

# ARMIERTER BETON.

1918. September.

## INHALT

Die Momenten-Stützkkräfte und ihre Anwendung bei Elastizitätsberechnungen. Von B. Löser, Dresden, i. Fa. Kell & Löser. S. 165.  
 Berechnung eines zweiastigen Rahmens für horizontale und vertikale Belastung. Von Ingenieur Carl Ritter, Klotzsche-Königswald. S. 168.  
 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 von S. 116.) S. 174.  
 Zur Geologie des Bimssandes. Von Dr.-Ing. E. h. Anton Hambloch in Andernach a. Rh. S. 179.  
 Literaturschau. Bearbeitet von Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden. S. 181.

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

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

Unter Momenten-Stützkkräften gerader Tragwerk-Stäbe werden die Stützkkräfte verstanden, die von Momentenflächen als Belastung verursacht werden. Man denkt sich hierbei den betrachteten Stab eines statisch unbestimmten Tragwerkes an seinen Endpunkten aus dem Zusammenhange gelöst, daselbst als einfachen Träger statisch bestimmt gelagert und mit derjenigen Momentenfläche belastet, die ihm als Stab des statisch un-

im folgenden angegebene Verfahren ist mit Vorteil anwendbar:

1. bei einseitig und zweiseitig eingespannten Balken,
2. bei durchlaufenden Balken,
3. bei zweiseitigen, dreiseitigen und geschlossenen vierseitigen Rahmen (Fig. 1),
4. bei beliebigen Verbindungen der unter 1—3 genannten Grundformen, z. B. (Fig. 2):

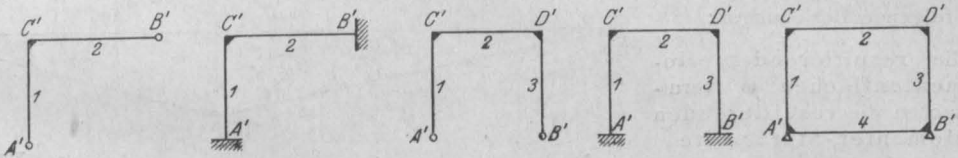


Fig. 1.

bestimmten Tragwerkes zukommt. Diese als Belastung angesehene Momentenfläche erzeugt in den beiden statisch bestimmt gedachten Stabstützpunkten zwei Stützkkräfte, die wir als die Momenten-Stützkkräfte des Stabes bezeichnen. Es soll nun gezeigt werden, daß die Elastizitätsgleichungen oft vorkommender statisch unbestimmter Tragwerke in sehr übersichtlicher Form durch Momenten-Stützkkräfte darstellbar sind. Das

### 1. Bezeichnungen.

Die einzelnen Stäbe des Tragwerkes werden mit 1, 2, 3, 4 . . . fortlaufend numeriert; die Eckpunkte und Stützpunkte sind mit A', B', C', D', E' . . . bezeichnet.

Im allgemeinen wirkt in jedem Querschnitte eines Stabes, der einem statisch unbestimmten Tragwerk angehört, das resultierende Biegemoment M; es setzt sich zusammen aus dem

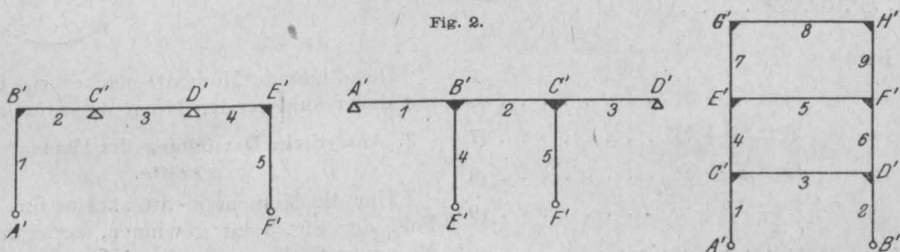


Fig. 2.

einfachen Biegemoment  $M^0$  des statisch bestimmten Hauptnetzes und dem Zusatzmoment  $M^x$ , welches von den statisch nicht bestimmaren Größen herrührt. Es ist also

$$M = M^0 + M^x \dots \dots \dots (1)$$

Die resultierende Momentenfläche mit dem Inhalte  $\omega$  kann als Summe der einfachen Momentenfläche  $\omega^0$  des stat. best. Hauptnetzes und der von den überzähligen Größen  $X$  herührenden Zusatzmomentenfläche  $\omega^x$  angesehen werden

$$\omega = \int M \, dl \dots \dots (2)$$

$$\omega^0 = \int M^0 \, dl \dots \dots (3)$$

$$\omega^x = \int M^x \, dl \dots \dots (4)$$

$$\omega = \omega^0 + \omega^x = \int M^0 \, dl + \int M^x \, dl \dots \dots (5)$$

Als überzählige Größen wählen wir die statisch nicht bestimmaren Momente  $X_I, X_{II}, X_{III} \dots X_n$  an den Eckpunkten bzw. Stützpunkten des n-fach stat. unbestimmten Tragwerkes.

Betrachtet man nun die Momentenflächen als Belastung der einzelnen Stäbe bei stat. bestimmter Lagerung derselben an den Eck- und Stützpunkten, so bestehen folgende Beziehungen:

1. die resultierenden Momentenflächen  $\omega$  verursachen die resultierenden Momenten-Stützkräfte

$$(A, B, C, D \dots)$$

2. die einfachen Momentenflächen  $\omega^0$  des stat. bestimmten Hauptnetzes ergeben die einfachen Momenten-Stützkräfte

$$(A^0, B^0, C^0, D^0 \dots)$$

3. die Zusatzmomentenflächen  $\omega^x$  verursachen die Zusatzmomenten-Stützkräfte

$$(A^x, B^x, C^x, D^x \dots)$$

Dabei ist

$$A = A^0 + A^x \dots \dots \dots (6)$$

$$B = B^0 + B^x \dots \dots \dots (7)$$

$$C = C^0 + C^x \dots \dots \dots (8)$$

$$D = D^0 + D^x \dots \dots \dots (9)$$

Die Bezeichnungsweise soll an einem durchlaufenden Balken über 3 Öffnungen näher erläutert werden (Fig. 3).

