

ARMIERTER BETON.

1917. Dezember.

INHALT

Herstellung von Fernheizkanälen aus Eisenbeton. Von Ingenieur Carl Ritter, Klotzsche-Königswald. S. 257.

Eisenbetonkonstruktionen der Westend-Synagoge zu Frankfurt a. Main. Ausgeführt von der Aktiengesellschaft für Hoch- und Tiefbauten Frankfurt a. Main. Von Dipl.-Ing. Deimling. (Schluß von S. 242.) S. 262.

Berechnung eines Rahmenbinders vom Lokomotivschuppen Balingen. Von Ingenieur A. Straßner, Frankfurt a. Main. (Schluß von S. 253.) S. 268.

Literaturschau. Bearbeitet von Dr.-Ing. W. Kunze (Dresden). S. 275.

HERSTELLUNG VON FERNHEIZKANÄLEN AUS EISENBETON.

Von Ingenieur Carl Ritter, Klotzsche-Königswald.

(Nachdruck nur mit Erlaubnis des Verfassers gestattet.)

Das heutige allgemeine Bedürfnis nach Zentralisation hat in den letzten Jahren dazu geführt, bei umfangreichen Fabrikanlagen die Beheizung sämtlicher Gebäude von einer Zentrale aus zu bewerkstelligen. Die Ausführung dieses Prinzips bedingt zur Unterbringung der Rohrleitungen unterirdische Fernheizkanäle.

Nachstehende Abhandlung zeigt die Berechnung sowie Konstruktion eines derartigen Kanals aus Eisenbeton, wie selbiger bei der Bebauung eines weitläufigen Fabrikgeländes durch Verfasser zur Ausführung gelangte.

Die Kanäle wurden als in die Sohle eingespannte Rahmen ausgebildet. Die Bestimmung der drei statisch unbestimmten Größen erfolgte mit Hilfe der Elastizitätsbedingungen:

$$X = \frac{\int M_0 y \, ds}{\int y^2 \, ds} = \frac{S_x}{T_x}$$

$$Y = \frac{\int M_0 x \, ds}{\int x^2 \, ds} = \frac{S_y}{T_y}$$

$$Z = -\frac{\int M_0 \, ds}{\int ds} = -\frac{S}{T}$$

wobei Normalkräfte und Temperatureinflüsse vernachlässigt sind und durchweg konstantes Trägheitsmoment vorausgesetzt wurde. (Müller-Breslau, Neuere Methoden der Festigkeitslehre, 4. Auflage, S. 125.)

Da es sich um Bemessungen verschiedener Kanalquerschnitte handelte, so hat Verfasser allgemeine Formeln der drei statisch unbestimmten Größen abgeleitet, um eine Vereinfachung der Rechenarbeit zu erzielen.

Bestimmung der Konstanten.

Der Angriffspunkt der Kräfte X und Y ist derart anzuordnen, daß

$$\int y \, ds = 0, \quad \int x \, ds = 0, \quad \int xy \, ds = 0$$

wird. Damit diese Gleichungen erfüllt werden, muß der Angriffspunkt mit dem Schwerpunkte des Stabzugs zusammenfallen.

Das elastische Gewicht des Rahmens ist:

$$T = 2h + l.$$

Der Schwerpunktsabstand z_0 von der Achse des Querträgers ergibt sich aus der Momentengleichung

$$z_0 T = 2h \frac{h}{2},$$

$$z_0 = \frac{h^2}{2h + l}.$$

Die y-Achse ist identisch mit der Mittelachse.

Das auf die Achse des Querträgers \overline{CD} bezogene Trägheitsmoment ist:

$$T_{\overline{CD}} = 2 \frac{1}{3} h^3,$$

mithin

$$T_x = T_{\overline{CD}} - T z_0^2$$

$$= \frac{2}{3} h^3 - T z_0^2$$

$$= \frac{2}{3} h T z_0 - T z_0^3$$

$$= T z_0 \left(\frac{2}{3} h - z_0 \right) = \frac{h^2}{3} (2h - 3z_0)$$

$$= \frac{h}{3} (2h^2 - 3h z_0)$$

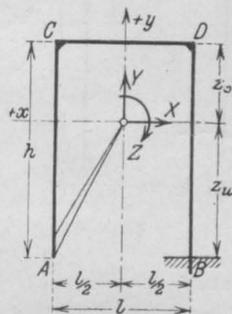


Fig. 1.

oder da

$$h^2 = 2h z_0 + l z_0,$$

$$T_x = \frac{h}{3} [2(2h z_0 + l z_0) - 3h z_0] \\ = \frac{h}{3} (4h z_0 + 2l z_0 - 3h z_0),$$

$$T_x = \frac{h}{3} z_0 (2l + h).$$

Das Trägheitsmoment für die y-Achse ist:

$$T_y = \frac{l^3}{12} + 2h \left(\frac{l}{2}\right)^2,$$

$$T_y = \frac{l^2}{12} (l + 6h).$$

Bestimmung der statisch unbestimmten Größen für vertikale Belastung.

a) Gleichmäßig verteilte Belastung des Querträgers CD.

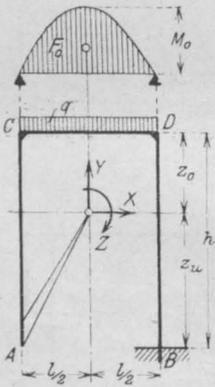


Fig. 2.

$$M_0 = \frac{q l^3}{8},$$

$$S = F_0 = \frac{2}{3} l \frac{q l^2}{8} = \frac{q l^3}{12},$$

$$S_x = F_0 \cdot z_0 = \frac{q l^3}{12} z_0,$$

$$S_y = 0.$$

Somit:

$$X_q = \frac{S_x}{T_x} = \frac{\frac{q l^3}{12} z_0}{\frac{h}{3} z_0 (2l + h)},$$

$$X_q = \frac{q l^3}{4h (2l + h)},$$

$$Y_q = \frac{S_y}{T_y} = 0,$$

$$Z_q = -\frac{S}{T} = -\frac{\frac{q l^3}{12}}{\frac{h}{3} z_0 (2l + h)},$$

$$Z_q = -\frac{q l^3}{12 (2h + l)}.$$

b) Einzellast in der Mitte des Querträgers CD.

$$M_0 = \frac{Pl}{4},$$

$$S = F_0 = \frac{1}{2} l \frac{Pl}{4} = \frac{Pl^2}{8},$$

$$S_x = F_0 z_0 = \frac{Pl^2}{8} z_0,$$

$$S_y = 0.$$

Demnach:

$$X_p = \frac{S_x}{T_x} = \frac{\frac{Pl^2}{8} z_0}{\frac{h}{3} z_0 (2l + h)},$$

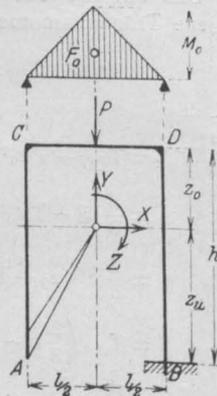


Fig. 3.

$$X_p = \frac{3Pl^2}{8h(2l+h)},$$

$$Y_p = \frac{S_y}{T_y} = 0,$$

$$Z_p = -\frac{S}{T} = -\frac{\frac{Pl^2}{8}}{\frac{h}{3} z_0 (2l + h)},$$

$$Z_p = -\frac{Pl^2}{8(2h+l)}.$$

c) Gleichmäßig verteilte Belastung sowie Einzellast in der Mitte des Querträgers CD.

$$X_{q+p} = \frac{q l^3}{4h(2l+h)} + \frac{3Pl^2}{8h(2l+h)},$$

$$X_{q+p} = \frac{l^2 (q l + 1,5 P)}{4h(2l+h)},$$

$$Y_{q+p} = 0,$$

$$Z_{q+p} = -\frac{q l^3}{12(2h+l)} - \frac{Pl^2}{8(2h+l)},$$

$$Z_{q+p} = -\frac{l^2 (q l + 1,5 P)}{12h(2h+l)}.$$

Bestimmung der statisch unbestimmten Größen für horizontale Belastung durch Erddruck.

Der Erddruck wirke zunächst nur auf einer Seite, am Schlusse werden alsdann die Momente mit Rücksicht auf die Belastung von beiden Seiten festgestellt.

Zur Ermittlung der Momentenfläche und des Schwerpunktsabstandes wird die Trapezfläche in ein Rechteck und ein Dreieck unterteilt.

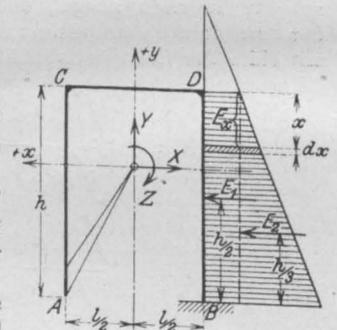


Fig. 4.

Für das Rechteck ist:

$$E_x = \frac{E_1}{h} x; \quad M_x = \frac{E_1}{h} x \frac{x}{2}; \quad M_x dx = \frac{E_1 x^2}{2h} dx,$$

somit die Momentenfläche:

$$F_{01} = \frac{E_1}{2h} \int_0^h x^2 dx = \frac{E_1 h^2}{6}$$

Für das Dreieck ist:

$$E_x = \frac{x^2}{E_2 h^2}; \quad M_x = E_2 \frac{x^2}{h^2} \frac{x}{3}; \quad M_x dx = \frac{E_2 x^3}{3h^2} dx.$$

Bemerkung: Bei den Wänden wird eine einseitige Belastung nicht berücksichtigt. Der Böschungswinkel φ betrage 38° und das Gewicht der Erde $\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$.

1. Belastungsannahme.

a) Horizontale Belastung:

$$\begin{aligned} \text{Überschüttung} & \frac{0,30 + 0,32}{2} 1800 = 558 \text{ kg/m}^2, \\ \text{Deckenplatte} & \frac{0,20 + 0,18}{2} 2400 = 456 \text{ " ,} \\ & \underline{\quad\quad\quad} \\ & q = 1014 \text{ kg/m}^2. \end{aligned}$$

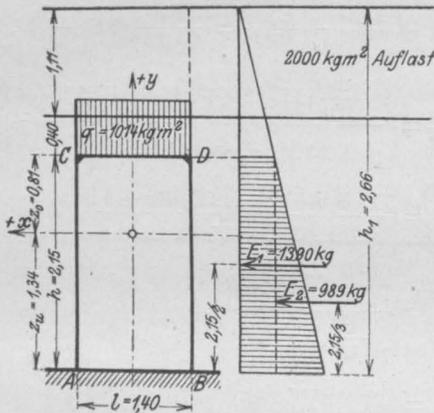


Fig. 7.

b) Vertikale Belastung:

$$\begin{aligned} E &= \frac{\gamma}{2} h_1^2 \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \\ &= \frac{1800}{2} h_1^2 \text{tg}^2 \left(45 - \frac{38}{2} \right), \\ E &= 214 h_1^2, \\ h_1 &= \frac{2000}{1800} + 0,40 + 2,15 = 3,66 \text{ m}, \\ E &= 214 (3,66^2 - 1,51^2) = 2379 \text{ kg}, \\ E_2 &= 214 \cdot 2,15^2 = 989 \text{ kg}, \\ E_1 &= 2379 - 989 = 1390 \text{ kg}. \end{aligned}$$

Bestimmung der statistisch unbestimmten Größen.

a) Infolge vertikaler Belastung

$$\begin{aligned} X_q &= \frac{1014 \cdot 1,40^3}{4 \cdot 2,15 (2 \cdot 1,40 + 2,15)} = 65 \text{ kg}, \\ Y_q &= 0, \\ Z_q &= - \frac{1014 \cdot 1,40^3}{12 (2 \cdot 2,15 + 1,40)} = -41 \text{ mkg}. \end{aligned}$$

b) Infolge horizontaler Belastung

$$\begin{aligned} X_E &= \frac{5 \cdot 1390 (2 \cdot 2,15 + 3 \cdot 1,40) + 2 \cdot 989 (3 \cdot 2,15 + 4 \cdot 1,40)}{40 (2 \cdot 1,40 + 2,15)} \\ &= 419 \text{ kg}, \\ X_E &= \frac{2,15^2 (2 \cdot 1390 + 989)}{2 \cdot 1,40 (1,40 + 6 \cdot 2,15)} = 435 \text{ kg}, \\ Z_E &= \frac{2,15^2 (2 \cdot 1390 + 989)}{12 (2 \cdot 2,15 + 1,40)} = 255 \text{ mkg}. \end{aligned}$$

