzielt wurde. Eine weitere Neuerung bei diesen Hafengebäuden ist noch die Anwendung von Eisenbetonzugpfählen, welche in der Nähe der Spitze nasenförmige Vorsprünge haben, die sich gegen den Boden nach oben abstützen und dadurch die durch Reibung entstehende Pfahlzugkraft wesentlich erhöhen. Der Querschnitt der Eisenbetonpfähle wird größtenteils jetzt viereckig gewählt und die Querverbindungen der Längseisen werden möglichst eng genommen, da die Pfähle mit den engsten Querverbindungen die geringsten Verluste beim Einrammen ergeben haben. Außer der gewöhnlichen Querverbindung wird neuerdings auch die Spiralarmerung nach Considère angewandt, welche es ermöglichen soll, die Pfähle auch in harten Grund ohne Anwendung einer besonderen Schlaghaube einzurammen.

Die Erfahrungen mit den Eisenbetonpfählen haben dann weiter dazu geführt, den Eisenbeton auch für Spundwände einzuführen, und trotz der

kurzen Zeit seit der Einführung der Betonpfahlbauweise liegen auch bereits für Eisenbetonspundbohlen umfangreiche Ausführungen vor, welche ihre Brauchbarkeit und Zweckmäßigkeit erwiesen haben.

Neben den in der technischen Entwicklung dauernd fortschreitenden Eisenbetonpfählen, deren Vorzüge gegen Holzpfähle hauptsächlich in der Unabhängigkeit vom Wasserstande, im Fortfall der Wasserhaltung und in der unbegrenzten Haltbarkeit bestehen, hat die andere Richtung sich die Aufgabe gestellt, Betonsäulen an Ort und Stelle herzustellen, und zwar bestehen die verschiedenen Verfahren im allgemeinen darin, daß ein hohles Eisenrohr in den Boden eingetrieben und die entstehende Höhlung mit Beton oder Eisenbeton ausgefüllt wird. Das Rohr wird dabei entweder wieder herausgezogen oder bleibt im Boden stecken.

Die einfachste Art der Absenkung eines Rohres ist die allbekannte durch Bohrung; dies Verfahren ist von dem russischen Ingenieur Strauß in der Weise weiter ausgebildet worden, daß „das Einstampfen des Betons unter zeitweisem Heben des Futterrohres auf die ganze Tiefe so lange erfolgt, bis ein meßbares Zusammenpressen des Betons nicht mehr eintritt, wobei die an dem Betonkörper nach Maßgabe der Nachgiebigkeit des Baugrundes entstehenden Wulste in die umgebenden Erdschichten seitlich eindringen“, wie es in der Patentschrift heißt. Eine weitere Art der Absenkung des Rohres ist die durch Rammarbeit; das hohle Rohr wird als Vortreibpfahl ausgebildet und erhält entweder eine lösbare Spitze, die nach dem Einrammen in dem Boden verbleibt, während das Rohr wieder herausgezogen wird, oder eine Spitze mit beweglichen Klappenteilen, die beim Zurückziehen des Pfahles sich öffnen und dem Beton freien Austritt gewähren. Diese Verfahren sind der Simplex Concrete Piling Co. in Philadelphia patentiert.

Von diesen Verfahren, bei welchen die Herstellung der Betonsäulen unter Zurückziehung des Rammrohres erfolgt und letzteres daher eine zylindrische Form haben muß, unterscheiden sich diejenigen, bei welchen das Rohr in dem Boden verbleibt. Es wird entweder ein Blechrohr, das konisch oder zylindrisch sein kann, mit voller Spitze oder nach dem österreichischen Patent Stern mit durchbrochener Spitze, um den Untergrund von dem Rohrrinnern aus zugänglich zu machen, mittels eines hölzernen Rammkernes eingerammt, oder es wird eine teleskopartig sich verlängernde Hülse von Eisenblech mit Hilfe eines eisernen Modellpfahles bezw. einer Treibstange oder auch

durch Spülung in den Boden abgesenkt und mit Beton ausgefüllt. Der eiserne Modellpfahl besteht dabei aus zwei Hälften, die durch die Bewegung eines keilförmigen Schlüssels gelockert werden können, so daß der Pfahl wieder herausgezogen werden kann. Das letztere Verfahren ist der Raymond Concrete Pile Co. in Chicago patentiert. Schließlich wird auch die Höhlung im Boden zur Aufnahme des Betons ohne Zuhilfenahme eines Rohres hergestellt, indem mittels eines Grundstößels das Loch eingerammt wird, System Dulac. Somit fehlt es bereits der zweiten Richtung nicht mehr an Mannigfaltigkeit der Verfahren, ausreichende Erfahrungen liegen aber, wenigstens in Deutschland, noch nicht vor, um bereits ein abschließendes Urteil über dieselben abgeben zu können. Die Ansichten gehen vielmehr noch weit auseinander, und je nach dem verfolgten Zwecke und der Vertretung der Interessen hat das eine Verfahren mehr, das andere weniger Anwendung gefunden.

Jeder Pfahl und jede Säule hat den Zweck, eine Last aufzunehmen, seine technische und wirtschaftliche Bedeutung wird also bedingt durch die Tragfähigkeit. Nach O. Stern, das Problem der Pfahlbelastung, ist unter Tragfähigkeit eines Pfahles der gesamte Eindringungswiderstand zu verstehen, welchen ein entsprechend druckfester Pfahl dauernd in dem ihn umgebenden Boden findet, und dieser Eindringungswiderstand des Erdreiches beruht zum weitaus überwiegenden Teil auf dem Bodenwiderstand gegen Verdrängung. Eine Bodenverdrängung kann natürlich nur eintreten, wenn der Pfahl in den Boden eindringt und eine seinem Körperinhalte entsprechende Menge des Bodenmaterials verdrängt. Der Widerstand gegen die Verdrängung ist ein Normalwiderstand, und nur wo dieser auftritt, kann auch ein Reibungswiderstand auftreten. Zu den eigentlichen Pfahlbauweisen können daher nur die gerechnet werden, bei denen entweder der Tragpfahl selbst eingerammt oder die Höhlung im Boden zur Aufnahme des Betons durch Einrammen eines Rohres oder Vortreibpfahles hergestellt wird. Alle in ausgegrabenen Erdlöchern hergestellten Betonsäulen sind keine Pfähle im eigentlichen Sinne des Wortes, bei ihnen findet keine Bodenverdrängung, keine Gegenwirkung des Erdreiches auf die Betonsäule, nicht einmal ein Erddruck im gewöhnlichen Sinne, und daher auch keine Reibung statt. Denn es ist leicht einzusehen, daß die Wandungen eines ausgegrabenen Erdloches bei der Kleinheit und der Kreisform seines Querschnittes sich allein infolge der ringsum bestehenden Bodenspannung freihalten werden, wenn der Boden nicht gerade breiartig oder rollig ist. Die durch das seitliche Einpressen des Betons in weichere Bodenschichten entstehenden Wülste bilden eine mechanische Verankerung gegen

weitere Eindringung, sie vergrößern aber nicht die Reibung, wie irrtümlich immer angenommen wird, denn eine Reibung ist mangels eines Normaldruckes nicht vorhanden.

Da der für die Pfahltragfähigkeit maßgebende Eindringungswiderstand hauptsächlich auf dem Bodenwiderstand gegen Verdrängung beruht, so ist es auch eine irrtümliche Auffassung vom Wesen der Pfahltragfähigkeit, wenn man glaubt, durch die Herstellung einer möglichst breiten Grundfläche des Pfahles die Tragfähigkeit zu erhöhen. Im Gegenteil, der Eindringungswiderstand eines Erdreiches wird um so besser ausgenutzt, je zugespitzter die Form des Pfahles ist, selbstverständlich ausgehend von demselben Pfahldurchmesser und unter Beibehaltung des gleichen Pfahlinhaltes. Selbst bei einem eingerammten zylindrischen Pfahle kommt das Verdichtungsgebiet am zylindrischen Pfahlteile für die Berechnung des gesamten Eindringungswiderstandes dieses Pfahles nicht mehr in Betracht, denn es können am zylindrischen Pfahlteile der Bodenwiderstand gegen Verdrängung und die von ihm abhängigen übrigen Widerstandsanteile niemals, sondern immer nur etwaige elastische Bodenwiderstände, der elastische nur zeitweise wirkende Erddruck und sein Reibungswiderstand, auftreten. Die letzteren verändern sich aber im Laufe der Zeit durch den allmählich erfolgenden Spannungsausgleich im Boden und tragen somit zur Pfahltragfähigkeit nicht dauernd bei.

Nach diesen von Stern in ausführlicher Weise entwickelten Grundbegriffen der Pfahltragfähigkeit ergibt sich nun, daß nicht die Festigkeitseigenschaften des Pfahlbaustoffes, sondern in erster Linie gewisse Festigkeitseigenschaften des den Pfahl umgebenden Bodens begriffsbildend sind, und daß die Druckfestigkeit des Pfahlbaustoffes dabei nur insofern von Belang ist, als sie mindestens dem gesamten Eindringungswiderstande des umgebenden Bodens gleich sein muß. Von solchen Pfahlbaustoffen, die diese Voraussetzung nicht dauernd erfüllen, muß in der Praxis vollständig abgesehen werden, dies sind z. B. hölzerne Pfähle unter fäulnisregenden oder sonstigen Holz zerstörenden Umständen und Betonpfähle aus schlecht hergestelltem Beton oder in säurehaltigem Grundwasser. Andererseits ist es aber überflüssig und nicht gerechtfertigt, an die Druckfestigkeit des Pfahlbaustoffes übertrieben große Anforderungen zu stellen. Denn da die Baulast eines Pfahles von vornherein so bemessen werden muß, daß unter keinen Umständen der Eindringungswiderstand des Bodens überwunden werden darf, so ist auch die auf den einzelnen Pfahl entfallende Drucklast begrenzt. Bei dieser Drucklast muß selbstverständlich stets gegen das Erreichen der Festigkeitsgrenze des Pfahlbaustoffes mindestens derselbe Sicherheitsgrad bestehen, wie gegen die

Erreichung des Eindringungswiderstandes. Es ist nun sehr interessant, nach der von Stern entwickelten allgemeinen Rammformel zu untersuchen, wie sich die einzelnen Pfahlbauweisen dieser Bedingung gegenüber verhalten. Für einen 8 m langen, unten 30 cm starken Holzpfahl ergibt sich bei einem Gewicht des Rambären von 1000 kg, einer Fallhöhe von 1 m und einer Eindringung des Pfahles beim letzten Schlag von 1 cm der gesamte Eindringungswiderstand zu 57 617 kg. Diesem Eindringungswiderstand würde eine Druckbeanspruchung des Pfahles von $\frac{57\,617}{710} = 81 \text{ kg/qcm}$

entsprechen, während die Festigkeitsgrenze des Holzes zu etwa 200 kg/qcm anzunehmen ist. Die Materialfestigkeit ist somit wesentlich größer als der Eindringungswiderstand. Berücksichtigt man aber, daß bei der angenommenen Setzungsgrenze immer noch eine gewisse Sicherheit vorhanden ist gegen die Erreichung der äußersten Belastungsgrenze, welche gleichbedeutend ist mit der Festigkeitsgrenze des Pfahlbaustoffes, so kann man die Bedingung gleicher Sicherheit gegen Druck und weitere Eindringung wenigstens insofern als erfüllt ansehen, als die Sicherheit gegen das Erreichen der Festigkeitsgrenze des Pfahlbaustoffes größer ist, als gegen die Erreichung des Eindringungswiderstandes. Bei 5facher Sicherheit ergibt sich die zulässige Drucklast für den Pfahl zu $710 \cdot 49 = 28\,400 \text{ kg}$ und die Sicherheit gegen die Erreichung des Eindringungswiderstandes bei der angenommenen Setzungsgrenze ist hierbei eine 2fache.