Der Balken ist 2-fach statisch unbestimmt. Als überzählige Größen wählen wir Stützmoment  $X_I$  über dem Stützpunkte  $B'$  und  $X_{II}$  über dem Stützpunkte  $C'$ . Das erste Feld sei mit  $q_1$ , das dritte mit  $q_3$  gleichförmig belastet, während das zweite Feld unbelastet bleibt.

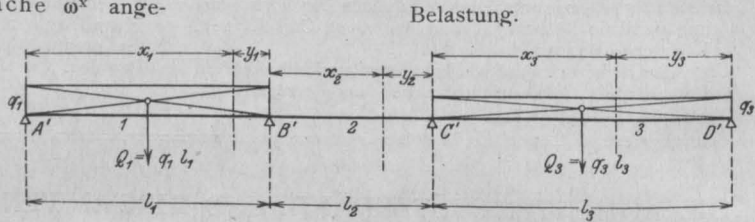


Fig. 3 a.

Einfache Momentenflächen  $\omega_1^0, \omega_2^0 = 0, \omega_3^0$  mit den einfachen Momenten-Stützkräften  $A_1^0$  und  $C_1^0$  im ersten Feld,  $C_3^0$  und  $D_3^0$  im dritten Feld.

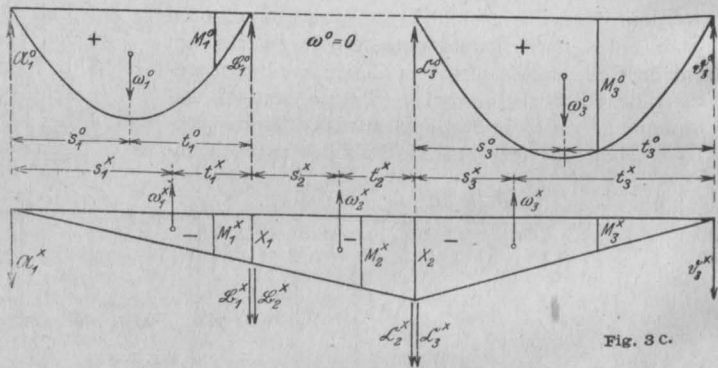


Fig. 3 b.

Zusatzmomentenflächen  $\omega_1^x, \omega_2^x$  und  $\omega_3^x$  mit den Zusatzmomenten-Stützkräften  $A_1^x, B_1^x, B_2^x, C_2^x, C_3^x$  und  $D_3^x$ .

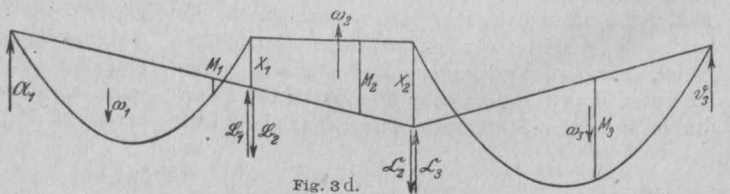


Fig. 3 d.

Resultierende Momentenflächen  $\omega_1, \omega_2$  und  $\omega_3$  mit den resultierenden Momenten-Stützkräften.

**2. Analytische Darstellung der Momenten-Stützkräfte.**

Um die Momenten-Stützkräfte für das erste Feld der Fig. 3 zu gewinnen, zerlegen wir die Momentenfläche  $\omega_1$  in ihre Elemente  $dM_1$ , be-

trachten diese als parallele Kräfte des in A' und B' statisch best. gelagerten Stabes 1 und suchen die von allen Elementen dM<sub>1</sub> verursachten Stützkräfte  $\mathfrak{A}_1$  und  $\mathfrak{B}_1$ .

$$dM_1 = M_1 dl = M_1^0 dl + M_1^x dl \dots (10)$$

$$\mathfrak{A}_1 = \int_{A'}^{B'} \frac{M_1 dl \cdot y_1}{l_1} = \int_{A'}^{B'} \frac{M_1^0 dl \cdot y_1}{l_1} + \int_{A'}^{B'} \frac{M_1^x dl \cdot y_1}{l_1} \quad (11)$$

$$\mathfrak{B}_1 = \int_{A'}^{B'} \frac{M_1 dl \cdot x_1}{l_1} = \int_{A'}^{B'} \frac{M_1^0 dl \cdot x_1}{l_1} + \int_{A'}^{B'} \frac{M_1^x dl \cdot x_1}{l_1} \quad (12)$$

Über den Bruchstrichen der vorstehenden Summen stehen die auf die Stabenden bezogenen statischen Momente der Momentenfläche  $\omega_1$  beziehentlich ihrer Teile  $\omega_1^0$  und  $\omega_1^x$ . Daher ist

$$\left. \begin{aligned} \text{Momenten-Stützskraft } \mathfrak{A}_1 &= \frac{\omega_1^0 t_1^0}{l_1} + \frac{\omega_1^x t_1^x}{l_1} \\ \mathfrak{A}_1 &= \mathfrak{A}_1^0 + \mathfrak{A}_1^x \end{aligned} \right\} \dots (I)$$

$$\left. \begin{aligned} \mathfrak{B}_1 &= \frac{\omega_1^0 s_1^0}{l_1} + \frac{\omega_1^x s_1^x}{l_1} \\ \mathfrak{B}_1 &= \mathfrak{B}_1^0 + \mathfrak{B}_1^x \end{aligned} \right\} \dots (II)$$

Im Einzelfalle können also die Momenten-Stützkräfte berechnet werden, wenn Flächeninhalt und Schwerpunktslage der Momentenfläche oder ihrer Teile bekannt sind.

