

ARMIIERTER BETON.

1911. NOVEMBER.

INHALT:

- Eispalast Hannover. Von Professor Robert Otzen (Hannover) und Dr.-Ing. R. Müller (Dresden). S. 377.
- Eisenbetonversuche von Föppl. Besprochen von Dr.-Ing. E. Probst (Berlin). S. 385.
- Dimensionierung von auf Biegung mit Achsialdruck beanspruchten rechteckigen Eisenbetonquerschnitten. Von Ingenieur Karl Stock (Mannheim). S. 388.
- Die Volumenänderung des Betons beim Erhärten. Von Professor H. Kayser (Darmstadt). S. 396.
- Versuche mit Beton. Mitteilung aus dem Königl. Materialprüfungsamt Groß-Lichterfelde. Von H. Burchartz (Groß-Lichterfelde). S. 398.
- Ein Beispiel für die Entwicklung des Eisenbetons. Von Dipl.-Ing. Knauff (Berlin). S. 403.
- Literaturschau. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden). S. 404.
- Die Festigkeit von Schachtauskleidungen in Eisenbeton. Zuschriften von E. Elwitz (Düsseldorf) und Dr.-Ing. H. Marcus (Berlin). S. 411.
- Rechtsfragen. S. 412.

EISPALAST HANNOVER.

Von Professor Robert Otzen (Hannover) und Dr.-Ing. R. Müller (Dresden).

Leiter der Beton- und Eisenbetonbau „Union“ G. m. b. H. (Hannover).

Der Eispalast zu Hannover wurde im Jahre 1910 erbaut an Stelle des früheren Wintergartens. Die Absicht war, einen Bau zu errichten, der zur Hälfte als Eislaufbahn dienen, zur Hälfte aber, entsprechend dem früheren Wintergarten, als Variété ausgebildet werden sollte. Nach dieser Absicht war das erste Projekt durchgebildet. Behördlicherseits wurde dann die Anordnung eines Hofes zwischen Eispalast und Wintergarten verlangt, wodurch sich der Bauplatz als zu klein erwies; es mußte daher der Erwerb der anliegenden Grundstücke für den Ausbau des Wintergartens ins Auge gefaßt werden. Vorläufig kam nur das Teil-Projekt „Eispalast“ zur Ausführung.

Die bauliche Anlage des Eispalastes besteht aus dem Eingangsbau mit Vorraum, Garderoben und Küchenräumen, dem Hallenbau mit der Eisbahn und den Restaurationsräumlichkeiten, sowie dem Maschinenhaus.

Während der Eingangsbau (der vom früheren Wintergarten her stehengeblieben war und nur umgebaut wurde) sowie das Maschinenhaus der gegebenen Verhältnisse wegen in Mauerwerk- und Eisenkonstruktion ausgeführt sind, wurde der ganze Hallenbau in einheitlicher, reiner Eisenbetonbauweise durchgebildet.

In dem Folgenden soll zuerst die Eisenbetonhalle in Konstruktion und Berechnung näher besprochen werden. Fig. 1 zeigt einen Querschnitt durch die Halle, und Fig. 2 ist eine Innenansicht.

Die Hallenkonstruktion ist in einzelne Binder aufgelöst, die einen gegenseitigen Abstand von

4,44 m haben und bei einer theoretischen Spannweite von 20,00 m als Rahmenbogenbinder mit unten liegendem Zugbände ausgebildet sind.

In einer Höhe von 4,16 m über Fußboden sind an den Bindern Konsolen seitlich ausgekragt, die eine 2,5 m weit ausladende Galerie tragen.

Bemerkenswert erscheint die konstruktive Durchbildung der Binder selbst, die Führung der Druckplatte. Der Querschnitt der Binderstiele ist ein einfaches T-Profil mit innenliegender Druckplatte, während die Platte in Bogenmitte, wo positive Momente auftreten, oben liegt. Zwischen Stiel und Bogenmitte geht die Platte, entsprechend dem Momentenwechsel, von innen nach außen über.

Dadurch nun, daß die Platte genau nach dem Momentenverlauf geführt ist, wird einmal die Folgerichtigkeit der Konstruktion gewahrt, während andererseits die Raumwirkung günstig beeinflußt wird, weil nunmehr der ganze Raum parabolisch überhöht erscheint. Die nach innen schräg anlaufenden Stiele schließen sich dieser überhöhten Form ungezwungen an.

Besondere Schwierigkeiten bot die Fundierung, da die Halle auf einem Gelände steht, das früher durch einen Stadtgraben gekreuzt wurde. Die einzelnen Binderfundamente mußten daher sehr tief hinuntergeführt werden. Bei einigen Fundamenten mußte zu Pfahlgründung gegriffen werden.

Die Berechnung der Hallenbinder soll in Nachstehendem durchgeführt werden:

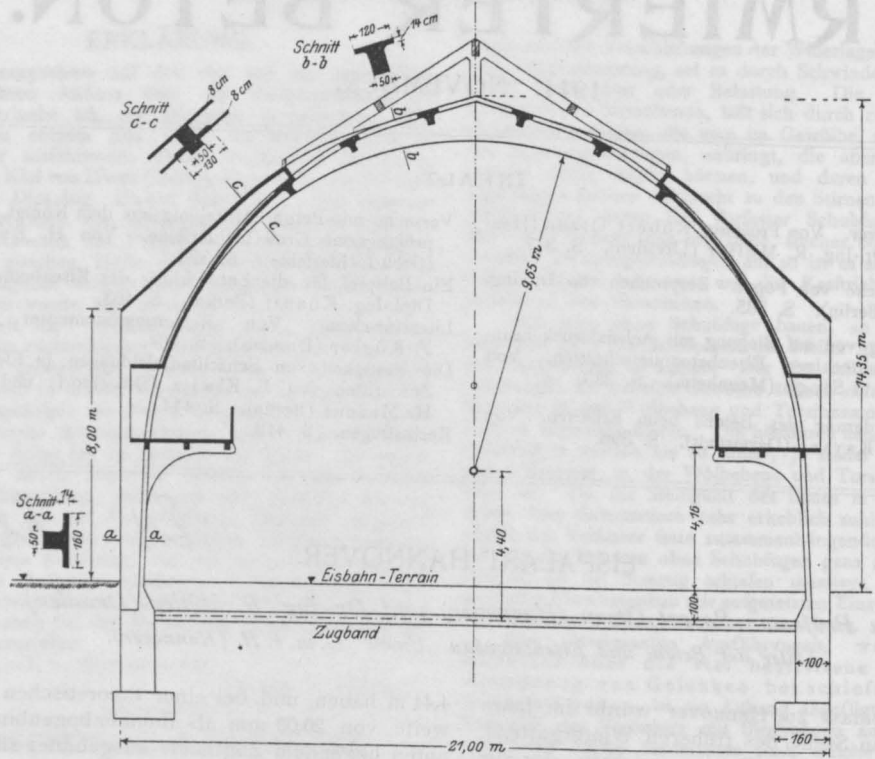


Fig. 1.

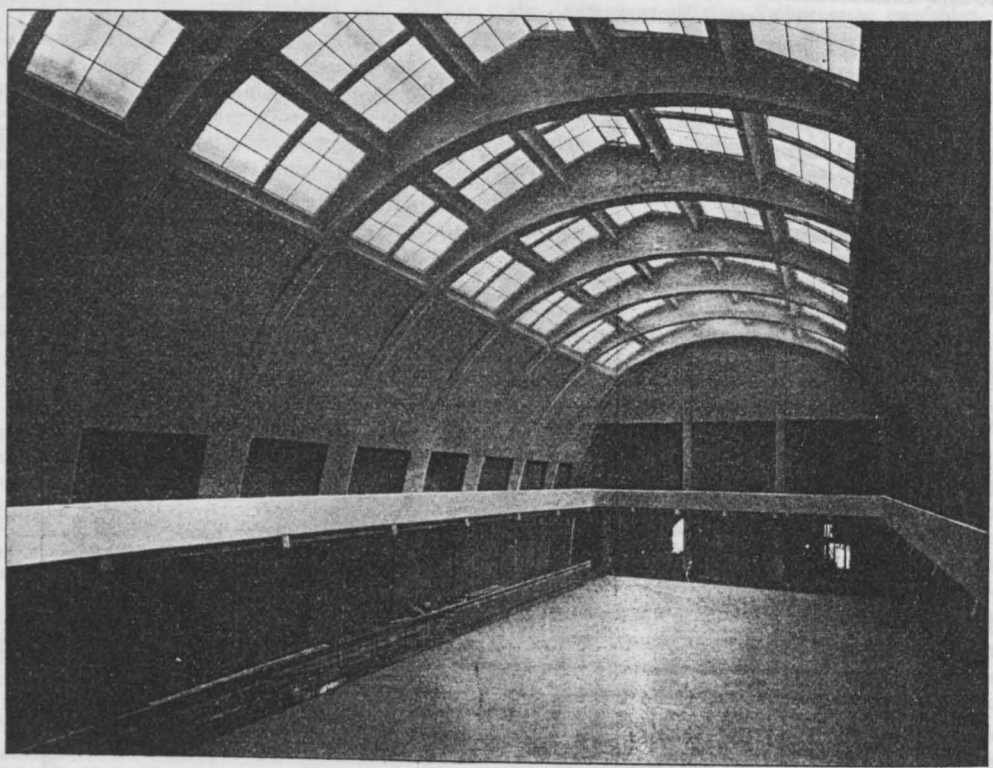


Fig. 2.

Berechnung der Bogenbinder (Mittelbinder).

Binderabstand 4,44 m,
Theoretische Spannweite $l = 20,00$ m,
Binderquerschnitt (durchschnittlich): nach Fig. 3.

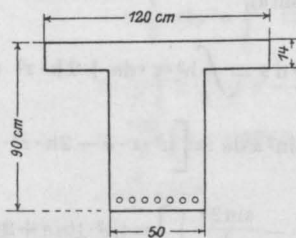


Fig. 3.

Für 1 lfd. m Horizontalprojektion:

$$g = \frac{26\,930}{12} \approx 2250 \text{ kg.}$$

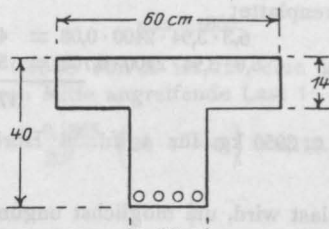


Fig. 5.

Belastungen:

A. Mittlerer Teil von 12,00 m Spannweite:
nach Fig. 4 u. 5.

Binder: $2400 \cdot 12,5 \cdot 0,9 \cdot 0,5 = 13\,500 \text{ kg}$

Oberlichtbalken: $5 [326 (4,44 - 0,5) - 0,14 \cdot 0,7 \cdot 2400 \cdot 0,6] = 5\,700 \text{ „}$

Druckplatte des Binders:
 $2400 \cdot 12,5 \cdot 0,14 \cdot 0,7 = 2\,940 \text{ „}$

Innere Glasdecke bei 50 kg/m^2 :
 $50 \cdot 3,24 (12,5 - 4 \cdot 0,60) = 1\,690 \text{ „}$

Äußere Glasdecke: $50 \cdot 4,44 \cdot 2 \cdot 7,00 = 3\,100 \text{ „}$

26 930 kg.

Nutzlast: 100 kg Einzellast an jedem

Oberlichtbalken = 500 kg,

Schneelast für 1 m^2 Grundfläche = 75 kg/m^2 ,

Winddruck für 1 m^2 Grundfläche = 85 „

$$p = \frac{500}{12} + 4,44 (75 + 85) \approx 750 \text{ kg für 1 lfd. m,}$$

$g + p = q = 3000 \text{ kg für 1 lfd. m Horizontalprojektion.}$

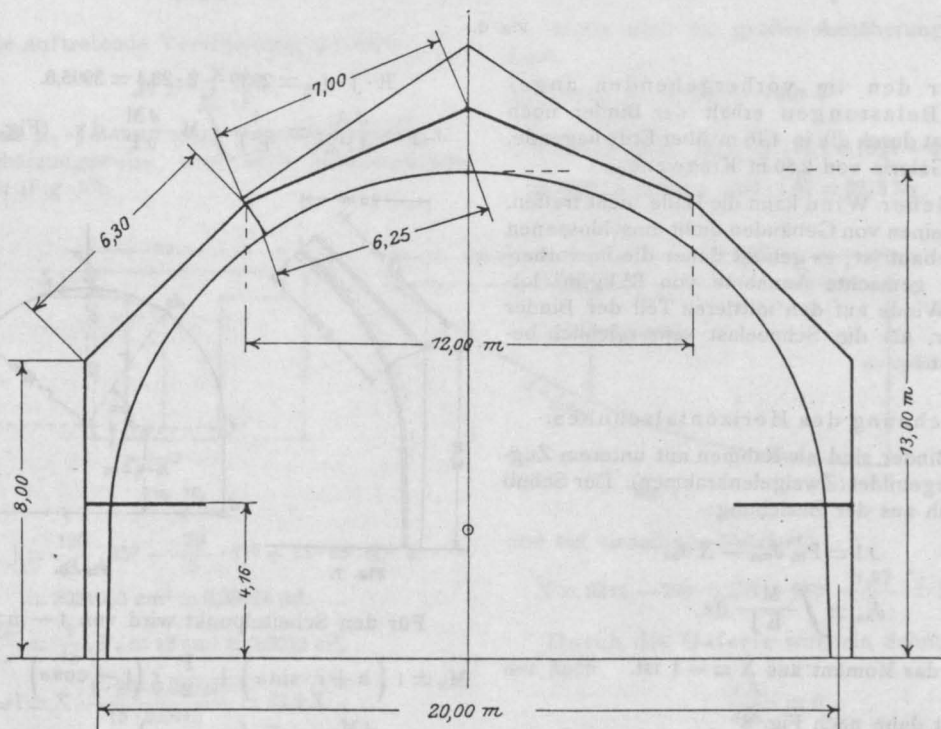


Fig. 4.

B. Seitlicher Teil: nach Fig. 6 u. 7.

Belastungen:

Ein seitlicher Teil:

Binder: $2400 \cdot 0,5 \cdot 1,0 \cdot 6,00 = 7\ 200\text{ kg}$
 Äußere Deckenplatte: $6,3 \cdot 3,94 \cdot 2400 \cdot 0,08 = 4\ 760\text{ "}$
 Innere " $6,0 \cdot 3,94 \cdot 2400 \cdot 0,102 = 5\ 790\text{ "}$
 $\underline{\hspace{1cm}}$
 $17\ 750\text{ kg}$

$g = \frac{17\ 750}{4,5} = 3950\text{ kg}$ für 1 lfd. m Horizontalprojektion.

Als Nutzlast wird, um möglichst ungünstig zu rechnen, ein Schneedruck von 200 kg/m^2 angenommen.

$p = 200 \cdot 4,44 = 888 \approx 890\text{ kg}$ für 1 lfd. m,

$q = 4840\text{ kg}$ für 1 lfd. m Horizontalprojektion.

$$M_x = 1 \cdot x,$$

$$\int M^2 dx = \int x^2 dx = \frac{4,43^3}{3} = 28,4$$

von 1 — 2:

$$M_x = 1 (h + r \sin \alpha)$$

$$\int_0^\pi (h + r \sin \alpha)^2 ds = \int h^2 \cdot r \cdot d\alpha + 2h \cdot r^2 \cdot \sin \alpha \cdot d\alpha + \int r^3 \cdot \sin^2 \alpha d\alpha = \left[h^2 \cdot r \cdot \alpha - 2h \cdot r^2 \cdot \cos \alpha + r^3 \left(\frac{\alpha}{2} - \frac{\sin 2\alpha}{4} \right) \right]_0^\pi = 4,4^2 \cdot 10 \cdot \pi + 2 \cdot 2 \cdot h \cdot r^2 + \frac{\pi}{2} \cdot 1000 = 608 + 1760 + 1571 = 3939.$$

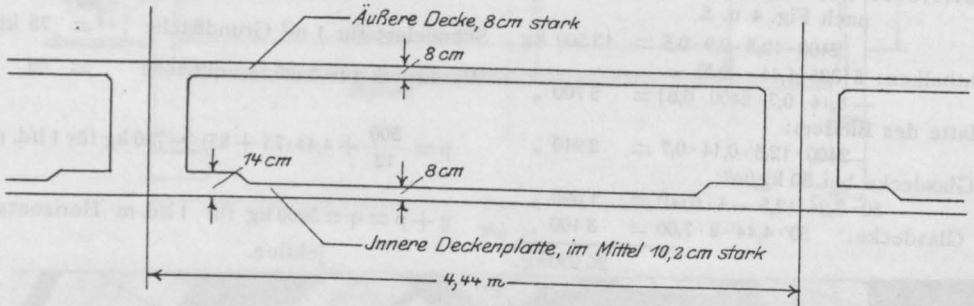


Fig. 6.

Außer den im vorhergehenden angeführten Belastungen erhält der Binder noch eine Auflast durch die in 4,16 m über Erde liegende, seitliche Galerie von 2,50 m Kragweite.

Seitlicher Wind kann die Halle nicht treffen, da sie in einen von Gebäuden dicht umschlossenen Hof eingebaut ist; es genügt daher die im vorhergehenden gemachte Annahme von 85 kg/m^2 lotrechtem Winde auf den mittleren Teil der Binder umso mehr, als die Schneelast sehr reichlich bemessen ist.

Berechnung des Horizontalschubes:

Die Binder sind als Rahmen mit unterem Zugbände ausgebildet (Zweigenkrahmen). Der Schub ergibt sich aus der Beziehung:

$$\Delta l = P_m \delta_{ma} - X \delta_{aa}$$

$$\delta_{aa} = \int \frac{M^2}{EJ} dx,$$

worin M das Moment aus $X = -1$ ist.

Es ist dann nach Fig. 8

von 0 — 1:

$$E \cdot J \cdot \delta_{aa} = 2939 + 2 \cdot 28,4 = 3995,8.$$

$$\delta_{ma} = \frac{\delta A_i}{\delta P_m} = \frac{1}{EJ} \int M \frac{\delta M}{\delta P} dx. \quad (\text{Fig. 9.})$$

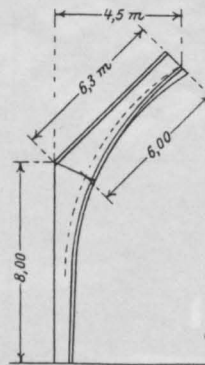


Fig. 7.

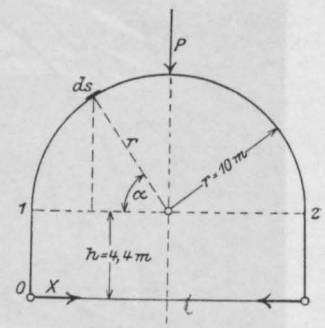


Fig. 8.

Für den Scheitelpunkt wird von 1 — m:

$$M_x = 1 \left(h + r \cdot \sin \alpha \right) + \frac{P}{2} r (1 - \cos \alpha)$$

$$\frac{\delta M_x}{\delta P} = \frac{r}{2} (1 - \cos \alpha)$$

$$\int M \frac{\delta M}{\delta P} dx = \frac{r^2}{2} \int \left(h + r \cdot \sin \alpha - h \cdot \cos \alpha - r \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \right) d\alpha = \frac{r^2}{2} \left[h \cdot \alpha - r \cdot \cos \alpha - h \cdot \sin \alpha - r \cdot \frac{1}{2} \sin^2 \alpha \right]_0^{\frac{\pi}{2}} =$$

$$= \frac{r^2}{2} \left[h \cdot \frac{\pi}{2} + r - h - 0,5 \cdot r \right] =$$

$$= \frac{100}{2} \left(4,4 \cdot 0,571 + 0,5 \cdot 10 \right) =$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 751$$

$E \cdot J \cdot \delta_{ma} = 751.$

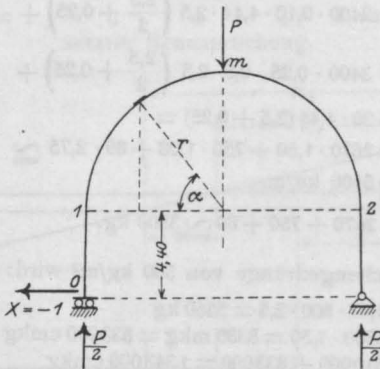


Fig. 9.

Die auftretende Verschiebung δl wird:

$$\delta l = \frac{X \cdot l}{E_e \cdot F},$$

sie muß $E_b \cdot J$ mal zu groß eingeführt werden.

Schätzungsweise wird nach nebenstehender Skizze: (Fig. 10)

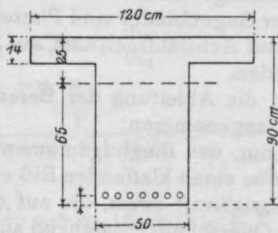


Fig. 10.

$$J = \frac{120}{3} \cdot 25^3 - \frac{70}{3} \cdot 11^3 + 15 \cdot 45 \cdot 60^2 =$$

$$= 3024000 \text{ cm}^4 = 0,03024 \text{ m}^4,$$

$$\frac{E_b}{E_e} = \frac{1}{15}, F_e = 12 \text{ cm}^2 = 0,0012 \text{ m}^2,$$

$$\delta l = X \cdot \frac{1 \cdot 20 \cdot 0,03024}{15 \cdot 0,0012} = 33,6 X.$$

Es ist

$$33,6 \cdot X = 751 - 3995,8 \cdot X,$$

und hieraus

$$X = \frac{751}{4029,4} = 0,1865.$$

Die X-Linie ist eine Parabel mit dem Pfeil

$$\eta = 0,1865.$$

Die Größe von X ist für eine im Abstände 6,00 m von Mitte angreifende Last 1:

$$X = \frac{4 \cdot 0,1865}{20^2} (20 \cdot 4 - 4^2) = 0,119. \text{ (Fig. 11.)}$$

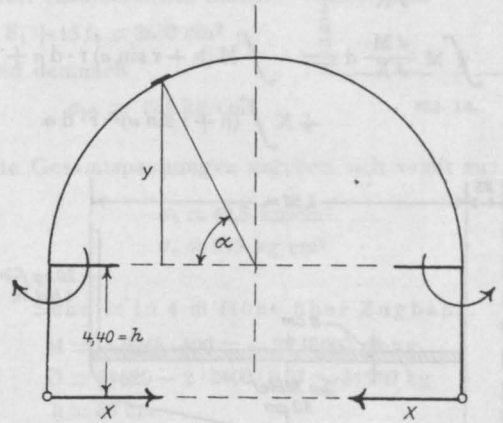


Fig. 12.

