

# ARMIRTER BETON.

1918. Oktober.

## INHALT

Die Momenten-Stützkräfte und ihre Anwendung bei Elastizitätsberechnungen. Von B. Löser, Dresden, i. Fa. Kell & Löser. (Fortsetzung von S. 168.) S. 185.

Über den Sicherheitsgrad von bewehrten und unbewehrten Betonkörpern, die auf zentrischen und exzentrischen Druck beansprucht werden. Von Dr.-Ing. Heinrich Wohlers, z. Zt. im Felde. (Fortsetzung und Schluß von S. 179.) S. 190.

Der auf einfache Biegung beanspruchte Eisenbetonquerschnitt. Von Max Schendera, Zivil-Ingenieur in Neuß. S. 195.

Zuschrift von Ing. R. Schuhmann. S. 199.  
Erweiterung von Dr.-Ing. H. Neumann. S. 200.  
Zu den neuen Reichsstempel-SteuerGesetzen. S. 200.  
Bericht des Vereins deutscher Eisenhüttenleute. S. 200.  
Literaturschau. Bearbeitet von Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden. S. 201.

## DIE MOMENTEN-STÜTZKRÄFTE UND IHRE ANWENDUNG BEI ELASTIZITÄTSBERECHNUNGEN.

Von B. Löser, Dresden, i. Fa. Kell & Löser.

(Fortsetzung von S. 168.)

Tafel I der Größen  $\omega^0$ ,  $s^0$ ,  $t^0$ ,  $\mathfrak{M}^0$  und  $\mathfrak{B}^0$  für oft vorkommende Belastungsfälle.

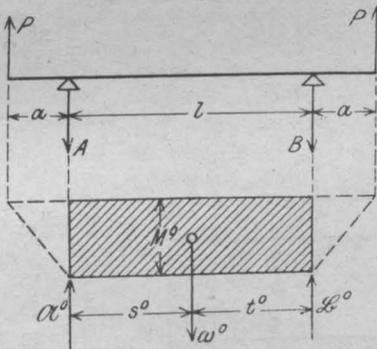


Fig. 9.

$$1) \quad \omega^0 = M^0 l \dots \dots \dots (28)$$

$$s^0 = t^0 = \frac{1}{2} l \dots \dots \dots (29)$$

$$\mathfrak{M}^0 = \mathfrak{B}^0 = \frac{1}{2} l M^0 \dots \dots \dots (30)$$

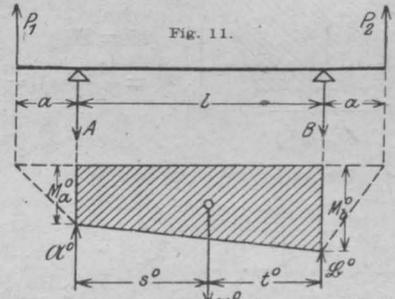


Fig. 11.

$$3) \quad \omega^0 = \frac{1}{2} l (M_a^0 + M_b^0) \dots \dots (34)$$

$$s^0 = \frac{1}{3} l \frac{M_a^0 + 2 M_b^0}{M_a^0 + M_b^0} \dots \dots (35)$$

$$t^0 = \frac{1}{3} l \frac{2 M_a^0 + M_b^0}{M_a^0 + M_b^0} \dots \dots (36)$$

$$\mathfrak{M}^0 = \frac{1}{6} l (2 M_a^0 + M_b^0) \dots \dots (37)$$

$$\mathfrak{B}^0 = \frac{1}{6} l (M_a^0 + 2 M_b^0) \dots \dots (38)$$

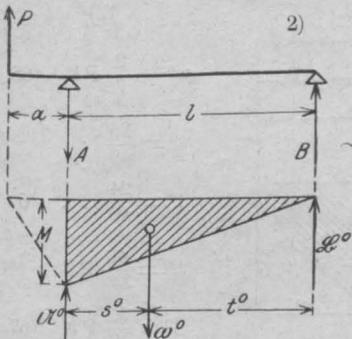


Fig. 10.

$$2) \quad \omega^0 = \frac{1}{2} M^0 l \dots \dots (31)$$

$$s^0 = \frac{1}{3} l \dots \dots \dots (32)$$

$$t^0 = \frac{2}{3} l \dots \dots \dots (32)$$

$$\mathfrak{M}^0 = \frac{1}{3} M^0 l \dots \dots \dots (33)$$

$$\mathfrak{B}^0 = \frac{1}{6} M^0 l \dots \dots \dots (33)$$

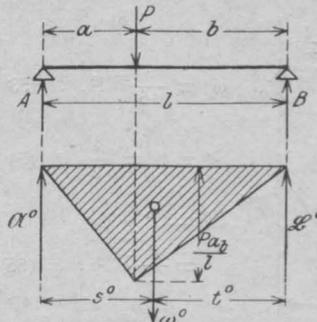


Fig. 12.

$$4) \quad \omega^0 = \frac{1}{2} a b P \dots \dots (39)$$

$$s^0 = \frac{1}{3} (a + l) \dots \dots (40)$$

$$t^0 = \frac{1}{3} (b + l) \dots \dots (41)$$

$$\mathfrak{M}^0 = \frac{P b}{6 l} (l^2 - b^2) \dots \dots (42)$$

$$\mathfrak{B}^0 = \frac{P a}{6 l} (l^2 - a^2) \dots \dots (43)$$

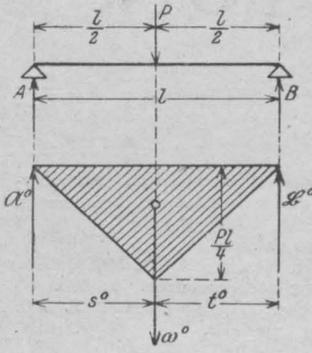


Fig. 13.

5)

$$\omega^0 = \frac{1}{8} P l^2 \quad (44)$$

$$s^0 = t^0 = \frac{1}{2} l \quad (45)$$

$$\mathfrak{M}^0 = \mathfrak{B}^0 = \frac{1}{16} P l^2 \quad (46)$$

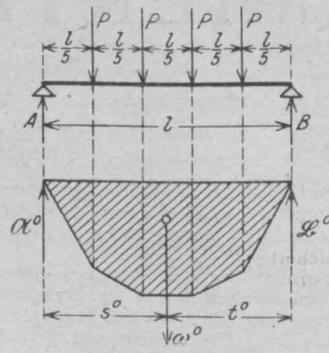


Fig. 17.

9)

$$\omega^0 = \frac{2}{5} P l^2 \quad (56)$$

$$s^0 = t^0 = \frac{1}{2} l \quad (57)$$

$$\mathfrak{M}^0 = \mathfrak{B}^0 = \frac{1}{5} P l^2 \quad (58)$$

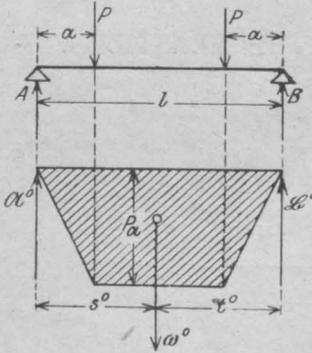


Fig. 14.

6)

$$\omega^0 = P a (1-a) \quad (47)$$

$$s^0 = t^0 = \frac{1}{2} l \quad (48)$$

$$\mathfrak{M}^0 = \mathfrak{B}^0 = \frac{1}{2} P a (1-a) \quad (49)$$

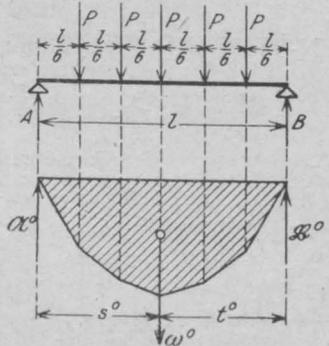


Fig. 18.

10)

$$\omega^0 = \frac{35}{72} P l^2 \quad (59)$$

$$s^0 = t^0 = \frac{1}{2} l \quad (60)$$

$$\mathfrak{M}^0 = \mathfrak{B}^0 = \frac{35}{144} P l^2 \quad (61)$$

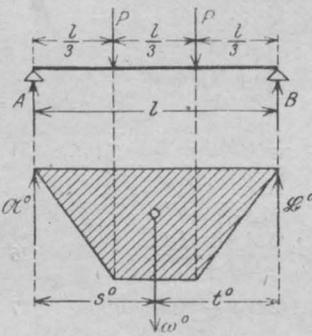


Fig. 15.

7)

$$\omega^0 = \frac{2}{9} P l^2 \quad (50)$$

$$s^0 = t^0 = \frac{1}{2} l \quad (51)$$

$$\mathfrak{M}^0 = \mathfrak{B}^0 = \frac{1}{9} P l^2 \quad (52)$$

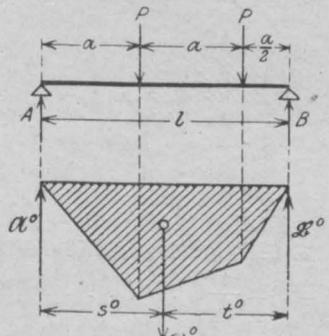


Fig. 19.

11)

$$\omega^0 = \frac{1}{5} P l^2 \quad (62)$$

$$s^0 = \frac{13}{25} l; \quad (63)$$

$$t^0 = \frac{12}{25} l; \quad (63)$$

$$\mathfrak{M}^0 = \frac{12}{125} P l^2; \quad (64)$$

$$\mathfrak{B}^0 = \frac{13}{125} P l^2 \quad (64)$$

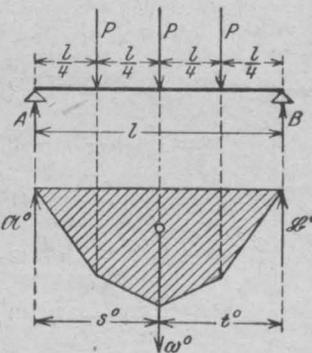


Fig. 16.

8)

$$\omega^0 = \frac{5}{16} P l^2 \quad (53)$$

$$s^0 = t^0 = \frac{1}{2} l \quad (54)$$

$$\mathfrak{M}^0 = \mathfrak{B}^0 = \frac{5}{32} P l^2 \quad (55)$$

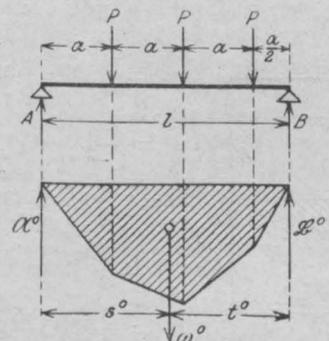


Fig. 20.

12)

$$\omega^0 = \frac{2}{7} P l^2 \quad (65)$$

$$s^0 = \frac{25}{49} l; \quad (66)$$

$$t^0 = \frac{24}{49} l; \quad (66)$$

$$\mathfrak{M}^0 = \frac{48}{343} P l^2; \quad (67)$$

$$\mathfrak{B}^0 = \frac{50}{343} P l^2 \quad (67)$$

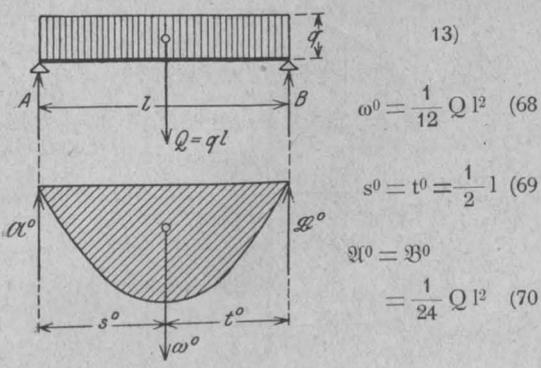


Fig. 21.

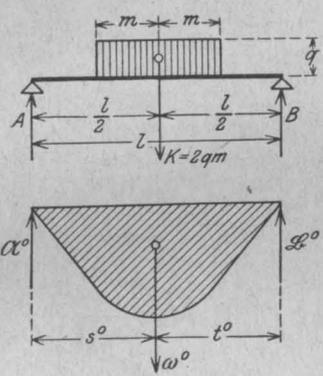


Fig. 22.

14)

$$\omega^0 = \frac{1}{24} K (3 l^2 - 4 m^2) \quad (71)$$

$$s^0 = t^0 = \frac{1}{2} l \quad (72)$$

$$\mathfrak{U}^0 = \mathfrak{B}^0 = \frac{1}{48} K (3 l^2 - 4 m^2) \quad (73)$$

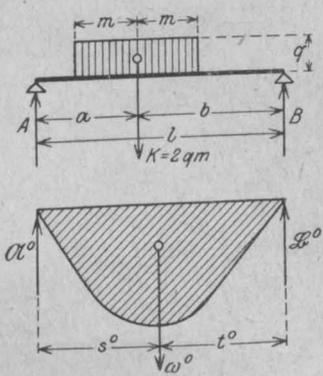


Fig. 23.

15)

$$\omega^0 = \frac{1}{6} K (3 a b - m^2) \quad (74)$$

$$s^0 = a \frac{l^2 - a^2 - m^2}{3 a b - m^2} \quad (75)$$

$$t^0 = b \frac{l^2 - b^2 - m^2}{3 a b - m^2} \quad (76)$$

$$\mathfrak{U}^0 = \frac{K b}{6 l} (l^2 - b^2 - m^2) \quad (77)$$

$$\mathfrak{B}^0 = \frac{K a}{6 l} (l^2 - a^2 - m^2) \quad (78)$$

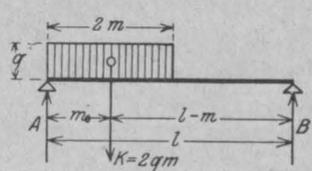


Fig. 24.