Für die oft wiederkehrenden Belastungsfälle sind die Größen  $\omega^0$ ,  $s^0$ ,  $t^0$ ,  $\mathfrak{A}^0$  und  $\mathfrak{B}^0$  in der Tafel I angegeben.

Die Zusatzmomentenflächen bestehen immer nur aus Dreiecken und Parallelogrammen, wobei folgende 5 Fälle möglich sind:

a) nach rechts steigendes Dreieck;

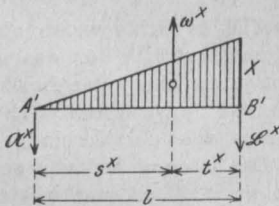


Fig. 4.

$$\omega^x = \frac{1}{2} l X \dots (13)$$

$$s^x = \frac{2}{3} l, \quad t^x = \frac{1}{3} l \dots (14)$$

$$\mathfrak{A}^x = \frac{1}{6} l X, \quad \mathfrak{B}^x = \frac{1}{3} l X \dots (15)$$

b) nach rechts fallendes Dreieck;

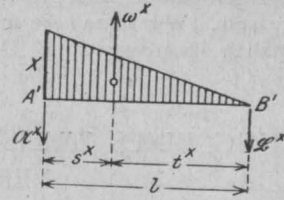


Fig. 5.

$$\omega^x = \frac{1}{2} l X \dots (16)$$

$$s^x = \frac{1}{3} l, \quad t^x = \frac{2}{3} l \dots (17)$$

$$\mathfrak{A}^x = \frac{2}{3} l X, \quad \mathfrak{B}^x = \frac{1}{6} l X \dots (18)$$

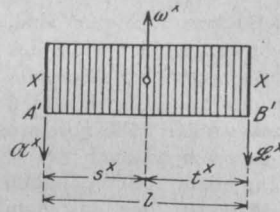


Fig. 6.

c) Rechteck;

$$\omega^x = l X \dots (19)$$

$$s^x = t^x = \frac{1}{2} l \dots (20)$$

$$\mathfrak{A}^x = \mathfrak{B}^x = \frac{1}{2} l X \dots (21)$$

d) Trapez;

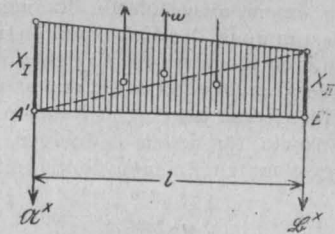


Fig. 7.

$$\omega^x = \frac{1}{2} l (X_I + X_{II}) \dots (22)$$

$$\mathfrak{A}^x = \frac{1}{6} l (2 X_I + X_{II}) \dots (23)$$

$$\mathfrak{B}^x = \frac{1}{6} l (X_I + 2 X_{II}) \dots (24)$$

e) Trapez und Rechteck;

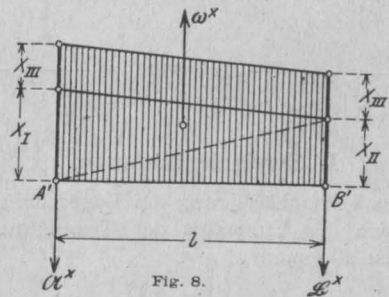


Fig. 8.

$$\omega^x = \frac{1}{2} l (X_I + X_{II} + 2 X_{III}) \dots (25)$$

$$\mathfrak{A}^x = \frac{1}{6} l (2 X_I + X_{II} + 3 X_{III}) \dots (26)$$

$$\mathfrak{B}^x = \frac{1}{6} l (X_I + 2 X_{II} + 3 X_{III}) \dots (27)$$



zeichnen (Fig. 2) und auf die Rahmenachse zu übertragen (Fig. 3), wobei die einzelnen Ordinaten ihren Wert behalten. Es wird nun für jede Riegelhälfte

$$\int M_0 y ds = \frac{2}{3} \cdot 10,44 \cdot 150 = 1044 \text{ tm}^2$$

und der zugehörige Abstand von der Verbindungslinie der Gelenke

$$= 4,50 + \frac{5}{8} \cdot 3,0 = 6,375 \text{ m,}$$

also

$$S_x = 2 \cdot (1044 \cdot 6,375) = 13311 \text{ tm}^3.$$

Nennergröße: Der Nenner  $\int y^2 ds$  bedeutet

nichts weiter als das Trägheitsmoment des Rahmenachsenstückes  $s$  bezogen auf die durch die Gelenke gehende Verbindungslinie, und ergibt sich allgemein zu (Fig. 6)

$$\int y^2 ds = \frac{s}{3} (H^2 + Hh + h^2)$$

demnach

$$\int y^2 \frac{J^c}{J} ds = \frac{J^c}{J} \cdot \frac{s}{3} (H^2 + Hh + h^2).$$

Es wird somit für unseren Fall

$$T_x = 2 \cdot \left[ 0,75 \cdot \frac{4,5}{3} (4,5^2 + 4,5 \cdot 0,0 + 0,0^2) + 1 \cdot \frac{10,44}{3} (7,5^2 + 7,5 \cdot 4,5 + 4,5^2) \right] = 812,9 \text{ m}^3$$

und somit erhalten wir

$$X_q = \frac{13311}{812,9} = 16,37 \text{ t.}$$

Mit Hilfe der Formel

$$M = M_0 - Xh$$

erhalten wir nun die endgültigen Momente zu (Fig. 5)

$$M_A = M_B = 0$$

$$M_C = M_D = 0 - 16,37 \cdot 4,5 = -73,67 \text{ mt}$$

$$M_E = 150,0 - 16,37 \cdot 7,5 = +27,22 \text{ mt.}$$

Einfluß der Temperatur.

Es soll nun noch der Horizontalschub  $X_t$  errechnet werden für eine Temperaturänderung von  $t = \pm 15^\circ\text{C}$  gegenüber der Herstellung.

