

ARMIERTER BETON.

1910. NOVEMBER.

INHALT:

- Die Berechnung der Tragfähigkeit gerammter Pfähle. Von Ingenieur Richard Kafka (Wien). S. 415.
- Beitrag zur Theorie der Vierendeelschen Träger. Statische Untersuchung von Fachwerkträgern mit einzelnen vollwandigen Feldern. Von Dipl.-Ing. Henri Marcus (Düsseldorf). S. 422.
- Der Neubau der Dresdener Augustus-Brücke — vornehmlich die in Eisenbeton ausgeführten Masten und Kandelaber des Neubaus. Von Professor M. Foerster (Dresden). S. 429.
- Berichtigung und Nachträge zu dem Aufsatz „Der zulässige Verlauf von Stützlinsen in Betonbögen bei Berücksichtigung der Unhomogenität des Materials“. Von Reg.-Baumstr. R. Sonntag (Düsseldorf). S. 434.
- Neue Versuche. Besprochen von Dr.-Ing. E. Probst (Berlin). S. 435.
- Zur Wirkung des elektrischen Stromes auf Beton und Eisenbeton (Nachtrag). Von Fritz l'Allemand (Berlin). S. 439.
- Literaturschau. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden). S. 440.
- Tagung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands. S. 446.
- Fragekasten. S. 447. — Mitteilungen über Patente. S. 447. — Verschiedene Mitteilungen. S. 448. — Bücherbesprechungen. S. 449. — Neue Bücher. S. 450.

DIE BERECHNUNG DER TRAGFÄHIGKEIT GERAMMTER PFÄHLE.

Von Ingenieur Richard Kafka (Wien).

I. Einleitende Bemerkungen.

Bekanntlich sind beim Rammen sowohl die Rammkörper, d. s. Pfahl und Rammbar, als auch das Erdreich bleibenden und elastischen Formänderungen unterworfen. Doch soll im folgenden die Deformation des Rammbaren als verschwindend klein gegenüber der Deformation des Pfahles unberücksichtigt bleiben, ferner soll die bleibende Deformation des Pfahles nicht besonders berücksichtigt, sondern ihre Größe gemeinschaftlich mit der bleibenden Formänderung des Erdreiches durch das Zeichen r in die Rechnung eingeführt werden. Letztere Annahme erscheint gerechtfertigt, da alle gebräuchlichen Methoden zum Messen der Eindringungsgrößen stets neben der bleibenden Zusammendrückung des Baubodens gleichzeitig auch die des Pfahles ergeben. Übrigens ist letztere Größe immer sehr klein, anderenfalls ein solcher Pfahl zum Rammen überhaupt nicht verwendet werden könnte. Weiter sollen auch jene Arbeitsverluste nicht besonders behandelt werden — die Begründung folgt später —, welche sich aus den verschiedenen Reibungsverlusten, aus der Überwindung der Trägheit der Pfahlmasse usw. ergeben.

Für die Berechnung des Eindringungswiderstandes kommen also als wesentlichste Größen in Betracht:

- r die bleibende Zusammendrückung des Erdreiches und des Pfahles,
- e_1 die elastische Zusammendrückung des Pfahles und
- e_2 die elastische Zusammendrückung des Erdreiches.

In den bekannten Rammformeln erscheint nur die bleibende Zusammendrückung des Erdreiches

und in einigen wenigen auch die elastische Pfahldeformation berücksichtigt, und es bleibt daher der Wahl des Sicherheitsgrades vorbehalten, diesen Mangel der Berechnung bei der praktischen Ausführung zu berücksichtigen. Allerdings kann bei näherem Eingehen auf die bekannten Rammformeln bei der Mehrzahl derselben das Bedenken nicht unterdrückt werden, daß bei der Ableitung derselben ein klares Bild des Rammvorganges überhaupt fehlte, und daß daher der bei Rammungen in der Regel eingehaltene hohe Sicherheitsgrad zum größten Teil den ungeklärten statischen Verhältnissen zuzuschreiben ist

Wie verschieden die solchen ungeklärten Verhältnissen entspringenden Rechnungsergebnisse sind; ist einer im „Handbuch für Eisenbetonbau“ von Oberbaurat v. Emperger veröffentlichten Zusammenstellung äußerst übersichtlich zu entnehmen. In derselben sind für ein und denselben Pfahl die Eindringungswiderstände nach sechs verschiedenen Formeln (Eytelwein, Weisbach, Brix, Wellington, Stern, Hurtzig) als Funktion der bleibenden Eindringung in einem rechtwinkligen Achsensystem aufgetragen. Diese Darstellung gibt für den dort behandelten Holzpfahl folgendes Ergebnis: Für das Gebiet der großen Eindringungen (z. B. für $r = 15$ mm pro Rammschlag) ist die Reihenfolge der Eindringungswiderstände — vom kleinsten zum größten geordnet — wie folgt:

1. Brix, Hurtzig . . . etwa 8 t,
2. Wellington . . . „ 10 t,
3. Eytelwein . . . „ 13 t,
4. Stern . . . „ 18 t,
5. Weisbach . . . „ 30 t.

Für das Gebiet der kleinen Eindringungen hingegen (etwa für $\tau = 2$ mm) ergibt sich folgende Reihenfolge:

- 1. Hurtzig etwa 10 t,
- 2. Wellington „ 13 t,
- 3. Brix „ 40 t,
- 4. Stern „ 52 t,
- 5. Weisbach „ 82 t,
- 6. Eytelwein „ 112 t.

Durch diese Zahlen erübrigt sich jede weitere Erklärung. Wenn nun noch berücksichtigt wird, daß außer den großen relativen Unterschieden selbst zwischen den Ergebnissen der als wissenschaftlich anerkannten Formeln (Stern, Weisbach, Eytelwein) auch noch absolute Fehlerquellen wegen Nichtberücksichtigung der Elastizität des Baubodens vorhanden sind, so kann über die Ungelährtheit der statischen Verhältnisse sowie über die Notwendigkeit einer Klarlegung derselben wohl kein Zweifel sein. Dank den eingehenden Arbeiten Baudirektors Stern*) sind die Grundlagen gegeben, auf welchen bei der Behandlung dieser Fragen weiter gebaut werden muß.

In dem zunächst folgenden Abschnitte wird eine gedrängte kritische Besprechung der bekannten wissenschaftlichen Rammformeln gegeben. In dem zweitnächsten Abschnitte sind alle jene Verhältnisse allgemeiner und besonderer Natur besprochen, die zur Begründung und Klarlegung der neuen, auch das elastische Verhalten des Baubodens berücksichtigenden Berechnung erforderlich sind. Schließlich werden die allgemein entwickelten Formeln an der Hand einiger der Bau- praxis des Verfassers entlehnter Beispiele besprochen und die Schlußfolgerungen aus den vorstehenden Darlegungen gezogen.

II. Berechnung des Eindringungswiderstandes ohne Berücksichtigung der Elastizität des Baubodens.

Bezeichnen: R das Rammbürgewicht (kg), Q das Pfahlgewicht (kg), h die Hubhöhe (cm), τ die einem Rammschlage entsprechende Eindringungsgröße (cm) und η die Stoßelastizitätsziffer ($0 < \eta < 1$), so lautet der Ausdruck für die kinetische Energie des Rammstoßes unter der Annahme vollkommen starrer Rammkörper:

$$\mathcal{N}_s = R h \frac{R}{R + Q} \dots \dots \dots (1)$$

unter der Annahme unvollkommen elastischer Rammkörper:

$$\mathcal{N}_\eta = R h \frac{R + \eta^2 Q}{R + Q} \dots \dots \dots (2)$$

und unter der Voraussetzung vollkommener Elastizität:

$$\mathcal{N}_s = R h \dots \dots \dots (3)$$

Es ist ohne weiteres zu ersehen, daß

$$\mathcal{N}_s < \mathcal{N}_\eta < \mathcal{N}_s \dots \dots \dots (4)$$

und zwar verhält sich

$$\mathcal{N}_s : \mathcal{N}_\eta : \mathcal{N}_s = R : (R + \eta^2 Q) : (R + Q) \dots \dots (5)$$

Der von einigen Autoren behandelte Fall vollkommen unelastischer Körper, bei welchen also nur bleibende Deformationen auftreten, welche Eigenschaft mitunter auch als plastisch bezeichnet wird, ist hinsichtlich der beim Rammen erzielten kinetischen Energie mit den starren Rammkörpern identisch.*)

Übrigens sagt Grashof**) ganz richtig, daß es unzulässig ist, die Körper in vollkommen und unvollkommen elastische zu unterscheiden, da dieselben Körper bei kleinen Formänderungen sich vollkommen, bei großen sich unvollkommen elastisch verhalten können. Es darf höchstens von sehr elastischen und wenig elastischen Körpern gesprochen werden.

Die kinetische Energie des Rammstoßes wird bekanntlich zum Teil zu einer bleibenden, zum Teil zu einer elastischen Deformationsarbeit aufgebraucht, von denen die erstere gewöhnlich als nutzbare Arbeit (N), die letztere als „verlorene“ Arbeit (B) bezeichnet wird. Wenn auch hier — wie allgemein üblich — unter B bloß die Arbeit der inneren Kräfte (Spannungen) verstanden wird, so darf nicht übersehen werden, daß beim Rammen auch noch andere Arbeitsverluste auftreten. Hierbei ist zwischen solchen zu unterscheiden, die vor, und solchen, die nach dem Rammschlage in Erscheinung treten. Zu den ersteren gehören z. B. die Reibungswiderstände an der Rolle, an den Führungen des Rammbaren und des Pfahles, der Luftwiderstand, die Seil- oder Kettensteifigkeit usw. Durch dieselben wird die kinetische Energie des Rammstoßes verringert und sohin ein entsprechend kleineres Eindringungsmaß τ erzielt. Eine Berücksichtigung dieser Arbeitsverluste läßt sich durch Einführung des von der Gattung der Ramme abhängigen Wirkungsgrades oder durch Wahl eines entsprechend hohen Sicherheitsgrades erreichen. Von Wichtigkeit ist vor allem die Erkenntnis, daß die rechnerische Vernachlässigung der erwähnten Arbeitsverluste in doppelter Hinsicht eine den rechnungsmäßigen Eindringungswiderstand vergrößernde Fehlerquelle enthält. Erstens wird für die dem Eindringungswiderstande

*) Finger: „Elemente der Reinen Mechanik“ Wien Alfred Hölder.

**) Grashof: „Festigkeitslehre“, 1866, Berlin, Rudolf Gaertner.

*) Stern, Das Problem der Pfahlbelastung, Berlin, W. Ernst & Sohn 1906.

direkt proportionale kinetische Energie ein zu großer Wert eingesetzt, und zweitens wird die dem Eindringungswiderstande umgekehrt proportionale, durch die besprochenen Arbeitsverluste verkleinerte Eindringungsgröße τ eingeführt.

Zu den Arbeitsverlusten, welche nach dem Rammsschlage auftreten, gehören außer den ganz unwesentlichen Verlusten durch Umwandlung eines Teiles der kinetischen Energie in Wärme, Schall usw. noch jene Arbeitsverluste, welche durch die Überwindung der Trägheit der Pfahlmasse, der Mantelreibung und der zwischen Erdreich und Pfahl auftretenden Haftkraft entstehen. Durch diese Arbeitsverluste wird das Eindringungsmaß τ gleichfalls verkleinert, da sie jedoch erst nach dem Rammsschlage zur Wirkung kommen und sohin die theoretisch berechnete Größe der kinetischen Energie unbeeinflusst lassen, so ist hier eine Unstimmigkeit zwischen dem errechneten und dem tatsächlichen Eindringungswiderstand, wie oben besprochen, nicht möglich.

Im allgemeinen lautet die zur Berechnung des Gesamteindringungswiderstandes eines Pfahles dienende Arbeitsgleichung:

$$\mathfrak{N} = N + \mathfrak{B} \dots \dots \dots (6)$$

da

$$N = (W - R - Q) \tau \dots \dots \dots (7)$$

so ist

$$\mathfrak{N} = (W - R - Q) \tau + \mathfrak{B} \dots \dots \dots (8)$$

und

$$W = \frac{\mathfrak{N} - \mathfrak{B}}{\tau} + R + Q \dots \dots \dots (9)$$

Unter der Annahme starrer, unvollkommen elastischer und vollkommen elastischer Rammkörper ergeben sich bei Benützung des bekannten Ausdruckes für die Formänderungsarbeit

$$\mathfrak{B} = \frac{1}{2} W^2 \cdot z \dots \dots \dots (10)$$

wobei

$$z = \frac{L}{FE}$$

den Verkürzungsfaktor bedeutet, folgende Gleichungen zur Berechnung des Eindringungswiderstandes:

$$W_s = \frac{R^2 h}{(R+Q)\tau} + R + Q \dots \dots \dots (11)$$

$$W_{\eta} = \frac{\tau}{z} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2z}{\tau} \left[(R+Q) + \frac{Rh}{\tau} \cdot \frac{R+\eta^2 Q}{R+Q} \right]} \right] \dots \dots \dots (12)$$

$$W_{\epsilon} = \frac{\tau}{z} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2z}{\tau} \left(R+Q + \frac{Rh}{\tau} \right)} \right] \dots \dots \dots (13)$$

Durch Einführung der Kürzezeichen

$$A = 2z(R+Q) \dots \dots \dots (a)$$

$$B = \frac{2zR(R+\eta^2 Q)}{R+Q} \dots \dots \dots (b)$$

$$C = 2zR \dots \dots \dots (c)$$

erhalten diese Gleichungen folgende vereinfachte Form

$$W_s = \frac{R^2 h}{(R+Q)\tau} + R + Q \dots \dots \dots (14) \equiv (11)$$

$$W_{\eta} = \frac{1}{z} \left[-\tau + \sqrt{\tau^2 + A\tau + B h} \right] \dots \dots \dots (15) \equiv (12)$$

$$W_{\epsilon} = \frac{1}{z} \left[-\tau + \sqrt{\tau^2 + A\tau + C h} \right] \dots \dots \dots (16) \equiv (13)$$

Umgekehrt läßt sich aus diesen Gleichungen bei gegebenen Rammkörpern und für einen bestimmten Eindringungswiderstand \mathfrak{N} das zugehörige Eindringungsmaß τ , wie folgt, berechnen:

$$\tau_s = \frac{R^2 h}{(R+Q)(W_s - R - Q)} \dots \dots \dots (17)$$

$$\tau_{\eta} = \frac{B h - z^2 W^2}{2zW - A} \dots \dots \dots (18)$$

$$\tau_{\epsilon} = \frac{C \cdot h - z^2 W^2}{2zW - A} \dots \dots \dots (19)$$

Die allgemein gültige Gleichung (9) läßt erkennen, daß alle jene Rammformeln, welche das elastische Verhalten des Pfahles nicht berücksichtigen, welche also unzutreffenderweise $\mathfrak{B} = 0$ annehmen, wie z. B. die Eytelwein-Formel, für solche Fälle, wo die elastische Deformation schon eine erhebliche Größe erlangt hat, d. i. also für kleine Eindringungen, einen zu großen Eindringungswiderstand ergeben. Nun ist allerdings \mathfrak{N}_s klein; der durch die Vernachlässigung von \mathfrak{B} begangene Fehler wird daher zum Teil kompensiert. Da jedoch \mathfrak{N}_s von τ unabhängig ist, während \mathfrak{B} mit abnehmendem τ bedeutend anwächst, so folgt daraus, daß der Einfluß der Vernachlässigung von \mathfrak{B} im Gebiete der kleinen Eindringungen weit überwiegt, ja bekanntlich sogar eine solche Größe erlangen kann, daß die Eytelwein-Formel für $\tau = 0$ den praktisch unmöglichen Wert $W = \infty$ ergibt.

Andererseits schließen diese Formeln im Gebiete der großen Eindringungen, wo also der Einfluß von \mathfrak{B} keine nennenswerte Rolle spielt, einen zu großen Sicherheitsgrad in sich, der wohl viel Bestrickendes für sich hat, der jedoch aus wirtschaftlichen Gründen sicher nicht zu empfehlen ist. Die Anwendung dieser Formeln im Gebiete der großen Eindringungen hätte also nur dann eine Berechtigung, wenn über das elastische

Verhalten der Rammkörper keine zuverlässigen Angaben vorhanden sind, da in einem solchen Falle einem unrichtigen großen Werte aus reinen Sicherheitsgründen ein unrichtiger kleiner Wert vorgezogen wird.

Die diesen Verhältnissen entgegengesetzten werden jene Rammformeln aufweisen, welche unter der Voraussetzung vollkommen elastischer Rammkörper abgeleitet sind, z. B. die Weisbach-Formel.

Es liegt selbstverständlich in der Natur der Sache, daß die Berechnung auf Grund der Voraussetzung unvollkommener Elastizität in der von Stern angegebenen Weise ein den tatsächlichen Verhältnissen am besten entsprechendes Rechnungsergebnis liefert, deren Genauigkeit nur

den genannten Formeln besteht nur der kleine Unterschied, daß sowohl Redtenbacher als auch Weisbach zwischen dem absoluten und dem um $(R + Q)$ verminderten nutzbaren Eindringungswiderstand keinen Unterschied machen. Da aber bekanntlich das Gewicht der Rammkörper gegenüber dem Eindringungswiderstand sehr klein ist, so ist auch der Unterschied zwischen den aus der Allgemeinen Rammformel (für $\eta = 0$ bzw. für $\eta = 1$) und aus der Redtenbacher-, bzw. Weisbach-Formel berechneten Eindringungswiderständen sehr gering. Aus diesem Grunde wird im folgenden die Linie II auch mit Redtenbacher-Linie, die Linie IV auch mit Weisbach-Linie bezeichnet.

In den Diagrammen ist zunächst zu konstatieren, daß die Redtenbacher-Formel die kleinsten

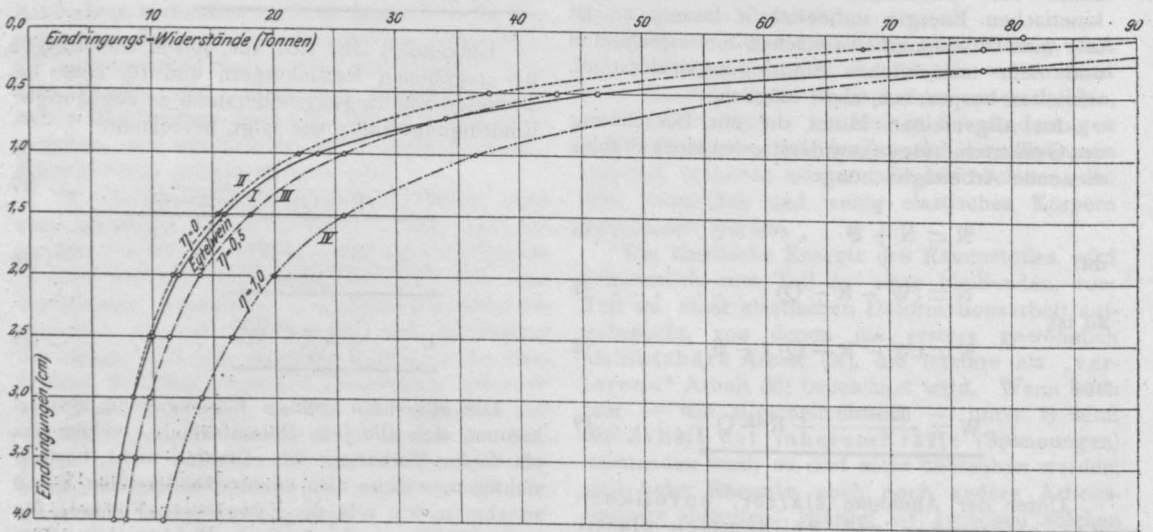


Fig. 1.

von der mehr oder minder zutreffenden Annahme der Stoßelastizitätsziffer abhängt.

Zur besseren Kennzeichnung der eben besprochenen Verhältnisse wurde auch hier die graphische Darstellung gewählt. In der Fig. 1 wurden für $R = 400$ kg, $Q = 300$ kg, $L = 500$ cm,

$$F = \frac{30^2 \pi}{4} = 707 \text{ cm}^2$$

für die Eindringungsgrößen $\tau = 4$ cm abnehmend bis $\tau = 0,0$ die Eindringungswiderstände in einem rechtwinkligen Achsenkreuz aufgetragen. Die Linie I entspricht der Eytelwein-Formel, die Linien II, III und IV entsprechen der Stern-Formel (Allgemeine Rammformel) und zwar für $\eta = 0$, bzw. $\eta = 0,5$, bzw. $\eta = 1,0$.

Die Linie II für $\eta = 0$ stellt mit großer Annäherung die Redtenbacher-Formel dar, während die Linie IV für $\eta = 1$ nahezu mit der Weisbach-Formel identisch ist. Zwischen diesen Linien und

Eindringungswiderstände ergibt. Der Grund hierfür liegt darin, daß Redtenbacher wohl mit starren Rammkörpern ($\eta = 0$), jedoch mit einem elastischen Stoß rechnet, sohin für die kinetische Energie den für starre Rammkörper gültigen kleinen Wert \mathcal{R}_s aus der Gleichung (1), nichtsdestoweniger jedoch mit einem endlichen Wert der Formänderungsarbeit rechnet. Durch diese sich völlig widersprechenden Annahmen wird selbstverständlich in der allgemein gültigen Gleichung (9) der Zähler $(\mathcal{R} - \mathcal{B})$ künstlich verkleinert und demnach auch der Eindringungswiderstand W sehr klein. Diese willkürlich herbeigeführte Verminderung des Rechnungsergebnisses ist offenbar dem Streben nach besonders hohem Sicherheitsgrade entsprungen, doch hält dieselbe keiner wissenschaftlichen Kritik stand. Daß im Bereiche der großen Eindringungen die Werte der Redtenbacher- und der Eytelwein-Linie nahezu zusammenfallen, findet seine Erklärung darin, daß hier der

Einfluß der elastischen Deformation nur ganz gering ist, die Formänderungsarbeit \mathfrak{B} gegenüber \mathfrak{R} vernachlässigt werden kann, wodurch bekanntlich die Voraussetzungen der Eytelwein-Formel gegeben sind.

Ferner ergeben die Diagramme das bekannte Resultat, daß die Allgemeine Rammformel für $\eta > 0$ die Eytelwein-Linie schneidet, so daß letztere von einem bestimmten, von den Rammkörpern und von der Hubhöhe abhängigen Werte τ_{\min} größere Eindringungswiderstände ergibt als die Allgemeine Rammformel. Es unterliegt selbstverständlich keiner Schwierigkeit, diesen Schnittpunkt, der also die Grenze für das Geltungsbereich der Eytelwein-Formel darstellt, auf rein rechnerischem Wege durch seine Koordinaten festzulegen, wie dies in dem „Problem der Pfahlbelastung“ (Seite 182) zum erstenmal durchgeführt erscheint. Nach der angegebenen Quelle erhält man nach einigen Umformungen:

$$\tau_{\min} = \frac{z R^2 h}{\eta \sqrt{2 z R h Q (R+Q) - z (R+Q)^2}} \quad (20)$$

Diese Rechnung kann übrigens immer dann entfallen, wenn es sich um den Eindringungswiderstand im Gebiete der kleinen Eindringungen handelt. Denn die Diagramme zeigen in unzweideutiger Weise, daß der Schnittpunkt eher in das Gebiet der großen und mittelgroßen als in das Gebiet der kleinen Eindringungen fällt. Im vorliegenden Falle liegt der Schnittpunkt (für $\eta = 0,25$) etwa bei $r = 1,3$ cm. In dem im „Handbuch“ veröffentlichten Diagramm liegt dieser Schnittpunkt gleichfalls bei etwa 1,3 cm. Desgleichen wurde in dem im „Problem der Pfahlbelastung“ (Seite 192 u. ff.) veröffentlichten Zahlenbeispiel ein $\tau_{\min} = 1,3$ cm erhalten*). Ebenso ist in allen Fällen der Praxis für ähnliche Verhältnisse ein gleich großer Wert für τ_{\min} erhalten worden, wodurch also die obige Behauptung bewiesen ist, daß die Berechnung des τ_{\min} in der Regel nicht erforderlich ist. Aus demselben Grunde ist natürlich auch jede andere, naturgemäß bloß angenäherte Festlegung des Geltungsbereiches der Eytelwein-Formel entbehrlich. So ist z. B. im „Handbuch für Eisenbetonbau“ der Vorschlag gemacht, die Eytelwein-Linie nur bis zu jenem Punkte gelten zu lassen, der dem Berührungspunkte jener Tangente entspricht, welche von dem aus der Allgemeinen oder aus der Weisbach-Formel berechneten W_{\max} an die Eytelwein-Linie gezogen wird. Diese Annäherung, die übrigens ganz willkürlich gewählt ist, wird um so eher entbehrlich als die genaue, wissenschaftliche Festlegung keine größere Rechnungsarbeit erfordert.

*) Durch einen Druckfehler ist dort ein $r = 0,4$ cm ausgewiesen.