Bestimmung der Eckmomente.

$$\begin{aligned} M &= M_0 - X y - Y x + Z, \\ Z_o &= \frac{2,15^2}{2 \cdot 2,15 + 1,40} = 0,81 \text{ m}, \\ Z_u &= 2,15 - 0,81 = 1,34 \text{ m}. \end{aligned}$$

a) Für vertikale Belastung.

$$\begin{aligned} M_A = M_B &= 0 - 65 (-1,34) - 0 - 41 = +46 \text{ mkg}, \\ M_C = M_D &= 0 - 65 \cdot 0,81 - 0 - 41 = -94 \text{ mkg}. \end{aligned}$$

b) Für horizontale Belastung.

$$\begin{aligned} M_A &= 0 - 419 (-1,34) - 435 \cdot 0,70 + 255 = +512 \text{ mkg}, \\ M_B &= -1390 \cdot \frac{2,15}{2} - 989 \cdot \frac{2,15}{3} - 419 (-1,34) \\ &\quad - 435 (-0,70) + 255 = -1082 \text{ mkg}, \\ M_C &= 0 - 419 \cdot 0,81 - 435 \cdot 0,70 + 255 = -389 \text{ mkg}, \\ M_D &= 0 - 419 \cdot 0,81 - 435 (-0,70) + 255 = +220 \text{ mkg} \end{aligned}$$

und da der Erddruck auf beiden Seiten wirkt:

$$\begin{aligned} M_A = M_B &= +512 - 1082 = -570 \text{ mkg}, \\ M_C = M_D &= -389 + 220 = -169 \text{ mkg}. \end{aligned}$$

Es betragen somit die endgültigen Eckmomente, da lotrechte und wagerechte Belastung zusammenwirkt:

$$\begin{aligned} M_A = M_B &= +46 - 570 = -524 \text{ mkg}, \\ M_C = M_D &= -94 - 169 = -263 \text{ mkg}. \end{aligned}$$

Bodenplatte: Zur Berechnung derselben wird angenommen, daß sich das Gewicht der Deckenplatte, Wände und Überschüttung gleichmäßig auf den Baugrund überträgt; durch diese Bodenpressungen wird die Bodenplatte auf Biegung beansprucht, wobei das Eigengewicht der Platte selbst für Biegung herausfällt.

Belastung:

$$\begin{aligned} \text{Überschüttung} & 1,60 \frac{0,30 + 0,32}{2} 1800 = 893 \text{ kg/m} \\ \text{Deckenplatte} & 1,60 \frac{0,20 + 0,18}{2} 2400 = 730 \text{ " ,} \\ \text{Seitenwände} & 2 \cdot 1,90 \cdot 0,20 \cdot 2400 = 1824 \text{ " ,} \\ & \underline{\quad\quad\quad} \\ & \text{pro lfdm} = 3447 \text{ kg} \end{aligned}$$

mithin pro q_m

$$\begin{aligned} q_u &= \frac{3447}{1,60} = 2154 \text{ kg/m}^2, \\ M_u &= \frac{2154 \cdot 1,40^2}{8} = 528 \text{ mkg}. \end{aligned}$$

Der vollständige Momentenverlauf ist in Fig. 8 graphisch dargestellt.

2. Belastungsannahme.

a) Horizontale Belastung:

$$\text{Platte } \frac{0,20 \cdot 0,18}{2} \cdot 2400 = 456 \text{ kg/m}^2.$$

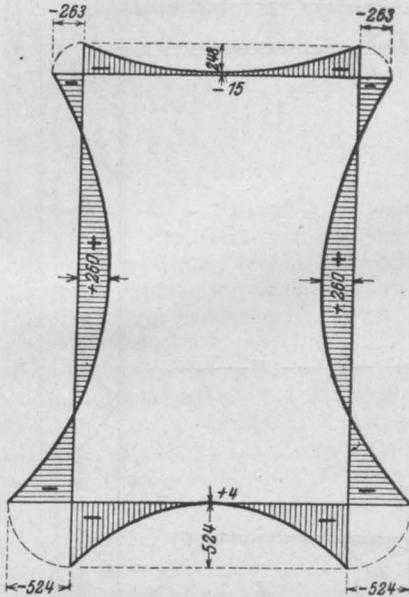


Fig. 8.

Einzellast in Deckenmitte durch den Rad-
druck des Vorderrades einer Dampfwalze von
23 t Dienstgewicht.

Gewicht des Vorderrades 10 000 kg,
Radbreite 1,06 m.

Nach den neuesten Bestimmungen für Aus-
führung von Bauwerken aus Eisenbeton, auf-
gestellt vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton
1915, kann rechtwinklig zu den Zugeisen mit
einer Lastverteilung unter 45° bis Plattenunter-
kante gerechnet werden.

Die Einzellast ist somit für einen Platten-
streifen von 1,00 m Breite bei 20 cm Plattenstärke

$$P = \frac{10\,000}{1,06 + 2 \cdot 0,20} = 6850 \text{ kg.}$$

b) Vertikale Belastung:

$$E = 214 \cdot (2,25^2 - 0,10^2) = 1081 \text{ kg,}$$

$$E_2 = 214 \cdot 2,15^2 = 989 \text{ kg,}$$

$$E_1 = 1081 - 989 = 92 \text{ kg.}$$

Bestimmung der statisch unbestimmten Größen.

a) Infolge vertikaler Belastung:

$$X_{q+P} = \frac{1,40^2 (456 \cdot 1,40 + 1,5 \cdot 6850)}{4 \cdot 2,15 (2 \cdot 1,40 + 2,15)} = + 502 \text{ kg,}$$

$$Y_{q+P} = 0,$$

$$Z_{q+P} = - \frac{1,40^2 (456 \cdot 1,40 + 1,5 \cdot 6850)}{12 (2 \cdot 2,15 + 1,40)} = - 313 \text{ mkg.}$$

b) Infolge horizontaler Belastung:

$$X_E = \frac{5 \cdot 92 (2 \cdot 2,15 + 3 \cdot 1,40) + 2 \cdot 989 (3 \cdot 2,15 + 4 \cdot 1,40)}{40 (2 \cdot 1,40 + 2,15)} = + 140 \text{ kg,}$$

$$Y_E = \frac{2,15^2 (2 \cdot 92 + 989)}{2 \cdot 1,40 (1,40 + 6 \cdot 2,15)} = + 135 \text{ kg,}$$

$$Z_E = \frac{2,15^2 (2 \cdot 92 + 989)}{12 (2 \cdot 2,15 + 1,40)} = + 79 \text{ mkg.}$$

Bestimmung der Eckmomente.

a) Für vertikale Belastung:

$$M_A = M_B = 0 - 502 (-1,34) - 0 - 313 = + 360 \text{ mkg,}$$

$$M_C = M_D = 0 - 502 \cdot 0,81 - 0 - 313 = - 720 \text{ mkg.}$$

b) Für horizontale Belastung:

$$M_A = 0 - 140 (-1,34) - 135 \cdot 0,70 + 79 = + 172 \text{ mkg,}$$

$$M_B = - 92 \frac{2,15}{2} - 989 \cdot \frac{2,15}{3} - 140 (-1,34) - 135 (-0,70) + 79 = - 447 \text{ mkg,}$$

$$M_C = 0 - 140 \cdot 0,81 - 135 \cdot 0,70 + 79 = - 129 \text{ mkg,}$$

$$M_D = 0 - 140 \cdot 0,81 - 135 (-0,70) + 79 = + 60 \text{ mkg.}$$

Daher:

$$M_A = M_B = + 172 - 447 = - 275 \text{ mkg,}$$

$$M_C = M_D = - 129 + 60 = - 69 \text{ mkg.}$$

Und somit die endgültigen Eckmomente:

$$M_A = M_B = + 360 - 275 = + 85 \text{ mkg,}$$

$$M_C = M_D = - 720 - 69 = - 789 \text{ mkg.}$$

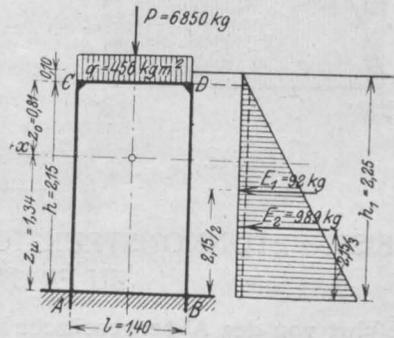


Fig. 9.

Bodenplatte.

Belastung:

$$\text{Deckenplatte } 1,60 \cdot \frac{0,20 + 0,18}{2} \cdot 2400 = 730 \text{ kg/m}$$

$$\text{Seitenwände } 2 \cdot 1,90 \cdot 0,20 \cdot 2400 = 1824 \text{ "}$$

$$\text{Dampfwalze } = 6850 \text{ "}$$

mithin pro lfdm 9404 kg

und pro qm

$$q_u = \frac{9404}{1,60} = 5880 \text{ kg/m}^2,$$

$$M_u = \frac{5880 \cdot 1,40^2}{8} = 1441 \text{ mkg.}$$

Der vollständige Momentenverlauf ist in Fig. 10 zeichnerisch dargestellt.

Die Querschnittsbemessung des Rahmens erfolgte nach dem bekannten Verfahren für exzentrischen Druck. In Fig. 11 ist der Kanalquerschnitt mit der vollständigen Eiseneinlage dargestellt.

Schlußbemerkung: Zur Berechnung wurden die starre Einspannung voraussetzenden Ableitungen des eingespannten Rahmens verwandt, da die Bedingung, daß das Trägheitsmoment der Bodenplatte im Verhältnis zu dem der Wände und Decke reichlich groß ist ($\frac{30^3}{20^3} = 3,5$), annähernd erfüllt sein dürfte.

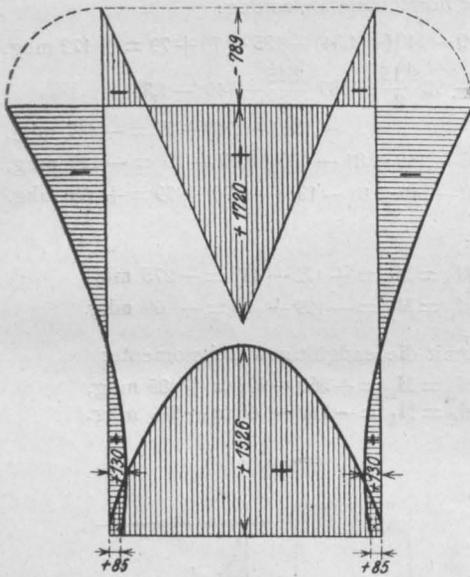


Fig. 10.

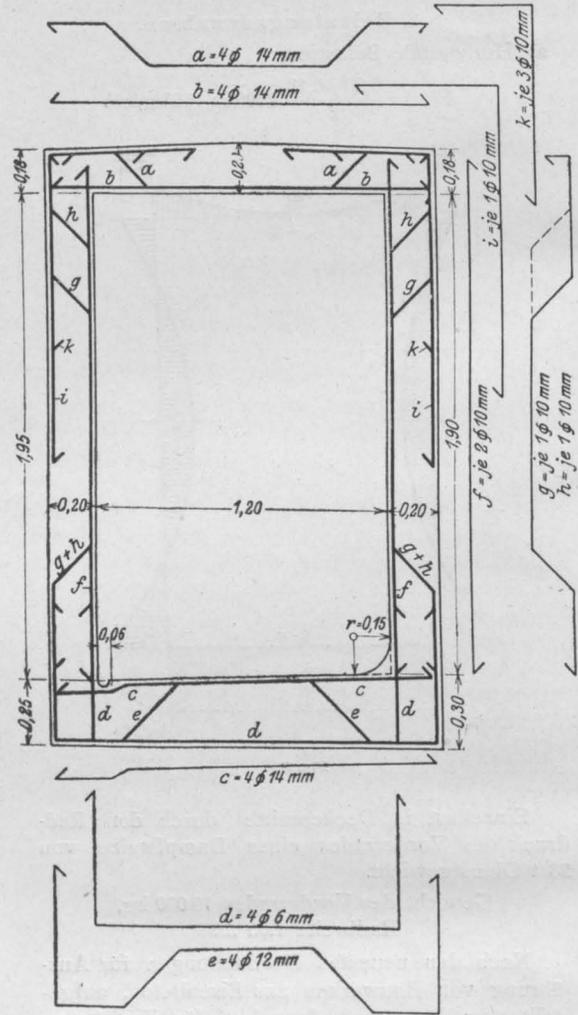


Fig. 11.