Allgemein ist

$$X_t = \frac{\epsilon E J^c \int t \cos \alpha ds}{\int y^2 ds \frac{J^c}{J}}$$

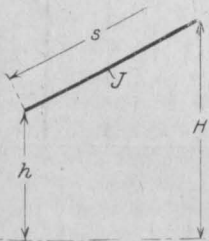


Fig. 6.

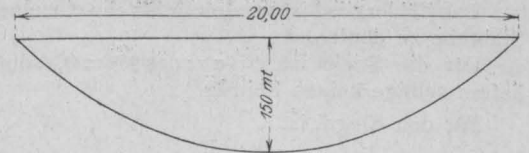


Fig. 2.

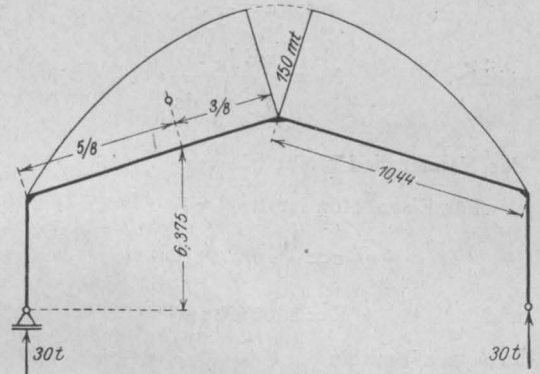


Fig. 3.

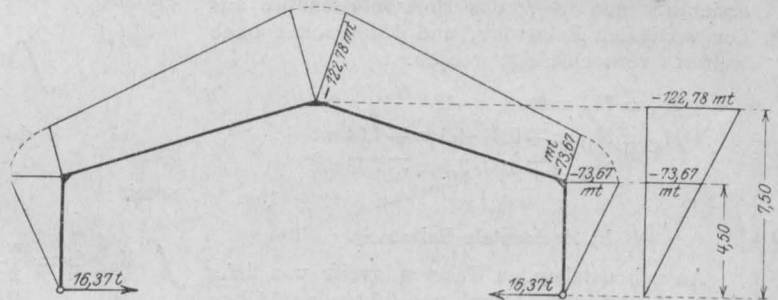


Fig. 4.

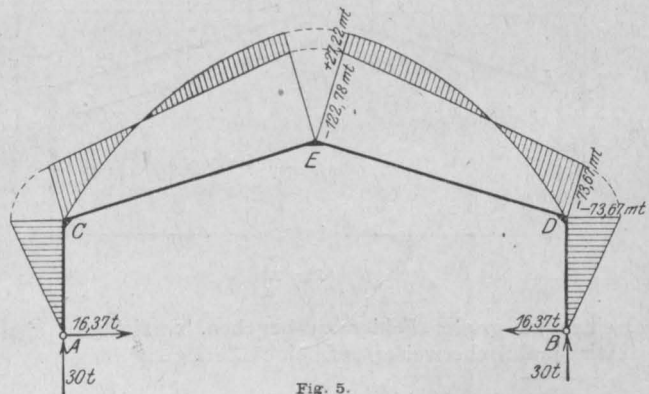


Fig. 5.

2) Vergl. Müller-Breslau, die neueren Methoden.



Auswertung des Zählers (Fig. 9)

$$\begin{aligned}
 \text{Stab A-C} & -0,75 \cdot \frac{4,5}{4,5} \cdot \frac{0,7}{8} \cdot (4,5^4 - 0,0^4) \dots = -26,91 \text{ tm}^3 \\
 \text{Stab C-E} & -1 \cdot \frac{10,44}{3,0} \cdot \frac{0,7}{8} \cdot (7,5^4 - 4,5^4) \dots = -838,59 \text{ „} \\
 & -1 \cdot \frac{9,84}{2} \cdot 10,44 \cdot \left(4,5 + \frac{2}{3} \cdot 3,0\right) \dots = -333,87 \text{ „} \\
 \text{Stab E-D} & -1 \cdot 23,63 \cdot 10,44 \cdot \left(4,5 + \frac{1}{2} \cdot 3,0\right) \dots = -1480,18 \text{ „} \\
 & -1 \cdot \frac{29,53 - 23,63}{2} \cdot 10,44 \cdot \left(4,5 + \frac{2}{3} \cdot 3,0\right) \dots = -200,19 \text{ „} \\
 \text{Stab D-B} & -0,75 \cdot \frac{23,63}{2} \cdot 4,5 \cdot \frac{2}{3} \cdot 4,5 \dots = -119,63 \text{ „}
 \end{aligned}$$

$$S_x = -2999,37 \text{ tm}^3$$

$T_x$  behält wieder den vorerrechneten Wert, also

$$X_w = -\frac{2999,37}{812,9} = -3,7 \text{ t.}$$

Die endgültigen Momente

$$\begin{aligned}
 M_A &= M_B = 0 \\
 M_C &= -7,09 - (-3,7) \cdot 4,5 \\
 &= +9,56 \text{ mt} \\
 M_D &= -23,63 - (-3,7) \cdot 4,5 \\
 &= -6,98 \text{ „} \\
 M_E &= -29,53 - (-3,7) \cdot 7,5 \\
 &= -1,78 \text{ „}
 \end{aligned}$$

II.

Eingespannter Rahmen.