Es sei noch mit wenigen Worten auf die Notwendigkeit verwiesen, mit einer kleinen Stoßelastizitätsziffer zu rechnen, falls der genaue Wert nicht bekannt sein sollte. In dem Diagramme (Fig. 2) wurde für die Abszissenwerte $\eta = 0, 0,25, 0,50, 0,75$ und $1,0$ der jeweilig entsprechende Wert der kinetischen Energie \mathfrak{R}_η in einem

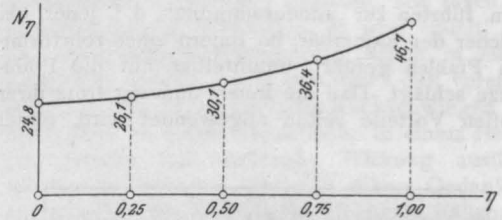


Fig. 2.

rechtwinkligen Koordinatensystem als Ordinate aufgetragen. Da die bekannte Bedingung der Hyperbelgleichung (Diskriminante negativ) hier erfüllt ist, erhält man auf diese Weise eine Hyperbel. Zur Auswertung wurde einem konkreten Falle entnommen: $R = 335$ kg, $Q = 300$ kg und $h = 140$ cm. Das Diagramm zeigt deutlich den Einfluß eines wachsenden η und liefert den Beweis für die Angemessenheit des in der Praxis in der Regel eingehaltenen Wertes $\eta = 0,25$.

Wie bereits an der Hand der Gleichung (9) besprochen wurde, hängt der Eindringungswiderstand eines Pfahles wesentlich von der Größe der

Deformationsarbeit ab. Es ist daher ein Gebot der Wirtschaftlichkeit, die „verlorene Arbeit“ durch entsprechende Maßnahmen möglichst zu reduzieren. Aus der Gleichung (10) ist zu ersehen, daß die Deformationsarbeit um so kleiner ist, je kürzer der Pfahl, je größer sein Querschnitt und je größer sein Elastizitätsmodul ist. In dieser Hinsicht müssen fast alle



Fig. 3.

derzeit gebräuchlichen Pfähle als äußerst unwirtschaftlich bezeichnet werden. Insbesondere gilt dies für die zylindrischen Pfähle, da dieselben wegen der für ihre einwandfreie statische Wirkung notwendigen Herabführung bis auf eine genügend tragfähige Schichte in der Regel sehr schlank sind. Die Bestrebungen, die elastische Pfahldformation möglichst zu verringern, führten zur „Innenrammung“, d. i. jener, bei welcher der Rammbar, im Innern eines rohrförmigen Pfahles geführt, unmittelbar auf die Pfahlspitze schlägt. Daß die Innenrammung trotz ihrer großen Vorteile selten angewendet wird, findet



Fig. 4.

seine natürliche Erklärung darin, daß die meisten Pfahlssysteme dieselbe von vornherein ausschließen. Unter den modernen Pfahlssystemen gestatten insbesondere die Beton-Blechrohrpfähle die Innenrammung in äußerst einfacher Weise. Nichtsdestoweniger ist auch hier vorläufig nur eine vereinzelte Anwendung zu verzeichnen. Hier liegt nämlich die Schwierigkeit in der konstruktiven Durchbildung des verjüngt geformten Rammkernes, insbesondere in der Verbindung des Kernschafes mit der Pfahlspitze. Diese Verbindung wird ziemlich rasch beim Rammen zerstört und zwar um so rascher, in je weicheren Bodenschichten die Pfahlspitze im Vergleich zum konischen Pfahlschafte sitzt. In einem solchen Falle hat naturgemäß die Spitze das Bestreben, unter der Einwirkung des Ramm-schlages tief einzudringen, während der konische Pfahlschaft infolge des großen Verdrängungs-widerstandes des ihn umgebenden Bodens zurück-

bleiben will. Bei zylindrischen Pfählen ist dieser Nachteil selbstverständlich nicht vorhanden.

Dem Verfasser ist nur ein Fall bekannt, wo eine Fundierung mit Beton-Blechrohrpfählen mittels Innenrammung bewirkt wurde. Derselbe betrifft eine von der Firma Prochnicki & Reinberg ausgeführte Gründung einer Kirche in Warschau (mit etwa 630 Pfählen). Außer der erwähnten günstigen Rammwirkung konnte der Verfasser hierbei insbesondere auch die bequeme Handhabung mit den Rammkernen sowie eine bedeutende Herab-minderung des jeder Rammung innewohnenden Gefahrenmoments konstatieren. Die Fig. 3 zeigt die Rammung eines solchen Pfahles; es ragen eben noch die Führungen des Rammbaren über das Erdreich hinaus; in der Fig. 4 ist ein Rammkern und ein Blechrohr im Vordergrund ersichtlich.

Die Innenrammung ist übrigens altbekannt. Laut „Handbuch der Ingenieurwissenschaften“ (Der Grundbau, S. 45, 3. Auflage) haben die Ingenieure Legrand und Sutcliff diese bereits im Jahre 1879 bei eisernen Hohlpfählen, die zur Erhöhung der Tragkraft mit Beton ausgefüllt wurden, angewendet, wodurch also gewissermaßen die — allerdings sehr kostspieligen — Vorläufer der Beton-Blechrohrpfähle geschaffen wurden.

Durch das folgende Beispiel soll ziffernmäßig der große Unterschied zwischen der Deformationsarbeit eines Pfahles bei Außen- und Innenrammung gezeigt werden.

Für einen Holzpfahl von $L = 600$ cm, mittlerem $F = 1000$ cm² und $E = 100\,000$ kg/cm² beträgt bei einem Eindringungswiderstand von $W = 40\,000$ kg die Deformationsarbeit des Pfahles

$$\mathfrak{B} = \frac{1}{2} \frac{40\,000^2 \times 600}{1000 \times 100\,000} = 4800 \text{ kgcm,}$$

während bei einer Innenrammung (mit Stahlgußspitze) für $L = 60$ cm, mittlerer Fläche $F = 450$ cm² (entsprechend dem Schwerpunktsquerschnitt der kegelförmigen Pfahlspitze), $E = 2\,200\,000$ kg/cm² die Größe der Formänderungsarbeit sich mit

$$\mathfrak{B} = \frac{1}{2} \frac{40\,000^2 \times 60}{450 \times 2\,200\,000} \doteq 100 \text{ kgcm,}$$

ergibt.

III. Berechnung des Eindringungswiderstandes mit Berücksichtigung der Elastizität des Baubodens.

Wie bereits erwähnt, wird ein wesentlicher Arbeitsverlust beim Rammen auch durch die elastische Formänderung des Bodens hervorgerufen. Derselbe ist, wie den Berichten der einschlägigen Literatur entnommen werden kann, manchmal so groß, daß eine bleibende Eindringung durch das Rammen überhaupt nicht erzielt werden kann. Sobald nämlich der Stoßdruck durch

den Pfahl auf das Erdreich sich übertragen hat, pflanzt sich derselbe je nach der Bodengattung und je nach der Intensität des Rammschlages, strahlenförmig vom Pfahle ausgehend, in stärkeren oder schwächeren Bodenschwingungen im Erdreiche fort. Dieselben kehren, einer Wellenbewe-

dem darauf ruhenden Rammhären, wodurch sohin eine ganz bedeutende Verminderung des Ramm-effektes eintritt.

Dieser Sachverhalt deutet den Weg an, durch welche Maßnahmen der ungünstige Einfluß der Elastizität des Erdreiches auf den Ramm-effekt gemildert werden kann. Werden nämlich schwere Rammhären mit geringer Hubhöhe und rasch folgenden Schlägen verwendet, so wird erzielt, daß der nachfolgende Rammschlag schon in einem Zeitpunkte erfolgt, bevor das durch den vorangehenden Schlag hervorgerufene Rückschwingen des Baubodens zu seiner Gänze seine in einem Heben des Pfahles sich äußernde Wirkung ausüben konnte. In weiterem Verfolge dieses Gedankens ergibt sich von selbst, daß in jenen Fällen, in welchen die Absenkung eines Pfahles durch Rammen überhaupt nicht möglich ist, eine stetig wirkende, ruhende Belastung den erwünschten Erfolg haben muß. So z. B. wurden aus den angeführten Gründen laut einem Berichte in „Engineering News“ 1888, S. 510 im Schlamme des Hudson die Pfähle durch eine angehängte Last von einem Prahm aus hinabgedrückt. Wenn auch bei Anwendung einer ruhenden Last eine elastische Formänderung des Erdreiches gleichfalls auftritt, so erscheint dieselbe ohne jene begleitenden Nebenumstände, deren Zusammenwirken eben das Rammen ganz illusorisch machen kann. Ferner ist noch zu beachten, daß durch eine ruhende Last gewisse die Rammung in ungünstigem Sinne beeinflussende Nebenwiderstände des Bodens, wie z. B. eine große Haftfähigkeit zwischen Erdreich und Pfahl viel leichter überwunden werden können wie durch eine momentan wirkende Kraft.

Die Anordnung schwerer Rammhären mit geringer Hubhöhe und rasch folgenden Schlägen läßt sich naturgemäß nur durch eine maschinelle Rammung erzielen. In dieser Hinsicht hatte der Verfasser mit einem direkt wirkenden Dampf-rammhären (Patent der Firma Menck & Hambroek in Hamburg-Altona) bei zahlreichen Pfahlgründungen ausgezeichnete Erfolge. Die Figuren geben Darstellungen von verschiedenen, mit diesem Rammhären durch die Wiener Betonbauunternehmung A. Porr unter der Leitung des Verfassers ausgeführten Gründungen mittels Beton-Blechrohrpfählen. Fig. 5 zeigt ein Baubild der Fundierung einer aus drei Objekten bestehenden Wohnhausgruppe in Wien IX. Bei dieser Fundierung wurden, wie ersichtlich, außer dem direkt wirkenden Rammhären auch gewöhnliche Zugrammen angewendet.

(Fortsetzung folgt.)

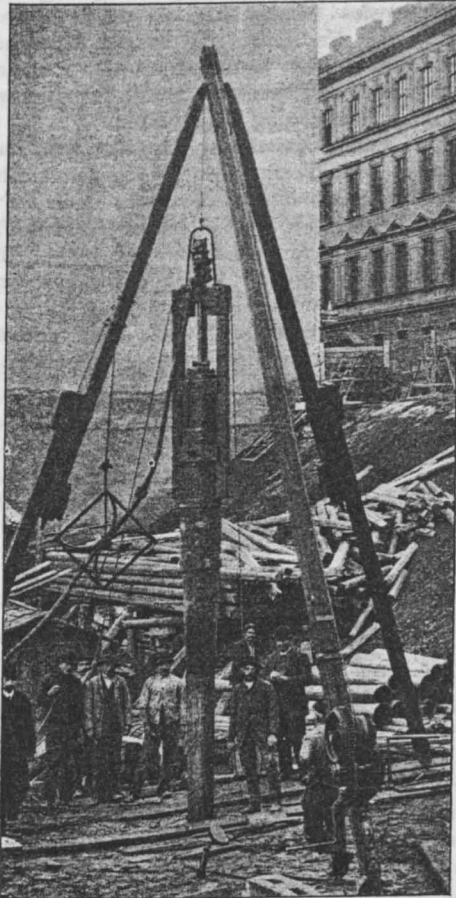


Fig. 5.

gung vergleichbar, wieder zu ihrem Ausgangspunkt zurück und wiederholen dieses Spiel so lange, bis sich ein Gleichgewichtszustand gebildet hat. In jenen Fällen, wo das Rückschwingen und demnach auch die lotrechte Komponente des hierdurch auf den Pfahl ausgeübten Bodendruckes sehr groß ist, bewirkt letztere unmittelbar nach dem Rammschlag ein auch mit unbewaffnetem Auge zu beobachtendes Heben des Pfahles samt

BEITRAG ZUR THEORIE DER VIERENDEELSCHEN TRÄGER.

Statische Untersuchung von Fachwerkträgern mit einzelnen vollwandigen Feldern.

Von Dipl.-Ing. Henri Marcus (Düsseldorf).

Anlässlich der Veröffentlichung eines Beitrages zur Theorie der Vierendeelträger*) hatte der Verfasser die Gelegenheit, um eine Anfrage aus dem Leserkreis dieser Zeitschrift zu beantworten, seine Untersuchungen auf Fachwerkträger mit teilweise vollwandigen Feldern auszudehnen. Solche

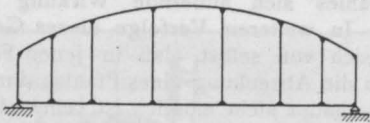


Fig. 1.

Trägerarten werden neuerdings, besonders im Hochbau, häufig verwendet, und da ihre statischen Eigenschaften in der technischen Literatur keiner genaueren Prüfung unterworfen worden sind, so möge hier, in Ergänzung der früheren Untersuchungen, der Gang einer eingehenden Berechnung an der Hand von Beispielen kurz erläutert werden.

Die Notwendigkeit einer vollwandigen Ausbildung kommt meistens nur bei Endfeldern in

spannungen nicht ausreichen. Besonders bei Eisenbetonfachwerken bedingt die geringe Scherfestigkeit des Betons eine so starke Dimensionierung der Endstäbe, daß es aus ästhetischen, konstruktiven und wirtschaftlichen Gründen zugleich weit vorteilhafter erscheint, das ganze Endfeld ohne Aussparung auszuführen.

Eine solche Anordnung wird sich immer nötig erweisen, sobald ein größerer Raum durch das Fachwerk überspannt werden soll, denn die Verkleinerung der Feldweite in den Endfeldern (Fig. 1), wie sie Prof. Vierendeel selbst vorschlägt,*) dürfte kaum eine genügende Verringerung der Schubspannungen gewährleisten können.

Bei der Untersuchung eines Fachwerkträgers mit vollwandigen Endfeldern kann folgender Weg eingeschlagen werden.

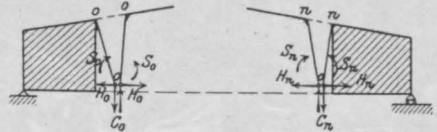


Fig. 3.

Man denke sich das Trägersystem durch den in Fig. 2 dargestellten Schnitt a, b, c d in zwei Teile zerlegt: der obere Teil wird als ein kontinuierlicher Rahmenträger mit elastischer Stützung, der untere Teil als ein einfacher Balken aufgefaßt, die Spannkraften an den Schnittstellen werden durch die drei Gruppen von Kraftgrößen C_m , H_m und S_m dargestellt. Besondere Beachtung verdient der Anschluß des Obergurtes an den vollwandigen Endfeldern. Wir stellen uns an jeder Seite der Schnittstelle (Fig. 3) eine starre Scheibe vor, an deren Endpunkt O die zwei Kräfte C_0 , H_0 bzw. C_n , H_n und das Kräftepaar S_0 bzw. S_n zum Ersatz der Spannkraften wirken mögen: der Punkt O sei hierbei so gewählt, daß er mit dem Anschlußpunkt des Unterzuges an den vollwandigen Endfeldern zusammenfällt.

Wir betrachten nun die Trägergebilde I und II (Fig. 4 u. 5), welche wir die stellvertretenden Balken des Obergurtes und des Unterzuges nennen wollen. Der erstere habe die Spannweite $L' = L - (u + v)$, — wo u und v die Feldweite der Endfelder bedeuten — und trage die Lasten P^0 des Obergurtes: seine Auflagerreaktionen, Quer-

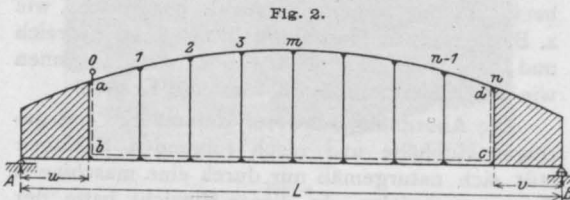


Fig. 2.

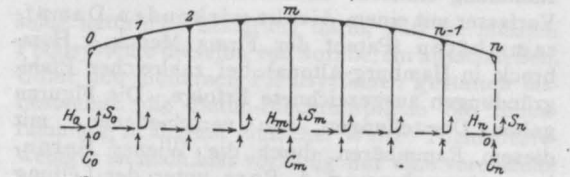


Fig. 2 a.

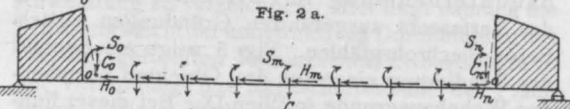


Fig. 2 b.

Betracht, weil die mittleren Gurtquerschnitte, welche nur mit Rücksicht auf Achsialkräfte und Biegemomente bemessen worden sind, im allgemeinen zur Aufnahme der beträchtlichen Schub-

*) „Beitrag zur Theorie der Vierendeelschen Träger“ Armierter Beton, Jahrgang III, Heft 5, 6, 7.

*) Théorie générale des poutres Vierendeel, par M. A. Vierendeel. Mémoires de la société des Ingénieurs civils de France, August 1900.

kräfte und Biegemomente seien mit A^0, B^0, Q_0^0 und M_0^0 bezeichnet. Der zweite Balken habe die gesamte Spannweite L des Fachwerkträgers und trage nebst den Lasten P^u des Untergurtes, auch die Auflagerdrücke A^0 und B^0 des ersten stellvertretenden Balkens: dieser Belastung mögen die Querkräfte und Biegemomente Q_0^u und M_0^u entsprechen.

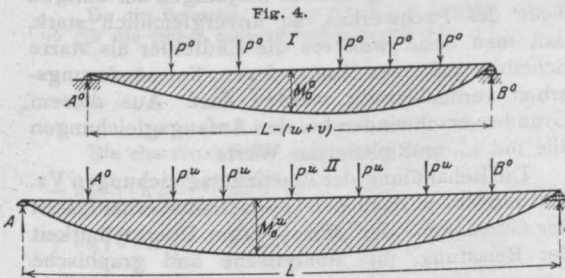


Fig. 5.

Anschließend an unsere frühere Veröffentlichung, welche wir als dem Leser bekannt voraussetzen und deren charakteristische Bezeichnungen hier beibehalten werden sollen, bilden wir wieder zwischen den Kraftgrößen C, H und S die Fundamentalgleichungen:

$$C_0 = A^0 + C'_0, \\ C_n = B^0 + C_n,$$

$$I \left\{ \begin{aligned} M_1 &= C'_0 \lambda_1 \\ M_2 &= C'_0 (\lambda_1 + \lambda_2) + C_1 \cdot \lambda_2 \\ &\dots \\ M_m &= C'_0 (\lambda_1 + \lambda_2 + \dots + \lambda_m) \\ &\quad + C_1 (\lambda_2 + \lambda_3 + \dots + \lambda_m) + \dots + C_{m-1} \cdot \lambda_m \\ &\text{oder} \\ C_m &= \frac{M'_{m-1}}{\lambda_m} - \frac{M'_m (\lambda_m + \lambda_{m+1})}{\lambda_m \cdot \lambda_{m+1}} + \frac{M'_{m+1}}{\lambda_{m+1}} \end{aligned} \right.$$

$$II \left\{ \begin{aligned} \alpha_1 &= H_0 & M^0 &= M^0_0 + Y_{m-1} + \frac{X_m - Y_{m-1}}{\lambda_m} \cdot x - \frac{\alpha_m}{2} \left(h_{m-1} + \frac{h_m - h_{m-1}}{\lambda_m} x \right) \quad (1a) \\ \alpha_2 &= H_0 + H_1 & M^u &= M^u_0 - Y_{m-1} - \frac{X_m - Y_{m-1}}{\lambda_m} \cdot x - \frac{\alpha_m}{2} \left(h_{m-1} + \frac{h_m - h_{m-1}}{\lambda_m} x \right) \quad (2a) \\ &\dots & & \\ \alpha_m &= H_0 + H_1 + H_2 + \dots + H_{m-1} & M^v &= (Y_m - X_m) + (\alpha_m - \alpha_{m+1}) \left(y - \frac{h_m}{2} \right) \dots \dots \dots (3a) \\ &\text{oder} & & \\ &H_m &= \alpha_{m+1} - \alpha_m \end{aligned} \right.$$

$$III \left\{ \begin{aligned} \beta_1 &= S_0 \\ \beta_2 &= S_0 + S_1 \\ &\dots \\ \beta_m &= S_0 + S_1 + S_2 + \dots + S_{m-1} \\ &\text{oder} \\ S_m &= \beta_{m+1} - \beta_m \end{aligned} \right.$$

Die Gleichungen der Biegemomente M für die Fachwerkstäbe lauten dementsprechend: (Fig. 6):

a) für den m ten Obergurtstab:

$$M^0 = M^0_0 + M'_{m-1} + \frac{M'_m - M'_{m-1}}{\lambda_m} \cdot x - \alpha_m \left(h_{m-1} + \frac{h_m - h_{m-1}}{\lambda_m} \cdot x \right) - \beta_m \quad (1)$$

b) für den m ten Untergurtstab:

$$M^u = M^u_0 - M'_{m-1} - \frac{M'_m - M'_{m-1}}{\lambda_m} \cdot x + \beta_m \quad (2)$$

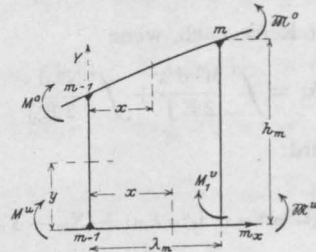


Fig. 6.

c) für den m ten Ständer:

$$M^v = (\beta_m - \beta_{m+1}) + y (\alpha_m - \alpha_{m+1}) \dots \dots \dots (3)$$

oder wenn

$$X_m = M'_m - \beta_m - \alpha_m \frac{h_m}{2} \\ Y_m = M'_m - \beta_{m+1} - \alpha_{m+1} \frac{h_m}{2}$$

eingeführt werden:

$$M^0 = M^0_0 + Y_{m-1} + \frac{X_m - Y_{m-1}}{\lambda_m} \cdot x - \frac{\alpha_m}{2} \left(h_{m-1} + \frac{h_m - h_{m-1}}{\lambda_m} x \right) \quad (1a)$$

$$M^u = M^u_0 - Y_{m-1} - \frac{X_m - Y_{m-1}}{\lambda_m} \cdot x - \frac{\alpha_m}{2} \left(h_{m-1} + \frac{h_m - h_{m-1}}{\lambda_m} x \right) \quad (2a)$$

$$M^v = (Y_m - X_m) + (\alpha_m - \alpha_{m+1}) \left(y - \frac{h_m}{2} \right) \dots \dots \dots (3a)$$

Letztere Gleichungen sind vollständig identisch mit den Gleichungen gleicher Ordnungsziffer in unserer ersten allgemeinen Untersuchung.*) Diese Übereinstimmung ist in einfacher Weise, einerseits durch die Art der Zerlegung des Trägersystems, andererseits durch die Wahl des Punktes 0 der Endscheiben, erzielt worden und es können nun

*) Siehe „Armierter Beton“, Jahrgang III Seite 211.

ohne weiteres, wenn wiederum die Werte X Y und α als statisch unbestimmte Gruppen eingeführt werden, die früher aufgestellten Elastizitätsgleichungen zur Lösung der Aufgabe verwendet werden.

Der besseren Übersicht wegen seien diese Gleichungen hier, unter der Voraussetzung alleiniger lotrechter Belastung, in ihrem Zusammenhang wiedergegeben.

Die Elastizitätsbedingungen:

$$\left. \begin{aligned} E J_c \frac{\partial A_i}{\partial X_m} &= 0 \\ E J_c \frac{\partial A_i}{\partial Y_m} &= 0 \\ E J_c \frac{\partial A_i}{\partial \alpha_m} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (V)$$

Bei näherer Betrachtung dieser Elastizitätsgleichungen, erscheint es zunächst wohl seltsam, daß der Beitrag der Biegemomente der vollwandigen Teile des Fachwerks zur Formänderungsarbeit nicht unmittelbar zum Ausdruck kommt. Diese Eigentümlichkeit findet in folgender Überlegung ihre Erklärung: durch die vollwandige Ausbildung, ist die Querschnittsbemessung der Endfelder, im Vergleich zur derjenigen der übrigen Teile des Fachwerkes, so unvergleichlich stark, daß man ohne weiteres die Endfelder als starre Scheiben auffassen kann, deren Formänderungsarbeit vernachlässigt werden darf. Aus diesem Grunde verschwinden bei den Anfangsgleichungen alle mit h'_0 multiplizierten Werte.

Die Behandlung der Elastizitätsgleichungen Va, Vb und Vc, je nach den Querschnittsverhältnissen der Gurtungen, der Mittel- oder Unmittelbarkeit der Belastung, ihre analytische und graphische Lösung lassen sich ebenso durchführen, wie in unserer früheren Arbeit: es erübrigt sich daher auf die entsprechenden Entwicklungen hier zurückzukommen. Es möge dem Leser überlassen

liefern der Reihe nach, wenn

$$A_i = \int \frac{M^2 ds}{2 E J} + \int \frac{N^2 ds}{2 E J} \dots \dots (IV)$$

gesetzt wird:

$$\left. \begin{aligned} &-\frac{1}{\lambda^2_m} (L^o_m s'_m - L^u_m \lambda'_m) + (X_m - Y_m) h'_m \\ &\quad + \frac{s'_m + \lambda'_m}{6} (Y_{m-1} + 2X_m) - \frac{s'_m - \lambda'_m}{6} \cdot \frac{\alpha_m}{2} (h_{m-1} + 2h_m) \end{aligned} \right\} = 0 \text{ (Va)}$$

$$\left. \begin{aligned} &-\frac{1}{\lambda^2_{m+1}} (R^o_{m+1} s'_{m+1} - R^u_{m+1} \lambda'_{m+1}) + (X_m - Y_m) h'_m \\ &\quad - \frac{s'_{m+1} + \lambda'_{m+1}}{6} (2Y_m + X_{m+1}) + \frac{s'_{m+1} - \lambda'_{m+1}}{6} \cdot \frac{\alpha_{m+1}}{2} (2h_m + h_{m+1}) \end{aligned} \right\} = 0 \text{ (Vb)}$$

$$\left. \begin{aligned} &\frac{\lambda'_m - s'_m}{12} [Y_{m-1} (2h_m - 1 + h_m) + X_m (2h_m + h_{m-1})] \\ &-\frac{1}{12} [\alpha_{m-1} h^2_{m-1} h'_{m-1} + \alpha_{m+1} h^2_m h'_m] \\ &+ \frac{\alpha_m}{12} \left[(s'_m + \lambda'_m) (h^2_{m-1} - 1 + h_m - 1 h_m + h^2_m) + h^2_m - 1 h'_{m-1} - 1 + h^2_m h'_m + 2 J_c \lambda_m \left(\frac{1}{F^o_m \sec \varphi_m} + \frac{1}{F^u_m} \right) \right] \\ &-\frac{1}{2 \lambda^2_m} [h_{m-1} (s'_m R^o_m + \lambda'_m R^u_m) + h_m (s'_m L^o_m + \lambda'_m L^u_m)] \end{aligned} \right\} = 0 \text{ (Vc)}$$

wobei

$$L^o_m = \int_0^{\lambda_m} M^o_0 \bar{x} dx;$$

$$L^u_m = \int_0^{\lambda_m} M^u_0 x dx;$$

$$R^o_m = \int_0^{\lambda_m} M^o_0 (\lambda_m - x) dx;$$

$$R^u_m = \int_0^{\lambda_m} M^u_0 (\lambda_m - x) dx.$$



Fig. 7.

werden, die sinngemäße Anwendung des allgemeinen Verfahrens auf den Sonderfall zu versuchen. Wir gehen sofort zur Berechnung eines Beispiels über.