16)

$$\omega^0 = \frac{1}{6} K m (3 l - 4 m) \quad (79)$$

$$s^0 = \frac{l^2 - 2 m^2}{3 l - 4 m} \quad (80)$$

$$t^0 = \frac{2 (l - m)^2}{3 l - 4 m} \quad (81)$$

$$\mathfrak{U}^0 = \frac{K m}{3 l} (l - m)^2 \quad (82)$$

$$\mathfrak{B}^0 = \frac{K m}{6 l} (l^2 - 2 m^2) \quad (83)$$

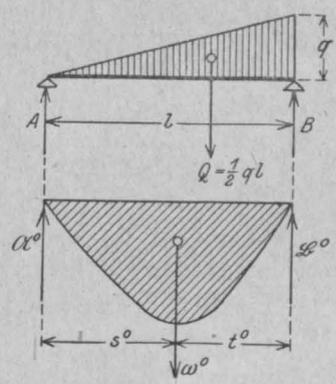


Fig. 25.

17)

$$\omega^0 = \frac{1}{12} Q l^2 \quad (84)$$

$$s^0 = \frac{8}{15} l; \quad t^0 = \frac{7}{15} l \quad (85)$$

$$\mathfrak{U}^0 = \frac{7}{180} Q l^2; \quad \mathfrak{B}^0 = \frac{8}{180} Q l^2 \quad (86)$$

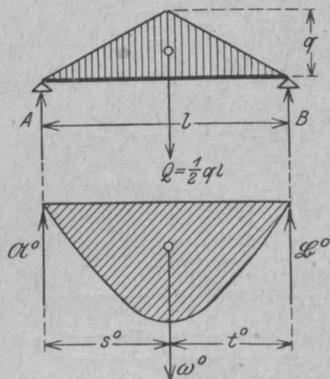


Fig. 26.

18)  $\omega^0 = \frac{5}{48} Q l^2 \dots \dots \dots (87)$

$s^0 = t^0 = \frac{1}{2} l \dots \dots \dots (88)$

$\mathfrak{A}^0 = \mathfrak{B}^0 = \frac{5}{96} Q l^2 \dots \dots \dots (89)$

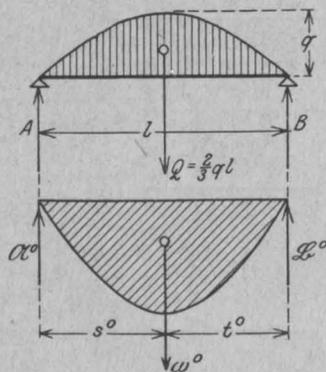


Fig. 28.

20)  $\omega^0 = \frac{1}{10} Q l^2 \dots \dots \dots (96)$

$s^0 = t^0 = \frac{1}{2} l \dots \dots \dots (97)$

$\mathfrak{A}^0 = \mathfrak{B}^0 = \frac{1}{20} Q l^2 \dots \dots \dots (98)$

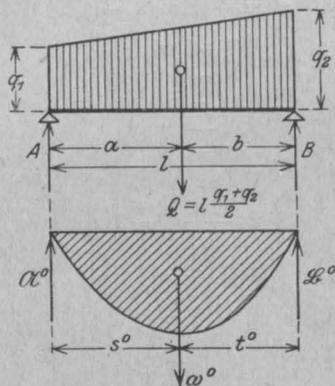


Fig. 27.

19)  $a = \frac{1}{3} l \frac{q_1 + 2q_2}{q_1 + q_2} \dots \dots \dots (90a)$

$\omega^0 b = \frac{1}{3} l \frac{2q_1 + q_2}{q_1 + q_2} \dots \dots \dots (90b)$

$\omega^0 = \frac{1}{12} Q l^2 = \frac{1}{24} l^3 (q_1 + q_2) \dots \dots \dots (91)$

$s^0 = \frac{1}{15} \cdot \frac{7q_1 + 8q_2}{q_1 + q_2} \dots \dots \dots (92)$

$t^0 = \frac{1}{15} \cdot \frac{8q_1 + 7q_2}{q_1 + q_2} \dots \dots \dots (93)$

$\mathfrak{A}^0 = \frac{1}{360} l^3 (8q_1 + 7q_2) \dots \dots \dots (94)$

$\mathfrak{B}^0 = \frac{1}{360} l^3 (7q_1 + 8q_2) \dots \dots \dots (95)$

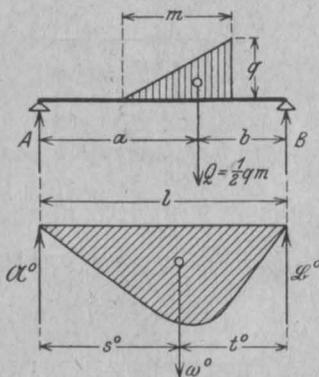


Fig. 29.

21)  $\omega^0 = \frac{1}{36} Q (18ab - m^2) \dots \dots \dots (99)$

$s^0 = \frac{6a}{18ab - m^2} \left( l^2 - a^2 - m^2 \frac{45a - 2m}{270a} \right) \dots (100)$

$t^0 = \frac{6b}{18ab - m^2} \left( l^2 - b^2 - m^2 \frac{45b + 2m}{270b} \right) \dots (101)$

$\mathfrak{A}^0 = \frac{Qb}{61} \left( l^2 - b^2 - m^2 \frac{45b + 2m}{270b} \right) \dots (102)$

$\mathfrak{B}^0 = \frac{Qa}{61} \left( l^2 - a^2 - m^2 \frac{45a - 2m}{270a} \right) \dots (103)$

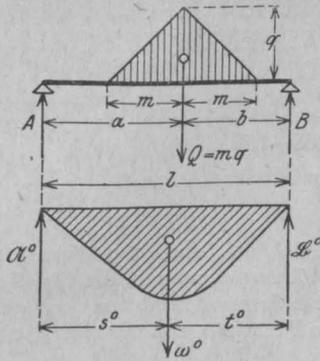


Fig. 30.

22)  $\omega^0 = \frac{1}{12} Q (6ab - m^2) \dots (104)$

$s^0 = \frac{a(l^2 - a^2 - \frac{1}{2}m^2)}{3ab - \frac{1}{2}m^2} \dots (105)$

$t^0 = \frac{b(l^2 - b^2 - \frac{1}{2}m^2)}{3ab - \frac{1}{2}m^2} \dots (106)$

$\mathfrak{A}^0 = \frac{Qb}{6l} (l^2 - b^2 - \frac{1}{2}m^2) \dots (107)$

$\mathfrak{B}^0 = \frac{Qa}{6l} (l^2 - a^2 - \frac{1}{2}m^2) \dots (108)$

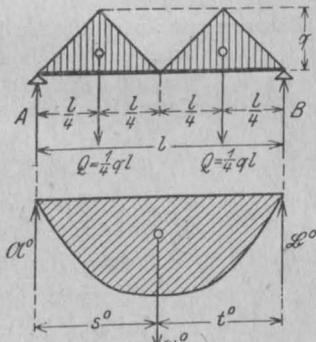


Fig. 31.

23)  $\omega^0 = \frac{17}{96} Q l^2 \dots (109)$

$s^0 = t^0 = \frac{1}{2} l \dots (110)$

$\mathfrak{A}^0 = \mathfrak{B}^0 = \frac{17}{192} Q l \dots (111)$

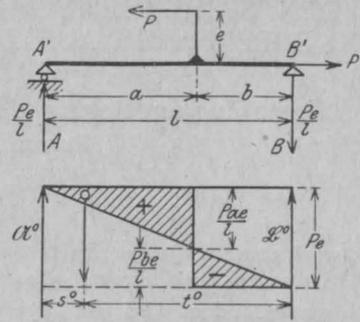


Fig. 32.

24)  $\omega^0 = \frac{1}{2} P e (a - b) \dots (112)$

$s^0 = \frac{3a^2 - l^2}{3(a - b)} \dots (113)$

$t^0 = \frac{l^2 - 3b^2}{3(a - b)} \dots (114)$

$\mathfrak{A}^0 = \frac{P e}{6l} (l^2 - 3b^2) \dots (115)$

$\mathfrak{B}^0 = \frac{P e}{6l} (3a^2 - l^2) \dots (116)$

**3. Auflagerverdrehungen  $\tau_A$  und  $\tau_B$  eines geraden Stabes.**

Die Auflagerverdrehungen  $\tau_A$  und  $\tau_B$  der Achse gerader Stäbe an den Stützpunkten A' und B' ist gleich der entsprechenden Momentenstützkraft geteilt durch EJ, wo E das Elastizitätsmaß des Stabmaterials, J das Trägheitsmoment der unveränderlichen Querschnitte bedeutet.

$$\left. \begin{aligned} \tau_A &= \frac{\mathfrak{A}}{EJ} = \frac{\mathfrak{A}^0 + \mathfrak{A}^x}{EJ} \\ \tau_B &= \frac{\mathfrak{B}}{EJ} = \frac{\mathfrak{B}^0 + \mathfrak{B}^x}{EJ} \end{aligned} \right\} \dots (III)$$

Bei einfachen Trägern mit freier Auflagerung werden  $\mathfrak{A}^x$  und  $\mathfrak{B}^x$  gleich Null, so daß dann

$\tau_A = \frac{\mathfrak{A}^0}{EJ}, \quad \tau_B = \frac{\mathfrak{B}^0}{EJ} \dots (IIIa)$

(Fortsetzung folgt.)

ÜBER DEN SICHERHEITSGRAD VON BEWEHRTEN UND UNBEWEHRTEN BETONKÖRPERN, DIE AUF ZENTRISCHEN UND EXZENTRISCHEN DRUCK BEANSPRUCHT WERDEN.

Unter Zugrundelegung der Versuche von C. BACH und O. GRAF.

(Forschungsarbeiten Heft 166—169.)

Von Dr.-Ing. Heinrich Wohlers, z. Zt. im Felde.

(Schluß von S. 179.)

b) Bei wirksamem Querschnitt zwischen Reißbildungs- und Bruchbelastung:

Nach vorstehendem wird die Lage der Spannungsnulllinie bestimmt:

Untenstehend sind die Werte für die Beton- und Eisenspannungen, die für die bewehrten Körper mit Eisen  $d = 22$  mm bei exzentrischem Kraftangriff  $e = 200$  und  $500$  mm nach vorstehen-

$$y_1 + e = \frac{y_1^3 \left( \frac{1}{3} - \frac{a \epsilon_1}{4} + \frac{5}{192 b^3 \epsilon_1^3} \right) + \alpha (n-1) f_e \{ (y_1 - a)^2 + (1 - y_1 - a)^2 \}}{y_1^2 \left( \frac{1}{2} - \frac{a \epsilon_1}{3} - \frac{1}{12 b^2 \epsilon_1^2} \right) + \alpha (n-1) f_e (2 y_1 - 1)} \dots \dots \dots (11)$$

$$= \frac{y_1 = y_1' + \Delta y_1 - \frac{y_1'^2}{6} (y_1 + 3e) + \alpha (n-1) f_e \{ 1 - 2a + e - y_1 (1 + 2e) \} + y_1'^2 (y_1 + e) \left( \frac{a \epsilon_1}{3} + \frac{1}{12 b^2 \epsilon_1^2} \right) - \left( \frac{a \epsilon_1}{4} - \frac{5}{192 b^3 \epsilon_1^3} \right) y_1^3}{y_1 \left( \frac{y_1}{2} + e \right) + \alpha (n-1) f_e (1 + 2e) - y_1 (3 y_1 + 2e) \left( \frac{a \epsilon_1}{3} + \frac{1}{12 b^2 \epsilon_1^2} + 3 y_1^2 \left( \frac{a \epsilon_1}{4} - \frac{5}{192 b^3 \epsilon_1^3} \right) \right)} \dots \dots \dots (11a)$$

$$E_0 \cdot \epsilon_1 = \frac{P \cdot y_1}{B \left\{ y_1^2 \left( \frac{1}{2} - \frac{a \epsilon_1}{3} - \frac{1}{12 b^2 \epsilon_1^2} \right) + \alpha (n-1) f_e (2 y_1 - 1) \right\}} \dots \dots \dots (12)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= E_0 \cdot \epsilon_1 (1 - a \cdot \epsilon_1) \\ \sigma_2 &= 24,9 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (12a)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{e1} &= \alpha \cdot \epsilon_1 \cdot E_e \cdot \frac{y_1 - a}{y_1} \\ \sigma_{e2} &= \alpha \cdot \epsilon_2 \cdot E_e \cdot \frac{y_2 - a}{y_2} \end{aligned} \right\} \alpha = 1,20 \quad (12b)$$

den Formeln ermittelt sind, graphisch zusammengestellt. An folgendem Beispiel soll der Rechnungsgang erläutert werden:

Exzentrizität des Kraftangriffes  $e = 300$  mm.

Nach Zusammenstellung 19 der Forschungsarbeiten ergeben sich folgende Mittelwerte für die Querschnittabmessungen

- $h = 40,2$  cm,
- $B = 40,1$  „
- $a = 3,8$  „
- $f_e = 15,25$  cm<sup>2</sup>,

Belastung  $P = 26\ 000 - 2\ 000 = 24\ 000$  kg.

