

ARMIERTER BETON.

1910. AUGUST.

INHALT:

- Stützmauer und Fundamente der westlichen Portalkran-
schiene im Gaswerk Mariendorf. Von Regierungs-
baumeister K. Bernhard (Berlin). S. 309.
- Der zulässige Verlauf von Stützlinien in Betonbögen bei
Berücksichtigung der Uhomogenität des Materials. Von
Regierungsbaumeister R. Sonntag (Düsseldorf). S. 314.
- Bestimmung der Mindesthöhe von einfach armierten
Plattenbalken. Von Oberingenieur K. Stock (Mann-
heim). S. 316.
- Berechnung mehrfach statisch unbestimmter Pfeiler. Von
Ingenieur W. Vieser (Wien). S. 320.
- Eisenbeton-Konstruktion eines großen Piers an der Kali-
fornischen Küste. Von Ingenieur Fr. Bock (Charlotten-
burg). S. 325.
- Fabrikschornsteine und Wassertürme aus Betonsteinen
auf der Weltausstellung in Brüssel. Von Ingenieur
Fr. Bock (Charlottenburg). S. 329.
- Wohnhäuser aus Beton. Von Dipl.-Ing. F. l'Allemand
(Berlin). S. 331.
- Literaturschau. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing.
F. Kögler (Dresden). S. 333.
- Berichtigung. S. 338.

STÜTZMAUER UND FUNDAMENTE DER WESTLICHEN PORTALKRAN- SCHIENE IM GASWERK MARIENDORF.

Von Privatdozent Regierungsbaumeister Karl Bernhard (Berlin).

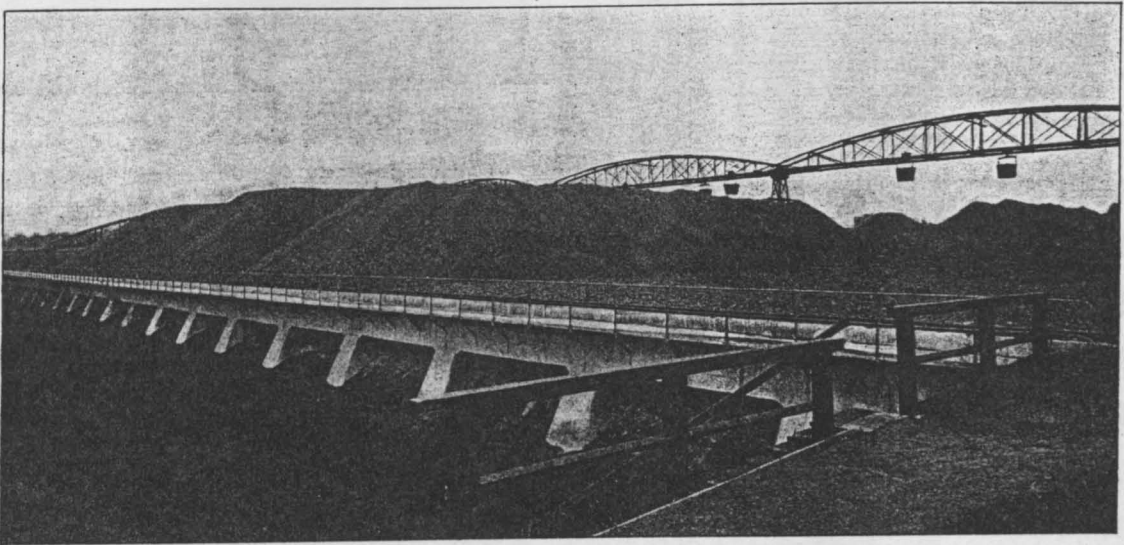


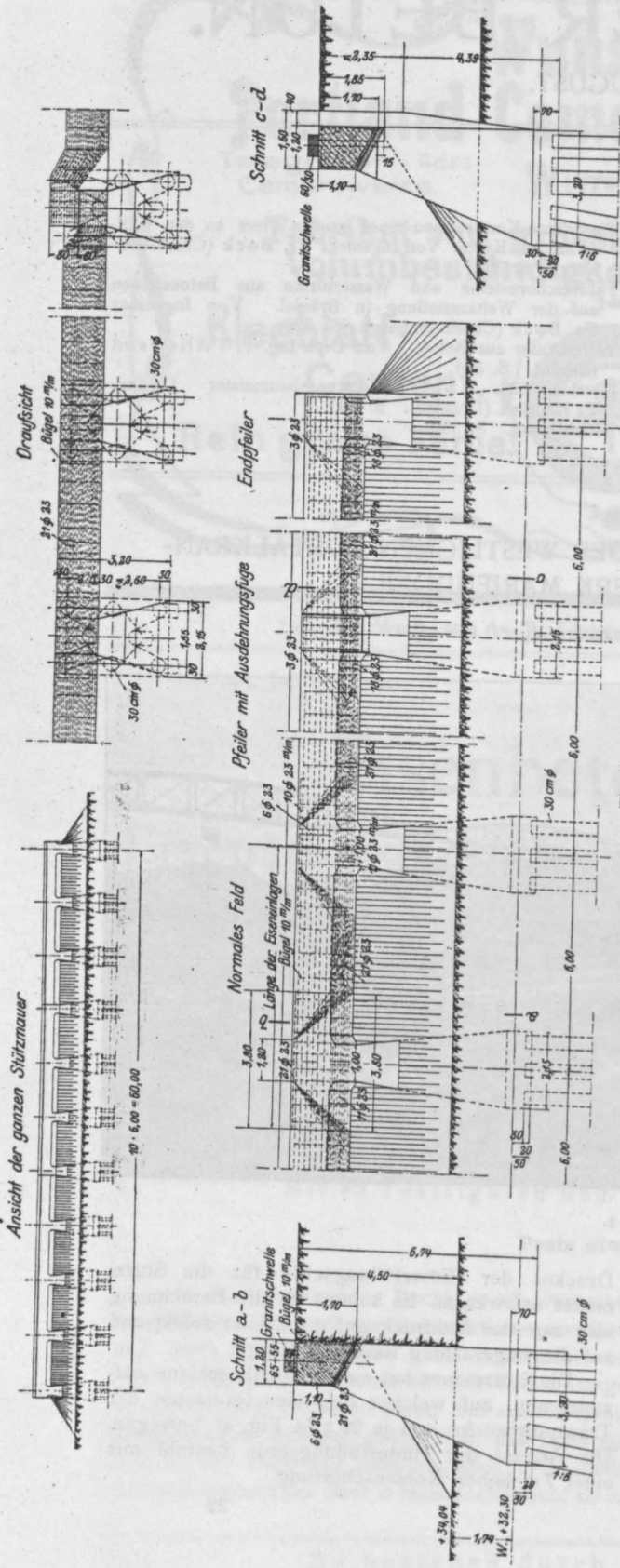
Fig. 1.

1. Allgemeines.

Die allgemeine Anordnung und Hauptabmessungen der obigen Stützmauer zeigt Fig. 2. Mit Rücksicht auf die künstliche Fundierung ist eine aufgelöste Form gewählt, welche Pfeiler in Abständen von 6,0 m vorsieht. Eisenbetonbalken sind dazwischen gespannt und unter diesen fällt das Erdreich mit natürlicher Böschung durch. Hierdurch wird ein großer Teil des

Druckes der Hinterfüllungserde für die Stützmauer unwirksam. Es kommt für die Berechnung also nur der Erddruck auf die Pfeiler selbst und auf die wagerechten Balken in Frage.

Die Stützmauer hat eine Kranbahnschiene aufzunehmen, auf welcher sich vier Radlasten der Transportbrücke von je 20 t (s. Fig. 4) bewegen. Die Auflast der Hinterfüllungserde besteht aus einer 7 m hohen Kohlenschüttung.



Die Pfeiler ruhen auf acht Pfählen, für welche eine höchste zulässige Belastung von je 20 t angenommen ist. Der Baugrund bestand aus Schüttdoden in einem früheren Graben und aus blau-grauem fetten Ton.

2. Ermittlung der Erddrücke.

Die Erddrücke auf die Stützmauer sind in Fig. 3 nach bekannter Konstruktion zeichnerisch bestimmt (Hütte III, 20. Aufl., S. 336).

Der Berechnung sind folgende Annahmen zugrunde gelegt:

das Einheitsgewicht der Erde

$$\gamma_e = 1,8 \text{ t/cbm,}$$

der natürliche Böschungswinkel der Erde

$$\varrho = 36^\circ,$$

der Reibungswinkel zwischen Erde und Mauerwerk

$$d' = \frac{3}{4} \varrho = 27^\circ.$$

Aus der Konstruktion ergibt sich e und f, somit der Erddruck

$$E = \frac{1}{2} \gamma_e \cdot e \cdot f$$

Fig. 2. $\frac{1}{2} e \cdot f$ wird in ein Dreieck umgewandelt von der Höhe h und der Breite b.

a) Erddruck auf den Pfeiler. (Fig. 5.)

Aus der Erddruckfigur ergibt sich per Erddruck für unbelastete Hinterfüllungserde

$$E_u = \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 1,125 \cdot 4,5 = 4,56 \text{ t.}$$

Der Angriffspunkt liegt in $\frac{1}{3} h$ von unten. Der Erddruck infolge der Auflast p

$$E_p = 4,5 \cdot 0,825 \cdot 1,8 = 6,69 \text{ t.}$$

Die Resultierende von E_u und E_p liegt in der Höhe

$$e = \frac{4,56 \cdot 1,5 + 6,69 \cdot 2,25}{4,56 + 6,69} = 1,9 \text{ m,}$$

$$E_u + E_p = 4,56 + 6,69 = 11,25 \text{ t.}$$

b) Erddruck auf den Betonbalken. (Fig. 3).

$$E_u = \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 0,425 \cdot 1,7 = 0,65 \text{ t}$$

Angriffspunkt in $\frac{1}{3} h$ von unten

$$E_p = 1,7 \cdot 0,825 \cdot 1,8 = 2,5 \text{ t.}$$

Die Resultierende von E_u und E_p liegt von der Unterkante des Balkens entfernt

$$e = \frac{0,65 \cdot 0,57 + 2,5 \cdot 0,85}{0,65 + 2,50} = 0,79 \text{ m}$$

$$E_g + E_p = 0,65 + 2,50 = 3,15 \text{ t.}$$

Für die Berechnung des Balkens ist der Erd-
druck in die lotrechte und die wagerechte Seiten-
kraft zerlegt. (Fig. 6.)

Für $\delta' = 27^\circ$ ergibt sich die lotrechte
Seitenkraft

$$A = 3,15 \cdot \sin 27^\circ = 3,15 \cdot 0,45 = 1,42 \text{ t/m.}$$

Auf die Länge von 5,0 m kommt

$$A' = 5 \cdot 1,42 = 7,1 \text{ t.}$$

Die wagerechte Seitenkraft ist

$$H \cdot 3,15 \cdot \cos 27^\circ = 3,15 \cdot 0,89 = 2,80 \text{ t/m.}$$

Auf die ganze Länge von 5 m kommt

$$H' = 2,80 \cdot 5 = 14,0 \text{ t.}$$

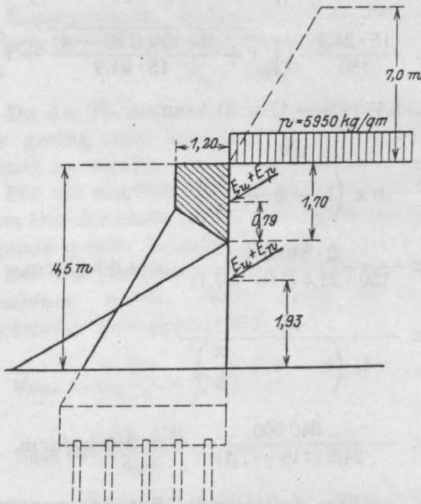


Fig. 3.

3. Berechnung des Betonbalkens.

Der Eisenbetonbalken erhält eine lotrechte und
wagerechte Belastung. Die lotrechte Belastung
setzt sich zusammen aus dem Eigengewicht, den
Kranlasten und der lotrechten Seitenkraft des
Gesamterdrucks.

Die wagerechte Belastung besteht in der
wagerechten Seitenkraft des Gesamterdrucks.
Beide Belastungsfälle sind gesondert untersucht
worden.

Die lotrechte Belastung ergibt sich demnach
wie folgt:

Eigengewicht	3,8 t
Lotrechte Seitenkraft infolge Erddrucks samt	
Auflast	1,5 t
	zusammen 5,3 t

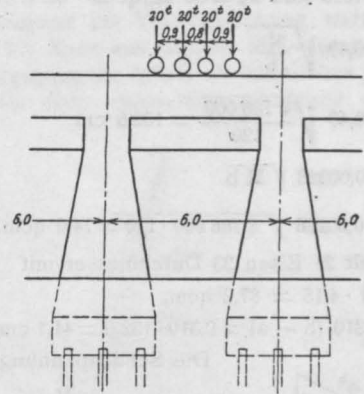


Fig. 4.

Der Balken erhält außerdem die in Fig. 7
angegebenen Einzellasten.

Somit ist

$$M_{\max} = \left(\frac{5,3 \cdot 6,0^2}{8} + 40 \cdot 3,0 - 20 (0,4 + 1,3) \right) \frac{4}{5}$$

$$= (23,85 + 86,0) \frac{4}{5} = 87,88 \text{ mt.}$$

Nach Tabelle II der ministeriellen Bestim-
mungen für die Ausführung von Konstruktionen
aus Eisenbeton bei Hochbauten vom 24. Mai 1907 ist

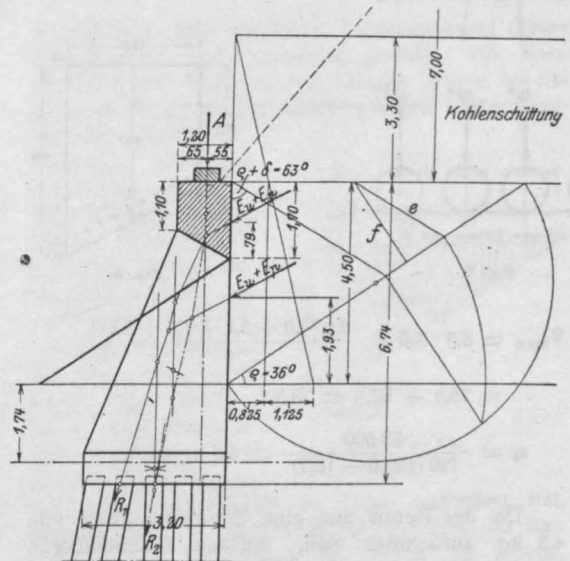
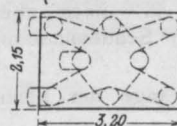


Fig. 5.



$\sigma_e = 1000$ und $\sigma_b = 30$ kg/qcm

$h - a = 0,49 \sqrt{\frac{ab}{b}}$

$= 0,49 \sqrt{\frac{8\,788\,000}{120}} = 132,6$ cm

$f_e = 0,00228 \sqrt{M b}$

$f_e = 0,00228 \sqrt{8\,788\,000 \cdot 120} = 74,0$ qcm.

Gewählt 21 Eisen 23 Durchmesser mit

$f_e = 21 \cdot 4,15 = 87,2$ qcm,

$x = 0,310 (h - a) = 0,310 \cdot 132,6 = 41,1$ cm.

Die Schubspannung ist

$$\tau_0 = \frac{V}{b \left(h - a - \frac{x}{3} \right)}$$

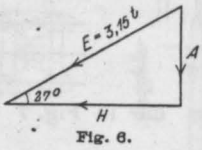


Fig. 6.

V_{max} ergibt sich, wenn die Verkehrslast dicht neben dem Auflager also die Stellung der Fig. 8 einnimmt

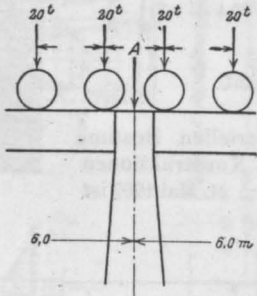


Fig. 7.

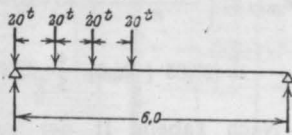


Fig. 8.

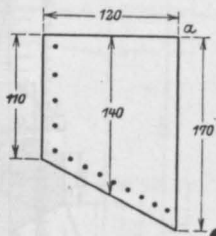
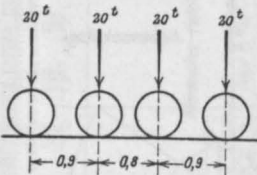


Fig. 9.

$\tau_1 = \frac{b \cdot \tau_0}{u} = \frac{120 \cdot 5,5}{21 \cdot 7,23} = 4,3$ kg/qcm.

Infolge der wagerechten Belastung

$H = 13,9$ t

ist (die Belastung auf der ganzen Stützweite gedacht)

$M = \frac{14,0 \cdot 6,0}{8} \cdot \frac{4}{5} = 8,40$ mt.

Der Querschnitt ist in Fig. 9 dargestellt. Die theoretische Breite ist ungünstig zu 150 cm angenommen; ferner ist

$n = 15,$

$f_e = 6 \cdot 4,15 = 24,9,$

$b = 150,$

somit

$$x = \frac{n \cdot f_e}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 b (h - a)}{n \cdot f_e}} - 1 \right)$$

$$= \frac{15 \cdot 24,9}{150} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 150 (120 - 4)}{15 \cdot 24,9}} - 1 \right)$$

$= 2,49 (9,6 - 1) = 21,4$ cm,

$\sigma_b = \frac{2M}{b x \left(h - a - \frac{x}{3} \right)}$

$= \frac{2 \cdot 840\,000}{150 \cdot 21,4 (116 - 7,1)} = 4,8$ kg/qcm,

$\sigma_c = \frac{M}{f_e \left(h - a - \frac{x}{3} \right)}$

$= \frac{840\,000}{24,9 (116 - 7,1)} = 310$ kg/qcm.

Die größte auftretende Betonspannung an der äußersten Ecke a beträgt somit

$\sigma_b = 30 + 4,8 = 34,8$ kg/cm².

Bei den geringen Spannungen und dem reichlich großen Betonquerschnitt brauchen die Schub- und Haftspannungen nicht weiter untersucht werden.

4. Berechnung des Pfeilers.

Der größte Auflagerdruck A infolge Verkehrslast entsteht bei der Stellung des Kranes nach Fig. 8.

Es ist

$A = 2 \cdot \frac{20 (5,6 + 4,7)}{6} = 68,6$ t.

Das Eigengewicht des Eisenbetonbalkens und des Pfeilers ist:

$V_{max} = 5,3 \cdot 3,0 + \frac{2,0 (6,0 + 5,1 + 4,3 + 3,4)}{6}$

$= 15,9 + 62,6 = 78,5$ t,

$\tau_0 = \frac{78\,500}{120 (132,6 - 13,7)} = 5,5$ kg/cm².

Da der Beton nur eine Schubspannung von 4,5 kg aufnehmen soll, müssen Eiseneinlagen schräg abgebogen werden. Es sind die Hälfte der Eiseneinlagen unter etwa 45° nach oben geführt, die zur Aufnahme der Schubspannung vollkommen ausreichen.

Die Haftspannung im Umfange der Eiseneinlagen ist

Balken

$$1,2 \cdot 1,4 \cdot 5,0 \cdot 2,4 = 20,2 \text{ t,}$$

oberer Teil des Pfeilers

$$1,2 \cdot 1,0 \cdot 1,4 \cdot 2,2 = 3,7 \text{ t,}$$

mittlerer Teil des Pfeilers

$$\frac{1,35 + 3,20}{2} \cdot \frac{1,0 + 2,15}{2} \cdot 4,6 \cdot 2,2 = 36,2 \text{ t,}$$

unterer Teil des Pfeilers

$$3,2 \cdot 2,15 \cdot 0,7 \cdot 2,2 = 10,6 \text{ t.}$$

Die Kräfte sind in Fig. 3, 10 u. 11 für die beiden ungünstigsten Belastungsfälle zusammengesetzt.