Beispiel 1 (Fig. 7).

Parallelträger mit 6 gleichen offenen Mittelfeldern und zwei vollwandigen Endfeldern. Die Belastung greift am

Untergurt und beträgt 1000 kg pro Knotenpunkt. Das Fachwerk ist 18-fach statisch unbestimmt.

Die Stäbe mögen alle gleiche Trägheitsmomente haben, es sei also

$$J_c = J^o = J^u = J^v,$$

und auch $h = \lambda$, mithin

$$h' = s' = \lambda' = \lambda.$$

Da die Belastung nur an den Knotenpunkten angreift, so gilt die früher nachgewiesene Beziehung:

$$X_m = Y_m = \frac{M^u_{0m}}{2}.$$

Die charakteristische α -Gleichung lautet:

$$-\alpha_{m-1} \cdot h'_{m-1} - \alpha_{m+1} h'_m + \alpha_m \left[6 \lambda'_m \left(1 + \frac{2 I_m}{h^2} \cdot \frac{F^o_m + F^u_m}{F^o_m \cdot F^u_m} \right) + h'_{m-1} + h'_m \right] \} = 6 \frac{\lambda'_m}{\lambda_m} \cdot \frac{\mathfrak{S}^u_m}{\lambda_m},$$

wobei

$$\mathfrak{S}^u_m = \int_0^{\lambda_m} M^u_0 \cdot dx = \frac{\lambda_m}{2} (M^u_{0m-1} + M^u_{0m}).$$

Hieraus ergibt sich, wenn durch $h' = \lambda'$ gekürzt wird,

$\frac{J}{h^2 F} = 0$ gesetzt, und beachtet wird, daß $h'_0 = h'_6 = 0$ ist, folgendes Gleichungssystem:

$$\begin{aligned} 7\alpha_1 - \alpha_2 &= \frac{3(M^u_{00} + M^u_{01})}{\lambda} \\ -\alpha_1 + 8\alpha_2 - \alpha_3 &= \frac{3}{\lambda} (M^u_{01} + M^u_{02}) \\ -\alpha_2 + 8\alpha_3 - \alpha_4 &= \frac{3}{\lambda} (M^u_{02} + M^u_{03}) \\ -\alpha_3 + 8\alpha_4 - \alpha_5 &= \frac{3}{\lambda} (M^u_{03} + M^u_{04}) \\ -\alpha_4 + 8\alpha_5 - \alpha_6 &= \frac{3}{\lambda} (M^u_{04} + M^u_{05}) \\ -\alpha_5 + 8\alpha_6 &= \frac{3}{\lambda} (M^u_{05} + M^u_{06}) \end{aligned}$$

Die M^u_0 -Werte betragen:

$$\begin{aligned} M^u_{00} &= 3500 \lambda = M^u_{06} \\ M^u_{01} &= (2 \cdot 3500 - 1000) \cdot \lambda = 6000 \lambda = M^u_{05} \\ M^u_{02} &= (3 \cdot 3500 - 3 \cdot 1000) \cdot \lambda = 7500 \lambda = M^u_{04} \\ M^u_{03} &= (4 \cdot 3500 - 6 \cdot 1000) \cdot \lambda = 8000 \lambda \end{aligned}$$

Beachtet man, daß, infolge der Symmetrie

$$\alpha_1 = \alpha_6, \alpha_2 = \alpha_5, \alpha_4 = \alpha_3$$

werden müssen, so geht das α -Gleichungssystem über in:

$$\begin{aligned} 7\alpha_1 - \alpha_2 &= 28500 \text{ kg} \\ -\alpha_1 + 8\alpha_2 - \alpha_3 &= 40500 \text{ „} \\ -\alpha_2 + 7\alpha_3 &= 46500 \text{ „} \end{aligned}$$

Die Auflösung liefert:

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 5020 \text{ kg} \\ \alpha_2 &= 6640 \text{ „} \\ \alpha_3 &= 7600 \text{ „} \\ H &= 5020 \text{ „} \\ H_1 &= 1620 \text{ „} \\ H_2 &= 960 \text{ „} \\ H_3 &= 0. \end{aligned}$$

Die Knotenpunktmomente betragen:

$$\begin{aligned} \mathfrak{M}^o_0 = \mathfrak{M}^u_0 &= \frac{1}{2} (M^u_{00} - \lambda \cdot \alpha_1) = -760 \lambda \\ M^o_1 = M^u_1 &= \frac{1}{2} (M^u_{01} - \lambda \cdot \alpha_1) = +490 \lambda \\ \mathfrak{M}^o_1 = \mathfrak{M}^u_1 &= \frac{1}{2} (M^u_{01} - \lambda \cdot \alpha_2) = -320 \lambda \\ M^o_2 = M^u_2 &= \frac{1}{2} (M^u_{02} - \lambda \cdot \alpha_2) = +430 \lambda \\ \mathfrak{M}^o_2 = \mathfrak{M}^u_2 &= \frac{1}{2} (M^u_{02} - \lambda \cdot \alpha_3) = -50 \lambda \\ M^o_3 = M^u_3 &= \frac{1}{2} (M^u_{03} - \lambda \cdot \alpha_3) = +200 \lambda \end{aligned}$$

$$S_0 = \frac{H_0}{2} \cdot \lambda = 2510 \lambda$$

$$S_1 = \frac{H_1}{2} \cdot \lambda = 810 \text{ „}$$

$$S_2 = \frac{H_2}{2} \cdot \lambda = 480 \text{ „}$$

$$S_3 = \frac{H_3}{2} \cdot \lambda = 0 \text{ „}$$

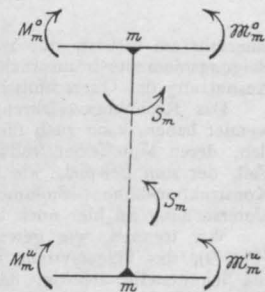


Fig. 7 a.

Zum Vergleich seien die Werte für einen Träger gleicher Anordnung, aber mit ausgesparten Endfeldern, den soeben errechneten gegenübergestellt. Die folgenden Zahlen sind unserer ersten Veröffentlichung entnommen.*)

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 4620 \text{ kg} \\ \alpha_2 &= 6585 \text{ „} \\ \alpha_3 &= 7580 \text{ „} \\ \mathfrak{M}^o_0 &= -560 \lambda \\ M^o_1 &= +690 \text{ „} \\ \mathfrak{M}^o_1 &= -292,5 \text{ „} \\ M^o_2 &= +457,5 \text{ „} \\ \mathfrak{M}^o_2 &= -40 \text{ „} \\ M^o_3 &= +210 \text{ „} \\ S_0 &= +1365 \lambda \\ S_1 &= +982,5 \text{ „} \\ S_2 &= +497,5 \text{ „} \\ S_3 &= +0,0 \text{ „} \end{aligned}$$

*) Armierter Beton, Jahrgang III, Heft 5, S. 216—217.

Die Unterschiede zwischen den entsprechenden Werten der beiden Berechnungen sind nur in unmittelbarer Nähe der Endfelder von Bedeutung, nach der Mitte des Trägers zu, sind sie kaum nennenswert.

Die vollwandige Ausbildung bedingt gewissermaßen eine Einspannung der letzten Gurtsstäbe: daher werden die letzteren auch stärker beansprucht, als die entsprechenden Stäbe des normalen Fachwerkes. Trotz der zum Teil stärkeren Belastung, bedeutet die vollwandige Ausbildung in konstruktiver Hinsicht einen Vorteil, da die Nähe der

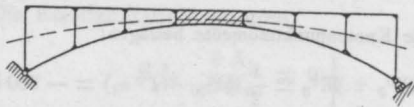


Fig. 8.

Fig. 9 a.

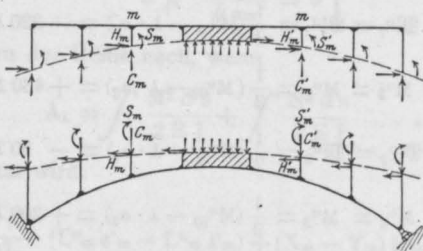


Fig. 9 b.

einerseits am meisten durch Schubkräfte, andererseits durch Biegemomente beanspruchten Querschnitte, eine bessere Ausnutzung der Querschnittsbemessung ermöglicht.

Das Rechenverfahren, welches wir soeben angewendet haben, kann auch für Fachwerkträger benutzt werden, deren Mittelfelder vollwandig ausgebildet sind: ein Fall, der zum Beispiel, wie Fig. 8 zeigt, bei beschränkter Konstruktionshöhe vorkommen dürfte. Die diesbezügliche Untersuchung sei hier noch kurz skizziert.

Wir trennen, wie gewöhnlich, durch einen Schnitt (Fig. 9), das Trägersystem in zwei Hälften und wählen die Schnittstelle derartig, daß die Abschnitte h^o und h^u werden wie $J^o \cos \varphi$: J^u , d. h. wie die lotrechten Trägheitsmomente der zugehörigen Gurtungen verhalten: für den

vollwandigen Teil fällt die Schnittstelle mit der Nulllinie des gesamten Querschnittes zusammen. Dieser vollwandige Teil kann auch wie ein gewöhnliches Feld (Fig. 10) behandelt werden, wenn man den ideellen Gurtungen, bei gleicher Querschnittshöhe h , Trägheitsmomente I^o und I^u zuweist, welche sich zueinander umgekehrt als die Abstände e^o und e^u der Gurtträger von der Nulllinie verhalten: d. h.,

Fig. 9 c.

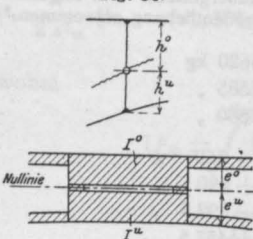


Fig. 10.

wenn J das gesamte Trägheitsmoment des vollen Querschnittes bedeutet, so mögen die Beziehungen gelten:

$$J^o = \frac{J \cdot e^u}{e^u + e^o}; \quad J^u = \frac{J \cdot e^o}{e^u + e^o}.$$

In einem solchen ideellen Feld sind natürlich die Ständer unendlich klein.

Wir bilden nun wieder für die zwei Trägerhälften die einfachen stellvertretenden Balken mit den Auflagerkräften und Biegemomenten A^o, B^o, M^o bzw. A^u, B^u, M^u (Fig. 11 u. 12) und bringen als Ersatz für die Spannkraft an den Schnittstellen, links vom vollwandigen Feld, die Kraftgrößen C_m, H_m und S_m und rechts desselben die Kraftgrößen C'_m, H'_m und S'_m an.

Wirkt die Belastung nur an den Knotenpunkten, so scheiden, wie wir früher in der allgemeinen Untersuchung festgestellt haben*), die Werte C und S von der Berechnung aus, und nur die Werte H sind durch Elastizitätsgleichungen zu bestimmen.

Wir bilden nun die beiden parallelen Gruppen von statisch unbestimmten Größen

$$\alpha_1 = H_0$$

$$\alpha_2 = H_0 + H_1$$

$$\alpha_3 = H_0 + H_1 + H_2$$

$$\alpha_m = H_0 + H_1 + H_2 + \dots + H_{m-1}$$

oder

$$I H_m = \alpha_{m+1} - \alpha_m$$

$$- \alpha'_{n-1} = + H'_n$$

$$- \alpha'_{n-2} = + (H'_{n-1} + H'_n)$$

$$- \alpha'_{n-3} = + (H'_{n-2} + H'_{n-1} + H'_n)$$

$$- \alpha'_m = + (H'_{m+1} + H_{m+2} + H'_{m+3} + \dots + H'_{n-1} + H'_n)$$

oder

$$H'_{m+1} = \alpha'_{m+1} - \alpha'_m$$

Fig. 11.

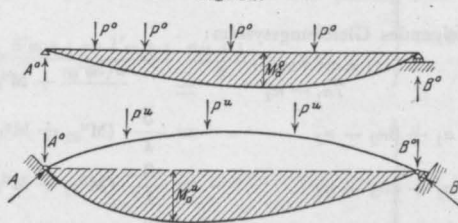


Fig. 12.

und erhalten für die Biegemomente in den Gurtungen die einfachen Gleichungen:

a) für den m ten Obergurtstab

$$M^o = (M^o_0 + M^u_0) \frac{k_m}{1 + k_m} - \alpha_m \left(h^o_{m-1} + \frac{h^o_m - h^o_{m-1}}{\lambda_m} \cdot x \right)$$

b) für den m ten Untergurtstab

$$M^u = \frac{1}{1 + k_m} (M^o_0 + M^u_0) - \alpha_m \left(h^u_{m-1} + \frac{h^u_m - h^u_{m-1}}{\lambda_m} \cdot x \right)$$

c) für den m ten Ständer

$$M^v = (\alpha_m - \alpha_{m+1}) (y - h^u_m).$$

*) Armierter Beton, Jahrgang III. S. 215 u. 244.

Hierbei ist α_m oder α'_m einzusetzen, je nachdem der Stab links, oder rechts vom vollwandigen Teil liegt, und zur k_m der Mittelwert:

$$k_m = \frac{h^0_m}{h^u_m} = \frac{1}{2} \left(\frac{J^0_m \cdot \cos \varphi_m}{J^u_m} + \frac{J^0_m + 1 \cdot \cos \varphi_m + 1}{J^u_m + 1} \right)$$

Für die ideellen Gleichungen der vollwandigen Felder, gelten, da die Ständerhöhe = 0 ist, die Gleichungen:

$$M^0 = (M^0_0 + M^u_0) \frac{e^u}{e^0 + e^u}$$

$$M^u = (M^0_0 + M^u_0) \frac{e^0}{e^0 + e^u}$$

d. h. die Biegemomente im vollwandigen Teil sind unabhängig von den statisch unbestimmten Gruppen, wie es auch die Gleichgewichtsbedingungen an sich erfordern.

Die α -Größen werden wie gewöhnlich aus der Elastizitätsgleichung

$$\frac{\partial A_i}{\partial \alpha_m} = 0$$

ermittelt.

Setzt man nur lotrechte Belastung voraus, so führt diese Gleichung, wenn sie in der Form:

$$3 E J_c \cdot \frac{\partial A_i}{\partial \alpha_m} = 3 \left[\int M \cdot \frac{\partial M}{\partial \alpha_m} \cdot ds \frac{J_c}{J} + \int N \cdot \frac{\partial N}{\partial \alpha_m} \cdot ds \frac{J_c}{F} \right] = 0$$

geschrieben wird, zu folgendem Endergebnis:

$$\left. \begin{aligned} & - [(\alpha_m - 1)(h^2_m - 1 - 3 h^0_m - 1 h^u_m - 1) h'_m - 1 + \alpha_m + 1(h^2_m - 3 h^u_m \cdot h^0_m) h'_m.] \\ & + \alpha_m \left[\frac{\lambda'_m}{1 + k_m} (h^2_m - 1 + h_m - 1 \cdot h_m + h^2_m) + (h^2_m - 1 - 3 h^0_m - 1 \cdot h^u_m - 1) h'_m - 1 \right. \\ & \quad \left. + (h^2_m - 3 h^0_m \cdot h^u_m) h'_m + 3 J_c \cdot \lambda_m \left(\frac{1}{F^0_m \cdot \sec \varphi_m} + \frac{1}{F^u_m} \right) \right] \\ & - \frac{3}{1 + k_m} \cdot \frac{\lambda'_m}{\lambda^2_m} \left[h_m - 1 (R^0_m + R^u_m) + h_m (L^0_m + L^u_m) \right] \end{aligned} \right\} = 0$$

Für den am häufigsten vorkommenden Wert

$$k_m = k = 1, h^0_m = h^u_m = \frac{h^u_m}{2},$$

geht letzte Gleichung über in:

$$\left. \begin{aligned} & - (\alpha_m - 1 \cdot h^2_m - 1 \cdot h'_m - 1 + \alpha_m - 1 \cdot h^2_m \cdot h'_m) \\ & + \alpha_m \left[2 \lambda'_m (h^2_m - 1 + h_m - 1 \cdot h_m + h^2_m) + h^2_m - 1 \cdot h'_m - 1 + h^2_m \cdot h'_m + 12 J_c \cdot \lambda_m \left(\frac{1}{F^0_m \cdot \sec \varphi_m} + \frac{1}{F^0_m} \right) \right] \\ & - 6 \frac{\lambda'_m}{\lambda^2_m} [h_m - 1 (R^0_m + R^u_m) + h_m (L^0_m + L^u_m)] \end{aligned} \right\} = 0$$

Ganz ähnlich läßt sich auch die Elastizitätsbedingung wobei

$$\frac{\partial A_i}{\partial \alpha'_m} = 0$$

ausdrücken, es treten nur an der Stelle der α -Werte die Werte α' .

Die Anwendung unserer Hauptgleichungen möge jetzt ans einem Beispiel gezeigt werden.

Beispiel 2 (Fig. 13).

Parallelträger mit 6 gleichen offenen Mittelfeldern und einem vollwandigen Mittelfeld.

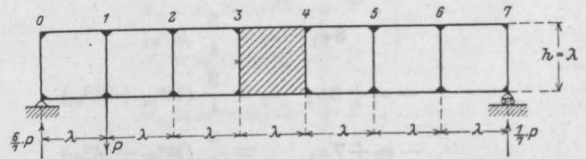


Fig. 13.

Das Fachwerk ist 18fach statisch unbestimmt. Die Stäbe haben alle gleiche Trägheitsmomente, es ist also

$$J_c = J^0 = J^u = J^v,$$

und da $h = \lambda$, mithin auch

$$s' = \lambda' = h' = \lambda.$$

Am ersten Knotenpunkt des Untergurtes greift die Last P an.

Die charakteristische α -Gleichung lautet:

$$- (\alpha_m - 1 \cdot h'_m - 1 + \alpha_m + 1 \cdot h'_m) + \alpha_m \left[6 \lambda'_m + h'_m - 1 + h'_m + 12 \cdot \frac{2 J}{h^2 F} \right] = 6 \frac{\lambda'_m}{\lambda_m} \cdot \frac{\delta^u_m}{\lambda_m}$$

$$\delta^u_m = \int_0^{\lambda_m} M^u_0 \cdot dx$$

$$= \frac{\lambda_m}{2} (M^u_{0m-1} + M^u_{0m}).$$

Hieraus ergibt sich, wenn durch $h' = \lambda'$ gekürzt wird, $\frac{J}{\lambda^2 F}$ vernachlässigt, und beachtet wird daß für den vollwandigen Teil $h'_3 = h'_4 = 0$ ist, folgendes Gleichungssystem:

$$\begin{aligned} 8\alpha_1 - \alpha_2 &= \frac{3}{\lambda} M^{u_{01}} \\ -\alpha_1 + 8\alpha_2 - \alpha_3 &= \frac{3}{\lambda} (M^{u_{01}} + M^{u_{02}}) \\ -\alpha_2 + 7\alpha_3 &= \frac{3}{\lambda} (M^{u_{02}} + M^{u_{03}}) \end{aligned}$$

und analog für die rechte Trägerhälfte:

$$\begin{aligned} +7\alpha'_4 - \alpha'_5 &= \frac{3}{\lambda} (M^{u_{04}} + M^{u_{05}}) \\ -\alpha'_4 + 8\alpha'_5 - \alpha'_6 &= \frac{3}{\lambda} (M^{u_{05}} + M^{u_{06}}) \\ -\alpha'_5 + 8\alpha'_6 &= \frac{3}{\lambda} (M^{u_{06}}). \end{aligned}$$

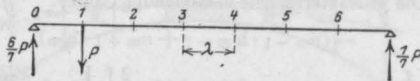


Fig. 13 a.

Die Knotenpunktmomente betragen:

$$\begin{aligned} M^{u_{01}} &= \frac{6}{7} \cdot P \cdot \lambda \\ M^{u_{02}} &= \frac{5}{7} \text{ " } \\ M^{u_{03}} &= \frac{4}{7} \text{ " } \\ M^{u_{04}} &= \frac{3}{7} \text{ " } \\ M^{u_{05}} &= \frac{2}{7} \text{ " } \\ M^{u_{06}} &= \frac{1}{7} \text{ " } \end{aligned}$$

Aus den Gleichungen:

$$\begin{aligned} 8\alpha_1 - \alpha_2 &= 6 \cdot \frac{3}{7} P \\ -\alpha_1 + 8\alpha_2 - \alpha_3 &= 11 \cdot \frac{3}{7} P \\ -\alpha_2 + 7\alpha_3 &= 9 \cdot \frac{3}{7} P \\ 8\alpha'_6 - \alpha'_5 &= 1 \cdot \frac{3}{7} P \\ -\alpha'_6 + 8\alpha'_5 - \alpha'_4 &= 3 \cdot \frac{3}{7} P \\ -\alpha'_5 + 7\alpha'_4 &= 5 \cdot \frac{3}{7} P \end{aligned}$$

ergibt sich durch Auflösung:

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 0,96 \cdot \frac{3}{7} P \\ \alpha_2 &= 1,685 \cdot \frac{3}{7} P \\ \alpha_3 &= 1,526 \cdot \frac{3}{7} P \end{aligned}$$

$$H_0 = + 0,96 \cdot \frac{3}{7} P \longrightarrow$$

$$H_1 = + 0,725 \cdot \frac{3}{7} P \longrightarrow$$

$$H_2 = - 0,159 \cdot \frac{3}{7} P \longleftarrow$$

$$\alpha'_6 = 0,187 \cdot \frac{3}{7} P$$

$$\alpha'_5 = 0,497 \cdot \frac{3}{7} P$$

$$\alpha'_4 = 0,785 \cdot \frac{3}{7} P$$

$$H'_7 = - 0,187 \cdot \frac{3}{7} P \longleftarrow$$

$$H'_6 = - 0,311 \cdot \frac{3}{7} P \longleftarrow$$

$$H'_5 = - 0,288 \cdot \frac{3}{7} P \longleftarrow$$

(Die Pfeilrichtung gibt die Richtung der Querkräfte in den Ständern an.)

Zum Vergleich möge derselbe Träger für dieselbe Belastung, unter der Voraussetzung, daß das Mittelfeld auch eine Aussparung erhält (Fig. 14), noch untersucht werden.

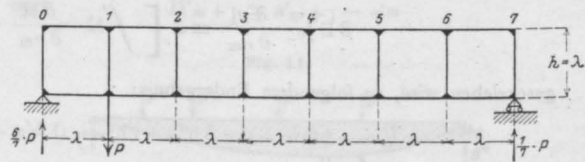


Fig. 14.

Die α -Gleichungen lauten:

$$\begin{aligned} 8\alpha_1 - \alpha_2 &= \frac{3}{\lambda} \cdot M^{u_{01}} = 6 \\ -\alpha_1 + 8\alpha_2 - \alpha_3 &= \frac{3}{\lambda} (M^{u_{01}} + M^{u_{02}}) = 11 \cdot \frac{3}{7} P \\ -\alpha_2 + 8\alpha_3 - \alpha_4 &= \frac{3}{\lambda} (M^{u_{02}} + M^{u_{03}}) = 9 \cdot \frac{3}{7} P \\ -\alpha_3 + 8\alpha_4 - \alpha_5 &= \frac{3}{\lambda} (M^{u_{03}} + M^{u_{04}}) = 7 \cdot \frac{3}{7} P \\ -\alpha_4 + 8\alpha_5 - \alpha_6 &= \frac{3}{\lambda} (M^{u_{04}} + M^{u_{05}}) = 5 \cdot \frac{3}{7} P \\ -\alpha_5 + 8\alpha_6 - \alpha_7 &= \frac{3}{\lambda} (M^{u_{05}} + M^{u_{06}}) = 3 \cdot \frac{3}{7} P \\ -\alpha_6 + 8\alpha_7 &= \frac{3}{\lambda} (M^{u_{06}}) = 1 \cdot \frac{3}{7} P \end{aligned}$$

Durch Auflösung erhält man folgende Werte:

$$\alpha_1 = 0,9595 \cdot \frac{3}{7} P$$

$$\alpha_2 = 1,6785 \cdot \frac{3}{7} P$$

$$\alpha_3 = 1,4785 \cdot \frac{3}{7} P$$

$$\alpha_4 = 1,16 \cdot \frac{3}{7} P$$

$$\alpha_5 = 0,8315 \cdot \frac{3}{7} P$$

$$\alpha_6 = 0,5015 \cdot \frac{3}{7} P$$

$$\alpha_7 = 0,1875 \cdot \frac{3}{7} P$$

$$\alpha_3 = 1,526 \cdot \frac{3}{7} P$$

.....

$$\alpha'_4 = \alpha_5 = 0,785 \cdot \frac{3}{7} P$$

$$\alpha'_5 = \alpha_6 = 0,497 \cdot \frac{3}{7} P$$

$$\alpha'_6 = \alpha_7 = 0,187 \cdot \frac{3}{7} P$$

während in der ersten Aufstellung

$$\alpha_1 = 0,96 \cdot \frac{3}{7} P$$

$$\alpha_2 = 1,685 \cdot \frac{3}{7} P$$

Man ersieht, daß nur in unmittelbarer Nähe des vollwandigen Feldes die zugehörigen Werte α sich voneinander unterscheiden: doch sind die Differenzen so gering, daß ihnen keine weitere Bedeutung beigemessen werden kann. Dies Ergebnis bestätigt wieder die frühere Feststellung, daß die Querkräfte in den Ständern des Fachwerkes nur wenig vom gegenseitigen Verhältnis der Querschnitte der beiden Gurtungen abhängig sind.