In die Formeln einzusetzen sind für

$$a = \frac{3,8}{40,2} = 0,094;$$

$$e = \frac{100}{400} = \frac{1}{4};$$

$$n = \frac{E_e}{E_0} = \frac{2\ 150\ 000}{311\ 000} = 6,92.$$

Vor der Reißbildung bei niederen Belastungen:

$$\alpha \cdot (n-1) f_e = \frac{1,15 \cdot 5,92 \cdot 15,25}{40,2 \cdot 40,1} = 0,064.$$

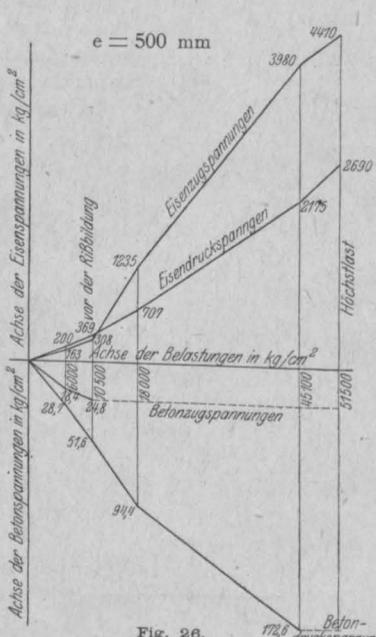
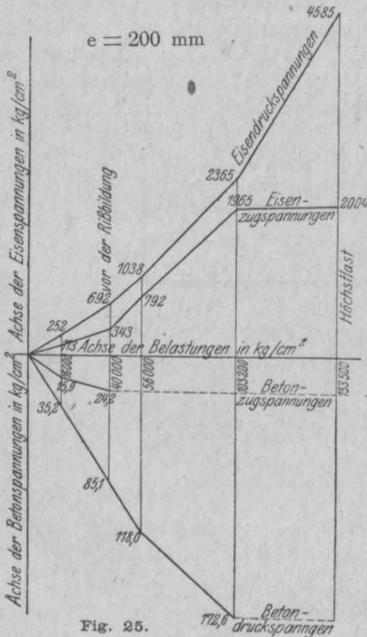


Fig. 25.

Fig. 26.

Nach der Rißbildung bei höheren Belastungen

$$\alpha(n-1)f_e = \frac{1,20 \cdot 5,92 \cdot 15,25}{40,2 \cdot 40,1} = 0,067.$$

Nach Gl. (7a):

$$y_0' = \frac{1}{12} + \frac{\left(\frac{1}{2} - 0,094\right)^2 \cdot 0,064}{\left(\frac{1}{2} + \frac{1}{4}\right)(1 + 2 \cdot 0,064)} = 0,11,$$

$$y_1 = 0,5 + 0,11 = 0,61.$$

$$\Delta y_0 =$$

$$= \frac{-\frac{a \varepsilon_1 + b \varepsilon_2}{12} \left\{ \frac{0,11^2}{2} - 4 \cdot 0,11 \left( \frac{1}{2} + \frac{1}{4} \right) + \frac{3}{8} \right\} + \frac{a \varepsilon_1 - b \varepsilon_2}{12} \left\{ (4 \cdot 0,11^2 + 1) \left( \frac{1}{2} + \frac{1}{4} \right) + 0,11 \left( 0,11^2 - \frac{5}{4} \right) \right\}}{\left( \frac{1}{2} + \frac{1}{4} \right) (1 + 2 \cdot 0,064) - \frac{a \varepsilon_1 + b \varepsilon_2}{12} \left\{ 4 \cdot \left( \frac{1}{2} + \frac{1}{4} \right) - 0,11 \right\} - \frac{a \varepsilon_1 - b \varepsilon_2}{12} \left\{ 3 y_0^2 + 8 \cdot 0,11 \left( \frac{1}{2} + \frac{1}{4} \right) - \frac{5}{4} \right\}}$$

$$= \frac{-(a \varepsilon_1 + b \varepsilon_2) \cdot 0,0043 + (a \varepsilon_1 - b \varepsilon_2) \cdot 0,054}{0,846 - (a \varepsilon_1 + b \varepsilon_2) \cdot 0,241 + (a \varepsilon_1 - b \varepsilon_2) \cdot 0,046}$$

$$a = 450; \quad b = 3130;$$

$$b \varepsilon_2 = 3130 \cdot \varepsilon_1 \cdot \frac{1 - 0,61}{0,61} = 2000 \varepsilon_1$$

$$= \frac{-94,5 \varepsilon_1}{0,846 - 661 \varepsilon_1}; \quad \text{für } \varepsilon_1 = \frac{2,60}{10\,000} \text{ ist}$$

$$\Delta y_0 = -0,037,$$

$$y_1 = (0,610 - 0,037) \cdot 40,2 = 23,0,$$

$$y_2 = 40,2 - 23,1 = 17,2.$$

Nach Gl. (8):

$$E_0 \cdot \varepsilon_1 = \frac{24\,000 \cdot 23,0}{40,1 \left\{ \frac{1}{2} (23,0^2 - 17,2^2) + 0,067 \cdot 40,2 (23,0 - 17,2) - \frac{450 \cdot 2,5}{3 \cdot 10\,000} \cdot 23,0^2 + \frac{2000 \cdot 2,5}{3 \cdot 10\,000} \right\}}$$

$$E_0 \cdot \varepsilon_1 = 84,8,$$

$$\varepsilon_1 = \frac{84,8}{311\,000} = \frac{2,72}{10\,000},$$

$$\varepsilon_2 = \frac{2,72}{10\,000} \cdot \frac{17,2}{23,0} = \frac{2,03}{10\,000},$$

$$\sigma_{b1} = 84,8 \cdot \left( 1 - \frac{450 \cdot 2,72}{10\,000} \right) = 74,3 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{b2} = \frac{311\,000 \cdot 2,03}{10\,000} \left( 1 - \frac{3130 \cdot 2,03}{10\,000} \right) = 23,2 \text{ kg/cm}^2.$$

a) Auf exzentrischem Druck beanspruchte bewehrte Betonkörper ( $d = 8 \varnothing 16 \text{ mm}$ ).  
 $e = 100 \text{ mm}$ .

Belastung in kg	Versuchsergebnisse		Nulllinien- lage aus den gesamt- ten Deh- nungen	Rechnungswerte		
	federnde Dehnungen			Dehnungen		Nulllinien- lage
	$\varepsilon_1$	$\varepsilon_2$		$\varepsilon_1$	$\varepsilon_2$	
26 000	0,000 125	0,000 016	34,5	0,000 125	0,000 026	33,2
86 000	0,000 475	0,000 078	33,7	0,000 458	0,000 104	32,7
Rißbildungslast:						
126 000	0,000 770	—	32,8	0,000 724	0,000 175	32,1

Nach Gl. (9):

$$\sigma_{e1} = \frac{1,15 \cdot 2,72 \cdot 2\,150\,000}{10\,000 \cdot 23,0} \cdot (23,0 - 3,8) = 562 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{e2} = \frac{1,15 \cdot 2,93 \cdot 2\,150\,000}{10\,000 \cdot 17,2} \cdot (17,2 - 3,8) = 391 \text{ kg/cm}^2.$$

Zur Prüfung der Ergebnisse dient Gl. (10):

$$24\,000 \cdot (23,0 + 10,0) = \frac{311\,000 \cdot 2,72}{23,0 \cdot 10\,000} \cdot 40,1 \left\{ \frac{1}{3} (23,1^3 + 17,1^3) \right\}$$

$$= \frac{450 \cdot 2,67}{4 \cdot 10\,000} \cdot 23,1^3 - \frac{3130 \cdot 1,97}{4 \cdot 10\,000} \cdot 17,1^3 + 0,064 \cdot 40,2 (19,3^2 - 13,3^2) \left\{ \right.$$

$$\left. 7,92 \text{ mt} = 7,81 \text{ mt}.$$

Die Probe genügt für die Richtigkeit der Rechnungsergebnisse.

Werden (s. Tabelle) die bei den Versuchen gemessenen federnden Zusammendrückungen und Verlängerungen an der Druck- und Zugseite der

Betonkörper nach Abb. 4 und die Nulllinienlage mit den nach den analytischen Berechnungen sich ergebenden Werten einem Vergleiche unterzogen, so ist im allgemeinen eine gute Übereinstimmung zu erkennen, so daß die berechneten Spannungen als zutreffend bis zur Ribbildungslast anzusehen sind. Auch hier bei den graphischen Darstellungen auf S. 65 tritt bei der Ribbildung klar die Erscheinung wieder hervor, daß die Zugfestigkeit des Betons einen fast gleichen Wert wie die Maximalspannung nach dem parabolischen Spannungsgesetz 24,9 kg/cm<sup>2</sup> ergibt. Sowohl die Betonspannungen wie vor allem auch die Eisenspannungen zeigen schon bei niedrigen Belastungen beachtenswerte Unterschiede, die aufs deutlichste zeigen, daß die Gültigkeit des Hookschen Gesetzes für den Eisenbeton nicht zutrifft; keineswegs wird den tatsächlichen auftretenden Spannungen des Eisens Rechnung getragen, wenn bei allen Belastungsfällen für das Elastizitätsmodulverhältnis des Eisens zum Beton eine feste Zahl n zugrunde gelegt wird.

2. Die Höchstbelastung für  $\sigma_{b,max} = 172,6 \text{ kg/cm}^2$  tritt für  $\epsilon_1 = \frac{1}{2a} = \frac{1}{900} = \frac{11,11}{10\,000}$  ein.

Nach Gl. (11a) wird dann:

$$y_1 = 0,500,$$

$$\Delta y_1 =$$

$$\frac{-0,52}{6} (0,5 + 3 \cdot 0,25) + 0,067 \left\{ 1 - 0,188 + 0,250 - 0,5(1 + 2 \cdot 0,25) \right\} + 0,5^2 (0,5 + 0,25) \frac{a \epsilon_1}{3} + \frac{1}{12 b^2 \cdot \epsilon_1^2} \cdot 0,5^3 \left( \frac{a \epsilon_1}{4} - \frac{5}{192 b^3 \cdot \epsilon_1^3} \right)$$

$$0,5 \left( \frac{0,5}{2} + 0,25 \right) + 0,067 (1 + 2 \cdot 0,25) - 0,5 (3 \cdot 0,5 + 2 \cdot 0,25) \left( \frac{a \epsilon_1}{3} + \frac{1}{12 b^2 \cdot \epsilon_1^2} \right) + 3 \cdot 0,5^2 \left( \frac{a \epsilon_1}{4} - \frac{5}{192 b^3 \cdot \epsilon_1^3} \right)$$

$$\Delta y_1 = \frac{-0,031 + \left( \frac{a \epsilon_1}{3} + \frac{1}{12 b^2 \cdot \epsilon_1^2} \right) 0,188 - \left( \frac{a \epsilon_1}{4} - \frac{5}{192 b^3 \cdot \epsilon_1^3} \right) 0,125}{+ 0,350 - \left( \frac{a \epsilon_1}{3} + \frac{1}{12 b^2 \cdot \epsilon_1^2} \right) 1,000 + \left( \frac{a \epsilon_1}{4} - \frac{5}{192 b^3 \cdot \epsilon_1^3} \right) 0,750}$$

$$\frac{a \epsilon_1}{3} + \frac{1}{12 b^2 \cdot \epsilon_1^2} = 0,173,$$

$$\frac{a \epsilon_1}{4} + \frac{5}{192 b^3 \cdot \epsilon_1^3} = 0,124,$$

$$y_1 = 0,052,$$

$$y_1 = (0,500 - 0,052) \cdot 40,2 = 18,0 \text{ cm},$$

$$y_2 = 40,2 - 18,0 = 22,2 \text{ cm}.$$

Nach Gl. (12):

$$P_{max} = \frac{311\,000 \cdot 11,11}{18,0 \cdot 10\,000} \cdot 40,1 \cdot 18,0^2 (0,5 - 0,173) + 0,067 \cdot 40,2 \cdot (2 \cdot 18,0 - 40,2),$$

$$P_{max} = 73\,000 \text{ kg},$$

$$\epsilon_1 = \frac{11,11}{10\,000}; \quad \sigma_b = 172,6 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{e1} = \frac{1,2 \cdot 11,11}{10\,000} \cdot 2\,150\,000 \cdot \left( \frac{18,0 - 3,8}{18,0} \right) = 2260 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{e2} = \frac{1,2 \cdot 11,11}{10\,000} \cdot 2\,150\,000 \cdot \frac{22,2 - 3,8}{18,0} = 2930 \text{ kg/cm}^2.$$

Prüfung der Ergebnisse:

$$73\,000 (18,0 + 10,0)$$

$$= \frac{311\,000 \cdot 11,11}{18,0 \cdot 10\,000} \cdot 40,1 \left\{ (0,333 - 0,124) \cdot 18,0^3 + 0,067 \cdot 40,2 (14,2^2 + 18,4^2) \right\},$$

$$20,44 \text{ mt} = 20,56 \text{ mt}.$$

Die Prüfung stimmt gut.