Dann wird mit großer Annäherung für volle Last

$$X_{\max} = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 4 \cdot 0,119 \cdot 4840 +$$

$$+ 3000 \left[0,119 \cdot 12 + \frac{2}{3} \cdot 12 (0,1865 - 0,119) \right] =$$

$$= 4840 \cdot 2 \cdot 0,238 + 3000 \cdot 1,97 = 8215 \text{ kg},$$

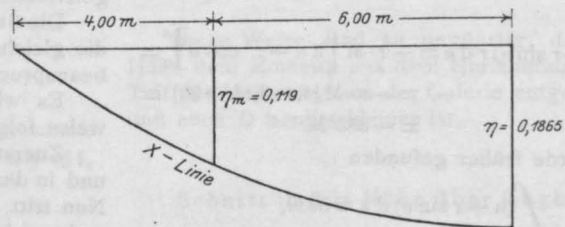


Fig. 11.

und bei einseitiger Nutzlast:

$$X = 8215 - 890 \cdot 0,238 - 750 \cdot \frac{1,97}{2} = 7265 \text{ kg}.$$

Durch die Galerie wird ein Schub erzeugt, der nach

$$\frac{\delta A_i}{\delta X} = 0$$

berechnet werden soll. (Fig. 12.)

1. Stiel:

$$M = +X \cdot x,$$

$$\frac{\partial M}{\partial X} = +x.$$

$$\int M \frac{\partial M}{\partial X} dx = +X \frac{x^3}{3} = +X \cdot 28,4.$$

2. Bogen:

$$M_x = M - X(h + y)$$

$$\frac{\partial M_x}{\partial X} = -h + y, \quad y = r \cdot \sin \alpha$$

$$\int M \frac{\partial M}{\partial X} dx = -\int M(h + r \sin \alpha) r \cdot d\alpha + \\ + X \int (h + r \sin \alpha)^2 \cdot r \cdot d\alpha.$$

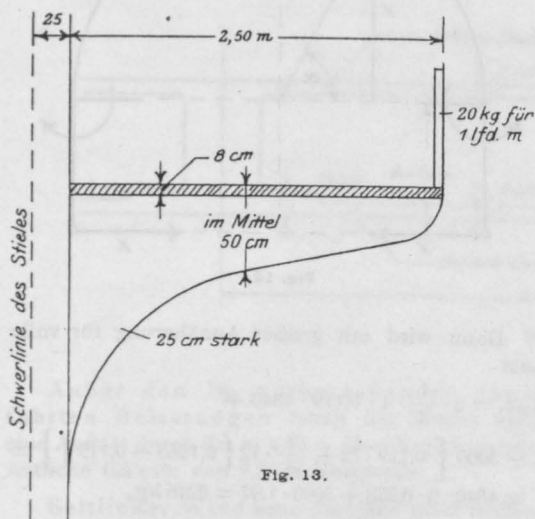


Fig. 13.

Es ist:

$$-\int M(h + r \sin \alpha) r d\alpha = -r \cdot M \left[h\alpha - r \cdot \cos \alpha \right]_0^\pi = \\ = -r \cdot M [4,4 \cdot 3,14 + 20] = \\ = -338 \text{ M}.$$

Es wurde früher gefunden

$$\int (h + r \sin \alpha) ds = 3939,$$

so daß

$$\int M \frac{\partial M}{\partial X} dx = 3939 M - 338 M.$$

3. Zugband:

Für das Zugband ergibt sich

$$S = X \text{ und } \frac{\partial S}{\partial X} = 1.$$

Es ist dann

$$\frac{1}{E_e F_e} \cdot S \frac{\partial S}{\partial X} = \frac{X \cdot 1}{E_e F_e}.$$

Dieser Wert $E_b \cdot J$ zu groß eingeführt, gibt nach dem Vorhergehenden:

$$33,6 X.$$

Es ergibt sich somit

$$33,6 X + 2 \cdot 28,4 \cdot X + 3939 = 338 \cdot M$$

und hieraus

$$X = \frac{338}{4029,4} M = 0,084 M.$$

Die Galerie soll die in Fig. 13 angegebenen Dimensionen erhalten.

Bei einer durchschnittlich zu 10 cm angenommenen Plattenstärke der Galerie wird:

Aus Eigengewicht

$$M = 2400 \cdot 0,10 \cdot 4,44 \cdot 2,5 \left(\frac{2,5}{2} + 0,25 \right) + \\ + 2400 \cdot 0,25 \cdot 0,5 \cdot 2,5 \left(\frac{2,5}{2} + 0,25 \right) + \\ + 20 \cdot 4,44 (2,5 + 0,25) = \\ = 2670 \cdot 1,50 + 750 \cdot 1,08 + 89 \cdot 2,75 \approx \\ \approx 5100 \text{ kg/m}.$$

$$\sum g = 2670 + 750 + 89 \approx 3500 \text{ kg}.$$

Aus Menschengedränge von 500 kg/m^2 wird:

$$P = 4,44 \cdot 500 \cdot 2,5 = 5560 \text{ kg}$$

$$M_p = 5560 \cdot 1,50 = 8330 \text{ mkg} = 833000 \text{ cmkg}$$

$$M_q = 510000 + 833000 = 1343000 \text{ cmkg}$$

und somit:

$$H_g = 0,084 \cdot 5100 = 428 \text{ kg}$$

$$H_q = 0,084 \cdot 13430 = 1128 \text{ kg}.$$

Dimensionierung der Querschnitte der Bogenbinder.

Es wird zuerst die Dimensionierung der Stiele durchgeführt und zwar nach der im folgenden abgeleiteten Berechnungsweise.

Die Stiele der Bogenbinder sind Plattenbalken, die gleichzeitig auf Achsialdruck und auf Biegung beansprucht werden.

Es wird für die Ableitung der Berechnungsweise folgendes angenommen:

Zuerst soll nur das Biegemoment wirken und in der Zugzone einen klaffenden Riß erzeugen. Nun tritt die Achsialkraft hinzu, die auf den nunmehr wirksamen Querschnitt (bestehend aus Druckzone und Zugeisen) ohne Moment, d. h. genau zentrisch einwirkt. Dieser Achsialdruck bewirkt eine Vergrößerung der Druckzone (infolge der elastischen Nachgiebigkeit des Betons) und entlastet gleichzeitig die Zugeisen etwas. [Die Annahme vollkommen zentrischer Druckwirkung der Achsialkraft ist berechtigt, da ja sämtliche nicht-zentrische Kraftwirkungen im Momente zusammengefaßt sein sollen.]

Es wird außerdem noch die Annahme gemacht, daß der Riß, der vor Einwirkung der

Achsialkraft durch das Biegemoment erzeugt worden ist, nicht über die ganze, dem Momente entsprechende Zugzone geht sondern nur bis $(h - a - x_2)$, vergl. Fig. 14, so daß also über die ganze Strecke x_2 die gleiche Spannung σ_{b2} (Druckspannung) angenommen werden kann, die aber auf der Strecke ψ von dem vollen Werte σ_{b2} bei x_1 linear abnehmend bis zu Null bei x_2 durch die auf der Strecke ψ herrschende Betonzugspannung herabgemindert wird.

- σ_{b1} = Biegungsspannung,
- σ_{b2} = Spannung aus Achsialdruck,
- $\sigma_b = \sigma_{b1} + \sigma_{b2}$ = Spannung aus der zusammengesetzten Beanspruchung,
- F_1 = Fläche der Druckzone bei reiner Biegung,
- $F_2 = \dots \dots \dots$ zusammengesetzter Beanspruchung.

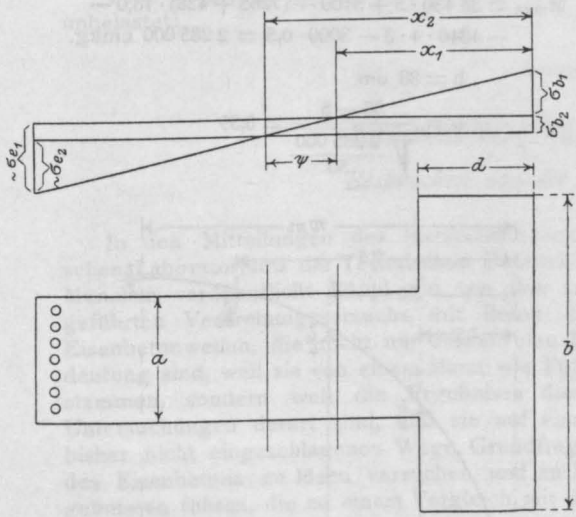


Fig. 14.

$$\psi = x_2 - x_1 = x_1 \cdot \frac{\sigma_{b2}}{\sigma_{b1}}$$

$$F_2 = F_1 + \psi \cdot a$$

$$\sigma_{b2} = \frac{P}{F_1 + \psi \cdot a + 15 f_e} = \frac{P}{F_1 + \frac{x_1}{\sigma_{b1}} \cdot \sigma_{b2} \cdot a + 15 f_e}$$

$$\sigma_{b2}^2 \cdot \frac{x_1}{\sigma_{b1}} \cdot a + \sigma_{b2} (F_1 + 15 f_e) = P$$

$$\sigma_{b2} = \sqrt{\frac{P \cdot \sigma_{b1}}{x_1 \cdot a} + \left[\frac{(F_1 + 15 f_e) \sigma_{b1}}{2 x_1 \cdot a} \right]^2} - \frac{(F_1 + 15 f_e) \sigma_{b1}}{2 x_1 \cdot a}$$

Schnitt in 2,00 m Höhe über dem Zugband.
(Fig. 15 und 16.)

$$H_{\max} = 8215 + 1130 = 9345 \text{ kg}$$

$$D_{\max} = 3000 \cdot 6 + 4840 \cdot 4 + 3560 + 6 \cdot 2400 \cdot 0,57 = 54620 \text{ kg}$$

- $M = -1869000 \text{ cmkg}$
- $f_e = 25 \text{ cm}^2$
- $x = 15,3 \text{ cm}$
- $y = 10,3 \text{ cm}$
- $\sigma_{e1} = 1250 \text{ kg/cm}^2$
- $\sigma_{b1} = 25,5 \text{ kg/cm}^2$

Zu diesen aus der reinen Biegung stammenden Spannungen kommen noch die aus der Achsialkraft resultierenden hinzu:

$$F_1 + 15 f_e = 2630 \text{ cm}^2$$

und demnach

$$\sigma_{b2} = 17,0 \text{ kg/cm}^2.$$

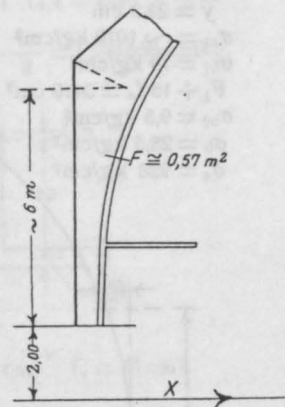


Fig. 15.

Die Gesamtspannungen ergeben sich somit zu:

$$\sigma_b = 42,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = 995 \text{ kg/cm}^2.$$

Schnitt in 4 m Höhe über Zugband.

- $M = -9345 \cdot 400 = -3738000 \text{ cmkg}$
- $D = 54620 - 2 \cdot 2400 \cdot 0,57 \approx 51980 \text{ kg}$
- $h = 80 \text{ cm}$
- $f_e = 45 \text{ cm}^2$
- $x = 22,8 \text{ cm}$
- $y = 16,8 \text{ cm}$
- $\sigma_{e1} = 1204 \text{ kg/cm}^2$
- $\sigma_{b1} = 35,2 \text{ kg/cm}^2$
- $F_1 + 15 f_e = 3355 \text{ cm}^2$
- $\sigma_{b2} = 13,7 \text{ kg/cm}^2$
- $\sigma_b = 48,9 \text{ kg/cm}^2$
- $\sigma_e = 998 \text{ kg/cm}^2.$

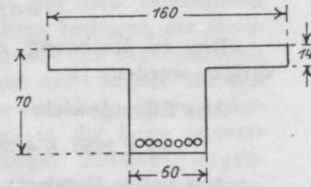


Fig. 16.

Diese Werte sind zu ungünstig, da in 4 m Höhe dem Moment aus dem Horizontalschub ein Teil des Momentes aus der Galerie entgegengerichtet und auch D bereits kleiner ist.

Schnitt in 8 m Höhe über Zugband.

$$M = -(8215 + 428) 800 + 510000 + 37360 \cdot 60 = -4130000 \text{ cmkg}.$$

In diesem Querschnitte erzeugt die lotrechte Auflagerreaktion A ein rechtsdrehendes, also entlastendes Teilmoment. (Fig. 17.)

- $h = 140 \text{ cm}$
- $b = 160 \text{ cm}$
- $f_e = 30 \text{ cm}^2$
- $x = 28,4 \text{ cm}$

$y = 22,2 \text{ cm}$
 $\sigma_{e1} = \approx 1070 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_{b1} = 19 \text{ kg/cm}^2$
 $F_1 + 15 f_e = 3410 \text{ cm}^2$
 $\sigma_{b2} = 9,5 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_b = 28,5 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_e = 928 \text{ kg/cm}^2$

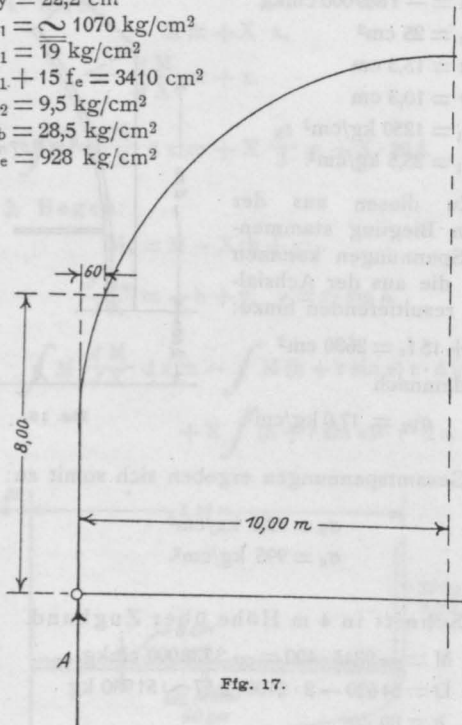


Fig. 17.

Bogen:

Die in Rechnung zu bringenden Auflagerdrücke werden:

Aus Eigengewicht:

$$A_g = 2250 \cdot 6 + 3950 \cdot 4 = 29\,300 \text{ kg}$$

Aus voller Nutzlast:

$$A_p = 890 \cdot 4 + 750 \cdot 6 = 8\,060 \text{ „}$$

und somit $A_q = 37\,360 \text{ kg}$.

Aus Nutzlast nur rechts:

$$A_p = \frac{3560 \cdot 2 + 4500 \cdot 7}{20} \approx 1930 \text{ kg.}$$

Aus Nutzlast nur links:

$$A_p = 8060 - 1930 = 6130 \text{ kg.}$$

Die Normalkräfte werden bei Berechnung des Bogens vernachlässigt, da sie mit Rücksicht auf die großen Querschnitte sehr gering sind und die aus den Biegungsspannungen resultierenden Betonspannungen unter dem zulässigen Maß zurückbleiben.

Schnitt in $\frac{1}{8}$: Fig. 18 und 19.

$$\begin{aligned}
 M_{\min} &= (29\,300 + 1930) \cdot 2,5 + 5100 - \\
 &- (7265 + 428) 10,9 - \frac{3950 \cdot 2,5^2}{2} = \\
 &= -129\,000 \text{ cmkg.}
 \end{aligned}$$

Belastung links, Galerie belastet:

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= (29\,300 + 6130) \cdot 2,5 + 13\,430 - \\
 &- (7265 + 1128) 10,9 - 4840 \cdot \frac{2,5^2}{2} = \\
 &= -457\,000 \text{ cmkg.}
 \end{aligned}$$

$$h = 92 \text{ cm}$$

$$f_e = \frac{M}{\left(h - a - \frac{d}{2}\right) \sigma_e} = \frac{1\,290\,000}{82 \cdot 1000} = 15,7 \text{ cm}^2,$$

$$Z = D = 15,7 \cdot 1000 = 15\,700 \text{ kg,}$$

$$\sigma_{b\max} = \frac{15\,700 \cdot 2}{14 \cdot 160} = 14 \text{ kg/cm}^2.$$

Schnitt in $\frac{1}{4}$.

Volle Belastung links, Galerie unbelastet:

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= 35\,430 \cdot 5 + 5100 - (7265 + 428) \cdot 13,0 - \\
 &- 4840 \cdot 4 \cdot 3 - 3000 \cdot 0,5 = 2\,285\,000 \text{ cmkg.}
 \end{aligned}$$

$$h = 88 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{88 - 5}{\sqrt{\frac{2\,285\,000}{50}}} = 0,39$$

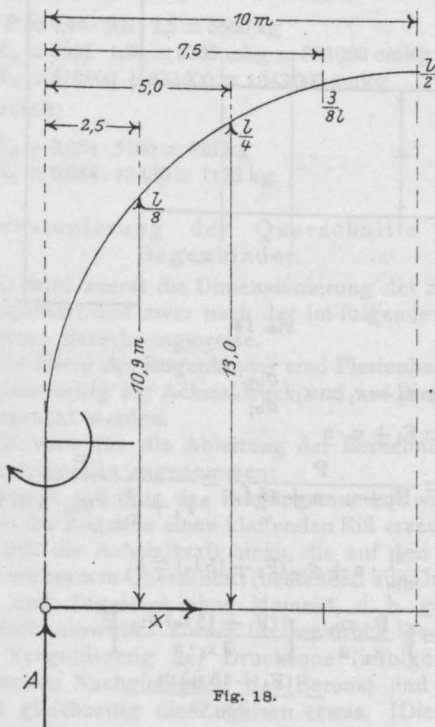


Fig. 18.

$$\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_e = 0,00293 \cdot 50 \cdot 214 = 31,4 \text{ cm}^2.$$

Schnitt in $\frac{3}{8}$ l.

Volle Belastung des ganzen Bogens, Galerie unbelastet:

$$M = 37\,360 \cdot 7,5 + 5100 - (8215 + 428) \cdot 14,0 - 4840 \cdot 4 \cdot 5,5 - 3000 \cdot \frac{3,5^2}{2} = +3890000 \text{ cmkg}$$

$$h = 90 \text{ cm}, \quad b = 120 \text{ cm}, \quad f_e = \text{cm}^2$$

$$x = 31,1 \text{ cm}$$

$$y = 24,9 \text{ cm}$$

$$\sigma_e \approx 1000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b \approx 39 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{Schnitt in } \frac{1}{2}.$$

Volle Belastung des ganzen Bogens, Galerie unbelastet:

$$M = 37\,360 \cdot 10 + 5100 - 8641 \cdot 14,4 - 4840 \cdot 4 \cdot 8 - 3000 \cdot \frac{6^2}{2} = 4\,590\,000 \text{ cmkg}.$$

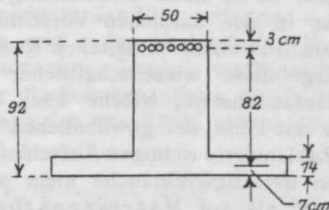


Fig. 19.

$$h = 120 \text{ cm}, \quad b = 120 \text{ cm}, \quad f_e = 45 \text{ cm}^2.$$

$$x = 38 \text{ cm}$$

$$y = 31,5 \text{ cm}$$

$$\sigma_e \approx 930 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b \approx 30,6 \text{ kg/cm}^2.$$

(Fortsetzung folgt.)

EISENBETONVERSUCHE VON FÖPPL.

Besprochen von Dr.-Ing. E. Probst (Berlin)*). *C2 (F)*

In den Mitteilungen des mechanisch-technischen Laboratoriums der Technischen Hochschule München veröffentlicht Föppl die von ihm ausgeführten Verdrehungsversuche mit Beton und Eisenbetonwellen, die nicht nur deshalb von Bedeutung sind, weil sie von einem Mann wie Föppl stammen, sondern weil die Ergebnisse dieser Untersuchungen derart sind, daß sie auf einem bisher nicht eingeschlagenen Wege Grundfragen des Eisenbetons zu lösen versuchen und zu Ergebnissen führen, die zu einem Vergleich mit den bisher bekannten Versuchsergebnissen anregen. Es ist nicht der Zweck dieses Aufsatzes, die Einzelheiten der sehr interessanten und sorgfältig durchgeführten Untersuchungen an allerdings etwas klein dimensionierten Probekörpern zu besprechen; einzig und allein soll dasjenige hervorgehoben werden, was mit den bisher bekannten Versuchsergebnissen vergleichbar ist.

Vorerst einige allgemeine Worte über Wesen und Zweck wissenschaftlicher Untersuchungen auf dem Gebiete des Eisenbetons:

Es gibt nur wenige Ingenieure, besonders unter denjenigen, die sich mit Eisenbeton beschäftigen, die heute noch auf dem Standpunkt stehen, daß eine rechnerische Behandlung von Eisenbetonkonstruktionen sich ohne Versuche zuverlässig ermöglichen läßt. Wie oft begegnet man bei Überprüfung von statischen Berechnun-

gen und bei den zahllosen Veröffentlichungen Anschauungen, welche beweisen, daß es nur wenige Fachkollegen gibt, die den errechneten Zahlenwerten die Bedeutung beilegen, die ihnen zukommt, nämlich, daß die aus den Berechnungen ermittelten Spannungswerte nicht immer mit den auftretenden Spannungen wirklich übereinstimmen. Wie aber soll man in die Lage versetzt werden, den Wert derartiger Rechnungsergebnisse auf das richtige Maß zurückzuführen, wenn dies nicht mit Hilfe wissenschaftlicher Untersuchungen geschieht.

Eine Frage, mit der sich auch die Föppl'schen Versuche beschäftigen, die Ermittlung der sogenannten Haftspannungen aus den Schubspannungen hat dahin geführt, daß man für die Berechnungen einen zuverlässigen Wert von 4,5 annahm, und wohin eine derartige Annahme führt, die heute ja schon lange widerlegt ist, zeigt die Auslegung, die ihr ein in der Eisenbetonfachwelt bekannter Herr als Sachverständiger bei einer Gerichtsverhandlung vor nicht langer Zeit gab. Die Frage des Richters, ob eine Berechnung, welche eine Haftspannung von 5,5 statt 4,5 ergibt, die allgemeinen Regeln der Baukunst verletze, hat dieser „Sachverständige“ bejaht und konnte zur Beglaubigung seiner Aussage noch anführen, daß die amtlichen Vorschriften die gleichen Zahlenwerte fordern.

In einer Veröffentlichung las ich eine Kritik einer Berechnung, welche besonders hervorhob, daß die Berechnung falsch war, weil statt einer

*) Nach den Mitteilungen aus dem mechanisch-technischen Laboratorium der Kgl. technischen Hochschule München, 32. Heft, Verlag Th. Ackermann, München.

zulässigen Spannung im Eisen von 1000 kg ein Wert von 1156 kg ermittelt wurde.

Bei derartigen Fällen muß man sich immer wieder fragen, ob es nicht zweckmäßiger wäre, an Stelle der in den amtlichen Vorschriften für Eisenbetonkonstruktionen enthaltenen Rechnungsbeispiele, Ergebnisse wissenschaftlicher Untersuchungen aufzunehmen, welche über die Bedeutung der mit Hilfe der gewöhnlichen Theorie ermittelten Zahlenwerte richtigen Aufschluß geben, doch müssen derartige Versuche mehr auf Gedankenarbeit als auf Maschinenarbeit aufgebaut sein.