EISENBETONKONSTRUKTIONEN DER WESTEND - SYNAGOGE ZU FRANKFURT a. MAIN.

Ausgeführt von der Aktiengesellschaft für Hoch- und Tiefbauten Frankfurt a. Main.

Von Dipl.-Ing. Deimling.

(Schluß von S. 242.)

Außer diesen Hauptquerschnitten hat man noch eine Reihe anderer Schnitte untersucht, vor allem an den verschiedenen Türen in Höhe der Stürze und Schwellen, um die infolge des Horizontalschubes auftretenden Querkräfte in geeigneter Weise aufzunehmen und die Pfeiler an den Durchbrechungen durch Sondereiseneinlagen zu verstärken. In leichter Eisenkonstruktion aus

je zwei U- und Winkleisen hergestellte Umrahmungen sind um die Türöffnungen herumgezogen und so berechnet und konstruiert worden, daß sie einen Teil der in den Querschnitten auftretenden Querkräfte und Zugspannungen aufzunehmen vermögen. Den durch die Türöffnungen zerlegten Pfeilerteilen ist soviel Horizontalschub zugewiesen, als ihren Trägheitsmomenten entsprach, dies

setzt gleiche Spannungserhöhung in Richtung der angreifenden Kräfte voraus.

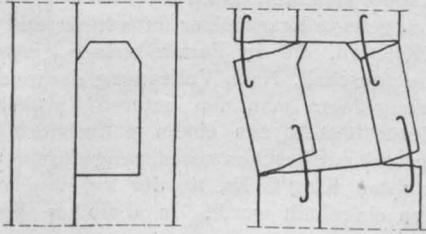


Fig. 8.

Es gelang, diese Zusatzkräfte ohne wesentliche Erhöhung der zulässigen Druckspannungen an den stärksten beanspruchten Stellen aufzunehmen.

Immerhin mußten für diese Zusatzspannungen auf den Zugseiten besondere Eisen zur Behebung eingelegt werden.

Die Normalkräfte sind bei der Berechnung der Formänderungsarbeit des Bogens nicht berücksichtigt worden, ihr Einfluß war etwa $\frac{1}{2}$ v. H., wie sich bei den ersten Durchrechnungen ergeben hatte. Das Trägheitsmoment des Bogens ist ohne

Die Rüstung des Bogens wurde, wie es dem Zwecke entsprach, nur für Eigenlast mit geringer Auflast durchgerechnet und kräftig ausgebildet. Auf einen bis zur Höhe des Kämpfers reichenden Unterbau, der auf durchgehendem Schwellrost ruht, sind zum Abgleich je zwei Träger Nr. 38 gelegt worden, die Querbölzer mit je 18 Spindeln insgesamt pro Bogen tragen. Darüber baute sich das abgebundene Lehrgerüst aus zwei Lehrbögen auf, deren Anordnung normale Konstruktionen aufwies.

Nachdem die Betonierung bis etwa Kämpferhöhe vorgeschritten war, sind die letzten Eisen eingelegt und durch kräftige Bügel verbunden worden. Abweichend von dem üblichen Verfahren der Gewölbebetonierung ist man hier in der Weise vorgegangen, daß man bis etwa 3,50 m über Kämpfer die Pfeiler betonierte, dann die Seitenteile symmetrisch zur Gewölbeaxe mit scharfer Abtrennung durch kräftige Zwischenschalung herstellte, darauf das ca. 1,5 m große Keilstück im Scheitel, und zuletzt nach 2—3tägiger Erhärtung dieser Teile die Verbindungsstücke im Anschluß des Bogens an den Kämpfer. Die zuletzt ausge-

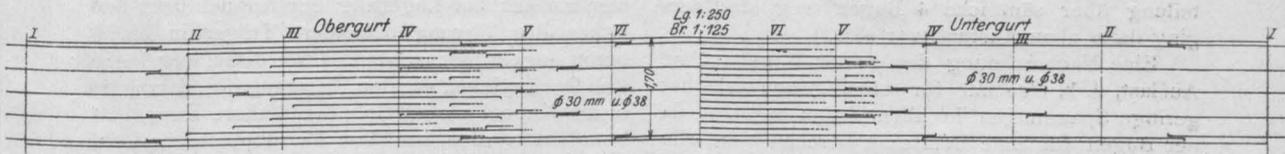


Fig. 10.

Rücksicht auf die spätere Eiseneinlage eingesetzt, d. h. es entsprach dem vollen Betonquerschnitt. Wollte man ganz genau gehen, so wäre eine spätere Korrektur unter Berücksichtigung der ohne Betonzugspannung ermittelten Eiseneinlage und der sich hieraus ergebenden Trägheitsmomente und Neutralaxen erforderlich gewesen. Von dieser genauen, unter Umständen mehrmals notwendigen Durchrechnung nahm man aber Abstand, weil die Verschiebung der Bogenaxe unwesentlich war und für die Pfeiler wiederum bestimmte Annahmen gemacht werden mußten. Die Spannungen des Bogens hielten sich in durchweg zulässigen Grenzen, die maximalen Eisenspannungen gehen etwas über 1000 kg/cm^2 , die Betondruckspannungen in den Pfeilern unter Berücksichtigung der Zusatzspannungen an den Türen, bis zu 50 kg/cm^2 . Die Betonmischung ist für die gesamte Vierung zu 1:5 (ca. 320 kg Zement pro cbm Beton) bei Verwendung des ausgezeichneten Rheinkiesmaterials gewählt worden.

Die Herstellung der Vierung ging in der Art vor sich, daß man nach Betonierung der Fundamente die Gerüste für Bogen und Vierungspfeiler erstellte, dann die Schalung aufbaute und die Eisen bis zum Übergang des Bogens in die Vierung einbrachte.

führten Stücke sind mit sogenanntem, verlorenem Kopf hergestellt worden, damit der an sich breiig gemachte Beton dicht an der oberen Fuge anschoß.

Nachträglich angestellte genaue Untersuchungen der Bogen zeigten, daß sich dieses Betonierungsverfahren bewährt hatte, da nirgends auch nur die kleinsten Fugen- oder Rißbildungen wahrzunehmen waren, Setzungen des Gerüsts bei der Betonierung der Mittelstücke 2, die links und rechts bei jedem Bogen symmetrisch aufgebracht waren, wurden während der Herstellung bis zu 2 cm festgestellt.

Es war daher wahrscheinlich, daß sich auch noch nach Betonierung der Zwischenstücke 4 geringe Senkungen des Mittelstückes einstellen würden, die ein dichtes Zusammenpressen der Fugen zwischen den Einzelteilen ergeben mußten.

Eine Eiseneinlage ist sowohl in der inneren Leibung als auch im Gewölberücken an solchen Stellen durchgeführt worden, wo nur Druckspannungen auftreten. Im Übrigen ist sie den Span-

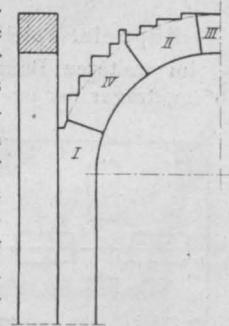


Fig. 9.

nungsermittlungen angepaßt und berücksichtigt in ihrer Form, in gleicher Weise wie bei einem Balken, die auftretenden Scherkräfte. Nach etwa 3—4wöchiger Erhärtung wurde mit dem Aufbau des Tambours begonnen und ca. 6 bis 7 Wochen nach Vollendung der Betonierung mit dem Ausrüsten. Während des Ablassens der Spindeln und Senken des Gerüsts, das jeweils von der Mitte aus nach den Kämpfern zu für sämtliche 4 Bogen gleichmäßig vorgenommen wurde, machte man Nivellements und eine Messung der Einsenkungen. Wie aber bei der großen Scheitelstärke des Bogens und seiner dazu verhältnismäßig geringen Spannweite und vollen Halbkreisform zu erwarten stand, ließen sich keine meßbaren Senkungen feststellen.

Der weitere Aufbau des Tambours und der Kuppeln, bei denen darauf gesehen wurde, daß immer eine einigermaßen gleichmäßige Lastverteilung über sämtliche 4 Bogen weg stattfand, ging dann ohne Anstand vor sich.

Eine Nachrechnung des reinen Bogens ohne Auflast, d. h. also nur für sein Eigengewicht hat geringe Spannungen in allen Teilen ergeben, da der Bogen für eine Belastung berechnet ist, die sich auf den mittleren Bogenteil konzentriert.

Der Gewölberrücken ist gleich beim Betonieren des Bogens mit treppenförmigen Absätzen zur Aufnahme des Tambourmauerwerks versehen worden, wie dies aus Fig. 9 hervorgeht.

Kuppeln. (Siehe Fig. 13 u. folgende).

Im weiteren Baufortschritt wurden die Eckabfangträger der inneren Kuppel ausgeführt und diese Träger und der Ring so gestaltet, daß diese Kuppel nachträglich aufgebaut werden konnte. Aus den Balken vorstehende Eisen und eine widerlagerförmige Gestaltung der Auf-lagersicherten Verband und Lagerung der Kuppel. Der Tambour wurde dann bis zum Ansatz der

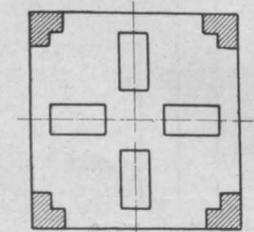


Fig. 11.

Außenkuppel ca. 24 m über Erdgeschoßfußboden hochgemauert. Inzwischen stellte man das aus 4 abgebundenen Standgerüstteilen, wie sie bei Hochbauten in Frankfurt verwendet werden, von je 5,0·2,5 m Grundrißfläche bestehende Gerüst der Außenkuppel auf, siehe Skizze, verband diese in verschiedenen Höhen unter sich, steifte sie kräftig aus und deckte sie in Höhe Kuppelanfang kräftig

ab. Auf diesem Boden wurde nun das aus Meridian-Lehrbogen bestehende Lehrgerüst der Außenkuppel errichtet, durch mehrere in Parallelkreisen angelegte Kranzhölzer unterstützt und mit kurzen Brettern, die in Parallelkreisen ringsum gingen, eingeschalt. Nach Vollendung der inneren Einschaltung legte man den unteren Kuppelring ein. Dieser besteht aus einem in Kreisform gebogenen und mit Laschen zusammengefügt und verschraubten Ring U Nr. 10, der vollständig in Kiesbeton eingehüllt wurde. In ähnlicher Weise,

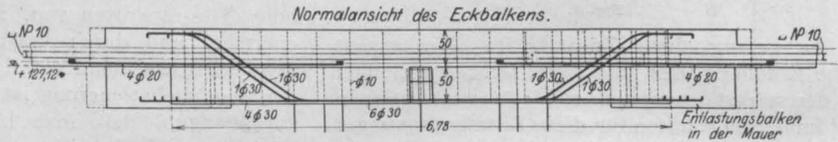


Fig. 12.

wie bei der inneren Kuppel ist dieser Betonkranz widerlagerförmig abgeschrägt und mit kurzen Eisen versehen worden, die sich an die doppelte Meridianeiseneinlage der Außenkuppel anschließen und den Verband mit ihr bewerkstelligen. Auch hier mußten zur Lagerung der Kuppel über den Ecken der Vierung besondere Träger in Eisenbeton angeordnet werden. Über diese weg legen sich Dachzwickel, die den Übergang des Tambours in die Kuppel vermitteln. Die äußere Kuppel ist betoniert worden, nachdem das doppelte Geflecht vollständig aufgelegt war. Sie hat einen lichten Durchmesser von 20 m, eine Höhe von 9 m, eine obere Stärke von 12 cm, eine untere von 15 cm übergehend in den kräftiger ausgestalteten Fuß. Sie trägt in Mitte eine kleine niedrige Laterne von 4,50 m \varnothing und ca. 1,50 m Höhe, von ebenfalls massiver Ausführung.