Der Bruch des Körpers erfolgte erst bei der Belastung  $P = 103\,000 \text{ kg}$ . Würde der Körper als Querbewehrung keine Spiral-, sondern einfache Bügelbewehrung haben, dann hätte der Bruch früher, als die höchste Druckfestigkeit des Betons erreicht war, also bei 73 000 kg eintreten müssen. Der Belastungsunterschied

$$P' = 103\,000 \text{ kg} - 73\,000 \text{ kg} = 30\,000 \text{ kg}$$

ist von den Eiseneinlagen allein nach den weiter oben ausgeführten Erörterungen aufzunehmen.

Die Umschnürung wird mit dem 2,4 fachen Werte als Längsbewehrung eingesetzt. Die Spiralbewehrung bestand aus schraubenförmigen Wicklungen von 5 mm Rundisen und 70 mm Steigung nach Seite 4 der Forschungsarbeiten, es ist

$$F_{e,d} = 15,25 + 2,4 \cdot 4 \cdot \frac{32,6 \cdot 0,20}{7,0}$$

$$= 15,25 + 8,95 = 24,2 \text{ cm}^2,$$

$$D_e = \frac{30\,000 \cdot 46,4}{32,6} = 42\,700 \text{ kg},$$

$$Z_e = 42\,700 - 30\,000 = 12\,700 \text{ kg},$$

$$\sigma_{e1} = 2260 + \frac{42\,700}{24,2} = 4025 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{e2} = 2930 + \frac{12\,700}{15,25} = 3765 \text{ kg/cm}^2.$$

Nach den Mitteilungen der Forschungsarbeiten auf S. 81 ging bei der Höchstbelastung die Zerstörung des Körpers nach Abb. 7 bei  $e = 100 \text{ mm}$ ,  $200 \text{ mm}$  und  $e = 300 \text{ mm}$  von der Druckzone aus, indem die Quetschgrenze der Eiseneinlagen überschritten wurde; bei  $e = 500 \text{ mm}$  wurde die Zerstörung durch die Erreichung der Streckgrenze der Eiseneinlagen in der Zugzone eingeleitet. Diese Beobachtungen bestätigen die nebenstehenden analytischen Rechnungsergebnisse. Deutlich ist auch der Einfluß der Umschnürung nach nebenstehender graphischer Darstellung zu

Beton- und Eisenspannungen der bewehrten Betonkörper bei den Höchstlasten.

1. Abb. 7. 8  $\varnothing$  22 mm.

e	Höchstlast in kg ohne und mit Einfluß der Umschnürung	Spannungen in kg/cm <sup>2</sup>			
		$\sigma_{b1}$	$\sigma_{b2}$	$\sigma_{e1}$	$\sigma_{e2}$
100	171 000	172,6	24,9	2530	385
	221 000			4265	-168
200	103 200	172,6	24,9	2365	1965
	153 500			4585	2004
300	73 000	172,6	24,9	2260	2930
	103 000			4025	3765
500	45 100	172,6	24,9	2175	3980
	51 500			2690	4410

2. Abb. 4. 8  $\varnothing$  16 mm.

100	156 500	172,6	24,9	2585	447
	198 500			4660	-414
200	87 100	172,6	24,9	2235	2460
	119 333			4200	2875
300	61 000	172,6	24,9	2255	3785
	67 600			2745	3970
500	30 350	168,1	24,9	749	4420
	—			—	—

erkennen. Je größer die Exzentrizität wird, je mehr also die Biegungsbeanspruchung in den Vordergrund tritt, desto näher rückt die Belastung für die Größtanstrengung des Betons an die Höchstlast. Allerdings sind die errechneten Eisenspannungen alle reichlich groß für den Bruchzustand, so daß aus dieser Erscheinung geschlossen werden kann, daß im allgemeinen die aus den Versuchen gewonnenen Höchstlasten sich nach der analytischen Berechnung bei Zulassung der Quetschgrenze von 3800 kg/cm<sup>2</sup> etwas kleiner ergeben werden.

Auch die Beobachtungen über den Vorgang bei der Zerstörung der Versuchskörper nach Abb. 4, die auf Seite 34 der Forschungsarbeiten mitgeteilt sind, besagen dasselbe, was sich aus den analytischen Ermittlungen, nach vorstehender Zusammenstellung folgern läßt. Bei  $e = 100$  mm und  $e = 200$  mm war die Widerstandsfähigkeit in der Druckzone für die Größe der Höchstlast maßgebend; bei  $e = 300$  mm und  $e = 500$  mm ging die Zerstörung durch Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen von der Zugzone aus. Bemerkenswert ist, daß bei  $e = 500$  mm schon vor Erreichung der Druckfestigkeit des Betons durch die Höchstbelastung die Streckgrenze der 16 mm starken Zugseilen erreicht wird, so daß die Umschnürung keinen Einfluß mehr hat.

Nachstehende Skizze zeigt die Linienzüge der Beton- und Eisenspannungen der bewehrten Betonkörper nach Fig. 7 für den exzentrischen Kraftangriff  $e = 200$  und 500 mm.

Ist der Sicherheitsgrad der in der Druck- und Zugzone bewehrten, umschnürten Betonkörper zu

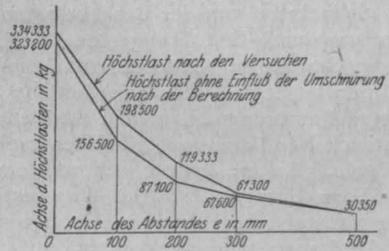
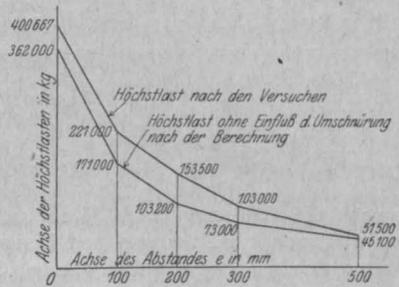


Fig. 27.

bestimmen, so ist von der Höchstlast auszugehen. Wird als zulässige Belastung  $\frac{1}{4}$  der Bruchlast, also 4fache Sicherheit gewählt, dann zeigen die für diese Belastungen zusammengestellten Tabellen:

Beton- und Eisenspannungen der bewehrten Betonkörper bei der zulässigen Belastung  $= \frac{1}{4}$  der Bruchlast:

Betonkörper nach Abb. 7 u. 8.  
Eisen  $d = 22$  mm.

e	Zulässige Belastung P in kg	$\sigma_{bd}$	$\sigma_{bz}$	$\sigma_{ed}$	$\sigma_{ez}$
mm		kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
100	55 250	71,1	13,5	601	70,1
200	38 400	81,8	24,9	663	328
Rißbildungslast:					
300	24 000 (25 750)	74,3	24,9	562	391
500	10 500 (12 875)	51,6	24,8	369	308

Betonkörper nach Abb. 4.  
8 Eisen  $d = 16$  mm.

e mm	Zu- lässige Be- lastung P in kg	$\sigma_{bd}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{bz}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{ed}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{ez}$ kg/cm <sup>2</sup>
100	45 600.	66,6	13,1	573	69,5
200	29 830	69,8	24,4	542	267
300	16 900	53,0	23,2	395	260
500	7 590	37,5	22,1	254	218

daß sowohl die Betonzug- und Betondruckspannungen, wie auch die Eisenzug- und Eisendruckspannungen sich bei der gewählten 4fachen Sicherheit gegen Bruch sehr stark unterscheiden. Die zulässigen Spannungen bilden also keineswegs einen Maßstab für die Sicherheit der Eisenbetonkörper, vielmehr ist von der Bruchbelastung auszugehen, um durch Einführung eines Sicherheitsgrades die Gewähr zu bekommen, daß die Eisenbetonkörper tatsächlich die erforderliche Sicherheit gegen Zerstörung besitzen. Mit den weiter oben entwickelten Formeln ist die Höchstbelastung zu ermitteln. Erstere lassen sich auf eine einfachere Form bringen, sobald ein bestimmter Spannungszustand des Betons, wie in diesem Falle, dessen Größtanstrengung festgelegt ist.

### Schlußbemerkung.

Die vorliegenden Versuche von C. Bach und O. Graf mit bewehrten und unbewehrten Betonkörpern, die auf zentrischen und exzentrischen Druck belastet wurden, geben ein sehr wertvolles Material für die Beurteilung des bewehrten und unbewehrten Betons in seinem elastischen Verhalten als Baustoff bis zur Höchstbelastung.

Konnte aus den Versuchsergebnissen für die zentrische Belastung der Betonprismen nachgewiesen werden, daß sowohl für die Zug- und Druckelastizität des Betons vor allem bei den höheren Betonanstrengungen das parabolische Spannungsgesetz bei weitem am besten zutrifft, so zeigten die Untersuchungen der gleichen Art mit den Betonkörpern, daß für die Druckelastizität der bewehrten und unbewehrten Betonkörper ein gleiches parabolisches Spannungsgesetz aufzustellen war, dessen Spannungsgrößtwert mit der durchschnittlichen aus der Bruchbelastung hergeleiteten Spannung sich deckte. Beide für die Zug- und Druckelastizität des Betons gefundenen Spannungsgesetze ergaben die gleichen Elastizitätszahlen für den belastungslosen Zustand.

Es durfte daher ohne Bedenken die Gültigkeit des ermittelten parabolischen Spannungsgesetzes

für die Berechnung der Spannungen ausgesprochen werden. Die durchschnittlichen guten Übereinstimmungen der Versuchsergebnisse mit den analytischen Ermittlungen: die im durchaus zutreffenden Einklang zueinander stehenden gefundenen federnden Dehnungen bis zu den bei den Versuchen vorgenommenen Messungen, insbesondere die Lage der Nulllinie fast bis zur Höchstbelastung, lassen die Schlußfolgerung zu, daß die Voraussetzung der dargelegten statischen Berechnung, insbesondere die Gültigkeit des parabolischen Spannungsgesetzes und das Ebenbleiben der Querschnitte nach eingetretener Formänderung für die Beurteilung der auftretenden Beton- und Eisenspannungen der bewehrten und unbewehrten Betonkörper ausreichend zutreffen.

Als beachtenswerte Erscheinungen treten nach den analytischen Ermittlungen auf, daß sich als Größtwerte der Druck- und Zugsanstrengungen des Betons immer wieder fast gleich große Werte ergeben, die den aus den parabolischen Spannungsgesetzen hergeleiteten Maximalspannungen für Druck 172,6 kg/cm<sup>2</sup> und Zug 24,9 kg/cm<sup>2</sup> entsprechen; es kann somit auch von einer vorhandenen Elastizitätsgrenze bei dem Beton und Eisenbeton als Baustoff gesprochen werden. In völliger Übereinstimmung mit den bei den Versuchen gemachten Beobachtungen lassen die analytischen Ermittlungen erkennen, ob die Zerstörung der Körper von der Druck- oder Zugzone ausging.

Was den Sicherheitsgrad der auf zentrischen und exzentrischen Kraftangriff beanspruchten bewehrten und unbewehrten Betonkörper betrifft, so ist für dessen Beurteilung nicht die zulässige Beton- oder Eisenspannung maßgebend, sondern es muß von der Höchstbelastung der Betonkörper, die zum Bruche führt, ausgegangen werden, um durch die Festlegung einer zulässigen Belastung die zu verlangende Sicherheit zu erreichen. Die aufgestellte analytische Berechnung gibt die Mittel hierzu an die Hand.

Dieser Abhandlung, die bereits kurz nach der Veröffentlichung der vorliegenden Versuche „Forschungsarbeiten Heft 166—169“ Ende 1914 begonnen wurde und deren endgültige Fertigstellung infolge baldiger Einberufung des Verfassers zum Heeresdienste zurückgestellt werden mußte, liegt der von Herrn Prof. Dr.-Ing. Gehler immer wieder betonte Gedanke zugrunde, daß die Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton für weitere Studien eine Fundgrube bedeuten, deren Ausbeute noch manche wissenschaftliche Erkenntnisse erhoffen läßt.

Gemäß den dankenswerten Anregungen von Herrn Prof. Dr.-Ing. Gehler sollte nun die vor-

stehende Arbeit dazu beitragen, den Beton- und Eisenbeton bei achsialem Druck mit und ohne Biegungsbeanspruchung in seinem elastischen Verhalten als Baustoff bis zum Bruche zu erfor-

suchen, um unter dem Eindruck umfangreichen Versuchsmaterials eine möglichst einwandfreie Beurteilung der Widerstandsfähigkeit solcher Körper herbeizuführen.

## DER AUF EINFACHE BIEGUNG BEANSPRUCHTE EISENBETONQUERSCHNITT.

Von Max Schendera, Zivil-Ingenieur in Neuß.

In der nachstehenden Abhandlung schließe ich mich den preußisch-ministeriellen Vorschriften vom Jahre 1916 an.

### a) Einfache Armierung nur in der Zugzone.

#### 1. Platte.

Der gesamte Eisenbetonquerschnitt ist gegeben durch folgende 4 Größen:

- $h$  = gesamte Betonstärke der Platte in cm,
- $a$  = Abstand des Schwerpunktes der Eiseneinlage von der gezogenen Plattenkante in cm,
- $b$  = Breite der Platte in cm,
- $f_e$  = gesamter Eisenquerschnitt auf die Plattenbreite  $b$  in qcm.

Wird diese in ihren Querschnittsabmessungen festgelegte Platte durch ein Biegemoment  $\mathfrak{M}$  belastet, so entstehen in dem Querschnitt

- $\sigma_e$  = höchste Zugspannung im Eisen in kg pro qcm,
- $\sigma_b$  = höchste Druckspannung des Betons in kg pro qcm am Plattenrande.