Für einen Eisenbetonpfahl von ebenfalls 8 m Länge mit quadratischem Querschnitt von 35 cm Seitenlänge und 4 Längseisen von 25 mm Stärke erhält man bei einem Bärgewicht von 1500 kg und einer Fallhöhe von 1 m unter Annahme einer Eindringung von 1 cm beim letzten Schlag den gesamten Eindringungswiderstand zu 70 340 kg. Der Eisenbetonpfahl hat eine ideelle Querschnittsfläche von 1520 qcm, so daß die dem Eindringungswiderstand entsprechende Druckbeanspruchung $\frac{70\,340}{1250} = 46 \text{ kg/qcm}$ beträgt. Nimmt man wieder

eine 2fache Sicherheit gegen die Erreichung des Eindringungswiderstandes bei der angenommenen Setzungsgrenze an, so ergibt sich eine zulässige Drucklast für den Pfahl von 35 170 kg und eine Druckbeanspruchung von 23 kg/qcm. Die zulässige Druckbeanspruchung eines Eisenbetonpfahles kann bei 5facher Sicherheit aber zu mindestens 40 kg/qcm angenommen werden; daraus folgt, daß die Baustofffestigkeit zu groß ist gegenüber dem verfügbaren Eindringungswiderstande des Bodens und daß somit eine nicht unbedeutliche Kostenverschwendung für den Baustoff stattfindet.

Führt man schließlich dieselbe Berechnung für einen Betonpfahl durch, der mittels Einrammen

und Zurückziehen eines Rohres hergestellt wird, so erhält man für einen ebenfalls 8 m langen zylindrischen Vortreibpfahl aus Stahl mit einer lichten Weite von 40 cm und einer Wandstärke von 2 cm bei einem Bärgewicht von 1800 kg und einer Fallhöhe von 1,75 m sowie bei einer Eindringung des Vortreibpfahles beim letzten Schlag von ebenfalls 1 cm den gesamten Eindringungswiderstand zu 147 826 kg. Der Betonpfahl hat bei 40 cm Durchmesser einen Querschnitt von 1257 qcm, die dem Eindringungswiderstand entsprechende Druckbeanspruchung würde also $\frac{147\,826}{1257} = 118 \text{ kg/qcm}$ betragen. Nimmt man die zulässige Druckbeanspruchung des Betons bei 5facher Sicherheit zu 30 kg/qcm an, so beträgt die zulässige Drucklast $1257 \cdot 30 = 37\,710 \text{ kg}$. Die Sicherheit gegen die Erreichung des Eindringungswiderstandes bei der angenommenen Setzungsgrenze ist also bereits fast eine 4fache. Bei diesen Betonpfählen kann also der verfügbare Eindringungswiderstand wegen ungenügender Materialfestigkeit nicht ausgenutzt werden und der Arbeitsaufwand entspricht nicht der erzielten Tragfähigkeit. Man wird also bei Anwendung derartiger Betonpfähle sein Augenmerk hauptsächlich auf die Herstellung des Betons richten müssen, da von der Güte desselben die Tragfähigkeit in erster Linie abhängt.

Günstiger als die beiden letzten Betonpfahlbauweisen sind hinsichtlich der Bedingung gleicher Sicherheit gegen Druck und weitere Eindringung die eingerammten Blechrohrbetonpfähle, namentlich die stark konischen nach dem System Raymond. Diese haben bei Belastungsproben von allen Systemen die größte Tragfähigkeit ergeben, und es ist dies auch erklärlich, da bei stark konischen Pfählen jede weitere Eindringung das Verdichtungsgebiet neuerlich auf Verdrängung beanspruchen und auch wirklich verschieben muß. Infolge der großen Konizität ist aber die Rammtiefe eine beschränkte, die große Reibung beim Einrammen führt leicht zu einem Zerreißen der teleskopartig verbundenen Blechhülsen.

Für die in ausgegrabenen Erdlöchern hergestellten Betonsäulen kommt für die Berechnung der Tragfähigkeit lediglich die Druckfestigkeit des Betons und die Beanspruchung des Untergrundes in Betracht, wobei letztere nur so groß sein darf, daß eine über die elastische wesentlich hinausgehende Zusammendrückung desselben von vornherein ausgeschlossen erscheint. Die Bodenbeanspruchung auf Verdrängung mit ihren zugehörigen Reibungs- und Anhaftungserscheinungen kommt hier nicht in Frage, sondern es findet lediglich eine Bodenbeanspruchung auf reine Druckpressung statt. Auch bei dem Einrammen des Erdloches mit dem Grundstößel geht dadurch, „daß das unten scharf zugespitzte Erdloch vor

der Ausbetonierung zu einer fast ebenen Grundfläche dadurch zu erweitern gesucht wird, daß grobes Steinmaterial mittels schwerer Rammschläge darin breitgeschlagen wird, die Beanspruchung des Bodens auf Verdrängung verloren und es bleibt nur eine Beanspruchung auf reine Druckpressung übrig.

Neben der Tragfähigkeit als Ausdruck des wirtschaftlichen Wertes ist in der Praxis für die Wahl der Betonpfahlbauweise noch ein weiterer Umstand sehr zu berücksichtigen, das sind die Boden- und Grundwasserverhältnisse. Wie wichtig bei allen Betonbauten dieser Umstand ist und welche Vorsicht man bei der Untersuchung der Untergrundverhältnisse anwenden muß, das lehren uns die Zerstörungen des Betonkanals in Osnabrück, welche in einer der letzten Nummern der „D. Bztg.“ in so eingehender und einwandfreier Weise bekanntgegeben sind. Berücksichtigt man diese Erscheinungen und weiter die Tatsache, daß das Grundwasser zwar seltener, aber Moorboden fast immer säurehaltige Verbindungen aufweist, so ergibt sich von selbst, daß diejenigen Betonpfahlbauweisen, bei welchen der Betonpfahl unter Zurückziehung des Futterrohres hergestellt und der frische Beton daher sogleich mit dem Grundwasser in Berührung gebracht wird, eine sorgsame Untersuchung der chemischen Bodenverhältnisse bedingen und bei allen säurehaltigen Bodenarten nicht anwendbar sind. Größere Sicherheit in dieser Hinsicht bieten die Bauweisen, bei welchen das Futterrohr in dem Boden verbleibt. Ist das Futterrohr selbst wasserdicht und auch mit einer wasserdichten Spitze versehen, so hat man nach dem Einrammen in dem Boden eine wasserdichte Form, in welcher der Betonpfahl trocken hergestellt werden kann und den Angriffen des Grundwassers nicht ausgesetzt ist. In allen

zweifelhaften Fällen wird man aber für gewöhnliche Verhältnisse besser bei den bewährten Holzpählen bleiben, sofern man nur beachtet, daß die verlangte Eindringungsgrenze bei den letzten Schlägen auch erreicht wird und daß die Pfähle dauernd unter Wasser bleiben. Bei Holzpählen hat man nämlich mit dem Übelstand zu rechnen, daß ihre Länge vor dem Einrammen bestimmt werden muß. Wenn also nicht sorgfältige Bodenuntersuchungen oder noch besser Einrammungen von Probepfählen stattgefunden haben, so tritt nicht selten der Fall ein, daß die Pfähle zu kurz sind und die verlangte Eindringungsgrenze bei den letzten Schlägen nicht erreicht wird. Aus falscher Sparsamkeit wird dann oftmals dieser Mangel übersehen zum späteren Schaden für das Bauwerk und auch des Erbauers.

Bei allen Betonpfahlbauweisen ist größte Aufmerksamkeit und Zuverlässigkeit besonders notwendig, wenn man sich vor späteren Überraschungen schützen will, und bei allen wichtigeren Bauwerken sollte man sich nicht mit einer Berechnung der Tragfähigkeit der Pfähle allein begnügen, sondern durch Belastungsproben sich die Überzeugung verschaffen, daß auch tatsächlich die angenommene Tragfähigkeit der Pfähle vorhanden ist. Denn von allen Bestimmungsweisen des Eindringungswiderstandes hat offenbar die statische, d. i. die Belastung selbst, den Vorzug der Unmittelbarkeit, ihre Ergebnisse können wohl am wenigsten angezweifelt werden, wenn der dabei eingehaltene Vorgang ein vollkommen sachgemäßer ist d. h., wenn alle Vorkehrungen getroffen werden, daß die Belastungsprobe unter denselben Verhältnissen vor sich geht, wie sie bei der wirklichen Verwendung der Pfähle als tragende Teile des Bauwerkes herrschen, und solche Belastungsproben lassen sich unschwer und ohne große Kosten ausführen.

EISENBETON-BOGENBRÜCKE FÜR DAS ANSCHLUSSGLEIS DER FIRMA HEGELER & BRÜNINGS A.-G., AUMUND BEI VEGESACK.

Von Oberingenieur E. Graff (Hannover).

Bislang sind der Verwendung von Eisenbetonbrücken für Eisenbahnbelastung manche Schwierigkeiten in den Weg gelegt worden. Es entstehen die verschiedenartigsten Bedenken gegen solche Brücken, welche in den meisten Fällen aber kaum stichhaltig sind und lediglich darauf zurückzuführen sind, daß man mit dieser Art Eisenbetonbauten heute noch wenig Erfahrung hat. Es bestehen zwar mehrere derartige Brücken; die Angst aber, Eisenbetonkonstruktionen durch die größte und das Bauwerk am meisten erschütternde Belastungsart, einen Eisenbahnzug zu belasten, ist trotzdem unter Behörden und Privaten allgemein verbreitet.

Der untenstehende Beitrag soll eine in letzter Zeit hergestellte kleinere Eisenbahnbrücke in Eisenbeton kurz erläutern:

Zwischen der bestehenden Ziegelsteinbrücke der Staatsbahn zwischen Grohn—Veogesack und Farge einerseits und der Brücke für das Anschlußgleis der städtischen Gas- und Wasserwerke Veogesack andererseits wünschte die A.-G. Hegeler & Brünings in Aumund ein Anschlußgleis durchzuführen. Mit der Projektierung und Bauausführung der hierzu notwendig werdenden Brücke wurde die Firma Robert Grastorf, G. m. b. H., Hannover, betraut.

fuhr der Zug nach der anderen Seite wieder ab und darauf die Lokomotive allein mit einer Geschwindigkeit von etwa 25 km in der Stunde nochmals über die Brücke. (Wegen des kurzen Anlaufs war eine größere Geschwindigkeit nicht zu erzielen.) Durchbiegungen und Erschütterungen konnten während der Probelastung nicht gemessen werden.