Die Eiseneinlage der als Schale ohne Rippen hergestellten Kuppel ist eine doppelte und jeweils kreuzweise in Meridian- und Parallelkreisen angeordnet, sie besteht aus Rundeisen von \varnothing 7 bis 16 m/m. (siehe Fig. 13).

Zur genaueren Distanzhaltung der Doppel-eiseneinlage und um die Steifigkeit der Schale zu erhöhen, sind 4 Rundeisen von 12 mm zu festen Gerippen von etwa 8,5 cm l. Breite und in Höhen, die der Betonstärke angepaßt sind, geflochten und als Meridianeinlagen, anstelle von Rippen vom Fuß bis zum Laternenring in unteren Abständen von ca. 1,15 m aufgelegt worden. Zwischen diesen festen Eiseneinlagen wurden die der Parallelkreise und leichtere in Meridianrichtung eingeflochten. Auch in der Richtung der Parallelkreise sind in Abständen von 1 m je 2 Eisen \varnothing 16 m/m als Verstärkungsringe geordnet, die übrigen mit 7 m/m zwischen gefügt.

Die Kuppel selbst besteht mit Ausnahme des Fuß- und Laternenringes, die in der Hauptsache aus Kiesbeton erstellt sind, aus einer nagelbaren

Mischung von 1 Teil Zement mit 2 Teilen Sand und 5 Teilen Bims Kies, wie er in der Grube direkt gewonnen wird. Das spezifische Gewicht des fertigen Betons beträgt ca. 1,5.

Vorausgegangene Versuche und ein im Jahre 1907 in der Frankfurter Ostend-Synagoge ausgeführtes Tonnengewölbe von 20 m Spannweite und 10 cm Scheitelstärke gleicher Materialzusammensetzung, das von der Akt.-Ges. für Hoch- und Tiefbauten unter Leitung des Verfassers dort ausgeführt war, zeigten, daß der Verwendung des Bimsbetons nichts im Wege stand. Druckversuche nach 28 Tagen ergaben eine durchschnittliche Festigkeit von 90–100 kg/cm² bei zähem, filzartigem Verhalten des gedrückten Materials.

So war es möglich, auf die mit Dachpappe abgedeckte Kuppel die Dachlattung der Mönch- und Nonnenziegeleindeckung direkt mit langen Nägeln zu befestigen. Auch die Haken der Dachrinnen nagelte man später direkt auf.

Das Betonmaterial zog man durch den mittleren Gerüstaufbau, der bis über die Laterne hochgeführt wurde, herauf und verteilte es von da aus durch Rohre von etwa 40 cm \varnothing , die drehbar um den Aufzug herum angeordnet und in der Länge dem Fortschritt der Arbeit angepaßt waren, nach den

Verwendungsstellen.

Der untere Teil der Kuppel ist bis etwa zur halben Höhe in doppelter Schalung betoniert worden. Nach 4wöchiger Erhärtung, innerhalb welcher Zeit schon die Papplage und Dacheindeckung aufgebracht wurden, entfernte man die Rüstung bis zur Ringhöhe der inneren Kuppel. Angestellte Messungen ergaben keine meßbare Einsenkung.

In gleicher Weise, wie bei der Betonierung der Außenkuppel, wurde bei der Errichtung der inneren verfahren. Die Schalung ist in ähnlicher Weise erstellt worden, die Betonierung desgleichen. Innere und äußere Kuppel sind durch einen Ventilationsschacht konischer Form, der unten 3 und oben 4 m \varnothing hat und ebenfalls in Monierkonstruktion hergestellt ist, verbunden. Dieser Schacht

hängt an der äußeren Kuppel ohne festen Verband mit der inneren. Auch die innere Kuppel ist als Schale und zwar nur in der geringen Stärke von 6 cm bei Verwendung des gleichen Betonmaterials: 1 Zement, 2 Sand und 5 Bims Kies, hergestellt. Im Gegensatz zur Außenkuppel besitzt die innere, deren Spannweite 17,40 m und Höhe 8,60 m beträgt, nur ein einfaches Geflecht aus Meridian- und Parallelkreisstäben von 5–10 mm Durchmesser, da sie nur ihr Eigengewicht und einen mit Reliefformen versehenen, stark aufgetragenen Putz erhielt. Zur Sicherung der Eisen-einlage und als rippenförmige Verstärkungen innerhalb der Schale sind auch hier in Meridianrichtung, ähnlich wie bei der Außenkuppel, aus 4 Rundeisen \varnothing 10 m/m geflochtene Gerippe bei Abständen von 1,40 m vom Fußring bis zum oberen Kranz durchgeführt. Im Fußteil dieser Kuppel sind ringsum rautenförmige Ventilationsöffnungen und Fenster angelegt, die es notwendig machten, die Armierung in die Zwischenpfeiler zusammenzuziehen und diese bis über die Fenster hinaus als Verstärkungsrippen auszubilden.

Der Übergang vom Ring der Innenkuppel bis zum Anschluß an die etwa 1,50 m beginnenden kugelförmigen Pendantifs, die in Rabitz hergestellt sind, vermittelt ein ebenfalls in

Rabitz angefertigter, zylindrischer Ring.

Die Berechnung der Außenkuppel wurde nach dem Schwedlerschen Verfahren unter Annahme von Rippen in Distanzen, die den eingelegten Eisengerippen entsprachen, und unter Zugrundelegung der Eigengewichte und ruhenden, gleichmäßigen Lasten für Schnee, ohne Rücksicht auf einseitige Belastung durch Wind durchgeführt. Die Vertikallasten der einzelnen Knotenpunkte, die in Meridianrichtung in 1 m Abstand, entsprechend der dort verstärkten Ringstäbe angesetzt sind, wurden in tangentialer und horizontaler Richtung zerlegt. Die tangentielle Kraft ergibt die im Querschnitt auftretende Druckspannung die horizontale durch Zerlegung die Ringspannungen



Fig. 14.

(Zug oder Druck). Die Innenkuppel ist unter denselben Bedingungen auch analytisch untersucht. Die Spannungen erreichten nur geringe Werte, weil der Annahme gemäß die Kraftzerlegung so erfolgte, daß außer den Ringspannungen nur zentrale Druckkräfte auftreten. Die Unsicherheit, die in diesem

Rechnungsverfahren liegt, das auch keine einseitigen Belastungen berücksichtigt, wird dann durch die nicht in Rechnung gestellte Meridianeinlage aufgewogen.

Dächer.

Die übrigen Eisenbetonarbeiten, wie Emporen und Dachdecken bieten keine Neuheiten. Es sei noch erwähnt, daß Tonnengewölbe und Dächer der seitlichen Anbauten ebenfalls in Bimsbeton erstellt wurden. Um aber jeden Schub auf die dagegen nicht widerstandsfähigen Mauern zu verhindern, und um den Mauern schon während des Baues, d. h. ehe die Dächer und Tonnen hergestellt waren, Versteifung zu geben, hat man diese Konstruktionen zwischen vorher eingebauten Balkenrippen aufgelegt bzw. die Gewölbe an solche angehängt. Die Balken erhielten dabei als Eiseneinlage leichte Gitterträger, die vollständig umstampft wurden.

Rauher, schuppenartiger Putzauftrag mit einzelnen hervortretenden Ornamenten gab dem fertigen Gewölbe eine eigenartige Note.

Nach vollständiger Erhärtung der Eisenbetonkonstruktionen ist durchweg ein Reliefputz mit

grossen Ornamenten aufgetragen und diese Verzierungen in gegeneinander abgestimmten kräftigen Farben bemalt worden, sodaß eine starke Farbwirkung zur Geltung kommt.

Die Akustik des Baues ist als gelungen zu bezeichnen, obwohl sie gerade in Zentralbauten oft zu wünschen übrig läßt. Es mag dazu das verwendete, weichere Material des Bimsbeton der Gewölbe und Kuppeln, wohl aber auch die rauen Putzflächen beige tragen haben.

Schlußbemerkung.

Zum Schlusse sei noch erwähnt, daß dem Verfasser bei der Durcharbeitung der Konstruktionen und Berechnungen der auf dem Felde der Ehre gefallene Ingenieur Herr Sundheimer und Herr Ingenieur Klaus zur Seite standen. Die Bauleitung lag in den Händen des Prokuristen der Gesellschaft

Herrn Architekten Hermann Ahrens, und des örtlichen Bauführers Herrn Klöß. Ihnen ist das gute Gelingen des Baues mit zu danken.

Die statischen Berechnungen der Vierung sind seinerzeit von dem durch die Gemeinde beigezogenen Gutachter Herrn Geheimrat Landsberg geprüft und anstandslos genehmigt worden.

Der vor 9 Jahren errichtete Bau hat sich sehr gut gehalten und bis jetzt keinerlei Mängel gezeigt, sodaß die erstmalige Verwendung des Bimsbetons für größere Verbund-Kuppeln als gelungen gelten kann.