Zur Ausrechnung der Größe dieser Spannungen bedarf man noch der Elastizitätsziffern von Beton und Eisen, es genügt aber auch schon das Verhältnis dieser beiden Größen zueinander zu kennen, und zwar soll dieses mit  $n = 15$  nach den ministeriellen Vorschriften angenommen werden.

Von den vorgenannten Größen

$$h, a, b, f_e, \mathfrak{M}, \sigma_e, \sigma_b, n$$

ist also  $n$  als konstanter Faktor aus der weiteren Betrachtung auszuschließen. Auch  $a$  ist ebenfalls nicht weiter zu behandeln. Nach den ministeriellen Vorschriften soll bei Platten in Hochbauten die Betondeckung an der Unterseite mindestens 1,0 cm stark sein, so daß sich  $a = 1,0 + \frac{d}{2}$  in cm ergibt, worin  $d$  den Durchmesser der Eiseneinlage bei Verwendung des am meisten üblichen Rund eisens bedeutet.

Von den übrigbleibenden 6 Größen

$$h, f_e, b, \sigma_e, \sigma_b, \mathfrak{M}$$

können infolge der gegebenen Abhängigkeitsverhältnisse 4 Größen angenommen werden, wodurch dann die anderen beiden Größen zwangsweise gegeben sind. Häufig sind diese beiden übrigbleibenden Größen aber in so engen Grenzen zueinander festgelegt, daß das Dimensionieren von Eisenbeton-

konstruktionen mehr ein Probieren ist, ob angenommene Werte genügen, als ein glattes Rechnen. Eine weitere Verschärfung des Rechnens tritt noch dadurch hinzu, daß bei Eisenbetonkonstruktionen das Eigengewicht nicht wie bei den meisten Eisenkonstruktionen geschätzt wird und dann ohne erhebliche Differenzen vernachlässigt werden kann, sondern wegen seiner Größe genau ermittelt werden muß, um in die Berechnung eingesetzt zu werden.

Der gewöhnliche Gang einer Berechnung ist etwa folgender:

Damit das Kostenminimum bei Platten erreicht wird, müssen die höchsten zulässigen Beton- und Eisenspannungen ausgenützt werden. Gegeben ist hierbei die Nutzlast, das Eigengewicht des Fußbodenbelages und des Deckenputzes in kg pro qm, sowie die Spannweite  $l$  der Platte. Durch probeweise Annahme eines Wertes  $h$  für die Dicke der Betonplatte ergibt sich alsdann das Gesamtgewicht der Konstruktion, woraus dann nach den Regeln der Statik  $\mathfrak{M}$  und  $h$  ermittelt wird. Als dann ist zu untersuchen, ob der erste angenommene Wert für  $h$  nicht allzusehr von dem gefundenen Werte für  $h$  abweicht. Gegebenenfalls ist der Rechnungsgang so lange zu wiederholen, bis die Werte von  $h$  eine genügende Übereinstimmung zeigen.

Setzt man in  $\mathfrak{M}$  die Belastung getrennt ein nach

1.  $N$  = Nutzlast in kg/qm,
2.  $N_1$  = Gewicht des Fußbodens, Deckenputzes usw., ebenfalls in kg/qm,
3.  $E_1$  = Eigengewicht des Betons vom Schwerpunkte der Eiseneinlage bis zur gedrückten Betonkante, also  $(h - a) \cdot 2400$ , wobei  $(h - a)$  in m,
4.  $E_2$  = Eigengewicht des Betons zur Umhüllung der Eisen, also  $a \cdot 2400$ , wobei  $a$  in m ausgedrückt ist,

so lautet die allgemeine Biegunsgleichung

$$\mathfrak{M} = \frac{P l^2}{\eta}$$

oder

$$M = \frac{[N + N_1 + (h - a) \cdot 2400 + a \cdot 2400] l^2}{\eta} \quad (1)$$

Diesen Wert von  $M$  in Gl. (41) der ministeriellen Bestimmungen vom Jahre 1909 eingesetzt;

$(h - a) = r \sqrt{M : b}$  ergibt.

$$h - a = r \sqrt{\frac{(N + N_1 + (h - a) \cdot 2400 + a \cdot 2400) l^2}{\eta b}} \quad (2)$$

für  $b = 100$  wird  $h - a$  in cm ausgedrückt.

$$(h - a) = \frac{12r^2 l^2}{\eta} + 1 \sqrt{\left(\frac{12r^2}{\eta}\right)^2 l^2 + [N + N_1 + a \cdot 24,00] \frac{r^2}{\eta}} \quad (3)$$

Für verschiedene Randspannungsverhältnisse  $\sigma_e$  und  $\sigma_b$  kann man den Wert von  $r$  ermitteln, und damit für die verschiedenen Auflagerverhältnisse Tabellen zu obiger Gleichung anfertigen. Für den freiaufliegenden Balken mit gleichmäßig verteilter Last wird  $\eta = 8$ , für den eingespannten Balken 12 bzw. 24, für den durchlaufenden Balken auf mehrere Stützen kann nach den neuen Bestimmungen  $\eta$  zu 11 resp. 14 angenommen werden.

Rechnet man nach Winkler, so wird

$$M = [N \alpha + N_1 \beta + E_1 \beta + E_2 \beta] l^2,$$

wobei  $\alpha$  und  $\beta$  die Winklerschen Zahlen für gleichmäßig verteilte Belastungen bedeuten. Daraus wird unter Einsetzung der Werte für  $E_1$  und  $E_2$

$$M = [N \alpha + (N_1 + a \cdot 2400) \beta + (h - a) \beta] l^2.$$

Da auch hier wieder  $\alpha$  und  $\beta$  bekannte Zahlen sind, so kann man auch dafür Tabellen schon vorher anfertigen. Im nachfolgenden sind diese errechnet worden, in Tabelle I für  $\eta = 8, 10, 11, 12, 14, 20, 24$ , in Tabelle II für die Winklerschen Zahlen, bei Anwendung der 4 Spannungsverhältnisse  $\sigma_b : \sigma_e = 40 : 1200, 35 : 1200, 40 : 1000, 35 : 1000$ .

Bei Verwendung dieser Tabellen ist jetzt nur noch der Wert  $a$  zu schätzen, der etwa zwischen 1,4 bei ganz schwachen Decken mit 8 mm starker Rundeiseneinlage und höchstens 1,75 bei starken Decken mit sehr schwerer Eiseneinlage schwankt. Die Anwendung der Tabelle erübrigt stets eine Doppelrechnung.

Ist der Wert  $(h - a)$  bekannt, so ergibt sich  $f_e$  aus Gl. (42) und Tabelle II der ministeriellen Vorschriften von 1907 oder aus folgender Gleichung:

$$f_e = (h - a) \frac{b n \sigma_b^2}{2 \sigma_e [\sigma_e + n \sigma_b]} \quad (4)$$

Für  $\sigma_b = 40, \sigma_e = 1200 \text{ kg/qcm}$  wird  $f_e = 0,00556(h - a) b$   
 $= 40, = 1000 \text{ " " " " } = 0,00750 \text{ " "}$   
 $= 35, = 1200 \text{ " " " " } = 0,00444 \text{ " "}$   
 $= 35, = 1000 \text{ " " " " } = 0,00602 \text{ " "}$

Tabelle 1.

$\sigma_b = 40, \sigma_e = 1200$	$\eta = 8$	$h - a = 0,252 l^2 + 1 \sqrt{0,0635 l^2 + 0,0210 [N + N_1 + a_{cm} - 23] l}$		
	10	0,2017	0,0407	0,0168
	11	0,183	0,0336	0,0153
	12	0,168	0,0283	0,0140
	14	0,144	0,0208	0,0120
	20	0,101	0,0102	0,0084
	24	0,084	0,00706	0,0070
$\sigma_b = 35, \sigma_e = 1200$	8	0,314	0,0990	0,0262
	10	0,252	0,0633	0,0210
	11	0,229	0,0524	0,0190
	12	0,210	0,0440	0,0175
	14	0,180	0,0323	0,0150
	20	0,126	0,0158	0,0105
	24	0,105	0,0110	0,0087
$\sigma_b = 40, \sigma_e = 1000$	8	0,228	0,0520	0,0190
	10	0,183	0,0333	0,0152
	11	0,166	0,0275	0,0138
	12	0,152	0,0231	0,0127
	14	0,130	0,0170	0,0109
	20	0,091	0,0083	0,0076
	24	0,076	0,0058	0,0063
$\sigma_b = 35, \sigma_e = 1000$	8	0,282	0,0790	0,0234
	10	0,225	0,0506	0,0187
	11	0,205	0,0418	0,0170
	12	0,188	0,0351	0,0156
	14	0,161	0,0258	0,0134
	20	0,112	0,0127	0,0094
	24	0,094	0,0088	0,0078

Tabelle II.

(Zur Berechnung h - a nach Winkler.)

$\alpha$  Koeffizient für gleichmäßig verteilte Last nur im berechneten Felde (Nutzlast in kg pro qm)

$\beta$  „ „ „ „ „ auch in den benachbarten Feldern (Eigengewicht in kg pro qm).

Allgemein ist  $(h - a) = \frac{r^2 \cdot 100 \cdot 24}{2} \frac{\beta}{b} l^2 + 1 \sqrt{\left[ \frac{r^2 \cdot 100 \cdot 24}{2} \frac{\beta}{b} \right]^2 l^2 + \frac{r^2 \cdot 100}{b} \alpha N + \frac{r^2 \cdot 100}{b} \beta (N_1 + a \cdot 24)}$ , wobei l in m, b und h - a in cm einzusetzen sind.

Randspannungen in kg pro qcm		r	Für beliebigen Querschnitt		Für den gefährlichen Querschnitt, und die Breite b = 100 cm	
$\sigma_b$	$\sigma_e$				Träger auf 3 Stützen Feldmoment $\alpha = 0,095, \beta = 0,07$	
40	1000	0,39	$h - a = 182,52 \cdot \frac{\beta}{b} l^2 + 1 \sqrt{\left[ \frac{182,52 \beta}{b} \right]^2 l^2 + \frac{15,21}{b} [\alpha N + \beta (N_1 + a \cdot 24)]}$		$h - a = 0,127 l^2 + 1 \sqrt{0,0163 l^2 + 0,0145 N + 0,0106 (N_1 + a \cdot 24)}$	
40	1200	0,41	$= 201,72 \cdot \frac{\beta}{b} l^2 + 1 \sqrt{\left[ \frac{201,72 \beta}{b} \right]^2 l^2 + \frac{16,81}{b} [\alpha N + \beta (N_1 + a \cdot 24)]}$		$= 0,141 l^2 + 1 \sqrt{0,0200 l^2 + 0,0160 N + 0,0118 (N_1 + a \cdot 24)}$	
35	1000	0,433	$= 225 \cdot \frac{\beta}{b} l^2 + 1 \sqrt{\left[ \frac{225 \beta}{b} \right]^2 l^2 + \frac{18,75}{b} [\alpha N + \beta (N_1 + a \cdot 24)]}$		$= 0,157 l^2 + 1 \sqrt{0,0248 l^2 + 0,0178 N + 0,0131 (N_1 + a \cdot 24)}$	
35	1200	0,458	$= 251,72 \cdot \frac{\beta}{b} l^2 + 1 \sqrt{\left[ \frac{251,72 \beta}{b} \right]^2 l^2 + \frac{20,98}{b} [\alpha N + \beta (N_1 + a \cdot 24)]}$		$= 0,176 l^2 + 1 \sqrt{0,0310 l^2 + 0,0199 N + 0,0147 (N_1 + a \cdot 24)}$	

Randspannungen in kg pro qcm		r	Für den gefährlichen Querschnitt, und die Breite b = 100 cm		
$\sigma_b$	$\sigma_e$		Träger auf 4 Stützen		
			Endfeld $\alpha = 0,10, \beta = 0,08$	Mittelfeld $\alpha = 0,075, \beta = 0,025$	Stützmoment $\alpha = 0,117, \beta = 0,10$
40	1000	0,39	$h - a = \frac{= 0,146 l^2 + 1 \sqrt{0,0213 l^2 + 0,0152 N + 0,0122 (N_1 + a \cdot 24)}}{= 0,0456 l^2 + 1 \sqrt{0,00208 l^2 + 0,0114 N + 0,00380 (N_1 + a \cdot 24)}}$		$h - a = \frac{= 0,214 l^2 + 1 \sqrt{0,0450 l^2 + 0,0178 N + 0,0152 (N_1 + a \cdot 24)}}{= 0,0562 l^2 + 1 \sqrt{0,00316 l^2 + 0,0140 N + 0,00490 (N_1 + a \cdot 24)}}$
40	1200	0,41	$= 0,161 l^2 + 1 \sqrt{0,0260 l^2 + 0,0168 N + 0,0134 (N_1 + a \cdot 24)}$		$h - a = \frac{= 0,202 l^2 + 1 \sqrt{0,0407 l^2 + 0,0197 N + 0,0168 (N_1 + a \cdot 24)}}{= 0,0629 l^2 + 1 \sqrt{0,00396 l^2 + 0,0157 N + 0,00525 (N_1 + a \cdot 24)}}$
35	1000	0,433	$= 0,180 l^2 + 1 \sqrt{0,0324 l^2 + 0,0188 N + 0,0150 (N_1 + a \cdot 24)}$		$h - a = \frac{= 0,225 l^2 + 1 \sqrt{0,0506 l^2 + 0,0219 N + 0,0188 (N_1 + a \cdot 24)}}{= 0,252 l^2 + 1 \sqrt{0,0633 l^2 + 0,0245 N + 0,0210 (N_1 + a \cdot 24)}}$
35	1200	0,458	$= 0,201 l^2 + 1 \sqrt{0,0406 l^2 + 0,0210 N + 0,0169 (N_1 + a \cdot 24)}$		

Z. B. Stützweite 4,0 m;	
Belastung: Nutzlast . . . . .	3000 kg
Fußbodenbelag . . . . .	140 „
Deckenputz . . . . .	25 „
	165 kg

für das Mittelfeld einer Platte auf 4 Stützen wird nach Winkler bei 40/1200 kg Beanspruchung

$$h - a = 0,05 \cdot 4,0^2$$

$$+ 4,0 \sqrt{0,00254 \cdot 4,0^2 + 0,0126 \cdot 3000 + 0,0042(165 + 1,75 \cdot 24)} = 25,8 \text{ cm}$$

für dieselbe Decke wird bei  $\mathfrak{M} = \frac{Pl^2}{14}$

$$h - a = 0,144 \cdot 4,0^2$$

$$+ 4,0 \sqrt{0,0208 \cdot 4,0^2 + 0,0120 (3000 + 165 + 1,75 \cdot 24)} = 27,2 \text{ cm}.$$

Zur Kontrolle seien dieselben Platten nach dem alten Verfahren berechnet.