In den Vorbemerkungen zu seiner Veröffentlichung glaubt Föppl begründen zu müssen, warum er sich bisher von den Arbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons fern gehalten habe.

Schwierigkeiten finden, der nicht nur für die Wissenschaft, sondern auch für die Praxis Erprobliches bietet.

Daß die Versuchslaboratorien einen großen Teil ihrer Arbeit der Erforschung des Eisenbetons widmen, liegt in erster Linie in der beispiellosen Entwicklung des Eisenbetons, und weil, wie Föppl auch mit Recht hervorhebt, die gut organisierten Betonvereine es sehr gut verstanden haben, alle Versuchsanstalten und Kräfte zur Mitarbeit heranzuziehen. Umgekehrt läßt sich aber auch behaupten, daß die Entwicklung des Eisenbetons logisch mit den Ergebnissen der Forschungsarbeiten zusammenhängt.

Föppl betont ferner in seinem Vorwort, daß auch kleine Laboratorien Wichtiges schaffen können, wenn der Versuchsplan und die Versuchsbedingungen derart sind, daß sie auf Klarstellung bestimmter Theorien hinzielen. Er selbst will an der Eisenbetonforschung mitarbeiten, „soweit deren Erfolg mehr von der Gedankenarbeit des Versuchsleiters, als von der Bewältigung ausgedehnter Versuchsmassen durch zahlreiche Hilfskräfte abhängt“. Damit berührt Föppl einen wunden Punkt der Eisenbetonversuchsforschungen. Gewiß ist viel, auch viel Wertvolles geleistet worden, aber das Ergebnis der zahlreichen Versuche steht in keinem Verhältnis zu der dabei aufgewandten Arbeit, Zeit und dem Kostenaufwand.

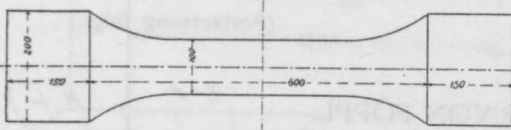
Nach diesen einleitenden Sätzen, die mir bei dieser Gelegenheit angebracht erscheinen, will ich auf die Besprechung der Versuchsergebnisse eingehen.

I. Die Torsionsversuche.

Die Versuche Föppls befassen sich mit Verdrehungsversuchen an Beton und Eisenbetonwellen von den in beistehender Fig. 1 ersichtlichen Dimensionen.

Der Durchmesser der Welle beträgt 10 cm, ihre Länge ist einschließlich der Einspannungsköpfe 90 cm; als Eiseneinlage sind bei einer Gruppe 6 \varnothing 8 mm und bei einer anderen Gruppe 12 \varnothing 8 mm verwendet worden. Da diese Versuche von Föppl selbst als Vorversuche angesehen werden, wird man die etwas kleinen Dimensionen hinnehmen, wenngleich nach meiner Meinung die Eigenart des Eisenbetons bei größeren Dimensionen sowohl des Betonskörpers, als auch der Eiseneinlage besser zum Ausdruck kommt. Die Torsionsversuche wurden auf einer für die Versuchszwecke umgeänderten Werderschen Maschine ausgeführt, die in der Veröffentlichung genau beschrieben ist,

Eisenbetonwelle.



Drahtgerippe der Eisenbetonwelle.

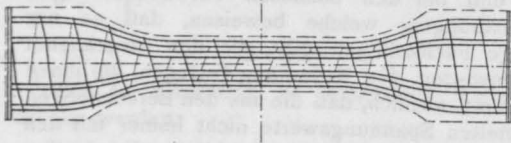


Fig. 1.

Sein Laboratorium sei zu klein, in erster Linie für den Unterricht bestimmt und für Massenarbeit nicht eingerichtet.

Ich war immer der Meinung, daß letztere gar nicht notwendig ist, daß unsere Versuchsanstalten in erster Linie als Forschungsinstitute und für den Unterricht geschaffen wurden und nicht als Erwerbsanstalten. Sie müssen alle entsprechend den Fortschritten der Wissenschaft aufgebaut werden und dürfen sich nicht auf Materialprüfungen allein beschränken. Sie sollen in gleicher Weise die Heranbildung unserer Ingenieure fördern und den verschiedenen Industrien als Wegweiser und Berater zur Seite stehen.

Ich glaube, eine moderne, gut organisierte Versuchsanstalt muß diesen Forderungen gewachsen sein, wenn sie den Fortschritten der Technik entsprechen soll. Sie darf die Fühlung mit der Praxis nicht verlieren, wenn sie deren Bedürfnisse verstehen soll, und braucht deshalb ihren Hauptzweck nicht zu vernachlässigen, der Forschung und dem Unterricht zu dienen. Ein goldener Mittelweg läßt sich hier ohne große

auf welche ich auch bezüglich der Beschreibung der Versuchsausführung verweise. Föppl sieht bei diesen Verdrehungsversuchen als die Hauptsache an, deren Beziehung zu den Biegeversuchen zu studieren; ferner bieten nach seiner Meinung die Torsionsversuche ein sehr gutes Mittel, den Gleitwiderstand zwischen Beton und Eisenbeton zu studieren.

Im Anschluß an diese Versuche hat Föppl einige Versuche zur Ermittlung des Gleitwiderstandes durch Herausziehen des Eisens aus dem Beton ausgeführt, ähnlich wie sie Preuß in der Zeitschrift „Armiertes Beton“ veröffentlicht hat, auf die sich auch Föppl bezieht; die Anordnung dieser Versuche ist in beistehender Fig. 2 ersichtlich.

Die theoretischen Grundlagen seiner Verdrehungsversuche baut Föppl auf der Gleichung $\tau = cx \dots \dots \dots (1a)$

auf. Nach dieser Gleichung ist die Schubspannung proportional dem Abstand x von der Mitte und tangential (senkrecht zum Radius x), wenn c eine noch näher zu bestimmende Konstante ist.

Für die Eiseneinlagen gilt entsprechend dem größeren Schub-Elastizitätsmodul die Gleichung

$$\tau_1 = n c x \dots \dots \dots (1b)$$

Was Föppl über die Zahl n , das Verhältnis der Elastizitätsmoduli sagt, kann ich aus meinen eigenen und anderen Untersuchungen bestätigen, denn diese Verhältniszahl muß sich ungefähr in denselben Größen bewegen, wie bei der Biegetheorie. In den heute allgemein üblichen Berechnungen wird $n = 15$ gewählt. Das würde bei der Annahme, daß $E_{\text{Eisen}} = 2,100\,000 \text{ kg/cm}^2$, ein $E_{\text{beton}} = 140\,000$ ergeben. Nimmt man für $n = 7,5$ an, wie es Föppl bei diesen Versuchen getan hat, so kommt man zu einem $E_{\text{beton}} = 280\,000 \text{ kg/cm}^2$, ein Wert, der den tatsächlichen Verhältnissen entspricht. Ich betone aber, es handelt sich hier nicht darum, welcher Wert für n bei der Berechnung von Eisenbetonkonstruktionen am zweckmäßigsten ist, sondern welcher Wert den wirklichen Verhältnissen bei den Versuchsbedingungen am besten entspricht. Nach dieser Richtung liegt eine ganze Anzahl einwandfreier Versuchsergebnisse vor, welche die eben besprochenen Annahmen bestätigen.

Aus der Gleichstellung des Momentes des Kräftepaares, zu dem sich alle Schubspannungen im Querschnitt zusammensetzen lassen, mit dem Moment der äußeren Kräfte M leitet Föppl den Wert für die Konstante

$$c = \frac{2M}{F a^2 + 2(n-1)F_1 r^2}$$

ab. Hierbei ist F der Querschnitt der Welle, F_1 der Querschnitt der Eiseneinlagen, a der Radius der Welle und r der Abstand der Eiseneinlagen vom Mittelpunkte. Danach ergibt sich die Gleichung für die Schubspannung am Außenrand der Welle (nach den von Föppl gebrauchten Bezeichnungen)

$$\tau_{bl} = \frac{2M}{a \left[F + 2(n-1) \frac{r^2}{a^2} F_1 \right]} \dots \dots \dots (2)$$

und aus der bekannten Gleichung

$$c = G \frac{\Delta \varphi}{l}$$

ergibt sich der Verdrehungswinkel, bezogen auf die Länge l ,

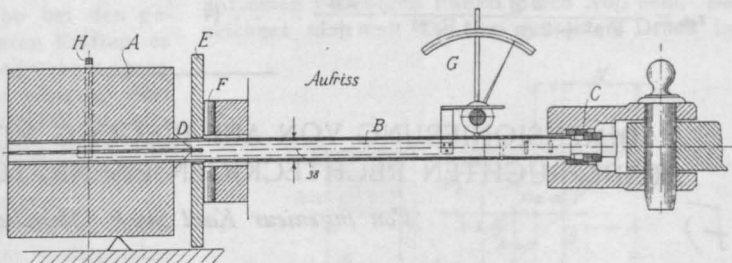


Fig. 2.

Versuchseinrichtung für das Herausziehen eines Eisenrohrs aus einem Betonwürfel.

$$\Delta \varphi = \frac{2Ml}{G a^2 \left[F + 2(n-1) \frac{r^2}{a^2} F_1 \right]} \dots \dots \dots (3)$$

wenn G den Schubelastizitätsmodul des Betons bezeichnet.

Diese Gleichungen gelten selbstverständlich unter denselben Voraussetzungen wie bei homogenen Querschnitten.

Im weiteren Verlauf seiner Betrachtungen nimmt Föppl an, daß an den Grenzflächen zwischen Eisen und Beton eine Wechselwirkung zwischen den Schubspannungen stattfinden muß, d. h. daß die von Eisen auf Beton übertragenen Schubspannungen ebenso groß sein müssen wie die von Beton auf Eisen übertragenen, und folgert daraus, daß die Schubspannungen τ und τ_1 (nach Gl. 1a u. 1b) nicht verschieden sein können, wie dieses sich aus der Annahme ebener Querschnitte ergeben würde. Dem gegenüber möchte ich darauf hinweisen, daß nach meinen Beobachtungen die Gleitgefahr mit der Schubspannung gar keinen Zusammenhang hat, wie ich dies auch später aus den Föpplischen Versuchen selbst zu beweisen trachte, gleichgültig, ob die im Augenblick des Gleitens auftretende Schubspannung τ_{eb} als arith-

metisches Mittel von r und r_1 aus den Gleichungen 1 und 1a abgeleitet wird oder nicht.

Der Gleitwiderstand ist, wie ich schon in meiner Arbeit in Zürich im Jahre 1905 nachzuweisen gesucht habe, und wie dies auch später von Preuß durch seine von Föppl herangezogenen Versuche bestätigt wurde, nur bis zu sehr geringen Belastungen vorhanden. Bei höherer Belastung treten ausschließlich mechanische Kräftewirkungen auf, welche u. a. von der Beschaffenheit und dem Alter des Betons und von der Oberflächenbeschaffenheit der Eiseneinlagen abhängen. Aus diesem Grunde versagt auch die von Föppl herangezogene Theorie, was er auch durch seine Versuche beweist.

Auf Grund seiner theoretischen Betrachtungen kommt Föppl zu dem Resultat, daß die Schubspannung im Augenblick des Gleitens durch folgende Gleichung ausgedrückt werden kann:

$$\tau_{eb} = \frac{2 M r}{F a^2 + 2 (n-1) F_1 r^2} \cdot \frac{2 n}{n+1} \cdot \dots \quad (4)$$

Diese beim Übergang von Eisen zu Beton errechneten Schubspannungen sind, wie aus der Gleichung hervorgeht, jedenfalls größer als die für die Randspannung ermittelten Werte τ_b aus Gl. (2). Daraus folgert Föppl, daß die Überwindung des Gleitwiderstandes bei einer kleineren Last erfolgen könnte als die Zerstörung des Betons durch die Schubspannung am äußeren Rande der Welle. Auf demselben Wege gelangt Föppl zu dem Schluß, daß der Widerstand einer Welle unter Umständen durch die Eiseneinlagen vermindert werden kann. Dieser letzteren Annahme kann ich auf Grund meiner Wahrnehmungen vollkommen beipflichten, deshalb wären die Eiseneinlagen immer mit Abbiegungen zu versehen, um auf diese Weise am Gleiten verhindert zu werden.

Die Ergebnisse der Versuche mit reinen Betonwellen bieten in erster Linie ein zuverlässiges Mittel für die Bestimmung des Schubelastizitätsmoduls und der Schubfestigkeit.

(Fortsetzung und Schluß folgt.)

DIMENSIONIERUNG VON AUF BIEGUNG MIT ACHSIALDRUCK BEANSPRUCHTEN RECHTECKIGEN EISENBETONQUERSCHNITTEN.*)

Von Ingenieur Karl Stock (Mannheim).

Die mehr und mehr sich einführende Eisenbetonbauweise bringt es mit sich, daß immer häufiger Konstruktionen zur Ausführung kommen, die auf zusammengesetzte Festigkeit beansprucht werden. Sehr weitverbreitete Anwendung finden jetzt besonders bei Hallen- und Dachbauten die auf Biegung mit Achsialdruck beanspruchten Rahmenkonstruktionen. Es ist daher für den in der Praxis stehenden Ingenieur unbedingt notwendig, sich möglichst einfache Formeln aufzustellen, mit deren Hilfe er die Abmessungen eines auf Biegung mit Achsialdruck beanspruchten Eisenbetonquerschnittes bei gegebener Größe der angreifenden äußeren Kräfte auf direktem Wege ohne allzu umständliche Rechnung bestimmen kann, in ganz ähnlicher Weise, wie er es bei der Dimensionierung von auf reine Biegung beanspruchten Eisenbetonquerschnitten gewohnt ist. Aufgabe des vorliegenden Aufsatzes soll es sein, solche möglichst einfache und übersichtliche direkte Dimensionierungsformeln abzuleiten.

In den weitaus meisten Fällen wird sich die Aufgabe darauf beschränken, die Abmessungen der erforderlichen Eiseneinlagen zu ermitteln, denn bei den statisch unbestimmten Konstruk-

tionen, die hier hauptsächlich in Frage kommen, und bei denen auch in der Regel das Eigengewicht der eigentlichen Tragkonstruktion eine große Rolle spielt, werden bei der endgültigen Ermittlung der Biegemomente und Achsialkräfte, sowie bei der endgültigen Dimensionierung die Höhen- und Breitenabmessungen des fraglichen Querschnittes durch eine Voruntersuchung bereits festgelegt sein.

Es soll jedoch zuerst eine Formel abgeleitet werden, die es gestattet, bei gegebenem Angriffsmoment und Achsialdruck und bei gegebener Breite des Eisenbetonquerschnittes diejenige Höhe des Querschnittes zu bestimmen, bei der die gegebenen zulässigen Beton- und Eisenbeanspruchungen ohne eine Druckarmierung gerade voll ausgenützt werden. Diese Höhe soll in Folgendem kurz als „Normalhöhe“ bezeichnet werden, der entsprechende Querschnitt als „Normalquerschnitt“, da er bei voller Ausnutzung der zulässigen Beanspruchungen dem eigentlichen Wesen des Eisenbeton, nämlich die Zugspannungen dem Eisen und die Druckspannungen dem Beton zuzuweisen, gerade entspricht. Meistens wird jedoch aus praktischen Gründen ein anderer als der Normalquerschnitt zur Ausführung kommen. An den am meisten beanspruchten Stellen wird man sehr oft, teils um zu plumpe Konstruktionen zu vermeiden, teils um das Eigengewicht herabzu-

*) Dieses Manuskript ist am 28. Juni 1911 bei der Schriftleitung von „Armirter Beton“ eingegangen; aus Gründen der Priorität wird dies bemerkt. M. F.

drücken, einen niederen Querschnitt wählen, der dann auch eine Druckarmierung erforderlich macht und in Folgendem als „gedrückter Querschnitt“ bezeichnet wird. An den weniger stark beanspruchten Stellen ergibt sich dagegen in der Regel von selbst ein höherer Querschnitt als für die zulässige Betonbeanspruchung notwendig wäre, so daß diese nicht mehr voll ausgenutzt werden kann und eine einfache Zugeiseneinlage genügt. Ein solcher Querschnitt sei der Kürze wegen „überhöhter Querschnitt“ genannt.

Die Formel zur Bestimmung der Normalhöhe hat zwar weniger Bedeutung als die Formel zur Bestimmung der Eiseneinlagen, jedoch kann sie oft, besonders auch bei der ersten Durchrechnung von Rahmenkonstruktionen zur Wahl der Höhen- und Breitenabmessungen, gute Dienste leisten. Außerdem liefert ihre Umkehrung eine bequeme Formel zur Bestimmung der Eiseneinlage bei einem überhöhten Querschnitt und auch ein ziemlich einfaches Kriterium dafür, ob bei den gegebenen Abmessungen und äußeren Kräften es sich um einen überhöhten oder gedrückten Querschnitt handelt, ob also nur eine einfache oder eine doppelte Eiseneinlage erforderlich ist, was man vor der eigentlichen Berechnung der Eiseneinlagen wissen muß, da für beide Fälle verschiedene Formeln zur Anwendung kommen.

Der besseren Übersicht wegen sei die Erklärung der hauptsächlichlichen in dem vorliegenden Aufsätze gebrauchten Bezeichnungen vorausgeschickt. Soweit als möglich wurden dieselben. Bezeichnungen wie in den preußischen ministeriellen „Bestimmungen“ gewählt, wie auch die ganzen Ableitungen auf denselben Voraussetzungen wie diese Bestimmungen beruhen.

Es bezeichnet:

- M = gegebenes Biegemoment,
- N = gegebener Achsialdruck,
- u = Abstand des Schwerpunktes des Eisenbetonquerschnittes von der gezogenen Kante,
- e' = Exzentrizität der Normalkraft, wenn Biegung und Achsialkraft durch exzentrischen Druck ersetzt werden,
- e = Abstand der Druckkraft von der gedrückten Kante im gleichen Falle,
- h = Gesamthöhe des Betonquerschnittes,
- b = Breite des Betonquerschnittes,
- a = Abstand des Schwerpunktes der Zugeiseneinlage von der gezogenen Kante,
- a' = Abstand des Schwerpunktes der Druckeiseneinlage von der gedrückten Kante,
- f_e = Querschnitt der Zugeiseneinlage,
- f_{e'} = „ „ Druckeiseneinlage,
- σ_b = größte Betondruckbeanspruchung,
- σ_e = Beanspruchung der Zugeiseneinlage,
- σ_{e'} = „ „ Druckeiseneinlage,

- n = Verhältnis der Elastizitätszahlen von Eisen und Beton,
- x = Abstand der neutralen Achse von der gedrückten Kante.

A. Querschnitte, in denen Zug- und Druckspannungen auftreten.

1. Bestimmung der Normalhöhe.

Im Schwerpunkt S des in Fig. 1 skizzierten Querschnittes greife außer dem Biegemoment M noch der Achsialdruck N an. Beide kann man sich durch die im Abstand e' vom Schwerpunkt S angreifende gleichgroße Normalkraft N ersetzt denken, wobei

$$e' = \frac{M}{N}.$$

Damit Gleichgewicht herrscht, muß die Summe der Momente der äußeren und inneren Kräfte bezogen auf einen beliebigen Punkt gleich Null sein. Bezeichnet man mit D_b den gesamten Druck im

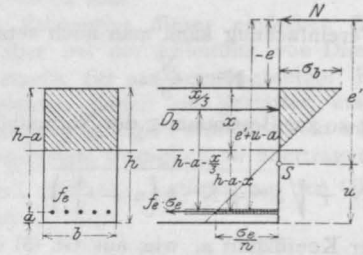


Fig. 1.

Beton, so ergibt sich für den Schwerpunkt der Eiseneinlagen als Momentenpunkt

$$D_b \left(h - a - \frac{x}{3} \right) - N(e' + u - a) = 0 \dots \dots (1)$$

Setzt man den Wert

$$D_b = \frac{1}{2} \cdot b \cdot x \cdot \sigma_b \dots \dots \dots (2)$$

in Gleichung 1 ein, so erhält man

$$\frac{1}{2} \cdot \sigma_b \cdot b \cdot x \left(h - a - \frac{x}{3} \right) - N(e' + u - a) = 0. (3)$$

Aus Fig. 1 ergibt sich weiter

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

$$n \cdot \sigma_b (h - a) - n \cdot \sigma_b \cdot x = \sigma_e \cdot x,$$

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

Setzt man den nur von den gegebenen zulässigen Beanspruchungen abhängigen Faktor entsprechend den ministeriellen „Bestimmungen“

$$\frac{n \cdot \sigma_b}{\sigma_e + n \cdot \sigma_b} = s,$$

so erhält man

$$x = s \cdot (h - a) \dots \dots \dots (I)$$

Macht man noch die vereinfachende Annahme

$$u = \frac{h}{2} \dots \dots \dots (4)$$

und setzt Gl. (I) u. (4) in Gl. (3) ein, so ergibt sich

$$\frac{1}{2} \cdot \sigma_b \cdot b \cdot s (h - a) \cdot \left[h - a - \frac{s}{3} (h - a) \right] - N \left(e' + \frac{h}{2} - a \right) = 0,$$

$$\frac{1}{2} \cdot \sigma_b \cdot b \cdot s \left(1 - \frac{s}{3} \right) \cdot (h - a)^2 - N \left(e' - \frac{a}{2} \right) - N \frac{h - a}{2} = 0.$$

Setze

$$\frac{1}{2 \cdot \sigma_b \cdot s \left(1 - \frac{s}{3} \right)} = \alpha \dots \dots \dots (5)$$

und erhalte

$$(h - a)^2 - (h - a) \cdot \frac{2N}{b} \cdot \alpha = \frac{N}{b} \left(e' - \frac{a}{2} \right) \cdot 4 \alpha.$$

Zur Vereinfachung kann man noch setzen

$$N^0 = \frac{N}{b} \cdot \alpha \dots \dots \dots (II)$$

und erhält so zur Bestimmung der Normalhöhe die Gleichung

$$h - a = N^0 + \sqrt{N^{02} + N^0 \cdot 4 \left(e' - \frac{a}{2} \right)} \dots \dots (III)$$

Da der Koeffizient α , wie aus Gl. (5) ersichtlich ist, nur von den gegebenen zulässigen Beanspruchungen abhängt, kann derselbe der beigefügten Koeffiziententabelle entnommen werden und man findet dann sehr rasch mit Hilfe der Gl. (II) u. (III) das gesuchte $h - a$.

2. Bestimmung von σ_b bei gegebener Höhe und Breite unter Voraussetzung voller Ausnutzung der zulässigen Eisenbeanspruchung.