Unter Vernachlässigung der Normkräfte und Temperatureinflüsse erhalten wir allgemein<sup>4)</sup>

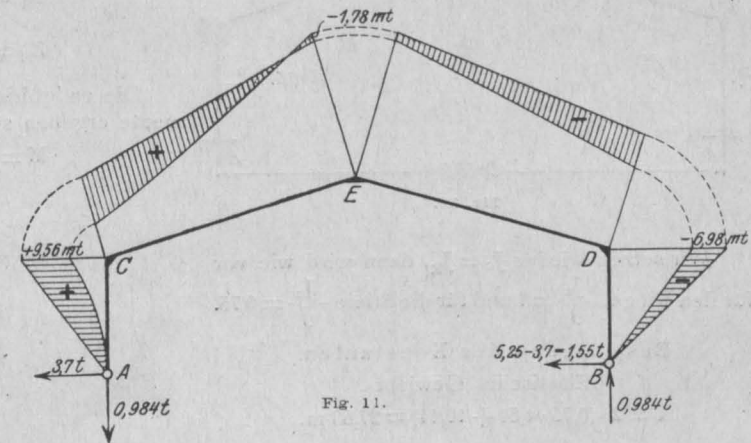
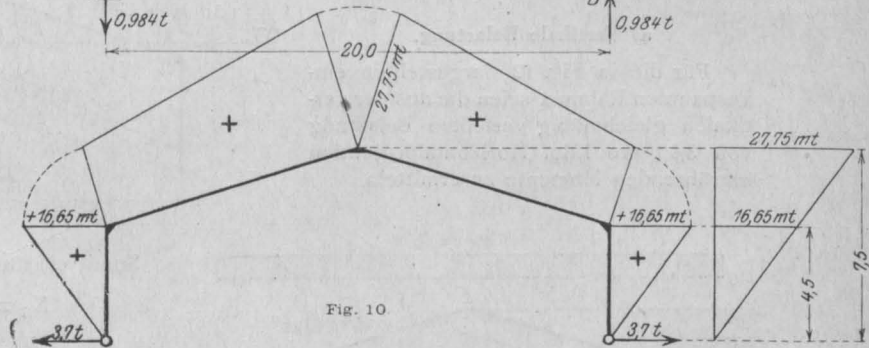
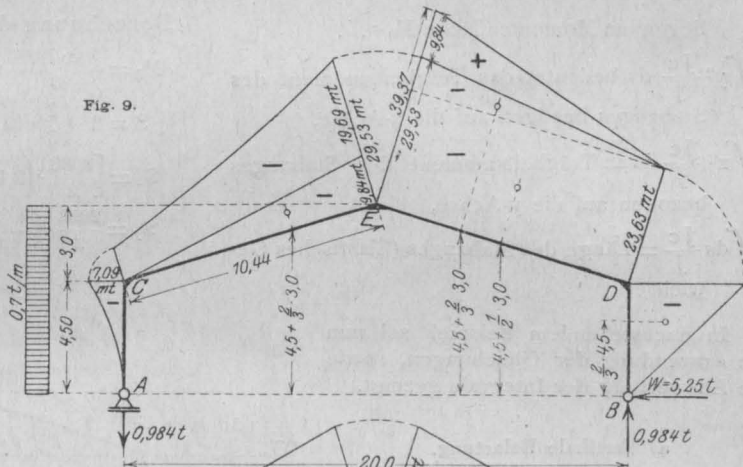
$$X = \frac{\int M_0 y \frac{J^c}{J} ds}{\int y^2 \frac{J^c}{J} ds} = \frac{S_x}{T_x}$$

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

$$Z = -\frac{\int M_0 \frac{J^c}{J} ds}{\int \frac{J^c}{J} ds} = -\frac{S}{T}$$

Vorstehende drei Größen X, Y und Z greifen im Schwerpunkte des Systems an, welcher durch einen starren (unelastischen) Stab mit dem Punkte A verbunden gedacht ist.

<sup>4)</sup> Vergl. Müller-Breslau, die neueren Methoden.



Die Integrale lassen sich folgendermaßen deuten:

$\int M_0 y \frac{J_c}{J} ds$  bedeutet das statische Moment der auf der Rahmenachse liegenden Momentenfläche  $M_0 \frac{J_c}{J}$  in bezug auf die x-Achse,

$\int M_0 x \frac{J_c}{J} ds$  bedeutet der statische Moment der auf der Rahmenachse liegenden Momentenfläche  $M_0 \frac{J_c}{J}$  in bezug auf die y-Achse,

$\int M_0 \frac{J_c}{J} ds =$  Inhalt der auf der Rahmenachse liegenden Momentenfläche  $M_0 \frac{J_c}{J}$ ,

$\int y^2 \frac{J_c}{J} ds$  bedeutet das Trägheitsmoment des Stabzuges bezogen auf die x-Achse,

$\int x^2 \frac{J_c}{J} ds =$  Trägheitsmoment des Stabzuges bezogen auf die y-Achse,

$\int ds \frac{J_c}{J} =$  Länge des Stabzuges (Elastisches Gewicht).

In nachstehendem Beispiel sei nun die Anwendung der Gleichungen, sowie die Auswertung der Integrale gezeigt.

a) Vertikale Belastung.

Für die in Fig. 12 dargestellten eingespannten Rahmen seien die aus der vertikalen gleichmäßig verteilten Belastung von 3,0 t pro lfdm Horizontalprojektion herrührenden Momente zu ermitteln.

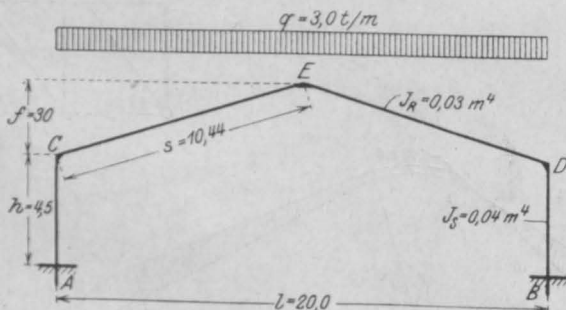


Fig. 12.

Wir setzen wieder  $J_c = J_R$ , dann wird wie vor für den Riegel  $\frac{J_c}{J} = 1$  und für die Stiele  $\frac{J_c}{J} = 0,75$ .

Bestimmung der Konstanten.