1. nach Winkler und bei 25,8 + 1,75 = 27,5 cm Deckenstärke

$$E = 27,5 \cdot 24,0 = 660 \text{ kg/qcm,}$$

$$M = (0,025 \cdot 825 + 0,075 \cdot 3000) \cdot 4,0^2 = 3930,00 \text{ mkg,}$$

$$h - a = 0,411 \sqrt{3930} = 25,8 \text{ cm;}$$

2. nach den neuen ministeriellen Vorschriften und bei (h - a) = 27,2 cm Deckenstärke

$$E = 29,0 \cdot 24 = 695 \text{ kg/qcm,}$$

$$M = \frac{3860 \cdot 4,0^2}{14} = 4420,0 \text{ mkg,}$$

$$h - a = 0,411 \sqrt{4420} = 27,3 \text{ cm.}$$

Wie schon ausgeführt, können von den 6 Größen

$$(h - a), b, f_e, \sigma_e, \sigma_b, \mathfrak{M}$$

jeweils 4 frei gewählt werden, und sind die beiden fehlenden Größen dann eindeutig festgelegt. Im nachfolgenden sind nun für die verschiedenen Annahmen von 4 Größen kurze Formeln zur Ermittlung der beiden Unbekannten abgeleitet.

Der Abstand x der Neutralzone von der äußersten gedrückten Betonfaser wird

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

und da

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

ist, wird

$$\frac{b}{2} \sigma_b^2 n (h - a) = \sigma_e f_e (\sigma_e + n \sigma_b).$$

Hieraus ergeben sich für die Abhängigkeit von

$$(h - a), b, f_e, \sigma_b, \sigma_e$$

folgende 5 Gleichungen.

$$\text{I. } (h - a) = \frac{\sigma_e f_e (\sigma_e + n \sigma_b)}{\frac{b}{2} \sigma_b^2 n} = \frac{2 f_e}{b} \alpha,$$

$$\text{II. } b = \frac{2 f_e}{(h - a)} \frac{\sigma_e (\sigma_e + n \sigma_b)}{\sigma_b^2 n} = \frac{2 f_e}{h - a} \alpha,$$

$$\text{III. } f_e = \frac{b n (h - a) \sigma_b^2}{2 \sigma_e (\sigma_e + n \sigma_b)} = \frac{b (h - a)}{2 \alpha},$$

$$\text{IV. } \sigma_b = \frac{\sigma_e f_e}{b (h - a)} \left[ \sqrt{1 + \frac{2 b (h - a)}{n f_e}} + 1 \right],$$

$$\text{V. } \sigma_e = \frac{n \sigma_b}{2} \left[ \sqrt{1 + \frac{2 b (h - a)}{n f_e}} - 1 \right].$$

Den drei ersten Gleichungen ist der Faktor

$$\frac{(\sigma_e + n \sigma_b) \sigma_e}{\sigma_b^2 n} = \alpha$$

gemeinsam. Für gegebene Randspannungen wird:

	$\sigma_e = 1000$	$\sigma_e = 1200$
$\sigma_b = 20$	$\alpha = 0,00231$	$\alpha = 0,00167$
$= 35$	$= 0,00532$	$= 0,00381$
$= 40$	$= 0,00750$	$= 0,00555$
$= 50$	$= 0,0170$	$= 0,00800$

Um vorteilhafte Eisenbetonquerschnitte zu erhalten muß mithin stets sein

$$h - a = 0,00167 \text{ bis } 0,017 \frac{2 f_e}{b}.$$

Aus der Gleichung

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

ergibt sich

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

dieses in den Wert der Gleichung

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

eingesetzt, ergibt die Abhängigkeitsgleichung für die fünf Größen

$$(h - a), f_e, \sigma_e, \sigma_b, \mathfrak{M}.$$

$$\text{VI. } \sigma_b = \frac{\sigma_e 3 \left[ (h - a) - \frac{\mathfrak{M}}{\sigma_e f_e} \right]}{n \left[ (h - a) - 3 \left\{ (h - a) - \frac{\mathfrak{M}}{\sigma_e f_e} \right\} \right]}$$

$$= \frac{\sigma_e f_e (h - a) - \frac{\mathfrak{M}}{\sigma_e}}{n \frac{\mathfrak{M}}{\sigma_e} - \frac{2}{3} f_e (h - a)},$$

$$\text{VII. } (h - a) = \frac{\mathfrak{M}}{\sigma_e f_e \left[ 1 - \frac{n \sigma_b}{3 \sigma_e + n \sigma_b} \right]},$$

$$\text{VIII. } \mathfrak{M} = \sigma_e f_e \left[ (h - a) - \frac{n \sigma_b (h - a)}{3 \sigma_e + n \sigma_b} \right],$$

$$\text{IX. } \sigma_e = \left[ \frac{1}{2} \frac{\mathfrak{M}}{f_e (h-a)} - \frac{1}{3} n \sigma_b \right] + \sqrt{\left[ \frac{1}{2} \frac{\mathfrak{M}}{f_e (h-a)} - \frac{1}{3} n \sigma_b \right]^2 + \frac{n \sigma_b \mathfrak{M}}{f_e (h-a)}}$$

Zur Lösung dieser Gleichung führe man die Hilfsgrößen  $\psi' = \frac{\mathfrak{M}}{f_e (h-a)}$  und  $\psi'' = n \sigma_b$  ein, und erhält dann

$$\text{IXa. } \sigma_e = \left[ \frac{1}{2} \psi' - \frac{1}{3} \psi'' \right] + \sqrt{\left( \frac{1}{2} \psi' - \frac{1}{3} \psi'' \right)^2 + \psi' \psi''}$$

$$\text{X. } f_e = \frac{\mathfrak{M}}{(h-a)} \frac{1}{\sigma_e - \frac{n}{3} \frac{\sigma_e \sigma_b}{\sigma_e + n \sigma_b}} = \alpha \frac{\mathfrak{M}}{(h-a)}$$

Für den Wert

$$\alpha = \frac{1}{\sigma_e - \frac{n}{3} \frac{\sigma_e \sigma_b}{\sigma_e + n \sigma_b}}$$

lassen sich ebenfalls wieder Tabellen anfertigen, und zwar wird für

$\sigma_b = 20$	$\sigma_e = 1000$	$\alpha = 0,00108$
35	"	0,00113
40	"	0,00114
50	"	0,00114
$\sigma_b = 20$	$\sigma_b = 1200$	$\alpha = 0,000892$
35	"	0,000928
40	"	0,000936
50	"	0,000956

Diese Werte von  $\alpha$  differieren innerhalb der gleichen Eisenspannungen nur sehr gering bei  $\sigma_e = 1000$  kg/qcm von 0,00108 bis 0,00114, also nur um etwa 6 v.H. bei 20 resp. 50 kg Betondruckspannung, und bei  $\sigma_e = 1200$  kg/qcm von 0,000892 bis 0,000956, also auch nur um 7 v.H., sodas unbeschadet für jede Eisenspannung ein mittlerer Wert eingeführt werden kann.

Bei  $\sigma_e = 1000$  kg  $\alpha = 0,00112$  oder  $f_e = 0,00112 \frac{\mathfrak{M}}{h-a}$

bei  $\sigma_e = 1200$  „  $\alpha = 0,000935$  oder  $f_e = 0,000935 \frac{\mathfrak{M}}{h-a}$ .

Es muß also stets, um vorteilhafte Eisenbetonquerschnitte zu erreichen,  $f_e$  zwischen 0,00114 und 0,0009  $\frac{\mathfrak{M}}{h-a}$  liegen. (Fortsetzung folgt.)

## ZUSCHRIFTEN AN DIE SCHRIFTFLEITUNG.

In der Zeitschrift *Armierter Beton* Nr. 10 und 11 des Jahrganges 1917 wurde von Herrn Dr.-Ing. Heinrich Neumann ein neues Verfahren zur vereinfachten und schärferen Berechnung eingespannter Gewölbe und Balken veröffentlicht.

Wie gleich in der Einleitung unter A. angegeben ist, wurden die elastischen Formänderungen der Druckkräfte, welche durch eine Verkürzung der Bogenachse hervorgerufen werden, vernachlässigt.

Im Interesse des genauen Verfahrens, welches die Form der Mittellinie und die Querschnittsveränderlichkeit berücksichtigt, ist dies zu bedauern, da besonders bei flachen und steifen Gewölben der Einfluß der Axialkräfte für die Überzählige X — um die Bezeichnung der Abhandlung zu gebrauchen — berücksichtigt werden muß.<sup>1)</sup>

Bei dem im erstgenannten Aufsatz vorkommenden Beispiel soll der Fehler bestimmt werden. Das auf S. 243 angegebene Gewölbe mit einer Stützweite  $l = 14$  m, einer Pfeilhöhe  $f_a = 2,80$  m, einer Scheitelstärke  $d_s = 0,50$  m und einer Kämpferstärke  $d_k = 0,76$  m ist ein flaches Gewölbe, dessen Mittellinie nach einer quadratischen Parabel gekrümmt ist.

In „Neuere Methoden zur Statik der Rahmen-

tragwerke und der elastischen Bogenträger“ von Ing. A. Straßner erfolgt die Bestimmung der Unbekannten unter der Annahme derselben Querschnittsveränderlichkeit:

$$J \cos \varphi \left[ 1 - (1-n) \frac{y}{l_1} \right] = J_s$$

( $l_1$  halbe Stützweite). Für die zulässige Annahme der Gewölbemittellinie als gewöhnliche Parabel für die Bestimmung des Einflusses der Axialkraft auf die Größe der horizontalen Überzähligen (Bogenkraft) ist letztere

$$X = X' \frac{1}{1+\mu} = X' c \dots \dots \dots (1)$$

Auf S. 181 findet man

$$\mu = \left( \frac{i}{f} \right)^2 \frac{120(1+n)}{7 + 14n + 5n^2} \dots \dots \dots (2)$$

hierin bedeuten:

$$i^2 = \frac{J_s}{F_s}; \quad n = \frac{J_s}{J_k \cos \varphi_k} \cdot (F_s \text{ Scheitelquerschnitt}).$$

Man erhält die Zahlenwerte

$$\cos \varphi_k = 0,717,$$

$$n = \frac{d_s^3}{d_k^3 \cos \varphi_k} = \frac{0,5^3}{0,76^3 \cdot 0,717} = 0,40;$$

$$i^2 = \frac{0,0164}{0,5} = 0,0208;$$

$$\left( \frac{i}{f} \right)^2 = 0,00265; \quad \mu = 0,051$$

<sup>1)</sup> Siehe auch Dr. Otto Binder, Über den Einfluß der Vernachlässigung der Axialkraft bei Berechnung von Bogenbrücken mit eingespannten Kämpfern. Allg. Bauzeitung 1910, S. 37.

und schließlich

c = 0.95.

Man erkennt einen Fehler von 50%, der für ein genaues Verfahren zu groß ist

Nach dem einfachen Verfahren der Bestimmung der Gewölbemittellinie aus 2 Korbbögen<sup>2)</sup> findet man nahezu dieselbe Form wie in der Abhandlung Neumanns. Zufällig fallen beide Kreise des Korbbogens in einen zusammen.

Wetzelsdorf bei Graz, 14. Februar 1908.

Ing. R. Schuhmann.