Die Gl. (III) nach N^0 aufgelöst ergibt

$$(h - a)^2 - 2N^0 (h - a) + N^{02} = N_b^0^2 + N^0 \cdot 4 \left(e' - \frac{a}{2} \right) \dots \dots (6)$$

$$N^0 = \frac{(h - a)^2}{2(h - 2a + 2e')} \dots \dots \dots (7)$$

Führt man statt der Exzentrität e' wie in den ministeriellen Bestimmungen die Entfernung e des Angriffspunktes der Normalkraft von der am meisten gedrückten Kante ein, und bezeichnet man wie dort e als positiv, wenn die Normalkraft noch innerhalb des Querschnittes angreift, so erhält man nach Fig. 1

$$-e = e' + u - h$$

$$\text{oder } e = h - u - e.$$

Für die vorliegende Ableitung ergibt sich weiter, da oben Gl. (4) $u = \frac{h}{2}$ gesetzt wurde

$$e' = \frac{h}{2} - e \dots \dots \dots (8)$$

Durch Verbindung der Gl. (II) u. (8) mit Gl. (7) ergibt diese

$$\frac{N}{b} \cdot \alpha = \frac{(h - a)^2}{2(2h - 2a - 2e)}$$

oder

$$\alpha = \frac{b (h - a)^2}{4N (h - a - e)} \dots \dots \dots (IV)$$

Die rechte Seite der Gl. (IV) enthält nur bekannte Größen, denn, wenn auch nicht N und e , sondern N und M gegeben sind, so erhält man leicht e aus

$$e = h - u - \frac{M}{N},$$

oder, da sehr häufig die Achse des zu untersuchenden Rahmens als durch den Schwerpunkt

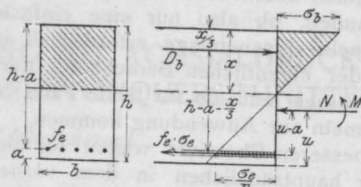


Fig. 2.

des rechteckigen Betonquerschnittes gehend angenommen wird, aus

$$e = \frac{h}{2} - \frac{M}{N}.$$

Man kann daher aus Gl. (4) den Wert α rechnen und findet dann aus der Koeffiziententabelle den zugehörigen Wert σ_b . Ist dieser Wert kleiner als der zulässige Wert von σ_b , dann handelt es sich um einen „überhöhten Querschnitt“ und es wird nur eine einfache Eiseneinlage auf der Zugseite erforderlich. Ist dagegen der so gefundene Wert σ_b größer als der zulässige, so liegt ein „gedrückter Querschnitt“ vor, und es muß auch eine Druckarmierung angeordnet werden.

In folgendem soll noch eine weitere Formel zur Bestimmung von σ_b abgeleitet werden, die bei noch größerer Einfachheit wie Gl. (IV) auch noch den Vorteil hat, daß bei ihrer Anwendung keine neue Koeffiziententabelle erforderlich ist, sondern die in den ministeriellen Bestimmungen enthaltene Zusammenstellung II benützt werden kann.

Es sei wie vor eine im Schwerpunkt des Eisenbetonquerschnittes angreifende Achsialkraft N und ein Biegemoment M gegeben.

Aus Fig. 2 ergibt sich dann für den Schwerpunkt der Eiseneinlage als Momentenpunkt

$$M + N(u - a) - D_b \left(h - a - \frac{x}{3} \right) = 0 \dots (9)$$

Nach Einsetzen von Gl. (2) u. (1) in Gl. (9) erhält man

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

$$h - a = \sqrt{\frac{[M + N(u - a)] \cdot 2}{b \cdot \sigma_b \cdot s \left(1 - \frac{s}{3} \right)}}$$

$$= \sqrt{\frac{2}{\sigma_b \cdot s \left(1 - \frac{s}{3} \right)}} \cdot \sqrt{\frac{M + N(u - a)}{b}} \quad (10)$$

Setzt man nun genau wie in den ministeriellen Bestimmungen,

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

und außerdem

$$M^0 = M + N(u - a) \dots (Va)$$

so erhält man durch Einführen dieser Werte in Gl. (10)

$$h - a = r \sqrt{\frac{M^0}{b}} \dots (11)$$

Diese Gleichung hat genau dieselbe Form, wie die in den ministeriellen Bestimmungen abgeleitete Gleichung zur Bestimmung der Höhe eines auf reine Biegung beanspruchten rechteckigen Eisenbetonquerschnittes bei gegebenen zulässigen Beton- und Eisenbeanspruchungen und die lautet

$$h - a = r \sqrt{\frac{M}{b}} \dots (12)$$

Da auch der Koeffizient r in den beiden Gl. (11) u. (12) für bestimmte σ_e und σ_b genau den gleichen Wert hat, so führt ein Vergleich dieser beiden Gleichungen zu folgendem Satze: Ein auf Biegung mit Achsialdruck bzw. auf exzentrischen Druck beanspruchter Eisenbetonquerschnitt erfordert bei gegebenen Beton- und Eisenbeanspruchungen genau die gleiche „Normalhöhe“ wie ein auf reine Biegung beanspruchter Eisenbetonquerschnitt, bei dem das Angriffsmoment gleich ist dem auf den Schwerpunkt der Eiseneinlage bezogenen Moment der an dem auf zusammengesetzte Festigkeit beanspruchten Eisenbetonquerschnitt angreifenden äußeren Kräfte.

Bezeichnet man dies letztere Moment M^0 der Kürze wegen als „Ersatzmoment“, so lautet die Umkehrung obigen Satzes: Bei einem auf zusammengesetzte Festigkeit beanspruchten Eisen-

betonquerschnitt wird bei gegebener Eisenbeanspruchung die maximale Betonbeanspruchung genau so groß wie bei einem auf reine Biegung beanspruchten Eisenbetonquerschnitt, dessen Angriffsmoment gleich ist dem „Ersatzmoment“.

Dieser Satz gilt nicht nur für einen rechteckigen Querschnitt und für Achsialdruck, sondern auch für einen beliebigen Querschnitt und für Achsialzug in gleicher Weise, und auch dann, wenn eine Druckarmierung vorhanden ist. Der Beweis hierfür ergibt sich aus einer einfachen Überlegung. Das Moment der inneren Druckkräfte bezogen auf den Schwerpunkt der Zugseieneinlage (also den Schwerpunkt der inneren Zugkräfte) muß immer gleich sein dem Moment der äußeren Kräfte bezogen auf denselben Momentenpunkt und es ist dabei natürlich ganz gleichgültig, ob dieses äußere Moment von einer reinen Biegung oder einer exzentrischen Normalkraft herrührt. Sind aber in beiden Fällen die Momente der inneren Druckkräfte dieselben, dann müssen diese inneren Druckkräfte selbst ebenfalls dieselben sein.

Die Erkenntnis dieser einfachen Beziehung leistet aber bei der Ableitung von Dimensionierungsformeln für zusammengesetzte Festigkeit gute Dienste, indem sie gestattet, manche für reine Biegung gültige Formeln direkt auf die zusammengesetzte Festigkeit zu übertragen.

Durch einfache Umformung der Gl. (11) erhält man

$$r = (h - a) \sqrt{\frac{b}{M^0}} \dots (VI)$$

Da auch bei dieser Gleichung bei gegebener Höhe und Breite die rechte Seite vollständig bekannt ist, kann man aus ihr r berechnen und dann der Koeffiziententabelle den entsprechenden Wert σ_b entnehmen. Dieser Wert zeigt dann sofort wieder an, ob ein „überhöhter“ oder „gedrückter Querschnitt“ vorliegt.

Die Gl. (VI) ist zur Bestimmung von σ_b der Gl. (IV) vorzuziehen, da sie durch eine einzige Rechenschiebereinstellung den Koeffizienten r und damit σ_b liefert.

3. Bestimmung der Eiseneinlage bei „überhöhtem Querschnitt“.

Aus der Bedingung, daß die Summe der inneren und äußeren Kräfte gleich Null sein muß, ergibt sich nach Fig. 1 oder 2

$$N - \frac{1}{2} \sigma_b \cdot b \cdot x + f_e \cdot \sigma_e = 0$$

und hieraus

$$f_e = \frac{\frac{\sigma_b}{2} \cdot b \cdot x - N}{\sigma_e} \dots (VII)$$

Da σ_b durch Gl. (IV) oder (VI) berechnet werden kann, findet man auch x aus Gl. (I) und somit f_e aus Gl. (VII).

Man kann jedoch Gl. (VII) noch auf eine bequemere Form bringen, indem man

$$\beta = \frac{s}{2} \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_e} \dots \dots \dots (13)$$

setzt und Gl. (I) u. (13) in Gl. (VII) einführt; man erhält dann zur Bestimmung von f_e die einfache Beziehung

$$f_e = \beta \cdot b (h - a) - \frac{N}{\sigma_e} \dots \dots (VIII)$$

Hat man nur die in den ministeriellen Bestimmungen enthaltene Koeffiziententabelle zur Verfügung, dann muß man zur Berechnung von f_e die Gl. (VII) benutzen, indem man die dem aus Gl. (VI) gefundenen r entsprechenden Werte σ_b und s dieser Tabelle entnimmt, aus Gl. (I) x berechnet und σ_b und x in Gl. (VII) einsetzt. Benutzt man dagegen die hier beigefügte Koeffiziententabelle, dann braucht man nur den dem gefundenen r oder α entsprechenden Wert β der Tabelle zu entnehmen und findet dann aus Gl. (VIII) ohne Zwischenrechnung sofort das gesuchte f_e .

Die Gl. (VIII) ist gewiß äußerst einfach und hat nur den einen Nachteil, daß man sich zuerst aus Gl. (VI) den Wert r berechnen muß, um den Koeffizienten β zu finden. Dies ist jedoch in vielen Fällen belanglos, da man ja r sowieso berechnen muß, um sich davon zu überzeugen, ob ein „überhöhter“ oder „gedrückter Querschnitt“ vorliegt. Dagegen weiß man aber auch in vielen Fällen von vornherein, daß die zulässige Betonbeanspruchung bei der gegebenen Höhe nicht ausgenutzt werden kann, und daß daher nur eine Zugeiseneinlage erforderlich wird. In diesen Fällen ist es dann vorteilhaft, wenn die Formel zur Bestimmung von f_e von dem wirklich auftretenden σ_b unabhängig ist. Um eine solche Formel abzuleiten, schreibt man Gl. (VII) in der Form

$$f_e = \frac{1}{2} \sigma_b \cdot b \cdot x - \frac{N}{\sigma_e} \dots \dots (VIIa)$$

Bei einem auf reine Biegung beanspruchten Querschnitt wird

$$f_e \cdot \sigma_e = \frac{1}{2} \sigma_b \cdot b \cdot x$$

oder

$$f_e = \frac{\frac{1}{2} \sigma_b \cdot b \cdot x}{\sigma_e} \dots \dots (14)$$

Ein Vergleich von Gl. (VIIa) und (14) sagt nun, daß das erste Glied von f_e in Gl. (VIIa) diejenige Eiseneinlage darstellt, die ein reines Biegemoment erfordern würde, das bei dem gegebenen Querschnitt dieselbe Betonbeanspruchung erzeugt

wie die gegebene exzentrische Normalkraft. Wie oben ausgeführt wurde, ist aber dieses Biegemoment, das die gleiche Betonbeanspruchung erzeugt, das „Ersatzmoment“ M^0 . Die gestellte Aufgabe beschränkt sich jetzt darauf, eine von σ_b unabhängige Formel zur Bestimmung der Eiseneinlage für einen auf reine Biegung beanspruchten einfach armierten Eisenbetonquerschnitt aufzustellen.

Für einen auf reine Biegung beanspruchten Eisenbetonquerschnitt ist aber, wenn M das Moment der äußeren Kräfte ist,

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

$$f_e = \frac{M}{\sigma_e \left(h - a - \frac{x}{3} \right)} \dots \dots (15)$$

Durch Einsetzen von Gl. (I) in Gl. (15) ergibt sich

$$f_e = \frac{M}{(h - a) \sigma_e \left(1 - \frac{s}{3} \right)} = \frac{1}{\sigma_e \left(1 - \frac{s}{3} \right)} \cdot \frac{M}{h - a}$$

Setzt man noch

$$\frac{1}{\sigma_e \left(1 - \frac{s}{3} \right)} = \gamma,$$

so erhält man zur Bestimmung der Eiseneinlage

$$f_e = \gamma \frac{M}{h - a} \dots \dots (IX)$$

Nun ist ja s und somit auch γ von dem wirklich auftretenden σ_b abhängig. Wie aber aus der Koeffiziententabelle ersichtlich ist, ändert sich γ für wechselndes σ_b so wenig, daß man ein für allemal anstatt des dem wirklich auftretenden σ_b entsprechenden Koeffizienten γ den dem zulässigen σ_b entsprechenden wählen kann, so daß für die gegebenen zulässigen Beanspruchungen γ als konstant angesehen werden. Zudem wird auch die mit Gl. (VIII) bestimmte Eiseneinlage etwas größer als erforderlich, wenn dies auch sehr wenig ausmacht, so daß auch noch eine gewisse Sicherheit vorhanden ist. Daß dies der Fall ist, geht daraus hervor, daß ja voraussetzungsgemäß die Höhe größer als erforderlich und somit das wirkliche σ_b kleiner als zulässig ist. Je kleiner aber σ_b , desto kleiner wird, wie aus der Koeffiziententabelle ersichtlich, der Koeffizient γ und damit das erforderliche f_e .

Die Gl. (IX) kann nun nach dem oben Ausgeführten direkt für zusammengesetzte Festigkeit Verwendung finden und wir erhalten zur Bestimmung der Eiseneinlage im „überhöhten Querschnitt“ die weitere Gleichung

$$f_e = \gamma \frac{M^0}{h - a} - \frac{N}{\sigma_e} \dots \dots (X)$$

4. Bestimmung der Eiseneinlage bei „gedrücktem Querschnitt“.

Auf Grund des oben abgeleiteten Satzes vom „Ersatzmoment“ ergibt sich durch eine einfache Überlegung weiter, daß bei einem auf zusammengesetzte Festigkeit beanspruchten „gedrückten Eisenbetonquerschnitt“ bei gegebener Beton- und Eisenbeanspruchung genau dieselbe Druckarmierung erforderlich ist, wie bei einem auf reine Biegung beanspruchten Querschnitt, dessen Angriffsmoment gleich dem „Ersatzmoment“ des ersteren Querschnittes ist.

In einem früheren Aufsatz der vorliegenden Zeitschrift*) wurde von dem Verfasser dieses eine Formel zur Bestimmung der Druckarmierung für auf reine Biegung beanspruchte rechteckige Eisenbetonquerschnitte abgeleitet, welche lautet

$$f'_e \cdot \sigma'_e = \frac{M - \frac{\sigma_b}{2} \cdot b \cdot x \left(h - a - \frac{x}{3} \right)}{h - a - a'}$$

Die Bezeichnungen in dieser Gleichung haben genau dieselbe Bedeutung wie in dem vorliegenden Aufsatz.

Diese Formel kann jetzt auch für den auf zusammengesetzte Festigkeit beanspruchten Eisenbetonquerschnitt verwendet werden, wenn man nur das Angriffsmoment M durch das „Ersatzmoment“ M^0 ersetzt.

Die Gleichung lautet dann

$$f'_e \cdot \sigma'_e = \frac{M^0 - \frac{\sigma_b}{2} \cdot b \cdot x \left(h - a - \frac{x}{3} \right)}{h - a - a'} \quad (16)$$

Diese Gleichung enthält mit Ausnahme von f'_e nur bekannte Größen. Denn man erhält M^0 ohne weiteres aus Gl. (Va), oder wenn statt M und N nur N und e' und eventuell noch $u = \frac{h}{2}$ aus einer der Gleichungen

$$M^0 = N(e' + u - a) \quad (Vb)$$

$$M^0 = M + N \left(\frac{h}{2} - a \right) \quad (Vc)$$

$$M^0 = N \left(e' + \frac{h}{2} - a \right) \quad (Vd)$$

Ferner erhält man x aus Gl. (I), denn da σ_e und σ_b gegeben sind, so ist auch s bekannt. Auch σ'_e findet man sofort durch folgende aus Fig. 3 ablesbare Gleichung

$$\sigma'_e = n \cdot \sigma_b \cdot \frac{x - a'}{x} \quad (XI)$$

Gl. (16) liefert daher die notwendige Druckeiseneinlage f'_e . Sie kann jedoch noch auf eine für die Zahlenberechnung bequemere Form gebracht werden. Das zweite Glied im Zähler stellt,

*) Siehe „Armiertes Beton“ 1909, Heft 6, S. 253: Bestimmung der Eiseneinlage bei doppelt armierten Balken und Plattenbalken, von Karl Stock.

wie man aus einer der Figuren leicht ablesen kann, dasjenige Biegemoment dar, das bei der gegebenen Höhe, Breite und zulässigen Eisenbeanspruchung ohne Erfordern einer Druckarmierung die zulässige Betonbeanspruchung hervorrufen würde, für das also der gewählte Querschnitt der „Normalquerschnitt“ wäre. Bezeichnet man dieses Moment mit M' , dann wird

$$M' = \frac{\sigma_b}{2} \cdot b \cdot x \left(h - a - \frac{x}{3} \right) \quad \dots \quad (XII)$$

Man erhält jetzt ein neues Kriterium dafür, ob eine Druckarmierung erforderlich wird oder nicht. Ist

$$M' < M^0,$$

dann muß eine Druckarmierung angeordnet werden. Ist dagegen

$$M' > M^0,$$

dann genügt eine einfache Zugarmierung.

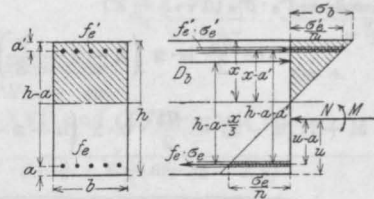


Fig. 3.

Zur Bestimmung von M' läßt sich noch eine einfachere Gleichung ableiten, die gestattet M' durch eine einzige Rechenschiebereinstellung zu finden. Durch Umformung von Gl. (12) erhält man

$$M = \left(\frac{h - a}{r} \right)^3 b \quad \dots \quad (17)$$

Wählt man r entsprechend dem gegebenen σ_e und σ_b , dann stellt das M in Gl. (17) unser M' dar und es ergibt sich

$$M' = \left(\frac{h - a}{r} \right)^3 b \quad \dots \quad (XIII)$$

Führt man Gl. (XIII) in Gl. (16) ein, so liefert diese zur Bestimmung von f'_e die einfache Beziehung

$$f'_e \cdot \sigma'_e = \frac{M^0 - M'}{h - a - a'} \quad \dots \quad (XIV)$$

Diese Gleichung wurde absichtlich nicht nach f'_e aufgelöst, da man dies ja bei der Zahlenrechnung leicht tun kann, und da es zur bequemeren Berechnung von f_e notwendig ist, das Produkt $f'_e \cdot \sigma'_e$ anzuschreiben.

Aus der Bedingung, daß die Summe aller Normalkräfte gleich Null sein muß, kann man aus Fig. 3 die Beziehung ablesen

$$N + f_e \cdot \sigma_e - \frac{\sigma_b}{2} \cdot b \cdot x - f'_e \cdot \sigma'_e = 0$$

oder

$$f_e = \frac{\frac{\sigma_b}{2} \cdot b \cdot x + f'_e \cdot \sigma'_e - N}{\sigma_e} \dots (XV)$$

Da das 1. Glied im Zähler bei Berechnung von M' aus Gl. (XII) bereits ausgewertet wurde, ferner $f'_e \cdot \sigma'_e$ aus Gl. (XIV) bekannt und für deutsche Verhältnisse in der Regel $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$ ist, so findet man f_e einfach durch Summierung dreier bereits gegebener Zahlenwerte.

Hiermit ist die gestellte Aufgabe gelöst, soweit es sich um Belastungen handelt, bei denen Druck- und Zugspannungen auftreten. Es soll jedoch die aus der reinen Biegung herübergenommene Gl. (16) nochmals direkt für zusammengesetzte Festigkeit abgeleitet werden. Für jeden Punkt des Querschnittes muß die Summe aller Momente gleich Null sein. Wählt man wieder den Schwerpunkt der Zugeisenanlage als Momentenpunkt, so ergibt sich aus Fig. 3

$$M + N(u - a) - f'_e \cdot \sigma'_e (h - a - a') - \frac{\sigma_b}{2} \cdot b \cdot x \left(h - a - \frac{x}{3} \right) = 0$$

oder

$$f'_e \cdot \sigma'_e = \frac{M + N(u - a) - \frac{\sigma_b}{2} \cdot b \cdot x \left(h - a - \frac{x}{3} \right)}{h - a - a'}$$

5. Anwendung der abgeleiteten Formeln.

Da die zur Dimensionierung erforderlichen endgültigen Formeln durch den ganzen Aufsatz zerstreut sind, dürfte es angebracht sein, dieselben nochmals in übersichtlicher Form zusammenzustellen.

Der Rechnungsgang bei Bestimmung der Eiseneinlage ist zweckmäßig folgender. Zuerst bestimmt man das „Ersatzmoment“ M^0 aus einer der Gleichungen

$$M^0 = M + N(u - a) \dots (Va)$$

$$M^0 = N(e' + u - a) \dots (Vb)$$

$$M^0 = M + N \left(\frac{h}{2} - a \right) \dots (Vc)$$

$$M^0 = N \left(e' + \frac{h}{2} - a \right) \dots (Vd)$$

Ist man nun von vornherein sicher, daß ein „gedrückter Querschnitt“ vorliegt, oder ist man im Zweifel, ob ein „gedrückter“ oder „überhöhter Querschnitt“ vorliegt, so berechnet man hierauf x aus

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

und M' aus

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

oder

$$M' = \left(\frac{h - a}{r} \right)^2 b \dots (XIII)$$

Es empfiehlt sich zur Berechnung von M' sich der Gl. (XII) zu bedienen, da der Faktor $\frac{\sigma_b}{2} \cdot b \cdot x$ bei Berechnung von f_e doch benötigt wird. Die einfachere Gl. (XIII) dient dann zweckmäßig zur Kontrolle.

Ist nun

$$M' < M^0,$$

so ist eine Druckarmierung erforderlich, und man berechnet σ'_e aus

$$\sigma'_e = n \cdot \sigma_b \frac{x - a'}{x} \dots (XI)$$

f'_e aus

$$f'_e \cdot \sigma'_e = \frac{M^0 - M'}{h - a - a'} \dots (XIV)$$

und f_e aus

$$f_e = \frac{\frac{\sigma_b}{2} \cdot b \cdot x + f'_e \cdot \sigma'_e - N}{\sigma_e} \dots (XV)$$

Ist dagegen $M' > M^0$, also nur eine Zugeisenanlage erforderlich, so berechnet man r aus

$$r = (h - a) \sqrt{\frac{b}{M^0}} \dots (VI)$$

entnimmt den dem Wert r entsprechenden Koeffizienten β der beigefügten Tabelle und findet f_e aus

$$f_e = \beta \cdot b (h - a) - \frac{N}{\sigma_e} \dots (VIII)$$

Man kann im letzten Falle auch f_e direkt ohne Zwischenrechnung aus der Gleichung

$$f_e = \gamma \frac{M^0}{h - a} - \frac{N}{\sigma_e} \dots (X)$$

bestimmen, wenn man den Koeffizienten γ dem gegebenen zulässigen σ_b entsprechend wählt.