DER NEUBAU DER DRESDENER AUGUSTUS-BRÜCKE, — VORNEHMLICH DIE IN EISENBETON AUSGEFÜHRTEN MASTEN UND KANDELABER DES NEUBAUS.

Von Professor M. Foerster (Dresden).

Die seit vielen Jahrhunderten bestehende, alte Dresdener Augustus-Brücke, so benannt nach ihrer unter der Regierung Augustus des Starken vor mehr als 100 Jahren erfolgten — aus Figur 1 zu

verengung eine Gefahr bei stärkerem Hochwasser; zudem war auch die geringe Breite zwischen den Brückengeländen von 11,30 m dem stetig sich vergrößernden Verkehre nicht mehr gewachsen und

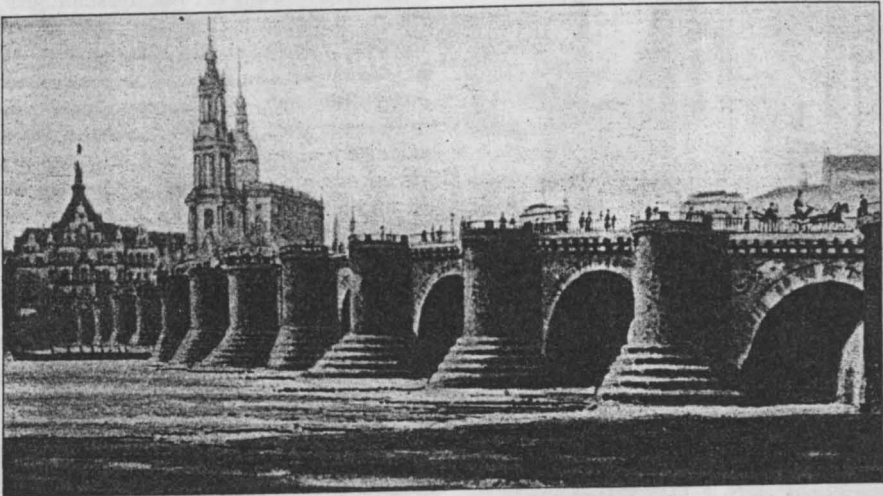


Fig. 1.
Alte Augustusbrücke zu Dresden.

ersehenden — Neugestaltung, bildete sowohl mit ihren engen, zwischen 12 und 21 m weit gespannten Öffnungen ein schweres Hindernis für die Schifffahrt, als auch wegen der sehr erheblichen Profil-

schließlich die nur flach fundierte Brücke so baufällig geworden, daß eine teilweise Zerstörung bei einem besonders großen Hochwasser zu befürchten stand. Alle diese Gründe führten im

74
14

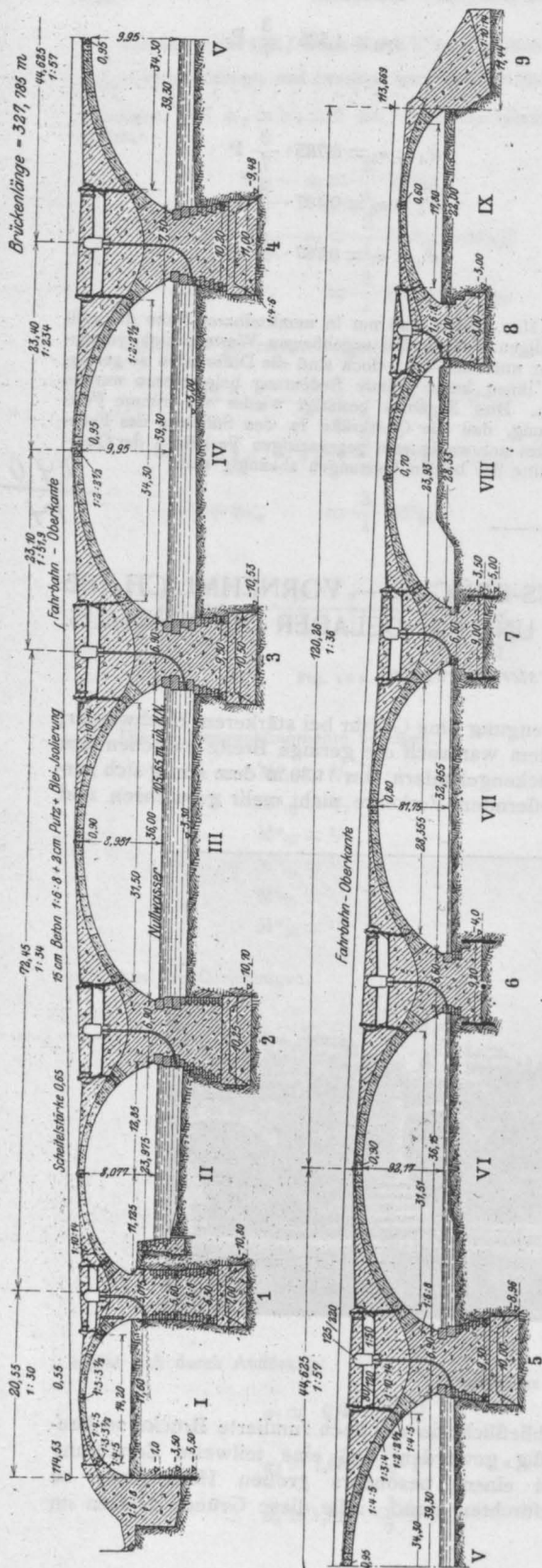


Fig. 2.

Jahre 1906 zu dem Beschlusse, an Stelle des geschichtlich berühmten, in seiner Gesamtform und der Verteilung seiner Massen in hohem Grade ästhetisch wirkenden Bauwerkes einen Neubau treten zu lassen. Es war dies eine Aufgabe, die zweckmäßig von vornherein die gemeinsame Arbeit von Ingenieuren und Architekten erforderte hätte, und die nach einem wenig gelungenen Entwurfe des Dresdener Tiefbauamtes schließlich durch letzteres unter sehr maßgebender Mitwirkung des Architekten Professor Kreis zur Durchführung gelangte und das in seinen Massen vortrefflich abgestimmte, wuchtige Bauwerk schuf, wie es Figur 3 vorführt; namentlich wirken die sehr kräftig gehaltenen Pfeiler, der vortreffliche Rhythmus der nach dem Ufer in ihren Spannweiten sich stark veringenden Bögen, die stark ansteigende Fahrbahn, die Einfachheit und Schlichtheit der Formgebung im einzelnen — hier besonders die einfachen, weit heraustretenden Konsolsteine und Abdeckplatten — vornehm und ruhig.

In Figur 2 ist ein Längsschnitt des ganzen Bauwerkes dargestellt; aus ihm ergibt sich die Gesamtlänge der Brücke zu 328 m, die Zahl der Öffnungen zu 9. Die Gewölbe — bis fast zur Unterkante des Pflasters mit Sparbeton übermauert — sind (leider!) als Dreigelenk-Betongewölbe mit äußerer Sandsteinverblendung ausgeführt; die Gelenke sind als Köpckesche Wälzelenke mit Eisenbewehrung ausgebildet. Die Stützweite der Gewölbe schwankt, wie aus Figur 3 ersichtlich, zwischen 17,6 und 39,3 m; die Größe der Verkehrsöffnungen beträgt für die Talschiffahrt 36, für die Fahrt zu Berge 39,3 m bei einer Durchfahrthöhe über Nullwasser von rd. 9,0 bzw. 10,0 m. Während früher bis zu der Linie des höchsten Hochwassers vom Jahre 1845 nur ein Durchflusprofil von 1435 qm vorhanden war, weist der Neubau ein solches von rd. 1800 qm auf. Die Gründungstiefe der Uferpfeiler unter dem Gelände ist bis zu 4,5 m, die der Stropfpfeiler bis zu rd. 7,5 m erfolgt; die Brückenbreite zwischen den Steinbrüstungen beträgt 18,0 m (gegenüber 11,3 m früher), wovon 11,0 m auf die Fahrbahn, je 3,5 m auf die Gangbreite der Fußwege entfallen; die größte Neigung der Fahrbahn (Fig. 2) ist zu 1:30 begrenzt. Einen Anhalt von der Größe des Bauwerkes mögen die Angaben liefern, daß im ganzen 41 000 cbm Zementbeton und 7 300 cbm Sandsteinquadern verbaut wurden, daß die Menge der ausgehobenen Gründungserdmassen 20 000 cbm und das Gewicht der 5 zur Verwendung gelangten eisernen Senkkästen 580 000 kg betrug. Die Baukosten beliefen sich auf 4 650 000 M., die Bauzeit war eine verhältnismäßig geringe — begünstigt fast durchgängig durch gute Wasserverhältnisse — und dauerte vom Juni 1907 bis zum August 1910; am 30. August dieses Jahres fand die feierliche Verkehrsübergabe der Brücke statt.

Während der Bau — wie oben erwähnt wurde — fast ausschließlich als Stampfbetonbauwerk ausgeführt worden ist, sind die auf der Brüstung auf-

künstlerisch befriedigenden Weise die Masten und Kandelaber wirken, lassen die Figuren 4 u. 5 erkennen, während die Figuren 6 und 7 die

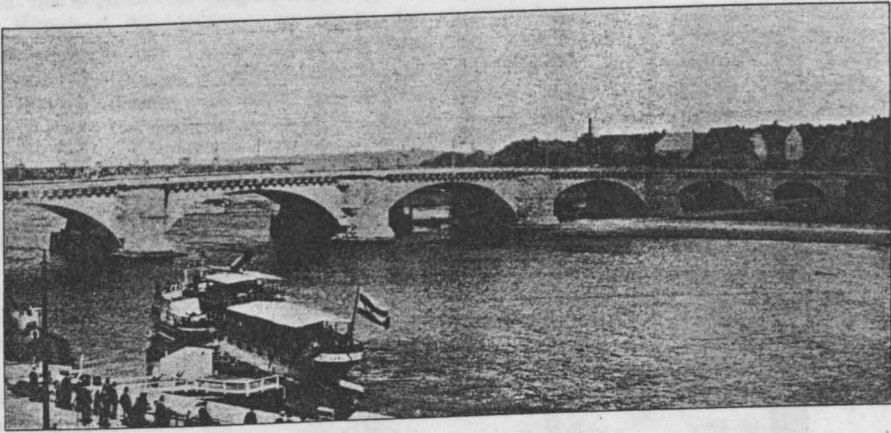


Fig. 3.

Neue Friedrich-August-Brücke zu Dresden.

gestellten, architektonisch hervorragend wirkenden Leitungsmaste der elektrischen Straßenbahn, zu-

gleich als Laternen-träger ausgebildet, sowie alle anderen Lichtträger in Eisenbeton ausgeführt, und zwar ist ihre Ausbildung als Schleuderrohre von seiten der Deutschen Schleuderrohrwerke Otto & Schlosser zu Meißen a. Elbe nach dem diesen patentierten und in Nr. 3 des vergangenen Jahres ausgeführt beschrieben Verfahren durchgeführt*); in welcher

Einzelheiten der konstruktiven Ausgestaltung zeigen. Um dem Steinton der Brücke sich auch in den Masten bestens anzuschließen, besteht der Mörtel zu ihrer Erzeugung aus 1 T. Portlandzement, 2 T. Granit und 2 T. Basaltgrus; eine besondere Bearbeitung der Außenflächen ist, abgesehen von einem Abschleifen mit Sandstein, nicht erfolgt; der innen wegen der Durchführung der Lichtkabel und der Herstellungsart hohle

zesse verhindern sollten, gänzlich in Fortfall gekommen sind; dies hat seinen Grund in der Erfahrung, daß bei schnellem Anlaufen der Schleudermaschinen eine Entmischung des Zementmörtels nicht in irgend erheblichem Maße stattfindet und durch den Fortfall des Asbestes ein besseres Haften von Eisen und Zementmörtel sich erzielen läßt.

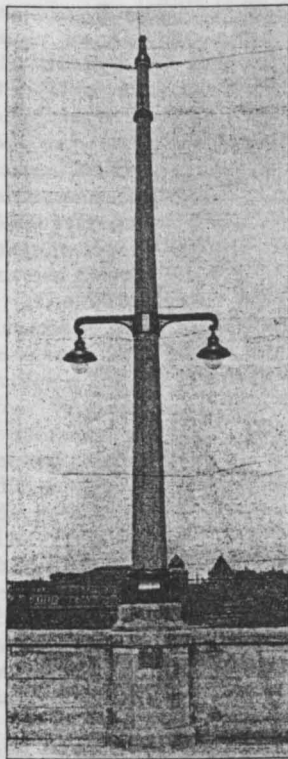


Fig. 4.

Leitungs- und Lichtmast.

AB. 1910.

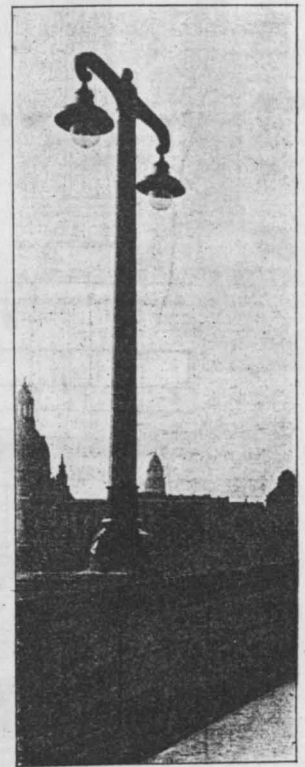


Fig. 5.

Lichtkandelaber.

Querschnitt zeigt außen die Form eines regelmäßigen Zwölfeckes. Alle mit den Masten in Verbindung stehenden sichtbaren Eisenteile, ihre

Kronungen, die Laternenarme, die Fußsockel sind in bronzeartig gefärbtem Gußeisen ausgeführt. Die Leitungs- und Lichtmaste Fig 4 und

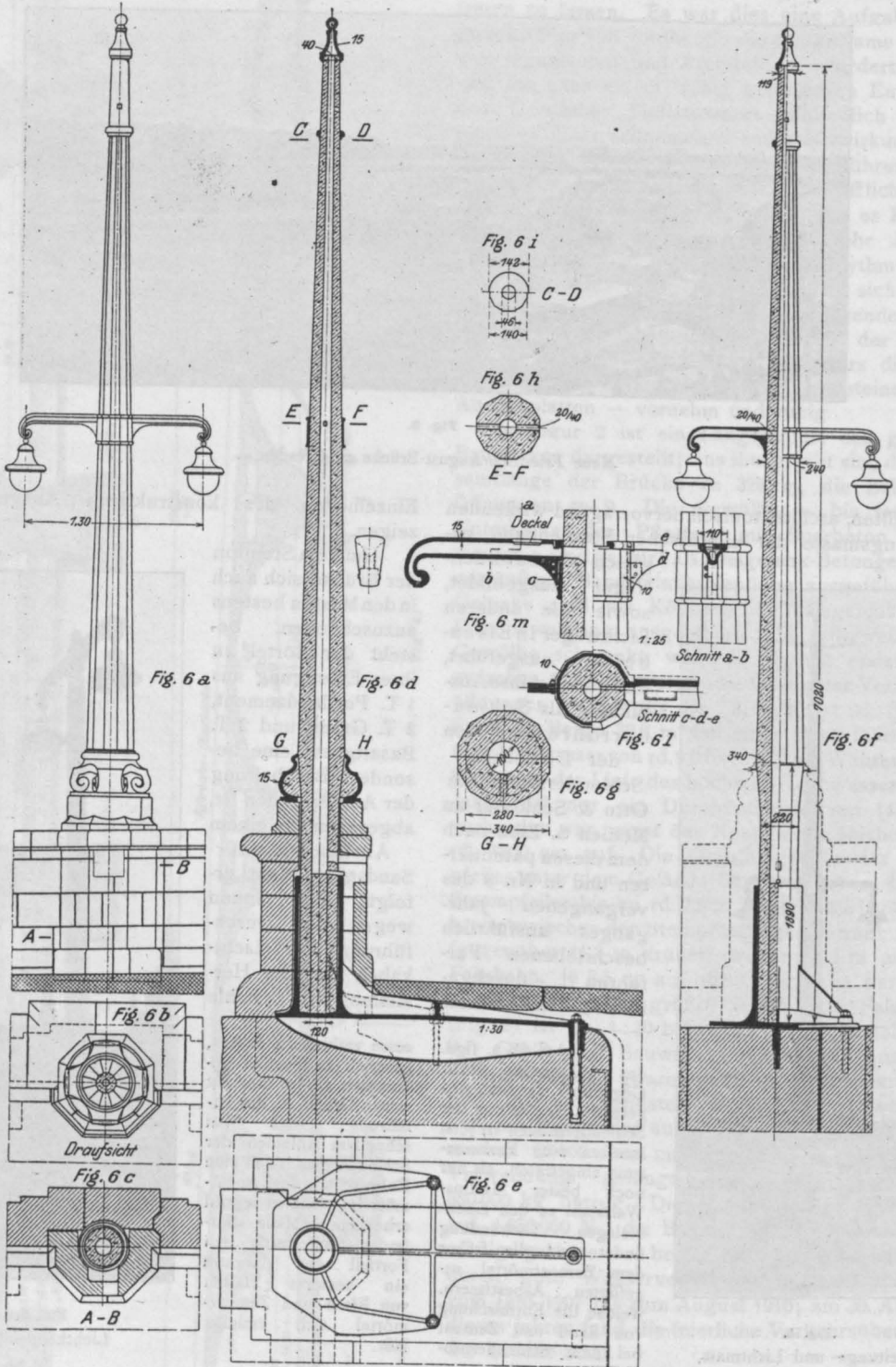


Fig. 6.

6 a—n sind bei einer Gesamthöhe von 7,02 m unten mit Hilfe einer sehr kräftigen gußeisernen, seitlich in den Brückenstirnmauern festgelegten Ankerplatte auf rd. 1,00 m Höhe fest eingespannt (Fig. 6 d, e und f). Während der untere, innerhalb der Brüstungsmauer bzw. der Einspannung liegende Teil des Mastes bei 75 mm Wandstärke eine rein zylindrische Form aufweist, ist der Hauptteil in einer Neigung von 1:45 stark nach oben verjüngt und zwar sowohl in bezug auf den äußeren wie den inneren Durchmesser, also auch die Wandstärke verändert sich; während diese am Beginn der Sockelumkleidung 120 mm beträgt, ist sie an der Spitze bis auf 40 mm verringert; in gleicher Weise ermäßigt sich der Außendurchmesser auf dieser Strecke von 340 auf 120 mm.

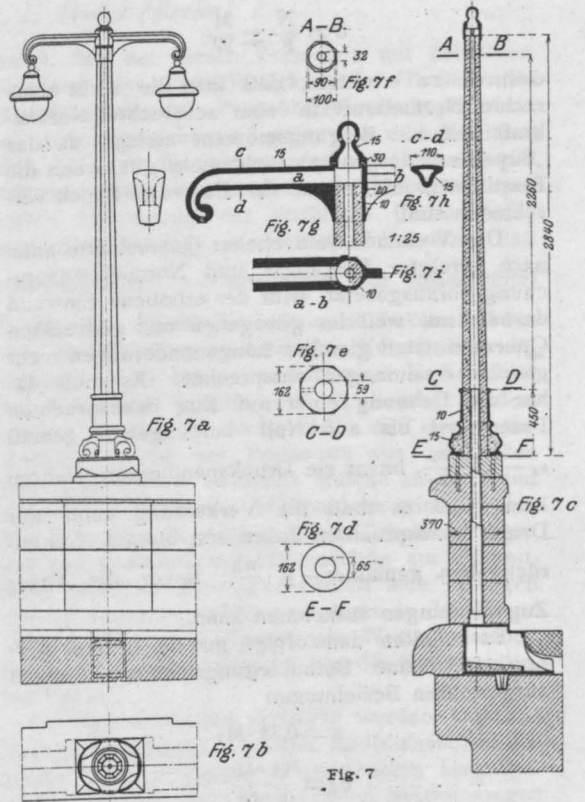
Die Eisenbewehrung wird unten durch 26 Rund-eisen von 15 mm Durchmesser gebildet, von denen entsprechend den sich nach oben zu verringenden Angriffsmomenten, 13 eine Länge von 7,00 m, 4 von 6,00 m, 4 von 5,0 m und 5 von 4,0 m haben; bis zur Spitze des Mastes sind demgemäß nur die Hälfte aller Längsstäbe durchgeführt; eine innere und äußere eng gewundene Drahtspirale dienen zur unwandelbaren gegenseitigen Festlegung der Längseisen.

Die Masten tragen in einer Höhe von rd. 5,0 m über der Brüstungsoberkante, an einer gußeisernen Schelle angeschlossen bzw. unmittelbar unter der Abschlußkrönung die das Leitungsnetz der Straßenbahn stützenden Drähte, und in etwa 3 m Höhe 2 elektrische, an wagerechten Armen angehängte Lampen, Fig. 4 und 6 a—f und k—m. Wie namentlich die letzteren Darstellungen erkennen lassen, erfolgt der Anschluß der hohlen Laternenarme vermittelt einer gußeisernen, genau auf den Mast aufgepaßten Manschette und zweier seitlicher, angegossener Flanschen und zwar vermittelt je zweier Schraubenbolzen von 10 mm Durchmesser.

Die Befestigung der Kandelaber (Fig. 5 u. 7) innerhalb der Brüstung erfolgt, wie die Figur 7c erkennen läßt, durch Verwendung eines in den unteren Teil des Lichtträgers hineingreifenden und hier vergossenen, starken eisernen Rohres, das seinerseits auf einer in Bürgersteighöhe angeordneten, kastenförmigen und der Stromzuleitung dienenden Lagerplatte festgelegt ist. Während die Betonmischung die gleiche wie bei den hohen Leitungsmasten ist, wurde hier für die Querschnittsbegrenzung die Form eines regelmäßigen Achteckes gewählt; der untere Außendurchmesser beträgt 162, der obere 100 mm, während die entsprechenden Wandstärken zu rd. 50 bzw. 35 mm bemessen sind, bei einer Gesamthöhe der Kandelaber von 2,84 m.

Die Längsbewehrung wird durch wiederum mit Spiralen vereinigte 16 Längseisen von 6 mm Stärke gebildet, von denen die Hälfte auf die ganze Länge durchgehen, während je 2 Längen

von 2,50 m, 2,0, 1,5 und 1,0 m aufweisen. Diese verhältnismäßig geringe Armierung hat naturgemäß in den — bei der im allgemeinen symmetrischen Form des Kandelabers — nur geringen Biegemomenten ihren Grund. Nahe seiner Spitze trägt der Kandelaber den zweiarmigen Lampenträger, der einfach von oben aus auf den Kandelaberschenschaft aufgeschoben ist. Gleichwie bei den großen Masten findet auch hier die Stromzuleitung zu den Glühlampen von unten aus durch das Innere des Mastes statt; während aber bei den Bahn-



masten die Kabel durch die in halber Höhe dieser liegenden Löcher nach außen geführt und durch die Querarme gezogen sind, sind hier die Kabel bis zur Kandelaberspitze und innerhalb der Lichtarme nach beiden Seiten geleitet.

Wie namentlich die Figuren 4 u. 5 erkennen lassen, ist es im vorliegenden Fall bestens gelungen, dem Eisenbeton und zwar in der Form der Otto & Schloßerschen Schleudermasten ein neues monumentales Verwendungsgebiet zu erschließen. Mit einem anderen, als dem hier gewählten Material, wäre es dem leitenden Baukünstler nicht möglich gewesen, eine so einheitliche und ruhige Wirkung zu erzielen, wie erreicht ist.

BERICHTIGUNG UND NACHTRÄGE ZU DEM AUFSATZ
„DER ZULÄSSIGE VERLAUF VON STÜTZLINIEN IN BETONBÖGEN BEI
BERÜCKSICHTIGUNG DER UNHOMOGENITÄT DES MATERIALS“.

Von Herrn Dr.-Ing. Ritter in Zürich wurde ich in liebenswürdigster Weise darauf aufmerksam gemacht, daß es bei unhomogenen Materialien nicht möglich ist, die in einem Stabquerschnitt infolge Wirkung einer nicht achsrechten Normalkraft auftretenden Spannungen in Analogie mit der Navierschen Formel

$$\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{M}{W}$$

dadurch zu ermitteln, daß man die nicht achsrechte Normalkraft in eine achsrechte Normalkraft und ein Biegemoment zerlegt, da das „Superpositionsgesetz“ nicht mehr gilt, wenn die Elastizitätskoeffizienten für Zug und Druck verschieden sind.