Für die statische Berechnung ist das Gewölbe als Bogen mit unverdrehbaren, unverrückbaren Widerlagern angenommen und nach der Elastizitätstheorie mit Hilfe der Einflußlinien berechnet.

Als Verkehrslast dient eine Güterzuglokomotive mit 5 Achsen à 17 t im Abstand von 1,5 m. Eine Kombination von 2 Lokomotiven oder von Lokomotiven mit Wagen kommt nicht in Frage, da die Spannweite der Brücke zu klein ist. Das Gewölbe hat eine starke obere und untere Querbewehrung, so daß es in der ganzen Breite statisch einheitlich wirkt, soweit durch die Überschüttung die Belastung noch nicht genügend verteilt ist. Gewölbebreite = 4,25 m.

$$P = \frac{17}{4,25} = 4 \text{ t.}$$

Da alle Querschnitte die gleichen Abmessungen haben, ist nur der Kämpferquerschnitt mit den größten Biegemomenten untersucht.

Die maximalen Biegemomente im Kämpfer sind:

$$\begin{aligned} \text{positiv: } M_{\max} &= + 8,985 \text{ mt,} \\ \text{negativ: } M_{\min} &= - 4,511 \text{ „} \end{aligned}$$

indem Eigengewicht des Betons = 2400 kg/cbm
und „ „ Schotters = 1800 „

$$f_e = 12 \varnothing 14 = 18,48 \text{ qcm,}$$

$$f_e' = 12 \varnothing 14 = 18,48 \text{ „}$$

Hier ist $x = \frac{h}{2}$, $b = 100 \text{ cm}$. Nach den amtlichen Bestimmungen hat man dann:

$$\sigma_b'_{\max} = 30,2 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_e'_{\max} = \begin{cases} - 208 \text{ kg/qcm (Zug),} \\ + 167 \text{ „ (Druck).} \end{cases}$$

Die größte Resultierende aus Horizontalschub und Vertikalkraft beträgt 32,4 t. Hieraus ergibt sich:

$$\sigma_b''_{\max} = 8 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_e''_{\max} = 120 \text{ „ (Druck).}$$

Man hat demnach:

$$\sigma_b_{\max} = 30,2 + 8 = 38,2 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_e_{\max} = \begin{cases} - 208 + 120 = - 88 \text{ kg/qcm (Zug),} \\ + 167 + 120 = + 287 \text{ „ (Druck).} \end{cases}$$

Die resultierende Bodenbelastung beträgt:

$$R = 50,5 \text{ t pro lfdm.}$$

Für die ganze Brückenbreite demnach:

$$4,25 \cdot 50 \cdot 500 = \sim 215 \cdot 000 \text{ kg.}$$

Zur Aufnahme dieser Kraft dienen 20 Stück Pfähle; auf jeden Pfahl kommen also:

$$\frac{215 \cdot 000}{20} = 10 \cdot 750 \text{ kg.}$$

Die Pfähle erhielten einen Durchmesser von 28 cm und eine eingerammte Länge von 4 m.

ARBEITSMETHODE UND ZEITDAUER BEI DEM BAU EINER GROSSEN BRÜCKE IN NORDAMERIKA.

Mitgeteilt von E. Probst.

Die Straßenbrücke über den Miamißuß in Dayton (Ohio), eine der größten nach der Bauweise Melan erbauten Brücken, umfaßt bei einer Länge von 243,20 m sieben Bogen (Fig. 1), deren mittlerer eine Spannweite von 33,53 m hat. Die Spannweite der Bogen verringert sich gleichmäßig gegen die Brückenenden und erreicht bei den äußeren Bogen 24,38 m. Die Pfeilhöhe des mittleren Bogens beträgt 4,34 m, die der äußeren Bogen 2,94 m. Die Gewölbe sind am Scheitel 63 bzw. 48 cm stark. Die Brücke ist 20,0 m breit, wovon die Fahrbahn 12,80 m einnimmt. Die Gewölbelaubung zeigt eine Korbbogenform. Die Armatür der Gewölbe besteht aus dreiundzwanzig 0,86 m auseinanderliegenden Bogen. Jeder Bogen ist aus 2 Gurten

aus je 2 Winkelleisen von $\frac{76 \times 76}{8}$ mm in den drei

mittleren und $\frac{64 \times 64}{8}$ mm in den äußeren Bogen gebildet, die mit Diagonalen aus Flacheisen von 44×6 mm verbunden sind (Fig. 2). Die aus Beton hergestellten Pfeiler wurden auf einer 1,20 m starken armierten Betonplatte gegründet. Der Beton der Gewölbe besteht aus 1 Teil Zement, 2 Teilen Sand und 4 Teilen Kies; die Pfeiler, Widerlager und Grundplatten wurden aus Beton 1:3:7 hergestellt. Weitere Angaben über die Konstruktion sind aus Fig. 1 und 2 ersichtlich.

Nach diesen einleitenden Bemerkungen über die Konstruktion der Brücke will der Schreiber

dieser Zeilen versuchen, an der Hand seiner Aufzeichnungen während seiner Studien in Nordamerika im Jahre 1904 einige Mitteilungen über die Bauanlage und die Bauausführung zu machen, die, obgleich verschieden von den Ausführungen in Europa, doch in gewisser Hinsicht beachtenswert sind. Erstaunlich ist der kurze Zeitraum, in welchem dieses große Bauwerk zur Durchführung gelangte. Um die Mitte des Jahres 1904 wurde mit dem Bau der provisorischen Holzbrücke begonnen und im Januar des Jahres 1905 wurden die Lehrgerüste bereits entfernt. Über die Stadien der Bauausführung geben Fig. 3 bis 6 einige Aufklärung.

Die Brücke wurde an Stelle einer in mehreren Spannweiten aus Holz, in andern aus Eisen erbauten älteren Brücke über einen sehr breiten Fluß gebaut, dessen Wasserstände sehr wechselnd sind. Während der trockenen Jahreszeit ist nur auf die halbe Flußbreite ein Wasserstand von 1,5 m; während des Hochwassers, welches zu Ende des Sommers und zu Anfang des Frühjahrs eintritt, steigt die Wasserhöhe bis zu 7,6 m. Für die Bauanlage standen den Unternehmern auf eine Länge von 60 m die Hälfte der Zufahrtsstraßen zur Verfügung.

Bei der ganzen Bauanlage wurden die schlechten Erfahrungen, die man bei dem Bau einer anderen Brücke über denselben Fluß gemacht hatte, verwertet; in dem letzten Falle wurde die Anlage in das Flußbett hineingelegt. Eine Folge davon war, daß bei eintretendem Hochwasser die ganze Anlage zerstört wurde, und so nicht nur Zeit, sondern auch Material verloren gegangen ist. Aus diesem Grunde wurden die Einrichtungen derart getroffen, daß sie durch vorkommende Hochwasser nicht in Mitleidenschaft gezogen werden konnten, also möglichst außerhalb des Flußbettes.

Mit dem Bau einer provisorischen Holzbrücke wurde im Frühjahr des Jahres 1904 begonnen. Vier Reihen Piloten wurden in gegenseitigem Abstand von 4 bis 5 m eingeschlagen. Über diese wurde eine Holzbrücke, wie sie auch in Fig. 3 ersichtlich ist, mit einer Breite von 5,5 m errichtet, welche zur Aufrechterhaltung des Verkehrs dienen sollte; auf einer Seite der Holzbrücke war ein 1,8 m breiter Fußweg angelegt. Die ganze Holzkonstruktion war 244 m lang und 8,5 m über der Flußsohle. Das Einschlagen der Piloten geschah mit einem 3200 pfündigen Rammhämmern; die Rammvorrichtung wurde nach und nach über den bereits fertiggestellten Teil vorgeschoben.

Sand und Kies wurden von einer Entfernung von etwa 4 Meilen zugeführt und vor der Verwendung durchgesiebt; die Leistungsfähigkeit dieser Maschine war in 10 Stunden 300 cbm. Bei dieser Arbeit waren ein Vorarbeiter, ein Maschinist und sieben Arbeiter beschäftigt; auf diese Art erreichte man für die Mischung von Sand und Kies, wie sie direkt verwendet wurden,

einen Preis von ungefähr 2,00 M pro cbm (etwas weniger als 50 Cent).

Zur Mischung des Betons wurde eine Mischmaschine verwendet, welche in 10 Stunden gegen 300 cbm herstellen konnte. Die Arbeitseinteilung war derart, daß der aus der Maschine entleerte Beton an zwei Stellen abgelagert wurde, und während die eine Hälfte der Mischung in Kübeln eingefüllt wurde, wurde die andere Hälfte an die Verbrauchsstelle geführt, und der leere Kübel wieder zurückgebracht. Es waren also zwei Kübel fortwährend unterwegs: ein gefüllter Kübel nach der Verbrauchsstelle und der leere Kübel auf dem Rückweg. Der Zement wurde vom Lagerungsraum mit Hilfe eines Aufzuges gehoben und von zwei Arbeitern geöffnet und in den Mischer hineingeworfen; der Verbrauch an Zement betrug in 10 Stunden 1800 Säcke.

Für die Mischung von 300 cbm Beton pro Tag standen in Verwendung 3 Mann für die Zuteilung von Sand und Kies, 1 Mann bei dem Aufzug 1 Maschinist bei der Mischmaschine; für den Zementtransport 4 Mann und für die Verteilung und den Transport des Betons 5 Mann. Die Gesamtkosten für die Herstellung von 300 cbm Beton innerhalb 10 Stunden (einschließlich Material) betragen etwa 28 Pf pro cbm. Die Gesamtmenge des auf diese Weise hergestellten Betons betrug 8400 cbm für die Pfeiler und Widerlager und gegen 3800 cbm für die Bogen und den Oberbau.

Für den Transport sowohl des gesamten Materials als auch aller erforderlichen Einrichtungen waren zwei Kabel gespannt auf eine Länge von 290 m, wie aus Fig. 5 und 6 ersichtlich ist, und entfielen so auf jedes der beiden Kabel, welche 15 m voneinander entfernt waren, die halbe Leistung. Die Entfernung der Türme war derart, daß für das Heben der zu transportierenden Gegenstände auf beiden Ufern noch Raum genug war. Die Türme waren 21 m hoch; die Höhe der Kabel war derart angeordnet worden, daß der Scheitel des mittleren Bogens nach der Vollendung etwa 2,5 m den Fuß des Turmes überragte. Diese Transportanlage hat sich sehr gut bewährt, nicht nur für die Räumungsarbeiten, sondern auch für die Zuführung aller Arten von Maschinen, Werkzeugen und Materialien; am besten hat sie sich bei der Verteilung des Betons an die verschiedenen Verbrauchsstellen bewährt, weil durch deren Einrichtung sowohl das Material als auch die Maschine an einem Platz bleiben konnten. Die Transportkosten stellten sich bei einer Herstellung von 300 cbm in 10 Stunden und einer durchschnittlichen Entfernung von 140 m auf 10 Pf pro cbm.