Belastungsfall I:

Eigengewicht, Erddruck und Aufschüttung ergibt eine Resultierende

$$R_1 = 87 \text{ t.}$$

Belastungsfall II;

Eigengewicht, Erddruck, Aufschüttung und Verkehr ergibt eine Resultierende

$$R_2 = 134 \text{ t.}$$

Da die Pressungen in den Fugen des Pfeilers sehr gering sind, brauchen sie nicht weiter berechnet zu werden.

Für die ungünstigst beanspruchten acht Pfähle 30 cm Durchmesser ergibt sich bei Belastungsfall I folgende größte Belastung.

Bei der Annahme, daß die Pfähle nur Druck aufnehmen sollen, erhält man die in Fig. 12 dargestellte Druckverteilung

$$\sigma_{\max} = \frac{2 \cdot R_1}{3 \xi \cdot b} = \frac{2 \cdot 87 \text{ 000}}{3 \cdot 85 \cdot 215} = 3,17 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{3,23 \cdot 1,95}{2,55} = 2,42 \text{ kg/qcm.}$$

Die beiden äußersten Pfähle bekommen somit die Last

$$P = \frac{(2,42 + 3,17) \cdot 60 \cdot 215}{2 \cdot 2} = 18,0 \text{ t.}$$

Der Horizontalschub wird durch die Schrägstellung der Pfähle aufgenommen.

Belastungsfall II:

Die Resultierende geht ungefähr durch die Mitte.

Man kann also annehmen, daß sich der Druck auf die acht Pfähle gleichmäßig verteilt, so daß die Belastung eines Pfahles ist

$$P = \frac{154}{8} = 19,2 \text{ t.}$$

Obwohl die vorstehende kleine Berechnung kaum etwas der Veröffentlichung wert enthält, habe ich diese aus meinem Bau-Ingenieur-Bureau hervorgegangene Arbeit als lehrreiches praktisches Beispiel einer eigenartigen Aufgabe des Eisen-

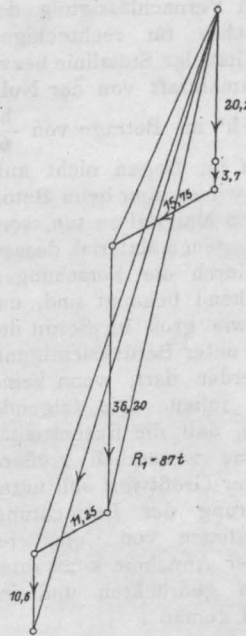


Fig. 10.

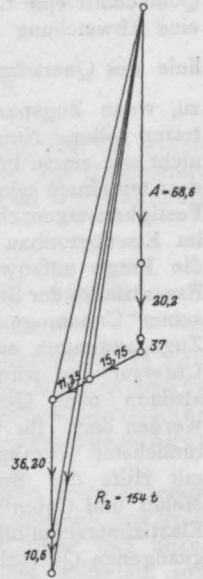


Fig. 11.

betonbaues den verehrten Herausgebern dieser Monatsschrift zur Verfügung gestellt. Die Konstruktion hat nämlich seit einigen Jahren bereits allen an sie gestellten Anforderungen bestens entsprochen und ist nachträglich erheblich verlängert worden.

Wie aus der beigeigten photographischen Abbildung hervorgeht, dürfte sie auch einer gewissen neuzeitlichen Kunst-richtung Rechnung tragen. Hervorheben möchte ich, daß die Ausschreibung der Arbeiten eine Reihe

von Gegenvorschlägen zu Tage gefördert hat, welche aber alle teurer waren, so daß der Bau unter meiner Oberleitung der Firma Th. Möbus, G. m. b. H., Charlottenburg, zur Ausführung übertragen wurde. Die Kosten betragen 467 M/m.

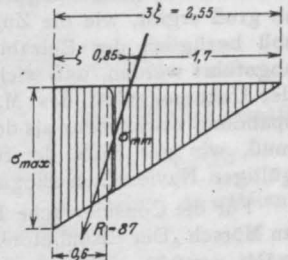


Fig. 12.

DER ZULÄSSIGE VERLAUF VON STÜTZLINIEN IN BETONBÖGEN BEI BERÜCKSICHTIGUNG DER UNHOMOGENITÄT DES MATERIALS.

Von Regierungsbaumeister R. Sonntag (Düsseldorf).

In Bögen aus homogenem Material läßt man nach der Kerntheorie bei Vernachlässigung der Krümmung der Bogenachse für rechteckigen Querschnitt eine Exzentrizität der Stützzlinie bzw. eine Abweichung der Normalkraft von der Nulllinie des Querschnitts „ $b \cdot h$ “ im Betrage von $\frac{h}{6}$ zu, wenn Zugspannungen im Bogen nicht auftreten sollen. Nun haben wir es aber beim Beton nicht mit einem homogenen Material zu tun, sondern mit einem sehr unhomogenen Material, dessen Festigkeitseigenschaften durch die Forschungen im Eisenbetonbau hinreichend bekannt sind, um die Frage aufzuwerfen, wie groß im Beton die Exzentrizität der Stützzlinie unter Berücksichtigung seiner Unhomogenität werden darf, wenn keine Zugspannungen auftreten sollen. Die folgende Untersuchung wird zeigen, daß die Exzentrizität alsdann ohne Gefahr eine wesentlich größere werden darf. Ihr zulässiger Größtwert soll unter tunlichster Verallgemeinerung der Betrachtung mit Hilfe der Spannungslinien von Considère, Melan und Ostenfeld unter Annahme konstanter Elastizitätsverhältnisse im gedrückten und im gezogenen Querschnittsteil gemäß.

$$E_{bz} = \mu \cdot E_{bd}$$

bzw.

$$\sigma_{bz} = \mu \cdot \sigma_{bd}$$

bestimmt werden.

Da bekanntlich bei Biegungsversuchen mit Betonkörpern die nach der Navierschen Formel bestimmte Biegezugfähigkeit sich beinahe doppelt so groß ergibt, wie die Zugfestigkeit des Betons, soll bezüglich der Beizahl μ als Hauptmerkmal angeführt werden, daß sich bei Berücksichtigung der Unhomogenität des Materials die Betonzugspannung etwas mehr als doppelt so groß ergeben muß, wie mit Hilfe der für homogenes Material gültigen Navierschen Biegezugformel.

Für die Considèresche Linie sei in Anlehnung an Mörsch „Der Eisenbetonbau“, 1908, Seite 140 gewählt $\mu = 0,30$. Dabei muß sich die Zugspannung in der äußersten Faser infolge der Annahme konstanter Zugspannungen etwas zu klein ergeben.

Für die Melansche Linie gelte im Einklang mit den österreichischen ministeriellen Vorschriften vom 15. November 1907 über die Herstellung von Tragwerken aus Stampfbeton oder Betoneisen $\mu = 0,40$. Dieser Wert deckt sich gut mit dem Mittelwert $\mu = 0,42$, der sich nach den von Mörsch auf Seite 106 für zulässige Druckspannungen mitgeteilten Spannungsbildern ergibt, wenn man die

Versuche ausschaltet, bei welchen die Zugspannung bei wachsender Belastung wieder sank.

Für die Ostenfeldsche Linie erscheint mit Rücksicht darauf, daß sie etwas steiler, als bei Melan und etwas flacher als bei Considère verläuft, und im Einklang mit den im Handbuch für Eisenbeton I 1908, Seite 390 gemachten Angaben der Wert $\mu = 0,35$ als passend.

Die Formeln für Berechnung der Lage der Nulllinie und der Betonbeanspruchungen sind folgende:

Considèresche Linie*).

Es ist

$$x = \frac{2 \cdot \mu \cdot h}{(1 + \mu)^2}$$

Mit $\mu = 0,30$ wird

$$x = 0,355 \cdot h.$$

Weiter ist

$$\sigma_d = \frac{6 \cdot M}{\mu \cdot b \cdot (h - x) \cdot (3h + x) - \mu \cdot b \cdot a \cdot (2 \cdot x + a)}$$

woraus mit

$$x = 0,355 \cdot h$$

sich ergibt

$$\sigma_d = \frac{9,63 \cdot M}{b \cdot h^2}$$

bzw.

$$\sigma_z = 0,30 \cdot \sigma_d = \frac{2,89 \cdot M}{b \cdot h^2}.$$

Melansche Linie**).

Es ist

$$x = \frac{\mu \cdot h}{1 + \mu}$$

Mit $\mu = 0,40$ wird

$$x = 0,286 \cdot h.$$

Weiter ist

$$\sigma_d = \frac{3 \cdot M}{b \cdot [x^2 + \mu \cdot (h - x)^2]}$$

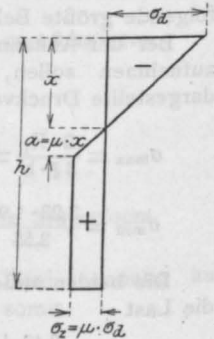


Fig. 1.

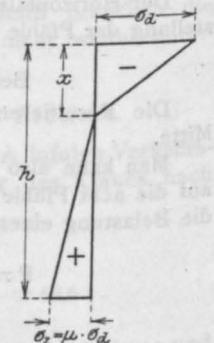


Fig. 2.

*) Nach Mörsch, „Der Eisenbetonbau“, 1908, S. 145.

***) Vgl. auch Haberkalt und Postuvanschitz „Tragwerke aus Betoneisen“, 1908, Seite 35.

woraus mit

$$x = 0,286 \cdot h$$

sich ergibt

$$\sigma_d = \frac{10,52 \cdot M}{b \cdot h^2}$$

bzw.

$$\sigma_z = 0,40 \cdot \sigma_d = \frac{4,21 \cdot M}{b \cdot h^2}$$

Ostenfeldsche Linie*).

Es ist

$$x = \frac{3 \cdot \mu \cdot h}{2 + \mu \cdot (3 + \mu)}$$

Mit $\mu = 0,35$ wird

$$x = 0,331 \cdot h$$

Weiter ist

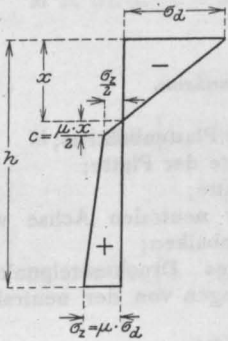


Fig. 3.

$$\sigma_d = \frac{M}{\mu \cdot \frac{b}{2} \cdot \left[(h-x) \cdot \left(\frac{h}{2} + \frac{x}{6} \right) + \frac{h-x-c}{9} \cdot (2h+c) - \frac{c}{6} \cdot (2x+c) \right]}$$

woraus mit

$$x = 0,331 \cdot h$$

sich ergibt

$$\sigma_d = \frac{11,34 \cdot M}{b \cdot h^2}$$

bzw.

$$\sigma_z = 0,35 \cdot \sigma_d = \frac{3,87 \cdot M}{b \cdot h^2}$$

Bedenkt man, daß die Considèresche Linie eine etwas zu kleine und die Melansche eine etwas zu große Zugspannung liefert, während die Ostenfeldsche Linie sich dem theoretischen Verlauf der Spannungslinie am besten anpaßt, so wird man für Betonbalken im Mittel setzen können:

1. $x = 0,33 h$

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

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

Es ergibt sich somit bei Berücksichtigung der Unhomogenität des Betons mit den vorstehenden Formeln die Druckspannung beinahe doppelt so groß, als mit der Navierschen Formel und die Zugspannung etwas mehr als halb so groß. Letzterer Wert kann als ein mit der tatsächlichen Beanspruchung übereinstimmender betrachtet werden, während ersterer als zu hoch bezeichnet werden muß, sodaß ihm durch Stahl einer hohen zulässigen Druckbeanspruchung Rechnung zu tragen wäre.

*) Nach Sonntag „Biegung, Schub und Scherung, 1909, Seite 148.

Die größte Exzentrizität der Stütze eines Betongewölbes für den Fall, daß die Randspannungen im Zugquerschnitt = 0 werden, bzw. den Kernpunktsabstand für exzentrisch belastete Betondruckstäbe erhält man aus der Beziehung:

$$-\sigma + \sigma_z = 0$$

oder

$$-\frac{N}{b \cdot h} + \frac{4 \cdot N \cdot e}{b \cdot h^2} = 0,$$

sodaß

4. $e = \frac{h}{4} = 0,25 h$

Es ist also nicht erforderlich, daß die Stütze durch das mittlere Drittel des Querschnitts geht, sondern es genügt, daß sie innerhalb

der mittleren Hälfte des Querschnitts verläuft bzw. sie darf sich der Bogenleibung bis auf ein Viertel der Querschnittshöhe nähern, ohne daß Betonzugspannungen auftreten.

Um für Entwurfsarbeiten noch von vornherein einen Anhaltspunkt darüber zu erhalten, wie groß die Exzentrizität werden kann, ohne daß unzulässig hohe Betonzugspannungen auftreten, soll noch die Exzentrizität für eine Zugspannung $\sigma_{\min} = \sigma_z - \sigma = + 3 \text{ kg/qcm}$ und eine rechnerische Biegedruckspannung $\sigma_d = 30 \text{ kg/qcm}$ (bzw. $= 40 \text{ kg/qcm}$) ermittelt werden.

Allgemein ist für $\sigma_z > \sigma$

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

woraus

$$e = h \left(\frac{b \cdot h \cdot \sigma_{\min}}{4 \cdot N} + 0,25 \right).$$

Nun ist aber gemäß

$$\sigma_{\min} = \sigma_z - \sigma$$

mit den gewählten Werten

$$3,0 = 0,35 \cdot 30 - \sigma$$

$$(\sigma = 0,35 \cdot 40 - \sigma)$$

woraus

$$\sigma = 7,5 = \frac{N}{b \cdot h} \quad (= 11,0)$$

bzw.

$$N = 7,5 \cdot b \cdot h$$

$$(\sigma = 11,0 \cdot b \cdot h)$$

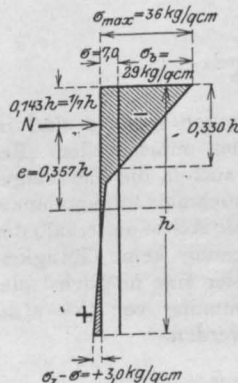


Fig. 4.

sodaß

$$e = h \cdot \left(\frac{b \cdot h \cdot 3}{4 \cdot 7,5 \cdot b \cdot h} + 0,25 \right) = 0,350 \cdot h (= 0,318 \cdot h).$$

Rückwärts würde sich für $e = 0,357 h$ (bezw. $= 0,333 h$) ergeben,

$$\sigma = 7,0 \text{ kg/qcm und } \sigma_b = 29 \text{ kg/qcm,}$$

(bezw.

$$\sigma \cdot 9,0 \text{ kg/qcm und } \sigma_d = 34,0 \text{ kg/qcm),}$$

d. h. die Stützzlinie darf sich bei einer zulässigen Betondruckspannung von 36 kg/qcm (bezw. 43 kg/qcm) der Bogenleibung bis auf ein Siebentel (bezw. ein Sechstel) der Querschnittshöhe nähern, ohne daß zulässige Betonzugspannungen überschritten werden. Die Verhältnisse liegen also bei dem unhomogenen Material Beton hinsichtlich der auftretenden Zugspannungen wesentlich günstiger, als bei homogenen Materialien mit gleicher zulässiger Zugsanstrengung.

BESTIMMUNG DER MINDESTHÖHE VON EINFACH ARMIERTEN PLATTENBALKEN.

Von Karl Stock,

Oberingenieur der Firma Tesseraux & Stoffels, G. m. b. H., Mannheim.

Unter „Mindesthöhe“ soll hier diejenige Höhe der Plattenbalken verstanden sein, bei der bei einem gegebenen Angriffsmoment die zulässige Betondruckspannung ohne Anwendung einer Druckarmierung gerade erreicht wird.

Liegt die neutrale Achse innerhalb der Platte, so hat man zur Bestimmung der Mindesthöhe einfache Gleichungen, die auch in den preußischen ministeriellen „Bestimmungen“ enthalten sind und auf die daher verwiesen werden kann.

Es wird in diesem Falle unter Beibehaltung der in den ministeriellen „Bestimmungen“ eingeführten Bezeichnungen:

- $h - a$ = die Nutzhöhe des Plattenbalkens;
- b = die nutzbare Breite der Platte;
- d = die Dicke der Platte;
- x = der Abstand der neutralen Achse von Oberkante Plattenbalken;
- y = der Abstand des Druckmittelpunktes der Betonzugspannungen von der neutralen Achse;
- f_c = der Eisenquerschnitt;
- σ_b = die zulässigen Betondruckbeanspruchungen;
- σ_c = die zulässigen Eisenzugbeanspruchungen;
- σ_u = die Betondruckbeanspruchung an der Unterkante der Platte;
- D_b = der gesamte Druck im Beton der Platte.

$$[h - a]_{\min} = [h'] = r \sqrt{\frac{M}{b}} \dots \dots (I)$$

Unter Vernachlässigung der Betondruckspannungen im Steg wird nach Fig. 1:

Dabei ist

$$r = \sqrt{\frac{2}{\left(1 - \frac{s}{3}\right) s \sigma_b}}$$

und

$$s = \frac{n \sigma_b}{\sigma_c + n \sigma_b}.$$

Die Werte der Koeffizienten r und s sind in der Zusammenstellung II der ministeriellen „Bestimmungen“ enthalten und auch in die hier beigegebenen Koeffiziententabelle nochmals aufgenommen.

Liegt jedoch die neutrale Achse außerhalb der Platte, so hat obige Gleichung keine Gültigkeit mehr, und es soll daher hier eine möglichst einfache Gleichung zur Bestimmung von $[h - a]_{\min}$ für diesen Fall abgeleitet werden.

Es bedeutet:

- M = das Biegemoment der äußeren Kräfte;
- h = die Höhe des Plattenbalkens;

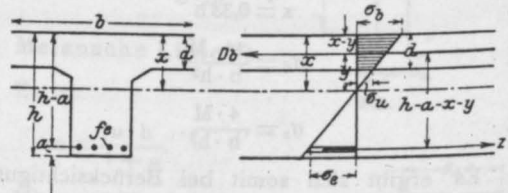


Fig. 1.

$$M = D_b (h - a - x + y) \dots \dots \dots (1)$$

$$D_b = b d \frac{\sigma_b + \sigma_u}{2},$$

$$\sigma_u = \sigma_b \frac{x - d}{x},$$

$$D_b = b d \sigma_b \frac{x + x - d}{2x},$$

$$D_b = b d \sigma_b \left(1 - \frac{d}{2x}\right) \dots \dots \dots (2)$$

Der Abstand von D_b von der Oberkante der Platte beträgt

$$x - y = \frac{d}{3} \cdot \frac{\sigma_b + 2\sigma_u}{\sigma_b + \sigma_u}$$

oder nach Einsetzen des Wertes von σ_u

$$x - y = \frac{d}{2} - \frac{d^2}{6(2x - d)} \dots \dots \dots (3)$$

Nach Einsetzen von Gleichung 2 und 3 in Gleichung 1 erhält man

$$M = b d \sigma_b \left(1 - \frac{d}{2x}\right) \left(h - a - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x - d)}\right)$$

$$M = b d \sigma_b \left[h - a - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x - d)} - \frac{d(h - a)}{2x} + \frac{d^3}{4x} - \frac{d^3}{12x(2x - d)} \right]$$

$$M = b d \sigma_b \left[h - a - \frac{d}{2} - \frac{d(h - a)}{2x} + \frac{d^2 2x - d^3 + 3d^3(2x - d)}{12x(2x - d)} \right]$$

$$M = b d \sigma_b \left[h - a - \frac{d}{2} - \frac{d(h - a)}{2x} + \frac{4d^3}{12x} \right] \dots \dots \dots (4)$$

Nach Fig. 1 verhält sich:

$$\frac{x}{h - a - x} = \frac{n \sigma_b}{\sigma_e}$$

oder

$$\frac{x}{x + (h - a) - x} = \frac{n \sigma_b}{\sigma_e + n \sigma_b} = s.$$

Hieraus ergibt sich

$$x = s(h - a) \dots \dots \dots (5)$$

Setzt man den Wert für x in Gleichung 4 ein, so erhält man

$$M = b d \sigma_b \left[h - a - \frac{d}{2} - \frac{d}{2s} + \frac{d^2}{3s(h - a)} \right]$$

$$\frac{M(h - a)}{\sigma_b b d} = (h - a)^2 - \frac{d}{2} \left(1 + \frac{1}{s}\right) (h - a) + \frac{d^2}{3s}$$

$$(h - a)^2 - (h - a) \left[\frac{M}{\sigma_b b d} + \frac{d}{2} \left(1 + \frac{1}{s}\right) \right] + \frac{d^2}{3s} = 0$$

$$h - a = \frac{M}{2\sigma_b b d} + d \frac{1 + \frac{1}{s}}{4}$$

$$\pm \sqrt{\left[\frac{M}{2\sigma_b b d} + d \frac{1 + \frac{1}{s}}{4} \right]^2 - \frac{d^2}{3s}}$$

Für die Wurzel kommt nur das positive Vorzeichen in Betracht, wovon man sich leicht überzeugen kann.