Hat man nur die in den ministeriellen Bestimmungen enthaltene Tabelle zur Verfügung, so entnimmt man dieser das dem aus Gl. (VI) gefundenen Wert r entsprechende σ_b und s , rechnet x aus

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

und f_e aus

$$f_e = \frac{\frac{\sigma_b}{2} \cdot b \cdot x - N}{\sigma_e} \dots (VII)$$

Weiß man von vornherein, daß ein überhöhter Querschnitt vorliegt, kann man nach Berechnung von M^0 direkt f_e aus Gl. (X) berechnen, oder auch r aus Gl. (VI) und wie oben f_e aus

DIE VOLUMENÄNDERUNG DES BETONS BEIM ERHÄRTEN.

Von Prof. H. Kayser (Darmstadt).

Es ist eine bekannte und vielfach untersuchte Erscheinung, daß Mörtel und Beton sich beim Erhärten an der Luft zusammenzieht und beim Erhärten im Wasser ausdehnt. Diese Längenänderungen der Betonmassen treten zu Beginn der Erhärtung energischer auf als später. Bei ungehinderter Bewegung verschwinden diese Bewegungen selbst in einem Zeitraum von mehreren Jahren nicht ganz*).

Auf Grund eigener Versuche und der Versuche von Meier und Schumann gibt Considère folgende möglichen Größen relativer Ausdehnungen und Schwindungen an:**).

1. Bei Erhärtung im Wasser zeigen Probekörper aus reinem Zement relative Ausdehnungen: zum Schluß des ersten Monats 0,0005 (d. h. 0.5 mm pro 1 m), zum Schluß des ersten Jahres nicht weniger als 0,001 und zum Schluß des zweiten oder dritten Jahres 0,0015 bis 0,002.
2. Bei gleichen Bedingungen zeigen Mörtel aus 600 kg Zement pro 1 cbm Sand (oder nach Gewicht 1:3) fast dreimal kleinere relative Ausdehnungen als Proben aus reinem Zement.
3. Beim Erhärten an der Luft zeigen Proben aus reinem Zement einige Stunden nach der Herstellung eine relative Schwindung bis 0,0005, zum Schluß einer zweiwöchigen oder einmonatigen Frist bis 0,001 und zum Schluß einer zwei- oder dreijährigen Frist die größten relativen Schwindungen von 0,0015 bis 0,002.
4. Bei mageren Mörteln und Betons sind die relativen Schwindungen 4 bis 5 mal geringer als in Probekörpern aus reinem Zement.

C. Schumann fand für einen Beton vom Mischungsverhältnis 1:2:4 folgende Schwindmaße***):

Ein Mörtelprisma von 100 mm Länge schwindet an der Luft um Millimeter:

bis zu 4 Wochen . . .	0,026
„ „ 1 Jahr	0,025
„ „ 2 Jahren	0,026

Auf die Längeneinheit berechnet wäre hier nach ein Schwindmaß für Beton 1:2:4 bei Erhärtung an der Luft von 0,00026 anzunehmen.

Aus diesen Zahlen wäre zu entnehmen, daß der Beton bereits nach einer Erhärtungsdauer von 4 Wochen an der Luft sein Volumen nicht mehr ändert. Jedoch scheinen diese Werte für Beton mit Rücksicht auf die kurze Höhe der Versuchsprismen von nur 10 cm nicht vollständig zuverlässig zu sein, um den Einfluß des Kieses oder Schotters auf das Maß des Schwindens und die Dauer der Schwinderscheinungen mit einiger Zuverlässigkeit zu beurteilen.

Während Schumann für seine Versuche über das Schwindmaß Mörtelprismen von 100 mm Längs- und 500 qmm Querschnitt verwandte, benutzte Considère Prismen von 60 cm Längs- und $6 \times 2,5$ cm Querschnitt und zwar aus reinem Zement und aus Mörtel im Mischungsverhältnis 1:3. Es ist zweifellos, daß die Schwindmaße des Betons nicht unwesentlich verschieden von denen des Zementes und des Mörtels sein werden und daß sie abhängig sind von den Mischungsverhältnissen des Betons und von der physikalischen Beschaffenheit der Sande und Kiese. Für Betonmischungen enthält die Literatur nur wenige zuverlässige Angaben über die Größe der Schwinderscheinungen und doch sind derartige Angaben in vieler Beziehung, z. B. mit Rücksicht auf Rissebildung in Betonbauten und auf Anfangsspannungen in Eisenbetonkonstruktionen von großer Bedeutung*).

Es dürfte mit Rücksicht darauf von einem gewissen Interesse sein, die nachfolgenden Versuche kennen zu lernen, welche in Amerika mit verschiedenen Betonmischungen angestellt und durch A. T. Goldbeck der American Society for Testing Materials vorgelegt wurden**).

Der Zweck der Untersuchungen war, die Ursache der Schwindrisse im Unterbeton der Pflasterstraßen festzustellen. Die Ausführung erfolgte unter Leitung von Mr. Logan Waller Page in dem Laboratorium der Abteilung für öffentliche Straßen des United States Departement of Agriculture. Die Proben wurden in verschiedenen Mischungen als quadratische Säulen von 1,50 m Höhe und

*) Protokoll der Verhandlungen des Vereins deutscher Portlandzementfabrikanten 1902, S. 120.

**) Considères Bericht auf dem Kongreß der Internationalen Gesellschaft für Materialprüfungen in Budapest, 1901. — Forscherarbeiten aus dem Gebiete des Eisenbetons Heft VII. N. A. Shitkewitsch, Monolitität der Betonbauten, Seite 18.

***) Vgl. Büsing u. Schumann, Der Portlandzement und seine Anwendungen im Bauwesen 1905, S. 30.

*) Vgl. Foerster, Material und Berechnung der Eisenbetonbauten 1907, Seite 79.

**) Vgl. Engineering Record 15. Juli 1911, S. 73.

20/20 cm Querschnitt und mit verschiedenem Wasserzusatz hergestellt. Die trockenen Mischungen wurden mit 8,5% Gewichtsteilen Wasser gestampft, die nassen Mischungen mit 10—12% Gewichtsteilen Wasser in die Formen eingeschüttet. Die verwendeten Materialien waren Old Dominion Portland Cement, Sand und Gneiskies bis 2 cm Korngröße.

Die Ablesung der Dehnungen erfolgte bei 1,25 m Meßlänge mittels Mikrometers und elektrischen Kontaktes für $\frac{1}{400}$ mm und zwar erstmalig sofort nach Beseitigung der Holzformen. Alle Ablesungen wurden auf eine einheitliche Temperatur von 20° C umgerechnet, indem sowohl die Temperatur des Betons als diejenige der Luft festgestellt wurde. Die Ergebnisse der Messungen, welche sich über 115 Tage erstreckten, sind in der graphischen Tabelle zusammengestellt.

Die Proben 1 bis 4 wurden nach der Fertigstellung nicht mehr angefeuchtet, die Proben 5 bis 7 wurden 15 Tage lang täglich zweimal genäßt, die Probe 8 wurde während der ganzen Dauer des Versuches feucht gehalten.

Als Ergebnis der Versuche kann festgestellt werden, daß trockene Mischungen etwas mehr schwinden als feuchte; daß ferner das Mischungsverhältnis des Betons nur einen geringen Einfluß auf das Maß der Schwindung ausübt.

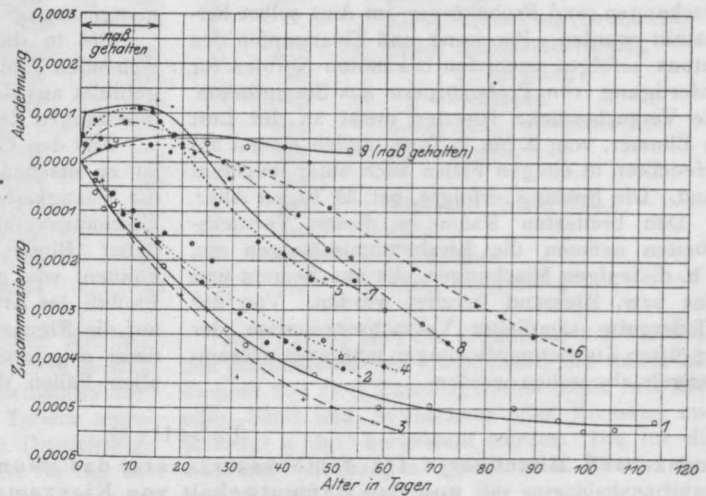
Die Probe 1 (Beton in trockener Mischung 1:2:4) zeigt nach 3 Monaten ein Gesamtmaß der Schwindung von 0,00052 pro Längeneinheit. Nach diesem Zeitpunkt war die gemessene Längenänderung nur noch sehr gering.

Die feuchten Mischungen zeigen eine geringe Ausdehnung während der Zeit der Anfeuchtung, nachher beginnt auch bei ihnen die Kontraktion. Das Größtmaß der Ausdehnung betrug 0,0001. Die Zusammenziehung scheint nach dem Verlauf der Kurven nach längerer Zeit für die feucht gehaltenen Mischungen ebenso groß zu werden wie für diejenigen Mischungen, welche sofort der Austrocknung überlassen wurden.

Der Verfasser des Aufsatzes zieht aus den gemessenen Mäßen der Schwindung und den Festig-

keitswerten des Betons noch Schlüsse auf das Entstehen der Risse. Er stellt fest, daß die Schwindung bei festgehaltenen Enden des Stabes Spannungen erzeugen müßte, welche weit über der Festigkeitsgrenze des Materiales liegen und daß sonach Risse im Beton entstehen, lange bevor die Schwindung beendet ist, d. h. also in den ersten Tagen der Erhärtung.

Der Aufsatz bildet einen weiteren wertvollen Beitrag für die Bestimmung der Volumenänderung erhärtender Betonmassen und ist nicht allein für die Frage der Rissebildung bei Betonbauten, son-



Nr. 1	○ ———	1:2:4	sehr trockene Mischung	
" 2	○ - - -	1:2:4	" nasse "	
" 3	+ ———	1:3:6	" trockene "	
" 4	● ·····	1:3:6	" nasse "	
" 5	● ·····	1:2:4	nasse "	} 15 Tage naß gehalten, dann trocknen lassen.
" 6	● - - -	1:2:4	sehr "	
" 7	+ ———	1:3:6	" trockene "	
" 8	⊖ - - -	1:3:6	" nasse "	
" 9	○ ———	1:2:4	" "	naß gehalten.

Darstellung der Längenänderungen des Betons beim Erhärten.

dern auch für die Frage der Anfangsspannungen für Eisenbetonkonstruktionen von Bedeutung. Trotzdem dürfte die Feststellung der tatsächlichen Anfangsspannungen im erhärtenden Beton und die Bestimmung der wahrscheinlichen Entfernung der Risse in Betonbauten auf theoretischem Wege noch manche theoretischen und praktischen Untersuchungen notwendig machen, ehe eine zufriedenstellende Lösung dieser wichtigen Fragen gefunden werden kann.

VERSUCHE MIT BETON.

Mitteilung aus dem Königl. Materialprüfungsamt Gross-Lichterfelde.

Von H. Burchartz (Gross-Lichterfelde),
ständiger Mitarbeiter der Abteilung für Baumaterialprüfung.

In dem Königl. Materialprüfungsamt sind auch im Laufe des letzten Betriebsjahres auf Antrag von Behörden und Privaten wieder zahlreiche Betonprüfungen ausgeführt worden. Über die Ergebnisse dieser Versuche soll nachstehend kurz berichtet werden. Berücksichtigt sind hierbei nur diejenigen Betonuntersuchungen, für welche die Mischungen und Probekörper im Amt selbst hergestellt wurden. Bereitung und Einstampfen des Betons erfolgte nach den bekannten Normen für Anfertigung von Probekörpern aus Stampfbeton. Die Versuchsstücke lagerten meist an der Luft im Zimmer, vom 2. bis 7. Tage täglich einmal angefeuchtet, in einigen Fällen auch unter feuchtem Sand. Die Prüfung erfolgte bei 28 Tagen Alter.

Den breitesten Raum in diesen Versuchsarbeiten nehmen die Kiesbetonmischungen ein, d. h. diejenigen Mischungen, die aus Zement und Kies bzw. Kiessand bereitet wurden. Von der Wiedergabe sämtlicher Versuchsergebnisse der geprüften Kiesbetonmischungen muß wegen Raum-mangels abgesehen werden.

In Tabelle 1 sind daher nur die Grenzwerte, d. h. der Kleinst- und Größtwert der Ergebnisse, die für die einzelnen Mischungen gleichen Verhältnisses gefunden wurden, mitgeteilt. Neben den Festigkeitswerten sind die angewendeten Wasserzusätze, die ermittelten Raumgewichte und die in 1 cbm gestampften Beton enthaltene Zementmenge angegeben.

Die in der Tabelle unter den Grenzwerten stehenden Zahlen bedeuten die Durchschnittswerte, gebildet aus den Ergebnissen sämtlicher geprüfter Mischungen der betreffenden Reihe.

Aus den Grenzwerten für die Druckfestigkeit ist zu ersehen, innerhalb welcher Grenzen die Festigkeiten von Betonmischungen gleichen Mischungsverhältnisses bei Verwendung verschiedener Binde- und Zuschlagstoffe schwanken können, wie groß also mit andern Worten der Einfluß der Art und Beschaffenheit der Rohstoffe auf die Eigenschaften des erhärteten Betons ist; denn, abgesehen von den Grundstoffen, sind in allen Fällen die Versuchsbedingungen (Art der

Tabelle 1.

Grenz- und Mittelwerte für den Wasserzusatz, das Raumgewicht, die Druckfestigkeit und den Zementgehalt von Kieszementbeton.

Würfel von 30 cm Kantenlänge; 28 Tage alte Probekörper.

Mischungsverhältnis (Raumteile)	Wasserzusatz %	Raumgewicht g/ccm	Druckfestigkeit kg/qcm	Zementgehalt in 1 cbm gestampftem Beton kg
1 : 2	9,5	2,392*)	333*)	666*)
1 : 2,5	9,3	2,369*)	458*)	590*)
1 : 3	6,3 bis 9,0 7,0	2,211 bis 2,368 2,340	266 bis 396 330	460 bis 556 470
1 : 4	5,4 bis 9,0 6,5	2,194 bis 2,396 2,320	159 bis 391 280	336 bis 408 380
1 : 5	5,0 bis 8,0 6,0	2,143 bis 2,336 2,300	129 bis 305 210	270 bis 384 310
1 : 6	5,3 bis 6,2 5,5	2,233 bis 2,374 2,250	164 bis 365 170	248 bis 332 270
1 : 8	4,8 bis 5,4 5,2	2,179 bis 2,312 2,230	107 bis 256 150	200 bis 223 210

*) Einzelwerte; unzuverlässig.

Tabelle 2.

Wasserzusatz, Raumgewicht, Druckfestigkeit und Zementgehalt von Zementbetonmischungen mit mehreren Zuschlagstoffen.

Mischungsverhältnis (Raumteile)	Wasserzusatz %	Raumgewicht g/qcm	Druckfestigkeit kg/qcm	Zementgehalt in 1 cbm gestampftem Beton kg	Art der Zuschlagstoffe
1:1½:1½	5,3	2,431	287	—	Sand; Kies
1:2 :2	10,2	2,137	325	452	Sand; Klinkersteinschlag
1:2 :2	5,7	2,402	410	—	Kies; Steinschlag
1:1½:5	5,5	2,368	300	255	Sand; Kies
1:3 :4	5,2	2,403	344	—	Kies; Steinschlag (Grauwerk)
1:3 :5	8,6	2,087	287	259	Sand; Klinkersteinschlag
1:3 :6	5,5	2,366	212	189	" ; Steinschlag
1:4 :1	19,0	1,481	149	415	" ; Schlacke
1:4 :1½	5,2	2,217	181	314	feiner Kies; gesiebter Kies
1:4 :5	9,2	2,137	176	229	Kies; Steinschlag
1:4 :5	7,2	2,148	204	218	" ; "
1:5 :5	4,5	2,374	243	200	Kiessand; Steinschlag
1:4 :8	5,0	2,306	132	145	Sand; "
1:3½:9	4,3	2,279	137	137	" ; Kies
1:8 :3	5,8	2,064	133	177	Kies; Steinschlag

Betonbereitung und Probenanfertigung, Art der Lagerung, Alter usw.) genau die gleichen, so daß die Versuchswerte ohne weiteres miteinander verglichen werden können. Die in der Tabelle angegebenen Durchschnittswerte für die Druckfestigkeiten, die mit Ausnahme der Werte für die Mischungen 1:2 und 1:2½ immerhin einen gewissen Anspruch auf Verallgemeinerung machen, da sie aus einer mehr oder minder großen Anzahl von Einzelwerten berechnet sind, lassen erkennen, welche Anforderungen man unter normalen Verhältnissen an die Festigkeit von Stampfbeton der geprüften Mischungsverhältnisse annähernd stellen kann.

Vergleicht man die mittleren Druckfestigkeiten der einzelnen Mischungen mit den entsprechenden Durchschnittswerten, die in den Betriebsjahren 1906 bis 1910 festgestellt wurden, so ergibt sich, wie nachstehende Zusammenstellung zeigt, daß sie durchschnittlich etwas höher sind als die früheren Werte. Dies Ergebnis ist mit großer Wahrscheinlichkeit darauf zurückzuführen, daß die deutschen Zemente im letzten Jahre bzw. nach Einführung der neuen deutschen Normen gegen früher besser geworden sind und sich namentlich durch hohe Druckfestigkeit auszeichnen.

Mischung	Betriebsjahr 1906 bis 1910	Betriebsjahr 1910/11
1:3	250 kg/qcm	330 kg/qcm
1:4	230 "	280 "
1:5	200 "	210 "
1:6	160 "	170 "
1:8	110 "	150 "

In Tabelle 2 sind die Ergebnisse der Versuche mit Betonmischungen verzeichnet, die außer aus Zement aus zwei Zuschlagstoffen (Sand und Kies oder Sand und Steinschlag oder Kiessand und Schotter u. dgl.) hergestellt wurden. Die für die einzelnen Mischungen gewonnenen Werte sind naturgemäß entsprechend der verschiedenartigen Zusammensetzung des Betons außerordentlich verschieden. Allgemeine Schlüsse lassen sich aus diesen Ergebnissen nicht ziehen.

Besonderes Interesse beanspruchen die in Tabelle 3 enthaltenen Ergebnisse einer großen Reihe von Versuchen mit Betonmischungen, deren Bindemittel aus Traßkalk oder Traßzement bestehen. Der Zweck dieser Versuche, die auf Antrag einer Marinebaubehörde ausgeführt wurden, war, einerseits den Einfluß der Mörtelzusammensetzung, andererseits den Mengenverhältnisses von Mörtel zu Kies auf die Festigkeit des Betons zu ermitteln. Ferner sollte die Wirkung des Zusatzes von Steinschlag gegenüber Kies festgestellt werden. Für die Versuche wurden Würfel von 30 cm wie üblich gefertigt*) und nach 3 Monaten Wasserlagerung geprüft.

Aus den gewonnenen Ergebnissen, deren Bekanntgabe die Behörde mit dankenswerter Bereitwilligkeit gestattete, ist folgendes zu ersehen:

1. Die beiden Mörtel mit 1 Tl. Sand (Nr. 1 bis 3 und 4 bis 6) liefern nahezu gleiche Festigkeiten,

*) Der Mörtel wurde, soweit er aus Traßkalk bestand, im Traßnormenkollergang Bauart Hilden, der Beton in der Mischmaschine Bauart Hüser gemischt.

Tabelle 3. Ergebnisse der Prüfung von Betonmischungen aus Traßkalk- bzw. Traßzementmörtel und Kies.

Mittelwerte aus je 5 Einzelversuchen. Würfel von 30 cm Kantenlänge; 3 Monate alte Proben.*)

Laufende Nr.	Mörtel- mischung (Raumteile)	Beton-	Wasser- zusatz %	r g/ccm	Druck- festig- keit kg/qcm	Gleitfestig- keit (Haft- vermögen) in kg für 1 qcm Haftfläche	Biegefestigkeit Belastung in kg beim	
							Gleiten der Eisen	Bruch
1	1 Traß +	50 l Mörtel auf 100 l Kies	7,3	2,269	91	—	—	—
2	$\frac{2}{3}$ Kalk- teig +		50 l Mörtel auf 125 l Kies	7,5	2,287	96	—	—
3	1 Sand		50 l Mörtel auf 150 l Kies	7,5	2,302	82	—	—
4	1 Traß +	50 l Mörtel auf 100 l Kies	8,1	2,313	89	—	—	—
5	1 Kalk- teig +		50 l Mörtel auf 125 l Kies	7,1	2,291	93	—	—
6	1 Sand		50 l Mörtel auf 150 l Kies	7,6	2,307	82	—	—
7	1 Traß +	50 l Mörtel auf 100 l Kies	7,3	2,282	88	1,6	1710	2030
8	1 Kalk- teig +		50 l Mörtel auf 125 l Kies	7,2	2,287	80	—	—
9	1,5 Sand		50 l Mörtel auf 150 l Kies	6,9	2,305	73	2,2	1510
10	1,5 Traß +	50 l Mörtel auf 100 l Kies	6,4	2,240	55	3,9	2500	2500
11	1 Kalk- teig +		50 l Mörtel auf 125 l Kies	6,3	2,263	57	—	—
12	2,5 Sand		50 l Mörtel auf 150 l Kies	5,9	2,290	68	3,3	1410
13	$\frac{2}{3}$ Traß +	50 l Mörtel auf 100 l Kies	6,0	2,293	159	14,0	4140	5210
14	1 Zement +		50 l Mörtel auf 125 l Kies	6,0	2,301	149	—	—
15	3 Sand		50 l Mörtel auf 150 l Kies	5,6	2,313	130	11,8	1310
16	$\frac{2}{3}$ Traß +	50 l Mörtel auf 100 l Kies	9,4	2,275	115	10,8	2480	3770
17	1 Zement +		50 l Mörtel auf 125 l Kies	9,7	2,279	101	—	—
18	4 Sand		50 l Mörtel auf 150 l Kies	5,0	2,307	100	6,0	1220
19	1 Traß + 1 Kalk- teig + 1,5 Sand	50 l Mörtel auf 150 l Granitsteinschlag	7,4	2,444	106	—	—	—
20	1,5 Traß +	50 l Mörtel auf 100 l Granitsteinschlag	7,3	2,263	118	—	—	—
21	1 Kalk- teig + 2,5 Sand		50 l Mörtel auf 100 l Granitsteinschlag	5,9	2,288	116	—	—
22	$\frac{2}{3}$ Traß +	50 l Mörtel auf 100 l Granitsteinschlag	6,1	2,256	326	—	—	—
23	1 Zement + 3 Sand		50 l Mörtel auf 150 l Granitsteinschlag	5,4	2,366	287	—	—

*) Die Körper lagerten 5 Tage an der Luft, die übrige Zeit unter Wasser.

der kalkärmere (Nr. 1 bis 3) durchschnittlich etwas höhere als der kalkreichere (Nr. 4 bis 6). Die Mischungen mit 1,5 und 2,5 Tl. Sand ergeben geringere Festigkeiten als die fettere Mischung mit nur 1 Tl. Sand.