In Verwendung standen insgesamt 30 Mann, welche zusammen einen Lohn von 224 M täglich erhielten. Zwei Maschinen mit 75 PS lieferten die erforderliche Kraft für die Transportanlagen, für den Aufzug und für die Mischmaschinen. Die

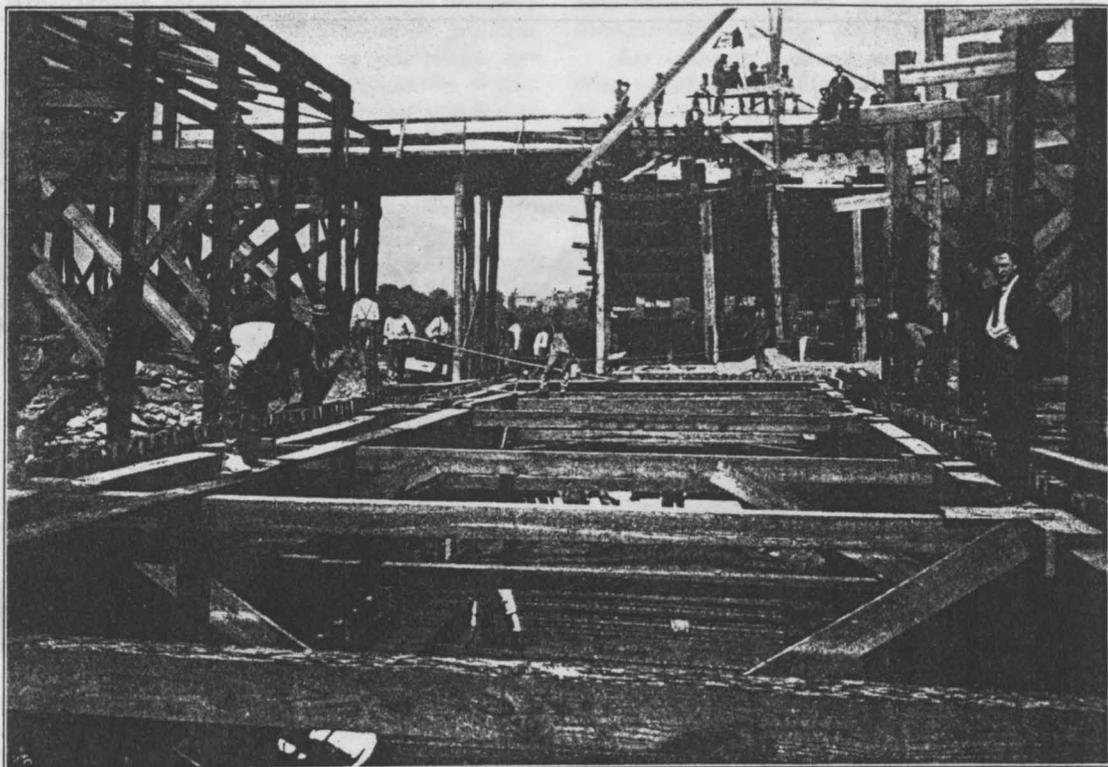
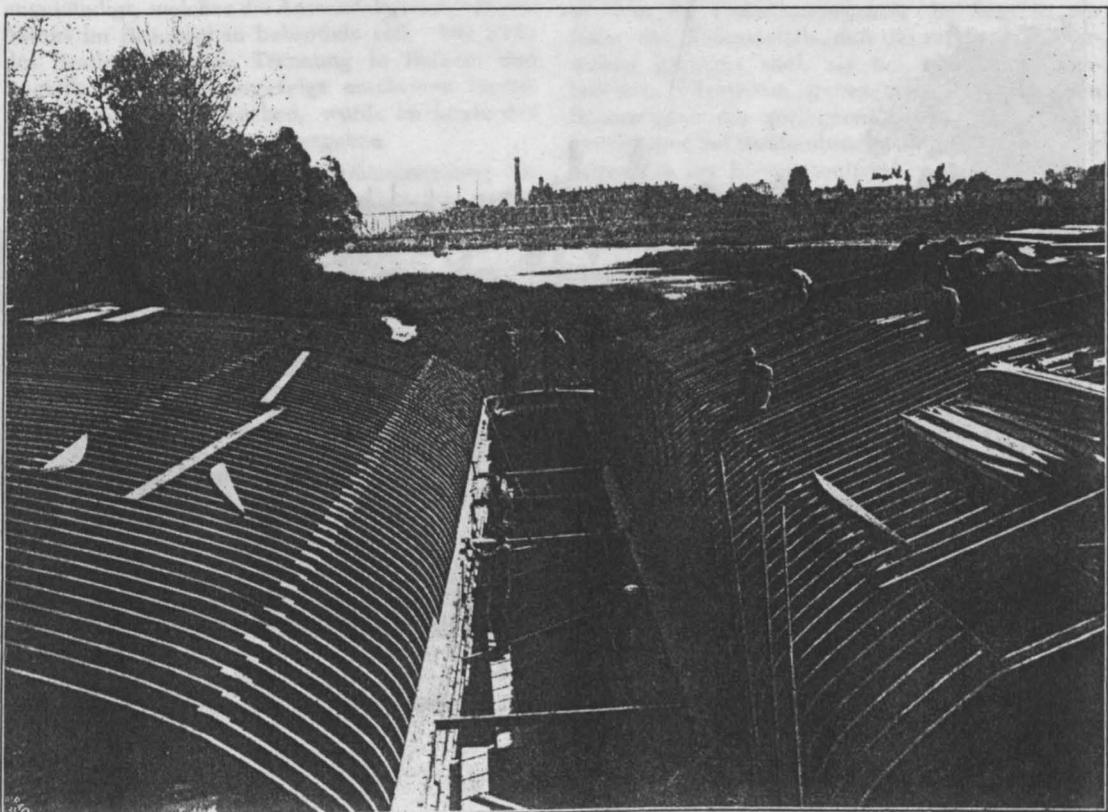


Fig. 3. Stand der Arbeit am 7. September 1904.



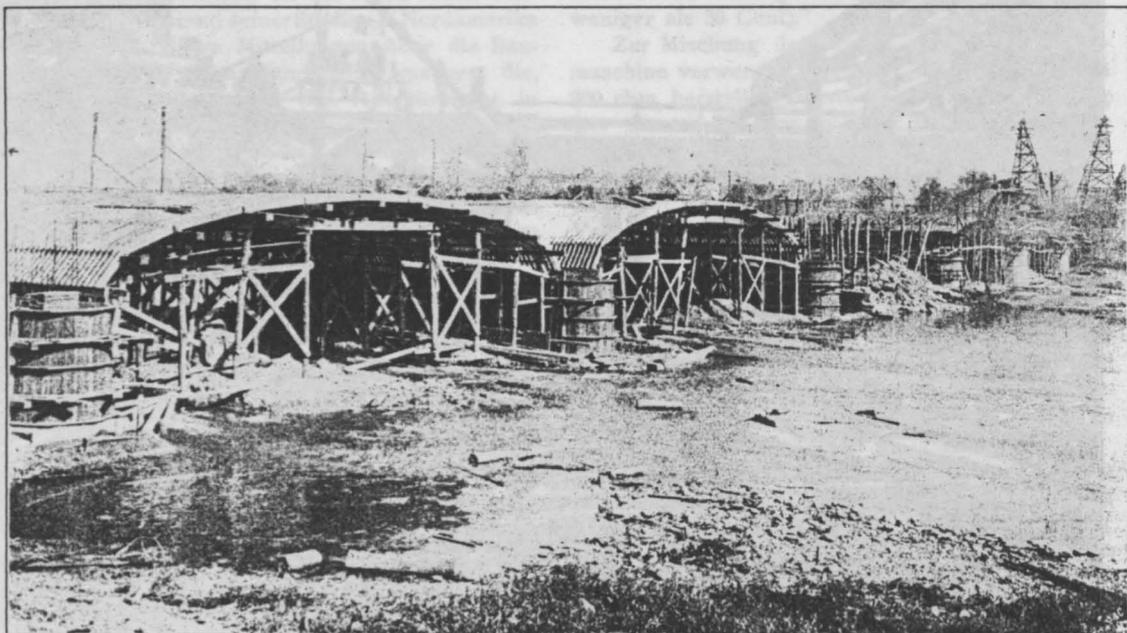


Fig. 5.

Stand der Arbeit am 6. Oktober 1904.

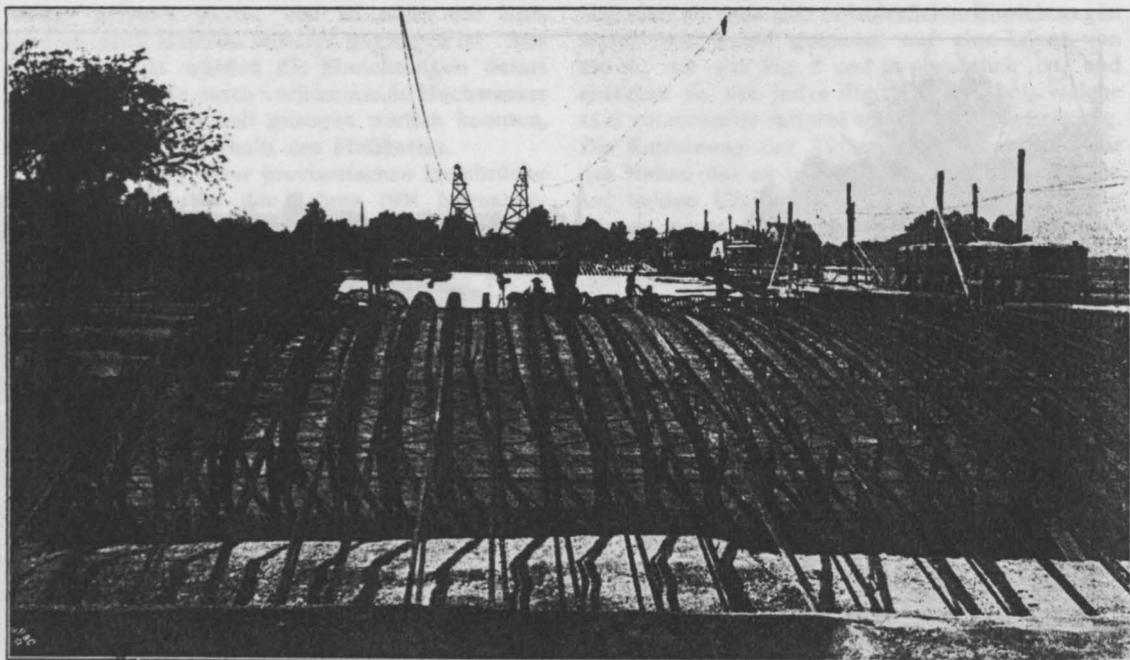


Fig. 6.