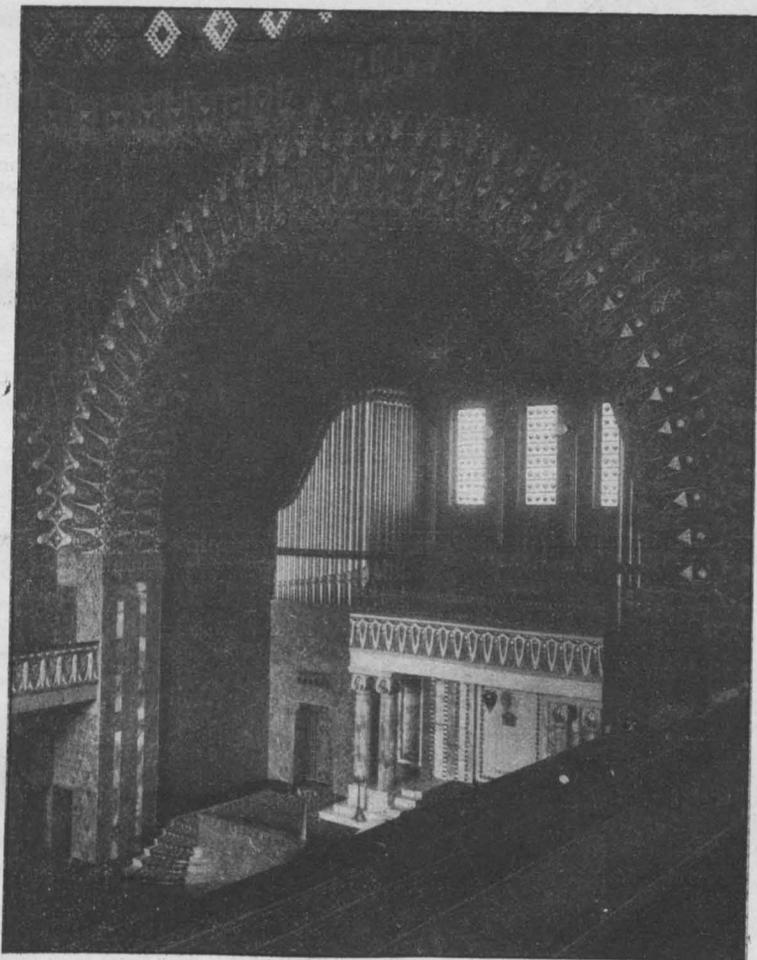
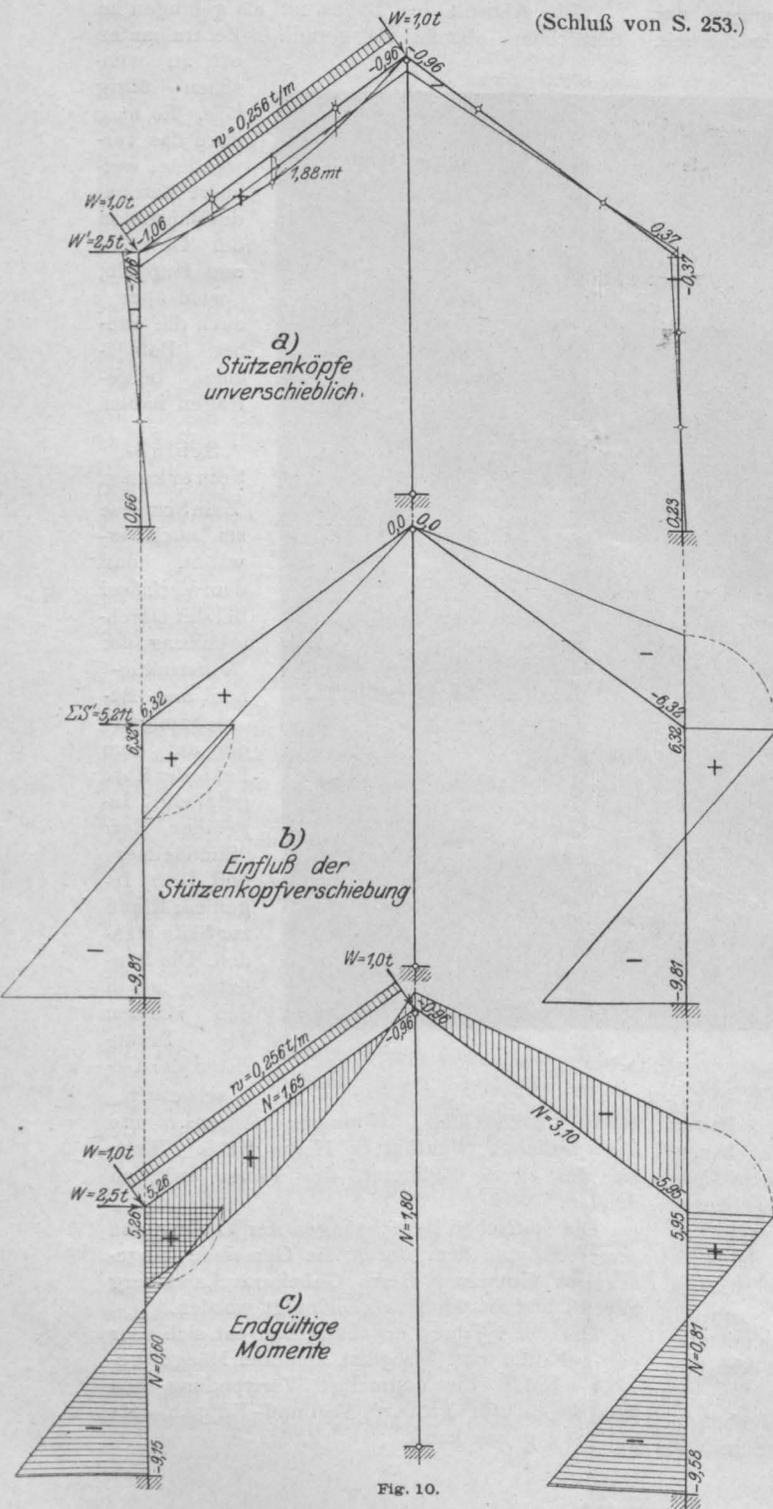


Fig. 15.

BERECHNUNG EINES RAHMENBINDERS VOM LOKOMOTIVSCHUPPEN BALINGEN.

Von Ingenieur A. Straßner, Frankfurt a. M.

(Schluß von S. 253.)



a) Momente bei unverschieblichen Stützenköpfen (Fig. 10 a).

In Balkenmitte entsteht bei freier Auflagerung

$$M_0 = \frac{w s^2}{8} = \frac{0,256 \cdot 7,66^2}{8} = 1,88 \text{ mt.}$$

Wie beim Eigengewicht, so wurden die Momente beim Balken auch hier in lotrechter Richtung aufgetragen. Die gesamte Momentenfläche erhält man nach den bekannten Regeln. Der Einfluß der Einzellasten ist hier gleich Null, da diese auf die unverschieblich gedachten Stützenköpfe wirken.

Der gesamte schiefe Winddruck beträgt:

Gleichmäßig verteilte Last . .	$0,256 \cdot 7,66 = 1,96 \text{ t}$
Einzellasten . .	$2,00 \cdot 1,00 = 2,00 \text{ t}$
Zusammen	<u>3,96 t.</u>

Die wagerechte Projektion ist (schiefe Last mal sin α):

Gleichmäßig verteilte Last . .	$1,96 \cdot 0,59 = 1,16 \text{ t}$
Einzellasten . .	$2,00 \cdot 0,59 = 1,18 \text{ t}$
Zusammen	<u>2,34 t.</u>

Die lotrechte Projektion ist (schiefe Last mal cos α):

Gleichmäßig verteilte Last . .	$1,96 \cdot 0,81 = 1,59 \text{ t}$
Einzellasten . .	$2,00 \cdot 0,81 = 1,62 \text{ t}$
Zusammen	<u>3,21 t.</u>

b) Einfluß der Stützenkopfverschiebung (Fig. 10 b).

In wagrechter Richtung wirkt insgesamt die seitliche Kraft

$$W_w = 2,34 + 250 = 4,84 \text{ t.}$$

Mit den in Fig. 10 a ermittelten Momenten ist:

$$\begin{aligned} \sum S' &= -W_w + \sum \frac{M_k - M_u}{h} \\ &= -4,84 + \frac{1}{6,2} (-1,06 - 0,66 - 0,37 - 0,23) \\ &= -5,21 \text{ t.} \end{aligned}$$

Diese Kraft hat die Eigenschaft, die Verschiebung der Stützenköpfe

Fig. 10.

auf Null zurückzuführen; ihre Gegenkraft muß demnach dem Einfluß der Stützenkopferschiebung gleichkommen: man erhält daher die der Verschiebung entsprechende Momentenfläche durch Berücksichtigung der wagrecht von links nach rechts gerichteten Kraft von 5,21 t.

Zu den Momenten der Fig. 9 gehört die berechnete Erzeugungskraft

$$\sum S = 3,56 \text{ t;}$$

werden diese mit

$$\mu = - \frac{\sum S'}{\sum S} = \frac{5,21}{3,56} = 1,46$$

multipliziert, so entsteht die Momentenfläche für den Einfluß der Stützenkopferschiebung. Es ist

$$M_k = 1,46 \cdot 4,33 = 6,32 \text{ mt,}$$

$$M_u = 1,46 \cdot (-6,72) = -9,81 \text{ „}$$

c) Endgültige Momente und Normalkräfte (Fig. 10c).
Momente:

Die vorher ermittelten Momentenflächen der Fig. 10a u. b sind zu addieren. Es entsteht dann die endgültige Momentenfläche (Fig. 10c). Dieselbe ist richtig, wenn die Stützenmomente die Gleichung erfüllen:

$$0 = -W_w + \sum \frac{M_k - M_u}{h}$$

$$\approx -4,84 + \frac{1}{6,2}$$

$$(5,26 + 9,15 + 5,95 + 9,58).$$

Normalkräfte:

Bei freier Lagerung des belasteten Balkens wirken in der Stütze:

$$\frac{1}{2} \cdot 3,21 \approx 1,60 \text{ t,}$$

und im Balken:

$$(\frac{1}{2} \cdot 2,34 + 2,50):$$

$$\cos \alpha = 3,67 : 0,81 = 4,53 \text{ t,}$$

so daß endgültig

Außenstütze links:

$$N = 1,60 - \frac{M_a - M_b}{l} = 1,60 - \frac{5,26 + 0,96}{6,20} = 0,60 \text{ t.}$$

Außenstütze rechts:

$$N = 0 + \frac{M_a - M_b}{l} = \frac{5,26 + 0,96}{6,20} = 0,81 \text{ t.}$$

Mittelstütze:

$$N = 3,21 - 0,60 - 0,81 = 1,80 \text{ t.}$$

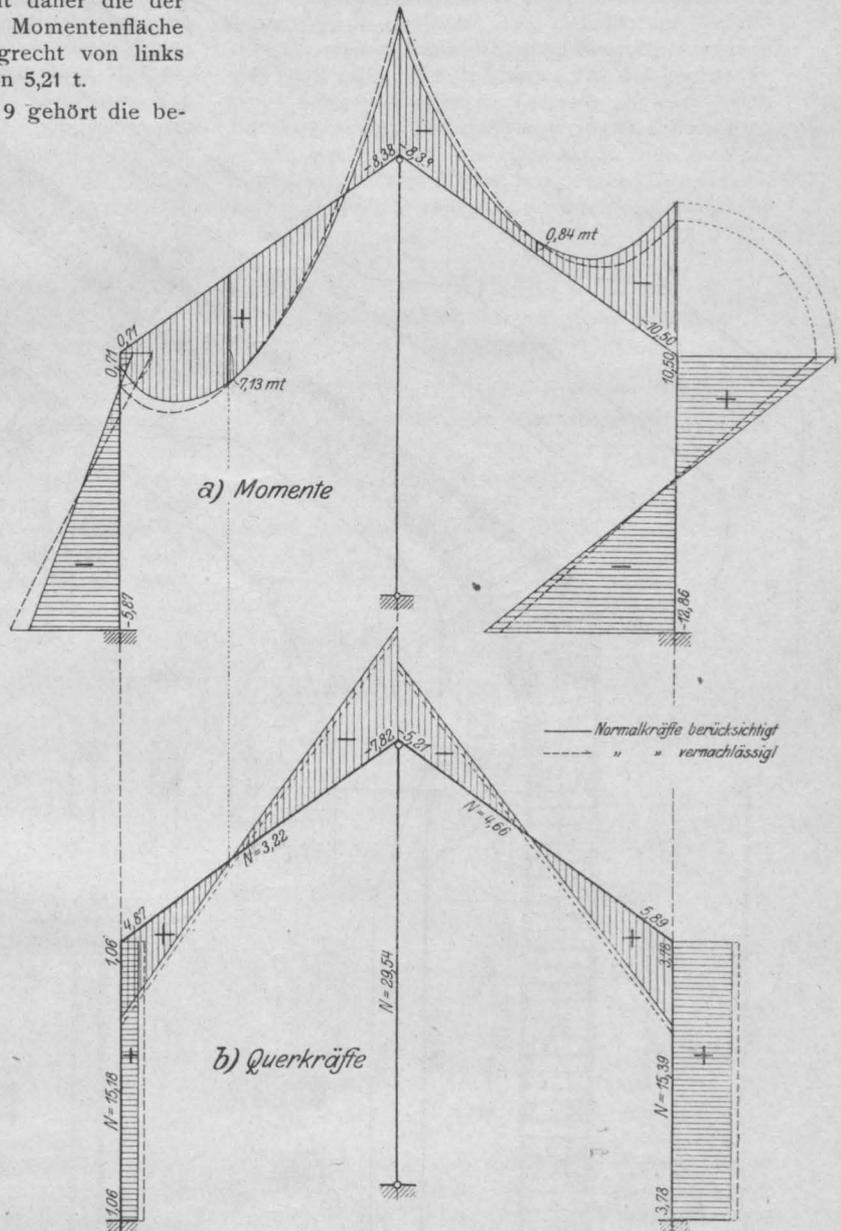


Fig. 11.