Zur Vereinfachung setzt man noch

$$z = \frac{M}{2\sigma_b b d} + d \frac{1 + \frac{1}{s}}{4},$$

$$m = \frac{1 + \frac{1}{s}}{4}$$

und

$$w = \frac{1}{3s}$$

und erhält dann zur Bestimmung der Mindesthöhe die beiden einfachen Gleichungen

$$z = \frac{M}{2\sigma_b b d} + m d \dots \dots \dots (II)$$

$$[h - a]_{\min} = [h'] = z + \sqrt{z^2 - w d^2} \dots \dots \dots (III)$$

Die Koeffizienten m und w sind für gegebene zulässige Beanspruchungen des Betons und des Eisens konstant und können der beigefügten Tabelle entnommen werden.

In den meisten Fällen wird man aus wirtschaftlichen Gründen die Konstruktionshöhe größer wählen, als sie sich aus der angeführten Gleichung I oder den hier abgeleiteten Gleichungen II und III ergibt. Diese Gleichungen dienen also hauptsächlich nur dazu, um sich davon zu überzeugen, daß bei einer angenommenen Konstruktionshöhe die zulässigen Betondruckspannungen nicht überschritten werden. Bei der Anfertigung statischer Berechnungen, besonders für die gewöhnlich im Hochbau vorkommenden Konstruktionen, können diese Gleichungen jedoch gute Dienste leisten, da es hier meistens genügen dürfte, daß man nur für einzelne Unterzüge die Mindesthöhe bestimmt. Da die wirkliche Höhe der Unterzüge dann oft wesentlich größer gewählt wird, ist man für eine Reihe weiterer Unterzüge, bei denen ähnliche oder günstigere Verhältnisse vorliegen, ohne weitere Rechnung sicher, daß die gewählte Konstruktionshöhe größer ist als die Mindesthöhe, daß also die zulässigen Betondruckspannungen nicht erreicht werden. Zur Dimensionierung dieser Unterzüge ist daher nur die Bestimmung der notwendigen Eiseneinlage erforderlich, wofür ganz einfache Gleichungen abgeleitet werden können.

Sollte aus irgend welchen Gründen die Höhe des Plattenbalkens geringer werden als die Gleichungen I—III ergeben, dann muß man entweder den Plattenbalken doppelt armieren*), oder man

*) S. „Armierter Beton“ 1909 Nr. 6: Bestimmung der Eiseneinlagen bei doppelt armierten Balken und Plattenbalken, vom gleichen Verfasser.

darf die zulässigen Eisenzugbeanspruchungen nicht voll ausnützen. Auf diese beiden Fälle soll hier nicht weiter eingegangen werden.

Will man sich mit einem angenäherten Werte der Mindesthöhe begnügen, was nach den obigen Ausführungen in vielen Fällen ausreichend sein dürfte, vorausgesetzt, daß der angenäherte Wert größer ist, als der genaue Wert, so kann man für den Plattenbalken mit der neutralen Achse außerhalb der Platte die abgeleiteten Gleichungen noch etwas vereinfachen.

In dem Wurzelausdruck in Gleichung III ist das Glied $w \cdot d^2$ klein im Verhältnis zu dem Gliede z^2 und zwar um so mehr, je geringer die Plattenstärke d im Verhältnis zu z bzw. zur Balkenhöhe ist. Vernachlässigt man daher das Glied $w \cdot d^2$ vollständig, so geht die Gleichung III über in

$$h - a_{\min} = z + \sqrt{z^2} = 2z,$$

und man erhält zur Bestimmung der Mindesthöhe den angenäherten Wert

$$[h''] = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d} + 2 \cdot v \cdot d \dots (IV^*)$$

Wie aus der Ableitung deutlich hervorgeht, ist der nach Gleichung IV berechnete angenäherte Wert der Mindesthöhe auf jeden Fall größer, als der nach Gleichung II und III berechnete genaue Wert, was nach dem oben Gesagten auch erwünscht ist.

Je geringer die Plattenstärke d im Verhältnis zum Werte $[x]$, dessen Bestimmung weiter unten gezeigt wird, ist, d. h. je weiter die neutrale Achse außerhalb der Platte liegt, desto genauer ist der nach Gleichung IV berechnete angenäherte Wert der Mindesthöhe.

Da zur Bestimmung der Mindesthöhe von Plattenbalken verschiedene Gleichungen notwendig sind, je nachdem die neutrale Achse innerhalb oder außerhalb der Platte zu liegen kommt, so ist es noch notwendig, eine einfache Beziehung zu kennen, durch die man sich von vornherein über die Lage der neutralen Achse, ob innerhalb oder außerhalb der Platte, vergewissern kann.

Nach Gleichung 5 erhält man allgemein

$$x = s(h - a).$$

Bezeichnet man denjenigen Abstand der neutralen Achse von Oberkante Plattenbalken, der bei voller Ausnützung sowohl der zulässigen Beton-druckbeanspruchungen als auch der zulässigen Eisenzugbeanspruchungen, also bei der Mindesthöhe eintreten soll, mit $[x]$, so erhält man

$$[x] = s \cdot [h'] \dots (5a)$$

Für den Fall, daß die neutrale Achse innerhalb der Platte liegt, wird nach Gleichung I

$$[h'] = r \sqrt{\frac{M}{b}},$$

und nach Einsetzen dieser Gleichung in 5a erhält man

$$[x] = r \cdot s \sqrt{\frac{M}{b}}.$$

Da es sich hier um die Lage der neutralen Achse bei voller Ausnützung der zulässigen Beanspruchung handelt, so sind die Koeffizienten r und s und somit auch das Produkt

$$v = r \cdot s$$

als gegeben zu betrachten, so daß man aus der Gleichung

$$[x] = v \cdot \sqrt{\frac{M}{b}} \dots (V)$$

die Lage der neutralen Achse bestimmen kann. Die Koeffizienten v sind ebenfalls in der beigegebenen Tabelle enthalten.

Wird $[x] > d$, dann wird die Entfernung der neutralen Achse von Oberkante Plattenbalken etwas größer als der nach Gleichung V errechnete Wert $[x]$, aber jedenfalls liegt die neutrale Achse außerhalb der Platte, und mehr soll die Gleichung V auch nicht aussagen.

Für den Fall, daß die neutrale Achse nicht weit außerhalb der Platte zu liegen kommt, also $[x]$ nur wenig größer als d wird, kann man zur angenäherten Bestimmung von $[h'']$ ebenfalls die Gleichung I benutzen, doch muß man dabei beachten, daß dieser Wert etwas kleiner wird als der genaue Wert.

Einige Zahlenbeispiele sollen die Genauigkeit der angenäherten Formeln etwas deutlicher zeigen.

1. Beispiel:

Ein Unterzug von 4,5 m Spannweite habe ein Moment von 1400 000 kgcm aufzunehmen. Die zulässigen Beanspruchungen seien $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_c = 1000 \text{ kg/cm}^2$; die Stärke der anschließenden Deckenfelder betrage 13,5 cm Fig. 2. Wie hoch

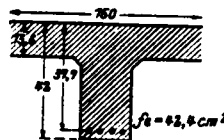


Fig. 2.

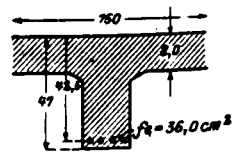


Fig. 3.

muß der Unterzug bei voller Ausnützung der zulässigen Eisenbeanspruchung und ohne Anwendung einer Druckbewehrung mindestens werden?

** Die Formel für den angenäherten Wert der Mindesthöhe wurde in ähnlicher Form bereits von Herrn K. Bartels in „Beton und Eisen“, Jahrgang 1908, Heft XIV, Seite 343 auf etwas anderem Wege direkt, d. h. ohne Bestimmung der Formel für den genauen Wert, abgeleitet.

Koeffiziententabelle*):

σ_b kg/cm ²	$\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2; n = 15$					σ_b kg/cm ²	$\sigma_e = 800 \text{ kg/cm}^2; n = 15$				
	s	r	v	m	w		s	r	v	m	w
50	0,385	0,345	0,133	0,900	0,867	50	0,484	0,314	0,152	0,767	0,689
45	0,360	0,375	0,135	0,944	0,926	45	0,458	0,339	0,155	0,796	0,728
40	0,333	0,411	0,137	1,000	1,000	40	0,429	0,369	0,158	0,833	0,778
35	0,304	0,457	0,139	1,071	1,095	35	0,396	0,408	0,162	0,881	0,841
30	0,273	0,519	0,141	1,167	1,222	30	0,360	0,459	0,165	0,944	0,926
25	0,238	0,604	0,144	1,300	1,400	25	0,319	0,530	0,169	1,033	1,045
20	0,200	0,732	0,146	1,500	1,667	20	0,273	0,635	0,173	1,167	1,222
15	0,158	0,944	0,149	1,833	2,111	15	0,220	0,810	0,178	1,389	1,519

σ_b kg/cm ²	$\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2; n = 15$					σ_b kg/cm ²	$\sigma_e = 600 \text{ kg/cm}^2; n = 15$				
	s	r	v	m	w		s	r	v	m	w
50	0,429	0,330	0,141	0,833	0,778	50	0,556	0,297	0,165	0,700	0,600
45	0,403	0,357	0,144	0,870	0,827	45	0,529	0,319	0,169	0,722	0,630
40	0,375	0,390	0,146	0,917	0,889	40	0,500	0,346	0,173	0,750	0,667
35	0,244	0,433	0,149	0,976	0,968	35	0,467	0,381	0,178	0,786	0,714
30	0,310	0,490	0,152	1,056	1,074	30	0,429	0,426	0,183	0,833	0,778
35	0,273	0,568	0,155	1,167	1,222	25	0,385	0,488	0,188	0,900	0,867
20	0,231	0,685	0,158	1,333	1,444	20	0,333	0,581	0,194	1,000	1,000
15	0,184	0,879	0,162	1,611	1,815	15	0,273	0,733	0,200	1,167	1,222

σ_b kg/cm ²	$\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2; n = 10$					σ_b kg/cm ²	$\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2; n = 10$				
	s	r	v	m	w		s	r	v	m	w
70	0,368	0,297	0,110	0,929	0,905	70	0,412	0,284	0,117	0,857	0,810
65	0,351	0,315	0,111	0,962	0,949	65	0,394	0,300	0,118	0,885	0,846
60	0,333	0,335	0,112	1,000	1,000	60	0,375	0,319	0,120	0,917	0,889
55	0,314	0,360	0,113	1,045	1,061	55	0,355	0,341	0,121	0,955	0,939
50	0,294	0,388	0,114	1,100	1,133	50	0,333	0,367	0,122	1,000	1,000
45	0,273	0,423	0,115	1,167	1,222	45	0,310	0,400	0,124	1,056	1,074
40	0,250	0,467	0,117	1,250	1,333	40	0,286	0,440	0,126	1,125	1,167
35	0,226	0,523	0,118	1,355	1,473	35	0,259	0,491	0,127	1,214	1,286
30	0,200	0,598	0,120	1,500	1,667	30	0,231	0,559	0,129	1,333	1,444
25	0,172	0,702	0,121	1,700	1,933	25	0,200	0,655	0,131	1,500	1,667
20	0,143	0,857	0,122	2,000	2,333	20	0,167	0,791	0,133	1,750	2,000
15	0,111	1,116	0,124	2,500	3,000	15	0,130	1,034	0,135	2,167	2,556

*) Für ein konstantes Verhältnis $\frac{\sigma_e}{n}$ bleiben die Koeffizientenwerte gleich.

$$M = 1\,400\,000 \text{ kgcm}; \quad b = \frac{450}{3} = 150 \text{ cm};$$

$$d = 13,5 \text{ cm.}$$

$$[x] = 0,146 \sqrt{\frac{1\,400\,000}{150}} = 14,1 \text{ cm} > d$$

$$z = \frac{1\,400\,000}{2 \cdot 40 \cdot 150 \cdot 13,5} + 0,917 \cdot 13,5$$

$$= 8,6 + 12,4 = 21,0 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{(II)}$$

$$[h'] = 21,0 + \sqrt{21^2 - 0,889 \cdot 13,5^2}$$

$$= 21,0 + 16,7 = 37,7 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{(III)}$$

Kontrolle: Würde die Nutzhöhe von $h - a = 37,7 \text{ cm}$ beibehalten, so wäre eine Eiseneinlage $f_e = 42,4 \text{ cm}^2$ erforderlich. Nach den ministeriellen Bestimmungen ergibt sich dann

$$x = \frac{150 \cdot 13,5^2 + 2 \cdot 37,7 \cdot 15 \cdot 42,4}{2 \cdot (150 \cdot 13,5 + 15 \cdot 42,4)} = 14,1 \text{ cm}$$

$$x - y = \frac{13,5}{2} - \frac{13,5^2}{6(2 \cdot 14,1 - 13,5)} = 4,7 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = \frac{1\,400\,000}{42,4(37,7 - 4,7)} = 1000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{14,1}{15(37,7 - 14,1)} \cdot 1000 = 40 \text{ kg/cm}^2.$$

Bestimmt man bei dem vorliegenden Beispiel die Mindesthöhe nach der Näherungsformel IV, so erhält man

$$[h''] = \frac{1\,400\,000}{40 \cdot 150 \cdot 13,5} + 2 \cdot 0,917 \cdot 13,5$$

$$= 17,3 + 24,7 = 42,0 \text{ cm.}$$

Dieser Wert ist zu groß, da die neutrale Achse nur wenig außerhalb der Platte liegt. Aus demselben Grunde gibt aber Gleichung I einen ziemlich genauen Wert; es wird nämlich

$$[h''] = 0,39 \sqrt{\frac{1\,400\,000}{150}} = 37,6 \text{ cm.}$$

2. Beispiel.

Unter sonst gleichen Voraussetzungen wie bei Beispiel 1 betrage die Deckenstärke nur 8,0 cm Fig. 3.

$$M = 1\,400\,000 \text{ kgcm}; \quad b = 150 \text{ cm}; \quad d = 8,0 \text{ cm};$$

$$[x] = 0,146 \sqrt{\frac{1\,400\,000}{150}} = 14,1 \text{ cm} > d.$$

$$z = \frac{1\,400\,000}{2 \cdot 40 \cdot 150 \cdot 8} + 0,917 \cdot 8$$

$$= 14,6 + 7,3 = 21,9 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{(II)}$$

$$[h'] = 21,9 + \sqrt{21,9^2 - 0,889 \cdot 8^2}$$

$$= 21,9 + 20,6 = 42,5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{(III)}$$

Kontrolle: Unter Beibehaltung der Nutzhöhe $h - a = 42,5 \text{ cm}$ wird die erforderliche Eiseneinlage $f_e = 36,0 \text{ cm}^2$. Nach den ministeriellen Bestimmungen ergibt sich dann

$$x = \frac{150 \cdot 8^2 + 2 \cdot 42,5 \cdot 15 \cdot 36,0}{2(150 \cdot 8 + 15 \cdot 36,0)} = 15,9 \text{ cm}$$

$$x - y = \frac{8,0}{2} - \frac{8^2}{6(2 \cdot 15,9 - 8)} = 3,6 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = \frac{1\,400\,000}{36,0(42,5 - 3,6)} = 1000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{15,9}{15(42,5 - 15,9)} \cdot 1000 = 40 \text{ kg/cm}^2.$$

Nach Formel IV erhält man

$$[h''] = \frac{1\,400\,000}{40 \cdot 150 \cdot 8} + 2 \cdot 0,917 \cdot 8 = 29,2 + 14,7 = 43,9 \text{ cm}$$

und nach Formel I wie oben

$$[h''] = 0,39 \sqrt{\frac{1\,400\,000}{150}} = 37,6 \text{ cm.}$$

Bei dem 2. Beispiel liegt die neutrale Achse weiter außerhalb der Platte, daher liefert Formel IV einen etwas genaueren, dagegen Formel I einen viel zu kleinen Wert, so daß die letztere Formel in diesem Falle nicht mehr anwendbar ist.

BERECHNUNG MEHRFACH STATISCH UNBESTIMMTER PFEILER.

Von Ingenieur Wilhelm Vieser (Wien).

Das Gesetz der virtuellen Verschiebungen ermöglicht die Berechnung statisch unbestimmter Systeme auf Grund der allgemein gültigen Gleichungen:

$$\text{(I)} \begin{cases} L_a + \delta_a - \delta_{at} = \Sigma P_m \delta_{ma} - \delta_{aa} X_a - \delta_{ba} X_b - \delta_{ca} X_c - \dots \\ L_b + \delta_b - \delta_{bt} = \Sigma P_m \delta_{mb} - \delta_{ab} X_a - \delta_{bb} X_b - \delta_{cb} X_c - \dots \\ L_c + \delta_c - \delta_{ct} = \Sigma P_m \delta_{mc} - \delta_{ac} X_a - \delta_{bc} X_b - \delta_{cc} X_c - \dots \\ \dots \dots \dots \end{cases}$$

Sehe ich zunächst von Temperaturänderungen ab, nehme ich ferner starre Stützung an, so verschwinden der Werte $\delta_{at}, \delta_{bt} \dots$ und $L_a, L_b \dots$.

Es gilt also z. B. für 4 Unbekannte:

$$\text{(II)} \begin{cases} \delta_a = \Sigma P_m \delta_{ma} - \delta_{aa} X_a - \delta_{ba} X_b - \delta_{ca} X_c - \delta_{da} X_d \\ \delta_b = \Sigma P_m \delta_{mb} - \delta_{ab} X_a - \delta_{bb} X_b - \delta_{cb} X_c - \delta_{db} X_d \\ \delta_c = \Sigma P_m \delta_{mc} - \delta_{ac} X_a - \delta_{bc} X_b - \delta_{cc} X_c - \delta_{dc} X_d \\ \delta_d = \Sigma P_m \delta_{md} - \delta_{ad} X_a - \delta_{bd} X_b - \delta_{cd} X_c - \delta_{dd} X_d \end{cases}$$

$\left. \begin{matrix} \delta_a \\ \delta_b \\ \delta_c \\ \delta_d \end{matrix} \right\}$ bedeuten die Wege der Belastungen X_a, X_b, X_c, X_d des statisch bestimmten Hauptträgers.

Müller-Breslau leitet nun in seiner Statik der Baukonstruktionen II. 2. S. 97 u. ff. für ein aus biegungssteifen Stäben bestehendes System folgenden Ausdruck ab:

$$(III) \dots \delta_{ik} = \int N_i N_k \frac{ds}{EF} + \int M_i M_k \frac{ds}{EJ}$$

Diese Methode der Berechnung empfiehlt sich für die ins Auge gefaßten Fälle ganz besonders.