Stand der Arbeit am 5. November 1904.

Arbeitskosten für die Verteilung und das Stampfen des Betons stellten sich auf etwa 72 Pf pro cbm.

Über das Betonieren ist zu bemerken, daß jeder Bogen in vier Ringen hergestellt wurde. Zuerst wurden die beiden mittleren und zum Schluß die beiden äußeren Ringe fertiggestellt. Ein ganzer Bogen wurde in zwei Tagen fertiggestellt. Das Betonieren wurde vom Kämpfer aus begonnen und gegen den Scheitel hin, welcher zu Beginn entsprechend belastet wurde, geschlossen. Das Betonieren der Pfeiler geschah derart, daß an

zwei Pfeilern gleichzeitig gearbeitet wurde. Die Arbeitsleistung betrug etwa 1 m Höhe pro Tag.

Zur besseren Leitung wurde bei dem Bau eine telephonische Einrichtung angelegt. Ein nennenswerter Unfall ist bei dem Bau nicht vorgekommen. Die Lehrgerüste wurden vier Wochen nach Abschluß der Betonarbeiten im Januar des Jahres 1905 entfernt, da man fürchtete, daß das zu erwartende Hochwasser Schaden anrichten könnte; der öffentliche Verkehr wurde erst im Juni des Jahres 1905 aufgenommen.

EINIGES ÜBER NEUERE BÜCHER AUS DEM GEBIETE DES EISENBETONBAUES.

Von Dipl.-Ing. W. Obrist (St. Gallen).

V.

Balkenbrücken in Eisenbeton.

Von Max Förster,

ordentlicher Professor für Bauingenieurwissenschaften
an der Technischen Hochschule zu Dresden.

(Fortschritte der Ingenieurwissenschaften II. 15.)

Im 13. Fortschrittsheft „Das Material und die statische Berechnung der Eisenbetonbauten“ hat der Verfasser das Erscheinen eines weiteren Heftes angekündigt, welches die Anwendungen des Eisenbetons im Brückenbau behandeln soll. Die Fülle des Stoffes hat eine Trennung in Balken- und Bogenbrücken als angezeigt erscheinen lassen. Der 1. Teil, Balkenbrücken, wurde im Laufe des Jahres der Öffentlichkeit übergeben.

Anschließend an eine Zusammenstellung der verschiedenen Systeme der Balkenbrücken ist die Berechnung des Fahrbahngerippes für die verschiedenen Anordnungen der Träger und für die verschiedenen Belastungen angeführt. Für Einzelasten ist eine Verteilung durch die Chausseierung unter 45° bis zur Trägeroberfläche angenommen und ist auch auf Belastungsgleichwerte hingewiesen. Von staatlichen Vorschriften sind diejenigen der Kgl. Eisenbahndirektion Berlin und der K. K. österreichischen Eisenbahndirektion erwähnt. Was die Querträger anbetrifft, so ist bemerkt, daß diese als Konstruktionsglieder erster oder zweiter Ordnung auftreten, je nach der Anordnung der Platte. Im letzteren Fall haben diese bloß den Zweck, die Konstruktion zu versteifen und empfiehlt es sich, dieselben nach praktischen Rücksichten zu bemessen. Im andern Fall ist die Berechnung auf Grund der für die Querträger ungünstigsten Laststellung durchzuführen, wobei die Art der Lagerung wohl zu berücksichtigen ist.

Die Anwendung von Konsolträgern verschiedenster Art ist den Eisenbetonbrücken eigen und ist deren Berechnung an verschiedenen Beispielen durchgeführt.

Für Spannweiten < 6 m bildet die Eisenbetonplatte die Regel. Plattendurchlässe sind für die verschiedensten Zwecke in Anwendung gekommen und geben die angeführten Beispiele genügend Aufschluß über Konstruktion und statische Berechnung derselben.

Für einfache Balkenbrücken empfehlen sich Spannweiten < 16 m für Straßenbrücken und < 10 m für Eisenbahnbrücken. Es liegt in der Natur des Baumaterials, daß die rationellen Stützweiten geringer sind, als bei eisernen Balkenbrücken. Trotzdem geben auch bei größeren Spannweiten die geringeren Unterhaltungskosten (wenigstens bei Straßenbrücken) oft den Ausschlag zugunsten der Eisenbetonbrücken.

Eine große Zahl Ausführungsbeispiele zeigt die vielseitige Verwendung des einfachen Balkens für Eisenbahn-, Straßen- und Fußgängerbrücken in verschiedenen Formen in bezug auf Lage der Fahrbahn und Ausbildung der Hauptträger.

Die statische Berechnung bietet für diese Konstruktionen in der Regel keine Schwierigkeiten. Eine Ausnahme machen die Fachwerkträger ohne Diagonalen (System Vierendeel). Diesbezüglich ist bemerkt, daß das innerlich vielfach statisch unbestimmte System angenähert als durchbrochener Balken berechnet werden kann. Der durch Aussparungen geschwächte Träger hat die gesamten Biegemomente aufzunehmen, während für die Ständer, die auf ein Feld entfallen, die größten Schubkräfte maßgebend sind. Auf diese Weise ersetzt man die zeitraubende Berechnung des statisch unbestimmten Systems, wie diese in „Beton und Eisen“ 1907 und a. O. angeführt ist. Es ist zu bemerken, daß konstruktiv für eine gute

Eckverbindung gesorgt werden muß. Ausführungen dieser Art sind heute noch nicht so häufig, für größere Spannweiten kann ohne Zweifel bloß der Fachwerkträger in Frage kommen.

Ebenso häufig wie der einfache Balken finden kontinuierliche Träger im Brückenbau in ihren verschiedenen Formen Anwendung. Entsprechend der Verringerung der positiven Biegemomente gegenüber den einfachen Balken gleicher Spannweite gestatten die durchgehenden Träger die Überbrückung größerer Öffnungen. Für die Berechnung der kontinuierlichen Träger ist die Art der Stützung von großer Bedeutung. In der Regel sind bei Eisenbetonbauten die Dimensionen der Stützen nicht so bedeutend, daß keine elastische Drehung derselben zu befürchten ist, deshalb sollte diese bei der statischen Berechnung der Bauwerke berücksichtigt werden.

Für ungleiche Öffnungen und verschiedene Belastung ist das von Ritter in seiner graphischen Statik angegebene Verfahren wohl das einfachste Mittel zur Berechnung der kontinuierlichen Träger.

Die elastisch drehbaren Stützen lassen sich darnach leicht in Rechnung ziehen. An Stelle der Festpunkte, die nur von den Spannweiten abhängen, treten solche, welche von dem sogenannten Elastizitätsmaß der Stützen abhängen.

Die positiven Balkenmomente werden kleiner, während die Stützenmomente zunehmen, wobei zu beachten ist, daß diese beim Überschreiten des Pfeilers von der belasteten Öffnung zur unbelasteten plötzlich abnehmen.

Die Berechnung eines kontinuierlichen Trägers auf elastisch drehbaren Stützen wurden an einem Beispiel durchgeführt. Tafel I gibt die graphostatische Untersuchung, während sich im Text die nötigen Erläuterungen für die Ermittlung der Maximalmomente für gleichmäßig verteilte Belastung und für Einzellasten finden. Diesem ersten Beispiel ist ein konstantes Trägheitsmoment zugrunde gelegt.

Entsprechend den größeren Biegemomenten über den Stützen und des kleinen Druckquerschnitts ist die Balkenhöhe dort oft bedeutend größer als in der Mitte. Die graphische Statik gestattet mit wenig Arbeit diese Verhältnisse zu berücksichtigen und zeigt ein zweites Beispiel den Gang der statischen Berechnung. Die Berücksichtigung der verschiedenen Trägheitsmomente äußert sich wiederum in einer Verschiebung der Festpunkte.

Eine große Zahl ausgeführter Brücken erweisen sich als durchgehende Träger auf elastisch drehbaren Stützen mit mehr oder weniger verschiedenen

Trägheitsmomenten der Hauptträger. Es ist daher sehr zu begrüßen, daß die Berechnung solcher Konstruktionen so eingehend behandelt wurde.

Die Tatsache, daß in der Praxis durchgehend konstruierte Träger als einfache Balken berechnet wurden, zeigt zur Genüge, wie wenig die elastische Berechnung der Konstruktion angepaßt wurde. Wenn auch die Berechnungen auf Annahmen beruhen, so sollte man doch bestrebt sein, dieselben der Konstruktion möglichst anzupassen. D durch, daß die beiden Beispiele ausgearbeitet wurden, ist doch zu erwarten, daß weitere Kreise darauf aufmerksam gemacht werden.

Im Anschluß an den kontinuierlichen Träger sind noch die eingespannten Balken besprochen. Diese Ausführungen sind noch verhältnismäßig selten. Wenn sich eine gute Einspannung erzielen läßt, gestatten diese Bauten größere Spannweiten. Die positiven Momente verkleinern sich in dem Maße, daß die Balkenhöhe in der Mitte der Öffnung verhältnismäßig gering wird. Dagegen wachsen die Einspannungsmomente wesentlich, ist die Anwendung solcher Konstruktionen bloß da möglich, wo die Bauhöhe eine starke Vergrößerung der Balkenhöhe am Widerlager gestattet. Die statische Berechnung geschieht am einfachsten nach der Ritterschen Methode und ist auch ein diesbezügliches Beispiel durchgerechnet. Die Verschiedenheit der Trägheitsmomente ist bei eingespannten Balken in der Regel so groß, daß dieselbe in Rechnung gezogen werden muß.

Eine umfangreiche Literaturnachweisung gibt den besten Aufschluß über den Umfang dieses Gebietes und zeigt, wie zerstreut die diesbezüglichen Mitteilungen in der Literatur vorkommen.

Das vorliegende Werk umfaßt den umfangreichen Stoff. Die vielen Ausführungsbeispiele geben ein gutes Bild über den heutigen Stand des Brückenbaues in Eisenbeton, soweit es die Balkenbrücken betrifft. Sie sind zum Teil in Fachschriften veröffentlicht, es ist aber doch von großem Wert, diese zusammengestellt zu finden, besonders für den nicht ausschließlich auf diesem Gebiete tätigen Ingenieur und für den Studierenden. Insbesondere die eingehende Behandlung der statischen Berechnungen der einzelnen, den Eisenbetonbalkenbrücken eigenen Konstruktionen trägt zur Vollkommenheit des Werkes wesentlich bei und kann dieses dem so vorzüglich beurteilten Heft 13 wohl zur Seite gestellt werden.

Das Erscheinen des Heftes über Bogenbrücken wird von der Fachwelt lebhaft begrüßt werden.

SELBSTANZEIGEN.

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung).

D. R. G. M. 352 635. Form zur Herstellung
von Blechrohrbetonpfählen. Th. Janssen,
Reg.-Baumeister a. D. in Charlottenburg.