Elastisches Gewicht

$$T = 2 \cdot (0,75 \cdot 4,50 + 10,44) = 27,63 \text{ m.}$$

Schwerpunktsabstände

$$z_u = 2 \cdot \frac{0,75 \cdot 4,5 \cdot \frac{4,5}{2} + 10,44 \cdot \left(4,5 + \frac{3,0}{2}\right)}{27,63} = 5,08 \text{ m}$$

$$z_0 = 4,50 - 5,08 = -0,58 \text{ m.}$$

Trägheitsmomente

$$T_x = 2 \cdot \left[ 0,75 \cdot \frac{4,5}{3} \cdot (4,5^2 + 4,5 \cdot 0 + 0^2) + \frac{10,44}{3} \cdot (7,5^2 + 7,5 \cdot 4,5 + 4,5^2) \right] - 27,63 \cdot 5,08^2 = 99,87 \text{ m}^3$$

$$T_y = 2 \cdot \left[ 0,75 \cdot 4,5 \cdot 10,0^2 + \frac{10,44}{3} \cdot (10,0^2 + 10,0 \cdot 0 + 0^2) \right] = 1371 \text{ m}^3.$$

Berechnung der Zählergrößen (Fig. 13).

$$M_0 = \frac{3,0 \cdot 20,0^2}{8} = 150 \text{ tm}$$

$$S = 2 \cdot \left( \frac{2}{3} \cdot 10,44 \cdot 150 \right) = 2088 \text{ tm}^2$$

$$S_x = \left[ \frac{2088}{2} \cdot \left( 2,42 - \frac{3}{8} \cdot 3,0 \right) \right] \cdot 2 = 2703,96 \text{ tm}^3$$

$$S_y = \frac{2088}{2} \cdot \left( -\frac{3}{8} \cdot 10,0 \right) + \frac{2088}{2} \cdot \left( +\frac{3}{8} \cdot 10,0 \right) = 0.$$

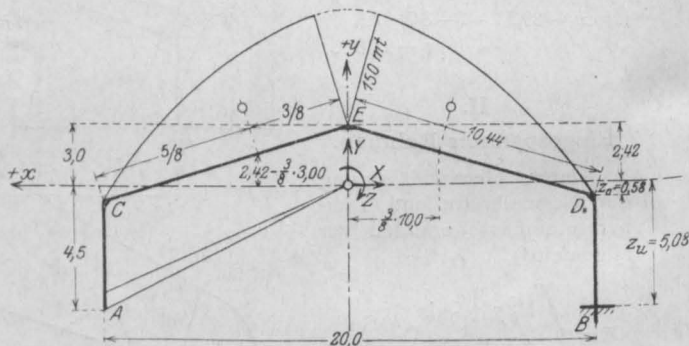


Fig. 13.

Somit erhalten wir

$$X_q = \frac{2703,96}{99,87} = 27,07 \text{ t}$$

$$Y_q = \frac{0}{1371} = 0$$

$$Z_q = -\frac{2088}{27,63} = -75,57 \text{ mt.}$$

Die endgültigen in Fig. 14 aufgetragenen Momente ergeben sich nun mit Hilfe der Gleichung

$$M = M_0 - X_y - Y_x + Z$$

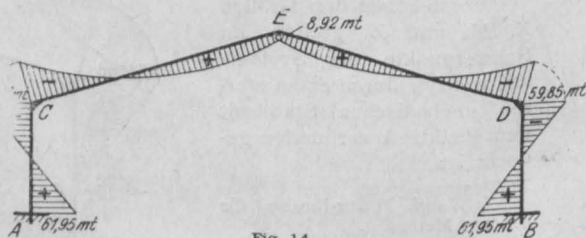


Fig. 14.



zu:

$$M_A = M_B = 0 - 27,07 \cdot (-5,08) - 0 - 75,57 = + 61,95 \text{ mt}$$

$$M_C = M_D = 0 - 27,07 \cdot (-0,58) - 0 - 75,57 = - 59,87 \text{ mt}$$

$$M_E = + 150,0 - 27,07 \cdot (+ 2,42) - 0 - 75,57 = + 8,92 \text{ mt.}$$

Einfluß der Temperatur.

Die Momentermittlung erfolgt für eine gleichmäßige Temperaturänderung von  $t = \pm 15^\circ \text{ C.}$

Es ist allgemein

$$X_t = \frac{\epsilon E J c t l}{T_x}$$

also in unserem Falle

$$X_t = \frac{1}{10^5} \cdot 2 \cdot 100 \cdot 000 \cdot 0,03 \cdot (\pm 15) \cdot 20,0 = \pm 1,89 \text{ t}$$

da eine gleichmäßige Temperaturänderung angenommen wurde, ist  $Z_t = 0$ , mithin

$$M_A = M_B = \mp 1,89 \cdot (-5,08) = \pm 9,60 \text{ mt}$$

$$M_C = M_D = \mp 1,89 \cdot (-0,58) = \pm 1,10 \text{ mt}$$

$$M_E = \mp 1,89 \cdot (+ 2,42) = \mp 4,57 \text{ mt.}$$

Wie man sieht, spielt die Temperaturänderung beim eingespannten Rahmen schon eine größere Rolle, so macht das Moment bei  $M_E$  z. B. 51% des Momentes infolge vertikaler Belastung aus.