Balken links:

$$N = 4,53 - \frac{M_k - M_u}{h \cos \alpha} = 4,53 - \frac{5,26 + 9,15}{6,20 \cdot 0,81} = 1,65 \text{ t.}$$

Balken rechts:

$$N = 0 + \frac{M_k - M_u}{h \cos \alpha} = \frac{5,95 + 9,58}{6,20 \cdot 0,81} = 3,10 \text{ t.}$$

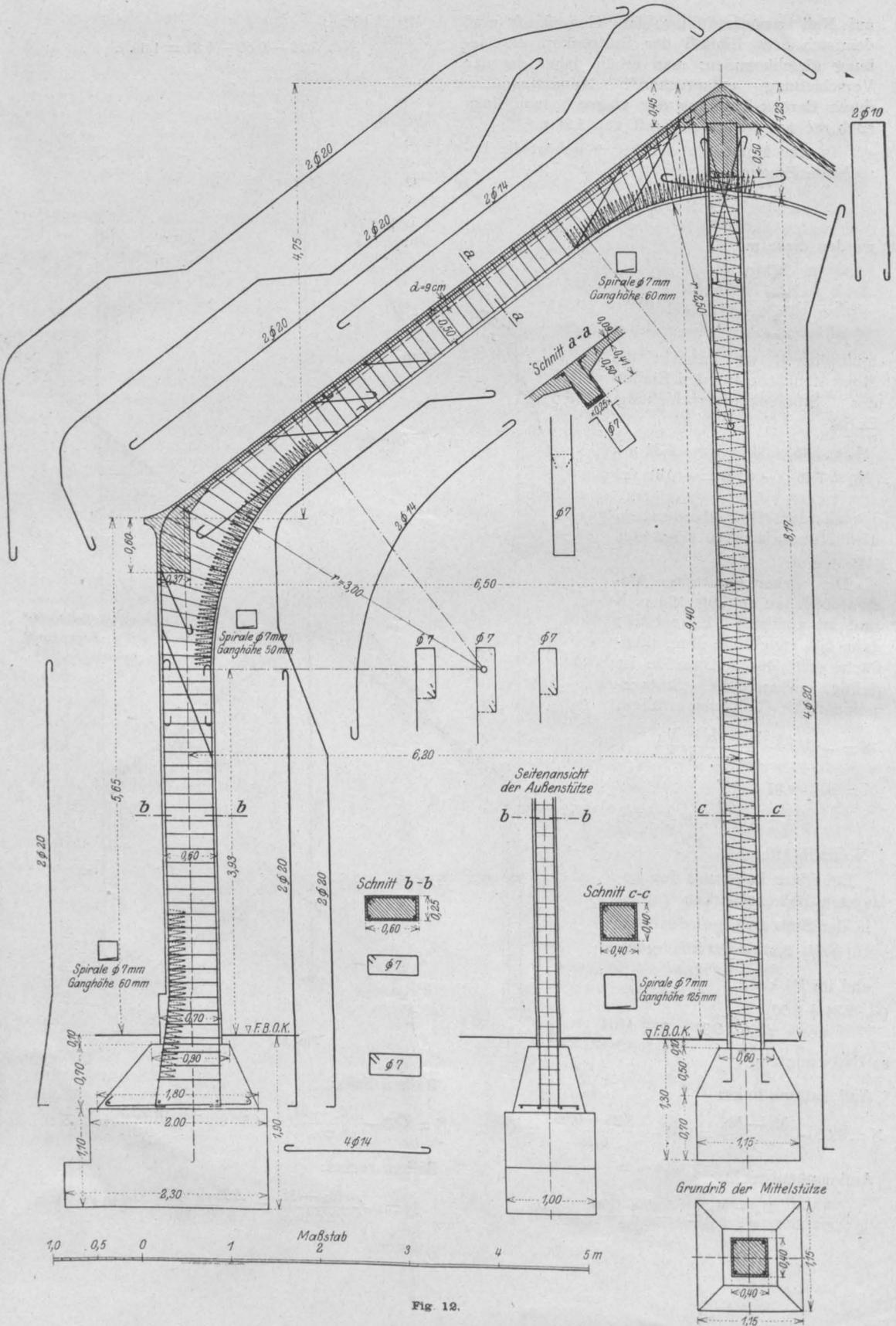


Fig. 12.

Bei Windbelastung ist der Einfluß der Normalkräfte gering. Wir werden denselben als verschwindend vernachlässigen.

Es sei vermerkt, daß die Berücksichtigung der Normalkräfte hier genau so wie beim Eigengewicht zu erfolgen hat; nur hat man an den Rahmenecken links und rechts verschiedene Bewegungen in Rechnung zu stellen und zu beachten, daß sich auch der Kopf der Mittelstütze seitwärts schiebt, so, daß die Summe der in den Köpfen der Außenstützen wirkenden Schübe zu Null wird.

4. Die Grenzwerte der Momente und Querkräfte (Fig. 11).

Fig. 11a enthält die Momente für Eigengewicht + Winddruck von links. Es waren die Momentenflächen der Fig. 8 und 10c zu addieren.

Wenn der Winddruck entgegengesetzt wirkt, so ist die Momentenfläche das Spiegelbild. Irgend ein Querschnitt kann daher von zwei Momenten beansprucht werden (Grenzwerten), die in zwei einander symmetrisch zugeordneten Punkten der rechten und linken Rahmenecke entstehen.

Zu den Normalkräften gelangt man durch Addieren der in den Fig. 8 und 10c eingetragenen Werte; die Resultate enthält Fig. 11b.

Die Querkräfte betragen:

Außenstütze links:

$$Q = \frac{M_k - M_u}{h} = \frac{0,71 + 5,87}{6,20} = 1,06 \text{ t,}$$

Außenstütze rechts:

$$Q = \frac{10,50 + 12,86}{6,20} = 3,78 \text{ t}$$

Zusammen muß sein $\sum Q = W_w = 4,84 \text{ t}$.

In lotrecht gedachten Schnitten wirkt⁶⁾

Balken links:

$$Q_a = N - P - W \cos \alpha = 15,18 - 9,50 - 1,0 \cdot 0,81 = 4,87 \text{ t,}$$

$$Q_b = -q l - 1,59 + 4,87 = -11,10 - 1,59 + 4,87 = -7,82 \text{ t.}$$

Balken rechts:

$$Q_b = N - P = 15,39 - 9,50 = 5,89 \text{ t,}$$

$$Q_a = -11,10 + 5,89 = -5,21 \text{ t.}$$

Die Querkräfte senkrecht zur Balkenachse folgen durch Dividieren mit $\cos \alpha = 0,81$.

Die Dimensionierung wird nicht weiter durchgeführt. In den Balken entsteht im höchsten Falle die Normalpressung

$$\sigma = \frac{N}{P} = \frac{4,66}{0,328} = \sim 14 \text{ t/m}^2 = \sim 1,4 \text{ kg/cm}^2,$$

⁶⁾ Sinngemäß wie M_a und M_b bezieht sich Q_a und Q_b auf die Balkenenden links und rechts.

die wegen ihrer Kleinheit vernachlässigt werden kann: man hat es somit mit einfacher Biegung beim Plattenbalken zu tun. Die Mittelstütze wird durch eine Achsialkraft beansprucht; die Außenstützen erleiden außerdem noch Biegemomente und sind nach den bekannten für den rechteckigen Querschnitt gültigen Formeln zu berechnen. Die Auflagerdrücke erhält man durch Zusammenetzen der Normal- und Querkräfte von den betreffenden Stützen. Dabei folgt deren Lage daraus, daß dieselben jeweils einen Momenten-Nullpunkt schneiden.

Fall II.

Die Mittelstütze ist mit dem Rahmen verbunden.

Bestimmung der Festpunkte (Fig. 13).

Das Trägheitsmoment der Mittelstütze hat die Größe

$$J = \frac{0,40^4}{12} = 0,00214 \text{ m}^4,$$

so daß die Winkel, da $h = 10,0 \text{ m}$,

$$E \alpha = \frac{10,0}{2 \cdot 0,00214} = 2340 \text{ 1/m}^3,$$

$$E \beta = \frac{10,0}{6 \cdot 0,00214} = 780 \text{ 1/m}^3.$$

Am Stützenkopf ist

$$E \gamma_s = \frac{h}{4J} = \frac{10,0}{4 \cdot 0,00214} = 1170 \text{ 1/m}^3.$$

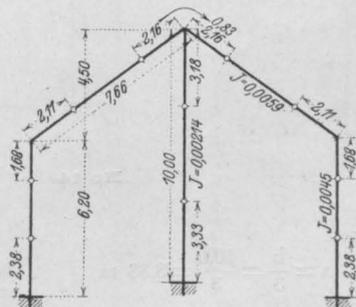


Fig. 13.

Beginnt man nun am linken Stützenfuß, so erhält man zunächst die gleichen Festpunktabstände wie beim Fall I ($a = 2,38 \text{ m}$ und $a = 2,11 \text{ m}$). Der Winkel der oben frei drehbar gedachten linken Rahmenecke ist

$$E \gamma_a = 505 - 197 \frac{7,66}{5,55} = 233 \text{ 1/m}^3,$$

so daß, von einem die Stütze überschreitenden Moment ($M = 1$) jenseits des Widerstandes im Balken noch

$$\mu = \frac{\gamma_s}{\gamma_s + \gamma_a} = \frac{1170}{1170 + 233} = 0,83$$

weitergeht. Der Winkel beträgt, wenn an der Verformung eine Rahmenhälfte und die Mittelstütze teilnimmt,

$$\mu E \gamma_a = 0,83 \cdot 233 = 193 \text{ 1/m}^3$$

und es wird

Balken rechts:

$$a = \frac{7,66 \cdot 197}{505 + 193} = 2,16 \text{ m,}$$

$$s - a = 550 \text{ m.}$$

Stütze rechts:

$$b = \frac{6,20 \cdot 2,15}{560 + 505 - 197} = 1,68 \text{ m,}$$

$$h - b = 4,51 \text{ m.}$$

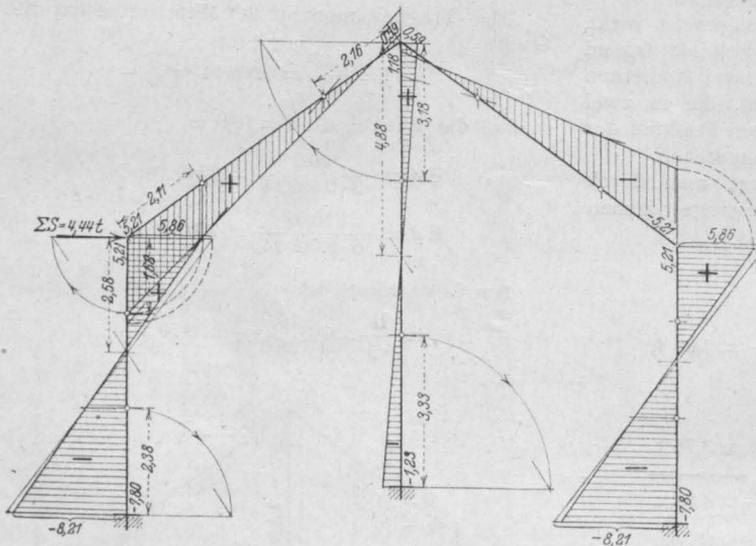


Fig. 14.

Mittelstütze:

$$a = \frac{h}{3} = \frac{10,0}{3} = 3,33 \text{ m}$$

$$E \gamma_0 = 1/2 E \gamma_a = 1/2 \cdot 233 = 117 \text{ 1/m}^3$$

$$b = \frac{10,0 \cdot 780}{2340 + 117} = 3,18 \text{ m.}$$

Fig. 13 enthält die zeichnerische Darstellung.

1. Berücksichtigung vom Eigengewicht.

Über der Mittelstütze führt der Balken keine Drehung aus; es ist daher gleichgültig, ob die Stütze gelenkig angeschlossen ist oder sich mit dem Rahmen fest vereinigt. Also gilt hier die Momentenfläche der Fig. 5.

2. Einfluß der Normalkräfte.

Es folgt hier dasselbe Bild wie in Fig. 8.

3. Berücksichtigung vom Winddruck

(Fig. 14 und 15).

Voruntersuchung (Fig. 14).

Wir haben zunächst festzustellen, wie die Momentenfläche bei einer gemeinsamen wagrechten Verschiebung der Stützenköpfe aussieht.