Zur Herstellung von Betonpfählen an Ort und Stelle sind bekanntlich in letzter Zeit die verschiedensten Verfahren erdacht worden, welche im allgemeinen darin bestehen, daß ein hohles Eisenrohr in den Boden eingetrieben und die entstehende Höhlung mit Beton ausgefüllt wird, wobei das Rohr entweder wieder herausgezogen wird oder im Boden stecken bleibt. Das erstere Verfahren verbietet sich von selbst, sobald die Betonpfähle in säurehaltigen Bodenarten oder unter starkem Grundwasserandrang herzustellen sind, das letztere hat bisher noch wenig Anwendung gefunden, weil es an einer zweckmäßigen und billigen, in den Boden einzutreibenden Pfahlform fehlte. Diesem Mangel abzuweichen bezweckt die

neue Pfahlform, welche aus einer besonders geformten Eisenbetonpfahlspitze und einem wasserdicht daran befestigten Blechrohr besteht. In die Pfahlspitze wird ein zentrisch geführter Rammkern eingesetzt und mit diesem die Pfahlform in den Boden eingerammt. Nachdem der Rammkern wieder herausgezogen, verbleibt im Boden eine wasserdichte Form, in welcher der Betonpfahl vollständig im Trocknen eingestampft werden kann. Bei zylindrischer Gestaltung der Form ist die Reibung des Blechrohrs an der Wandung des Erdloches nur gering, der ganze Rammstoß wird von der Pfahlspitze aufgenommen, und es genügt daher für das Blechrohr eine ganz geringe Stärke. Die Pfahlform kann mit Hilfe des autogenen Schweißverfahrens unschwer auf jeder Baustelle hergestellt und zum Einrammen kann jede vorhandene Ramme benutzt werden. Die Kosten der Pfahlform sind daher nur unbedeutend und der Betonpfahl stellt sich nicht teurer wie bei den anderen Verfahren, bietet aber den großen Vorteil der unbedingten Sicherheit selbst bei säurehaltigen Bodenarten, unter Grundwasser und in offenem Wasser.

ZUSCHRIFTEN AN DIE SCHRIFTFLEITUNG.

Im 9. Heft der Zeitschrift: „Armiertes Beton“ veröffentlicht Herr Dipl. Ing. G. Kaufmann eine Kritik meiner Abhandlung: „Analytische Ermittlung und Anwendung von Einflußlinien u. s. w.“ zu der ich mir folgende Bemerkungen gestatte:

Herr Kaufmann hatte erwartet, daß ich die Besonderheiten der Materie berücksichtigen werde. Ich gebe zu, daß der Titel der Abhandlung zu dieser Annahme verleitet. Hingegen hatte ich eine allgemeinere Abhandlung im Sinne und da durchgehende Träger am häufigsten im Eisenbeton verwendet werden, wählte ich die erörterte Benennung.

Wollen wir jedoch an Eisenbetonkonstruktionen einen strengen Maßstab anlegen, so können wir die Lehren der allgemeinen Elastizitätslehre auf die Berechnung dieser Konstruktionen überhaupt nicht anwenden, da diese Lehren unter Voraussetzungen abgeleitet sind, die für den inhomogenen Eisenbeton nicht zutreffen. Ich verweise insbesondere auf Müller-Breslau: „Graphische Statik II,“ sowie „Neuere Methoden der Festigkeitslehre“, wo der Verfasser immer wieder hervorhebt, für welche Stoffe seine Ableitungen gelten (Stahl, Flußeisen). Es wäre somit jede Berechnung statisch unbestimmter Konstruktionen, wie sie die bekannten Lehrsätze von Mohr, Maxwell, Castigliano u. s. w. angeben, auf Eisenbeton unanwendbar.

Trotzdem gestatten wir uns die Lizenz und rechnen im Eisenbetonbau nach den Lehren der allgemeinen Elastizitätslehre; bemerkenswert ist, daß die amtlichen französischen Vorschriften die Zulässigkeit dieser Annahme ausdrücklich anführen, somit nicht als selbstverständlich betrachten.

Wir müssen eben im Interesse des Eisenbetonbaues selbst eine einheitliche Basis haben. Es ist dann für den Konstrukteur wünschenswert, in den Grenzen der allgemein anerkannten oder genehmigten Voraussetzungen möglichst wirtschaftlich zu konstruieren.

Hiermit komme ich zu den Ausführungen Herrn Kaufmanns über die durchgehende Eisenbetonplatte. Ich

stimme seinen Ausführungen über die Unzulänglichkeit sämtlicher Berechnungen dieser Bauwerke vollkommen bei, aber Herr Kaufmann zeigt ja selbst, welches Verständnis man von vielen Baubeamten zu gewärtigen hat, wenn man ihnen mit Vorschlägen kommt für die keine amtliche Vorschrift besteht. Wenn ich nun im Sinne der amtlichen

Vorschriften, um rationellere Abmessungen als mit $\frac{QI}{10}$ zu

erhalten, die Platte als 4 stützigen Balken berechne, so bietet mir eben die Anwendung von Einflußlinien oft große Vorteile. (Ich verweise hier auf das durchgerechnete Beispiel, ein Fall, der immer bei Dampfwalzen eintritt, wo ein großer Teil der Belastung die negative Einflußfläche bedeckt und das Moment bedeutend verringert, was man durch Anwendung der Winklerschen Tabellen nicht erzielen kann.)

Meine Abhandlung ist für Einzellasten bestimmt, somit hauptsächlich für Brückenbau, wie Herr Turley in „Zement und Beton“ treffend bemerkt, obzwar auch im Hochbau Fälle vorkommen, wo man unbedingt mit Einzellasten rechnen muß; für gleichförmige Belastung werde ich selber auch weiterhin die Winklerschen Tabellen benutzen; des Interesses halber jedoch entwickelte ich einheitlich mit den anderen Ableitungen auch die Werte der Winklerschen Tabellen in Form von Kurvengleichungen.

Herr Kaufmann verlangt die Berücksichtigung von ungleichen Stützhöhen und veränderlichen EJ.

Die Berücksichtigung des ersteren Einflusses kann unabhängig von meiner Arbeit, gesondert behandelt werden und könnte eher in einem allgemeinen Werke über durchgehende Träger Berücksichtigung finden und nicht in einer Abhandlung, die nur dem Einflusse der Belastung gewidmet ist. Herr Kaufmann hatte selbst in dem von ihm angeführten Artikel ein Beispiel über die Berücksichtigung dieser Einflüsse geboten, allgemeine, insbesondere tabellarische Schlüsse kann man aus einem solchen Beispiel eben nicht ziehen. Bei einem Wechsel des Ausdrucks EJ könnte man besser graphisch verfahren, indem man Biegelinien als Momentenlinien mit wechselnder Pol-

weite oder verzerrter Momentenfläche zeichnet und den Satz von der Gegenseitigkeit virtueller Verschiebungen anwendet.

Eine andere Frage ist, wie genau wir die Veränderlichkeit des Ausdrucks EJ bestimmen können, insbesondere in Querschnitten, wo sowohl positive als auch negative Momente auftreten können. Für die Praxis wird diese Berechnungsweise jedenfalls wertlos bleiben, da sich die Zeitdauer einer Berechnung vervielfachen würde. Ich verweise noch auf einige Bemerkungen Müller-Breslaus über die Berechnung mit konstantem EJ in seiner Statik II z. B. im Abschnitt über durchgehende Fachwerkräger, sowie über Bogenträger.

Was den Wunsch Herrn Kaufmanns, betreffend die Ausschaltung der Fremdwörter betrifft, so gebe ich gerne zu, daß sich manche nicht deutsche Bezeichnung durch ein deutsches Wort hätte ersetzen lassen, ohne die Verständlichkeit herabzumindern, was jedoch die von ihm gewünschte Vereinfachung der „Signaturen“ anbelangt, so stehe ich hier auf dem Standpunkte, daß eine Vereinfachung der mathematischen Bezeichnung, d. h. eine Verringerung der Indices, bloß eine Vereinfachung für den Anblick, nicht aber für das Verständnis ist, daß das Verständnis im Gegenteil durch das Abhandenkommen der konsequenten Eindeutigkeit leidet. Ich verweise Herrn Kaufmann auf sämtliche bedeutende rein mathematischen Werke, sowie auf Föppls „Technische Mechanik III“, wo der Verfasser sich ähnlich ausspricht.

Was schließlich die Anführung der Druckfehler betrifft, so bemerke ich hierzu, daß sich wohl kaum irgend jemand, der meine Abhandlung mit Verständnis zur Hand nimmt, durch einen dieser Fehler im Ansätze (nicht in den Schlußformeln!) w. z. B. das Fehlen von dx unter dem Integralzeichen, irreleiten lassen wird.

Leipzig im September 1908.

Dr. Ing. Art. Lederer.

In Heft 10 Ihrer geschätzten Zeitschrift gibt Herr Oberingenieur E. Graff der Firma Grastorf zu Hannover einige Vorschläge zur Änderung der amtlichen Bestimmungen und gestatte ich mir Ihnen hierzu einige Zeilen zu unterbreiten, um deren Veröffentlichung ich ergebnis bitte.

Wie aus dem ministeriellen Erlaß vom 11. April 1908 (siehe Zentralblatt der Bauverwaltung Nr. 35) in betreff dieser Bestimmungen ersichtlich, ist es unzulässig Decken und Balken auch von weniger als 1000 kg/qm Nutzlast mit gleichmäßig verteilter Belastung zu rechnen, also die Rechnungsart anzuwenden, welche Herr Graff auf der ersten Seite seiner Erörterungen vergleichend mit den kreuzweis armierten Decken in Anwendung bringt. Es soll vielmehr auch bei geringerer Nutzlast unter der rechnerischen Annahme eines Zusammenhanges über nicht mehr als 3 Feldern jedesmal die ungünstigste Laststellung ermittelt werden. Diese Rechnungsweise ergibt bei normaler Belastung und gleicher Feldteilung ein Feldmoment

für die Mittelfelder von $M = \sim \frac{ql^2}{18}$.

Es muß zwar ohne weiteres zugegeben werden, daß § 14 Absatz 5 der ministeriellen Bestimmungen an Undeutlichkeit nichts zu wünschen übrig läßt, und deshalb wäre schon aus diesem Grunde eine Änderung der Bestimmungen angezeigt.

Ferner scheint auch Absatz 7 des vorerwähnten Paragraphen nicht allgemein richtig aufgefaßt zu werden, sonst würde Herr Graff wohl nicht seine Vergleiche zwischen kreuzweis armierten und einseitig armierten Platten angestellt haben.

Es heißt in diesem Abschnitt: „Ringsum aufliegende, mit sich kreuzenden Eiseneinlagen versehene Platten können bei gleichmäßig verteilter Belastung, wenn ihre Länge a weniger als das Einundeinhalbfache ihrer Breite b beträgt, nach der Formel $M = \frac{pb^2}{12}$ gerechnet werden.“

Diese Formel gilt für eine allseitig aufliegende nicht kontinuierliche Platte; es kann hier also das Moment um $\frac{1}{3}$ kleiner genommen werden, als es für freiaufliegende einseitig armierte Platten auf 2 Stützen erlaubt ist. Ähnliche Vergünstigungen treten selbstredend auch für Platten ein, die nach beiden Richtungen über mehrere Unterzüge ununterbrochen fortlaufen und im übrigen die Bedingungen des Absatzes 7 erfüllen.