Das Vorhandensein ebener Querschnitte auch nach erfolgter Biegungs- und Normalbeanspruchung vorausgesetzt, trifft der erhobene Einwand deshalb zu, weil im gezogenen und gedrückten Querschnittsteil gleichen Längenänderungen nicht gleiche Spannungen entsprechen. Es muß daher die Dehnung einer auf Zug beanspruchten Faser erst bis auf Null zurückgehen gemäß $\epsilon_z - \epsilon_d \cdot \frac{\alpha_z}{\alpha_d}$, bevor sie Druckspannungen erfahren kann, und es muß die Verkürzung einer auf Druck beanspruchten Faser erst bis auf Null zurückgehen, gemäß $\epsilon_d - \epsilon_z \cdot \frac{\alpha_d}{\alpha_z}$, bevor die Faser Zugspannungen aufnehmen kann.

Es behalten demzufolge nur die in dem Aufsatz für reine Betonbiegungsbeanspruchungen aufgestellten Beziehungen

1. $x = 0,33 \cdot M;$

2. $\sigma_d = \frac{11 \cdot M}{b \cdot h^2};$

3. $\sigma_z = \frac{4 \cdot M}{b \cdot h^2}$

Gültigkeit.

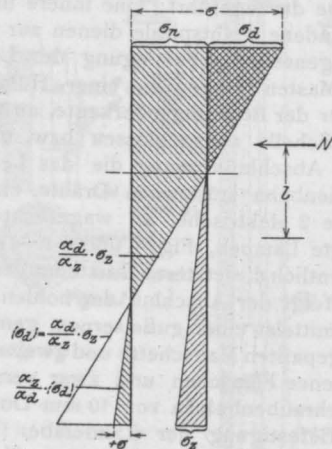
Ungültig werden die Beziehung

$$\sigma_{min} = -\frac{N}{b \cdot h} + \frac{4 N \cdot e}{b \cdot h^2}$$

und der Schluß, daß die Stützlinie sich der Bogenleibung bis auf $\frac{1}{4}$ der Querschnittshöhe nähern darf, ohne daß Betonzugspannungen auftreten. Es darf sich vielmehr die Stützlinie bei konstantem Elastizitätskoeffizienten auch bei unhomogenem Material die Bogenleibung nur bis zu einem Drittel der Querschnittshöhe nähern, wenn keine Zugspannungen auftreten sollen. Für den Fall,

daß Zugspannungen auftreten können, sind statt der oben als ungültig bezeichneten Beziehung neue Beziehungen aufzustellen, welche ich demnächst veröffentlichen werde. Doch kann jetzt schon gesagt werden, daß hierfür allerdings die Verhältnisse bei unhomogenen Materialien günstiger liegen, als bei homogenen.

Der auch sonst vertretenen Ansicht, daß bei unhomogenen Materialien die Zerlegung einer nicht achsrecht wirkenden Normalkraft in der eingangs angedeuteten Weise nicht möglich sei, kann ich mich nicht anschließen. Diese Zerlegung ist ohne Störung des Gleichgewichtes der angreifenden äußeren Kräfte immer möglich und es muß daher auch einen Weg zu einer entsprechenden Zusammensetzung der inneren Kräfte bzw. Spannungen geben.



Wie obenstehendes Spannungsbild zeigt, ist hierbei nur nötig, die Verschiedenheit der Elastizitätskoeffizienten zu berücksichtigen und es bleibt daher die Gültigkeit des „Superpositionsgesetzes“ sinngemäß auch für unhomogene Materialien bestehen. Erforderlich ist zu seiner sinngemäßen Anwendung lediglich die Kenntnis einer Beziehung zwischen dem Elastizitätskoeffizienten im Zug- und Druckquerschnitt, und zwar auch dann, wenn die Linie der Zugspannungen eine gebrochene ist. Die Linie auf der Druckseite wird für einen konstanten Druckelastizitätskoeffizienten immer eine Gerade bleiben. Zu dem Spannungsbild sei noch bemerkt, daß es den Bedingungen $\sigma_n = \sigma_d$ und $e = \frac{h}{4}$ entspricht. Es stellt also das Auftreten der Zugspannungen auf Grund der Melanschen Linie für den Fall dar, daß sich die Stützlinie eines Gewölbes der Bogenleibung bis

auf $\frac{1}{4}$ der Querschnittshöhe nähert. In meiner demnächstigen weiteren Veröffentlichung betr. den Fall, daß Zugspannungen im Beton auftreten, werde ich auch einer Abhandlung des Herrn R. Pokorny „Ein Weg zur analytischen und graphischen Behandlung des mit Eisen armierten Betonquerschnittes bei möglicher Anpassung an

die wirklichen Spannungsdehnungskurven des Betons“ in der Zeitschrift des Österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1907, S. 633, Erwähnung tun, auf welche mich Herr Dr.-Ing. Ritter gleichfalls aufmerksam machte.

Düsseldorf, den 9. Oktober 1910.

R. Sonntag, Reg.-Bmstr.

NEUE VERSUCHE.

Besprochen von Dr.-Ing. E. Probst (Berlin).

I. Versuche mit Eisenbetonbalken,

ausgeführt im Auftrage des Eisenbetonausschusses der Jubiläumsstiftung der Deutschen Industrie von der Materialprüfungsanstalt in Stuttgart von C. Bach und O. Graf.*)

Diese neue Versuchsserie der Stuttgarter Materialprüfungsanstalt ist geeignet, über einige sehr wichtige Fragen Klärung zu verschaffen, welche bisher von der Forschung noch wenig berührt waren. Die erste Gruppe der Versuche verdankt ihre Entstehung einer Anregung des Prof. Foerster in seiner Eigenschaft als Obmann der zuständigen Kommission der Jubiläumsstiftung. Diese Versuche behandeln die Widerstandsfähigkeit des Betons in der Druckzone von Balken und T-Balken und, was von besonderer Wichtigkeit ist, den Einfluß der Plattenbreite. Die Versuche wurden durchgeführt an Probekörpern, welche in Fig. 1 ersichtlich sind, und zwar an rechteckigen Querschnitten mit den Querschnitten 18×25 und an T-förmigen Querschnitten mit Plattenbreite von 48 bis 100 cm, wie dies in Fig. 1a u. 1b ersichtlich ist. Schließlich wurden auch Versuche ausgeführt an un-symmetrischen Querschnitten mit der Platte nur an einer Seite, ein Fall, wie er häufig bei Randunterzügen vorkommt.

Über die Zusammensetzung und die Herstellung der Versuchskörper, ebenso über die Durchführung der Versuche wird demnächst in unserer Zeitschrift eingehend berichtet werden. An dieser Stelle sollen nur die wichtigsten Ergebnisse und ein Vergleich mit früheren Versuchsergebnissen kurz besprochen werden.

Zu den wichtigsten Ergebnissen gehört in erster Linie die in Fig. 2 ersichtliche Pyramidenbildung beim Bruch, welche in einwandfreier Weise

*) Ein Auszug dieser wichtigen Arbeit, welche als „Mitteilungen über Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens“ (herausgegeben vom Verein Deutscher Ingenieure) Heft 90 und 91 im Kommissionsverlag von Julius Springer im Druck erschienen ist, wird in der nächsten Nummer unserer Zeitschrift von dem Mitverfasser O. Graf veröffentlicht werden; Fig. 1 bis 5 sind der Veröffentlichung entnommen.

zeigt, daß bei diesen Versuchen mit der Überwindung der Druckfestigkeit des Betons die Tragfähigkeit der Probekörper erschöpft war. Als weiteres wichtiges Ergebnis ist zu betrachten, daß bei den Probekörpern, deren Plattenbreite 100 cm betrug, die Zerstörung der Versuchskörper durch Abtrennung der seitlichen Plattenstücke vom Steg erfolgte; hierbei ist zu beachten, daß das Verhältnis $\frac{b}{l}$ (Plattenbreite zur Spannweite)

$\frac{1}{3}$ beträgt. Dieses Verhältnis ist bekanntlich in den preußischen ministeriellen Vorschriften $\frac{1}{3}$, während es in den neuen Schweizer Vorschriften auf Vorschlag Schüles auf $\frac{1}{4}$ herabgemindert wurde. Es soll an dieser Stelle auf eine kurze Veröffentlichung des Verfassers aus dem Jahre 1906 hingewiesen werden,*) welche an der Hand der von Ing. Kaufmann auf Grund der ministeriellen Bestimmungen herausgegebenen Tabellen zeigte, daß das Verhältnis der Plattenstärke zur Gesamthöhe innerhalb gewisser Grenzen sich bewegen müsse, wenn die Schubspannungen in der Ebene zwischen Rippe und Platte nicht Werte erreichen sollen, welche eine Gefahr für die Konstruktion bedeuten.

In dem erwähnten Aufsätze wurden verschiedene Abmessungen aus den Kaufmannschen Tabellen für verschiedene Plattenbalken herausgegriffen, welche den ministeriellen Bestimmungen vollständig entsprechen, und bei welchen die Schubspannung in den senkrechten Ebenen längs der Rippe beim Anschluß an die Platte bis zu 25 kg/cm^2 ermittelt wurde, was als unzulässig zu bezeichnen ist. In neuerer Zeit hat Schüle darauf hinge-

wiesen, daß das Verhältnis $\frac{b}{l} = \frac{1}{3}$ zu groß ist.

Es zeigt sich durch die neuen Versuche der Stuttgarter Materialprüfungsanstalt, daß die eben erwähnten Einwände nur allzu berechtigt sind. Jedenfalls fordern diese Versuchsergebnisse ergänzende Versuche zur Festlegung des Verhältnisses $b:l$ und der Mindeststärke der Platte d .

*) „Die Bedeutung der Schubspannungen im Plattenbalken aus Eisenbeton“ von E. Probst. „Zentralblatt der Bauverwaltung“, 1906, Heft 8, Seite 59.

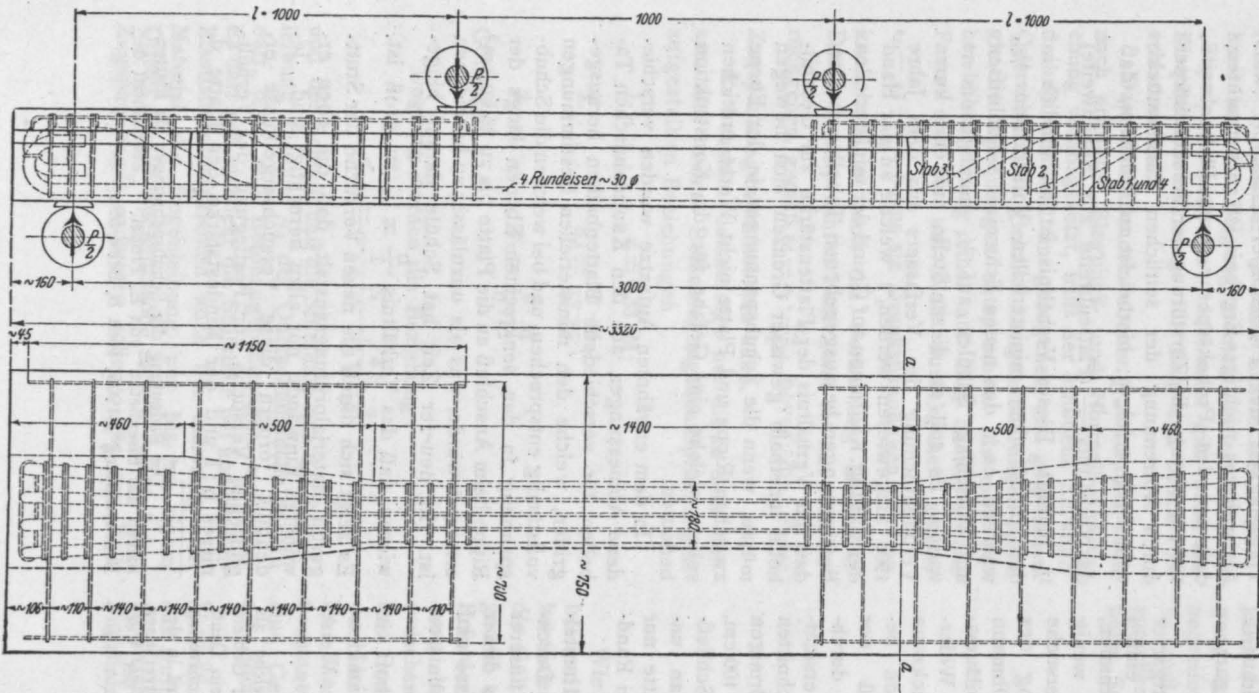


Fig. 1.

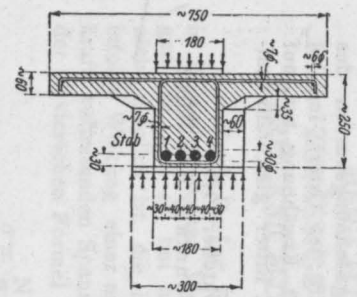


Fig. 1a.

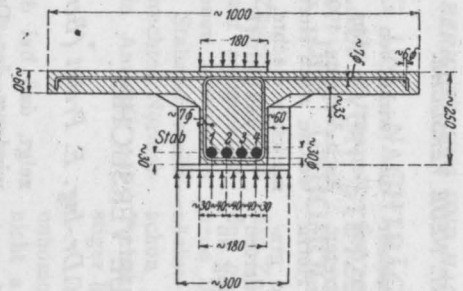


Fig. 1 b.

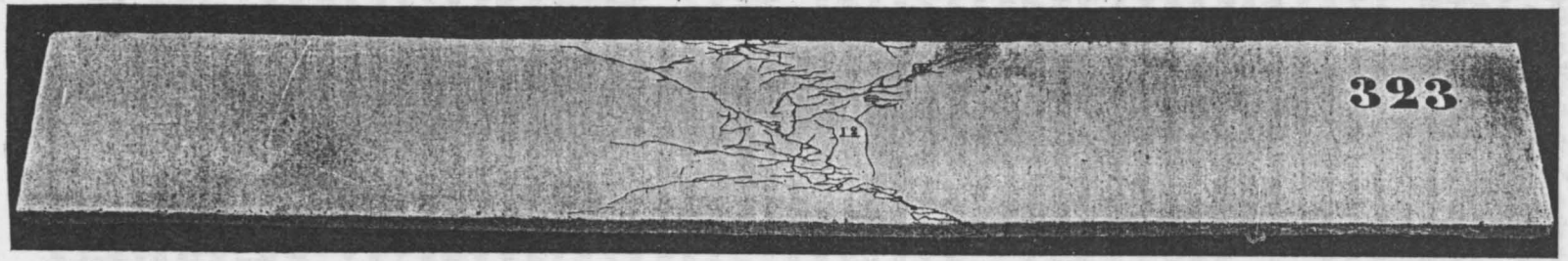


Fig. 2.

Nach meiner Ansicht ist die bei den Versuchskörpern gewählte Stärke von 6 cm etwas zu schwach, und darauf dürfte auch der vorzeitige Bruch bei den Versuchskörpern mit 100 cm Plattenbreite zurückzuführen sein.

Von Interesse sind ferner die aus den Versuchen abgeleiteten Beziehungen zwischen den Schubspannungen und den Druckspannungen im Beton bei der

Verhältnis besteht, welches noch durch Versuche festgelegt werden müßte.

Aus den Versuchsergebnissen werden die Verhältnisse der errechneten maximalen Druckspannung im Beton $\sigma_b : k$, der Würfelfestigkeit des Betons ermittelt. Es zeigte sich hierbei, daß dieses Verhältnis für Plattenbalken kleiner ist als bei den einfach rechteckigen Balken, ferner daß die nach den ministeriellen Bestimmungen berechneten maximalen Druckspannungen um 16—46 v. H. größer sind als die Würfelfestigkeit des Betons. Hierbei führen die Verfasser verschiedene Veröffentlichungen von Mörsch, Moeller, Schüle und Emperger an, und haben es jedenfalls übersehen, auch meine Veröffentlichungen aus den in Gr. Lichterfelde durchgeführten Versuchen*) zu nennen,

*) Mitteilungen aus dem Königl. Materialprüfungsamt Gr.-Lichterfelde-W. Ergänzungsheft I, 1907. „Einfluß der Armatur und der Risse im Beton auf die Tragsicherheit.“ Ergebnisse aus den Untersuchungen der Abteilung I für Metallprüfung mit armiertem Beton, bearbeitet und besprochen von E. Probst.

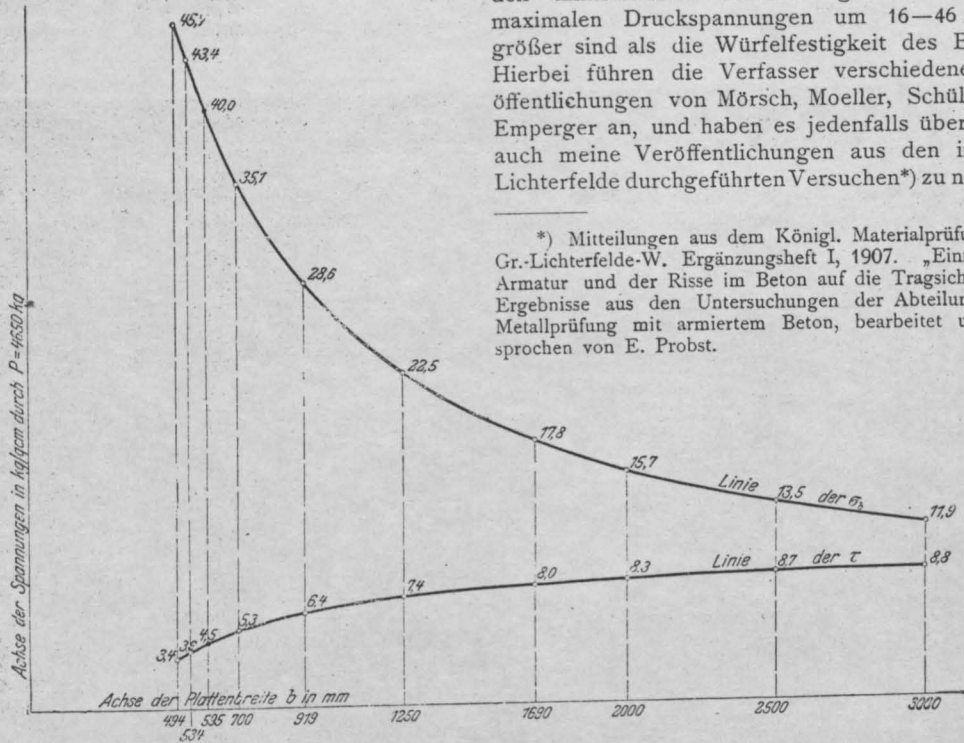


Fig. 3.

gleichen Belastung und bei wechselnder Plattenbreite. Die Ergebnisse sind in dem Schaubild in Fig. 3 ersichtlich, welche auf Seite 26 der Veröffentlichung abgedruckt ist. Es zeigt sich, daß bei einer Belastung P die Spannung τ mit wachsender Plattenbreite zunimmt, während die Druckspannung gleichzeitig abnimmt. Auch dieses Ergebnis weist darauf hin, daß zwischen der Stärke d und der Plattenbreite b bei einer bestimmten Belastung ein ganz bestimmtes

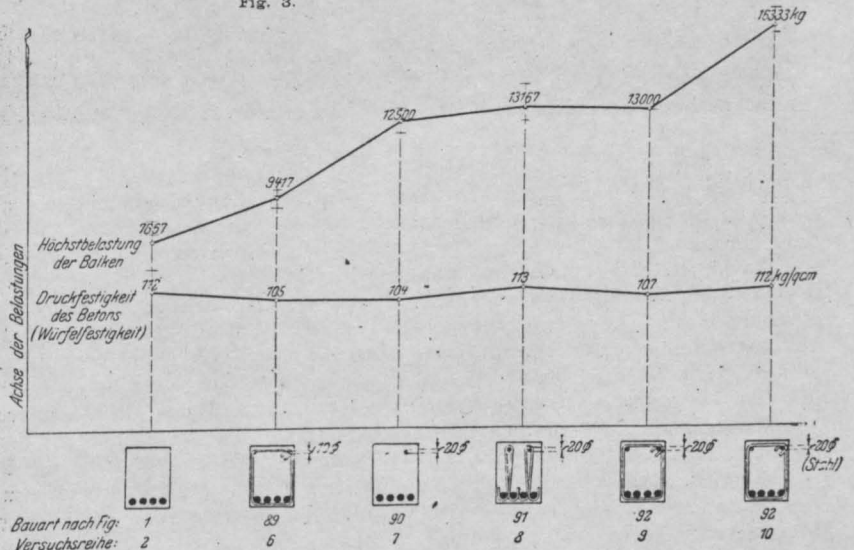


Fig. 4.

welche ihnen ja zweifellos bekannt ist. Ich habe dort aus den Messungsergebnissen direkt die Randspannungen im Beton ermittelt und gezeigt, wie an rechteckigen Balken die aus den Versuchen ermittelten Werte gegen die nach den Vorschriften errechneten Werte abweichen, und wenn man dies beachtet, so zeigt sich, daß die aus den Vorschriften berechneten obengenannten Verhältniszahlen von 16–46 v. H. eine Einschränkung erfahren werden. Immerhin zeigt es sich, daß σ_b

schen Balken zeigen, daß die Beanspruchung des Betons nach dem Plattenrande sehr stark abnimmt.

Der II. Teil der Versuche der Stuttgarter Materialprüfungsanstalt untersucht den Einfluß der in die Druckzone eingelegten Armierungen auf die Tragfähigkeit. Das Schaubild in Fig. 4 zeigt, daß die Bruchlast der Balken durch die Eisenlagen in der Druckzone sehr gesteigert wird, und daß diese Steigerung auch von den Festigkeitseigenschaften* und den Abmessungen der

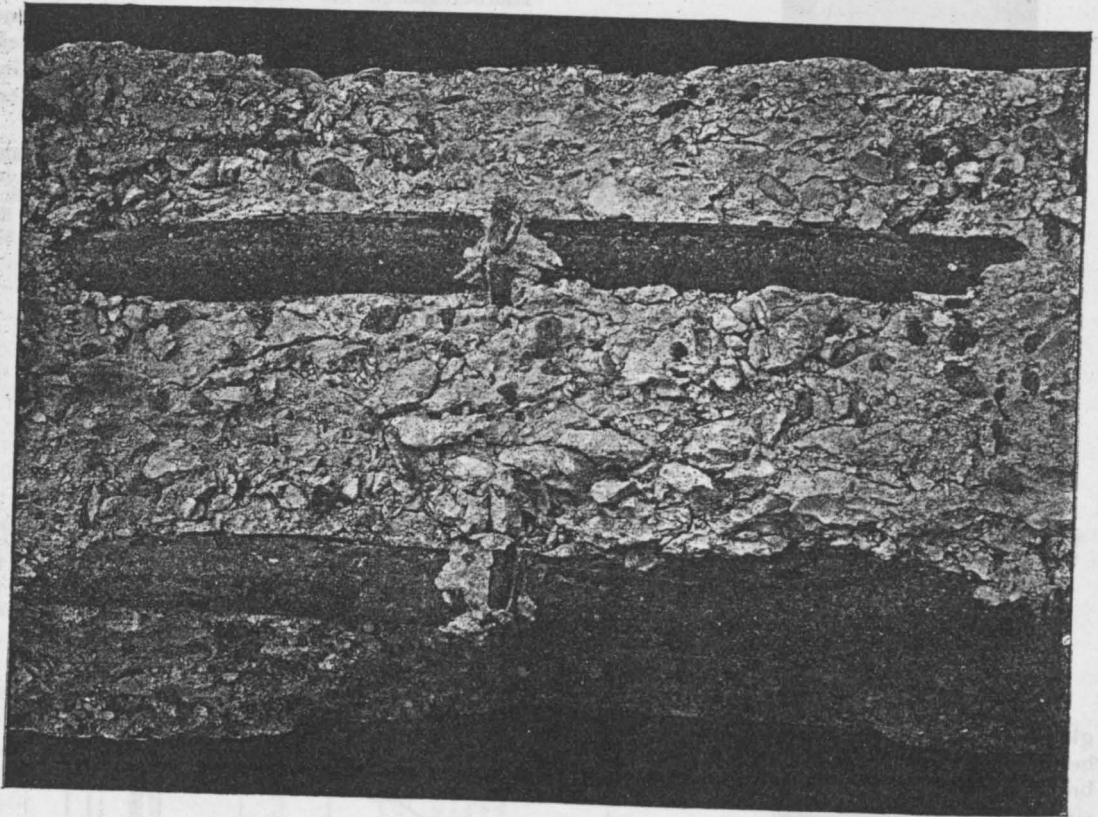


Fig. 5.

größer ist bei diesen Versuchen als die Würfel-
festigkeit k , ein Umstand, der besondere Beach-
tung verdient.

Ein Vergleich der Druckspannungen des Betons an der oberen Balkenfläche, die aus den Messungen bei den Druckversuchen mit den Druckspannungen nach den amtlichen Bestimmungen ermittelt wurde, zeigt, daß erstere die nach den Bestimmungen ermittelten Werte beträchtlich übersteigen. Hierbei wird ein Verfahren zur Ermittlung der Druckspannungen aus den Messungen angewendet, welches bereits von Schüle im Heft 10 der Mitteilungen der schweizerischen Materialprüfungsanstalt angewendet wurde.

Die Ergebnisse der Versuche an unsymmetri-

Druckeisenlagen abhängt. Ferner ergeben diese Versuche, daß die Bügel keinen nennenswerten Einfluß auf die Tragkraft gezeigt haben. Dieses letzte Ergebnis steht im Gegensatz zu den Luftschen Versuchen, welche gezeigt haben, daß die Bügel die Tragfähigkeit bedeutend erhöhen. Ein allgemein gültiger Schluß läßt sich aus den Stuttgarter Versuchen auf den Einfluß der Bügel und der Druckarmierung nicht folgern. Durch die Versuche ist festgestellt, daß durch eine Druckarmierung die Bruchlast ganz erheblich gesteigert wird (s. Versuchsreihe 2 und 7 in Fig. 4); es ist aber nicht festgestellt, ob nicht die Bügel allein in gleichem Maße die Bruchlast gesteigert hätten, wie dies die Druckarmierung getan hat.