2. Die Mischungen mit Traßzement (Nr. 13 bis 15 und 16 bis 18) liefern bei größerem Sandgehalt höhere Festigkeiten als die Mischungen mit Traßkalk. Die Mischung mit 4 Tl. Sand (Nr. 16 bis 18) hat wesentlich geringere Festigkeit als die mit 3 Tl. Sand (Nr. 13 bis 15).

3. Bei den Betonmischungen mit Traßkalkmörtel ist der Einfluß der Höhe des Kieszuschlages auf die Festigkeit nur gering; denn die Betonmischungen mit großen Kieszuschlägen haben teils geringere, teils höhere Festigkeiten ergeben als die mit geringem Kieszuschlag. Bei den Betonmischungen mit Traßzementmörtel dagegen beeinflußt die Höhe des Kieszuschlages die Betonfestigkeit ziemlich erheblich. Mit wachsendem Kieszusatz nimmt die Festigkeit des Betons stetig ab.

4. Die Mischungen mit Steinschlag haben höhere Festigkeiten geliefert als die gleichartigen Mischungen mit Kies. Dieser günstige Einfluß des Steinschlagzusatzes ist namentlich bei den Mischungen mit Traßzement in die Augen fallend (vergl. Nr. 22 und 23 mit 13 und 15).

In Tabelle 4 sind die mittleren Festigkeiten der Mörtel angegeben, die zur Herstellung der Betonmischungen in Tabelle 3 dienen. Vergleicht man die Druckfestigkeitswerte der Mörtel mit den Betonfestigkeiten, so erkennt man, in welchem hohen Grade die Festigkeit der Mörtel durch den Zusatz von Kies bzw. Steinschlag herabgesetzt wird. Der Grad dieser Festigkeitsveränderung ist aus den Verhältniszahlen in Tabelle 4 ersichtlich. Berücksichtigen muß man allerdings hierbei, daß die Mörtelkörper kleiner sind als die Beton-

körper und auch bei der Fertigung stärker verdichtet werden als letztere. Über diesen Einfluß der Körpergröße auf die Festigkeit geben die von dem Verfasser seinerzeit ausgeführten Versuche*) Aufschluß.

Aus den Verhältniszahlen ist zu ersehen, daß der Kies die Mörtelfestigkeit stärker herabsetzt als der Steinschlag. Mit einzelnen Betonmischungen sind auch Prüfungen auf Haftfähigkeit ausgeführt worden, und zwar nach zwei Richtungen, durch Haftversuche und durch Biegeversuche. Für die Haftversuche wurden Würfel von 30 cm Kantlänge gefertigt und hierbei ein Rundeisen von 3 cm Dicke eingestampft. Für die Biegeversuche wurden Balken von 1,7 m Länge, 22 cm Höhe und 16 cm Breite mit je 3 Rundeiseneinlagen von 1 cm Durchmesser hergestellt. Die Eisen wurden in 5 cm Abstand von der Zugseite eingelegt.

Im ersten Falle wurde der Gleitwiderstand durch Herausreißen der Eisen bestimmt. Im zweiten Falle wurden die Balken durch zwei Einzelasten bei 1,5 m Stützweite belastet und die Lasten für den Eintritt der ersten Risse, den Beginn des Gleitens der Eisen und den Bruch der Balken ermittelt. Die Ergebnisse dieser Versuche sind der Vollständigkeit halber der Tabelle 3 angefügt.

Eine weitere auf Veranlassung derselben Marinebaubehörde vorgenommene Reihe von Betonprüfungen bezweckte in erster Linie die Feststellung des Einflusses des Alters auf die Festigkeit, und zwar auf die Anfangserhärtung. Nebenher sollte auch die Wirkung eines geringen Zementzusatzes zum Traßkalkmörtel und der Einfluß der Kiesmenge auf die Betonfestigkeit ermittelt werden.

*) Burchartz, Einfluß der Körpergröße auf die Festigkeit von Mörtel und Beton. Mitteilungen aus dem Königl. Materialprüfungsamt. 1902. S. 111 ff.

Tabelle 4.
Festigkeit der Mörtel zu Tabelle 3.
Mittelwerte aus je 5 Einzelversuchen; Alter der Proben 3 Monate*).

Mörtelmischung in Raumteilen				Zugfestigkeit kg/qcm	Druckfestigkeit kg/qcm	Verhältnis der Mörtelfestigkeit (= 100) zur Betonfestigkeit**)			
Traß	Kalkteig	Zement	Sand			100	125	150	
				Teile Kies					
1	2/3	—	1	29,8	220	41	44	37	
1	1	—	1	30,7	210	42	44	40	
1	1	—	1,5	28,1	246	34 (47)	33	30	
1,5	1	—	2,5	27,4	202	27 (58)	28	34 (58)	
2/3	—	1	3	45,8	462	34 (71)	32	28 (62)	
2/3	—	1	4	39,9	402	29	25	25	

*) Die Proben lagerten 2 Tage an der Luft, die übrige Zeit unter Wasser.

***) Die in Klammern stehenden Zahlen beziehen sich auf die Betonmischungen mit Steinschlag.

Tabelle 5.
Ergebnisse der Druckversuche mit Betonkörpern verschiedenen Alters.

Lfd. Nr.	Mischung	Mittlere Druckfestigkeit in kg/qcm nach der überschriebenen Erhärtungsdauer*) in Tagen											Bemerkungen
		2	3	4	5	7	10	14	21	28	45	90	
1	50 Rtl. Mörtel (1,5 Traß + 1 Kalkteig + 2,5 Sand) + 100 Rtl. Kies	2,2	3,6	6,7	12	10	16	23	33	38	42	61	Litergewichte der Betonstoffe. Zement 1,251 kg†) Traß . 0,928 „ Kalkteig 1,402 „ Sand . 1,268 „ Kies . 1,692 „ Die Bereitung der Mörtel- und Be- tonmischungen erfolgte unter Zu- grundelegung vorstehender Raumgewichte.
2	50 Rtl. Mörtel (1,5 Traß + 1 Kalkteig + 2,5 Sand) + 150 Rtl. Kies	2,6	3,6	6,7	8,2	8,4	14	18	28	32	42	66	
3**)	50 Rtl. Mörtel (1,5 Traß + 1 Kalk- teig + 2,5 Sand + 5% Zement) + 100 Rtl. Kies	4,8	10	17	18	14	26	29	40	57	73	83	
4**)	50 Rtl. Mörtel (1,5 Traß + 1 Kalk- teig + 2,5 Sand + 5% Zement) + 150 Rtl. Kies	5,1	9,6	14	11	16	16	21	28	31	40	59	
5***)	50 Rtl. Mörtel (1,5 Traß + 1 Kalk- teig + 2,5 Sand + 10% Zement) + 100 Rtl. Kies	11	15	23	26	28	36	46	53	61	75	114	
6***)	50 Rtl. Mörtel (1,5 Traß + 1 Kalk- teig + 2,5 Sand + 10% Zement) + 150 Rtl. Kies	9,1	11	14	18	18	25	30	37	46	56	86	
7	50 Rtl. Mörtel ($\frac{2}{3}$ Traß + 1 Zement + 3 Sand) + 100 Rtl. Kies	32	49	57	72	80	85	86	103	106	122	164	
8	50 Rtl. Mörtel ($\frac{2}{3}$ Traß + 1 Zement + 4 Sand) + 150 Rtl. Kies	19	22	30	33	33	40	42	49	55	71	90	

Verhältniszahlen; Druckfestigkeit des 2 Tage alten Betons = 100

1	50 Rtl. Mörtel (1,5 Traß + 1 Kalkteig + 2,5 Sand) + 100 Rtl. Kies	100	164	304	545	455	727	1045	1500	1728	1910	2773
2	50 Rtl. Mörtel (1,5 Traß + 1 Kalkteig + 2,5 Sand) + 150 Rtl. Kies	100	138	258	316	323	538	693	1078	1231	1615	2539
3	50 Rtl. Mörtel (1,5 Traß + 1 Kalk- teig + 2,5 Sand + 5% Zement) + 100 Rtl. Kies	100	208	354	375	292	542	604	833	1188	1521	1729
4	50 Rtl. Mörtel (1,5 Traß + 1 Kalk- teig + 2,5 Sand + 5% Zement) + 150 Rtl. Kies	100	188	274	216	314	314	412	548	608	784	1158
5	50 Rtl. Mörtel (1,5 Traß + 1 Kalk- teig + 2,5 Sand + 10% Zement) + 100 Rtl. Kies	100	136	209	236	254	328	418	481	554	682	1036
6	50 Rtl. Mörtel (1,5 Traß + 1 Kalk- teig + 2,5 Sand + 10% Zement) + 150 Rtl. Kies	100	121	154	198	198	275	330	407	506	615	945
7	50 Rtl. Mörtel ($\frac{2}{3}$ Traß + 1 Zement + 3 Sand) + 100 Rtl. Kies	100	153	178	225	250	266	269	322	331	381	512
8	50 Rtl. Mörtel ($\frac{2}{3}$ Traß + 1 Zement + 4 Sand) + 150 Rtl. Kies	100	116	158	174	174	210	221	258	290	374	473

*) Die Probekörper lagerten 5 Tage an der Luft (hiervon 2 Tage in der Form), die übrige Zeit unter Wasser.

***) Der Mörtel bestand aus 1 Rtl. Kalkteig + 1 Rtl. Traß + 2,5 Rtl. Sand + 0,15 Rtl. Zement.

†) Der verwendete Portlandzement ergab in der Normenmörtelmischung 1:3 nach 28 Tagen Wasserlagerung im Mittel

25,0 kg/qcm Zugfestigkeit und 377 kg/qcm Druckfestigkeit.

Die Ergebnisse dieser Versuche sind in Tabelle 5 zusammengefaßt und in Fig. 1 zeichnerisch dargestellt. Aus ihnen ist folgendes zu ersehen:

Bei sämtlichen Betonmischungen schreitet die Erhärtung mit zunehmendem Alter im allgemeinen stetig fort. Nur in einzelnen Fällen wird durch das Einsetzen in Wasser (nach 5 Tagen) ein vorübergehender Stillstand oder gar eine Verminderung der Festigkeit herbeigeführt, die jedoch lediglich eine Folge der mechanischen Einwirkung des in die Körper eindringenden Wassers ist. Der Zusatz von Zement zum Traßkalkmörtel bewirkt, abgesehen von einer

Festigkeitserhöhung, anfangs eine schnellere Erhärtung; später schreitet jedoch die Erhärtung der mit Zement versetzten Mischungen verhältnismäßig langsamer fort als die der Mischungen mit Traßkalkmörtel. Der Erhärtungsfortschritt ist zum Beispiel bei der Mischung 50 Rtl. Mörtel auf 150 Rtl. Kies mit 5% Zementzusatz schließlich so gering, daß die Festigkeit dieser Betonmischung niedriger wird als die der gleichen Mischung ohne Zementzusatz.

Die Erhärtung der Betonmischungen mit Traßzementmörtel verläuft ähnlich wie die der Mischungen aus Traßkalkmörtel mit Zementzuschlag; nur ist hier die Anfangserhärtung eine noch bedeutendere und der Erhärtungsfortschritt bei höherem Alter ein entsprechend geringerer.

Der Grad der Festigkeitszunahme ist aus den Verhältniszahlen in Tabelle 5 ersichtlich.

Bei den Betonmischungen mit Traßkalkmörtel ist die Erhöhung des Kieszuschlages (von 100 auf 150 Tl.) auf die Festigkeit innerhalb der gegebenen Grenzen fast ohne Einfluß; zum

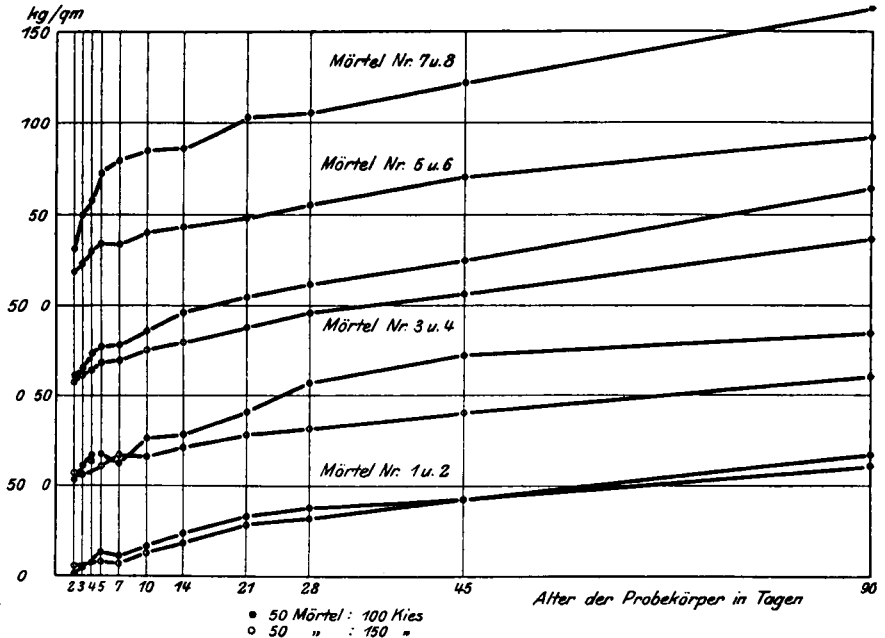


Fig. 1.

Darstellung der Werte nach Tabelle 5.

Beispiel hat der Beton mit 150 Rtl. Kies bei 45 Tagen die gleiche Festigkeit wie der mit 100 Rtl. Kies und bei 90 Tagen sogar höhere Festigkeit als letztere, welche letzteres Ergebnis indessen wahrscheinlich auf Zufälligkeiten zurückzuführen ist. Bei den Betonmischungen mit Zementzuschlag bewirkt dagegen der erhöhte Kieszuschlag eine mehr oder weniger starke Herabminderung der Festigkeit, die namentlich bei den älteren Proben zum Ausdruck kommt. Dies Ergebnis bestätigt also die bei den vorbeschriebenen Reihen gemachten gleichen Beobachtungen.

EIN BEISPIEL FÜR DIE ENTWICKLUNG DES EISENBETONS.

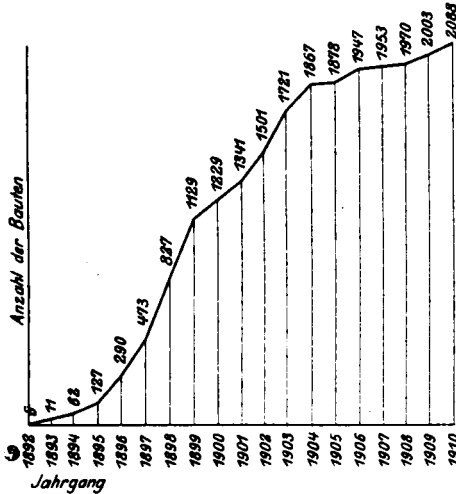
Von Dipl.-Ing. Knauff (Berlin).

In Nr. 9 des laufenden Jahrganges der Zeitschrift „Le Ciment armé“ ist unter dem Titel: „Le Béton armé, système Hennebique, en 1910“ ein in mehrfacher Hinsicht interessanter Aufsatz abgedruckt, der die Veröffentlichung behandelt,

welche von der Firma Hennebique, der größten Eisenbetonunternehmung Frankreichs, alljährlich herausgegeben wird. Aus dieser Veröffentlichung geht die überaus große Zunahme der von genannter Firma sowie den 500 Lizenzinhabern des

618

Systems Hennebique ausgeführten Eisenbetonbauten hervor, und sie gestattet auch einen Rückschluß auf die steigende Verwendung des Eisenbetons überhaupt. Sehr klar wird diese Tatsache zur Anschauung gebracht durch ein Diagramm, welches die Zahl der in jedem Jahr von der Firma ausgeführten Arbeiten darstellt.



Es ergibt sich allerdings aus der Kurve, daß die Zunahme an Ausführungen im Vergleich zu früheren Jahren jetzt langsamer geworden ist. Diese Tatsache wird darauf zurückgeführt, daß unterdessen viele Patente der Firma erloschen sind und andererseits eine ganze Anzahl neuer Konkurrenzfirmen entstanden ist.

Im Jahre 1910 sind von Hennebique für 30

Millionen Francs Bauten ausgeführt worden. Aus einer Tabelle, die hier wiedergegeben sei, geht die Verwendungsart dieser Summe hervor:

	total in Fracs.	in %/o
Eisen	5 700 000	19
Zement	3 600 000	12
Sand und Kies	1 200 000	4
Holz	1 800 000	6
Arbeitslöhne	8 400 000	28
Entwurf, Baumaterialien, allgemeine Unkosten, Unternehmernergewinn	9 300 000	31
	<hr/> 30 000 000	<hr/> 100

Es wird ferner erwähnt, daß die im Jahre 1910 ausgeführten 22 423 Objekte einen Wert von 410 Millionen Francs darstellen, was einem Durchschnittswert von 18 000 Fracs. pro Bau entspricht.

Es wird in dem Aufsatz weiter versucht, aus den Ergebnissen der Zusammenstellung der Firma Hennebique eine Zahl abzuleiten für den Wert der überhaupt in Frankreich pro Jahr ausgeführten Eisenbetonbauten. Unter der Annahme, daß der fünfte Teil des in Frankreich produzierten Zements (d. s. 700 000 t) bei Eisenbetonbauten Verwendung findet, kommt man auf 140 000 t Zement, was unter Ansetzung der in der Tabelle dargestellten Verhältniszahlen einem Gesamtwert von 60 Mill. Fracs. der in Frankreich ausgeführten Bauten entspricht. Die Summe von 30 Mill. Fracs., die sich aus der Veröffentlichung Hennebiques ergibt, bezieht sich auch auf Bauten, die im Ausland ausgeführt wurden. Es wäre erwünscht, daß auch andere größere Firmen solche Jahresberichte herausgeben, aus denen sich dann ähnliche lehrreiche Schlüsse ziehen ließen.

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.

Usine de la société anonyme des chaux et ciments de Rivet (Alger.) Beschreibung der Fabrikanlage. Mit Abb. Revue mat. constr. 1911. Nr. 8.

Die Hupeh-Zementfabrik. Eine mit neuzeitlichen Maschinen ausgerüstete Zementfabrik ist in Wongshikonk in China in der Provinz Hupeh in Betrieb gekommen. Die maschinellen Anlagen kommen aus Deutschland. Tonind.-Ztg. 1911. Nr. 107.

American cement mill machinery. Von Dr. Otto Schott. Kritische Betrachtung der ver-

schiedenen Arten von Zementmahlmaschinen in der Zementindustrie Amerikas und Zusammenstellung der Kosten für Unterhaltung und Kraftverbrauch für eine Anzahl der gebräuchlichsten Systeme. Cement Age 1911. Vol. XIII. Nr. 2.

Some problems of the cement industry. Von Walter S. Laudis. Die Entstehung des Zementes von der Gewinnung der Rohstoffe an wird eingehend beschrieben. Cement Age 1911. Bd. XIII. Nr. 6.

Nuovo processo per ottenere il cemento bianco. Neues Verfahren der Blanc Stainless Cement Co. zur Herstellung von weißem Portlandzement wird beschrieben und die Zusammensetzung des Zementes mitgeteilt. Il Ce-

mento 1911. Nr. 3. — Ciment, Chaux, Plâtre 1910. Nr. 272.

Die Verwendung des Eisens im Hochbau. Äußerung der Schriftleitung. — Erwiderung des Herrn Dipl.-Ing. Fischmann. — Entgegnung des Deutschen Beton-Vereins. — Die Frage der zulässigen Spannungen in eisernen Tragwerken. — Bericht über Versuche Schüles. Mitgeteilt von Dipl.-Ing. F. l'Allemand. Mit Abb. Arm. Beton 1910. Heft 10.

Les conséquences de l'usage des mortiers mal composés. Von Prof. van der Kloes. 10 Abbildungen als Beispiele für das Auswaschen des Mörtels aus den Fugen des Mauerwerks bei Talsperren und Brücken. Bemerkungen dazu vom Verfasser u. a. Revue mat. constr. 1911. Nr. 7.

Influence de la nature des joints dans les constructions artistiques. An einigen Abbildungen wird der Einfluß der Fugen auf das Aussehen von Ziegelmauern gezeigt. Revue mat. constr. et trav. publ. 1911. Nr. 6.

2. Prüfung und Untersuchung.

Zur Konstitution des Portlandzementes. Abdruck eines Aufsatzes aus der Zeitschrift für anorgan. Chemie, in welchem die Versuchsergebnisse amerikanischer Forscher über das Dreistoffsystem $\text{CaO} - \text{Al}_2\text{O}_3 - \text{SiO}_2$ mitgeteilt werden. Tonind.-Ztg. 1911. Nr. 104.

Sulla costituzione ed idratazione del cemento Portland. Über die Konstitution und Hydratbildung des Portlandzementes. Zusammenstellung der bestehenden Theorien; Besprechung der Versuche Keisermanns und ihrer Ergebnisse. Il Cemento 1911. Nr. 11.

Hydratation und Erhärtung des Zementes. Von Prof. Dr. Rohland, Stuttgart. Entgegnung auf die in der Tonind. Ztg. 1911 Nr. 35 erfolgte Besprechung der Dr. Keisermannschen Arbeit durch Prof. Dr. Michaelis. Tonind.-Ztg. 1911. Nr. 116. — vgl. auch L. Juni 1911, I, 2, S. 240.

Erhärtung von Luftkalkmörtel bei zeitweiser Anfeuchtung. Von H. Burchartz. Verfasser teilt Versuchsergebnisse mit, aus denen hervorgeht, daß Kalkmörtel, wenn er von Zeit zu Zeit mit Wasser angefeuchtet wird, besser erhärtet und schneller an Festigkeit zunimmt als solcher, der lediglich der Einwirkung der Atmosphäre ausgesetzt wird. Tonind.-Ztg. 1911. Nr. 107.

Contributo allo studio delle pozzolane italiane. Ricerche su una pozz. di Sicilia. Von Dr. E. Manzella. Ausführliches über die Terra rossa: Vorkommen und Gewinnungsorte, physikalische und mechanische Eigenschaften, chemische Zusammensetzung, hydraulische Eigenschaften, Festigkeitszahlen. Il Cemento 1911. Nr. 14.