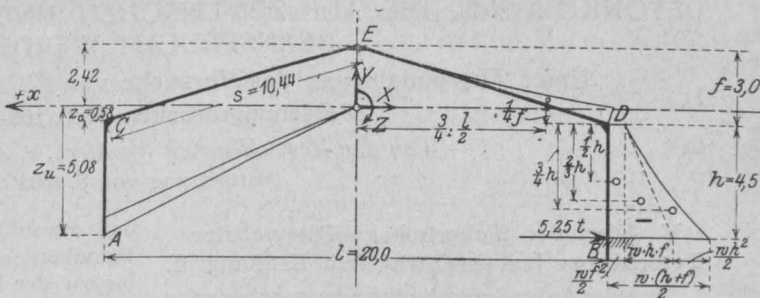


Fig. 16.

somit

$$X_w = \frac{116,85}{99,87} = + 1,17 \text{ t}$$

$$Y_w = \frac{427,73}{1371} = + 0,31 \text{ t}$$

$$Z_w = - \frac{45,51}{27,63} = + 1,65 \text{ mt.}$$

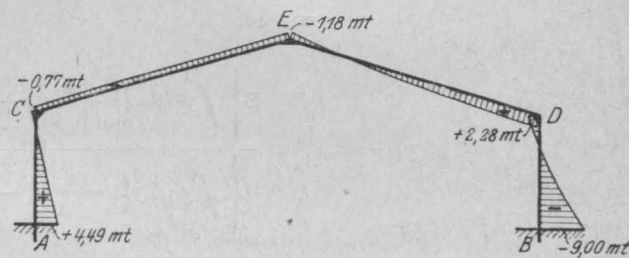


Fig. 17.

und die endgültigen Momente (Fig. 17)

$$M_A = 0 - 1,17 \cdot (-5,08) - 0,31 \cdot (+ 10,0) + 1,65 = + 4,49 \text{ mt}$$

$$M_B = - \frac{0,7 \cdot 7,5^2}{2} - 1,17 \cdot (-5,08) - 0,31 \cdot (-10,0) + 1,65 = - 9,00 \text{ mt}$$

$$M_C = 0 - 1,17 \cdot (-0,58) - 0,31 \cdot (+ 10,0) + 1,65 = - 0,77 \text{ mt}$$

$$M_D = - \frac{0,7 \cdot 3,0^2}{2} - 1,17 \cdot (-0,58) - 0,31 \cdot (-10,0) + 1,65 = + 2,28 \text{ mt}$$

$$M_E = 0 - 1,17 \cdot (+ 2,42) - 0,31 \cdot (0,0) + 1,65 = - 1,18 \text{ mt}$$

b) Horizontale Belastung.

An nebenstehenden Rahmen greife von rechts ein horizontaler Winddruck von 0,7 t/m bis zum First an. Die Momente hierfür sind zu ermitteln.

Berechnung der Zählergrößen (Fig. 16).

$$S = - \frac{0,7 \cdot 3,0^2}{2} \cdot \frac{10,44}{3} - \left[ \frac{0,7 \cdot 3,0^2}{2} \cdot 4,5 + 0,7 \cdot 4,5 \cdot 3,0 \cdot \frac{4,5}{2} + \frac{0,7 \cdot 4,5^2 \cdot 4,5}{3} \right] \cdot 0,75 = - 45,51 \text{ mt}^2$$

$$S_x = - \frac{0,7 \cdot 3,0^2}{2} \cdot \frac{10,44}{3} \cdot (+ 0,17) - 0,75 \left[ \frac{0,7 \cdot 3,0^2}{2} \cdot 4,5 \cdot (-2,83) + 0,7 \cdot 4,5 \cdot 3,0 \cdot \frac{4,5}{2} \cdot (-3,58) + \frac{0,7 \cdot 4,5^2 \cdot 4,5}{3} \cdot (-3,955) \right] = + 116,85 \text{ mt}^3$$

$$S_y = - \frac{0,7 \cdot 3,0^2}{2} \cdot \frac{10,44}{3} \cdot \left( - \frac{3}{4} \cdot 10,0 \right) - 0,75 \left[ \frac{0,7 \cdot 3,0^2}{2} \cdot 4,5 + 0,7 \cdot 4,5 \cdot 3,0 \cdot \frac{4,5}{2} + \frac{0,7 \cdot 4,5^2 \cdot 4,5}{3} \right] \cdot (-10,0) = + 427,73 \text{ mt}^3$$

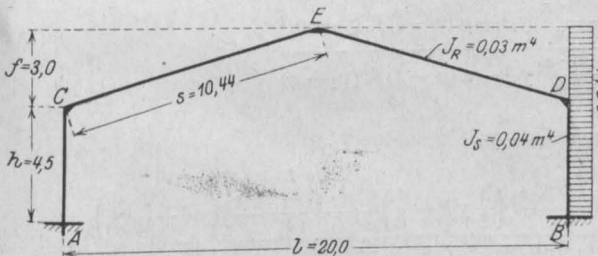


Fig. 18.

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.

(Fortsetzung von S. 158.)

V. Über den Sicherheitsgrad bewehrter Betonkörper bei exzentrischem Kraftangriff.

Bei der Aufstellung der Spannungsgesetze für den bewehrten Beton ist nachgewiesen worden,

daß sowohl bei den bewehrten wie unbewehrten Betonkörpern das elastische Verhalten des Betons bis zu der Beanspruchung von über 110 kg/cm<sup>2</sup> das gleiche ist und für beide dasselbe parabolische Spannungsgesetz gilt.

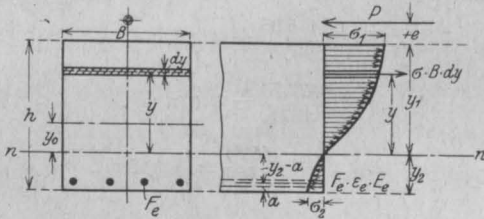


Fig. 19.

A. Betonkörper mit Bewehrung in der Zugzone.

1. Analytische Ermittlung der Nulllinienlage, Beton- und Eisenspannungen.

a) bei vollem, wirksamen Betonquerschnitt bis zur Reißbildung an der Zugseite.