Daß Versuchsreihe 8 u. 9 (Fig. 4) keine erhebliche Änderung gegen Versuchsreihe 7 gezeigt hat, beweist noch nicht, daß der Einfluß der Druckeiseninlage denjenigen der Bügel überwiegt.

Trotz der günstigen Ergebnisse mit dem Druckeiseninlagen möchte ich jedoch bei der Anwendung von Druckarmierungen größte Vorsicht empfehlen. Es hat sich gerade aus diesen Versuchen gezeigt, daß ein Ausknicken der Eiseninlagen im Bruchstadium erfolgt, wie dies in Fig. 5 ersichtlich ist, und bei dem Versuche mit einer Stahleinlage als Druckarmierung zeigte sich, daß der Beton in der Druckzone durch die Abbiegungen der Eisen abgesprengt wurde, trotzdem die errechneten Spannungen in den Druckeisen keine allzu große Werte erreicht hatten. Es wäre nun durch weitere Versuche festzustellen, ob nicht ein vorzeitiges Ausknicken der in der Druckzone befindlichen Eiseneinlagen eine frühzeitige Zerstörung der Konstruktion verursachen würde, bevor die Druckfestigkeit des Betons erreicht ist, wenn eine bessere Betonmischung mit einer höheren Druckfestigkeit angewendet wird, als bei den Stuttgarter Versuchen.

Schließlich wurden Versuche durchgeführt mit Balken, deren Eiseneinlagen Vorspannung besitzen. Die Vorspannung der Eisen wurde dadurch erzielt, daß die gerade durchlaufenden Eisen bis etwa sechs Stunden vor Beginn der Versuche unter Verwendung von Schraubenmuttern und Ankerplatten unter der Einwirkung einer äußeren Kraft von 600 kg/qcm

gehalten wurden. Es zeigte sich bei diesen Versuchen, daß die Höchstbelastung durch die vorherige Anspannung der Eisen gegenüber solchen Eisenbetonkörpern, deren Eisen vorher nicht angespannt waren, nicht gesteigert wurde, wohl aber zeigte sich, daß die Belastung des Eintritts der ersten Risse um 44 bzw. 50 v. H. hinausgeschoben wurde. Diese letztere Tatsache verdient besondere Beachtung, denn sie beweist „neuerdings, daß größere Dehnungen im Beton gemessen werden können, und daß es sehr wohl möglich ist, entweder durch Vorspannungen im Eisen oder durch Schwinden des Betons künstlich in den Beton Druckspannungen hineinzubringen, welche die Erhöhung der absoluten Werte der Dehnungen des Betons erklären, wie ich dies in meiner vorerwähnten Arbeit auf Seite 60–69 eingehend auseinandergesetzt habe. Eine praktische Bedeutung werden diese Versuche kaum erlangen, auf welche bereits Koenen in einem Aufsatz im Zentralblatt der Bauverwaltung im Jahre 1907 hingeeht hat, und deren Durchführung auch einer Anregung des bekannten Ingenieurs Lund in Kristiania zu danken ist, weil es in der Praxis in den seltensten Fällen möglich sein wird, in die Eiseneinlagen Vorspannungen hineinzubringen.

Auf die Einzelheiten und die Materialfülle dieser neuen Stuttgarter Versuche sei zum Schluß noch besonders verwiesen und ein eingehendes Studium der Veröffentlichung allen Fachkollegen sehr empfohlen. (Fortsetzung folgt).

ZUR WIRKUNG DES ELEKTRISCHEN STROMES AUF BETON UND EISENBETON*).

(Nachtrag.)

Die Gehlerschen Versuche über die Wirkung des elektrischen Stromes auf Beton liegen nunmehr abgeschlossen vor **). Sie bringen eine Bestätigung der bereits vorliegenden Versuchsergebnisse und außerdem eine Reihe neuer Gesichtspunkte.

Die Durchführung erfolgte in Form von 4 Versuchsreihen mit zusammen 22 Probekörpern, die teilweise an der Luft, teilweise im Wasser gelagert waren, und von denen einige vorher mit verschiedenen Isolieranstrichen behandelt wurden. Die Abnahme der Druckfestigkeit nach der elektrischen Einwirkung war durchschnittlich bei den im Wasser gelagerten Körpern die gleiche, etwa 30 v. H.; allerdings wurden diese Werte bei verschieden langer

Versuchsdauer erreicht, ein Umstand, welcher den Einfluß der Mischung erkennen läßt. Bei fetter Mischung ist die Abnahme der Druckfestigkeit eine raschere als bei magerer Mischung. Die erwähnten Anstriche hatten keinen nennenswerten Einfluß. Aus 2 Versuchen von längerer Dauer ergab sich deutlich, daß schwächere Ströme eine geringere Wirkung auf die Abnahme der Druckfestigkeit ausüben. Der Heizversuch, dessen Zweck bereits erläutert wurde, zeigte eine Abminderung der Druckfestigkeit um 10 v. H., sodaß die restlichen 20 v. H. der Verminderung der Druckfestigkeit infolge elektro-chemischer Wirkung zuschreiben sind. Ein Vergleich zwischen dem Widerstand der Probekörper und ihrer Temperatur zeigt, — aus den gezeichneten Kurven ist es deutlich ersichtlich — daß anfänglich die Temperatur rasch ansteigt, der Widerstand dagegen abnimmt. Nach Erreichen eines Größtwertes der Temperatur (etwa 100° C) tritt das umgekehrte

*) Vergl. den Aufsatz S. 390. Armierter Beton 1910. Heft 10.

**) Versuche über den Einfluß des elektrischen Stromes auf Beton. Von Reg.-Bmstr. W. Gehler. Beton und Eisen, Heft 11 und 12.

Verhältnis ein; schließlich ergab sich bei genügend langer Dauer ein Widerstand und eine Körperwärme von ziemlicher Gleichförmigkeit. Aus den bereits genannten Dauerversuchen ist überdies der bedeutende Einfluß der Körperwärme auf den Widerstand deutlich zu erkennen. Bei den in der dritten Versuchsreihe verwendeten Eisenelektroden zeigten sich wieder die schon bei allen derartigen Versuchen wahrgenommene Rostbildung und die damit verbundenen Zerstörungserscheinungen des Betons. Herr Reg.-Bmstr. Gehler erklärt sich die Rißbildung an der Anode durch eine Volumenvergrößerung des Eisens infolge der Rostbildung. Demnach kann man aus den Versuchen nachstehende Schlussfolgerungen ziehen:

1. Die bereits aus früheren Versuchen (Lindeck, Nicholas) bekannte Erscheinung des höheren Widerstandes magerer Betonmischungen gegen den elektrischen Strom wurde bestätigt.

2. Mit wachsender Körperwärme nimmt der Widerstand des Betons ab und umgekehrt.

Die im Verlaufe der Versuche beobachtete Austrocknung der Probekörper trägt wohl, wie der Heizversuch erkennen läßt, zum Teil zur Abnahme der Druckfestigkeit bei. Der weitaus größere Einfluß in diesem Sinne dürfte chemischer Natur sein. (Shaffer gibt eine derartige Erklärung!)

3. Bezüglich der Rosterscheinung der als Anode verwendeten Eisen wurden die Ergebnisse früherer Versuche bestätigt.

Auf Grund dieser Tatsachen folgert Herr Reg.-Bmstr. Gehler, daß derzeit noch keine Veranlassung zur Beunruhigung bezüglich der Haltbarkeit von Stampf- und Eisenbetonbauten gegenüber der Wirkung elektrischer Ströme vorliegt. Erst Versuche mit Eisenbetonkörpern, welche eine in der Praxis übliche Ausführung aufweisen, und bei denen annähernd der Wirklichkeit entsprechende elektrische Ströme benützt werden, können die noch schwebenden Fragen mit Sicherheit klären.

Fritz l'Allemand.

LITERATURSCHAU.

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

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

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Ciment de laitier. Méthode d'analyse rapide du laitier de haut fourneau. Chemische Betrachtungen über Schlackenzement und die Untersuchung der Hochofenschlacke. Revue mat. constr. trav. publ. 1910. Nr. 8.

„Colloidal cement“ waaterproofing. Patent von E. Thomas, Haverford, Pa. An Stelle von Wasser wird zum Anmachen von Mörtel und Beton eine Lösung von Zement in viel Wasser (kolloidaler Zement) benutzt, die den Mörtel oder Beton wasserdicht macht. Cement Age Sept. 1910. S. 158.

Essais d'hydrofuges spéciaux au béton de ciment et de ciment armé. Versuche im Laboratoire national d'essais des arts et métiers zeigen, daß mit Aquabar eine sehr gute Wasserdichtigkeit zu erzielen ist. Beifügung von Kostangaben. Le ciment armé 1910. Nr. 9.

Entstaubungsanlagen in Fabriken. Allgemeine Erörterungen, den in verschiedenen Industrien auftretenden Staub von der Arbeitsstelle abzuführen, durch Wasser oder Luftzug an geeignete Stellen zu bringen. Zement und Beton 1910. Nr. 37.

Neuere Maschinen zur Betonbereitung und Verarbeitung. Betonmischmaschinen von

Smith and Ransome werden besprochen. Mit Abb. Dtsch. Btzg. Mitt. 1910. Nr. 19 ff.

Use and abuse of cement machinery. Es wird gezeigt, wie verschiedene Schäden an Maschinen repariert werden können. Mit Zeichn. Cement Age Sept. 1910. S. 163.

The choice of reinforcement. Entgegnung auf einen früheren Artikel. Kohlenstoffreiches Eisen nicht zu empfehlen, da spröde, schwer bearbeitbar und teuer, die Verwendung von Eisen mit wechselndem Querschnitt ist nicht vorteilhaft. Concr. and Constr. Eng. Sept. 1910. S. 641. — s. L. Okt. 1910. I, 1.

2. Prüfung und Untersuchung.

Entwicklung der Erhärtung der Roman- und Portlandzemente. Von Prof. Dr. Zielinszki. Die im Auftrage des ungarischen Verbandes für Materialprüfungen veranstalteten Untersuchungen erstreckten sich auf Zemente, Zuschlagmaterial, Sandarten und Schotter. Angaben über chemische Zusammensetzung, über Festigkeitsproben und den Gang der angestellten Versuche sind beigefügt. Beton-Ztg. 1910. Nr. 36, 37, 38, 39.

Du rôle de la chaux dans le ciment portland artificiel. Zu hoher Kalkgehalt bewirkt, daß die Festigkeit des Zements mit der Zeit nachläßt. Betrachtungen über die obere

Grenze des Kalkgehalts. Revue mat. constr. trav. publ. 1910. Nr. 8.

The effect of alkali water on cement mortars. Die Erscheinung, daß der Mörtel in Rohrleitungen von alkalischem Wasser in der Höhe des Wasserspiegels zerstört wird, hat zu Versuchen über die Festigkeitsabnahme von mit alkalischem Wasser gemischten Portland- und Naturzementmörtel geführt. Mit Tab. Als einziges Mittel gegen die Zerstörung wird der Schutz des Mörtels vor dem Wasser angegeben. Eng. News, 18. August 1910. S. 168.

Eisenbeton im Meer. Die von Prof. Möller bei Husum in der Nordsee errichteten Versuchsbauten sind nach 13jährigem Bestehen abgebrochen worden. Trotzdem der Bau dem Wechsel von Ebbe und Flut ausgesetzt war, hat sich der Eisenbeton, soweit er vor dem Einbau erhärtet gewesen war, gut erhalten. Beton und Eisen 1910. Nr. 11. Mit Abb.

Erhärteter Zementmörtel unter allseitigem Druck. Versuche von Prof. Precht ergaben bei Verwendung geeigneter Anordnungen, daß Zementmörtelwürfel (1:3) bei 2300 kg/qcm auf $\frac{1}{4}$ der ursprünglichen Höhe zusammengedrückt werden konnten, ohne zu zerfallen. Tonindustrie-Ztg. 1910. Nr. 106. s. L. Okt. 1910. I, 2.

Versuche über den Einfluß des elektrischen Stromes auf Beton. Von Rgbmstr. Gehler. Angaben über die Versuchsanordnungen und Beschaffenheit der Probekörper. Es wurde Gleichstrom von 500 Volt der Straßenbahn genommen, dabei ungleichmäßige Stromstärke. Bei allen Versuchen war zunächst ein Austrocknen der Probekörper zu bemerken, das Wasser zog sich nach der negativen Kathode und kam hier unter starker Erhitzung zum Verdunsten, Festigkeitsabnahme bis 27%. Sobald die positive Kathode aus Eisen hergestellt wurde, trat eine Betonzerstörung ein, die durch Rostbildung verursacht wurde. Zahlreiche Schaubilder sind beigefügt. Beton und Eisen 1910. Nr. 11 u. 12.

3. Wirtschaftliches.

Von der II. Ton-, Zement- und Kalkindustrie-Ausstellung in Berlin. Eingehende Besprechung der Ausstellung, die den Bauenden eine Fülle neuer Kunststeine vorführt und einen guten Vergleich der verschiedenen Baustoffe ermöglicht. Dtsch. Bztg. Mitt. 1910. Nr. 13, 14 u. 15. — Le Ciment 1910. Nr. 8 u. 9.

Eisenbetonbau oder Eisenbau? Der im Verein Deutscher Eisenhüttenleute in Düsseldorf von Obering. Fischmann gehaltene Vortrag hatte die Wirtschaftlichkeit des Eisenbetons bezweifelt. Dagegen wendet sich nun der vom Vorstand des Deutschen Betonvereins verfaßte Aufsatz. Zement und Beton 1910. Nr. 38. — Dtsche Bztg. Mitt. 1910.

Nr. 19. — Tonind.-Ztg. 1910. Nr. 113. — Beton und Eisen 1910. Nr. 12. — Beton-Ztg. 1910. Nr. 36 u. 37.

Zur Verwendung von Eisen im Hochbau. Dtsch. Bztg. 1910. Nr. 77.

Ciment armé ou charpente métallique. Treffende Widerlegung der Angriffe Fischmanns gegen den Eisenbeton. Le ciment armé 1910. Nr. 9.

Zimmerhandwerk u. Eisenbeton. Bericht über die Versammlung Deutscher Zimmermeister, wo beschlossen wurde, das Publikum über die Nachteile des Eisenbetons für Wohnbauten zugunsten altbewährter Holzkonstruktionen aufzuklären. Zement und Beton 1910. Nr. 36.

Vom Beton- und Eisenbetongeschäft in Sachsen-Weimar. Der Holzreichtum des Landes und die nicht bedeutende Industrie haben wenig Gelegenheit geboten, den neuen Baustoff einzuführen. Einige Bauten in Jena und Eisenach werden erwähnt. Zement und Beton 1910. Nr. 38.

Der Preiskampf in der Zementindustrie. Ende 1910 läuft die österreich. Zementkonvention ab, außerdem gedenkt das schlesische, nicht syndizierte, Werk „Silesia“ in Oppeln seine Produktion von 500 000 auf 1 Mill. t zu erhöhen; beide Gründe veranlassen ein Zurückgehen des Zementpreises seitens des oberschles. Syndikates. Weiterer Preisrückgang ist wahrscheinlich. Betonzeitung 1910. Nr. 35, 36, 37.

Eine Zementfabrik in Ostafrika. Es soll im Anschluß an eine Wasserkraftanlage an den Panganifällen eine Zementfabrik errichtet werden. Tonindustriezeitung 1910. Nr. 110.

Amerikanische Portlandzementfabriken. Von Dr. Schott. Überblick über die Entwicklung der amerikanischen Industrie; während 1893 noch eine Einfuhr von Zement erforderlich war, ist, trotz eignen Riesenverbrauchs, jetzt beträchtliche Ausfuhr vorhanden. Der Grund des Erfolges ist vor allem in geeignetem Gestein und billigen Brennstoffen zu suchen, sowie in der zeitgemäßen Verwendung neuester Maschinenanlagen. Interessante Mitteilungen über Besichtigungen einiger neuer Fabriken. Tonindustrie-Ztg. 1910. Nr. 104, 107, 110, 113.

II. Theorie.

Calcul pratique du ciment armé. In zahlreichen Tabellen sind die Ergebnisse der bekannten Eisenbetonformeln für einfache Belastungsfälle zusammengestellt. Le ciment armé 1910. Nr. 9 usw.

Berechnung von durchgehenden Balken. Die Clapeyronschen Gleichungen werden für die Belastung $\frac{1}{2}$ t/m der einzelnen Felder aufgestellt, die Stützenmomente berechnet und in Tabellen angeordnet. Durch Multiplizieren mit der wirklichen Belastung und Addieren werden in einfacher Weise die unter der Last entstehenden Stützen-

momente gefunden. Ein Beispiel ist durchgerechnet. Zement und Beton 1910. Nr. 39, vgl. auch 1909, Nr. 7.

Überschlägige Berechnung weitgespannter flacher Eisenbetonbogen ohne Gelenke. Von Rgbmstr. Petry. Die angegebenen Formeln und Zahlentabellen gestatten rasche Ermittlung von Horizontalschub und größtem Moment und darnach der erforderlichen Stärke von Scheitel und Kämpfer. Zement und Beton 1910. Nr. 35 und 36.

Flügelmauern aus Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. Elwitz. Ausführliche Angaben über Berechnungen von Rippenmauern, die im Zuge der Eisenbahn Frintrop-Osterfeld errichtet worden sind. Mit Abb. Beton und Eisen 1910. Nr. 12.

Über die Querschnittsbestimmung von Staumauern. Zusammenstellung, kritische Betrachtung und Vergleich der zu dieser Frage in letzterer Zeit veröffentlichten Arbeiten von Mohr, Kreuter, Platzmann, Link, Lévy. Mit Abb. Österr. Woch. öff. Baud. 1910. Nr. 36.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Tests of reinforced concrete beams under repeated loading. Dauerversuche des Materialprüfungsamtes der Universität von Pennsylvania ergeben, daß wiederholte Belastungen (bis $1\frac{3}{4}$ Mill.) keine schädigenden Wirkungen ausüben, nur wurden Haarrisse sichtbar. Mit Tabellen und Diagrammen. Concr. and Constr. Eng. September 1910. S. 662.

Versuche mit zentrisch und mit exzentrisch belasteten Pfeilern aus Backsteinmauerwerk und aus Beton. Von C. Bach. Interessant ist zunächst die Feststellung, daß das Raumgewicht von Ziegelmauerwerk in Zementmörtel 1:4 rd. 1,8 t/cbm, das von Beton 1:2,5:3 Kies:4 Schotter rd. 2,4 t/cbm beträgt. Die Versuche bestätigen weiter die bekannte Tatsache, daß die Festigkeit größerer Körper weit geringer ist als die kleinerer (Würfelfestigkeit). Weitere Schlüsse lassen sich nur auf Grund genauer Nachrechnung ziehen. Zeitschr. Ver. deutscher Ing. 1910. Nr. 39.

Einiges zur Rißbildung des Eisenbetons. An der Hand zahlreicher Versuchswerte, zum großen Teil aus den „Forschungsarbeiten“, werden Erklärungen über die Spannungen im Beton abgeleitet. Dabei werden auch Einflüsse der Meßmethoden kritisiert. Das Ebenbleiben der Querschnitte unter alleinigem Einfluß der Biegungsbeanspruchung in zulässigen Grenzen wird festgestellt. Die Zahl der Risse nimmt zu, wenn der gleiche Eisenquerschnitt durch größere Zahl kleinerer Eisen geschaffen wird, ebenso wenn das Eisen raue Oberfläche besitzt, da in beiden Fällen der Beton mehr zur Mitarbeit herangezogen wird. Naturgemäß sind die zahl-

reicheren Risse viel feiner und geben weniger Anlaß zu Besorgnis. Die ersten Risse treten bereits auf bei Eisenspannungen von 400 kg/qcm, lassen sich aber schwer erkennen und sind auch nicht schädlich. Mit Abb. Beton und Eisen 1910. Nr. 10, 11, 12.

Einige Schlußfolgerungen aus Bruchversuchen mit Plattenbalken. Aus den in Beton und Eisen 1909 Nr. 3 veröffentlichten Versuchen der Fa. Reila & Neffe, Wien, werden Haftspannungen von 8,5 kg/qcm und Scherspannungen von 14,5 kg/qcm berechnet. Einfluß der verschiedenen Eisenformen wird in einer Übersicht dargestellt. Beton u. Eisen 1910. Nr. 11.

IV. Amtliche Vorschriften über Eisenbetonbau.

— — —

V. Ausführungen.

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

Schliepwinkel. Besprechung eines Patentes (D. R. P. 22 002), durch Eisenbänder das Schalholz für Säulen und frei liegende Deckenbalken ohne Nagelung zusammenzuhalten. Der Zusammenschluß erfolgt durch Keile. Zement u. Beton 1910. Nr. 36.

Leichtstein-Massivdecke System Lehmann. Zwischen den Rippen der Eisenbetondecke sind Lochsteine aus Gemisch von Koksasche, Gips und Sägespänen eingeordnet. Gute Isolierung gegen Schall und Temperatur. Beton u. Eisen 1910. Nr. 12. Mit Abb.

Planchers pour maisons d'habitation. Besprechung verschiedener Decken, besonders solcher aus Hohlsteinen, darunter des Systems Carrière & Forestier. Hohlziegel bilden für einen zwischen ihnen zu stempelnden Rippenbalken die Schalung. Mit Abb. Le ciment armé 1910. Nr. 9.

Eisenbeton-Hohldecke von Türk-Mannheim. Diese neue Decke besteht aus nebeneinander zu legenden I-Profilen, die in Blechformen auf dem Werkplatz gestampft und mit Eiseneinlagen in beiden Flanschen versehen werden. Die Billigkeit wird besonders nachgewiesen. Beton u. Eisen 1910. Nr. 11.

Kosten einer Preßluftanlage in Kunststeinfabriken sollen so hoch sein und so wenig Lohnersparnisse bieten, daß Handarbeit als billiger vorgezogen wird; ein anderer Bericht zeigt dagegen an drei Beispielen sehr wesentliche Ersparnisse bei guter Ausnutzung der Presse. Zement u. Beton 1910. Nr. 37. 38.

Wie sehen unsere Bauten aus? Von Dr. Pudor. Die Steinhäuser der Städte sind ohne Leben und Farbe, eine schwarze Rußschicht ver-

deckt bald alle Architektur, daher wird als zweckentsprechend für unsere raucherfüllten Städte Backsteinbau bzw. Eisenbeton mit Terrakottenverkleidung empfohlen. Tonindustrie-Zeitung. 1910. Nr. 102.

Abbruchwert von Betonbauten. Eine scharfe Zurechtweisung des in Nr. 40 der „Bauwelt“ erschienenen Aufsatzes, welcher besonderen Wert auf Wiederverwertbarkeit von Abbruchmassen legen zu müssen glaubte. Man baut im allgemeinen aber nicht, um wieder abzubrechen, und Feuersicherheit erfordert mehr Berücksichtigung, sonst verschwindet der Bau womöglich, ehe er zum Abbruch bestimmt wird. Zement u. Beton 1910. Nr. 39.

2. Ausführungen im Hochbau.

Pioneer reinforced concrete work. Die Anfänge der Verwendung des Eisenbetons im Hochbau in den neunziger Jahren in Amerika, die Art des Bauens, die Zementsorten, die Herstellung der verschiedenen Bauteile und anderes mehr werden besprochen. Mit Abb. Cement Age Sept. 1910. S. 131.

Visintini-Träger im Hoch- und Brückenbau. Neuere Ausführungen beim Krankenhaus in Waidhofen an der Ybbs und bei der Reichenschwallbrücke in Steyr (9 m Stützweite). Zement u. Beton 1910. Nr. 38.

A reinforced concrete warehouse at Lowell, Massachusetts. Bauvorgang des Gebäudes von 30×78 m Grundfläche mit 12 Stockwerken von 2,50 m Höhe wird in Wort und Bild dargestellt. Cement Age Sept. 1910. S. 165.

Erweiterungsbau der Römhildt-Pianofortefabrik. Kurze Baubeschreibung mit Abb. Zement u. Beton 1910. Nr. 37.

Concrete features of the State Normal School at San Jose, California. Eines der größten und in seiner Gestalt anspruchendsten Schulgebäude, das den gestellten Bedingungen: feuer- und erdbebensicher, dem Land und Klima in baulicher und architektonischer Hinsicht angepaßt, vollkommen entspricht. Es bedeckt ein Gebiet von 75×144 m, ist zweistöckig und hat einen fünfstöckigen Turm. Mit Abb. Cement Age Sept. 1910. S. 147.

The Brewster Building, Long Island City. Größtes amerikanisches Eisenbetongebäude mit 3 Fronten von 61, 107 und 52 m, mit 7 Stockwerken und einem Turme, nach Ansicht des Artikelschreibers „außerordentlich anziehend vom architektonischen Standpunkte“. Mit Photogr. Cement Age Sept. 1910. S. 160.

Les cheminées industrielles en ciment armé. Auszug aus einem Aufsätze im Cement (New York) 1910, Nr. 12), in dem die Vorteile der Eisenbetonschornsteine gegenüber solchen aus Ziegelsteinen erörtert werden. Anführung von

Beispielen nach der Bauweise Monnoyer, vgl. L. Juni 1910. V, 2; Angabe von Kosten. Mit Abb. Le ciment armé 1910. Nr. 9.