Résumé des méthodes présentées par le Dr. Framm à la comm. allde. pour l'uni-

fication de l'analyse des liants hydrauliques. Bericht und Debatte vor der Versammlung der französischen und belgischen Mitglieder des internat. Mat.-Prüf.-Kongresses über die Vorschläge von Dr. Framm zur Vereinheitlichung der Untersuchungsverfahren (und -Ergebnisse) der hydraulischen Bindemittel. Die Meinungen gingen zum Teil sehr auseinander; man kam zu keinem Entschlusse. Revue mat. constr. et trav. publ. 1911. Nr. 5.

Projet de méthode d'analyse du ciment Portland. Vorschlag des Laboratoriums des Vereins deutscher Portlandzementfabrikanten für die Analyse des Portlandzements. Ohne Bemerkungen des Berichterstatters. Revue mat. constr. et trav. publ. 1911. Nr. 5.

Un nuovo apparecchio per la determinazione del carbonato di calcio. Apparat von Lunge & Marchlewski zur Bestimmung des Gehaltes an CaCO_3 ; Beschreibung und Abb. Il Cemento 1911. Nr. 13.

Nouveau volumétre pour déterminer le poids spécifique du ciment. Apparat nach Borch zur Bestimmung des spezifischen Gewichtes des Zements. Mit Abb. Revue mat. constr. 1911. Nr. 7. Vgl. hierzu auch Il Cemento 1911. Nr. 14.

La fragilità delle sabbie normali e l'impastatrice meccanica. Untersuchungen von Ing. Casati in Turin über die Veränderung verschiedener Normalsande (italienischer, französischer, deutscher) beim Durchgange durch eine Mischmaschine der Bauart Steinbrück-Richter; bis zu 30% der Sandkörner werden zerkleinert und damit als Normalsand unbrauchbar gemacht. Ferner sind noch Festigkeitswerte angeführt für Mörtel, der mit Maschine, und für solchen, der von Hand gemischt ist; ersterer ergab durchschnittlich um 50% höhere Werte. Wieweit diese auf die Zerkleinerung in der Mischmaschine zurückzuführen sind, und wieweit auf die bessere Mischung, das läßt sich natürlich nicht sagen. Die Versuche und Ergebnisse liefern ein recht anschauliches Bild. Il Cemento 1911. Nr. 15.

Precauzioni per l'impiego del cemento armato nelle opere marittime. Ausführliche Besprechung und Kritik der vom Ing. Luiggi aufgestellten Leitsätze für die Verwendung von Beton am Meere. Luiggi hatte außer den Forderungen: gutes Mischungsverhältnis, sorgfältige Arbeit, lange Erhärtungsdauer, für die chemische Zusammensetzung des Zementes und für das Mischungsverhältnis bestimmte Bedingungen gestellt, an die nun Betrachtungen chemischer und mechanischer Natur angeknüpft werden. Il Cemento 1911. Nr. 10.

Influenza delle acque saline sulla malta di cemento. Vergleich der Wirkung von (1 proz.) salzhaltigem Wasser mit der des reinen Wassers

auf die Festigkeit von Zementkörpern. Nach den mitgeteilten amerikanischen Versuchen ist ein Unterschied kaum zu bemerken. *Il Cemento* 1911. Nr. 10.

Stato dell'acciaio in una costruzione dopo 14 anni. Conservazione del ferro nelle costruzioni in Cemento armato. Ergebnis: Anstrich des Eisens mit Leinöl vor dem Verlegen in Beton hat keinen Zweck; der Beton schützt unbedingt vor Rost. Anführung von Beispielen. *Il Cemento* 1911. Nr. 8.

L'irrugimento del ferro nel calcestruzzo. Beispiel der guten Erhaltung des Eisens im Beton. *Il Cemento* 1911. Nr. 7.

Die Wirkung des elektrischen Stromes auf Beton und Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. F. P'Allemand. Mit Abb. *Arm. Beton* 1911. Heft 10 und 11.

Rivestimenti per proteggere i serbatoi in calcestruzzo armato. Versuche über die Stärke des Angriffs von Säuren auf Beton; Mitteilung der Ergebnisse. Vorschlag einer Schutzbekleidung für Beton. *Il Cemento* 1911. Nr. 6.

Ricerche sulla impermeabilità del beton. Zur Dichtung der Grundplatte eines großen Speichers wurde Kaliseife auf Vorschlag von Prof. Zielinski in Budapest verwendet; sie lieferte gute Ergebnisse. Beschreibung von Einzelheiten. *Il Cemento* 1911. Nr. 4. s. L. März 1911, I, 2. S. 107.

Proprietà termiche del beton. Versuche im Technologischen Institut von Massachussets über das Verhalten des Betons bei hohen Temperaturen. *Il Cemento* 1911. Nr. 7. Dasselbe sehr ausführlich:

Etudes sur les propriétés thermiques du béton. *Revue mat. constr.* 1911. Nr. 5. s. L. Juni 1911. I, 2. S. 240.

Influenza della temperatura sulla resistenza dei provini di cemento. Versuche von Ing. Casati im Laboratorium für Baustoffprüfung der Technischen Hochschule in Turin. Berücksichtigt wurden Temperaturen von 6°, 16°, 20° und 30°, ausgeführt Zug- und Druckversuche an Proben von Zementmörtel 1:3 im Alter von 7 und 28 Tagen, hergestellt mit 5 verschiedenen Zementen. Von 6° bis zu 16° findet teils Erhöhung, teils Verringerung der Festigkeiten statt, von 16° bis zu 30° nur Erhöhung. Tabellen und Schaubilder sind beigefügt; auch Literaturangaben. *Il Cemento* 1911. Nr. 7.

La prova dei tubi in cemento. Bemerkungen über die Maschinen und die Art der Prüfung von Zementrohren; Mitteilung von Prüfungsergebnissen deutscher Firmen, die mit den Normen des Deutschen Betonvereins gut übereinstimmen. Mit Abb. *Il Cemento* 1911. Nr. 7.

Nuove macchine per le prove dei cementi, beton etc. Neue Druckpresse von 30 t

mit Pendelmanometer, Ölpumpe von Hand betrieben. Gewicht 440 kg. — Zugpresse von 2 t, Ölpumpe von Hand betrieben, Federmanometer. Mit Abb. *Il Cemento* 1911. Nr. 6.

3. Wirtschaftliches.

Eisenbetonbau und Eisenbau. Von Regierungsbaumeister Sonntag. *Arm. Beton* 1910. Heft 9.

Die Geschäftsabschlüsse der Zementindustrie für 1910. Nahezu alle Zementfabriken haben ein ungünstiges Jahr und damit einen Rückgang der Geschäftsergebnisse zu verzeichnen. Zur Ermöglichung einer Gesundung der Verhältnisse wird vor Neugründungen gewarnt. *Betonzeitung* 1911. Nr. 98.

Statistiques Etrangères. Zahlen über die deutsche Ein- und Ausfuhr an Zementen in den Jahren 1908 und 1909. *Revue mat. constr.* 1911. Nr. 8.

Absatz von Zement in Ägypten. Nach dem Bericht des Kaiserl. Konsulats in Alexandrien. Übersicht über Größe und Wert des Anteils der an der Einfuhr beteiligten Staaten in den Jahren 1908—1910. *Beton-Ztg.* 1911. Nr. 36.

Dei Sindacati di vendita. Ausführliche Betrachtungen über den Wert und die Tätigkeit von Verkaufsgenossenschaften. *Il Cemento* 1911. Nr. 11, 12, 15 usw.

L'industrie du ciment Portland en Grande-Bretagne et aux Etats-Unis. Bemerkungen über Art und Umfang der Herstellung, und über eine Veränderung der Normen in Großbritannien und Amerika. *Revue mat. constr. trav. publ.* 1911. Nr. 5.

II. Theorie.

Neue Formeln für die statisch unbestimmte Größe X des steifen Zweigelenrahmens. Von Ing. Morgenstern. Mit Abb. *Arm. Beton* 1910, H. 9.

Neue Formeln zur Berechnung des vierstieligen Rahmens mit Fußgelenken. Von Obering. Morgenstern. Mit Abb. *Arm. Beton* 1911, H. 8.

Beitrag zur Theorie der Vierendeelischen Träger. Statische Untersuchung von Fachwerkträgern mit einzelnen vollwandigen Feldern. Von Dipl.-Ing. H. Marcus. Mit Abb. *Arm. Beton* 1910, H. 11.

Berichtigung und Nachträge zu dem Aufsatz „Der zulässige Verlauf von Stützlinien in Betonbögen bei Berücksichtigung der Unhomogenität des Materials“. Von Reg.-Baumstr. Sonntag. *Arm. Beton* 1910, H. 11.

Die Berechnung der Tragfähigkeit gerammter Pfähle. Von Ing. Richard Kafka. Mit Abbildungen. *Arm. Beton* 1910, H. 11 u. 12.

Contributo al calcolo pratico delle piastre appoggiate sul contorno. Ermittlung der Auflagerdrücke und Biegemomente von allseitig gelagerten Platten und im besonderen Falle einer Platte von der Breite = Stützweite l und unendlicher Länge und einer dreieckigen Platte. Durchrechnung von Beispielen. Il Cemento 1911. Nr. 8, 9 u. 10. — s. L. Juli 1911. II. S. 271.

Die Biegungsbeanspruchungen in der Sohle von freistehenden Behältern mit rechteckigem Grundriß. Von Dr.-Ing. Robert Bortsch, Brünn. Untersuchung der Momentenlinie in der Sohle des Behälters für die verschiedenen möglichen Verhältnisse der Höhe zur Breite des Behälters. Beton u. Eisen 1911. Heft XV u. XVI.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Il legno come armatura tesa nei solidi di calcestruzzo. Versuche mit Holz als Zugbewehrung in Betonbalken und -platten. Der Beton zeigte einen Riß auf die ganze Länge der Holzbewehrung; Verfasser schreibt das dem Quellen des Holzes zu. Ferner war nach dem Bruch der Versuchsbalken und dem Herausziehen der Holzstreifen zu sehen, daß diese an ihrer Unterseite nicht in so guter Berührung mit dem Beton gestanden hatten, wie an beiden Seiten und an der Oberfläche; denn die Maserung des Holzes hatte sich unten nicht im Beton abgezeichnet. Verfasser schreibt das dem Unterschiede der Raumgewichte von Holz und Beton zu und trifft damit wahrscheinlich das richtige. Für die Berechnung setzt er das Verhältnis der Elastizitätszahlen von Beton und Holz gleich $\frac{1}{2}$; der erste Zugriß entstand bei einer rechnerischen Beanspruchung von 35 kg/qcm im Beton und 71 kg/qcm im Holze. Für die Bruchlast werden entsprechend 72,5 und 150 kg/qcm ermittelt. Verfasser sagt selbst, daß das Holz entweder wohl nicht vom besten gewesen sein dürfte, oder daß durch die Art der Belastung (Einzellast in Mitte des Balkens) zusätzliche Biegungsspannungen im Holze entstanden sein können. Zum Schluß wird der Preis für Holzbeton um 10% niedriger als der für Eisenbeton bei gleicher Tragfähigkeit ($\sigma_b = 40$, $\sigma_h = 70$, $\sigma_e = 1000$ kg/qcm) ermittelt. Von Ing. M. Viscardini. Il Cemento 1911. Nr. 6.

Versuche mit Eisenbetonbalken. Ausgeführt in der Materialprüfungsanstalt an der Kgl. Technischen Hochschule Stuttgart. Von Otto Graf. Mit Abb. Arm. Beton 1910, Heft 12.

Eine kurze Bemerkung zu den Säulenversuchen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. E. Mautner. Mit Abbildungen. Arm. Beton 1910, Heft 12.

Versuche über die Haftung zwischen Eisen und Beton. Von Privatdozent Dr.-Ing. E. Preuß. Mit Abb. Arm. Beton 1910, Heft 9.

Studie zur Frage der wahren Größe der

Haftfestigkeit. Von Obering. A. Kleinogel. Mit Abb. Arm. Beton 1910, Heft 10.

Zur Frage der Haftung zwischen Eisen und Beton. Zuschriften von Dr.-Ing. E. Preuß und Prof. R. Baumann, sowie Bemerkungen von Dr.-Ing. E. Probst. Arm. Beton 1911, Heft 8.

Neue Versuche. Mitgeteilt von Dr. E. Probst. Mit Abb. Arm. Beton 1910, Heft 9, 10 u. 11.

Der Brand des Klostertorhofes in Hamburg. Beschreibung des Brandes und Mitteilung der nach dem Brand vorgenommenen Probelastungen in den einzelnen Stockwerken, die beweisen, daß selbst die zur Zeit des Brandes noch ganz frischen obersten Decken eine bedeutende Tragfähigkeit hatten. Beton u. Eisen 1911. Heft XIV u. XV.

Brand eines eingeschalteten Eisenbetonbaues. Brand des Neubaus Klosterhof in Hamburg. Von Privatdozent Dr.-Ing. E. Probst. Mit Abbildungen. Arm. Beton 1911, Heft 7.

Blitzgefahr von Eisenbeton. Die Zentralstelle zur Förderung der Deutschen Portland-Zement-Industrie wendet sich gegen die in einer Tageszeitung geäußerte Befürchtung, daß der Blitz durch den Beton in die Eiseneinlage dringe und durch Elektrolyse den Zusammenhang zwischen Beton und Eisenzerstöre. Tonind.-Ztg. 1911. Nr. 110.

IV. Amtliche Vorschriften über Eisenbetonbau.

Bemerkungen zum Vortrag Schüles über die Frage der zulässigen Spannungen im Eisen. Zuschrift des Herrn Dipl.-Ing. Eggen-schwylar. — Erwiderung desselben. — Professor Schüles Antwort: (An die Schriftleitung „Armierter Beton“). Mit Abb. Arm. Beton 1910, Heft 12.

Rapport du comité américain sur le béton et le béton armé. Vier amerikanische Vereinigungen von Ingenieuren, nämlich die Ver. der Zivilingenieure, die Ver. f. Baustoffprüfung, die Ver. der Eisenbahn- und Straßenbau-Ing. und die Ver. der Portlandzement-Fabrikanten haben ausführliche Leitsätze aufgestellt für die Verwendung des Betons und Eisenbetons. Sie umfassen alle Einzelheiten von der Entwurfsvorbereitung bis zur Abnahme. Revue mat. constr. et trav. publ. 1911. Nr. 4. — s. L. Okt. 1910. IV. S. 404 und Febr. 1911. IV. S. 72.

V. Ausführungen.

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

Il blocco vuoto in calcestruzzo: Ing. Babiczki errechnet für 1 cbm Mauerwerk aus Zementhohlsteinen einen Preis von 12,50 M, für 1 cbm Ziegelmauerwerk einen solchen von 16 M. Weiterhin werden Normen und Vorschriften für die Her-

stellung der Zementohlsteine aufgestellt. *Il Cemento* 1911. Nr. 4.

Mosaico pel beton armato. Mosaik für Eisenbeton. Mit Abb. *Il Cemento* 1911. Nr. 4. — s. L. Dez. 1910. V, 1. S. 486.

Schleuderbetonmasten. In der Internat. Hygieneausstellung zu Dresden sind 4 Schleuderbetonmasten in Form von großen Beleuchtungssäulen aufgestellt, die sich durch außergewöhnliche Schlankheit und Formenschönheit auszeichnen. Mit Abb. *Zement u. Beton* 1911. Nr. 34. — *Tonind.-Ztg.* Nr. 110.

Impianti elettrici in edifici di cemento armato. Vorschläge und Beispiele für die Anbringung elektrischer Leitungen usw. in Gebäuden aus Eisenbeton. Mit einigen Abb. *Il Cemento* 1911. Nr. 10.

2. Ausführungen im Hochbau.

Solai e telli a struttura mista in cemento e terracotta. Beschreibung verschiedener Ausführungen von Decken und Dächern aus Beton (Eisenbeton) und Hohlziegeln, in der Hauptsache solcher, bei denen die Hohlziegel so gebildet sind, daß sie für den Beton (Eisenbeton) die Stampfform darstellen. Mit Abb. *Il Cemento* 1911. Nr. 15.

Solaio in beton sistema Gisshammer. Ausführliche Beschreibung mit Abbildung der schon oft dargestellten Deckenbauweise nach Arch. Gisshammer-Wien. *Il Cemento* 1911. Nr. 8.

Erweiterungsbauten der Holzbearbeitungsfabrik Brüning & Sohn in Langendiebach bei Hanau. Von Ing. E. Neugeboren. Über die vornehmlich aus Eisenbeton hergestellten Bauten werden zur Berechnung und Ausführung eines 19,2 m weit gespannten Eisenbetongewölbes einer Dachkonstruktion und eines 18 m hohen Wasserbehälters nähere Angaben an der Hand von Abbildungen mitgeteilt. *Beton u. Eisen* 1911. Heft XIV u. XV.

Die unterirdischen Marktkasematten in Hamburg. Von Dr.-Ing. Müller. Mit Abb. *Arm. Beton* 1911. Heft 8.

Grande salone in cemento armato nella nuova stazione passeggeri di Karlsruhe. Die Halle des neuen Hauptbahnhofes in Karlsruhe wird beschrieben. *Il Cemento* 1911. Nr. 7. Mit Abb. — s. L. Juni 1910. V, 1. S. 264.

Eisenbetonkonstruktionen beim Gymnasiumneubau in Mülheim (Ruhr). Von Dipl.-Ing. Ernst Mautner. Mit Abb. *Arm. Beton* 1911. Heft 10.

Rheinspeicher für die Stadt Cöln. Von Dipl.-Ing. Adam Haust, Düsseldorf. Am Agrippina-Ufer in Cöln ist ein Speicher errichtet worden, der das größte Lagerhaus sein dürfte, bei dem zum ersten Male alle Bauteile — Fundierung, Stützen, Decken, Wände und das gesamte Dach — in Eisenbeton ausgeführt sind. Das Gebäude

ist 169,69 m lang, 22,05 m breit und im Hauptgebäude 30,45 m hoch über Geländeoberkante; es enthält außer Keller und Erdgeschoß noch 6 Obergeschoßböden, deren zulässige Belastungen von 2000 kg/m² bis 800 kg/m² abnehmen. Die Gründung erfolgte gegenüber zuerst geplanter durchgehender Platte im einzelnen für jede Stütze mittels mit Streckmetall umschnürter Eisenbetonpfähle. Weitere Angaben insbesondere über die Ausbildung und die Berechnung des Daches sowie über die Bauausführung. Mit zahlreichen Abb. *Beton u. Eisen* 1911. Heft XV u. XVI.

Bäckerei nebst Verbindungsbrücke für den Konsumverein Bielefeld. Von Dr.-Ing. Fruchthändler. Mit Abb. *Arm. Beton* 1911. Heft 8.

Serbatoi da petrolio in cemento armato di 160000 metri cubi. Kurze Notiz über 2 Petroleumbehälter von 183,3 m Durchmesser und 7,20 m Höhe in San Luis Opispo, Calif. *Il Cemento* 1911. Nr. 6.

Vom Völkerschlachtdenkmal bei Leipzig. Mit Abb. *Arm. Beton* 1911. Heft 7.

Camini di cemento armato. Beschreibung verschiedener Schornsteine in Eisenbeton, darunter Ausführungen der dänischen Firma Bjalcke & Co. Mit Abb. *Il Cemento* 1911. Nr. 7.

Torre d'osservazione per l'artiglieria di marina presso Kiel. — Beobachtungsturm für die Marineartillerie zu Friedrichsort bei Kiel. Von Ingenieur Jos. Gaugusch. Mit Abb. *Il Cemento* 1911. Nr. 10. — *Arm. Beton* 1910. Heft 12.

Allargamento di strada a sbalzo e su pali. Verbreiterung einer Uferstraße am Comer See (in Tremezzo und Cadenabbia), teils durch Auskragung bis zu 1,50 m über die Vorderkante der bestehenden Mauer, teils durch Anordnung einer Platte, die einerseits auf der alten Mauer, andererseits auf Pfählen in 3,80 m Entfernung von dieser ruht. Entfernung der achteckigen, umschnürten Pfähle voneinander 6 m, ihr Durchmesser 0,4 m; größte Länge 13 m. Gute Abb. *Il Cemento* 1911. Nr. 14.

Unit methods of reinforced concrete construction. In umfangreichem Maße gelangte die „unit“-Bauweise bei Herstellung der Anlage der National Lead Company in St. Louis zur Anwendung. Die einzelnen Konstruktionsteile wurden auf der Baustelle gestampft und alsdann unter entsprechender Verbindung miteinander aufgestellt. Zahlreiche Abbildungen erläutern in anschaulicher Weise den Arbeitsvorgang. *Cement Age* 1911. Bd. XII. Nr. 6.

Edifici in cemento armato fatti con muri preparato in piano. Beschreibung des amerikanischen Verfahrens Aiken zur fabrikmäßigen Herstellung der Außenwände von Gebäuden. In liegenden Formen wird der Beton oder Eisenbeton für eine ganze Wand eingestampft, nach

kurzer Erhärtung mitsamt den Formen hochkantet und ausgeschalt. Mitteilung von Einzelheiten der Bauweise und des Verfahrens. Mit Abb. *Le Génie civil* 1911, Mai. — *Il Cemento* 1911. Nr. 13.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Der Neubau der Dresdener Augustusbrücke, vornehmlich die Eisenbeton ausgeführten Masten und Kandelaber des Neubaus. Von Professor M. Foerster. Mit Abb. *Arm. Beton* 1910. Heft 11.

Die Eisenbetonindustrie auf der Internationalen Hygiene-Ausstellung Dresden 1911. In bescheidenem Umfange, aber dafür ausgezeichneten Beispielen ist der Eisenbetonbau auf der Ausstellung vertreten. Vier prächtige Beleuchtungsmaste der Firma Dyckerhoff & Widmann, nach dem Schleuderverfahren hergestellt, von 17 m Höhe, schmücken den Hauptplatz der Ausstellung. In der Halle für Ansiedlung und Wohnung hat die Firma Kell & Löser ein Portal aus Eisenbeton errichtet. Die Firma Wolle ist durch Ausstellung von Hohldeckenmodellen u. a. vertreten. Besonders hervorzuheben sind schließlich ihrer äußeren Erscheinung wegen die beiden Eisenbetonbrücken über die Lennéstraße, die von der Firma Wayß & Freytag nach einem Entwurfe Prof. Dülfers hergestellt wurden. Mit Abb. *Beton u. Eisen* 1911. Heft XVI. — *Zement u. Beton* 1911. Nr. 34.