Die Momenten-Nullpunkte bei der Verschiebung eines einzelnen Stützenkopfes findet man (wie in Fig. 9) mittels des oberen und unteren Festpunktabstandes. Sind dieselben bekannt, so wird, wenn z_0 den Abstand vom Stützenkopf bezeichnet, die Erzeugungskraft

$$S = \frac{A_1}{h^2 \beta} \frac{b}{z_0 - b}$$

Wir setzen $E A_e = 10\,000 \text{ t/m}$ (Annahme) und erhalten:

Außenstützen:

$$S = \frac{10\,000}{6,20^2 \cdot 215} \cdot \frac{1,68}{2,58 - 1,68} = 2,27 \text{ t,}$$

Mittelstütze:

$$S = \frac{10\,000}{10,00^2 \cdot 780} \cdot \frac{3,18}{4,88 - 3,18} = 0,24 \text{ t,}$$

so daß die Momente

Außenstützen

$$(z_0 = 2,58 \text{ m; } h - z_0 = 3,62 \text{ m}):$$

$$M_k = 2,27 \cdot 2,58 = 5,86 \text{ mt,}$$

$$M_u = -2,27 \cdot 3,62 = -8,21 \text{ mt.}$$

Mittelstützen

$$(z_0 = 4,88 \text{ m; } h - z_0 = 5,12 \text{ m}):$$

$$M_k = 0,24 \cdot 4,88 = 1,18 \text{ mt,}$$

$$M_u = -0,24 \cdot 5,12 = -1,23 \text{ mt.}$$

(In Fig. 9 kommen für die Außenstützen gleich geneigte Momentengeraden in Betracht; die vorstehende Rechnung kann daher weggelassen werden. Hier muß man das Verhältnis der Momente der Außenstützen zu jenen der Mittelstütze kennen.)

Man hat nun auf Grund der Festpunkte für jede einzelne Stützenkopfverschiebung die Momente zu bestimmen und erhält alsdann durch Addieren in der bekannten Weise die Momente für die gemeinsame Verschiebung aller Stützenköpfe (Fig. 14).

Die Erzeugungskraft ist:

$$\sum S = \sum \frac{M_k - M_u}{h}$$

$$= \frac{2}{6,20} (5,21 + 7,80) + \frac{1}{10,00} (1,18 + 1,23)$$

$$= 4,44 \text{ t.}$$

a) Momente bei unverschieblichen Stützenköpfen (Fig. 15a).

Die Belastung ist die gleiche wie beim Fall I. Man findet die Momente in der bekannten Weise: nur ist hier zu beachten daß sich ein Moment beim Überschreiten der Mittelstütze verkleinert (Verkleinerungszahl ist 0,83). Der Unterschied der Balkenmomente wird vom Stützenkopf angenommen.

Es ist

$$\begin{aligned} \sum S' &= -W_w + \sum \frac{M_k - M_u}{h} \\ &= -4,84 + \frac{1}{6,20} (-1,03 \\ &\quad - 0,64 - 0,34 - 0,21) \\ &+ \frac{1}{10,00} (0,18 + 0,09) = -5,17 \text{ t.} \end{aligned}$$

Durch diese Kraft wird die Verschiebung der Stützenköpfe auf Null zurückgeführt.

b) Einfluß der Stützenkopfverschiebung (Fig. 15b).

Die Momente in Fig. 14, welche die Erzeugungskraft

$\sum S = 4,44 \text{ t}$ haben, sind mit

$$\mu = -\frac{\sum S'}{\sum S} = \frac{5,17}{4,44} = 1,16$$

zu multiplizieren. Man erhält dann die in Fig. 15b enthaltene Momentenfläche.

Außenstützen:

$$\begin{aligned} M_k &= 1,16 \cdot 5,21 = 6,03 \text{ mt,} \\ M_u &= 1,16 \cdot (-7,80) = -9,05 \text{ mt.} \end{aligned}$$

Mittelstütze:

$$\begin{aligned} M_k &= 1,16 \cdot 1,18 = 1,38 \text{ mt,} \\ M_u &= 1,16 \cdot (-1,23) = -1,43 \text{ mt.} \end{aligned}$$

c) Endgültige Momente und Normalkräfte (Fig. 15c).

Die ermittelten Momentenflächen (Fig. 15a u. b) sind zu addieren. Es entsteht dann die endgültige Momentenfläche (Fig. 15c). Die darin enthaltenen Momente müssen die Forderung erfüllen:

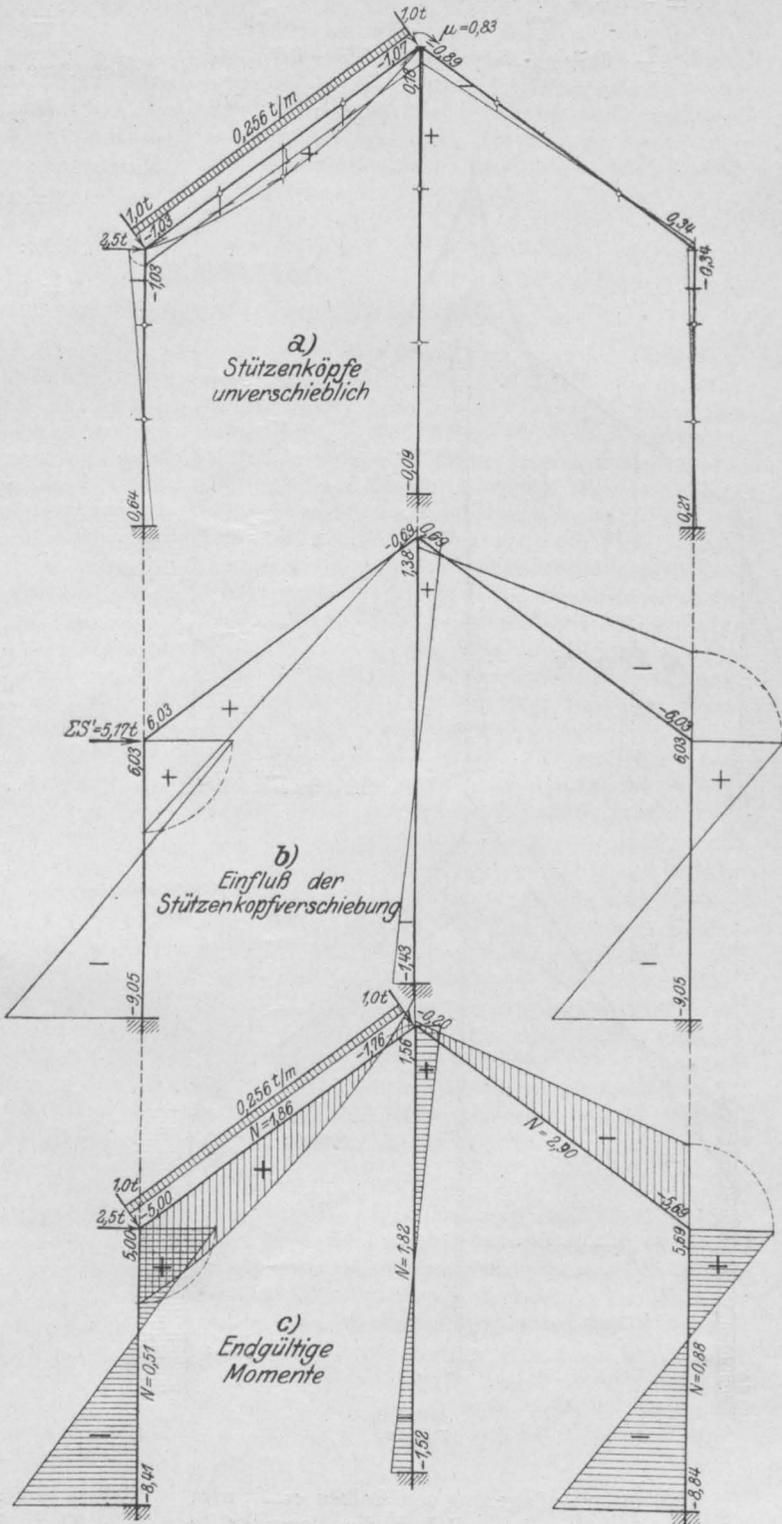


Fig. 16.

$$0 = -W_w + \sum \frac{M_k - M_n}{h}$$

$$\approx -4,84 + \frac{1}{6,20} (5,00 + 8,41 + 5,69 + 8,84) + \frac{1}{10,00} (1,56 + 1,52).$$

Außenstütze links:

$$N = 1,60 - \frac{5,00 + 1,76}{6,20} = 0,51 \text{ t,}$$

Außenstütze rechts:

$$N = \frac{-0,20 + 5,69}{6,20} = 0,88 \text{ t,}$$

Mittelstütze:

$$N = 3,21 - 0,51 - 0,88 = 1,82 \text{ t,}$$

Balken links:

$$N = 4,53 - \frac{5,00 + 8,41}{6,20 \cdot 0,81} = 1,86 \text{ t,}$$

Balken rechts:

$$N = \frac{5,69 + 8,84}{6,20 \cdot 0,81} = 2,90 \text{ t.}$$

4. Die Grenzwerte der Momente und Querkräfte

(Fig. 16).

Die in Fig. 16a enthaltene Momentenfläche für Eigengewicht + Wind von links entsteht durch Addieren der Flächen der Fig. 8 u. 15c. Zum Vergleich sind durch eine strichpunktierte Linie noch die Momente angegeben, die der Annahme der Pendelstütze (Fall I) entsprechen. Man sieht, daß die Momente auf Kosten der Beanspruchung der Mittelstütze allenthalben etwas abnehmen.

Die Normalkräfte wurden durch Addieren der in den Fig. 8 u. 15c eingetragenen Werte gebildet; die Resultate findet man in Fig. 16c.

Die Querkräfte werden

Stütze links:

$$Q = \frac{0,45 + 5,13}{6,20} = 0,91 \text{ t,}$$

Stütze rechts:

$$Q = \frac{10,24 + 12,12}{6,20} = 3,62 \text{ t,}$$

Mittelstütze:

$$Q = \frac{1,56 + 1,52}{10,00} = 0,31 \text{ t,}$$

Zusammen muß sein:

$$\sum Q = W_w = 4,84 \text{ t.}$$

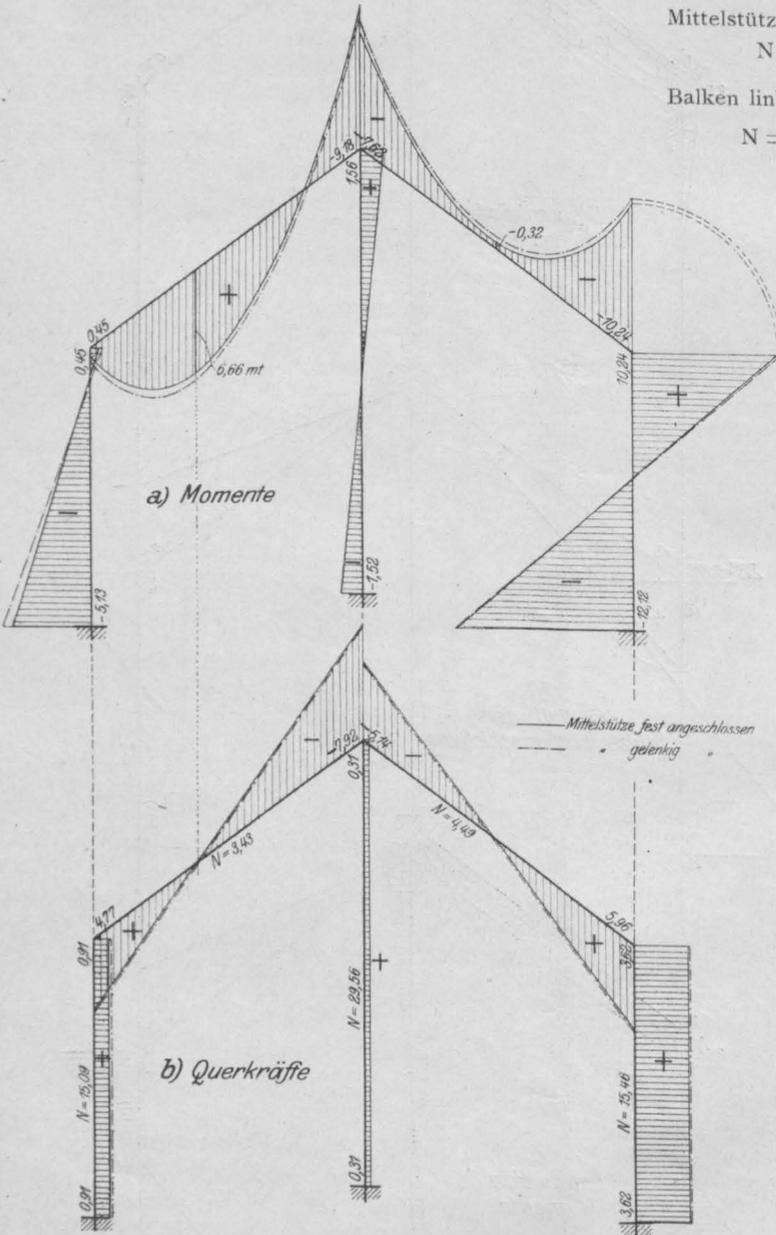


Fig. 16.