Reinforced concrete granary and jetty at Waterford. Kornspeicher in reinem Eisenbeton von 37 m Länge, 16 m Tiefe und 26 m Höhe und eine Eisenbetonladebrücke auf Hennebiquepfählen von 61 m Länge und 7 m Breite. Viele Zeichnungen und Photographien. Concr. and Constr. Engg. Sept. 1910. S. 653.

Getreidesilo im Industriehafen Cöln-Deutz. Der Bau enthält 24 Zellen von je 21 m Höhe und $3,65 \times 3,60$ m lichter Weite und kann 47 150 Sack (etwa 4700 t) Weizen aufnehmen. Gründung auf 1,0 m starker Eisenbetonplatte, Bodendruck 2,8 kg/qcm. Einzelheiten über Wand- und Eckenausbildung. Mit Abb. Zement und Beton 1910. Nr. 36.

Luftschiffhallen. Allgemeine Betrachtungen über die für solche Bauten besonders eigenartigen Konstruktionsteile. Beton-Ztg. 1910. Nr. 38.

Two concrete locomotive coaling stations. Die eine Station in Ohio überspannt die 5 Gleise einer Hauptlinie und wurde ohne Unterbrechung des Verkehrs gebaut. Die Maschinenanlage unter den Gleisen von 4,5 m Weite wird durch 4 Eisenbetonträger von $0,61 \times 3,04$ m Querschnitt überspannt, auf denen die Säulen ruhen, die die Eisenbetonkonstruktion der Fußböden trägt. — Die zweite Station in Philadelphia überspannt 7 Gleise und ist vom Behälterfußboden bis einschl. Dach in Eisenbeton gebaut. Mit Zeichn. Eng. Rec. 3. Sept. 1910 S. 272.

A steel and reinforced concrete grand stand. Bei der 180 m langen, für 31 500 Zuschauer berechneten, Tribüne eines Fußballplatzes in Chicago sind die Fußböden und ein Teil der Säulen aus Eisenbeton hergestellt. Die 7,5 cm starke armierte Platte ist für 488 kg/qm lebende Last, die $24,5 \times 59$ cm armierten Träger für 365 kg/qm und die Säulen für 294 kg/qm berechnet. Beton 1:2:4. Mit vielen Phot. u. Zeichn. Eng. Rec. 3. Sept. 1910. S. 261.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Der Wettbewerb um Entwürfe für die Rheinbrücke bei Laufenburg. Ausführliche Besprechung mit Abb. Sämtliche Entwürfe zeigen in Flußmitte einen Pfeiler und zwei Öffnungen mit je 31,60 m l. W. Dtsch. Bztg. 1910. Nr. 79.

Sitterviadukt der Bodensee-Toggenburgbahn. Statische Berechnung der steinernen Anschlußviadukte. Sehr lehrreich, besonders wegen der außerordentlichen Höhe der Pfeiler. Mit guten Abb. Schweiz. Bztg. 1910. Nr. 11 u. f.

A long reinforced concrete railway viaduct in Rotterdam. Mit vielen Zeichn. u. Photogr. Concr. and Constr. Eng. Sept. 1910.

S. 625. — The Engineer, 9. Septbr. 1910. S. 267. s. L. August 1910. V, 3.

Schwarzwaldbahn Weißenbach-Forbach. Beschreibung einiger Steinbrücken mit guten Abb. Talübergang bei Langenbrand, 59 m St. W. Einpassung in die Landschaft. Dtsche Bztg. 1910. Nr. 75, 77, 79.

Pont en béton armé, à trois articulations, d'Amélie-les-Bains. Straßenbrücke, Dreigelenkbogen. Breite zwischen den eisernen Geländern 6,60 m, Stützweite 41 m. Kosten

26,5 m wird eine 21,5 m breite Straße, die in der Mitte 2 Straßenbahngleise hat, überführt. Das Eisenbetongewölbe ist in 8 Streifen mit 1,3 m weiten Zwischenräumen zerlegt. Die beiden mittleren, die die Straßenbahngleise tragen, sind 2,44 m breit, dann auf beiden Seiten je zwei 1,52 m breite für die Fahrbahn und schließlich 0,75 m breite Rippen für die Fußwege. Die Scheitelstärke ist durchgängig 75 cm. Die 3 Gelenke sind aus Eisen, zwischen Lagerstuhl und Gewölbe ist eine Reihe I-Träger eingeschaltet. Die Widerlager sind hohl und in Eisenbeton ausgeführt. Mit Photogr. und vielen Zeichn. Eng. Rec. 13. Aug. 1910. S. 181.



Fig. 1.

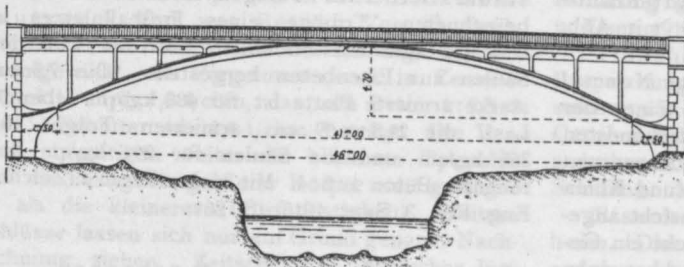


Fig. 2.

168 Frs. für 1 qm Grundfläche. Ausführliche Beschreibung des Bauwerks und der Probelastung. Die Gelenke sind so ausgebildet, wie es in L. Okt. 1910. V, 3. S. 406 u. 407 beschrieben ist. Berechnung der Gelenke. Ausführl. Abb. Génie civil 1910. Nr. 17.

Three-hinged arch vaulting over the Saint Martin Canal Paris. Mit Zeichn. Eng. Rec. 10. Sept. 1910. S. 290. Eng. News 15. Sept. 1910. S. 290. s. L. Oktober V, 3.

Three-hinged reinforced-concrete arch bridge, Los Angeles. In 3 Öffnungen von je

Ferro-concrete bridge at Chateau Thierry. Eisenbetonstraßenbrücke mit Spiralbewehrung und Kämpfergelenken während der Herstellung (System Considère). Engineering 2. Sept. 1910. S. 327.

Erfahrungen und Beobachtungen beim Bau der 85 m weiten Wölbbücke über den Isonzo bei Salcano. Von Ing. Dr. Örley. Gerüstverdrückung während der Wölbung, Ermittlung des Reibungsmittels zwischen den Gewölbequadranten und der Schalung, Formänderung des Hauptgewölbes bei der Ausrüstung, Einfluß von Temperaturänderungen auf die Form des fertigen Gewölbes werden sehr ausführlich und sachgemäß besprochen. Lesenswerter Aufsatz! Mitteilung von Einheitspreisen und Baukosten. Zeitschr. österr. Ing.-u. Arch.-Ver. 1910. Nr. 33 u. 34.

Die neue Eisenbetonbrücke über die Werle in Lippe. Straßenbrücke von 28 m Stützweite ist als Bogenbrücke mit zwei Gelenken und angehängter Fahrbahn ausgebildet. Bemerkenswerte Einzelheiten mit Abb. Beton und Eisen 1910. Nr. 11.

Pont de Sabarat sur l'Arize. Fachwerkträger (Halbparabelträger) von 20 m Stützweite für eine Straße in 4,3 m Breite; Fahrbahn ganz versenkt. Mit Abb. Le ciment 1910. Nr. 8.

Herstellung einer Eisenbetonbrücke in zwei Bauabschnitten. Von Dr. Ing. Roch. Ausführliche Baubeschreibung einer Straßenbrücke für schwere Lasten; des Verkehrs wegen wurde in halber Breite die alte Eisenbrücke abgebrochen und durch Eisenbetonplattenbalken ersetzt, dann die andere Hälfte. Angaben über die Belastungsproben, bei denen Einfluß der Stoßwirkung

festgestellt wurde. Mit Abb. Beton und Eisen 1910. Nr. 12.

A plate girder arch bridge carrying a concrete roadway. Die 21 m weite Eisenbahnbrücke mit Pfeilverhältnis 1:8,75 ist eine Zweigelenkblechbogenbrücke, deren Fahrbahntafel im Scheitel eine massive Betondecke, nach den Kämpfern zu eine Eisenbetonplatte von 25 cm Stärke ist, deren Last durch 30 cm starke Eisenbetonquerwände auf die eisernen Hauptträger, die ebenfalls mit Beton 1:2:4 ummantelt sind, übertragen wird. Mit Zeichnungen und Photographien. Eng. Rec. 20. August 1910. S. 217.

The Main Street Bridge over the Buffalo Belt Line. Schiefe Überführung einer Straße über 4 Gleise durch eiserne Auslegerträger, die vollständig mit 15 cm starkem Eisenbeton umhüllt sind. Zwischen den 1,3 m voneinander entfernten Trägern sind Eisenbetonkappen gespannt, auf denen die Straßendecke liegt. Ebenso liegen die verschiedenen Leitungen in einem Eisenbetonrohre rechteckigen Querschnitts. Mit Zeichnungen. Eng. Rec. 27. August 1910. S. 248.

Concrete pedestal bridge abutments on the New York State Barge Canal. Damit die Böschungen der aufgeschütteten Rampen der über den Kanal geführten Straßen nicht bis an die Kanalböschung reichen, ist eine 7,5 Eisenbetonplatte als Schleppträger an den Pfeiler der Hauptöffnung angeschlossen. Der Schleppträger ruht am anderen Ende auf zwei Eisenbetonsäulen, die bis auf Terrainoberkante hinunter gehen und auf Pfählen gegründet sind. Eng. News 18. August 1910. S. 180.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Fundierung der Rüstringer Brücke bei Wilhelmshaven. Beschreibung der sehr interessanten Gründung des Mittelpfeilers einer Drehbrücke. Ein Brunnen mit starkem gewölbeartigem Holzboden wurde als Schwimmkörper an seine Stelle gebracht und durch Aufmauern abgesenkt. Bei Erreichung der Kanalsohle wog der Brunnen 356 t, er wurde nach Ausbrechen des Holzbodens weiter bis 12,5 m unter Wasserfläche gesenkt und mit Beton verschiedener Mischung ausgefüllt. Zahlreiche Abb. Beton u. Eisen 1910. Nr. 11.

The substructure of the American River Bridge. Pfeilererrichtung mittels eines offenen 23 m langen, 8,5 m breiten und 6,7 m hohen Eisenbetonsenkkastens, auf den ein hölzerner Fangedamm verankert aufgesetzt wurde. Die Außenwände sind 91 cm stark, die drei Zwischenwände 122 cm. Die Schneiden und der untere Teil sind mit Eisen armiert. Dünnere Wände und schärfere Schneiden hatten ein schnelleres Einsinken ermöglicht. Mit Zeichnungen und Photographien. Eng. Rec. 27. August 1910. S. 232.

Concrete work at Gatun Locks, Panama Canal. Die Fortschritte beim Bau der Schleusen; die verbauten Betonmengen werden angegeben. Mit mehreren Photographien. Cement Age Sept. 1910. S. 145/152. — s. L. Okt. 1910. V, 4.

A reinforced concrete pumping cistern sunk into place in the ground. Der Brunnen hat kreisförmigen Querschnitt, eine lichte Weite von 6,1 m und eine Tiefe von 13,8 m. Die Seitenwände sind bis 34 cm stark, die Verstärkung ist außen erfolgt. Der Boden ist nach unten konvex und 39 cm stark. Die Wände sind doppelt mit Netzwerk armiert. Die Herstellung erfolgte so, daß abwechselnd die Wände gestampft und durch Abgraben versenkt wurden, der Boden wurde zum Schluß mit den Seitenwänden verzapft eingebaut. Der Fuß der Wand ist mit einer eisernen Schneide versehen. Mit Zeichnungen. Eng. News 25. Aug. 1910. S. 204.

Das Stauwehr am Doubs. Abfallboden aus Beton mit Eisenbewehrung. Mit Abb. Schweiz. Bauzeitung 1910. Nr. 9.

Coast defence works. Mit Abb. Concr. and Constr. Eng. September 1910. S. 672. — s. Aufsatz von Professor Engels: Armierter Beton Juni 1910.

Reinforced concrete yacht pier, Glén Cove, N. Y. An der starkem Wellenschläge ausgesetzten Küste von Long Island wurde mit gutem Erfolge eine Landungsbrücke aus Eisenbetonsenkkästen und Holzträgern von 16,1 m Weite errichtet. Der Querschnitt der Kästen ist ein Quadrat von 3,65 m Seitenlänge mit Zwischenwänden. Die Außenwände sind 15 cm stark und auf beiden Seiten mit $\frac{1}{2}$ Zoll starkem Rundeisen wagerecht und mit $\frac{3}{8}$ Zoll senkrecht bewehrt. Die Herstellung erfolgte am Ufer auf Schlitten, so daß die Kästen vom Stapel gelassen und an ihren Bestimmungsort gefahren werden konnten. Der Beton wurde in einer Mischung von 1:2:4 (Kies nicht größer als 12 mm) hergestellt, mit einem Zusatz von einem Patentmittel „Toxement“, das eine Verbindung von Kalk und Aluminiumsilikat in Kristallform bewirkt. Der Zement durfte nicht mehr als 1,75 Hundertstel SO_3 und nicht mehr als 3 Hundertstel MgO enthalten. Die Gesamtkosten betragen 59 000 M. Mit Zeichnungen und Photographien. Concr. and Constr. Eng. Sept. 1910. S. 635. — Eng. Rec. 20. August 1910. S. 205.

Schwimmende Fahrzeuge aus Eisenbeton. Von Stadtbaurat Perrey. Das Städtische Rheinbad zu Mannheim war bisher auf langen eisernen Schwimmern aufgebaut; in diesem Jahre sind 2 solche aus Eisenbeton hergestellt und mit Erfolg in Gebrauch genommen worden. Einzelheiten über die Gestaltung. Mit Abb. Deutsche Bauzeitung Mitt. 1910. Nr. 13. — Betonzeitung 1910. Nr. 37. — Beton und Eisen 1910. Nr. 11.

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

Eisenbetonschwellen. Allgemeine Empfehlung der Eisenbetonschwelle besonders für koloniale Bahnen, geschichtliche Ausblicke, Fragen der Wirtschaftlichkeit. Beton-Ztg. 1910. Nr. 38.

Tunnel aus Eisenbeton für das Offiziersheim Taunus in Falkenstein. Kurze Angaben über einen unterirdischen Verbindungsgang der Wohnhäuser mit dem Wirtschaftsgebäude. Mit Abb. Deutsche Bauz. Mitt. 1910. Nr. 15.

Progressive subsidence near Main St., Cambridge, Mass., and the design of the Main Street Subway. Der Unterpflastertunnel ist 7,6 m weit und 5,7 m hoch, die Wände sind 75 cm, die kreisförmige Decke 61 cm, der Boden 63 cm stark und mit einem Wasserschutz umgeben. Die Längsarmierung des im Senkungsgebiet liegenden Tunnels wurde für genügend erachtet, wenn sie für Spannungen infolge Temperatur und Schwinden bemessen ist. Mit Zeichn. Eng. News 8. Sept. 1910. S. 246.

Design of the Fourth Avenue Subway, Brooklyn. Die Unterpflasterbahn ist, abgesehen von Stationen und Ventilationsschächten, wo eiserne Träger verwendet werden, in Eisenbeton gebaut. Bei der dargestellten viergleisigen Strecke wird die mit $\frac{5}{8}$ zölligem Rundeseisen bewehrte 61 bis 68 cm starke Decke getragen von drei 30 cm starken, auf beiden Seiten mit einzölligem Rundeseisen armierten Zwischenwänden, die mit 61–91 cm großen Öffnungen versehen sind. Die Wände wurden wegen der besseren Ventilation Säulen vorgezogen. Die Seitenwände sind 80 cm stark und mit 10 cm starken Hohlziegeln hintermauert. Der Boden besteht außerhalb des Grundwassers aus 40 cm starkem unbewehrten Beton, im Grundwasser ist unter der 70 cm starken Betondecke

eine Hohlziegellage in Asphaltmastix verlegt, darunter eine doppelte Pechfilzlage, die auf einer 15 cm starken Betonschicht ruht. An den Seiten ist die Isolierung bis 61 cm über Grundwasser geführt. Mit Zeichn. Eng. Rec. 20. August 1910. S. 212.

Stollenbau in Stampfbeton. Bei Schleusenbauten in Straßen, wo der Fahrverkehr nicht unterbrochen werden soll, wird bei etwa 8 m Sohlentiefe Stollenvortrieb mit Schächten aller 50 m zweckmäßig. Angaben über einige ausprobierte Einzelheiten bei solchen Ausführungen in Stampfbeton. Beton-Ztg. 1910. Nr. 34.

Eisenbetonsiphon für eine Leitung unter 30 m Druckhöhe in Tuena, Spanien. Betonmischung 1:1,28:2,56, innerer Anstrich mit Zementmörtel 1:1, trotz hohen Druckes gut wasserdicht; 0,31 für 1 Sekunde Verlust bei Länge von 714 m, Kreisquerschnitt 4 m \varnothing , 19,7 cm Wandstärke, 1-Eisen in Querschnittsebene, Rundeseisen in Längsrichtung. Beton und Eisen 1910. Nr. 12. — s. L. August 1910. V, 4. S. 338.

VI. Allgemeine Fragen.

Die sozialen Aufgaben der Techniker. Von Ingenieur Lustig. Lesenswerte Betrachtungen über die Wertschätzung technischer Arbeit. Z. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1910. Nr. 36; vgl. auch Nr. 37.

Regelung des Submissionswesens. Die für den Handwerker so wichtige Frage der Vergütung von Arbeiten soll durch den Hansabund einer reichsgesetzlichen Regelung zugeführt werden. Von 18 zur Sache vorgebrachten Punkten wird besonders hervorgehoben die Zuziehung von Sachverständigen bei Vertragsabschlüssen und die möglichst einheitliche Fassung der Lieferungsbedingungen. Beton-Ztg. 1910. Nr. 35.

TAGUNG DER HÖHEREN TECHNISCHEN BAUPOLIZEIBEAMTEN DEUTSCHLANDS.

Soeben ist das Protokoll über die „Tagung der Höheren Technischen Baupolizeibeamten Deutschlands“ im Druck erschienen. Es enthält außer den auf der Tagung gehaltenen Referaten die an die einzelnen Punkte der Tagesordnung sich knüpfende Aussprache nach stenographischem Bericht. Da bei der kräftigen Entwicklung und vielseitigen Anwendungsmöglichkeit der Betonbauweise Meinungsverschiedenheiten zwischen den Bauenden und der Baupolizei hier am schärfsten hervortreten, nimmt die Aussprache über die aus diesem Gebiet angeregten Fragen den breitesten Raum ein.

Bei der Art der für alle Baupolizeiverwaltungen gleich wichtigen Verhandlungsstoffe und dem Interesse, das die beteiligten Fachkreise der Tagung und ihren Bestrebungen entgegengebracht haben, muß die Veröffentlichung des Berichts durch den Druck mit Freuden begrüßt werden. Der Austausch der Meinungen und Erfahrungen auf dem vielseitigen Gebiet der baupolizeilichen Tätigkeit mit Männern der Wissenschaft und der Praxis wird zweifellos von günstigem Einfluß auf die einheitliche korrekte Handhabung baupolizeilicher Bestimmungen sein und eine Klärung mancher bedeutsamer bautechnischer und wirtschaftlicher Fragen herbeiführen. Dieser Bericht ist zu beziehen durch die Göhm'sche Buchdruckerei Hannover (Preis 3,— M.).

Wünsche hinsichtlich der bei Aufstellung der nächsten Tagesordnung zu berücksichtigenden Verhandlungsgegenstände nimmt Herr Dr.-Ing. Sachs — Dortmund, Hagen-Str. 52 II — entgegen.

FRAGEKASTEN.

(Einer Anregung aus unseren Leserkreisen folgend, haben wir einen Fragekasten eingeführt. Wir fordern die Fachgenossen auf, sich an der Beantwortung der Fragen zu beteiligen, und werden diese Mitteilungen nach dem üblichen Satz honorieren.)

Frage:

Befestigung einer Betonmauer unter Wasser, die nicht abgeunden hat.

Die Betonmauer wurde teilweise bei niedrigem Wasserstand im Trockenem, bei hohem Wasserstand sachgemäß durch Schüttung mittelst Trichters unter Wasser hergestellt. Die Mischung war 1:8 gewählt und wurde durch Handmischung hergestellt. Der Sand und Kies war etwas feiner, aber scharfkörniger ziemlich reiner Grubenkies.

Das Wasser des kleinen Flusses hat eine geringe Bewegungsgeschwindigkeit. Nachträgliche Versuche haben ergeben, daß das Wasser durch seinen Magnesiumgehalt die Festigkeit des Betons wohl etwas einschränken, aber nicht gefährden kann.

Der Teil der Mauer, der unter Wasser liegt, hat nur ganz schwach abgeunden, sodaß er sich durch einfachen Hammerschlag lösen läßt, während der über Wasser liegende Teil der Mauer bei gleicher Bauweise gut erhärtet ist. Die Mauer hat 4 Wochen in Schalung gestanden und steht jetzt 4 Wochen ohne Schalung.

Als Ursache des Nichterhärtens dürfte die für Beton unter Wasser immerhin etwas schwache Mischung angesehen werden, die vielleicht auch noch etwas ausgespült ist. Die Mauer steht auf Pfahlrost.

Eine Verbesserung des Zustandes kann nur dahingehen, daß der Beton der Mauer nachträglich erhärtet wird. Andernfalls müßte man den nicht erhärteten Teil herausnehmen und durch neuen ersetzen. Kann man eine nachträgliche Erhärtung des Betons erreichen und wodurch?

Antwort:

Die Tatsache, daß der Beton unter Wasser schlecht abgeunden hat und nur geringe Festigkeit zeigt, ist nicht auffallend. Abgesehen davon, daß beim Betonieren unter Wasser der Beton sich leicht entmischen und nicht stark gestampft (verdichtet) und der darin enthaltene Zement, falls er sehr langsam abbindet, mehr oder weniger ausgespült werden kann — Umstände, die allein schon mangelhaftes Erhärten des Betons zur Folge haben können — ist auch im vorliegenden Falle die überaus magere Mischung schuld an der schlechten Erhärtung und geringen Festigkeit des Betons.

Nicht ausgeschlossen ist es ferner, daß zum Teil auch der zur Betonbereitung verwendete Zement zur Ausführung von Betonarbeiten unter Wasser ungeeignet war, einerseits weil er an sich vielleicht nur geringe Erhärtungsfähigkeit besitzt und andererseits überhaupt schlecht unter Wasser abzubinden vermag. Die verschiedenen Zemente verhalten sich nämlich in dieser Beziehung nicht gleich. Manche binden z. B. nur schlecht bzw. sehr langsam ab, wenn sie zu früh mit Wasser in Berührung kommen.

Es ist nicht anzunehmen, daß der Beton der fraglichen Mauer unter Wasser in absehbarer Zeit nennenswert nacherhärtet. Mittel, eine bessere bzw. schnellere Erhärtung des Betons künstlich herbeizuführen, gibt es nicht.

Entweder muß daher die Mauer etwa durch Schüttung mit geeigneten Betonmischungen, die zu beiden Seiten der Mauer aufgeführt werden; verstärkt oder der schlecht erhärtete Beton der Mauer völlig herausgenommen und durch neue ersetzt werden.

MITTEILUNGEN ÜBER PATENTE.

Mitgeteilt vom Patentbureau J. Bett & Co., Berlin SW. 48, Friedrichstraße 224.

Abonnenten unserer Zeitschrift erhalten dort kostenlos Auskunft über alle Patent-, Gebrauchsmuster- und Warenzeichen-Angelegenheiten usw.

Gegen die Erteilung kann während der zweimonatlichen Auslage Einspruch erhoben werden.

Patent-Anmeldungen.

- 80b. B. 58 821. Verfahren zur Gewinnung von Stückgips mittels Wasser- oder Dampfbehandlung. Berliner Gipswerke L. Mundt vorm. H. Kühne, Berlin. 27. 5. 10.
- 80b. H. 50 005. Verfahren zur Herstellung von Gegenständen aus Mörtelgemengen. Ernst Eberhard Hippe, Frederiksberg b. Kopenhagen.
- 80b. D. 19 168. Verfahren zur Aufbringung einer Schicht aus feuerfester Masse auf Körper, wie z. B. eiserne Säulen oder Träger. Georg Cohn, Hannover, Kurzestr. 4. 29. 10. 07.
- 80b. D. 22 793. Verfahren zur Herstellung rings geschlossener Hohlsteine; Zus. zu Patent 224 325. Dominik Drescher, Beuthen O.-Schl., Virchowstraße 28. 24. 1. 10.
- 80b. M. 36 843. Verfahren zur Herstellung eines für Teermakadamisierung bestimmten Gemenges aus Teer und Schotter o. dgl. Maschinenfabrik Rhein und Lahn, Gauhe, Gockel & Cie, Oberlahnstein a. Rh. 11. 1. 09.
- 80b. N. 11 496. Verfahren zur Herstellung einer hitzebeständigen Masse für Goldarbeiter usw. Joseph Nowak, Nürnberg, Albrecht Dürerpl. 3. 11. 5. 10.
- 80b. W. 33 719. Verfahren zur Verbesserung von Mauer- und Putzmörtel. Reinhold Wunderlich, Hohen-Neuendorf b. Berlin. 12. 1. 10.

Patent-Erteilungen.