Tafeln für Eisenbahnbrücken aus einbetonierten Walzträgern. Von Baurat Kommerell, Berlin. Unter Berücksichtigung des neuen preußischen Lastenzuges von 1911 und für 3,5 m Gleisabstand sind Tafeln zusammengestellt worden, denen bei gegebener Stützweite alle Angaben der erforderlichen Brückenkonstruktion wie Bauhöhe, Trägerprofil, Gewicht, Plattenstärke, Biegemoment, Durchbiegung, Beton- und Eisenmenge usw. ohne weiteres entnommen werden können. Die allgemeine Anordnung wird an der Hand von Zeichnungen erläutert. Ebenso die Grundlagen der statischen Berechnung, der Gang der Berechnung und die Ausführung. Die Verwendung der Tafeln ist bei den Reichseisenbahnen genehmigt und wird seitens der preußischen Staatseisenbahnen empfohlen. Zweckmäßig erscheint ihre Benutzung bei Aufstellung allgemeiner Entwürfe für Bahnlagen. *Zentr. d. Bauv.* 1911. Nr. 78.

Unterführung aus Stampfbeton. Von Dipl.-Ing. Kupfer, Kattowitz. Bauart und Arbeitsvorgang bei Herstellung einer Wegunterführung werden eingehend beschrieben. Die Tragkonstruktion besteht aus einbetonierten I-Trägern. Mit Abb. *Beton u. Eisen* 1911. Heft XV.

Straßenbrücke über den neuen Kieler Güterbahnhof. Von Ing. Victor Mautner, Kiel. Gesamtlänge 100,9 m; diese ist durch Gruppenpfeiler in drei Hauptöffnungen von 26,4, 35,75 und

39,25 m Stützweite unterteilt, welche durch Zwischenstützen als kontinuierliche Träger einmal über zwei Felder, in den beiden anderen Fällen über drei Felder verschiedener Stützweite ausgebildet sind. Mitteilung der statischen Berechnung und einige Abbildungen und Angaben über Entwurf und Ausführung. *Beton u. Eisen* 1911. Heft XIV u. XV.

Die Brücke der „Wiedergeburt“ über den Tiber in Rom (100 m Spannweite). Von Dipl.-Ing. Theodor Gesteschi, Berlin. Einige Angaben über den Entwurf der weitgespannten Massivbrücke und über ihre Herstellung. Der Bogen besitzt $\frac{1}{10}$ Stich. Die Gesamtkonstruktionshöhe im Scheitel beträgt nur 85 cm; die Gewölbstärke im Scheitel 20 cm, am Kämpfer 50 cm. Der Überbau und die Widerlager sind in schmale Quer- und Längswände aufgelöst. Die Gründung erfolgte auf Pfählen, die nach dem Kompressolverfahren hergestellt wurden. Die Eiseneinlagen bestanden aus halbkreisförmigen Eisenstäben. Eigenartig und bemerkenswert ist die Konstruktion des Lehrgerüsts. Des stark wechselnden Wasserstandes des Tibers wegen wurde die Anwendung eines der üblichen hölzernen Gerüste vermieden, dies vielmehr aus Eisenbeton in Gestalt einer Reihe von Jochen mit verbindendem Träger hergestellt. Mit Abb. *Beton u. Eisen* 1911. Heft XIV u. XV.

Il nuovo ponto del esposizione di Roma. Kurze Notizen über die Ausstellungsbrücke in Rom, die 100 m Spannweite aufweist, über die Schwierigkeiten der Gründung und über die Belastungsprobe. Mit Abb. *Il Cemento* 1911. Nr. 8.

Ponte sul Bacchiglione a Vicenza. Beschreibung der baulichen Ausgestaltung der Probelastung einer Hennebique-Bogenbrücke von 22,5 m Lichtweite in Vicenza, erbaut von der Firma Porcheddu in Turin. Durchbiegungsdiagramme, längs und quer. Mit Abb. *Il Cemento* 1911. Nr. 9.

Ponte a tre luci in calcestruzzo armato. Straßenbalkenbrücke in Vicenza von 8 m l. Breite; 5 Hauptträger, Fußwege zum größten Teile ausgekragt. 1 Mittelöffnung 16,2 m, 2 Seitenöffnungen je 12,5 m l. W., Schiefe 45°, Pfeilerstärke 70 cm. Beschreibung und Ergebnisse der Probelastung. Mit Abb. Vergl. auch die vorstehende Bogenbrücke von Vicenza. *Il Cemento* 1911. Nr. 13.

Ponte in calcestruzzo armato eseguito con membrature formate sul suolo. Straßenbogenbrücke über den San Luigi Re bei Ocean-side in Californien. 6 Öffnungen von rd. 32 m; Brückenbreite von rd. 6 m. Kosten etwa 70 M. pro qm. Die Fahrbahn wird getragen von zwei Dreigelenkbögen, deren jeder 40 cm Breite und 60 bis 85 cm Stärke aufweist. Walzgelenke, Beton auf Eisen. Einzelsäulen übertragen die Lasten

der Fahrbahntafel auf die Bögen. Querversteifung zwischen diesen je an Stelle der Säulen. Die einzelnen Bogenschenkel wurden auf einem Gerüst zwischen den Pfeilern gestampft und dann in ihre endgültige Lage hochgezogen. Beschreibung mit Abb. *Il Cemento* 1911. Nr. 11.

The disadvantages of rigid false-work for arch construction. Von Philip Aylet. Unter Hinweis auf die Nachteile der bisher gebräuchlichen starren Lehrgerüstkonstruktionen empfiehlt der Verfasser hängende Lehrgerüste zu verwenden, in der Weise, daß über zwei an oder in der Nähe der Brückenwiderlager aufgestellte Pfeiler ein beiderseits rückwärts verankertes Drahtkabel verlegt wird, an dem in gleichen Abständen senkrechte Hängeketten befestigt sind, an denen der Kranz des Lehrgerüsts aufgehängt ist. Alle Einzelheiten der Bauart werden eingehend beschrieben und dargestellt, ebenso die Ergebnisse von Versuchen in größerem Maßstabe an Hand zahlreicher Abb. *Cement Age* 1911. Bd. XII. Nr. 6.

Verfasser erläutert in einem weiteren Aufsatz:

The Chickahominy river bridge, near Richmond, Va. Die praktische Anwendung eines hängenden Lehrgerüsts bei Herstellung genannter Brücke von rd. 15 m Lichtweite. Das Gewölbe war in 3 Bogenrippen aufgelöst, die der Reihe nach unter Verwendung ein und derselben Hängevorrichtung gestampft wurden. Letztere wird ausführlich nach Bauart und Aufstellung beschrieben. Im Anschluß daran wird einer weiteren Ausführungsform Erwähnung getan, die darin besteht, die Bogenrippen in einer entsprechenden Anzahl Teile auf dem Bauplatz herzustellen, an eingestampften Gasrohrstücken mittels vorbeschriebener Konstruktion aufzuhängen und alsdann die Lücken zu schließen. Zahlreiche Abb. *Zement Age* 1911. Bd. XIII. Nr. 1.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Moli e cassoni in cemento armato. Ausführliche Beschreibung der Hafentmole von Alexandria in Ägypten, ausgeführt von der Firma Hennebique. Sie hat 100 m Länge, 9 m obere Breite und wird gebildet von 5 Caissons, die 20 m lang und 8 m breit sind. Die Höhe beträgt bei zwei von ihnen 5,40 m, bei den übrigen 7 m. Sie sind nur oben offen und im Innern durch Zwischenwände in 20 Zellen eingeteilt. Sie wurden am Lande gestampft, wie Schiffe vom Stapel gelassen, schwimmend an Ort gebracht und dort durch Einpumpen von Wasser in alle Zellen versenkt. Dieses Wasser wurde dann durch Sand ersetzt. Ein großer Caisson wog bei 1100 cbm Inhalt nur etwa 400 t, während er nach der Verfüllung ein Gewicht von 2500 t aufweist. Die Neigung der Helling betrug 1:10. Natürlich mußte, da die Caissons eine geschlossene Sohle hatten, der

Meeresgrund zu ihrer Aufnahme vorher vorgerichtet, d. h. eingeebnet werden; bei großer Wassertiefe ist das aber eine schwierige und teure Arbeit; deshalb hat die Firma Hennebique ein anderes Verfahren vorgeschlagen und sich patentieren lassen: Die Anwendung von Caissons mit einer inneren, von oben nach unten durchgehenden Öffnung, die ein Einebnen des Baugrundes ohne Taucharbeit gestattet.

Vergl. die beistehende Abbildung. Die außenliegenden Zellen werden für das Versenken zunächst mit Wasser gefüllt, das dann durch eine Sandschüttung verdrängt wird. Ausführliche Beschreibung mit guten Abbildungen. *Il Cemento* 1911. Nr. 11.

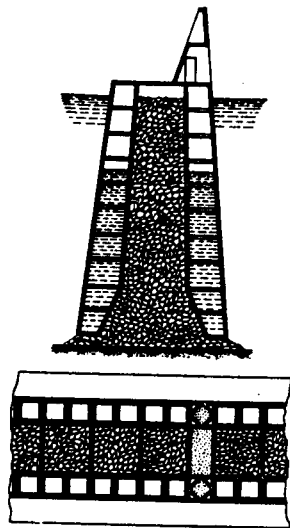
Il Cemento armato nella costruzione dei cassoni pei moli. Beschreibung des Baues einer Hafentmole im Hafen von Nörre-Sundby; Länge 220 m, Tiefe 7,50 m. Die Mauer besteht aus einzelnen Caissons von 10 m Länge, 8 m Höhe, 5,20 m unterer, 2,70 m oberer Breite. Sie wurden im Mischungsverhältnis 1 Zement : 2 Sand : 3 Kies an Land gestampft, schwimmend an Ort geschleppt und dort durch Wassereinlassen versenkt. Mit Abb. *Il Cemento* 1911. Nr. 14.

Canale a lastroni. Kanäle rechteckigen Querschnitts werden nach Eschenbrenner hergestellt aus 2 winkelförmigen Seitenstücken (L \perp), die fertig eingebaut und durch die Sohle dann mit einander verbunden werden. Mit Abb. *Il Cemento* 1911. Nr. 13. — *Arm. Beton*, 1910. Heft 10.

Verbessertes Verfahren für die Ausführung und Versenkung von Eisenbetonsinkstücken nach de Muralt. Von Geh. Hofrat Prof. Engels. Mit Abb. *Arm. Beton* 1911. Heft 9.

Schiffe aus Eisenbeton. Die konstruktiven Einzelheiten eines Kiestransportkahnes, eines Mastenschiffes und eines Ruderbootes werden durch Zeichnungen erläutert. *Zement u. Beton* 1911. Nr. 33.

Die Zuiderseefrage. Von Prof. J. A. van der Kloes, Delft. Gegenüber dem Sperrdamm-entwurf der Staatskommission wird eine andere Bauart unter Verwendung von Eisenbeton emp-



fohlen und kurz erläutert. Mit Abb. Beton u. Eisen 1911. Heft XV.

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

Ein neues Verwendungsgebiet von Traß und Kalk im Straßenbau. Von Prof. M. Foerster. Mit Abb. Arm. Beton 1911. Heft 9.

Il cemento armato negli impianti tramviari urbani. Einige Beispiele für die Verwendung des Betons und des Eisenbetons als Unterbettung für Straßenbahnschienen, nach den Berichten auf dem Internationalen Straßen- und Klein-

bahnkongreß. Mit Abb. Il Cemento 1911. Nr. 9 und 10.

Nuove applicazioni del cemento armato nei lavori delle miniere. Wiedergabe des Vortrages von Dr. Mautner vor dem Betonverein über die Anwendung des Eisenbetons im Bergbau. Mit Abb. Il Cemento 1911. Nr. 15.

Der Elbtunnel in Hamburg. Von stud. Otto Lange. Gedrängte Beschreibung des Bauvorganges dieses eigenartigen und bedeutsamen Bauwerkes. Kurzer Hinweis auf die Gefahrquellen bei der Ausführung: Wassereintrich, Feuersgefahr, Preßluftkrankheit. — Zement u. Beton 1911. Nr. 34.

DIE FESTIGKEIT VON SCHACHTAUSKLEIDUNGEN IN EISENBETON. A 10

In der Abhandlung unter vorstehender Überschrift von Dr. Marcus in Heft 9 des diesjährigen Jahrganges wird für eine Schachtauskleidung aus Mauersteinen von der Stärke d_0 der Ersatz durch Eisenbeton angegeben zu

$$d = 0,55 d_0$$

bei einem Bewehrungsverhältnis $f_c = f'_c = 0,005$ bd.

Ohne irgendwelche Annahmen über äußere Belastungszustände sind vom Unterzeichneten in dem Aufsatz „Die Festigkeit von Schachtausmauerungen aus Beton und Eisenbeton“ in Heft 20, 1909 der „Rundschau für Wirtschaft und Technik“ (oder in Nr. 4, 1910 der Mitteilungen der Deutschen Bauzeitung) als Ersatz einer Schachtausmauerung aus Ziegelsteinen durch Eisenbeton für verschiedene Bewehrungsprozente ρ folgende Stärken ermittelt worden

$\rho = 0,34$	0,555	0,75	1,07
$d = 0,627$	0,585	0,562	0,538 d_0 .

Nebenher sei noch bemerkt, daß es nicht zulässig ist, wie von Marcus geschehen, zur Beurteilung des Sicherheitsgrades die Zugfestigkeit des Eisens einzuführen. Bekanntlich wird die Tragfähigkeit eines Verbundkörpers bereits mit Erreichung der Eisenstreckgrenze erschöpft.

Düsseldorf, 30. Sept. 1911.

E. Elwitz.

Auf die vorstehenden Ausführungen gestatte ich mir folgendes zu erwidern. Die Übereinstimmung zwischen den von Herrn Elwitz und von mir vorgeschlagenen Dimensionierungsformeln ist mehr eine zufällige als eine notwendige, da die Voraussetzungen, unter denen die obigen Zahlen ermittelt worden sind, sich nicht mit denjenigen decken, welche die Grundlage meiner Untersuchung bildeten.

In seiner Veröffentlichung im Heft 4, 1910 der Mitteilungen der Deutschen Bauzeitung stellt Herr Elwitz die Abmessungen des Ersatzquerschnittes aus Eisenbeton unter der Bedingung fest, daß die

Randspannungen des Verbundkörpers die zulässigen Grenzwerte $\sigma_b = 40$, $\sigma_c = 1000$ kg/cm² nicht überschreiten, wenn diejenige Achsialkraft

$$N_0 = b_0 \cdot d_0 \cdot \frac{k_0}{10}$$

und dasjenige Biegemoment

$$M_0 = N_0 \cdot \frac{d_0}{6}$$

aufgenommen werden sollen, welche im Mauerwerk die zulässige Kantenpressung

$$\sigma_{\max} = \frac{k_0}{5}$$

hervorrufen: unter k_0 ist hierbei die Druckfestigkeit des Steinmaterials verstanden.

Herr Elwitz weist ferner nach, daß, wenn die gleiche Achsialkraft N_0 in einer Entfernung

$$y = \frac{d_0}{15}$$

um das 2,6fache vergrößert, die Kantenpressung im Mauerwerk den Grenzwert $\sigma_{\max} = k_0$ erreicht, während sich im Ersatzquerschnitt die Eisen-

spannung der Streckgrenze nähert. Demnach müßten beide Materialien, falls ihre Abmessungen für die gleiche, durch N_0 und M_0 festgelegte

Gebrauchsbelastung bestimmt worden sind, fast zur gleichen Zeit ihre Tragfähigkeit verlieren.

Diese Schlußfolgerung erscheint mir nicht einwandfrei, weil der Vergleich der Tragfähigkeiten nur auf den Randabstand $y = \frac{d_0}{15}$, und die

$$N_0 = b_0 \cdot d_0 \cdot \frac{k_0}{10} \text{ und } M_0 = \frac{13}{30} \cdot d_0 \cdot N_0$$

erstreckt ist. Da es unendlich viele zusammengehörige Werte N_0 und M_0 gibt, die den Bruch des Mauerwerks herbeiführen können, so ist es von vornherein nicht möglich, denjenigen Randab-

stand y festzustellen, bei welchem die gefährlichsten Randspannungen im Verbundkörper entstehen werden. Es ist vielmehr notwendig, nicht

nur für $y = \frac{d_0}{15}$, sondern für alle möglichen

Werte y die volle Gleichwertigkeit von Stein und bewehrtem Beton nachzuweisen.

Wie wenig der Randabstand $y = \frac{d_0}{15}$ als maßgebend angesehen werden kann, geht aus der folgenden kurzen Rechnung hervor. Für den in unserem Aufsatz untersuchten Schacht erhält man beispielsweise für

$$y = \frac{d_0}{15} = \frac{77}{15} = 5,13 \text{ cm}$$

$$N_0 = 18\,000 \cdot 5,13 = 92\,400 \text{ kg,}$$

$$N = 0,945 \cdot 92\,400 = 87\,300 \text{ kg,}$$

$$M_0 = 92\,400 (38,5 - 5,13) = 3\,080\,000 \text{ kgcm,}$$

$$M = 0,892 \cdot 3\,080\,000 = 2\,745\,000 \text{ kgcm,}$$

$$\sigma_b = 121,2 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_c = 2185 \text{ kg/cm}^2.$$

Für $y = \frac{d_0}{6,12} = \frac{77}{6,12} = 12,6 \text{ cm}$ ergibt sich dagegen $\sigma_c = 3400 \text{ kg/cm}^2$.

Diese Zahlen zeigen deutlich, wie wenig zweckmäßig es ist, die Querschnittsbemessung

des Verbundkörpers nur auf Grund der zulässigen Gebrauchsbelastung vorzunehmen.

Im übrigen teile ich die Meinung des Herrn Elwitz vollkommen, daß man die Sicherheit des Verbundkörpers nach dem Verhältnis der Eisen- spannung σ_e zur Streckgrenze beurteilen muß. Am Ende meines Aufsatzes habe ich auch darauf hingewiesen, daß es nicht möglich ist, im Augenblicke, wo sich σ_e der Streckgrenze nähert, die Spannungen im Ersatzquerschnitte festzustellen, und die Einführung einer verkleinerten Zahl k_e im Sicherheitskoeffizienten $s_e = \frac{k_e}{\sigma_e}$ empfohlen. Wählt man k_e zu 3000 — 3300 kg/cm², so dürfte der rechnerische Sicherheitsgrad den wirklichen Verhältnissen am besten entsprechen.

Berlin, 17. Oktober 1911.

Dr.-Ing. H. Marcus.

RECHTSFRAGEN.

Urteil des Reichsgerichts vom 6. Oktober 1911 über das große Bauunglück bei einem Eisenbetonbau in Elbing.

Leipzig, 6. Oktober. (Nachdr. verb.) Die Lolat-Eisen-Betonbau-Gesellschaft, deren Inhaber der Kaufmann Carl L. ist, hatte in Elbing einen Betonbau auszuführen, dessen Leitung und Ausführung L. dem Ingenieur W. und den Betonmeistern R. und später B. übertragen hatte. Als der Bau schon eine ziemliche Höhe erreicht hatte, und als der Betonmeister B. den R. bereits abgelöst hatte, stürzte eines Tages die Betondecke des dritten Stockwerks, deren Verschalungen und Stützen kurz zuvor entfernt worden waren, ein, durchschlug die zwei unteren Stockwerke und traf die unten beschäftigten Arbeiter, von denen einige getötet und eine Anzahl mehr oder weniger schwer verletzt wurden. Wegen dieses Vorfalles wurde Klage gegen L. als den Unternehmer, sowie gegen Ingenieur W. und die Betonmeister R. und B. wegen fahrlässiger Tötung, fahrlässiger Körperverletzung und Verstoßes gegen die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst beim Landgericht Elbing erhoben. Die Angeklagten wurden indessen freigesprochen, da eine Fahrlässigkeit und der ursächliche Zusammenhang zwischen dem Verschulden der Angeklagten und dem eingetretenen Erfolg nicht festgestellt werden könne. Die eigentliche Ursache, welche das Unglück herbeigeführt habe, sei, so führte das Gericht aus, nicht bekannt und könne nicht mehr ermittelt werden. Dasselbe beruhe auf einer Reihe von Umständen, welche zusammengewirkt hätten, die aber im einzelnen nicht festgestellt werden könnten. Keiner der Angeklagten habe eine Ursache gesetzt, die, wenn sie hinweggedacht werde, den eingetretenen Erfolg verhindert haben würde. Wenn auch die Verschalungen und Stützen schon nach 14 Tagen entfernt worden seien, während eine ministerielle Vorschrift eine dreiwöchentliche Frist setze, so könne auch hierin kein Verstoß gegen die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst gefunden werden, da die Fristen für das Ausschalen nicht von vornherein genau fixiert werden könnten, vielmehr von verschiedenen Umständen, namentlich vom Wetter abhängig seien. Selbst eine dreiwöchentliche Frist genüge oft nicht. Es sei nicht

gesagt, daß das Unglück, welches nicht allein auf die Entfernungen der Verschalungen zurückzuführen sei, nicht auch bei späterer Entfernung der Stützen eingetreten wäre. Nach alledem sei die Freisprechung der Angeklagten geboten. — Gegen diese Entscheidung legte die örtliche Staatsanwaltschaft Revision beim Reichsgericht ein, in der sie Verletzung des materiellen Rechts rügte. Der Begriff der Fahrlässigkeit sei verkannt und es fehlten Feststellungen darüber, ob einer der Angeklagten das Unglück habe voraussehen können und welche Maßnahmen zur Verhütung zu unternehmen er unterlassen habe. Wenn die einschlägigen Bauvorschriften innegehalten worden wären, wäre das Unglück nicht geschehen; daher hätte geprüft werden müssen, ob die Konstruktion der Decke den Vorschriften genügt habe. Der höchste Gerichtshof gab indessen in Übereinstimmung mit den Ausführungen des Reichsanwalts dem Antrage des Verteidigers der Angeklagten statt und verwarf das Rechtsmittel als unbegründet. Die Revision müsse an den tatsächlichen Feststellungen des Untergerichts scheitern. Nach der ständigen Rechtsprechung des Reichsgerichts sei eine Fahrlässigkeit ausgeschlossen bei Anwendung der Sorgfalt, welche von den Angeklagten im einzelnen Falle verlangt werden könne. Dieser Punkt sei aber vom ersten Gericht rechtsirrtumsfrei bejaht worden. Auch die Annahme, daß kein Verstoß gegen die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst vorliege, sei nicht zu beanstanden. Allgemein anerkannt sei eine Regel, wenn sie durchweg in den Kreisen der betreffenden Techniker bekannt und als richtig anerkannt sei. Es handle sich also um solche Regeln, die auf Grund technischer Erfahrungen im Kreise der die Baukunst oder deren Zweige Betreibenden als zu befolgen anerkannt seien und deren Nichtkenntnis und Nichtbeachtung mit Gefahr für andere verbunden sei. Was die Kausalität anlange, so könne allerdings fraglich sein, ob dieselbe in bezug auf B. und R. einwandfrei verneint sei. Aber da auch bei ihnen der subjektive Tatbestand, nämlich das Moment der Voraussehbarkeit ohne Rechtsirrtum als nicht vorliegend erachtet sei, müsse es auch hinsichtlich dieser beiden Angeklagten mit der erlassenen Freisprechung sein Bewenden haben. (Aktenzeichen: 4 D 548/11.)

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