Zu dem Einwand des Herrn Ing. Schuhmann ist folgendes zu bemerken: Es hängt von dem Genauigkeitsgrad ab, den man von der Berechnung einer gewölbten Brücke verlangt, ob man die Momente berücksichtigen will, die sich aus der Zusammendrückung der Bogenachse infolge der im Bogen herrschenden Normalkräfte ergeben, oder ob man sie vernachlässigen will. Bei wichtigeren Objekten ist allerdings, wie Herr Schuhmann nachweist, eine Berücksichtigung zu empfehlen. Es ist jedoch zu bemerken, daß man bei Benutzung der von mir in Heft 11 Jahrg. 1917 angegebenen Tabellen diese Zusatzmomente ohne weiteres ermitteln kann. Bezeichnet man die Zusatz-Bogenkraft, die sich aus der Zusammendrückung der Bogenachse ergibt, mit ΔX, so ist

ΔX = δaa / δaa

δaa ist bereits ermittelt:

δaa = ∫ y^2 ds / EJ + 1/2 - 1/2

δaa bedeutet die Verkürzung der Bogenachse in horizontalem Sinne infolge der Bogenkraft X. Denkt man sich die Querschnittsfläche vom Scheitel (F0) bis zum Kämpfer auf die Vertikale projiziert (Fa · cos φa) linear größer werdend — und diese Annäherung ist für unsern Zweck hier genügend —, so ist sie:

δaa = (X · 1) / (E F0 + Fa · cos φa) · 1/2

Ja, es genügt sogar, sich den Querschnitt annähernd derart sich vergrößernd zu denken, daß stets F cos φ = F0 ist. Dann würde

δaa = (X · 1) / (E F0)

In Anlehnung an die in Abschnitt E der in

2) Bestimmung der Gewölbestärken und der Form der Gewölbemittellinie, Ing. R. Schuhmann. Z. f. d. öff. Baudienst 17. 37/38.

Frage stehenden Abhandlung abgeleiteten Formeln und unter Benutzung der Tabelle VI in Heft 11

ist, wenn man für δaa = (X · 1) / (E F0) setzt:

ΔX = (X · J0) / (F0 · fa^2) · μt

Um bei dem aufgegriffenen Beispiel zu bleiben: J0 = 0,0104 m^4; F0 = 0,50 m^2; fa = 2,8 m; μt = 20,14 (bereits in Heft 11 Abschnitt G)

ΔX / X = (0,0104) / (0,5 · 2,8^2) · 20,14 = 0,053 = 5,3 %

Das sind die von Herrn Schuhmann berechneten 5 %.

Will man also die Formänderungen infolge der Normalkräfte berücksichtigen, so hat man lediglich gemäß der eben abgeleiteten Formel (3) und der Tabelle VI in Heft 11 den Prozentsatz ΔX / X zu bestimmen und von jeder gefundenen Bogenkraft X diese Prozente (bei uns 5,3 %) abzuziehen.

Dr.-Ing. H. Neumann.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Zu den neuen Reichsstempel-Steueretzen:

Gründungs- (Gesellschafts-), Wertpapier- (Aktien, Kuxen, Schuldverschreibungen usw.), Börsen- (Schlußnote), Tantieme-, Geldumsatz- und Wechselstempelsteuern, hat unser juristischer Mitarbeiter Dr. Eckstein einen für die Praxis bestimmten Kommentar verfaßt, der demnächst im Industrie-Verlag Spaeth & Linde, Berlin C 2, Königstr. 52, erscheinen wird. Mit Rücksicht auf die große Bedeutung, die diese neuen und hohen Steuern für unsern Leserkreis haben, machen wir bereits jetzt auf diese Erscheinung aufmerksam.

Düsseldorf, den 3. August 1918. Heute ist hier unter dem Vorsitz von Kommerzienrat Dr.-Ing. e. h. Springorum-Dortmund, M. d. H., eine Gesellschaft von Freunden der Aachener Hochschule gegründet worden. Die Gesellschaft setzt es sich zum Ziele, anläßlich der im Jahre 1920 bevorstehenden Feier des fünfzigjährigen Bestehens der Kgl. Technischen Hochschule zu Aachen für diese Hochschule als der berufenen Bildungsstätte, insbesondere für die Ingenieure des rheinisch-westfälischen Industriegebietes, Mittel bereitzustellen, damit nicht nur ihren Studierenden eine in jeder Richtung vertiefte technische Schulung zuteil wird, sondern auch sie selbst zu einer Höhe wissenschaftlicher Forschung ausgestaltet werden kann, die ihrer Stellung als Hochschule des wichtigsten deutschen Industriegebietes angemessen ist.

Die Gesellschaft, in deren Arbeitsausschuß maßgebende Vertreter der verschiedenen Industrien eingetreten sind, wird sofort mit ihrer Werbetätigkeit beginnen. In Aachen hat sich unter dem Vorsitz des Rektors der Technischen Hochschule, Herrn Geheimrat Klockmann, ein Ortsausschuß gebildet. Schon jetzt werden die früheren Studierenden der Aachener Hochschule gebeten, ihre genauen Adressen der Geschäftsstelle der Gesellschaft, z. Hd. von Dr. Petersen, (Verein deutscher Eisenhüttenleute) Düsseldorf, Ludendorffstraße 27, mitzuteilen.

## LITERATURSCHAU.

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

### I. Der Baustoff.

Seine Herstellung, Bearbeitung und Eigenschaften. Baustoffuntersuchungen.

Hoher Magnesiagehalt in Portlandzement. Aus *The Chemical Trade Journal and Chemical Engineer* vom 27. Oktober 1917 werden eine Anzahl Angaben über die Ergebnisse von Versuchen mitgeteilt, die man mit magnesia-reichen Portlandzementen in den Vereinigten Staaten angestellt hat. Der höhere Magnesiagehalt bringt einige Chemikalien in den Zement, die der normenmäßige nicht aufweist. Solange 8% Magnesiagehalt nicht überschritten sind, werden die physikalischen Eigenschaften des Portlandzementes nicht beeinflusst. Höhere Beimengungen führten zu einer beschleunigten Anfangsabbinding und einer verminderten Anfangsfestigkeit sowie zu einer Verzögerung des Abbindungsendes. *Tonindustrie-Ztg.* 1918. Nr. 90.

Zementprüfung. Die von W. Brauer in Nr. 72 der *Tonindustrie-Ztg.* 1918 vorgeschlagene Zylinderform der Betonprobekörper findet in *Tonindustrie-Ztg.* 1918, Nr. 86 Beifall in der einen, Widerspruch in der anderen Zuschrift.

Zementprüfung. Zu dem in Nr. 72 der *Tonindustrie-Ztg.* 1918 gemachten Vorschlage, Beton in Zylindern statt in Würfelform der Druckprüfung zu unterziehen, äußert sich kurz G. Granert ebenda Nr. 94. Er hält das Ausformen für schwierig.

Zur Geologie des Bimssandes. Dr.-Ing. Hambloch (Andernach a. Rh.) gibt in *Arm. Beton* 1918, Heft 9 und in der *Tonindustrie-Ztg.* 1918, Nr. 98 einen kurzen Überblick über die Entstehungsgeschichte der deutschen Bimssandlager im Becken von Neuwied und in dessen Umgebung. Da Bimssand zur Herstellung von Leichtbaukörpern (Bimsbeton, Bimsdielen und vor allem Schwemmsteinen) eine immer größer werdende Bedeutung gewinnt, wird der Aufsatz viel Interesse finden.

Zementersatz und Ähnliches. Von Joh. Wörner, Ziv.-Ing., Cannstatt. Nach kurzem Eingehen auf das Wesen des Portlandzements als Bindemittel, wird auf die Möglichkeit, Ersatz dafür in Traß mit Kalk und Hochofenschlackenmehl mit Kalk zu suchen, hingewiesen. Der Beitrag dürfte kaum Neues bieten. *Brückenbau* 1918. Nr. 14.

Ersatz für Sand und Kies in Betonmischungen. Brocken aus hartgebrannten Zie-

geln, Steingruß aus den Brechmaschinen für Eisenbahnschotter, Hochofenschlacke können bekanntlich zur Herstellung eines brauchbaren Betons statt Kies und zum Teil auch Sand verwendet werden. Die Behandlung dieser Möglichkeit ist Gegenstand eines Artikels in „*Der Brückenbau*“ 1918. Heft 14.

Die Schmidtsche Betonstampfmaschine. Die von Stadtbaurat Hugo Schmidt entworfene und viel benutzte Maschine — beschrieben in *Tonindustrie-Ztg.* 1907, Nr. 97 — wird erneut besprochen in *Tonindustrie-Ztg.* 1918, Nr. 96.

Auf falschem Wege (zur Kohlenersparung). C. Mahlow warnt in der *Tonindustrie-Ztg.* 1918, Nr. 95 davor, die Ziegelbauweise zugunsten anderer Bauweisen zurückzusetzen, nur weil zum Ziegelbrennen Kohlen (5% des Ziegelgewichtes) nötig seien. Ein bleibender volkswirtschaftlicher Nachteil sei der höhere dauernde Kohlenverbrauch in Gebäuden, die — aus anderen Baustoffen hergestellt — schwer zu heizen sind, weil sie die Wärme an die Umgebung abgeben.

### II. Theorie.

Statik, Festigkeitslehre, Bemessungsverfahren.

Betonberechnungen in Amerika. Herr Ing. J. B. Evers, der etwa ein Jahr bei einer großen amerikanischen Eisenbetonfirma gearbeitet hat, macht in *de Ingenieur* 1918, Nr. 22 sehr interessante Mitteilungen über die Eisenbetonbauweise in Amerika. Den in Deutschland so hoch bewerteten schiefen Hauptzugspannungen legt man drüben keine Bedeutung bei. Eisenaufbiegungen, um solche aufzunehmen, sind in Amerika unbekannt. Sie kommen nur bisweilen vor, um bei durchlaufenden Platten die Eisen vom Untergurt in den Obergurt überzuführen. Die Schubspannungen, sofern sie über 3 kg/qcm sind, werden durch Bügel aufgenommen. Die Zugbewehrung geht bis zu den Auflagern durch. Die Haftspannungen werden genau untersucht. Endhaken werden verschmäht. Die Kahneisen bilden eine Ausnahme. Wegen ihrer großen Breite erfordern sie breite Rippen, sie seien deshalb meist unwirtschaftlich.  $\sigma_e$  und  $\sigma_b$  sind in Amerika 1160 kg/qcm und 47,3 kg/qcm, bei der Mischung 1:2:4. Vermutlich

wegen größerer Sorge vor Feuerschaden und Verwendung ungeschulterter Kräfte sind die Randabstände der Eiseneinlagen viel größer als in Deutschland.

Berechnung eines zweistieligen Rahmens für horizontale und vertikale Belastung. Von Ing. Carl Ritter, Klotzsche-Königswald. Zwei Rechnungsbeispiele, ein Gelenk- und ein eingespannter Rahmen, bei denen das Zustandekommen der Formeln für die Unbekannten abgeleitet wird. Ganz besonders willkommen dürfte die Arbeit Anfängern in der Behandlung von Rahmen sein. *Armierter Beton* 1918. Nr. 9.

Rahmenberechnung nach dem Drehwinkelverfahren. Von Karl Gersuny, Obering. der Fa. Max Pommer, Leipzig. Benutzt wird die Arbeit von Gehler in der Festschrift zu Mohrs 80. Geburtstage. *Zeitschr. f. Betonbau* 1918. Heft 7.

Zur Berechnung der Pfetten von Eisenbetondächern. Die sehr einfachen Formeln für die Berechnung von Firstpfetten, die Herr Ing. Grumblat in der *D. Bau-Ztg.* 1918, Mitt. f. Zem. u. Beton Nr. 11 abgeleitet hat, veranlassen Herrn Dipl.-Ing. O. Henkel ebenda in Nr. 15 zu der Feststellung, daß er die Formeln bereits 1914 veröffentlicht habe, und daß noch einfachere Formeln in Hagers Eisenbetonwerk S. 161 angegeben seien. Weiterhin gibt Herr Dipl.-Ing. Henkel eine sehr beachtenswerte Anregung zur Berechnung von Zwischenpfetten geneigter Dachflächen. Man solle die Momente in ein solches, das zur Dachfläche parallel und ein anderes, das rechtwinklig dazu wirkt, zerlegen. Das erstere wird von der Dachhaut ohne weiteres, das andere von dem Plattenbalken aufzunehmen sein. Daraus ergibt sich für alle Fälle ein schräger Steg.

Beiträge zur Knicktheorie. Von Dr.-Ing. P. Usinger. Wissenschaftliche Abhandlung in „*Der Eisenbau*“ 1918. Heft 8 und 9.

Zur Berechnung gekrümmter Träger. Von W. L. André. Behandlung wagerecht gekrümmter Träger, wie sie bei Förderanlagen als Laufbahnträger vorkommen. 7 Seiten in „*Der Eisenbau*“ 1918. Heft 8.

Auflasten bei Erddruckermittlungen. Von Ing. Max Buchwald. Ergänzung der vom Verfasser im *Zentralbl. d. Bauw.* 1916 S. 563, 1917 S. 346. *Zentralblatt d. Bauw.* 1918. Nr. 61 u. 62.

### III. Versuche mit Eisenbeton.

— — —

### IV. Vorschriften und Leitsätze.

— — —

## V. Anwendungen und Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton- und Eisenbetonbauweise. Fertigerzeugnisse. Neue Anwendungen. Bauunfälle.

Die Frage der Rißbildung an Eisenbeton-Bauwerken. Das Wesentlichste aus den Veröffentlichungen von Regierungsbaumeister Wörnle in *Beton und Eisen* 1917—18 über die Untersuchungen an württembergischen Eisenbetonbrücken und von Ing. A. Bühler in der *Schweizer Bau-Ztg.* 1918 Nr. 8 über Schweizer Eisenbetonbrücken wird wiedergegeben in Nr. 10 der *Mitteilungen für Zement und Beton* der *D. B.-Ztg.* 1918.