In komplizierteren Fällen, Berücksichtigung verschiedener Trägheitsmomente, würde das graphische Verfahren vorzuziehen sein, wenn nicht die Genauigkeit der Berechnung bei mehrfach unbestimmten Systemen darunter sehr leiden würde. Bei 3- und 4fach statisch unbestimmten Stabzügen ist die analytische Methode vorzuziehen. Eine besondere Wahl der statisch unbestimmten Größen, derart, daß die Verschiebungen δ_{ik} verschwinden, empfiehlt sich in den behandelten Fällen nicht. Die Aufstellung der Ausdrücke für die δ_{ik} ist so einfach und die Auflösung von 3 bis 4 Gleichungen mit 3 bzw. 4 Unbekannten ist keineswegs umständlich in einem Spezialfalle. Die Koeffizienten der Unbekannten sind dann Zahlen und man kann die unbestimmten Größen genau berechnen, jedoch darf zur Durchführung der Rechenoperationen kein Rechenschieber gebraucht werden.

Da man meistens den Einfluß der Längskräfte — bei Ausführung in Eisenbeton — vernachlässigen kann, so erhält man für die δ_{ik} folgenden Ausdruck

$$(IV) \dots \dots \dots EJ \delta_{ik} = \int M_i M_k dx$$

wobei vorausgesetzt ist, daß für den betrachteten Teil J konstant sei.

In dem genannten Werke finden sich nun einfache Formeln zur Berechnung der $\int M_i M_k dx$.

Ist die eine „M“-Linie eine Gerade, die andere eine Kurve, so gilt

$$\int M_i M_k dx = \frac{1}{1} (Y_1 \mathfrak{S}_2 + Y_2 \mathfrak{S}_1) \dots (1)$$

wobei \mathfrak{S}_1 und \mathfrak{S}_2 die statischen Momente der M_k -Fläche in bezug auf die Achsen $11'$ und $22'$ sind.

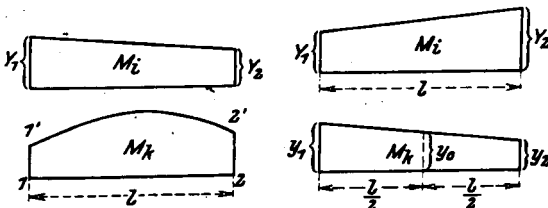


Fig. 1.

Fig. 2.

1. Beide M-Flächen sind Trapeze:

$$\int M_i M_k dx = \frac{1}{6} [Y_1 (2y_1 + y_2) + Y_2 (2y_2 + Y_1)] (2)$$

$$\int M_i^2 dx = \frac{1}{3} [Y_1^2 + Y_1 Y_2 + Y_2^2] \dots (2')$$

2. Beide M-Flächen Dreiecke:

$$\int M_i M_k dx = \frac{Y y l}{3} \dots (3)$$

$$\int M_i^2 dx = \frac{Y^2 l}{3} \dots (3')$$

1a) Trapez und Rechteck:

$$Y_1 = Y_2 = Y$$

$$\int M_i M_k dx = \frac{Y l}{2} (y_1 + y_2) = l Y y_0 \dots (2a)$$

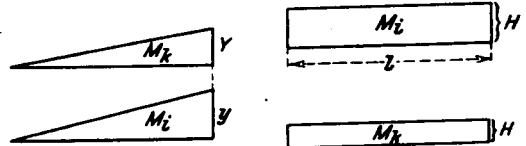


Fig. 3.

Fig. 4.

3. Beide M-Flächen Rechtecke:

$$\int M_i M_k dx = l \cdot H h \dots (4)$$

$$\int M_i^2 dx = l \cdot H^2 \dots (4')$$

4. Die M_i -Fläche ist ein Trapez, die M_k -Fläche parabolförmig begrenzt.

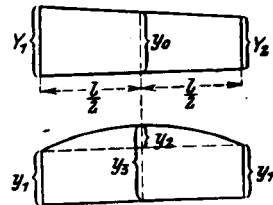


Fig. 5.

$$\int M_i M_k dx = \frac{1}{1} (Y_1 \mathfrak{S}_2 + Y_2 \mathfrak{S}_1) = \frac{1}{1} [Y_1 + Y_2] \cdot \mathfrak{S}_1;$$

$\mathfrak{S}_1 = \mathfrak{S}_2$ wegen Symmetrie.

$$\mathfrak{S}_1 = \left(y_1 l \cdot \frac{1}{2} + y_2 \frac{2}{3} l \cdot \frac{1}{2} \right)$$

$$Y_0 = \frac{Y_1 + Y_2}{2}$$

$$y_3 = y_1 + y_2$$

$$\int M_i M_k dx = \frac{l^2}{1} \cdot \left(\frac{y_1}{2} + \frac{y_2}{3} \right) (Y_1 + Y_2)$$

$$= \frac{1}{6} \cdot (3y_1 + 2y_2) (Y_1 + Y_2)$$

$$= \frac{1}{6} \cdot (Y_1 + Y_2) (y_0 + 2y_3)$$

$$\int M_i M_k dx = \frac{1}{3} \cdot l Y_0 (y_1 + 2y_3) \dots (5)$$

Berechnung von Stützen für Tragkonstruktionen.

Nebenstehende Stütze ist ein 2-Gelenkbogen mit dreigelenkigen Verbindungen, daher 4fach statisch unbestimmt. Unbekannte sind der Horizontalschub und die Längskräfte der Verbindungsstäbe.

In den meisten Fällen genügt es den Einfluß der Momente allein bei der Berechnung zu berücksichtigen. Der Einfluß der Normalkräfte ist vernachlässigbar, insbesondere bei Ausführung in Betoneisen. Die erste Rechnung des Systems wird jedoch am besten immer unter dieser Annahme durchgeführt, hierauf kann man dann dimensionieren und dann in einfacher Weise den Einfluß der Normalkräfte, eventuell auch Querschnittsänderungen berücksichtigen.

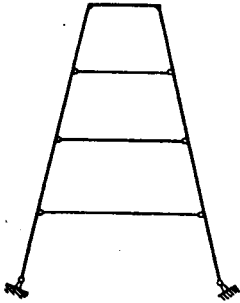


Fig. 6.

Vernachlässige ich den Einfluß der Normalkräfte, dann sind die Querschnitte der Verbindungsstäbe ohne Einfluß; die Endpunkte sind also als starr anzusehen; die Verschiebungen $\delta_a, \delta_b, \dots$ sind gleich Null. Ferner nehme ich im äußeren Stabzug konstantes Trägheitsmoment an. Ich führe nun die Berechnung mit den E J-fachen Verschiebungen durch; dadurch entfällt eine vorläufige Annahme der Querschnitte. Unter diesen Voraussetzungen lauten die Gleichungen II folgendermaßen:

$$IV) \begin{cases} \sum P_m \delta_{ma} = \delta_{aa} X_a + \delta_{ba} X_b + \delta_{ca} X_c + \delta_{da} X_d \\ \sum P_m \delta_{mb} = \delta_{ab} X_a + \delta_{bb} X_b + \delta_{cb} X_c + \delta_{db} X_d \\ \sum P_m \delta_{mc} = \delta_{ac} X_a + \delta_{bc} X_b + \delta_{cc} X_c + \delta_{dc} X_d \\ \sum P_m \delta_{md} = \delta_{ad} X_a + \delta_{bd} X_b + \delta_{cd} X_c + \delta_{dd} X_d \end{cases}$$

$$V) \quad E J \delta_{ik} = \int M_i M_k dx.$$

Die Ausdrücke (V) sind nun bloß abhängig von der geometrischen Form (Schwerlinien) des Systems und den Kräften.

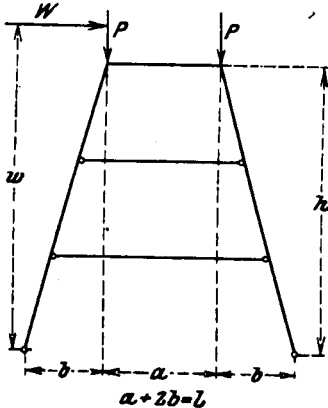


Fig. 7.

Wenn die Kräfte P und W bloß in den Punkten 1 und 2 angreifen, dann läßt sich leicht zeigen, daß die Kräfte in den Verbindungsstäben sämtlich Null werden und:

$$\left. \begin{aligned} X_a &= P \cdot \frac{b}{h} \\ X_a &= -W \frac{w}{2h} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (6)$$

$$X_b = X_c = X_d = 0. \dots \dots \dots (7)$$

Die Verschiebungen $\delta_{ma}, \delta_{mb}, \dots, \delta_{aa}, \delta_{ab}, \dots$ sind dann proportional, man kann die linken Seiten der Gleichungen (IV) auf den Wert P bez. W bringen, die Koeffizienten der X_a sind sämtlich einander gleich; durch Subtraktion erhält man ein homogenes Gleichungssystem nach X_b, X_c, X_d , dessen triviale Lösung bekanntlich Null ist.

Berechnung des 3fach statisch unbestimmten Pfeilers.

$$\begin{aligned} \text{Momentenverlauf für } X_a &= -1 \\ X_b &= -1 \\ X_c &= -1 \end{aligned}$$

Verlauf der Momente für die Belastungen W u. G.

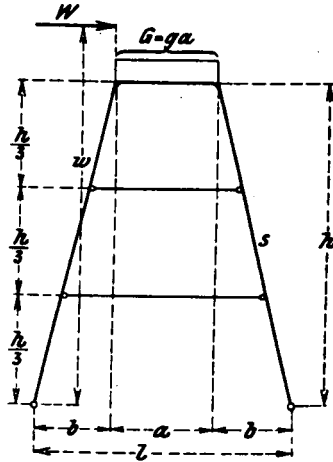


Fig. 8.

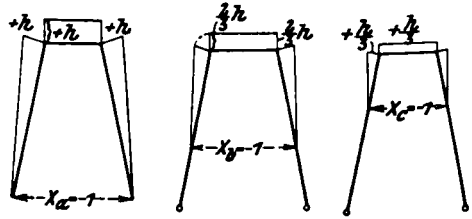


Fig. 9.

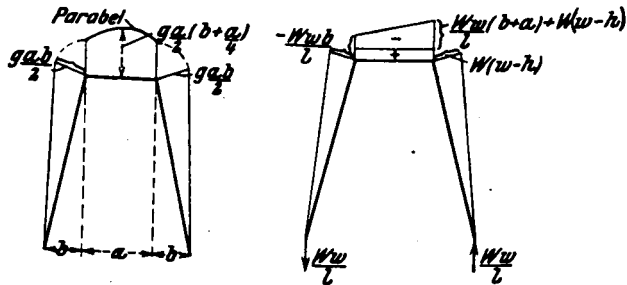


Fig. 10.

Fig. 11.

Die Berechnung der Werte

$$\delta_{ik} = \int \frac{M_i M_k dx}{E J}$$

auf Grund der Formeln 2 bis 5 gestaltet sich nun sehr einfach. Bezeichne ich $E J_{ik}$ mit d'_{ik} so ergibt sich:

$$d'_{aa} = h^2 \left[\frac{2}{3} s + a \right]$$

$$d'_{bb} = \frac{4h^2}{9} \left[\frac{4}{9} s + a \right]$$

$$d'_{cc} = \frac{h^2}{9} \left[\frac{2}{9} s + a \right]$$

$$d'_{ab} = \frac{2}{3} h^2 \left[\frac{14}{27} s + a \right]$$

$$d'_{ac} = \frac{h^2}{3} \left[\frac{8}{27} s + a \right]$$

$$d'_{bc} = \frac{h^2}{9} \left[\frac{5}{9} s + 2a \right]$$

$$d'_{ga} = G \frac{h}{3} \left[b s + \frac{3ab}{2} + \frac{a^2}{4} \right] \quad (8)$$

$$d'_{gb} = G \frac{h}{9} \left[\frac{14}{9} b s + 3ab + \frac{a^2}{2} \right]$$

$$d'_{gc} = G \frac{h}{9} \left[\frac{4}{9} b s + \frac{3ab}{2} + \frac{a^2}{4} \right]$$

$$d'_{wa} = -W h \left[\frac{s h}{3} + a \left(h - \frac{w}{2} \right) \right]$$

$$d'_{wb} = -W h \left[\frac{14}{81} h s + a \left(\frac{2h}{3} - \frac{w}{3} \right) \right]$$

$$= -\frac{W h}{3} \left[\frac{14}{27} s h + a (2h - w) \right]$$

$$d'_{wc} = -\frac{W h}{3} \left[\frac{4}{27} s h + a \left(h - \frac{w}{2} \right) \right].$$

Mit Hilfe dieser Gleichungen kann man in einem speziellen Falle die Unbekannten leicht berechnen. Es empfiehlt sich, bloß die Zahlenwerte der Dimensionen einzusetzen, dagegen die Belastungen — mit W und G allgemein bezeichnet — beizubehalten. Bei der speziellen Durchführung ist auch die Einführung n -facher Werte für die Längen der Stäbe zwecks Erzielung einfacher Zahlenwerte vielfach von Vorteil.

Berechnung des 2fach statisch unbestimmten Pfeilers.

$$\left. \begin{aligned} \sum P_m d_{ma} &= d_{aa} X_a + d_{ba} X_b \\ \sum P_m d_{mb} &= d_{ba} X_a + d_{bb} X_b \end{aligned} \right\} \dots \dots (I)$$

Für diesen Fall möchte ich den ganzen Rechnungsgang vorführen.

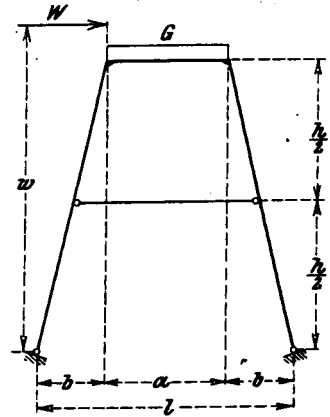


Fig. 12.

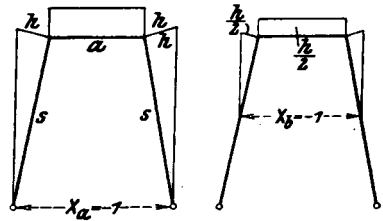


Fig. 13.

$$d'_{aa} = 2 \cdot \frac{s}{3} h^2 + a h^2;$$

$$\begin{aligned} d'_{bb} &= 2 \left(\frac{s}{2} \right) \cdot \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{h}{2} \right)^2 + a \left(\frac{h}{2} \right)^2 \\ &= \frac{s}{3} \cdot \frac{h^2}{4} + a \frac{h^2}{4} = \frac{h^2}{4} \left(\frac{s}{3} + a \right) \end{aligned}$$

$$d'_{aa} = h^2 \left[\frac{2}{3} s + a \right], \dots \dots (1)$$

$$d'_{bb} = \frac{h^2}{4} \left(\frac{s}{3} + a \right); \dots \dots (2)$$

$$d'_{ba} = 2 \left(\frac{s}{2} \right) \frac{1}{6} \cdot \frac{h}{2} \cdot \left(2h + \frac{h}{2} \right) + a h \frac{h}{2}$$

$$d'_{ab} = \frac{s h^2}{12} \cdot \frac{5}{2} + \frac{a h^2}{2};$$

$$d'_{ab} = h^2 \left(\frac{5}{24} s + \frac{a}{2} \right) \dots \dots (3)$$

$$d'_{ga} = 2 \frac{s}{3} \cdot \frac{g a b}{2} \cdot h + \frac{a}{3} \cdot h \cdot \left[\frac{g a b}{2} + g a \left(b + \frac{a}{4} \right) \right]$$

$$= g a \frac{s b h}{3} + g a \cdot \frac{h}{3} \cdot \left[\frac{3 a b}{2} + \frac{a^2}{4} \right]$$

$$J'_{ga} = Gh \left[\frac{sb}{3} + \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{3ab}{2} + \frac{a^2}{4} \right) \right]$$

$$= \frac{Gh}{3} \left(sb + \frac{3ab}{2} + \frac{a^2}{4} \right) \dots \dots \dots (4)$$

$$J'_{gb} = 2 \left(\frac{s}{2} \right) \frac{1}{3} \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{gab}{2}$$

$$+ \frac{a}{3} \cdot \frac{h}{2} \cdot \left[\frac{gab}{2} + ga \left(b + \frac{a}{4} \right) \right]$$

$$= ga \frac{sbh}{12} + ga \frac{h}{6} \left[\frac{3ab}{2} + \frac{a^2}{4} \right]$$

$$J'_{gb} = \frac{Gh}{12} \cdot \left[sb + 3ab + \frac{a^2}{2} \right] \dots \dots \dots (5)$$

$$-J'_{wa} = \frac{s}{3} \cdot h V \cdot b + ah \left[V \left(b + \frac{a}{2} \right) - W(w-h) \right]$$

$$+ \frac{s}{3} h \left[V(b+a) - W(w-h) \right]$$

$$= \frac{sh}{3} \left[V \left(b + \frac{a}{2} \right) 2 - W(w-h) \right]$$

$$+ ah \left[V \left(b + \frac{a}{2} \right) - W(w-h) \right]$$

$$= \frac{sh}{3} \left[\frac{Ww}{1} \cdot \frac{1}{2} \cdot 2 - Ww + Wh \right]$$

$$+ ah \left[\frac{Ww}{1} \cdot \frac{1}{2} - Ww + Wh \right]$$

$$= \frac{sh}{3} \cdot Wh + ah \left[Wh - \frac{Ww}{2} \right]$$

$$J'_{wa} = -Wh \left[\frac{sh}{3} + a \left(h - \frac{w}{2} \right) \right] \dots \dots (5)$$

$$-J'_{wb} = \frac{s}{2} \cdot \frac{1}{6} \cdot \frac{h}{2} \left[2Vb + \frac{Vb}{2} \right]$$

$$+ \frac{s}{2} \frac{1}{6} \frac{h}{2} \left[2(V(b+a) - W(w-h)) + \frac{V(b+a) - W(w-h)}{2} \right]$$

$$+ a \frac{h}{2} \cdot \left[V \left(b + \frac{a}{2} \right) - W(w-h) \right]$$

$$= \frac{sh}{24} \left[\frac{5Vb}{2} + \frac{5}{2} \left(V(b+a) - W(w-h) \right) \right]$$

$$+ \frac{ah}{2} \left[V \cdot \frac{1}{2} - W(w-h) \right]$$

$$= \frac{sh}{24} \cdot \frac{5}{2} W \left[\left(b + \frac{a}{2} \right) 2 - \frac{w}{1} - (w-h) \right]$$

$$+ \frac{ah}{2} \left[\frac{Ww}{1} \cdot \frac{1}{2} - Ww + Wh \right]$$

$$= \frac{5sh}{48} W \cdot h + \frac{ah}{2} \left[Wh - W \frac{w}{2} \right]$$

$$= Wh \left[\frac{5}{48} sh + \frac{a}{2} \left(h - \frac{w}{2} \right) \right]$$

$$J'_{wb} = -Wh \left[\frac{5}{48} sh + \frac{a}{2} \cdot \left(h - \frac{w}{2} \right) \right] \dots \dots (7)$$

Beispiel:

$$s = h = 12, \quad w = 14,$$

$$a = 4, \quad b = 0.$$

Diese Ziffern bedeuten die Anzahl der Einheiten irgend eines Maßes (nicht gerade „m“).

$$J'_{aa} = 12^2 \cdot (8 + 4) = 12^3 = 12 \cdot 12^2$$

$$J'_{bb} = 12^2 \cdot \frac{1}{4} (4 + 4) = 2 \cdot 12^2$$

$$J'_{ab} = 12^2 \cdot \left(\frac{5 \cdot 12}{24} + 2 \right) = \frac{9}{2} \cdot 12^2$$

$$J'_{ga} = G \cdot 4 \left(12 \cdot 0 + \frac{3}{2} \cdot 4 \cdot 0 + \frac{4^2}{4} \right) = G \cdot 4^2$$

$$J'_{gb} = G \cdot \frac{4^2}{2} = G \cdot 8$$

$$J'_{wa} = -W 12 \left(\frac{12^2}{3} + 4 \cdot 5 \right)$$

$$= -W \cdot 12 \cdot (12 \cdot 4 + 4 \cdot 5)$$

$$= -W \cdot 12 \cdot 4 \cdot 17$$

$$J'_{wb} = -Wh \cdot \left[\frac{5}{48} \cdot 12 \cdot 12 + 2 \cdot 5 \right]$$

$$= -W \cdot 12 \cdot [3 + 2] 5 = -W \cdot 12 \cdot 5 \cdot 5.$$

Die Gleichungen (I) lauten daher:

$$\left. \begin{aligned} 16 G &= 12 \cdot 12^2 \cdot X_a + \frac{9}{2} \cdot 12^2 \cdot X_b \\ 8 G &= \frac{9}{2} \cdot 12^2 \cdot X_a + 2 \cdot 12^2 \cdot X_b \end{aligned} \right\} \dots \dots (8)$$

$$\left. \begin{aligned} G &= 12 \cdot 9 \cdot X_a + \frac{81}{2} \cdot X_b \\ G &= 81 \cdot X_a + 36 \cdot X_b \end{aligned} \right\} \dots \dots (I)$$

$$X_b = + \frac{2G}{45} \dots \dots \dots (9)$$

$$X_a = - \frac{5G}{135} = - \frac{G}{27} \dots \dots (10)$$

$$\left. \begin{aligned} -W \cdot 12 \cdot 4 \cdot 17 &= 12 \cdot 12 \cdot 12 \cdot X_a + \frac{9}{2} \cdot 12 \cdot 12 \cdot X_b \\ -W \cdot 12 \cdot 5 \cdot 5 &= \frac{9}{2} \cdot 12 \cdot 12 \cdot X_a + 2 \cdot 12 \cdot 12 \cdot X_b \end{aligned} \right\} (11)$$

$$\left. \begin{aligned} -W 34 &= 72 X_a + 27 X_b & \quad \quad \quad \begin{matrix} 8 & 3 \\ -9 & -4 \end{matrix} \\ -W 25 &= 54 X_a + 24 X_b \end{aligned} \right\} \dots (12)$$

$$(-272 + 225) W = (576 - 486) X_a$$

$$-47 W = 90 X_a$$

$$X_a = - \frac{47}{90} W \dots \dots \dots (12)$$

$$\begin{aligned} (-102 + 100) W &= (81 - 96) X_b \\ 2 W &= -15 X_b \\ X_b &= + \frac{2}{15} W \end{aligned} \quad \dots \dots (13)$$

Zug

Ich glaube, an diesem allerdings sehr einfachen Beispiele gezeigt zu haben, daß der genauen Berechnung dieser unbestimmten Systeme keinerlei Schwierigkeiten entgegenstehen. Sind einmal die X_a , X_b bestimmt, dann kann der Momentenverlauf in einfacher Weise ermittelt werden. Auf Grund der Momente und Längskräfte kann dann dimensioniert werden.