- 80a. 227 372. Mischmaschine für Beton, Asphalt, Mörtel o. dgl. Charles Whalley, Blackpool, Engl.
- 80a. 227 638. Betonmischmaschine mit drehbarer, an ihrer Innenfläche mit gezahnten Schaufelwänden versehener Mischtrommel. Fa. Georg Peschke, Zweibrücken, Pfalz. 9. 9. 09. P. 23 671.
- 80a. 227 640. Feststehende Mischmaschine mit zweiteiliger Mischtrommel zur Herstellung von Beton, Mörtel u. dgl.; Zus. z. Pat. 199 450. Hager & Weidmann, G. m. b. H., Berg-Gladbach. 14. 2. 09. H. 46 054.
- 80a. 227 637. Verfahren zur Weiterverwendung hohl-gelauener, in der Mitte geteilter Walzen von Walzwerken für Ton u. dgl. Franz Becker, Frechen b. Köln. 9. 12. 09. B. 56 634.
- 37b. 227 111. Mauerstein aus nagelbarem Stoff. Emil Brockschmidt, Osnabrück, Johannisfreiheit 6. 24. 10. 09. B. 56 085.
- 37a. 227 110. Mauer aus Lochsteinen, welche mit Nüt und Feder ineinandergreifen, und Mauerstein zur Herstellung solcher Mauern. Fritz Koch, St. Paul, Minnesota, V. St. A.
- 80a. 227 308. Verfahren zur Herstellung von glatten oder gemusterten Kacheln und ähnlichen Gegenständen; Zus. z. Pat. 177 481. Hermann Kaehler, Neidenburg, Ostpr., u. Paul Kaehler, Berlin, Genterstr. 67. 1. 12. 08. K. 39 361.
- 80a. 227 309. Verfahren zur Herstellung glatter oder gemusteter Kacheln und ähnlichen Gegenständen; Zus. z. Pat. 177 481. Hermann Kaehler, Neidenburg, Ostpr., u. Paul Kaehler, Berlin, Genterstr. 67. 18. 5. 09. K. 41 071.

Gebrauchsmuster-Eintragungen.

- 37b. 433 783. Trapezförmiger, profilierter Füllstein für Eisenbetondecken. Adolf Ackermann, Wilmersdorf b. Berlin, Pfalzburgerstr. 24. 24. 8. 10. A. 15 299.
80a 434 979. Tonabschneider mit schlitzenartiger Kugellagerung. Friedrich Conradi, Laatzen vor Hannover. 9. 8. 10. C. 8002.

Neue in Frankreich angemeldete Patente.

- Nr. 417 472. Otto & Schlosser, Procédé pour l'établissement de carcasses métalliques comme armature pour corps en béton.
Nr. 416 831. Canal & Schuhl, Verfahren zur Herstellung von Fundamenten aus armiertem Zement.
Nr. 415 757. A. Henry, Armierete Mauern aus Betonsteinen.
Nr. 415 941. Fortain, Verkleidung aus armiertem Zement.
Nr. 12 551/288 220. Lang frères, Verfahren zur Herstellung von Balken, Pfählen usw. aus armiertem Zement mit symmetrischer Armatur.
Nr. 416 442. L. Paumelle, Verfahren, um im Boden Grundpfiler aus Beton oder anderem plastischem Material herzustellen.
Nr. 12 646/400 798. C. Poyet, Fußboden bzw. Plafond aus armiertem Zement und Keramik.
Nr. 12 847/409 577. H. Knobel, Neuerung an Decken aus Holzzement.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Aus der amerikanischen Praxis.

Rißbildung in einer Kernmauer aus Beton.

Den beunruhigenden Mitteilungen über das Auftreten von Rissen in dem Betonkernmauerwerk des Dammes von Little Bear Valley, Calif., gegenüber, gibt W. H. Sanders den Sachverhalt an. Er sei in Kürze besprochen. Der gegenwärtig in Herstellung befindliche Damm hat im Innern einen Betonkern ohne Armierung. Die Arbeiten begannen 1904. Die Abmessungen sind an der Basis 6,1 m, an der Krone 0,9 m. Im Oktober 1909 wurden 4 Risse in der Kernmauer entdeckt; sie war bis zu 46 m Höhe gediehen. Die Breite betrug an dieser Stelle 1,5 m, die Länge 230 m und die Mauer ragte um etwa 10 m über das Füllmaterial des Dammes heraus. Letzteres besteht aus Erd- und Felsmaterial mit einer wasserseitigen Neigung von 1:2½ und einer landseitigen von 1:2 und trägt außerdem eine Uferbekleidung. Die 4 Risse waren über die ganze Länge der Mauer verteilt, die sich in ihrer fertigen Höhe auf etwa 232 m belief. Die Messung des Risses III (etwa 129,2 m vom Nordende der Mauer entfernt) ergab am 1. November 1909 eine Breite von etwa 2,8 mm. Am 8. November stellte man neuerdings eine Messung an und fand 3,1 mm, am 18. November 4,2 mm. Am 13. Dezember ergab sich keine andere Breite als die zuletzt gemessene, die Rißbildung war scheinbar zur Ruhe gekommen. Ähnlich lagen die Verhältnisse bei den anderen Rissen, die überdies unter starken Temperaturänderungen eine Erweiterung zeigten. Bei wechselnder Sonnenbestrahlung konnte ein deutliches Atmen der Sprünge bemerkt werden. Am 19. November erschien ein 5. Riß, der wie die anderen, ebenfalls vertikal verlief. Diese anfänglich täglichen Beobachtungen und Messungen wurden später auf wöchentliche beschränkt. Hierbei zeigte sich, daß am 5. April eine Abweichung der Mauer aus ihrer Richtung um 15 cm eintrat. Durch ein Nivellement der auf der Mauerkrone in Abständen von etwa 12 m eingeschlagenen Pföcke ergab sich die Richtigkeit

dieser Messung. Seither hat sich die Mauer nicht mehr bewegt. Die Risse änderten ihre Ausdehnung nicht, nur zeigte sich ein regelrechtes Atmen infolge auftretender Temperaturschwankungen. Die erwähnte Abweichung aus der Bauflucht ist offenbar eine Folge von mangelhafter Sorgfalt bei der Herstellung gewesen. Die Tiefe der gemessenen Risse betrug 1,80 m unterhalb der Hinterfüllung. Allem Anschein nach handelt es sich nur um Temperaturrisse. (Eng. News. Vol. 64. Nr. 8. 25. Aug. 1910.)

Zerstörung von Dachplatten aus Eisenbeton und deren Auswechslung.

Im Jahre 1903 wurde die Station »La Salle Street« in Chicago dem Verkehre übergeben; sie ist von einem 65 m weit gespannten Fachwerkbinder überdeckt, dessen Dachhaut seinerzeit aus mit Streckmetall armierten Eisenbetonplatten gebildet wurde. Zur Verwendung gelangte Schlackenbeton in 7,6 cm Stärke. Der Abstand der Eiseneinlagen war 1,7 cm vom Rande. Die Dachfläche wurde, außer durch die Sparren und Pfetten, noch durch kleine Holzbalken in Felder von 10 × 10 cm unterteilt, welche die Betonplatten trugen. Hierdurch gelangten aber infolge der unregelmäßigen Ausdehnung beider Baustoffe Risse in den Beton, in denen sich Wasser ansammelte. Außerdem drangen die Rauchgase der Lokomotiven ein, wirkten chemisch zersetzend auf den Schlackenbeton und die Eiseneinlagen. Das Eisen dehnte sich infolge der Rostbildung aus, erweiterte die vorhandenen und schuf neue Rißbildungen, so daß die Einwirkung verstärkt und beschleunigt wurde. Die ersten Anzeichen von diesen Vorgängen wurden erkannt, als ein kleines Stück der Dachhaut herabfiel und vollständig zerstörte Eiseneinlagen aufwies. Es wurde nach eingehender Untersuchung eine teilweise Erneuerung beschlossen. Etwa 60% der Platten (rund 6000 Platten) wurden ersetzt. Die neuen Platten sind nur 6,4 cm stark, mit Sondereisen einer amerikanischen Firma armiert und mit allseitigem Anstrich (Iront) gegen die Einwirkung der Rauchgase versehen; sie greifen mit Feder und Nut ineinander. Diese Verbindungsfugen werden mit einem Gemisch von Zement, Iront und Wasser ausgegossen. Die Befestigung an den Sparren erfolgte durch eingelassene Holzkeile. Die Herstellung erfolgte auf einer Arbeitsbühne, die für 29 Formen berechnet war, in der Weise, daß auf eine 1,7 cm starke Schicht von Beton (1:2) die Eisen verlegt wurden. Die weitere Betonierung erfolgte mit einer Mischung 1:6. Die Oberfläche wurde geglättet, feucht gehalten und etwa 36 Stunden abbinden gelassen. Nach 4 Tagen erst erfolgte ein Anstrich mit Iront, der nach 1½ Tagen wiederholt wurde. (Eng. Rec. Vol. 62. Nr. 5. 30. Juli 1910.)

Die Betonarbeiten beim Bau des Panamakanals.

Seit Beginn der Arbeiten (Aug. 1909) sind etwa 382 000 m³ Beton für die Schleusenanlagen zu Gatun zur Verwendung gekommen. Das entspricht rund ¼ der hierzu erforderlichen Menge. Die durchschnittlich veranschlagte Menge war bis zum Juli 1910 nicht eingehalten; es fehlten etwa 67 000 m³. Die Arbeiten wurden daher beschleunigt, so daß eine monatliche Steigerung der verwendeten Betonmengen erzielt wurde. Im ganzen sind derzeit etwa 5/8 der erforderlichen Betonmengen eingebracht, also rund 950 000 m³. Eine Vorstellung von der Intensität der täglichen Leistung erhält man am besten durch einen Vergleich mit einer unseren Verhältnissen angepaßten Anlage. So betrug die tägliche Leistung beim Bau des Kaiser-Wilhelm-Kanals etwa 400 m³ Beton, während beim Panamakanal eine durchschnittliche tägliche Betonmenge von 2600 m³ zur Verwendung gelangte. (Eng. Rec. Vol. 62. Nr. 1. 2. Juli 1910.)

Transportschiffe aus Eisenbeton.

Vor einigen Jahren wurden in Italien nach der bisher für Holz und Eisen üblichen Bauweise eine Reihe von Prähmen gebaut, die sich sehr bewährt haben. Trotzdem aber konnte in Amerika mit der Einführung derartig gebauter Schiffe kein Erfolg erzielt werden. Diesbezügliche Versuche auf dem Missouri kamen nicht über die ersten Anfänge hinaus. Man kann daher die aus armierten

ergab sich kein weiterer Anstand. Die Nutzlast eines Kahnens beträgt 104 t bei 84 cm Tiefgang. Wenn auch diese Schiffe vorläufig nur als Transportschiffe verwendet werden, so ist bei entsprechender Vermehrung ihre Verwendung als Kanalkähne in Aussicht genommen.

(Eng. News. Vol. 64, Nr. 4. 28. Juli 1910.)
Bearbeitet von Dipl.-Ing. F. l'Allemand.

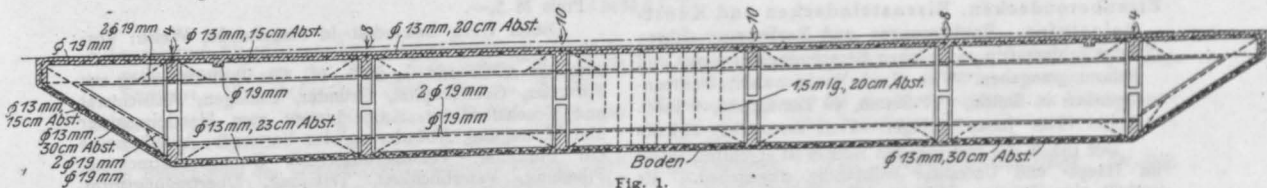


Fig. 1.

Beton konstruierten Transportschiffe beim Bau des Panamakanals als die ersten bezeichnen, die praktische Verwendung fanden. Sie dienen vorwiegend dazu, das beträchtliche Baggergut, das mittels hydraulischer Pumpen gewonnen wird, nach den angrenzenden Sümpfen zu schaffen, wo es zum Trockenlegen dieser Landstriche verwendet wird. Man gewinnt auf diese Weise über 180 ha Land. Die Beweglichkeit einer Baggeranlage bedingt nun die Verwendung einer Reihe von Kähnen, zu welchen sich solche aus Eisenbeton besonders eignen, denn einmal erfordert ihre Herstellung wesentlich geringere Kosten als die von Holz- oder Eisenschiffen gleicher Tragfähigkeit und ferner entfallen die nicht unbedeutenden Unterhaltungskosten.

Die Prähme sind Flachboote der üblichen Konstruktionsart. Die Gesamtoberfläche beträgt $19,5 \times 7,3$ m.

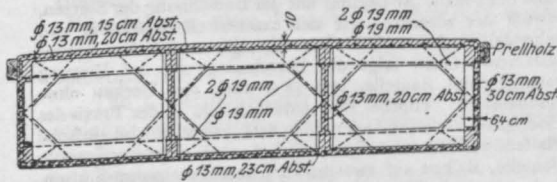


Fig. 2.

Der Schiffskörper wird durch Längsschotte in 3 Teile geteilt, die etwa 2,4 m Abstand haben. Schandeck, Schotte und Boden sind gegeneinander abgesteift. Deck und Boden sind mit Streckmetall armiert und haben außerdem gezahnte Eiseneinlagen (12 mm stark). Die Armierung des Verdeckes ist eine kreuzweise. Zur Verbindung mit dem Schiffskörper sind 6 Mannlöcher vorhanden und außerdem sind an den Längsseiten Pflöcke zum Vertauen. Der Querschnitt zeigt auch die Prellhölzer.

Die Armierung des Bodens und der Seitenwände wird auf einer Bühne derart zusammengestellt, daß man auch unterhalb des Bodens nach arbeiten kann. Dieses Netzwerk wird mit einem Zementmörtel (1:2) beworfen, dem 25% Kalk zugefügt ist. Diese Masse bekleidet die Außenseite der Eisen mit 2,5 cm Stärke und wird in 2 Lagen aufgebracht. Die Innenseite wird derart stark gemacht, daß sich eine Gesamtdicke von 6,4 cm ergibt. Die Platte wird besonders an der Außenseite glatt verrieben. Die Schotte und Spanten werden mittels Draht und eigener abgebogener Eisen an die Außenwand angehängt. Hierzu verwendete man Beton von 1:6. Die Stampfformen für Schotte, Spante usw. sind derart gebaut, daß sie zerlegbar sind und an anderen Stellen wieder verwendet werden können.

Der erste Prähm wurde im April 1910 in Verwendung gestellt, rund 12 Tage nach Vollendung. Dieser zeigte im Boden Risse, die sich erweiterten und Wasser aufnahmen. Nachdem diese Risse ausgebessert waren,

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Über mehrfache elastische Gewölbe, eine theoretische Untersuchung über die statische Wirkungsweise der Übermauerung bei weitgespannten Gewölben, ein Beitrag zur Theorie der Nebenspannungen gewölbter Brücken von Wilhelm Schachenmeier, Karlsruhe, mit 43 Abb. im Text. Leipzig, Verlag von Wilhelm Engelmann 1910. Fortschritte der Ingenieurwissenschaften. Zweite Gruppe, Heft 23.

Die vorliegende Arbeit ist — was zu ihrer Beurteilung nicht unerheblich erscheint — als Doktordissertation entstanden. Es ist nicht zu verkennen, daß es gerade auf dem Gebiete des Bauingenieurwesens recht schwer fällt, eine Promotionsarbeit zu schaffen, wenn man sich nicht auf experimentelle Untersuchungen stützt. Die von der Promotionsordnung gestellte und auch nicht zu umgehende Forderung, daß der Kandidat durch die Arbeit den Beweis erbringen soll, daß er wissenschaftlich zu arbeiten imstande ist, führt, bei der nicht zu verkennenden Schwierigkeit, geeignete rein theoretische Aufgaben zu finden, nur zu oft zu — zwar ihrer Art nach — durchaus wissenschaftlichen, aber für die Praxis nicht allzu wertvollen Arbeiten.

Derartiger Gedanken wird man sich auch beim Durchsehen der oben genannten Arbeit nicht enthalten können, um so weniger, wenn man den außerordentlich großen Aufwand des rein mathematischen Rüstzeuges in Berücksichtigung zieht, der aufgewendet worden ist, um ein — schließlich nicht einfach verwendbares Ergebnis zu erzielen. Abgesehen von der 8 Seiten umfassenden Einleitung und den Schlußbemerkungen von 1 1/2 Seiten wird der 72 Druckseiten füllende Hauptteil von rd. 48 Seiten rein mathematischer Ermittlungen, die zum Teil ohne Unterbrechung mehrere Seiten hindurch fortlaufen, gebildet. Wenn auch hierdurch das der Arbeit gestellte nicht einfache Problem eine mathematische Lösung durch Aufstellung eines Systems linearer Gleichungen gefunden hat, so verheißt sich der Verfasser doch zum Schluß nicht, daß „die Auflösung dieses Systems, auch nachdem die Hauptunbekannten abgetrennt sind, immer noch eine mühsame und leicht zu Fehlern führende Arbeit bleibt“. Ich glaube demnach nicht, daß es dem Verfasser gelungen ist, wie er in dem Vorworte sagt, eine praktisch brauchbare Methode der Berechnung der Einflüsse einer Übermauerung usw. auf das Gewölbe gefunden zu haben; ich glaube aber auch garnicht, daß die bauliche Praxis an einer solchen Auffindung ein besonderes Interesse hat, da die bisher üblichen einfachen graphischen Rechnungsmethoden, den Einfluß einer Übermauerung mit und ohne Aussparungen auf das Hauptgewölbe zu bestimmen, durchaus bewährt und ausreichend sind!

Ich verkenne nicht, wie eingangs hervorgehoben wurde, daß es für den Bauingenieur schwer ist, zu promovieren, aber ich glaube auch nicht, daß durch Arbeiten

wie die vorliegende — so mathematisch und gründlich sie auch ist. — das Ansehen des Doktor-Ingenieurs in der baulichen Praxis gehoben wird; es könnte — ganz abgesehen von dem hier vorliegenden Falle — sich gerade beim Praktiker leicht die Meinung einer allm. theoretischen Ausbildung oder Veranlagung eines Dr.-Ing. ausbilden — und das würde ich im allseitigen Interesse bedauern.

Prof. M. Foerster.

Eisenbetondecken, Eisensteindecken und Kunststeinstufen. Bestimmungen und Rechnungsverfahren nebst Zahlentafeln, zahlreichen Berechnungsbeispielen und Belastungsangaben. Von Carl Weidmann, Stadtbauingenieur in Stettin. 91 Seiten, 40 Textfiguren, 1 Tafel. Berlin 1910. Julius Springer. Preis kartonniert M 2.80.

Der Inhalt des vorliegenden Buches ist eigentlich schon im Haupt- und Untertitel vollständig angegeben. Es enthält eine Zusammenstellung aller für Eisenbeton- und Eisensteindecken maßgebenden ministeriellen Erlasse, die dann durch Beispiele erläutert sind. Den Beispielen geht eine Zusammenstellung der für die Berechnung in Frage kommenden einfachen Formeln voran; es sind sowohl nur 2seitig gelagerte wie auch kontinuierliche Decken und Unterzüge, steife und schlaife Eiseneinlagen u. a. m. berücksichtigt. Die beigegebenen Tabellen dienen zur Erleichterung der Berechnung einfacher Decken; bei Berechnung von Eisenbetonunterzügen werden sie nur in wenigen Fällen ausreichen, da die Abmessungen nur für Momente bis 2,5 tm angegeben sind. Außer der Berechnung der Decken ist noch die der I-Träger angegeben, soweit sie sich durch die Bestimmungen vom 31. 1. 10 gegen den früheren Brauch unterscheidet. Den Schluß bilden Angaben zur Berechnung von transportablen Kunststeinstufen sowie einige Eisenquerschnittstabellen und Belastungsangaben. Das Buch ist besonders für in der Aufstellung statischer Berechnungen weniger Geübte brauchbar und kann auch mit Vorteil zur Nachprüfung vorliegender Berechnungen benutzt werden.

E. Conrad.

Jahrbuch der Technischen Sondergebiete. Unter Mitwirkung von Fachleuten bearbeitet von Dr. R. Escalles. I. Jahrgang 1910. Verlag J. F. Lehmann, München. Preis gebunden M 6,—.

Diese Neuerscheinung macht es sich zur Aufgabe für verschiedene technische Fachgebiete folgende fünf Fragen zu beantworten.

1. Wo kann man das betreffende Sondergebiet erlernen?
2. Wo kann ein Fabrikant seine Waren in halbfertigem Zustand prüfen oder begutachten lassen, ehe er solche in Verkehr bringt, und wo kann der Käufer eine zu erwerbende oder erworbene Ware untersuchen lassen?
3. Wo sind praktische Berater für Errichtung und Betrieb von Fabriken, Erfindung von Neuerungen, Erstattung von Gutachten?
4. Wo können Gerichtshöfe, Schiedsgerichte, Patentämter, Handels- und Gewerbekammern, Patentanwälte, Großindustrielle, Fabrikanten, Handelshäuser, Stadtverwaltungen die Adressen von Sachverständigen für technische Fragen finden?
5. Welche besonderen Fachzeitschriften und Kalender gibt es?

Die Aufgabe ist sehr dankbar und wäre für Industrie und Gewerbe sehr förderlich. Leider kann man von der ersten Auflage dieses Werkes nicht behaupten, daß es über alle Fachzweige die gestellten Fragen so beantwortet, wie es wünschenswert wäre.

Jedenfalls ist es ein dankenswertes Beginnen und es steht zu erwarten, daß bei einer neuen Auflage alle Fachgebiete mit der gleichen Sorgfalt behandelt werden, wie dies bei einigen ja schon in der ersten Auflage geschehen

ist. Wir möchten aber gerne das Unternehmen dadurch fördern, daß wir es den verschiedenen Fachkreisen bestens empfehlen.

„Anleitung zur Gründung einer Gesellschaft mit beschränkter Haftung sowie Handel und Verkehr in Geschäftsanteilen von G. m. b. H.“
• Verlag von Otto Herm. Hörisch in Dresden-N. 17. Preis M 5,—.

Dieses Werk behandelt in eingehender Weise: Vorzüge gegenüber der A.-G., wesentlichste Unterschiede zwischen A.-G. und G. m. b. H., Gesellschaftsvertrag mit Formular, Grundkapital, Gründer, Einlagen, Aufsichtsrat und Geschäftsführer, Anmeldungen zum Handelsregister und Eintragung, Abänderung des Vertrages, Anteilscheine mit Formular, Veräußerungsrecht, Zwangsvollstreckung, Pfändung, Vererblichkeit, Teilarbeit, Übertragungsform, An- und Abmeldung der Gesellschafter, Amortisation, Stimmrecht usw.

Das Buch ist aus der Praxis heraus, leichtverständlich bearbeitet und daher jedermann, der eine G. m. b. H. zu bilden beabsichtigt oder sich über die Rechte und Pflichten eines Geschäftsführers, über das Wesen und die Rechtsverhältnisse von Anteilscheinen zu orientieren wünscht, nur zu empfehlen.

„Eisenbetonbau Selbststudium.“ Von Friedrich Michaelis. Ableitung und Anwendung der ministeriellen Bestimmungen für Eisenbeton. Verlag: Zement und Beton, G. m. b. H. Berlin NW. 21. Preis geb. M 3.50.

Wie schon der Untertitel des Buches besagt, befaßt sich der Verfasser in der Hauptsache mit der Ableitung der in den ministeriellen Bestimmungen erwähnten Formeln und deren Anwendung auf die am häufigsten vorkommenden Fälle der Praxis. Er beginnt mit der Berechnung der Stützen, sowohl der zentrisch, wie der exzentrisch belasteten, und behandelt hierbei auch die Berechnung von einfachen Bogensystemen. Dann folgt die Berechnung nur auf Biegung beanspruchter Bauteile, und zwar auch von Decken ohne Eiseneinlage. Hierbei sind natürlich alle in der Praxis des Hochbaues vorkommenden Fälle berücksichtigt, also einfache Platten und Plattenbalken, einfach und doppelt armierte Bauteile, Balken auf zwei und solche auf mehreren Stützen, d. h. kontinuierliche Träger. Schließlich enthält das Buch noch Faustformeln zu überschläglichen Rechnungen, kurze Angaben zu Preisberechnungen ferner zu statischen Untersuchungen weniger einfacher Fälle und die üblichen Tabellen.

Dipl.-Ing. Conrad.

NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

Dipl. Ing., Dr. phil. F. Klein, „Entwicklungs-, Arbeiter- und Marktverhältnisse des Tiefbaugewerbes“. 88 Seiten. Schriften des Verbandes Deutscher Diplom-Ingenieure IV. Verlag M. Krayn, Berlin 1910. Preis brosch. M 2.50.
Ing. Fr. P. Böhm, Leitende Grundsätze für die Entwasserung von Ortschaften. 236 Seiten, 125 Abbildungen. Verlag Ludwig Degener, Leipzig 1910. Preis geh. M 3.60.
Dr. Ferdinand R. v. Arlt, Laboratoriumsbuch für die Zementindustrie. 33 Abbildungen im Text, 97 Seiten. Verlag Wilh. Knapp, Halle a. S., 1910. Preis geh. M 4.50.
Stahlwerks-Verband A.-G. Düsseldorf 1910. Taschenbuch mit Zeichnungen und Angaben über die Verwendung von Eisen im Hochbau.

Neue Kalender.

Deutscher Baukalender 1911. 3 Teile. I. Teil: Taschenbuch in Leder gebunden. II. Teil: Nachschlagebuch, broschiert. III. Teil: Skizzenbuch, broschiert. Verlag der Deutschen Bauzeitung, Berlin SW. 11. Preis M 3.50.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Hefes 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.