Bauten aus Betonhohlsteinen. „*Beton und Eisen*“ bringt in Nr. 12/13 1918 vier Lichtbilder von kleinen Häusern aus Betonhohlsteinen mit einigen Beschreibungen als Fortsetzung der in Heft 9/10 begonnenen Beitragssammlung.

Häuser aus Holzbeton (besser Holz-Beton). In *Beton und Eisen* 1918 Heft 12/13 wird eine von Ph. Gelius vorgeschlagene Bauweise vorgeführt, in der billige, brauchbare und gesunde Häuser vornehmlich von ungelernten Arbeitern hergestellt werden sollen. Grünes Rundholz, nur geschält, soll das Gerüst für einen mit porigen Zuschlägen hergestellten Beton bilden. Sogar Decken sollen in dieser Weise hergestellt werden. Die Bauweise dürfte jedenfalls großen Bedenken begegnen. Siehe die folgende Einwendung.

Ungeschulte Arbeitskräfte. Unter dieser Überschrift wird der vorstehend dargestellte Gedanke von Gelius völlig verworfen. Besonders wird die Einbetonierung frischen Holzes beanstandet, das wahrscheinlich verderben würde. Seine Verbundwirkung wird als ausgeschlossen bezeichnet, da ja ein Schwinden der Rundhölzer angenommen wird, sodaß keinerlei Haftung zwischen Beton und Holz entsteht. *Tonind.-Ztg.* 1918 Nr. 84.

Eisenbeton zum Kleinwohnungsbau. Von Dr. Werner Scheibe, Regierungsbaumeister, Klotzsche bei Dresden. Kurze Vorführung der Bauweise Kilp. Abbildungen und Erläuterungen sowie Angaben über die Ausführungsfirma. Die Bauweise ist gekennzeichnet durch die Verwendung von besonderen, unter einander verschraubten Zementdielenbündeln, die das Gerippe des Baues, auch Unterzüge bilden, und, durch Einschieben von Schlackenbetondielen in die Gefache. Die Querschnittsform der Einzeldielen ist sehr sinnreich. Die Angaben über die Einfachheit der Bauausführung und die Baukosten lauten sehr — vielleicht etwas zu — günstig. *D. B.-Ztg.* 1918 *Mitteilungen f. Zement und Beton* Nr. 15.

Die Erzielung einwandfreier Ansichtsflächen von Eisenbetonbauwerken. Von Dipl.-Ing. Erich Brentrup, Dresden. 4 Seiten im allgemeinen sehr berechtigte Äußerungen über Ausführungsfehlern. Ratschläge! Beton und Eisen 1918 Nr. 12/13.

## 2. Im Hochbau.

Dünne Betondächer auf Eisenkonstruktionen. Dr.-Ing. Paul Müller, Dortmund, greift die von Dr.-Ing. Kleinlogel in Nr. 11 und 12 der Mitteilungen für Zement und Beton der D. Bau-Zeitung 1918 geschriebenen Betrachtungen über einen Fall der Ausführung an und erklärt alle vorgebrachten Punkte für nicht stichhaltig. Besonderes Interesse verdienen die Untersuchungen der Schwindspannungen. Die Rissehäufigkeit sei in dem betrachteten Falle allein eine Folge der nachgewiesenen, nach Zentimetern zu messenden, Verformbarkeit der sehr biegsamen eisernen Pfetten und Binder. D. Bau-Ztg. 1918 Mitteilung f. Zement und Beton 1918 Nr. 14.

Neuere Silo-Ausführungen für die Thomasmehl-Industrie. Von Oberingenieur Oskar Muy, Neustadt a. d. Hardt. Nach Plänen des Verfassers ist im Westen ein Thomasmehlsilo für 35,000 t Lagergut erbaut worden. Nach einigen Angaben über die Ausführung werden wertvolle Mitteilungen über die statische Untersuchung gebracht, die bei dem  $50 \times 35$  qm Grundfläche und 22 m Höhe aufweisenden Großraumsilo bedeutenden Kräften gegolten hat. D. Bau-Zeitung 1918 Mitteilungen f. Zement und Beton Nr. 14 u. 15.

Neue Eisenbetonbauten. Bericht über die Verwendung von Eisenbeton beim Bau von Rückkühlanlagen (Kondenswasserkühler). Von Dr.-Ing. H. Marcus, Direktor der Huta. Während diese Türme bisher nur in Holz ausgeführt worden sind, ist neuerdings eine große Reihe (19 Stück) in Chorzow durch die Huta in Eisenbeton hergestellt worden. Auch der innere Ausbau — die Tropfleisten sind aus bewehrtem Mörtel gebildet worden. Bei späteren Bauten hat man eine Sprühvorrichtung eingebaut, die diese Leisten entbehrlich macht. Die Eisenbetonbauweise hat hier begonnen, in ein neues großes Gebiet des Bauwesens erfolgreich einzudringen. Zahlreiche Abbildungen, reichlicher Text, der die fortschreitende Vervollkommnung der Entwürfe erkennen läßt. Arm. Beton 1918 Heft 8.

Neuere Wasserturmbauten in Schlesien und Posen. Von Dittmar Wolfsohn, Inhaber der Fa. Eisenbetonbau-Ges. Dittmar Wolfsohn & Co. in Berlin. Es werden beschrieben und in Abbildungen vorgeführt die Wasser- und Aussichtstürme der Stadt Guhrau (Schl.), Haynau (Schl.)

und Schildberg (Posen). Die Veröffentlichung bietet — ohne auf Statik einzugehen — einige schöne Beispiele der Anwendung des Eisenbetons, die bei ähnlichen Entwürfen Beachtung finden sollten. D. B.-Ztg. 1918 Nr. 10.

## 3. Brückenbau.

Ein bemerkenswerter Eisenbahnviadukt in Stampfbeton von 2,1 km Länge in Wien. Ein knapper, aber wertvoller Auszug aus der größeren Veröffentlichung über dieses Bauwerk in der Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins ist zu finden in den Mitteilungen für Zement und Beton Nr. 10 der D. B.-Ztg. 1918.

## 4. Wasserbau.

Ein neuer Vorschlag für große Seehafenmauern. Von Alfons Schroeter, Bauing., Berlin. Da sich oft Kaimauern in aufgelöster Bauweise nicht bewährt hätten, — die Eisenbetonplatten hätten Risse bekommen — hat der Verfasser eine Mauerart erdacht, die — ähnlich der Gelenkstützmauer D. R.-P. 293959 — aus festen Pfeilern und beweglich gelagerten [Wälzgelenke] Zwischengliedern besteht. Näheres Zentralblatt der Bauv. 1918 Mitteilungen f. Zement und Beton 1918 Nr. 16.

Gewölbte Betonbrücke über die Reuß bei Gisikon von 64 m Weite. Aus einer eingehenderen Besprechung der Ergebnisse des für diesen Brückenbau veranstalteten Wettbewerbs in der Schweizerischen Bau-Ztg. 1918 II. Halbj. Heft 1 und 2 entnehmen die Mitteilungen f. Zement und Beton Nr. 15 der D. B.-Ztg. 1918 die wesentlichsten Punkte. Bemerkenswert ist besonders, daß das Preisgericht grundsätzlich Eisenbetonbogenbrücken mit angehängter Fahrbahn verworfen hat. Es sind 34 Entwürfe eingegangen. Davon sind 10 in engeren Wettbewerb gekommen und 4 ausgezeichnet worden. Näheres über dieses sehr beachtenswerte Ausschreiben siehe an den oben angegebenen Stellen.

## 5. Grundbau (Pfahlgründungen).

— — —

## 6. Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und Städtischer Tiefbau.

Gekurvte Bordsteine aus bewehrtem Beton. Da selbst gewöhnliche Granitsteine den Angriffen der Radreifen in scharfen Krümmungen, wie sie bei den Fußsteigrändern vorkommen, auf die Dauer nicht widerstehen, hat München sehr geschickt bewehrte Betonsteine für Krümmungen verwendet, die sich bestens bewährt haben. Be-

schreibung und Abbildungen in Beton und Eisen 1918 Nr. 12/13.

Über Lehnentunnel schreibt Engeßer einen kurzen Artikel in den Mitteilungen für Zement und Beton Nr. 10 der Deutschen Bau-Zeitung 1918. Er kommt zu dem Schlusse, daß Eisenbeton hervorragend geeignet ist, unsicheren oder wechselnden Druckbelastungen Rechnung zu tragen, da er einerseits die zur Erzeugung des passiven Erddruckes nötigen Verformungen in vielen Fällen ohne Schaden zu nehmen, vollziehen und andererseits Zugspannungen aufnehmen kann.

Betonarbeiten bei der Ausführung des Hauenstein-Basis-Tunnels Basel-Olten. Deutsche Bau-Ztg. 1918 Mitteilungen für Zement und Beton Nr. 16 entnimmt der über diesen größeren Tunnelbau (8,14 km Länge) erschienenen Denkschrift eine Reihe sehr beachtenswerter Mitteilungen. Beton hat zur Auskleidung des Tunnels und bei der Herstellung eines großen Entlüftungsschachtes Verwendung gefunden.

Wasserbehälteranlage in Eisenbeton mit 18000 cbm Fassungsraum. Von Dr.-Ing. A. Jackson, Obering. der Fa. Karl Käubler, Stuttgart-Göppingen. Mit 16 Abbildungen wird hier das Wichtigste von der Anlage vorgeführt. Um Baustoff zu sparen sind die Behälterwände nach der Elastizitätstheorie als im Sockel eingespannte und an der Decke frei anliegende Platten berechnet worden. Keine Temperaturfugen in einem 765 m langen Stollen aus Eisenbeton, keine Schwinderscheinungen am Behälter. Eisenspannung nur 700 kg/qcm um Haarrisse zu vermeiden. Beton und Eisen 1918 Heft 12, 13.

### 7. Schiffbau.

Studienausschuß für Eisenbeton-Schiffbau der Jubiläumsstiftung der deutschen Industrie. Von Dr. W. Achenbach, Berlin. Mitteilungen über Gründung und Zusammensetzung dieses Ausschusses, sowie Abdruck des Referats von Herrn Dr. Achenbach über „den derzeitigen Stand des Eisenbetonschiffbaues und die damit zusammenhängenden Fragen und die notwendigen Untersuchungen. Armierter Beton 1918 Heft 8.

Schiffbauten aus Eisenbeton in England. Beton und Eisen 1918 Heft 12/13 entnimmt „Engineering“ Angaben über die 6 in einer Reihe gebauten Eisenbetonschiffe von 1168 t Tragfähigkeit. Diese Schiffe besitzen keine größere Wasser-Verdrängung als Holzschiffe von der gleichen Tragfähigkeit.

### VI. Sonstiges.

Wirtschaftliches, Personen- und Vereinsnachrichten.

Die 21. Tagung des Deutschen Betonvereins. Ein längerer Bericht über die Tagung, abgefaßt von Fritz Eiselen, findet sich in den Mitteilungen für Zement und Beton Nr. 12 der Deutschen Bau-Zeitung 1918. Vgl. auch die Besprechung von Foerster in Armierter Beton 1918 Nr. 6.

Statische Berechnungen bei Projekten. Von Priv.-Doz. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt. Verfasser wendet sich gegen die Gepflogenheit, bei der Einreichung von Angeboten für normale Eisenbetonbauten zugleich statische Berechnungen einzufordern. Da die Ausführbarkeit in statischer Hinsicht meist außer Zweifel stehe, bedeute dies eine Verschwendung an Arbeitskraft. Erst nach Erteilung des Zuschlages solle man solche Berechnungen verlangen. Der neugegründete Beton-Wirtschafts-Verband (B. W. V.) sei die geeignete Stelle, um ein nach diesem Ziele gehendes geschlossenes Vorgehen der Unternehmer einzuleiten. D. Bau-Ztg. Mitteilungen für Zement und Beton 1918 Nr. 15.

Einfluß des Krieges auf laufende Bauverträge. K. k. Baurat Dr. Bruno Bauer, Wien, bringt in Beton und Eisen 1918 Heft 12/13 „seine Auffassung über die Gültigkeit von Bauverträgen“ gegenüber den in der Neuen Freien Presse vom 21. Februar 1918 abgedruckten Auffassung des Universitätsprofessors Hofrat Dr. Hans Sperl. Diese sei eine Aufmunterung für den Unternehmer alle ihm vorgelegten Bedingungen des Bauherrn anzuerkennen mit dem Hintergedanken, daß die Kriegsverhältnisse ihm ermöglichen, diese Bedingungen später nicht zu erfüllen oder anderenfalls Nachforderungen zu stellen. Verfasser beklagt, daß die Rechtsunsicherheit durch dergleichen Veröffentlichungen weiter vermehrt werde.

Mängel bei der Überwachung von Ausführungen. In der D. B. Ztg. 1918 Mitteilungen für Zement und Beton Nr. 15 teilt Herr Architekt L. Schreiber (B. D. A.) einen Fall aus seiner Erfahrung mit, wo bei einem 70 cm starken Pfeiler eine 10 cm starke Steinschale abgesprungen ist, weil der Quader nur an den Kanten untermörtelt gewesen ist. Im Hinblick auf die mit solchen Vorkommnissen verbundene große Gefahr hält es der Herr Einsender für erwünscht, daß die Poliere eine besse Schulung erhalten.

Die Zeitschrift für Betonbau hat wegen der Schwierigkeiten in der Herstellung ihr Erscheinen mit Heft 6, 1918, bis zum Wiedereintreten günstigerer Verhältnisse vertagt.

*Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 5 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.*