Da die Kräfte für die Verbindungsstäbe gering sind, daher auch die Querschnitte derselben verhältnismäßig schwach sind, kann es sich empfehlen, fallweise die Längenänderung der Verbindungsstäbe zu berücksichtigen; es ist dabei zu beachten, daß

$$\delta_{bb} = \frac{X_b l_1}{E F_1}$$

ist, daher:

$$E J \delta_b = X_a l_1 \frac{J}{F_1};$$

$\frac{J}{F_1}$ Trägheitsmoment des Stabzuges;
Querschnitt des Verbindungsstabes;
 $\frac{J}{F_1}$ in m^2 , wenn die Längen in m eingesetzt sind.

Wenn zum Beispiel:

$$J' cm^4 l = 10\,000 cm^2 \cdot F_1' cm^2$$

dann ist

$$\frac{J'}{F_1'} = 1 m^2;$$

$$E J \delta_b = X_b l;$$

so kann man also den Einfluß der Längenänderung leicht übersehen; er ist meistens bedeutungslos.

Eine Zusammenfassung der Resultate in Formeln erscheint nicht empfehlenswert, da die Ausdrücke bei dreifacher Unbestimmtheit zu kompliziert werden. Die Auflösung der Gleichungen nach den unbestimmten Größen wird besser in jedem speziellen Falle besonders durchgeführt.

EISENBETON-KONSTRUKTION EINES GROSSEN PIERS AN DER KALIFORNISCHEN KÜSTE.

Von Ingenieur Fr. Bock (Berlin-Charlottenburg).

Fünfhundert Meter in den Stillen Ozean hinein erstreckt sich das kürzlich vollendete Pier zu Santa Monica in der Nähe von Los Angeles. Bisher — die landwärts liegenden Pfeiler des neuen Piers befinden sich schon monatelang an Ort und Stelle — hat die See noch nicht den geringsten Einfluß darauf auszuüben vermocht. Teredos,

diese sonst den Brückenbauten so gefährlich werdenden Würmer, sind den neuen Pfeilern gegenüber machtlos und die stärksten Wellen brechen sich an ihrer glatten Fläche, ohne sie im geringsten zu erschüttern.

Sämtliche Streben, Stütz- und Spann Pfeiler dieser Brücke bestehen aus armiertem Beton.



Fig. 1.

6,5 m hoch über dem Wasserstand zur Flutzeit erhebt sich auf diesen Betonpfeilern die ebenfalls aus Eisenbeton konstruierte Wandel- oder Promenadenbrücke. Das Bett des Ozeans wird am Fuße der Strandpromenade, von der dies Pier eine Fortsetzung bildet, aus festem, weißem Sand gebildet und senkt sich dem Meere zu alle 30 m um etwa 0,6 m.

Das neue Pier, das sich, wie schon erwähnt, an die durchweg 10,6 m breite Promenade anschließt, wird von Brückenpfeilern getragen, die in einem Abstand von 6 m angeordnet sind. Das

ganz besonders charakteristisches Gepräge großer Stabilität und Dauerhaftigkeit.

Unter den erwähnten Brückenplattformen sind gleichfalls Brückenböcke angeordnet, die jedoch aus sieben Betonpfählen zusammengesetzt sind mit je einer armierten Betonstrebe, eine Länge von 27 m besitzen und einen vorspringenden Kopf haben wie der Tragstein eines großen steinernen Torbogens. Diese 27 m langen Betonsäulen haben beim Bau der Brücke ebensoviel Bewunderung erregt, wie die kolossalen zylindrischen Betonpfähle, auf denen die Brücke ruht.

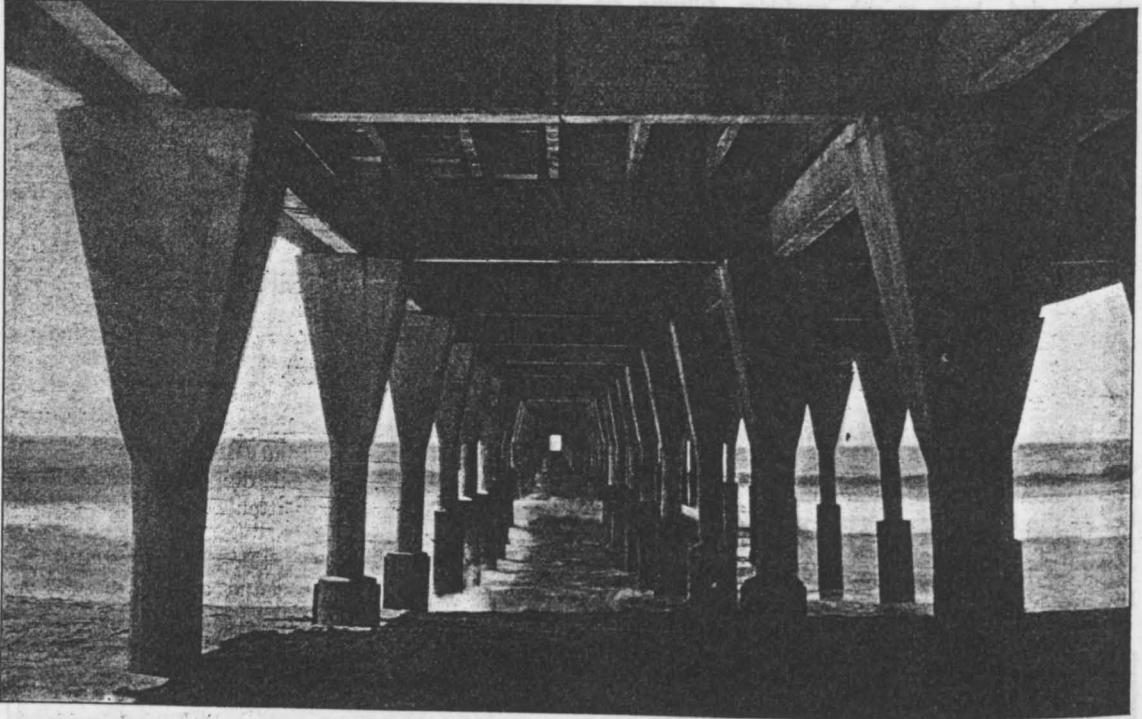


Fig. 2.

Ende des Piers bildet eine große Plattform (12×27 m), die prächtig mit Verzierungen aus Beton ausgestattet und abends glänzend erleuchtet wird. Zwei weitere Plattformen von derselben Größe und ähnlich geschmückt befinden sich in gleichmäßigen Abständen in der Mitte der Brücke. Anfangs war das Pier ausschließlich als Vergnügungspromenade geplant, nunmehr soll es jedoch auch als Landungsbrücke für kleine Vergnügungsdampfer dienen.

Riesige armierte Betonstreben, 10,6 m lange graue Monolithen, ruhen auf den Brückenböcken, welch letztere aus drei armierten Betonpfählen zusammengesetzt sind. Die in den gewöhnlichen Winkel gegen die Brandung gesetzten Pfeiler mit ihren Betonstreben verleihen dem Bauwerk ein

Die eben erwähnten Brückenböcke sind außerordentlich kräftig miteinander verbunden und zwar durch nach oben verstärkte Strebepfeiler von $22,5 \times 45$ cm Durchmesser aus Eisenbeton, deren Armierung aus vier 25 mm starken und 6,3 m langen Stahlstangen besteht. Die die Kappe der Pfähle bildenden Hauptbalken haben $22,5 \times 75$ cm Profil und sind jeder mit zwei 12 bis 22,5 mm starken Stangen armiert, die in einem Abstand von 5 cm von der Unterkante des Hauptbalkens angeordnet sind; zwei Querbalken, jeder $2,5 \times 5,6$ cm stark, ruhen in einem Abstand von 5 cm auf dem Hauptbalken und diese Querbalken sind wiederum diagonal und vertikal mit 6 bis 25 mm starken Stangen verbunden und außerdem noch durch 3 achtzöllige Bolzen gesichert. Auf

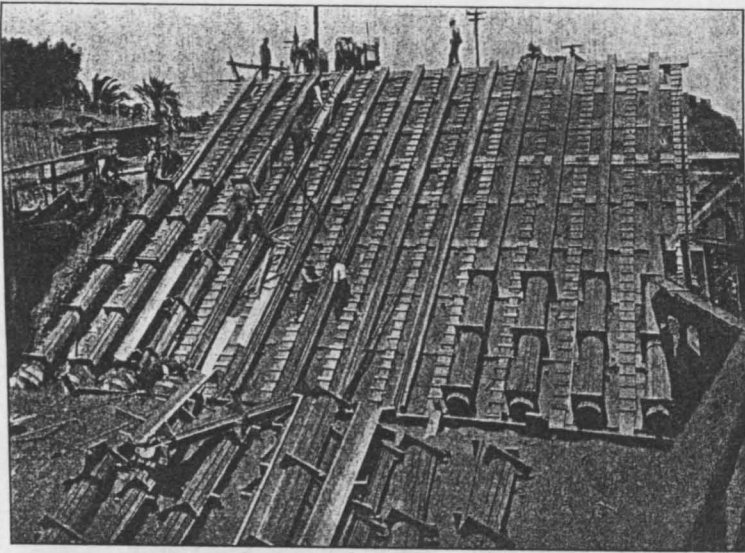


Fig. 3. Herstellung der 22,5 m langen Eisenbetonpfähle.

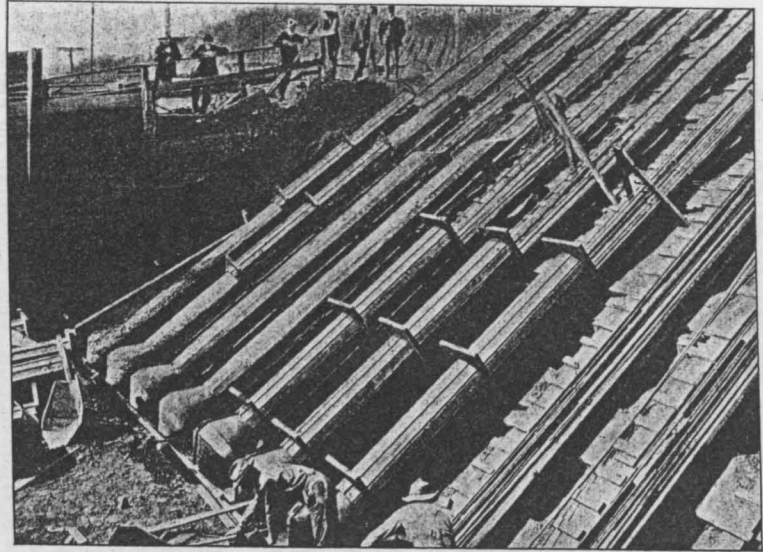


Fig. 4. Formen der 22,5 m langen Eisenbetonpfähle.

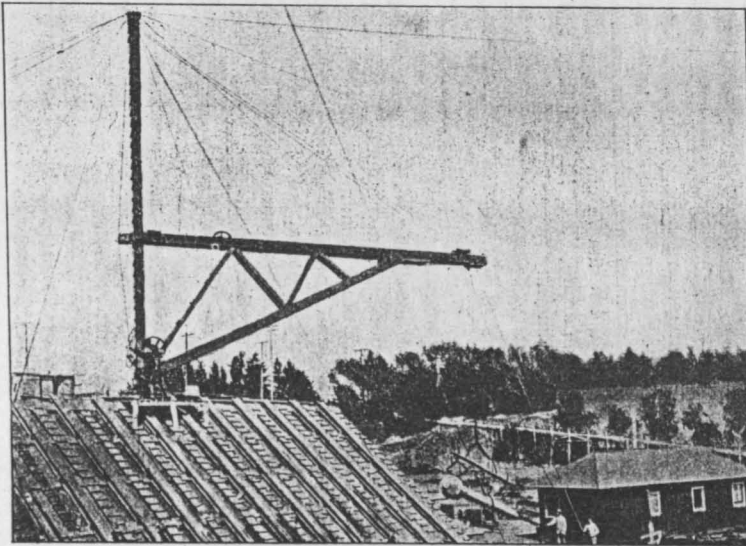


Fig. 5. Herausziehen eines 22,5 m langen Eisenbetonpfahles aus der Form mittels Krans.

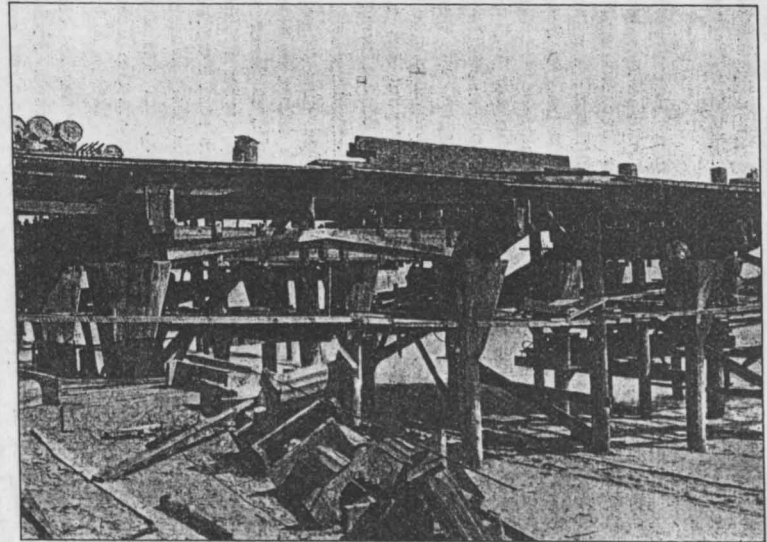


Fig. 6. Abbildung vom Bau.

jedem mittleren Betonpfahl befinden sich zwei weitere Querträger von 2,4 m Länge und 125×6 cm Stärke, die an dem oberen Bogen befestigt sind.

Das Hauptinteresse unter den Bewohnern von Santa Monica nahmen jedoch die kolossalen Brückenpfähle in Anspruch. Vor der Inangriffnahme des eigentlichen Brückenbaues wurden große zylindrische Formen an dem schrägen Seeufer gebaut, in welche die Betonmasse für die Pfähle gegossen wurde und zwar in der Weise, daß ein auf der Landseite des provisorischen Piers aufgestellter Laufkran die fertigen, aus den Formen herausgerollten Pfähle mit Leichtigkeit erfassen konnte. Bei einer Länge von 22,5 m und einem Durchmesser von 35 bis 55 cm wiegt jeder dieser Pfeiler über 5 Tonnen.

Jeder Pfahl hat an einem Ende eine kugelförmige Verdickung, womit er sich selbst in dem an dieser Stelle sehr festen Sand des Meeresbodens verankert. Im Innern jedes dieser Pfähle befindet sich ein Rohr, in welches zum Zwecke des Einsenkens in den Meeresboden Wasser gepreßt wurde. Sobald die Pfähle an der für sie bestimmten Stelle festsaßen, wurden alle diese Rohre mit nassem Zement gefüllt.

Die Armierung für die Pfähle von 35 cm Durchmesser besteht aus 6 18 mm starken Stahlstangen, die symmetrisch in 5 cm Abstand von der Außenseite angeordnet und alle 90 cm mittels Stahldrahts miteinander verbunden sind. An den Stößen wurden sie etwa 60 cm übereinander gelegt und mit Stahldraht umwickelt. Die unteren Enden der Stangen ergeben, nach außen umbogen, die kugelartige Verdickung, während die oberen zur Verklammerung dienen, indem sie die Länge des Pfahles um 70 cm überragen und sich mit der Armierung der Hauptbalken und Strebepfeiler vereinigen.

Die Armierung der Pfähle von 45 cm Durchmesser besteht aus 18 mm starken Stangen; diejenige der Pfähle von 35 cm richtet sich im Verhältnis nach den übrigen.

Nach der Fertigstellung erhielt jeder Pfahl einen 2,7 m langen Mantel aus Stahlblech, der den Monolith von 90 cm unter dem niedrigsten Wasserstande an bis 1,8 m über demselben umschließt. Diese Mäntel wurden dann, um Rostbildung zu vermeiden, mit einer Asphaltmischung überzogen; unter dem Mantel hatte indessen jeder Pfahl noch einen Überzug von einem Teil Zement auf zehn Teile Wasser.

Die Pfähle wurden bis zu einer Tiefe von 4,8 bis 6 m je nach der Bodenbeschaffenheit hin-

abgesenkt. Mit Hilfe des durch die Mitte jedes Betonpfahles hinabgeleiteten Wassers vollzog sich diese Senkung ohne besondere Schwierigkeiten; denn das Eigengewicht war so groß, daß nur noch wenig Rammarbeit erforderlich wurde.

Die Betonbalken, auf denen das Promenadendeck ruht, messen 10×40 cm; sie sind 6,6 m lang und liegen in Abständen von 0,75 m: An den Hauptbalken sind sie mittels halbzölliger Stahlstangen verankert. An der Innenseite messen die das Promenadendeck tragenden Balken ebenfalls 10×40 cm, sind jedoch nur 6 m lang; ihre Verbände sind fest ineinander gefügt und mit vier dreiviertelzölligen Bolzen verklammert.