So würde sich unter dieser Voraussetzung das schon oben angegebene Moment eines Mittelfeldes bei kreuzweiser Armierung auf $M = \sim \frac{pl^2}{18} \cdot \frac{2}{3} = \sim \frac{pl^2}{27}$ und bei einer allseitigen Einspannung der Platte für die Feldmitte auf $M = \sim \frac{pl^2}{24} \cdot \frac{2}{3} = \frac{pl^2}{36}$ stellen, welches Moment dem von Herrn Graff vorgeschlagenen entspricht.

Dipl. Ing. Heidemann, Hildesheim.

MITTEILUNGEN ÜBER PATENTE.

Mitgeteilt von J. Bett & Co., Bureau für Patentverwertung und -Erwirkung, Berlin SW. 48, Friedrichstraße 224.

D. R. G. M. Nr. 353227. Bordschwelle aus eisenverstärktem Beton für Bürgersteige, Bahnsteige u. dergl. Constantin Sasso, Bukarest (Rumänien).

Die vorliegende Neuerung bezieht sich auf eine Bordschwelle aus eisenverstärktem Beton für Bürgersteige, Bahnsteige u. dergl., bei welcher die einzelnen dieselbe bildenden vorher fertig gestellten Stücke als freitragende Balken und nur mit ihren Enden auf in dem Boden eingelassenen Stützen aufruhn, mit denen sie zu einem starren, widerstandsfähigen Ganzen verbunden sind, so daß für eine unverrückbare feste Lage der Bordschwelle eine sichere Gewähr geboten ist.

Nr. 204160. Preßform zur Herstellung von Betonblöcken. James George Stidder, London.

Nr. 204193. Stempelpresse mit unter dem Fülltrichter und dem Preß- oder Schlagstempel hin- und herwanderndem Formrahmen. Leipziger Cementindustrie Dr. Gaspary & Co., Markranstädt bei Leipzig. 8. 6. 07.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Eisenbetonschwellen.

Wie aus St. Pölten mitgeteilt wird, wurden daselbst vor einigen Tagen im Abrollgleise die ersten größeren Erprobungen armirter Betonschwellen als Ersatz für Holzschnellen in Gegenwart von Organen der k. k. Staatsbahnen vorgenommen und mit diesem neuesten Gleisunterbau, soweit sich derzeit beurteilen läßt, die befriedigendsten Resultate erzielt.

Sitzung des internationalen Eisenbeton-
ausschusses.

Am 12. Oktober trat der internationale Eisenbeton-
ausschuß des internationalen Verbandes für die Material-
prüfungen der Technik in Basel zusammen, an der sich
folgende Herren beteiligten:

Deutschland: GERMELMANN, MARTENS, BÜRSTENBINDER,
HÜSER;
Dänemark: SUENSEN;
England: SACHS;
Frankreich: CONSIDÈRE, RABUT, MESNAGER, FÉRET;
Holland: RUTGERS;
Italien: CANEVAZZI;
Österreich: EMPERGER, MELAN, KIRSCH;
Ungarn: SCHUSTLER;
Rußland: BELELUBSKY;
Schweiz: MAILLART, SCHÜLE.
Professor Talbot hat sich entschuldigt.

Nach einer allgemeinen freien Aussprache, die ziem-
lich auseinandergelungene Ansichten zutage förderte,
wurde das von Professor Schüle vorgeschlagene Programm
Punkt für Punkt beraten. Es betrifft:

1. Die Aufstellung eines Verzeichnisses der in den ein-
zelnen Ländern ausgeführten oder im Gange be-
findlichen wissenschaftlichen Versuche;
2. Erzielung einer Vereinbarung für die Notationen,
welche im Eisenbeton gebräuchlich sind, und für
eine einheitliche Darstellung der Versuchsangaben
und Resultate unter Wahrung der vollständigen
Freiheit für die wissenschaftliche Behandlung;
3. Sammlung der speziellen Vorschriften über die
Kontrolle der Qualität einer Eisenbetonkonstruktion;
4. die Unfälle bei Eisenbetonbauten;
5. experimentelle Untersuchung der bestehenden Kon-
struktionen, laut Antrags des Herrn Professor Rabut.

Es war allgemein das Bestreben vorhanden, durch ein
einheitliches Vorgehen die zahlreich bereits ausgeführten oder
im Gange befindlichen Versuche für die Wissenschaft des
armierten Betons in richtiger Weise zu verwerten.

Weitere Mitteilungen sollen nach Veröffentlichung des
Protokolls noch gemacht werden.

Die Wanderversammlung des Deutschen
Betonvereins,

die in diesen Tagen in München abgehalten wurde, hatte
eine große Anzahl von hervorragenden Industriellen, Fach-
leuten und Ingenieuren aus dem ganzen Reiche nach
München geführt. Über eine sehr wichtige Angelegenheit,
die Einrichtung einer Schiedsgerichtsordnung und Auf-
stellung von Sachverständigen zur Schlichtung von
Meinungsverschiedenheiten und Streitigkeiten sowie Unter-
suchung der Ursachen von Bauunfällen, pflog die Wander-
versammlung eingehende Beratungen. — Den Teilnehmern
der Wanderversammlung war eine Reihe von instruktiven
Besichtigungen geboten, die erkennen ließen, daß in Bayern
und insbesondere in München die Betonbautechnik in
hohem Grade bevorzugt ist und zu prächtigen Ausführungen
bei staatlichen und städtischen Neubauten, bei Brücken-
bauten, beim Neubau des Verkehrsministeriums geführt
hat. Unter sachkundiger Führung lernten die zahlreichen
Teilnehmer diese neueren Schöpfungen, die Bauten der Aus-
stellung München 1908, die Projekte für das Deutsche
Museum, die Baurat Dr. Oskar von Miller erklärte,
kennen. Den Schluß der Tagung machte ein Ausflug mit
Bahn und Automobilen an den Walchensee, wobei den
Teilnehmern und ihren Damen von einem Regierungs-
beamten das Projekt der neuen Wasserkraftanlage an Ort
und Stelle erklärt wurde.

Abbruch der Betonwerke vor dem Kunstpalast
in Düsseldorf.

Das letzte Erinnerungs- und Wahrzeichen der glanz-
vollen Gewerbe-, Industrie- und Kunstausstellung 1902, die
mächtigen Betonbauwerke vor dem Kunstpalast, werden
bald, bis auf die beiden hohen Säulen, vom Erdboden ver-
schwunden sein. An der Brücke, die einer Belastungs-
probe unterzogen werden soll, ist bereits das Gelände ab-
geschlagen. Das auf der Sohle gelegene Wasserbassin ist
in einen Trümmerhaufen verwandelt. Die Abbruchs-
arbeiten sollen, wie wir erfahren, noch vor Eintritt des
Winters beendet werden.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

M. Bazali, Ingenieur. Zahlenbeispiele zur statischen
Berechnung von Eisenbetonkonstruktionen. Ein
Nachschlagebuch für die Praxis. Glauchau 1908,
Verlag von Arno Peschke (Otto Streit). Preis brosch.
M. 5,—, geb. M. 6,—.

Bücher, wie das vorliegende, kranken an einem ge-
meinsamen Fehler. Sie wollen gebrauchsfertige Rezepte
und Vorlagen für statische Berechnungen von Eisenbeton-
konstruktionen bieten. Die Verfasser gehen von der irr-
tümlichen Ansicht aus, mit einer Sammlung von Formeln
der Statik dem Techniker, der sich dem Studium des
Eisenbetonbaues widmet, zu dienen. Der Verfasser dieses
Werkes hebt ja allerdings in der Einleitung hervor, daß
zu einem weiteren Studium der nur in ihren Endresultaten
gegebenen Formeln die einschlägige, von ihm angeführte
Literatur benutzt werden sollte. Leider aber werden in
der Praxis derartige Beispielsammlungen von Technikern,
die froh sind, jeder eigenen Gedankenarbeit entgehen zu
sein und bewährte Muster zu besitzen, mechanisch und
gedankenlos benützt; und das ist der springende Punkt,
auf den ich hinweisen möchte: Auf den meisten anderen
Gebieten des Bauwesens läßt sich eine gewisse Norm
feststellen, mit der man für die gewöhnlichen Ausfüh-
rungen sein Auslangen findet. Aber gerade der Eisen-
beton, über dessen statisches Verhalten noch keine ge-
nügung sicheren Aufklärungen gegeben sind, bei dem
noch vielfach im Dunkeln getappt wird, verträgt eine
schablonenmäßige Behandlung nicht. Um deutlicher zu
sein: Nicht die Frage, wie rechne ich z. B. einen konti-
nuierlichen Träger auf 3 oder mehreren Stützen usw., ist
die wesentliche, sondern die, „wann kann ich einen
Balken als durchlaufend rechnen“, — oder „sind die in
meinem vorliegenden Falle gegebenen Verhältnisse so,
daß ich eine ganze oder teilweise Einspannung annehmen
darf usw. Und diese Fragen, die bei jedem Bauwerk
wegen der dabei gegebenen speziellen Verhältnisse immer
auf neue gestellt werden müssen, lassen sich mit Rezept-
formeln nicht beantworten. Zu deren richtiger Lösung
gehört eine gründliche statische Bildung, ohne die man
im Eisenbetonbau eben niemals auslangen wird. —

Sieht man von obigen, prinzipiellen Vorhalten ab, die
sich nicht gegen das vorliegende Buch allein richten,
sondern gegen alle derartigen, bereits in großer Zahl vor-
handenen Sammlungen, so muß anerkannt werden, daß
dieses Buch sich durch eine wirklich reichhaltige Sam-
mlung gründlich durchgerechneter Beispiele aus den häufig-
sten Anwendungsgebieten des Eisenbetons auszeichnet.
Wenn auch durch die etwas ausgedehnte, zahlenmäßige
Ausrechnung die Übersichtlichkeit einigermaßen beein-
trächtigt wird. Eingeleitet wird die Sammlung durch
kurze, erläuternde Angaben über Material und Herstel-
lungsweise des Betons und Eisenbetons.

Für Techniker, die genügend statische Vorbildung besitzen, um sich über die Grenzen der Anwendungsmöglichkeiten der einzelnen Berechnungsweisen Rechenschaft geben zu können, kann das Werk als brauchbarer Behelf für die Praxis empfohlen werden. —

Frankfurt a. M.

Ing. E. Mautner.

»Donaubrücken über das Wasserwerk der Stadt Ulm, Kastenträgerbrücken mit Pfahlgründungen aus Eisenbeton und Aachbrücke bei Wurzbach«. Technische Studienhefte, herausgegeben von Baurat Carl Schmid, Professor an der Königl. Baugewerkschule in Stuttgart. Heft 8. 42 Seiten, 39 Textabbildungen, 11 Tafeln. Verlag Konrad Wittwer, Stuttgart. Preis M. 2.60.