Bei freier Auflagerung vom Balken erhält man in der Stütze und im Balken die Normalkräfte 1,60 t und 4,53 t (wie beim Fall I), so daß

Balken links:

$$Q_a = 15,09 - 9,50 - 1,0 \cdot 0,82 = 4,77 \text{ t,}$$

$$Q_b = -11,10 - 1,59 + 4,77 = -7,92 \text{ t.}$$

Balken rechts:

$$Q_b = 15,46 - 9,50 = 5,96 \text{ t,}$$

$$Q_a = -11,10 + 5,96 = -5,14 \text{ t.}$$

Weitere Belastungen können in sehr einfacher Weise berücksichtigt werden, da man nun die Festpunkte sowohl wie auch die Momentenfläche der Fig. 14 kennt.

Die Entwicklung der angewandten Gleichun-

gen kann in dem Werk des Verfassers „Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke und der elastischen Bogenträger“, Verlag von W. Ernst u. Sohn, Berlin, verfolgt werden. Es kommen dort fast ausschließlich geometrische Beziehungen in Betracht, denen die vorstehende Berechnung ihre außerordentliche Einfachheit und Zweckmäßigkeit zu verdanken hat.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Bearbeitung.

Hochofenschlacke und ihre Eignung zur Betonbereitung. Besprechung dieser Frage und Wiedergabe des Wortlautes der vom Verein deutscher Eisenhüttenleute herausgegebenen Richtlinien für die Lieferung von Hochofenschlacke zu Betonzwecken. Österr. Wochenschr. f. d. öftl. Baudienst 1917 Nr. 43.

Das Rütteln des Betons. Solches ist in der Zementwaren-Fabrikation üblich und angebracht, für Eisenbetonbauten ist es aber nicht zu empfehlen, da es, wie man beobachtet hat, die Festigkeit verringert. Tonind.-Ztg. 1917 Nr. 125.

Dichter Beton. Die Abhandlung „Beton“ in Nr. 121 der Tonind.-Ztg. veranlaßt Herrn Reg.-Bmstr. Hildebrand-Königsberg Pr. zu einer Erwiderung im Sinne seiner sehr lesenswerten Auslassungen im Zentralbl. d. Bauv. 1917 Nr. 1 u. 2. Vgl. Literaturschau 1917 2. Heft. So richtig die Einrechnung des Anmachwassers in die frische Kittmasse ist, so zweifelhaft erscheint dem Verfasser dieses die Berechtigung, es in vollem Umfange auch im fertigen Beton in die Kittmasse einzurechnen. Im Gegenteil, die Porosität wird mit steigendem Wasserzusatz gefördert. Verfasser wird demnächst a. and. Orte auf die Frage zurückkommen. Tonind.-Ztg. 1917 Nr. 139.

Fördern der Zug- und Druckfestigkeit von Eisenbeton. B. Haas ficht die Auffassung Rohlands an, daß die Eiseneinlagen im Beton entrostet würden. Die infolge ihres Stiles leider sehr schwer verständlichen Ausführungen besagen, daß der die Eisen umhüllende Beton durch Wechselwirkung mit den Eisensalzen, die sich aus dem Roste entwickeln, sich stark verändert und lockert. Eingehend wird der große Wert der Walzhaut und das Hineinwachsen des Betons in deren eigenartige Schuppenstruktur behandelt. Tonind.-Ztg. 1917 Nr. 129—131.

Erhärtung hydraulischer Bindemittel. Von Ir. E. Jacobs (Holländisch). Abhandlung in 2 Heften. Angezogen werden die Arbeiten von Prof. Michaelis und Prof. A. v. d. Kloes. Zahlreiche Abb. Gewapend Beton 1917, Okt. u. Nov. Beschleunigte Raumbeständigkeitsprü-

fung bei der Abnahme von Portlandzement. Um die nach dem HGB. unerläßliche Mängelrügung bei Zementlieferungen früher als nach den jetzigen Normen für diese Lieferungen vorgeschriebenen 28 Tagen erledigen zu können, sind eine Anzahl kurzfristiger Raumbeständigkeitsproben als die bisherigen vorgeschlagen worden. Es steht zu hoffen, daß der Herr Reichskanzler der Kochprobe maßgebende positive Entscheidungskraft verleiht, womit alle die Zemente, die diese schnelle Probe bestehen, ohne weiteres verwendet werden können, während es bei den übrigen noch der üblichen langwierigeren Untersuchung bedürfen würde. D. B.-Ztg. Mitt. f. Zem. u. Beton 1917 Nr. 22.

Sinterung. Zu der im Novemberheft des Arm. Bet. bereits angeführten Aussprache äußert sich Dr. R. Rieke. Tonind.-Ztg. 1917 Nr. 128.

2. Prüfung und Untersuchung.

Deutscher Ausschuß für Eisenbeton Heft 39. „Flüssige Betongemische für Eisenbeton.“ Besprechung der vom Deutschen Beton-Verein durch Dyckerhoff & Widmann sowie der von Prof. Gary in Lichterfelde angestellten Versuche zur Feststellung des ungünstigen Einflusses von Eisen-Probewürfel-Formen. Kurze Inhaltsangabe über diesen Bericht, aus dem der ungünstige Einfluß der eisernen Formen auf das Untersuchungsergebnis klar hervorgeht, in D. B.-Ztg. 1917, Zementbeilage 1917 Nr. 20.

II. Theorie.

Über die Berechnung der Auflagerreibung von Tragwerken. Von Dr. Marcus Reiner. I. Das ebene Tragwerk mit einem, II. desgl. mit zwei Gleitlagern; III. Beispiel zu II; IV. Zusammenfassung. Zeitschr. des österr. Ing.-u. Arch.-Vereins 1917 Nr. 41 u. 42.

Ronde Reservoirs. Ing. K. Bakker behandelt die in Nr. 5 von „Gewapend Beton“ erörterte Frage erneut und abweichend von dem damaligen Verfasser. Gewap. Beton Septemberheft 1917. Vgl. Literaturschau 1917 S. 42.

Berechnung der Stützendrucke bei durchlaufenden, mehrstieligen Rahmen. Von k. k. Hofrat Dr.-Ing. Wilh. Weingärtner. Die

Berechnung erfolgt in ähnlicher Weise wie für die durchlaufenden Träger auf festen bzw. auf elastischen Stützen. (Siehe Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baud. 1915 Nr. 45 u. 1917 Nr. 6.) Veröffentlicht in Heft 47 der gleichen Zeitschrift. Vgl. L. 1917 Heft 3.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Zur wissenschaftlichen Verwertung von Versuchsergebnissen. Organisierung einer Gemeinschaftsarbeit. Darlegungen und Anregungen aus der Feder von Dr.-Ing. Haberkalt. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1917 Nr. 34.

IV. Vorschriften und Leitsätze.

V. Ausführungen.

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

Hebung der heimischen Kunststeinindustrie durch die Grabmalkunst. Prof. Dr.-Ing. Alfred Grotte B. D. A., Posen, tritt warm für die — wenn mit Geschmack und Takt hergestellt — künstlerisch einwandfreien und wirtschaftlich empfehlenswerten Kunststein-Grabmäler ein. Musterbeispiele von eigener Hand sind in Skizzen vorgeführt. D. B.-Ztg. 1917, Zementbeilage Nr. 21.

2. Ausführungen im Hochbau.

Eisenbetonkonstruktionen der Wasserkraftanlage Oberried. Diese in der Deutschen B.-Ztg. 1917, Zementbeilage 3 u. 4 und in Literaturschau 1917 S. 101, besprochene Anlage enthält einen Steigschacht, dessen mittelalterliche Form Baurat Graebner † beanstandet hat. Sein Verbesserungsvorschlag wird im Bilde mit einigen Bemerkungen vorgeführt in D. B.-Ztg., Zementbeilage 1917 Nr. 21.

Eisenbetonbauten für den Neubau der Kokereianlage auf der Zeche Westhausen in Bodelschwingh bei Dortmund. Beschreibung der bei diesem Neubau ausgeführten umfangreichen wichtigeren Eisenbetonarbeiten durch Dr.-Ing. P. Müller in D. B.-Ztg. 1917, Zementbeilage Nr. 18—21. Es handelt sich hierbei um einen Kohlenturm von 39 m Höhe, eine Koksseparationsanlage, Wasserbehälter und Kläranlage sowie eine Winkelstützmauer von 140 m Länge. Zahlreiche Abbildungen und Schnitte veranschaulichen die in erfolgreichem Streben nach sachlicher und künstlerischer Gestaltung erstellten Bauten.

3. Anwendungen im Brückenbau.

4. Anwendungen im Wasserbau.

Schwimmende Senkkasten in Beton und Eisenbeton für Wellenbrecher und Kaimauern in Seehäfen. Fritz Eiselen bespricht die Vorteile der Senkkastenbetonierung

gegenüber der Schüttbetonierung und der Betonblockbauweise. Wie diese als oft zweckmäßiger ohne weiteres erkennbare Bauweise praktisch angewendet worden ist, zeigt er an einer ganzen Anzahl eingehend besprochener Ausführungen, die untereinander beachtenswerte Unterschiede aufweisen (Cuxhaven, Bizerta, Valparaiso, Zeebrügge, Rotterdam, Talcahuano (Chile) und Kopenhagen). Abbildungen und Zeichnungen sind reichlich beigefügt. Eine wertvolle Zusammenstellung für den entwerfenden Ingenieur. D. B.-Ztg., Zementbeilage 1917 Nr. 17, 18, 20.

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

6. Anwendungen im Eisenbetonschiffbau.

Der Bau von Eisenbetonschiffen in den skandinavischen Ländern. Mit zahlreichen Abbildungen erscheint in „Gewapend Beton“ 1917, November eine allgemeine, längere Übersicht über den Stand des Betonschiffbaus in Dänemark, Schweden und vor allem Norwegen. Die in Norwegen bereits aufgestellten vorläufigen Leitsätze werden mitgeteilt.

Eisenbeton-Schiffsmodelle auf der Tagung der Schiffbautechnischen Gesellschaft in Berlin. Zu dieser Tagung hat die Firma Wayß & Freytag Modelle und Abhandlungen von von ihr ausgeführten Eisenbetonbauten, bemerkenswerterweise aber auch Entwürfe und Modelle von Eisenbeton-Schiffbauten, deren Ausführung sie plant, ausgestellt. Damit tritt eine der bedeutendsten deutschen Eisenbetonfirmen in die Reihe der Schiffbauenden ein und zwar mit Plänen, in denen mit Recht von den gewagten 3 cm Wandungsstärke abgesehen ist. Mitt. f. Zement u. Beton 1917 Nr. 22, D. B.-Ztg.

VI. Sonstiges.

Der koloniale Bauvertrag und seine Anwendung im Kriege. Von Geh. Oberbaurat F. Baltzer, Berlin. Darlegung des Wesens dieser neuen Verdingungsform an einem Beispiele und Winke, die bei Anwendung dieser Vertragsart Beachtung verdienen. Der Kolonialvertrag wird als eine wertvolle Errungenschaft des Krieges bezeichnet. Zentralbl. d. Bauv. 1917 Nr. 87/88.

Die Herstellung von Zementwaren — ein Handwerk. Antwort auf die Auslassungen in Nr. 122, erschienen in Nr. 126 der Tonind.-Ztg.

Beiträge zur Frage des Submissionswesens. Von Arch. E. Beutinger, Wiesbaden. 3½ Seite in „Der Brückenbau“ 1917 Nr. 21.

Der Ingenieurtitel. Von Oberstaatsbahnrat Ing. Max Singer. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1917, Heft 36 u. 37.

Schutz des Ingenieurtitels. Ebenda Heft 37.

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