Die zur Aufnahme des Asphaltbelages bestimmte Bodenfläche besteht aus zweizölligen Planken. Eine flach gelegte Bretterlage, 5×10 cm stark, wurde an die Außenseite der Plankenlage genagelt, um gegen die Asphalt-schicht abzudecken. Diese Asphaltschicht ist in der Mitte 10 cm stark und flacht nach den Seiten zu bis auf 5 cm ab. Rings um den Landungssteg führt ein Geländer von zweizölligem verzinkten Eisenrohr, das 105 cm hoch ist und alle 1,8 m von eisernen Pfosten getragen wird. Seitlich an diese Pfosten befestigt, aber mit dem Geländer selbst in keinem Zusammenhang sind zwei Reihen Rohre gelegt, von denen eins frisches Wasser trägt und an geeigneten Stellen Hydranten und Verschlussstücke für Feuerlöschleitungen. 34 Beleuchtungsmasten von 5,4 m Höhe sind vorhanden, bestehend aus 7,5, 10, 12,5 cm starkem Rohr und tragen die zur Beleuchtung der Brücke dienenden elektrischen Lampen.

Zwei Landungsbrücken sind an dem seawärts gerichteten Ende des Piers vorgesehen; diese sind jedoch aus Holz hergestellt und an Betonpfählen befestigt, die von Betonstrebepeilern zusammengehalten werden. Diese Brücken messen 3×6 m und sind durch Treppen mit dem Pier verbunden.

Auf die Güte des Materials für dies neue Pier wurde seitens der Baukommission großes Gewicht gelegt und der genauen Innehaltung aller Vorschriften, die sich auf die Zusammensetzung des Betonmaterials bezogen, muß es zugeschrieben werden, daß der Bau mit Erfolg ausgeführt werden konnte und nun zu einem der schönsten Betonbauwerke an der Pacificküste zählt. Die Schönheit mit der Billigkeit in der Herstellung und der voraussichtlichen großen Haltbarkeit scheint den Schluß zuzulassen, daß mit diesem Bauwerk eine neue Aera des Pierbaues herein- gebrochen ist.

FABRIKSCHORNSTEINE UND WASSERTÜRME AUS BETONSTEINEN AUF DER WELTAUSSTELLUNG IN BRÜSSEL.

Von Ingenieur Fr. Bock (Berlin-Charlottenburg).

Es gibt wohl kein Objekt, für das sich die Verwendung von Betonsteinen besser eignen würde als für Fabrikschornsteine und Wassertürme, für die dies neue Baumaterial geradezu bestimmt erscheint. Überraschend ist die Tatsache, daß die Idee, verschieden geformte Betonsteine zur Herstellung dieser Bauwerke zu benutzen, in Europa entstanden ist, anstatt in Amerika, wo dies Material bisher weit größere Verbreitung gefunden hat. In den Vereinigten Staaten gibt es zwanzig verschiedene Systeme, bei welchen Beton zur Anwendung gelangt. Für alle diese ist jedoch eine Eisenkonstruktion zur Erreichung genügender Stabilität und Steifigkeit erforderlich, und das ist der Grund für die Tatsache, daß diese Bauwerke nicht billig und schnell zu errichten sind. Die Methode, hohe Essen aus verschieden geformten Betonsteinen zu konstruieren, ist eine Erfindung des Ingenieurs Dumas in Brüssel. Die neue Bauweise zeichnet sich durch ihre Einfachheit, Schönheit der Form und geringe Kosten aus.

Diese Essen zerfallen wie alle andern in drei Teile, nämlich das Fundament, den Essenfuß und den Schaft. Der Schaft wird aus armiertem Beton nach irgend einem Verfahren gebaut. Die Form der Steine ist aus Fig. 1 unserer Abbildungen ersichtlich. Die Anzahl der Steine in jeder Schicht bleibt dieselbe, obgleich sich der Schornstein nach oben zu verjüngt.

Diese Formsteine werden in regelmäßigen Schichten gesetzt, bis die gewünschte Höhe erreicht ist, worauf ein Gesims, das entweder aus Beton, Gußeisen oder behauenen Naturstein bestehen kann, den Abschluß bildet.

Die Bauarbeiter arbeiten auf einem Baugerüst vom Innern des Bauwerkes aus, und jeder Stein, der ihnen zugeführt wird, ist für die ihm zugewiesene Stelle vollständig fertig. Zwei Mann sind gewöhnlich oben mit dem Setzen der Betonsteine beschäftigt, während zwei Handlanger dieselben von unten hinaufwinden. Das Setzen der Betonsteine erfolgt in der üblichen Weise wie bei jeder Verbundmauerung. Wie unsere Abbildung Fig. 1 veranschaulicht, hat jeder Stein an seinem äußeren Ende, das gleichzeitig eine Kante des Schaftes bildet, eine U-förmige Öse B. Diese Öse bildet einen Hohlraum, der sich durch die ganze Länge der Esse erstreckt. Soviel Kanten der Schaft hat, soviel Hohlräume entstehen infolgedessen natürlich, und durch diese vertikalen Hohlräume werden vertikale Eisenstangen geführt, die je nach der Höhe des Bau-

werks verschieden stark sind. Diese Stangen sind mittels U-förmiger, flacher Eisenanker an jeder Schicht befestigt. Die Anker sind wiederum an einer kleinen Eisenstange D mittels Draht befestigt, welche horizontal zwischen den Schichten in einer dafür auf jeden Formstein eingeschnittenen Fuge gelagert ist.

Das Einführen der vertikalen Stangen in die erwähnte Öffnung anstatt in das Material des eigentlichen Essenschaftes bildet einen großen Vorzug dieses Systems. Die Armierung wird auf diese Weise auf einem niedrigen Temperaturgrad gehalten und ist nicht den schädlichen Wirkungen unterworfen, die ungleichmäßige Ausdehnung mit

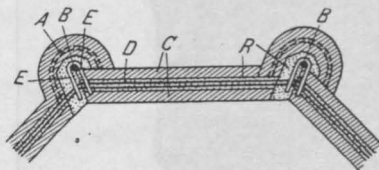


Fig. 1.

- A zeigt die verborgenen Armierungsstangen der Steine an,
- B die vertikalen Stahlstangen,
- C die Zementmasse des Steines,
- D die Eiseneinlage, welche die Steine miteinander verbindet,
- E zeigt den U-förmigen, eisernen Anker, welcher die vertikale Stange an einer bestimmten Stelle in dem Hohlräume festhält,
- R Mörtelfüllung.

sich bringt, wenn das Eisen sich mitten in der Materialmasse befindet. Es darf nicht vergessen werden, daß, obwohl die Ausdehnungskoeffizienten des Betons und des Eisens dieselben sind, die Leitungsfähigkeit doch sehr verschieden ist. Diesen Umstand in gewissenhafte Erwägung zu ziehen, ist ganz besonders geboten, wenn es sich um ein Bauwerk handelt, das nur an einer Seite erhitzt wird, wie z. B. eine Esse.

Von den erwähnten Formsteinen sind nicht mehr als drei oder höchstens vier verschiedene Größen erforderlich, wenn es sich um den Bau einer Durchschnittsmauer von 50 m Höhe mit einer Verjüngung von 1–3% handelt, und zwar mit Hilfe folgender Anordnung: Die Formen, mittels deren die Formsteine hergestellt werden, bestehen aus drei gußeisernen Platten, die mittels hölzerner Rahmen und dreier gewöhnlicher eiserner Klammern zusammengehalten werden. Die verschiedenen Größen der Steine sind deshalb leicht herzustellen, da einfach die je-

weilige Stellung der Platten oder hölzernen Rahmen verändert wird. Nachdem die Steine geformt sind, werden sie folgendermaßen gesetzt: In der ersten Reihe, z. B. am Fuße der Esse werden die größten Steine mit den längsten Armstücken verwendet. Die Armstücke der Steine werden in dieser Schicht bis an den Rand der in den Steinen befindlichen Ösen geschoben; in der nächsten Schicht nicht ganz bis an den Rand, wodurch jede weitere folgende Schicht einen anderen Durchmesser bekommt, als die vorhergehende und die Verjüngung des Schaftes bewirkt wird. Da die längsten Steine etwa 0,9 m lang sind, und die lichte Weite der halbkreisförmigen Öffnung etwa 15–20 cm be-

natürlich auch in derselben Größe bis zur Höhe der Esse verwendet werden; es sind auch einige solcher Essen errichtet worden, jedoch ist ihr Äußeres nicht so gefällig, wie das einer Esse mit leichter Verjüngung nach oben.

Gewöhnlich werden die Steine an der Baustelle selbst hergestellt, obgleich sie auch in einer Betonsteinfabrik geformt werden können; dieses ist dann von Vorteil, wenn in derselben Gegend mehrere solcher Bauwerke gleich-



Fig. 2.

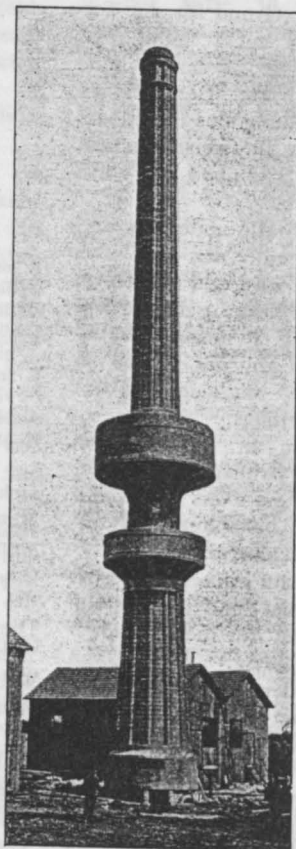


Fig. 3.

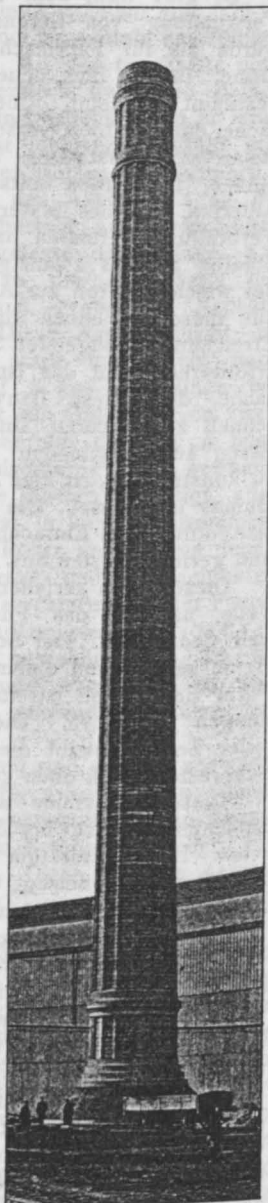


Fig. 4.

trägt, so läßt sich auf diese Weise eine beträchtliche Verjüngung erzielen. Für eine Verjüngung von $1\frac{1}{2}$ –2% muß die Größe der Steine alle 12–15 m verändert werden. Die Steine können

zeitig errichtet werden sollen. Die Art der Betonmischung ist verschieden. Die am meisten gebräuchliche Mischung besteht aus etwa 5 Teilen Kies, 3 Teilen Sand und 2 Teilen Zement. In

einigen Fällen ist pulverisierter Stein zur Anwendung gekommen und hat gute Ergebnisse geliefert. Was architektonische Schönheit anbetrifft, so übertreffen diese schlank hinaufstrebenden Türme bei weitem die plumperen Backsteinessen, während die vorspringenden Kanten auf den ersten Blick den Eindruck von Stärke und Stabilität hervorrufen.

In Europa sind schon eine Anzahl Essen und Wassertürme nach diesem System erbaut worden. Unsere Abbildungen veranschaulichen einen Wasserturm (Fig. 2—4), einen mit einer Esse vereinigten Wasserturm und eine Esse aus Betonsteinen. Der Wasserturm, welcher in Ucle, einem Vororte Brüssels errichtet ist, ist für die in diesem Jahre stattfindende Weltausstellung in Brüssel hergestellt worden. Turm und Behälter haben zusammen eine Höhe von 45 m; das Reservoir vermag 280 000 Gallonen Wasser zu fassen. Im Innern besteht der Behälter aus sechs Stock-

werken, die durch eine Wendeltreppe verbunden sind. Diese verschiedenen Stockwerke sind wiederum in einzelne Räume eingeteilt, die während der Ausstellung sämtlich Ingenieuren, Aufsehern und Arbeitern zum Aufenthaltsort dienen werden. Das Treppenhaus zieht sich an der Außenwand entlang, während sich das Wasser in der Mitte befindet.

Fig. 3 veranschaulicht den 55 m hohen Schornstein mit zwei Wasserreservoirs, deren eines 100 cbm und das andere 23 cbm Wasser faßt. Der innere Durchmesser dieser Esse beträgt oben 2,40 m.

Fig. 4 stellt die in der Brüsseler Ausstellung aufgestellte Esse in Höhe von 70 m dar, die an ihrer Spitze einen inneren Durchmesser von 3,50 m hat.

Die Ausführung dieser Bauten liegt in den Händen der Brüsseler Firma Léon Monnoyer et fils, rue Camille Lemonier.

WOHNHÄUSER AUS BETON.

Von Dipl.-Ing. F. l'Allemand (Berlin).

Während in Europa die Verwendung des Betons als hauptsächlichstes, ja oft sogar als ausschließliches Baumaterial ganzer Wohnhäuser noch gar nicht Fuß fassen konnte, ist sie in Amerika ziemlich häufig. Man steht dort dieser Neuheit nicht mehr mit Zurückhaltung und Zweifel gegenüber, da eine Reihe von Bauausführungen vorliegen, welche sich gut bewährten. Nach den ersten Anfängen erkannten die amerikanischen Architekten sofort die konstruktiven Vorteile dieser Bauweise, die nicht selten eine bedeutende Kostenersparnis ermöglichte. Hand in Hand mit der steigenden Verwendung derartiger Wohnhäuser entwickelte sich hierfür auch ein neuer Baustil. Die amerikanische Zeitschrift „Cement Age“ trug der Bedeutung dieser Betonhäuser und der einschlägigen Fragen in einer eigenen, umfangreichen Nummer Rechnung, die einen ungemein anschaulichen, durch zahlreiche Abbildungen erläuterten Überblick über die neueren Ausführungen gibt.

In erster Linie haben natürlich die Zementfabriken das größte Interesse an der Verbreitung der Betonhäuser. So ist es auch erklärlich, daß die Portlandzementfabrik in Pittsburg für den Wettbewerb des dortigen Architektenvereins Preise in der Höhe von 2100 Mark stiftete, welcher für den Entwurf eines ländlichen, villenartigen Wohnhauses unter möglichst ausschließlicher Verwendung von Beton ausgeschrieben war. Die Größe des Hauses war mit rund 1400 m³ festgelegt und

für eine Familie von fünf Personen bestimmt. Außerdem wurde noch die zweckmäßige Anlage eines Automobilschuppens als Nebengebäude verlangt. Lage und Gestalt des Bauplatzes, sowie die architektonische Ausgestaltung der Gartenanlagen waren frei wählbar. Überblickt man die acht preisgekrönten Arbeiten, so findet man allgemein in den einfachen, klaren Formen ein richtiges Verständnis für die Schaffung eines neuen Baustiles, der das Charakteristische dieser Bauweise zum Ausdruck bringt.

Ein wichtiges Material für den Wohnhausbau bilden die Betonhohlsteine, welche in Amerika schon seit Jahren im Gebrauche sind. Ein Beispiel für die Ausführung eines ganzen Gebäudes gibt Fig. 1. Hierbei wurde nicht nur das gewöhnliche Mauerwerk, sondern auch die Stützen, Gewölbe, Schornsteine usw. in Hohlsteinen hergestellt. Der ziemlich naß gemischte Beton wird in entsprechende Formen gebracht, welche in eigenen Kammern der Wirkung heißer Dämpfe ausgesetzt werden, wodurch der Vorgang des Abbindens beschleunigt wird. Man kann in dieser Weise in 10 Stunden bis 400 Stück herstellen. Die Hohlsteine ähneln im Querschnitt und Form den Terrakottaziegeln; sie bilden ein gutes, feuersicheres Material und haben selbst in unverputztem Zustande ein gefälliges Aussehen. Der Putz haftet gut an ihrer etwas rauen Oberfläche. In den untersten Schichten werden die Hohlsteine zweckmäßig mit Beton gefüllt, um eine festere Grund-

lage zu erzielen. Die Erfahrungen, welche über derartig erbaute Wohnhäuser vorliegen, sind gute. Die Befürchtungen, daß sich während des Winters die Kälte und Feuchtigkeit unangenehm fühlbar machen würde, erwiesen sich als unbegründet. Die Heizung durchwärmt diese Häuser vorzüglich.

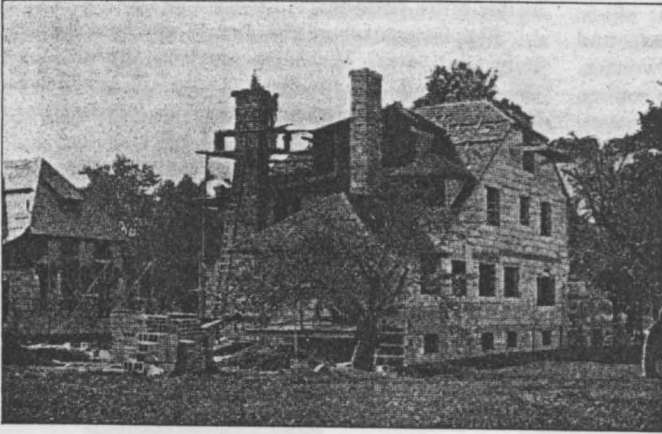


Fig. 1.

Vielleicht hat dies auch darin seinen Grund, daß man neuerdings die Tür- und Fensterstöcke nicht unmittelbar an das Mauerwerk anschloß, sondern es blieb ein Zwischenraum von 6 bis 8 cm frei, welcher nachträglich mit Beton gefüllt wurde. Diesen Hohlsteinbauten stehen jedoch die aus

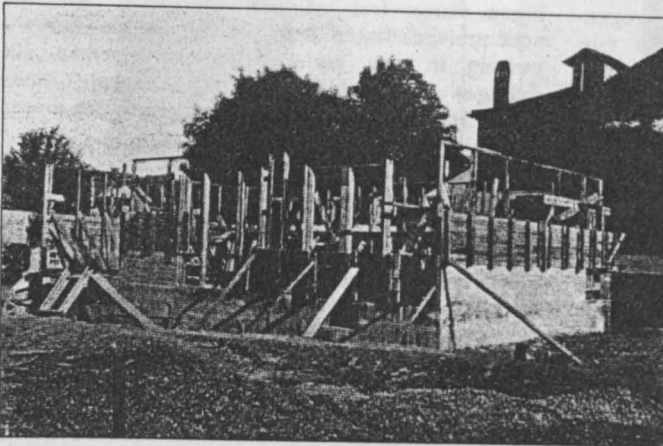


Fig. 2.

gewöhnlichem Stampfbeton erbauten Häuser keineswegs nach. Die meist zur Verwendung kommende Mischung ist 1:9 für Fundamente und 1:6 für die übrigen Teile. Als Zuschlagstoffe dienen Flußsand und grober Schotter. Fig. 2 läßt den Bauvorgang erkennen. Der Stampfbeton wird ziemlich naß gemischt. Die Stampfformen, in der üblichen

Weise aus Brettern gezimmert, sind etwa 70 cm hoch, entsprechend dem Abstand zwischen Fensterbrett und Fußboden; sie werden im ganzen Gebäude gleichmäßig verwendet und mit dem Fortschritt der Stampfarbeit allmählich hochgezogen; die Mauerstärken betragen etwa 10—25 cm. Die Oberfläche der Mauern wird entweder besonders bearbeitet, oder mit einem Brett einfach abgerieben. Hierdurch läßt sich eine hübsche Farbenwirkung erzielen, in dem die Zuschlagstoffe dunkler erscheinen. Gewöhnlich aber wird die Oberfläche leicht mit Zementmilch bestrichen. Das Innere der Schornsteine wird meist mit einer Terrakotta-Verkleidung versehen, die aber weniger der Feuersicherheit wegen angewendet wird, sondern vielmehr eine innere Schalung für das Stampfen ersetzen soll. Mit den hohlen Säulen der Balkons und Terrassen hat man keine schlechten Erfahrungen gemacht, denn es wird dadurch ein guter Wasserabfluß erzielt und trotz wiederholter Eisbildung wurde eine Zerstörung des Betons noch nicht bemerkt. Sowohl die aus Hohl-

steinen wie auch aus Stampfbeton hergestellten Häuser weisen außer den Türen und Fenstern fast gar kein Holz auf. Dies bedingt einen großen Grad von Feuersicherheit, ein Umstand, der namentlich beim bauenden Publikum auch wegen der Versicherungen großen Anklang findet. Die Ventilation erfolgt durch eigene Rohre, die im Fußboden verlegt sind und ins Freie führen. Die nötige Wassermenge für den häuslichen Gebrauch wird in einem kleinen Behälter aufbewahrt, der sich auf dem Dachboden befindet.