Zwei Brücken, eine über die Donau, die zweite über deren Überschwemmungsgebiet, wurden durch den Neubau des Ulmer Donauwasserwerkes benötigt. Sie sind als Straßenbrücken von 2,5 m Fahrbahnbreite mit 2 Fußsteigen von 0,75 m Breite, gleichzeitig zur Überführung der Rohrstränge vom Wasserwerk zu einem Hochreservoir durch die Firma Rek in Stuttgart erbaut.

Erstgenannte Brücke von 78,5 m Gesamtlänge ist als kontinuierliche Balkenbrücke über 5 gleiche Felder mit 3 Hauptbalken ausgebildet, an welchen eine untere Eisenbetonplatte mit Unterkantehauptträger bündig angebracht ist. Die untere Deckplatte (gleichzeitig Druckplatte für die Querschnitte über den Stützen) ist mit nach oben vorspringenden Rippen zur Aufnahme der Leitungsrohre versehen. Die Fahrbahnplatte ist durch fertig verlegte Eisenbetondielen gebildet.

Die 4 Mittelpfeiler und 2 Landwiderlager sind auf zweireihig geschlagenen Eisenbetonpfählen gegründet, die durchschnittlich etwa 4 m tief in das aus Kies bestehende Bett reichen.

Die Eisenbetonpfeiler der Brücken selbst wurden etwa $\frac{1}{2}$ m über Niederwasser auf die Pfähle gesetzt. Nachdem in dieser Höhe die Eisen der Pfähle freigelegt worden, wurde der aufgehende Pfeiler mit Schalung derart hochgeführt, daß um die gerammten Pfähle eine provisorische Holzspundwand geschlagen wurde und zunächst die Zwischenräume unter Wasser mit guter Mischung ausbetoniert wurden.

Das Studienheft enthält außer der detaillierten Beschreibung der Konstruktion noch eine kurze Betrachtung über Eisenbetonpfähle im allgemeinen, über das chemische Verhalten des Betons im Wasser sowie eine komplette statische Berechnung der Konstruktion.

Die dem Heft beigegebenen 11 gelungenen Tafeln enthalten die Ausführungspläne und diverse Bauaufnahmen.

Düsseldorf, Oktober 1908.

Dr. Ing. Mautner.

den einzelnen bedeutenden Fachleuten, Vereinen und Versuchsanstalten ausgeführten und veröffentlichten Versuche. Autor führt auch einige wenige eigene Versuche an, ohne jedoch zu einem nennenswerten Endresultate oder mit einem neuen Vorschlage zu kommen. Im weiteren werden sowohl die österreichischen und deutschen (auch Berliner) Vorschriften und Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Beton und Eisenbeton bei Hoch- und Brückenbauten, als auch die Materialprüfungsbestimmungen angeführt um dann das Rechnungsverfahren mit Beispielen aus denselben, manchmal mit kleinen Erläuterungen, wiederzugeben. — Die letzten Beispiele und Tabellen sind ähnlich dem Eisenbetonbau von C. Kersten. —

Die Arbeit ist als Lehrbehelf für technische Mittelschulen bestens zu empfehlen.

Düsseldorf.

Ing. Scheuer.

Karl Esselborn, Dr. ing., Lehrbuch des Hochbaues.

I. Band. Verlag von W. Engelmann, Leipzig. Preis geb. M. 15,—.

Zum Unterschiede von den meisten ähnlichen Lehrbüchern ist dieses sowohl seinem Inhalt wie auch seiner Form nach in einer Weise bearbeitet, daß dem Lernenden oder Nachsuchenden schnell der fragliche Gegenstand klar wird und ihn beim Studieren desselben nicht jene tödliche Langeweile befällt, wie sie leider eine Folge der meisten unserer ähnlichen Lehrbücher ist. Die Einteilung der einzelnen Themen ist sehr klar, sehr übersichtlich, streng systematisch und dabei nicht pedantisch. Die einzelnen Detailkonstruktionen sind an der Hand von Beispielen leicht zu erfassen, ein Vorteil, der um so wertvoller ist, als gleich ein ganzes Bauwerk im System studiert werden kann und dabei die Details erfaßt werden können, ohne eine langweilige Aufeinanderfolge derselben durchmachen zu müssen. Eine große Annehmlichkeit sind die Perspektiven und Photographien edler Bauwerke aller Zeiten, mit den ihnen zugrunde liegenden Hauptkonstruktionen, wie die Kuppelkonstruktion von St. Peter in Rom, Superga bei Turin, Santa Maria dell' Umiltà in Pistoja, Kreuzgewölbe der Gereons-Kirche in Köln, usw. Die Hauptteile des Buches behandeln den Grundbau, Stein-, Holz-, Eisen- u. Eisenbetonbaukonstruktionen und sind bei aller Gründlichkeit frei von jedem überflüssigen Ballast, sie enthalten das Notwendige und vermitteln den Anschluß an die vielen Patentkonstruktionen unserer Zeit, ohne den Lernenden mit diesen zu belästigen und bei der Beschreibung von den heute entstehenden und in kurzer Zeit verschwindenden Patenten den Kopf zu verdrehen, sie weihen in das Wesentliche ein, erfüllen also vollauf den Zweck, welchem ein Lehrbuch dienen soll.

Wien.

Dr. Architekt Arnold Karplus.

NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

Ludwig Heß, Dr. techn., Leidfaden für die Berechnung und Ausführung von Eisenbetonkonstruktionen. I. Teil, Verlag des Bautechnikers, Wien. Preis 3,80 Kr.

Enthält die mit Gewissenhaftigkeit gesammelten Ergebnisse über Zug-, Druck- und Haftfestigkeiten der von

P. Günther, „Berechnung von Eisenbeton- und Steineisendecken, Plattenbalken und Steineisendecken mit aufbetonierter Druckschicht nach Tabellen der Widerstandsmomente“. Kommissionsverlag H. Mund, Spandau. Preis M. 3,—.

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



BETONKALENDER 1908 4.—
 KAUFMANN, Tabellen für Eisen-
 konstruktionen 2.—
 KERSTEN, Der Eisenbetonbau.
 I. Teil: Ausführung und Berechnung
 der Grundformen 3.—
 II. Teil: Anw. im Hoch- und Tiefbau 3.60
 do. Brücken in Eisenbeton. 2 Teile.
 Platten, Balken- und Bogenbrücken 9.60
 Franko gegen Nachnahme. [5]
Herm. Meusser, Spezialbuchhandlung
 Berlin W 35/45, Steglitzer Strasse 58.

Gratis und franko

steht jedermann zur Verfügung: der Katalog
**EMPFEHLENSWERTE
 TECHNISCHE WERKE**
 aus dem Verlage von
JULIUS SPRINGER in BERLIN,
 Monbijouplatz 3.



Streckmetall

ist die beste Einlage für alle Eisen-
 betonbau-Systeme. Deutsche Reichspatente.
 Vorzüglich geeignet zur Herstellung von Beton-
 decken, Wänden, Dächern, Bassins, Röhren,
 feuersicheren Ummantelungen und Gittern.
 Neu! Besonders empfohlen: **Billig!**
Wellputzblech f. Putzdecken, Scheingewölbe usw.
 Alleinverkauf für Brandenburg, Ost- und Westpreußen und
 Mecklenbg.: **A. Druckenmüller G.m.b.H.,**
Berlin SW. II, Hallesches Ufer 35
 Prospekte und Muster auf Wunsch. [22]
Schüchtermann & Kremer
 Maschinenfabrik, Dortmund.

Wunstorfer Portland-Cementwerke, A.-G.

Telegramm-Adr
 Cementwerke Wunstorf.

Wunstorf.

Fernsprech-
 Anschluss No. 2.

☛ Marke I Ranges. ☛

Fabrikat von grösster Gleichmässigkeit.
 Volumbeständigkeit und Mahlfineinheit.

Schnellbinder,
 Normal- und Langsambinder.

Zahlreiche Zeugnisse von Behörden und Privaten.

Bestehen der Fabrik seit 1889.
 Production: 400000 fass pro Jahr

Höchste Festigkeiten.

Rein graue Farbe




Tiefbau-Gesellschaft m. b. H. Berlin C⁵⁴

Fundierungen
 jeglicher Art

Wasserspiegelabsenkungen
 Ufer- und Futtermauern
 Baggerungen
 Ramm- und Betonarbeiten

Spezialität:
Simplex-Betonpfähle

D. R. P.
 Sicherste und billigste
 Fundierung der Gegenwart.



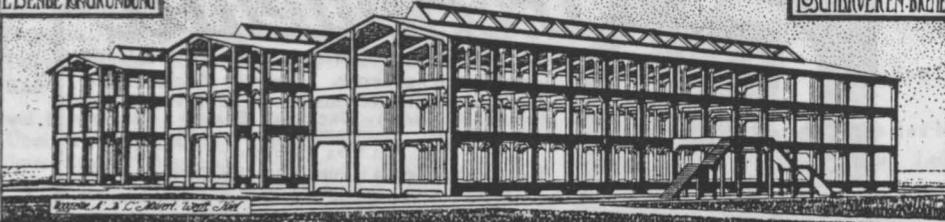
EISENBETONGRÜNDUNG

WEIRICH & REINKEN

INGENIEURE, KIEL - Zweiggeschäfte: HAMBURG, BREMEN



ISCHBRÜCKEN-BREMEN



BETON, EISENBETON FÜR HOCH- UND TIEFBAU

Langjährige Erfahrungen — Feinste Referenzen — Zahlreiche Ausführungen

Zurzeit in Auftrag und Ausführung der größte Kohlensilo der Welt einschl. Eisenbetonpfahlfundierung [26]

Verlag von Julius Springer in Berlin.

Soeben erschienen:

TRASSMÖRTEL.

Von

H. Burchartz,

ständigem Mitarbeiter der Abteilung für Baumaterialprüfung
am Kgl. Materialprüfungsamt zu Groß-Lichterfelde West.

Preis M. —,80.

Zu beziehen durch jede Buchhandlung.

Auf das Konstruktionsbureau einer ersten süddeutschen Eisenbetonfirma (nicht für Baustelle) wird ein

akademisch gebildeter Bau-Ingenieur

als Statiker (Stat. unbestimmte Systeme) zum sofortigen Eintritt oder später gesucht. Angebote werden von solchen Herren Bewerbern erwartet, welche bereits anderweitig nachweislich mit Erfolg diese Arbeiten geleistet haben. Lebenslauf und Zeugnis-Ab-schriften mit Angabe der Gehaltsansprüche wollen unter *A. B. 27* an die Expedition dieser Zeitschrift eingereicht werden.

Eisenhandlung M. BROH, Danzig

Telephon Nr. 146.

Steindamm Nr. 2.

Bedeutendes Lager in:

Walzeisen, Eisenblechen, Eisenwaren, Metallen etc. etc.

SPEZIALITÄT:

Moniereisen in allen möglichen Längenmaßen für Betonbau.