Für die Grundrißeinteilung gelten meist folgende Grundsätze: Man gibt den Häusern zunächst ein großes, mehrfenstriges Zimmer in jedem Stockwerke; der Rest wird in mehrere kleinere Räume eingeteilt. Die Schlafräume liegen gewöhnlich im Obergeschoß. In dieser Weise hat die Atlas Zement Company eine große Anzahl von Betonhäusern hergestellt. Die anfängliche Verwendung von Ziegelmauerwerk für die Fundamente wurde bald fallen gelassen und wich der vollständigen Herstellung aus Beton. Ein wichtiger Punkt bei den Betonhäusern ist die Heizungsfrage. Allmählich ist man nun zur Dampfheizung mit direkter und indirekter Wärmestrahlung übergegangen. Die erzielten Erfolge sind günstig. Zur Verwendung gelangen einfache Röhrenkessel, die auf eigenen Fundamenten im Keller aufgesetzt werden. Die Anordnung ist meist so

getroffen, daß in den stärker benutzten Wohnräumen indirekte, in den Schlafzimmern direkte Wärmezufuhr stattfindet. Über Anlage, Armatur, Rauchabzug, Rohrmaterial u. s. f. bestehen bestimmte Normen.

Als sich die Betonhäuser auch in der Reihe der ländlichen Villenbauten ihren Platz eroberten, ergab sich die Notwendigkeit einer Nachahmung der Bequemlichkeiten französischer und italienischer Landhäuser. So wurden die Veranden und Vorbauten meist derartig eingerichtet, daß sie im Winter verschlossen und geheizt werden können. Soweit es irgend möglich ist, werden auch sämtliche Nebenanlagen wie Geländer, Figuren u. s. f. in Beton hergestellt. Für den Besitzer spielt auch der im Vergleich zu anderen Bauweisen äußerst geringe Prozentsatz an Erhaltungskosten und Ausbesserungen eine wesentliche Rolle. Dies wird wohl eine Ursache mitgewesen sein, daß sich die Bahnverwaltungen zur Errichtung kleinerer Stationsgebäude aus Beton entschlossen haben. Vor allem aber sorgte wie schon erwähnt die Feuersicherheit dieser Bauten für ihre rasche

Entwicklung. Bei einem großen Schadenfeuer einer Automobilfabrik in Clainsfield, N. Y. im März dieses Jahres haben sich die Betonblöcke, aus denen die Mauern dieses 2stöckigen Gebäudes vorwiegend bestanden, vollkommen bewährt. Die Steine wiesen eine Betonmischung von 1:8 auf und waren an der Oberfläche mit einem besonderen Zementanstrich versehen. Die einzigen Spuren des Feuers waren ein leichtes Abbröckeln auf etwa 6 mm Tiefe an den Ecken einzelner Steine. Die vorhandenen Holzbalkendecken waren vollständig durchgebrannt, auch die nicht genügend ummantelten eisernen Träger bogen sich aus und schoben an einigen Stellen das Mauerwerk hinaus. Ganz ähnliche Ergebnisse wurden auch bei einem Brande in Philadelphia festgestellt.

Fast jede Bauzeit bringt auf diesem Gebiete neue Erfahrungen und zeitigt ein rastloses Fortschreiten. Nun die ersten tastenden Versuche schon weit zurückliegen, erhofft man in diesem Jahre eine weitere Verbreitung und Entwicklung dieser jungen Bauweise.

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.

Zur Eröffnung der II. Ton-, Zement- und Kalkindustrie-Ausstellung. Allgemeines und Einzelberichte. Beton und Eisenbeton, Maschinen, Brandproben. Zement und Beton 1910. Nr. 24, 25, 26. — Beton-Ztg. 1910. Nr. 25. — Eisenbeton 1910. Nr. 12. — Zentralbl. d. Bauv. 1910. Nr. 52. Tonind.-Ztg. 1910. Nr. 64—74. — Deutsche Bztg. Mitt. 1910. Nr. 12, 13.

XIII. russischer Zementkongreß. Bericht über die Verhandlungen mit kurzen Auszügen aus den Vorträgen. Zement und Beton 1910. Nr. 25, 26. — Tonind.-Ztg. 1910. Nr. 65.

A New Type of Stone Crusher. Die Steine werden zwischen zwei rotierenden Manganstahlscheiben, deren Achsen einen verstellbaren Winkel bilden, zerdrückt, ohne daß mahlende Wirkungen auftreten; Scheibendurchmesser 33 bis 122 cm. Die größten Maschinen zerkleinern Steine von 17,8 cm Größe — bis zu diesen Abmessungen müssen sie vorher gebrochen sein — auf 7,6 cm bis 1,6 cm, ihre Stundenleistung ist 50 bis 90 Tons. Fabrikanten Symons Brothers, Chicago. Mit Abb. Eng. News 26. Mai 1910. S. 622.

Mélangeurs pour mortiers et bétons. System Gaspary. Gute Abb. von Mischmaschinen. Le Ciment 1910. Nr. 5.

A Stone Washing Plant at Thornton, Illinois. Steinbrech- und Waschanlage (Reinigen von Humus und Lehm) mit Sortiervorrichtungen wird ausführlich beschrieben. Mit Photogr. Eng. Rec. 14. Mai 1910. S. 634.

Kieswaschanlage. Einfach und leistungsfähig. Mit Abb. Zement und Beton 1910. Nr. 25. Schlackenblöcke. Die Hochofenschlacke wird durch besondere Zusätze glasartig gemacht und dann zu Platten usw. ausgewalzt, auch mit Drahteinlage versehen. Zement und Beton 1910. Nr. 24.

2. Prüfung und Untersuchung.

John Smeaton, der erste Forscher auf dem Gebiete der Mörteluntersuchungen. Von Privatdozent Quietmeyer. Übersetzung eines Abschnittes aus dem Buche von Smeaton über den Eddystone-Leuchtturm, worin er über seine außerordentlich lehrreichen Mörteluntersuchungen berichtet, und als erster die Ursachen des Unterschiedes von Zement gegen Kalk klar erkennt. Zeitschr. Arch. u. Ing.-Wes. 1910. Nr. 4.

Recherche du dosage d'un béton exécuté. Bericht nach Dr. Framm. Le Ciment 1910. Nr. 5.

Auffällige Beobachtungen an einem Schlackenzement. Weitere Bemerkungen zu dieser Streitfrage. Tonind.-Ztg. 1910. Nr. 51, 65,

71. Zement und Beton 1910. Nr. 23. s. L. Juni 1910. I, 2. S. 259.

Betonprüfung durch Dünnschliffe. Ing. Gutmann empfiehlt solche, da sie über die Verteilung der Zuschlagstoffe einen klaren Aufschluß gibt. Zeitschr. österr. Ing. u. Arch.-Ver. 1910. Nr. 21.

A Moist Closet for Cement Test. Aufbewahren von Zementproben in einem Betonkasten 91 cm hoch und breit, 45 cm tief, 5 cm dicke Wände mit luftdichtem Verschuß. Gleichmäßige Temperatur und Feuchtigkeit. Eng. Rec. 11. Juni 1910. S. 756.

Tests of Concrete for Impermeability. Beton in verschiedenen Mischungsverhältnissen, auch mit besonderen Dichtungsmitteln, auf Durchlässigkeit geprüft. Tabellen. Als dicht wurde ein Beton gefunden: 1 Zement, 2 Sand (10% feiner Sand mit etwas Lehm), 4 Kies. Eng. Rec. 28. Mai 1910. S. 695.

Der Angriff des Eisens durch Wasser. Von Bauinsp. Wendt. Auszug aus dem Berichte des Materialprüf.-Amtes Gr.-Lichterfelde. Zeitschr. Arch. u. Ing.-Wes. 1910. Nr. 4. — Mitt. Materialprüf. Gr.-Lichterfelde 1910. Nr. 2/3.

The Effect of Sewage and Sewage Gases on Concrete. Eng. News. 2. Juni 1910. S. 621. — Eng. Rec. 14. Mai 1910. S. 633. L. Juli 1, 2.

Action of Sea Water on Portland Zement. Versuche von O'Hara, San Francisco, in konzentrierten Seewasserlösungen zeigen, daß das $MgSO_4$ des Meerwassers den freien Kalk des Zementes zerstört; das entstehende Doppelsalz bewirkt eine Volumenvergrößerung und Kohäsionsverminderung des Mörtels; außerdem löst das Kochsalz das Calciumsilikat des Zementes. Mit Tab. Eng. Rec. 21. Mai 1910. S. 677.

3. Wirtschaftliches.

Naturzement darf nicht als Portlandzement bezeichnet werden. Entscheidung des Landgericht und Oberlandgericht Düsseldorf. Zement und Beton 1910. Nr. 26.

Kalk und Zement in Belgien. Kurze Mitteilungen über Lage, Gewinnungsart der Rohstoffe, innere Einrichtung und Erzeugnisse der belgischen Fabriken. Tonindustrie-Zeitung 1910. Nr. 68.

II. Theorie.

Graphostatische Berechnung von Konstruktionen aus Eisenbeton (Biegung und Achsialdruck). Von Dipl.-Ing. Bakker. Beispiele für die Ermittlung der Nulllinie und des Trägheitsmomentes ringförmiger Eisenbetonquerschnitte nach dem bekannten zeichnerischen Verfahren von Autenrieth; Bemerkungen über Schornsteine. Beton und Eisen 1910. Nr. 8.

Beitrag zur Berechnung der Biegungsspannungen in Stein- und Betonkonstruktionen. Von Carling, Stadtbaudirektor. Besprechung der verschiedenen Formeln zur Berechnung der Biegungsspannungen für den Fall ungleicher Elastizitätszahlen für Druck und Zug; insbesondere wird das Potenzgesetz nachgeprüft und als gut übereinstimmend mit der Wirklichkeit bezeichnet. Für die von Baurat Francke angegebene Formel wird eine besser zutreffende als Ersatz vorgeschlagen und nachgeprüft. Zum Schluß weist Verfasser nach, daß das Potenzgesetz auch bis zum Bruche gelte. Beton und Eisen 1910. Nr. 8.

De l'épaisseur des nervures. An einem Beispiele wird die günstigste Breite der Rippe eines Plattenbalkens ausgewählt, mit Rücksicht auf die Kosten und die Schubspannung im Beton. Verfasser tritt für große Breiten ein. Le Ciment armé 1910. Nr. 5.

Beitrag zur Berechnung von Eisenbahnbrücken in Bögen. Ermittlung des Biegemomentes in der Mitte des äußeren Hauptträgers. Österr. Wochenschr. öffentl. Baud. 1910. Nr. 22.

Le calcul graphique de l'arc continu. Von Dipl.-Ing. Schaffner. Zeichnerisches Verfahren zur Untersuchung des über mehrere Öffnungen durchgehenden Bogenträgers, unter Anwendung des bekannten Verfahrens von Ritter (Drittelpunkte, Festpunkte) für den durchgehenden Balkenträger und unter Benutzung der Elastizitätsellipse. Le Génie civil 1910. Nr. 5 bis 7.

Einflußlinien kontinuierlicher, auf drei oder vier elastischen Stützen (Trägern und dergleichen) gelagerter Träger. Von R. Arnstein. Behandlung auf elementarem Wege; besondere Rücksicht auf praktische Sonderfälle. Österr. Wochenschr. öffentl. Baud. 1910. Nr. 17.

Some Formulas for Statically Indeterminate Members and Frames. Angenäherte Formeln für eine Anzahl Rahmenkonstruktionen Eng. News, 26. Mai 1910. S. 608.

Beitrag zur Dimensionierung von Dreigelenkbögen. Von Dipl.-Ing. Maier (Leibnitz). Erweiterung des bekannten Verfahrens von Prof. Mörsch derart, daß bei irgend welchen Belastungen nirgends die größte zulässige Beanspruchung überschritten wird und daß nirgends Zugspannungen auftreten. Hier hat man die Stützlinie für Eigengewicht zu zeichnen und die Grenzwerte der Kernpunktmomente für Verkehrslast aus Einflußlinien zu bestimmen. Es ergibt sich dann die Fugestärke und die Abweichung ihres Mittelpunktes (der Bogenachse) von der Stützlinie für Eigengewicht. Dtsche. Bztg. Mitt. 1910. Nr. 12.

A Method of Design of a Reinforced Concrete Syphon. Statisch bestimmte zeichnerische Berechnung eines Dükers von 5 m innerem Durchmesser, 4 m innerem Wasserdruck, 1,2 m

Erdüberschüttung. Mit Abb. Eng. Rec., 28. Mai 1910. S. 701.

Arch Coefficient. Transformation of Dimensions in Symmetrical Rib Arches; with Tables of Coefficients for Twenty Arches of Different Proportions. Anwendung in einem früheren Artikel abgeleiteter Formeln auf Bogen verschiedener Weite. Mit vielen Abb. und Tabellen. Eng. News, 2. Juni 1910. S. 640. L. Juli II.

Zur Frage der Pfahlstatik. Bemerkungen über den Angriffspunkt des Eindringungswiderstandes bei zylindrischen und verjüngten Pfählen. Österr. Wochenschr. öffentl. Baud. 1910. Nr. 20.

Auf Biegung beanspruchte Druckstäbe. Von Prof. Kayser. Ermittlung der Durchbiegung. Zentr. d. Bauv. 1910. Nr. 45/51.

Knickformeln. Von Th. Scharff. Vergleich der Knickformeln nach Euler, v. Tetmajer, Schwarz-Rankine, Johnson und verschiedener amerikanischer Formeln. Darstellung in Schaubildern. Nach dem Verfasser genügt für die Formeln von Tetmajer für Schmiedeeisen eine 3fache Sicherheit. Von amerikanischen Ingenieuren wird als die geeignetste Formel die folgende bezeichnet:

$$\text{zulässige Pressung } \sigma = \frac{1050}{1 + 0,000074 \left(\frac{l}{i}\right)^2} \text{ kg/qcm.}$$

Dtsche. Bztg. 1910. Nr. 44/45.

Einfache Ermittlung der zulässigen Knickspannung. Von Ing. Riwoch. Aus einem Schaubilde kann man die der Schwarz-Rankineschen Knickformel entsprechenden zulässigen Spannungen sofort entnehmen. Dingl. Polyt. Journ. 1910. Nr. 21.

Office Methods in a Concrete Designing Office. Um Einheitlichkeit und Vollständigkeit der Berechnungen zu erzielen, werden tabellarische Vordrucke benutzt. Mit Vordrucken. Eng. Rec. 11. Juni 1910. S. 759.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Belastungsprobe zur Bestimmung der mittragenden Breite einer mit einer Einzelast belasteten Platte. Die nur wenig umfangreichen Versuche lassen erkennen, daß die mittragende Breite wesentlich größer ist, als im allgemeinen angenommen wird. Sehr richtig sagt der Verfasser, Dr. M. Genel, daß auf dieses Maß die Plattenstärke und -spannweite von Einfluß sind; statt Plattenstärke wäre besser zu sagen: Das Trägheitsmoment der Platte. Beton und Eisen 1910. Nr. 7.

Zur Frage der Durchbiegung von Trägern. Dipl.-Ing. Fischmann weist darauf hin, daß die neuen preußischen Bestimmungen für Hochbauten keine Vorschriften über die Durchbiegung enthalten, und daß solche für Hochbauten auch

gar nicht so sehr wichtig sind. Die wirkliche Durchbiegung ist meist wesentlich geringer, als die errechnete; als Ursache ist eine etwaige Einspannung der Träger und die Mitwirkung der Deckenplatte anzusehen. Anführung und Nachrechnung eines Beispiels. Deutsche Bauz. 1910. Nr. 43.

Le béton fretté. Aufsatz von Considère über die Vorteile umschürten Betons. Le Ciment 1910. Nr. 5. Vgl. L. Juli 1910. III, S. 303.

Neue Versuche Talbots mit Eisenbetonsäulen. Besprochen von Dr. Max Ritter v. Thullie. Der Verfasser ist mit den von Twelvetrees aus obigen Versuchen gezogenen Schlußfolgerungen (s. L. März 1910, III; Engng. September) nicht einverstanden; er hält die Umschnürung ohne Längseisen für praktisch wertlos, dagegen die mit Längseisen für ein vortreffliches Mittel zur Vergrößerung der Tragfähigkeit der Eisenbetonsäulen. Vgl. L. Juli 1910, III; Aufsatz von Considère. Zeitschr. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1910. Nr. 20.

Belastungsprobe mit Betonpfählen, Bauweise Mast. Belastung mit 56 500 kg auf einen Pfahl von 30 cm \varnothing , der 6 m lang und etwa 2 m in gutem Baugrund stand, ergab 1,8 cm mittlere Senkung. Mit Abb. Zement und Beton 1910. Nr. 15.

Beispiele für die Feuersicherheit des Eisenbetons. Von Prof. Dr. Saliger. Mit Abb. Beton und Eisen 1910. Nr. 8.

IV. Amtliche Vorschriften über Eisenbetonbau.

Einige kritische Bemerkungen betr. die neuen schweizerischen Betonbestimmungen. Dipl.-Ing. Haimovici bemängelt die Bestimmungen und Angaben über die wirksame Druckbreite bei Platten und Plattenbalken, und das Fehlen solcher über die Mitwirkung mehrerer Plattenbalken neben einem belasteten. Beton und Eisen 1910. Nr. 8.

Ungarische Eisenbetonbestimmungen. Besprechung von Prof. v. Thullie. Enthalten u. a. Vorschriften für die Berechnung halb eingespannter Träger. Hohe zulässige Beanspruchungen. Zement und Beton 1910. Nr. 24.

Die Prüfung von Traß. Abänderung der alten Vorschriften laut Beschluß des V. f. d. Materialprüf. d. Technik, Darmstadt 1908. Inhaltsangabe und Begründung. Tonind.-Ztg. 1910. Nr. 74.

Standard Specifications for Concrete Reinforcement Bars Adopted by the Association of American Steel Manufacturers. Vorschriften über Herstellung, chemische und physikalische Eigenschaften, Festigkeit, Dehnung, Gewicht von Eisen für Eisenbeton. Mit Tab. Cement Age. Juni 1910. S. 430. — Eng. News. 16. Juni 1910. S. 704. — Eng. Rec. 28. Mai 1910. S. 683.

Revised Standard Specifications for Portland Cement Sidewalks. Vorschriften der

Vereinigung der Cement-Verbraucher über Material, Bauart und Herstellung von Betonfußwegen. Cement Age. Juni 1910. S. 424.

Standard Specifications for Concrete Road and Street Pavements. Vorschriften der Vereinigung der Cement-Verbraucher über Material, Bauart und Herstellung von Betonstraßen. Cement Age. Juni 1910. S. 427.

V. Ausführungen.

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

Förderung von Beton in Rohrleitungen. Kurzer Bericht. Zement und Beton 1910. Nr. 24.

Der Vorsatzbeton und seine Anwendung in Hamburg. — Ceresit-Isolierverfahren. — Freitragende Lehmannwand. — Neues über Zementgärfäße und Lagerfässer. Beton und Eisen 1910. Nr. 8. — Le Ciment 1910. Nr. 5.

Kunststein — ein Surrogat? Dr. H. Pudor tritt für den Kunststein ein; dieser soll nicht ein Ersatzstoff, sondern ein Originalbaustoff sein. Zement und Beton 1910. Nr. 23.

Bordschwelle aus Eisenbeton. Hat den Vorteil beliebigen Querschnitts und großer Länge, kann infolgedessen auf Einzelstützen frostfrei gegründet werden. Mit Abb. Zement und Beton 1910. Nr. 24.

Wearing Surfaces for Factory Floor. Rundfrage betr. Bewährung von Stein oder Betonfußböden. Übelstände: Abnutzung durch Transportkarren, Stauberzeugung, schwierige Ausbesserung, schwierige Befestigung von Maschinen, Kältegefühl. Es werden Mittel angegeben, diese Übelstände zu vermeiden. Eng. Rec. 28. Mai 1910, S. 693. — Eng. News. 2. Juni 1910. S. 639.

Placing Concrete Aqueduct Lining in Freezing Weather. Betonieren einer 15 bis 23 cm starken Betonauskleidung bei 11° C. Erwärmen des Betons durch Dampf der Mischmaschine. Temperatur bei der Verwendung 27° C, nachts lose mit Brettern bedeckt und dazwischen Dampf eingeblasen, 40 Std. lang. Guter Erfolg. Kosten 0,385 M für 1 cbm Beton. Eng. Rec. 30. April 1910. S. 574.

An Analysis of Concrete Bridge Failures. C. R. Young, Toronto bespricht die Ursachen von 11 Eisenbetonbrückeneinstürzen; in 6 Fällen fehlerhafter Entwurf der Gründung oder Änderungen desselben ohne Billigung des Entwurfverfassers, in den übrigen Fällen fehlerhafter Entwurf des Überbaues. Überraschenderweise verursachten diese Gründe, nicht schlechtes Material oder Herstellung den Einsturz. Mit Abb. Eng. Rec. 16. April 1910. S. 528. Cement Age Juni 1910. S. 406.

Cement Inspection for the Baltimore Sewerage Commission. Kontrollsystem von Zementlieferungen. Eng. Rec. 28. Mai 1910. S. 699.

2. Ausführungen im Hochbau.

Über den Verputz von Betondecken. Ratschläge zur Erzeugung eines guten Putzes. Beton und Eisen 1910. Nr. 8.

Die Wrissenbergdecke. Kurze Beschreibung dieser Hohldecke, deren Hohlräume durch Blechrohre gebildet werden. Zement und Beton 1910. Nr. 24. — Zentralbl. d. Bauv. 1910. Nr. 47.

Eisenbetonkonstruktionen am Neubau der Synagoge in Görlitz. 2 Kuppeln, von denen die größere ein Kranzgerippe in 7 Zonen darstellt (ohne Streben). Mit Abb. Eisenbeton 1910. Nr. 11.

Concrete and Tile Floors with Two-Way Reinforcement. Buchertz und Aragon Hohlziegeldecke. Mit Photogr. und Zeichn. Engineering News 16. Juni 1910. S. 708. L. Februar V, 2.

Long Span, Light Floor, Reinforced Concrete Construction, With Comparative Cost. Zwei Decken von je 435 qm werden von 5 bzw. 6 Plattenbalken von 16,5 m Weite getragen. Trotz der großen Weite fällt ein Vergleich mit Eisenträgern zugunsten der Eisenbetonkonstruktion aus. Mit Zeichn. und Photogr. Cement Age Juni 1910. S. 414.

Korridorgewölbe in Eisenbeton. Der Gewölbeschub soll durch einen über dem Gewölbe liegenden Balken aufgenommen werden, was aber in Wirklichkeit wohl kaum eintreten dürfte. Mit Abb. — Beton und Eisen 1910. Nr. 8.

A Type of Wall Construction for Small Concrete Buildings. Holzstreben 5×10 cm, die teilweise mit einbetoniert werden, zur Befestigung der Schalung benutzt. Die Häuser, enthaltend 7 Zimmer mit Bad, kosten 16 000 M. Eng. Rec. 4. Juni 1910. S. 733.

Fondations sur pieux en béton. Beschreibung verschiedener Pfahlgründungsverfahren, mit Pfählen, die vorher fertiggestellt und solchen, die erst im Boden gestampft werden. Vergleich mit Holzpfählen. Mit Abb. Ann. nouv. constr. trav. publ. 1910. Nr. 4, 5.

Brunnen-Fundation eines Wohnhauses. Das Gebäude kam zu einem Teile über stark gelockertes Gelände zu stehen, in dem Pfahlgründungen und Pfeilergründung in offener Baugrube ausgeschlossen waren. Deshalb wurden 2 Brunnen abgesenkt; auf diese und den festen Baugrund stützen sich Eisenbetonbalken von 16 und 18 m Länge, die die Gebäudemauern tragen. Die Brunnen haben 2 m lichten Durchmesser, 40 cm Wandstärke und eine leichte Bewehrung. Mit Abb. Schweiz. Bztg. 1910. Nr. 21

The Use of Concrete in Farm Buildings from a Sanitary Standpoint. Die Vorteile der Verwendung von Beton beim Bau von landwirtschaftlichen Gebäuden. Vortrag von S. Cunningham. Cement Age. Juni 1910. S. 410.

Cast Reinforced Concrete Buildings at Fort Myer, Va. Pferdestall, einstöckig, 57×18 m Grundfläche, und ein zweistöckiges Vorratshaus nach System Aiken. Die 15 cm starken Eisenbetonwände wurden liegend in einem Stück gestampft und dann aufgerichtet; sie haben Verstärkungen 14×80 cm aller 3 m bei dem zweistöckigen Hause. Gegeben sind detaillierte Kosten des Stallgebäudes. Billige und schnelle Herstellung. Mit Photogr. Cement Age. Juni 1910. S. 400.

Reinforced Concrete Telegraph Stores in England. 6 Telegraphengebäude (62×20 m Grundriß, 14 m hoch) der englischen Regierung im Bau, deren Gerippe, Fußboden und Dach in reinem Eisenbeton errichtet wird, trotzdem „man gewöhnt ist, die britischen Staatsbaubehörden in bezug auf Gebäudebau mit Ultrakonservatismus zusammen zu nennen.“ Mit Photogr. Cement Age. Juni 1910. S. 420.

Construction of a Large Reinforced Concrete Grandstand. Vereinigung von Tribüne (30 000 Sitzplätze) und Geschäftshaus. Genaue Beschreibung des Bauvorganges. Mit Abb. Eng. Rec. 4. Juni 1910. S. 739. L. März 1910. V, 2.

A Storage Building for an Automobile Factory. Vierstöckiges Gebäude mit 2250 qm Grundriß, Eisenbetongerippe mit Ziegelausfüllung, Fußboden auf Säulen ruhend. Bemerkenswert die kurze Bauzeit von weniger als 3 Monaten. Mit Abb. Eng. Rec. 16. April 1910. S. 534.

Dasselbe unter:

Rapid Construction of a Reinforced Concrete Storage Building. Cement Age. Juni 1910. S. 403.

Installation elektrischer Licht- und Kraftanlagen in Eisenbetonbauten. Vorführung von Einzelheiten über die sehr schwierige Befestigung von Leitungen usw. an Eisenbetondecken und Wänden; praktische Vorschläge. Mit Abb. Beton und Eisen 1910. Nr. 8.

Die Luzerner Luftschiffhalle. Länge 96 m, Breite 46 m, Höhe etwa 30 m; innere Maße: Breite 38 m, Höhe 24 m. Binder aller 8 m. Die Binder und Pfetten bestehen aus Tannenholz, erstere in kühner und sehr eleganter Bauweise. Belastungsprobe an einem Holzmodell im Maßstab 1:20. Zulässige Spannung 100 kg/qcm. Gebrauchte wurden rund 600 cbm Tragh Holz, 350 cbm Schalholz, 15 t Eisen. Mit guten Abb. Schweiz. Bztg. 1910. Nr. 21.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Eisenbetonbrücke über den Iserfluß in Sojowitz. Von Bauadj. Spacek. 4 Öffnungen

von 14—18 m, überspannt mit Rippenbalken von 2 m Höhe, Straßenbreite 5 m. Verkehrslast: eine Dampfwalze von 14 t, dazu 400 kg/qm. Die gemessenen Durchbiegungen waren höchstens $\frac{1}{10}$ der gerechneten. Mit Abb. Östr. Wochschr. öf. Baud. 1910. Nr. 24.

Straßenüberführung auf Bahnhof Kieritzsch. Von Dipl.-Ing. Haimovici. Über die Eisenbahn Leipzig—Hof wird eine Staatsstraße (Fahrbahn 8 m, 2 Fußwege je 2 m) auf einer durchgehenden Eisenbetonbalkenbrücke mit 2 Öffnungen von je 16,6 m theoretische Stützweite übergeführt. Abdeckung der Fahrbahntafel mit einem wasserdichten Zementmörtelputz und darüber Siebels Asphaltbleiisolierung. Die Endauflager der Hauptträger sind eiserne Kipp- und Rollenlager, die Mittenlager Eisenbetonwälgelenke auf Eisenbetonpendelsäulen. Verkehrslasten: Dampfzug von 30 t (1,6·5 m Radstand), oder Dampfwalze von 23 t (1,55·2,75 m Radstand), Menschengedrange von 560 kg/qm. Ausführliche Beschreibung und gute zeichnerische Darstellung von Einzelheiten usw., dazu Abb. Beton und Eisen 1910. Nr. 8.

Vom Neubau der Augustus-Brücke in Dresden. Von Stadtbaumeister Preßrich. Weitere Mitteilungen über die alte und den Bau der neuen Brücke. Mit Abb. Deutsche Bztg. 1910. Nr. 46, 47, 50.

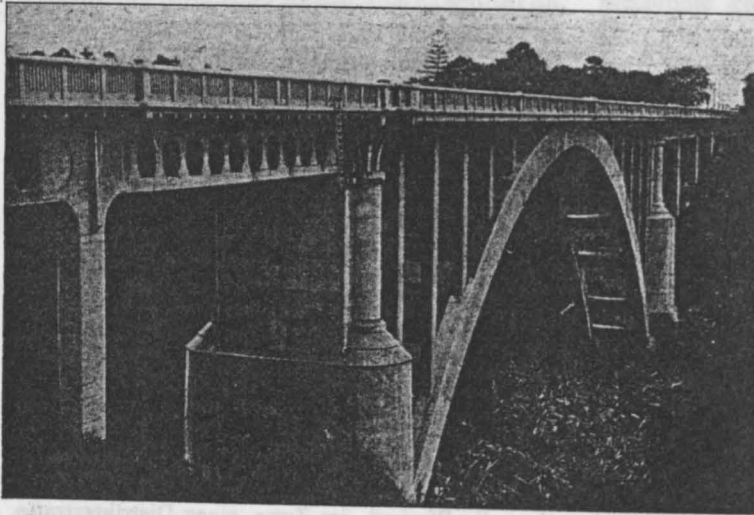
Neuere Eisenbetonbrücken.

1. Brücke bei Kaltenthal (Oberpfalz), über die Pfreimd, im Zuge einer Distriktsstraße. Fahrbahn angehängt an 2 Bögen von rund 45 m Stützweite, die als gelenklose Bögen berechnet wurden. Das Fahrbahngerippe wirkt nicht als Zugband, sondern hat in der Mitte eine Trennungsfuge. Breite der Fahrbahn 4,5 m, dazu 2 außenliegende Fußwege von je 0,75 m Breite. Entfernung der Eisenbetonhängestangen 3,0 m. Verkehrslast: Straßenwalze von 13 t, daneben gleichmäßig verteilte Last von 360 kg/qm, beides mit dem 1,5fachen Werte zu rechnen, außerdem noch eine Schneelast von 100 kg/qm auf der Fahrbahn und 50 kg/qm auf den Fußsteigen. Obere Querverbindung der beiden Bögen besteht aus 3 Querriegeln. Größte Temperaturschwankung für die Berechnung der Bögen ist mit $\pm 15^\circ$ C angenommen, was das Moment im Bogenscheitel um 69% (!) erhöht. Zulässige Betonpressung im Bogen 50 kg/qcm. Ohne Erdarbeiten, Wasserhaltung und Beschotterung kostet das eigentliche Brückenbauwerk 88 M/qm.

2. Brücke bei Rieden, über die Bahn München—Murnau. Die Fahrbahn stützt sich in der Mitte unmittelbar, nach den Kämpfern hin durch Säulen, auf 2 Bögen, die 31 m Stützweite haben und durch einzelne Querriegel miteinander verbunden sind. Breite der Fahrbahn 2,80 m, beiderseits auskragende Fußwege von je 60 cm Breite. Verkehrslast: Wagen von 4 t, daneben Menschen-

gedränge von 360 kg/qm. Über den Kämpfern sind Dehnungsfugen angeordnet. Gesamtkosten 91 M/qm Fahrbahn. Ausführliche Beschreibung des Bauvorgangs mit guten Abb. Deutsche Bztg. Mitt. 1910. Nr. 11/12.

Wide Span Ferro-Concrete Bridge in New-Zealand. Im April ist die weitestgespannte Dreigelenkbogenbrücke in Eisenbeton dem Verkehr übergeben worden. Als Ersatz einer Hängebrücke überführt sie eine Straße von 7,3 m Breite



Grafton-Brücke in Neu-Seeland. Spannweite 97,5 m.

und zwei Fußwege von je 1,8 m. Die Weite der Mittelöffnung beträgt 97,5 m, die Seitenöffnungen sind Parallelträger von 23—25 m Weite, System Vierendeel. Das Fahrbahngewicht wird durch Säulen auf den Hauptbögen übertragen. Die Gesamtkosten betragen 700 000 M, das Holz der Rüstungen hatte einen Wert von 140 000 M. Mit Photogr. The Eng. 17. Juni 1910. S. 614.

A Long Reinforced-Concrete Railway Viaduct through the City of Rotterdam, Holland. 1600 m langer Viadukt für zweigleisige elektrische Bahn. Eisenbetonbögen von 7,3 m, an Straßenkreuzungen 26,8 m Weite, mit Eisenbetonpfeilern. Innerhalb der Stadt Gründung auf Pfahlrost (Holzpfähle bis 20 m lang). Mit Photogr. und guten Zeichn. Eng. News. 16. Juni 1910. S. 692.

The Conisborough Viaduct. Die zweigleisige Dearne Valley-Eisenbahn überschreitet den Don auf einem 465 m langen Viadukt, in 34,4 m Höhe über dem Flusse. Halbkreisförmige Bögen aus Ziegelmauerwerk mit 16,76 m Lichtweite; je 7 zwischen 2 Gruppenpfeilern; Pfeiler

ebenfalls Ziegelmauerwerk, auf Betongründung. Der Bau- und Wölbvorgang unter Wiederbenutzung der Lehrgerüste ist ausführlich und klar dargestellt. Gewölbstärke 0,82 m. Die Asphaltabdeckung ist mit einer Ziegelflachsicht geschützt. The Railway Gazette. 15. April 1910. S. 424.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Le Siphon d'Albelda. Dükerleitung von 4 m Durchmesser und 720 m Länge für 17,6 cbm/sek.

Berechnet auf 30 m Wasserdruck. Die Bauweise war vollständig freigestellt; jedoch hatten keine Eisenfirmen Angebote abgegeben. Zuschlag zum Preise von 758 000 Pesetas für Eisenbeton. Die Stärke der Rohrwand beträgt 20 cm. Besondere Sorgfalt wurde der Entwässerung gewidmet; Abdeckung mit einer Steinpackung; Querrigole, die in einen begehbaren Längskanal münden. Die Oberkante des Rohres liegt in mindestens 60 cm Tiefe unter Gelände, deshalb keine Temperaturfugen angeordnet. Angaben über die Bewehrung und über die gute Wasserdichtigkeit. Mit Abb. Le Ciment armé 1910. Nr. 5.

Nouvel appontement en béton armé sur le Guadalquivir, près de Séville (Espagne). Ladebrücke aus Eisenbeton auf Pfählen von etwa 14 m Länge, trägt ein Eisenbahngleis von 1 m Spur und ein Gleis von 5 m Spur für einen Portalkran. Entfernung der Joche aus je 2 Pfählen: 5,50 m, Entfernung der Pfähle eines Joches 3,50 m. Die Längsbalken haben 1 m Höhe und 0,36 m Stärke. Größter Raddruck des Krans rund 16 t. Einzelheiten der Bewehrung usw. mit Abb. Le Génie civil 1910. Nr. 2.

BERICHTIGUNG.

Mitteilungen über einige Nebenuntersuchungen auf dem Gebiete des Betons und Eisenbetons.

Von C. Bach und O. Graf (Stuttgart).

Auf Seite 281 Nr. VII der Zeitschrift dieses Aufsatzes ist ein sinnstörender Druckfehler. Es soll heißen statt: E. Einfluß des Transports von weichem Boden, E. Einfluß des Transports von weichem Beton.

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

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

Stuttgart
TELEPHON 3390.
Karlsruhe
TELEPHON 2479.
Ulm a. D.
TELEPHON 962.

H. Pek



Grossviehmarkthalle Stuttgart

PROJEKTIERUNG UND AUSFÜHRUNG VON

BETON-UND EISENBETON-BAUTEN

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

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

ERSTE REFERENZ. PROSPEKTE, PLÄNE UND VORANSCHLÄGE AUF ANSUCHEN.

Betonpfähle Patent Strauss

Vorteile gegenüber anderen künstlichen Gründungen:

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

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

Alleiniges Ausführungsrecht für Deutschland:

Dyckerhoff & Widmann, Aktiengesellschaft

Tiefbau-Unternehmung.

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



Unsere Formen sind auf Grund langjähriger, praktischer Erfahrungen aus bestem Material gebaut.

Columbus-Rohrformen

Dr. Gaspary u. Co., MarkKranstädt

201) Prospekt RR Nr. 15 gratis.

Man fordere auch Prospekte über: Betonmischer, Plattenpressen, Schleifmaschinen, Blockmaschinen.

Wunstorfer Portland Cementwerke A.-G.

Telegramm - Adr:
Cementwerke.

Wunstorf.

Fernsprecher:
Amt Wunstorf №2.

**Fabrikat von grösster Gleichmässigkeit,
Volumbeständigkeit und Mahlfeinheit.**

**Kleeblatt-
Cement.**

**Marke
I. Ranges.**

Rein graue Farbe.



Höchste Festigkeiten.

Verlag von Julius Springer in Berlin.

Soeben erschienen:

Eisenbetondecken, Eisensteindecken und Kunststeinstufen.

Bestimmungen und Rechnungsverfahren nebst Zahlentafeln,
zahlreichen Berechnungsbeispielen und Belastungsangaben.

Zusammengestellt und berechnet

von

Carl Weidmann,

Stadtbauingenieur bei der Baupolizeiverwaltung in Stettin.

Mit 40 Textfiguren und 1 lithographierten Tafel.

Kartoniert Preis M. 2,80.

In dem vorliegenden Buche wurde versucht, das Wissenswerteste über die im Hochbau gebräuchlichen ebenen Massivkonstruktionen und ihre Berechnung in knapper Form zusammenzustellen und durch Aufnahme einer größeren Anzahl von Berechnungsbeispielen, Näherungsformeln und Zahlentafeln dem Bedürfnis weiterer Kreise entgegenzukommen. — Die Berechnungsbeispiele sind so gewählt und durchgerechnet, daß auch diejenigen, welche in der Aufstellung solcher statischer Berechnungen weniger geübt sind, das Buch mit Vorteil benutzen können. Auch für die Nachprüfung der statischen Berechnungen, insbesondere für die amtliche Prüfung der Baupolizei-Verwaltungen dürfte das Buch in mancher Hinsicht als die Prüfung erleichterndes Hilfsmittel anzusehen sein.

Zu beziehen durch jede Buchhandlung.