Die Lage der Spannungsnulllinie nach Gl. (3) und nebenstehender Skizze:

$$y_1 + e = \frac{J_n}{S_n} = \frac{B \left\{ \int_0^{y_1} y^2 \cdot dy \left(1 - \frac{a \cdot y}{q}\right) + \int_0^{y_2} y^2 \cdot dy \left(1 - \frac{b \cdot y}{q}\right) + \alpha(n-1) f_e (y_2 - a)^2 \right\}}{B \left\{ \int_0^{y_1} y \cdot dy \left(1 - \frac{a \cdot y}{q}\right) - \int_0^{y_2} y \cdot dy \left(1 - \frac{b \cdot y}{q}\right) - \alpha(n-1) f_e (y_2 - a) \right\}} \quad (1)$$

$$y_1 + e = \frac{\frac{1}{3} (y_1^3 + y_2^3) - \frac{a \cdot \epsilon_1}{4} y_1^3 - \frac{b \cdot \epsilon_2}{4} y_2^3 + \alpha(n-1) f_e (y_2 - a)^2}{\frac{1}{2} (y_1^2 - y_2^2) - \frac{a \cdot \epsilon_1}{4} y_1^2 + \frac{b \cdot \epsilon_2}{4} y_2^2 - \alpha(n-1) f_e (y_2 - a)}$$

$$y_1 = \frac{1}{2} + y_0; \quad y_2 = \frac{1}{2} - y_0$$

$$\frac{1}{2} + y_0 + e = \frac{\frac{1}{12} + y_0^2 + \alpha(n-1) f_e \left(\frac{1}{2} - y_0 - a\right)^2 - \frac{a \cdot \epsilon_1 + b \cdot \epsilon_2}{4} \left(\frac{3}{2} y_0^2 + \frac{1}{8}\right) - \frac{a \cdot \epsilon_1 - b \cdot \epsilon_2}{4} \left(y_0^3 + \frac{3}{4} y_0\right)}{y_0 - \alpha(n-1) f_e \left(\frac{1}{2} - y_0 - a\right) - \frac{a \cdot \epsilon_1 + b \cdot \epsilon_2}{3} \cdot y_0 - \frac{a \cdot \epsilon_1 + b \cdot \epsilon_2}{3} \left(y_0^3 + \frac{1}{4}\right)} \quad (1)$$

Besteht die Gültigkeit des linearen Spannungsgesetzes, so wird

Rechnungsverfahren zugrunde gelegt werden, dann ist

$$y_0^1 = \frac{\frac{1}{12} + \left(\frac{1}{2} - a\right) (1 + e - a) \alpha(n-1) f_e}{\frac{1}{2} + e + (1 + e - a) \alpha(n-1) f_e} \quad (1a)$$

$y_0 = y_0' + \Delta y$ ,  
 $y_0$  ist im Verhältnis zu  $y_0'$  so klein, daß die  $y_0^2$  Glieder unter Anwendung des binomischen Satzes gewissermaßen als Größen zweiter Ordnung angenähert vernachlässigt werden können. Eine Prüfung durch  $y_0$  bestätigt dies.

und soll das parabolische Spannungsgesetz dem

$$\Delta y_0 = \frac{\frac{a \cdot \epsilon_1 + b \cdot \epsilon_2}{12} \left\{ \frac{y_0'^2}{2} + \frac{3}{8} - 4 y_0' \left(\frac{1}{2} + e\right) \right\} + \frac{a \cdot \epsilon_1 - b \cdot \epsilon_2}{12} \left\{ (4 y_0'^2 + 1) \left(\frac{1}{2} + e\right) + y_0' \left(y_0'^2 - \frac{5}{4}\right) \right\}}{\frac{1}{2} + e + (1 + e - a) \alpha(n-1) f_e - \frac{a \cdot \epsilon_1 + b \cdot \epsilon_2}{12} \left\{ 4 \left(\frac{1}{2} + e\right) - y_0' \right\} - \frac{a \cdot \epsilon_1 - b \cdot \epsilon_2}{12} \left\{ 3 y_0'^2 + 8 y_0' \left(\frac{1}{2} + e\right) - \frac{5}{4} \right\}} \quad (1b)$$

$$P = \frac{E_0}{Q} \cdot S_n = \frac{E_0 \cdot \varepsilon_1}{y_1} \cdot B \left\{ \frac{1}{2} (y_1^3 - y_2^3) - (n-1) \alpha \cdot f_c (y_2 - a) - \frac{a \cdot \varepsilon_1}{3} y_1^3 + \frac{b \cdot \varepsilon_2}{3} y_2^3 \right\}$$

$$E_0 \cdot \varepsilon_1 = \frac{P \cdot y_1}{B \left\{ \frac{1}{2} (y_1^3 - y_2^3) - a(n-1) f_c (y_2 - a) - \frac{a \cdot \varepsilon_1}{3} \cdot y_1^3 + \frac{b \cdot \varepsilon_2}{3} \cdot y_2^3 \right\}} \quad (2)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= E_0 \cdot \varepsilon_1 (1 - a \cdot \varepsilon_1) \\ \varepsilon_2 &= \frac{\varepsilon_1 \cdot y_2}{y_1} \\ \sigma_2 &= E_0 \cdot \varepsilon_2 (1 - b \cdot \varepsilon_2) \end{aligned} \right\} \dots (2a)$$

$$\sigma_e = E_e \cdot \alpha \cdot \varepsilon_2 \cdot \frac{y_2 - a}{y_2} \dots (3)$$

In Gl. (2) beeinflusst  $\varepsilon_1$  in dem Ausdruck  $S_n$  den Wert  $E_0 \cdot \varepsilon_1$  und die damit zu suchende Spannung nur in zweiter Linie. Zur Prüfung der Ergebnisse dient:

$$P(y_1 + e) = \frac{E_0}{Q} \cdot J_n \dots (4)$$

b) beim wirksamen Querschnitt zwischen Rißbildungs- und Bruchbelastung.

Sobald sich bei zunehmender Belastung Risse an der Zugseite erkennen lassen, hört auch teilweise die Mitwirkung des Betons an der Aufnahme der Zugspannungen auf. Die Höhe des wirksamen Querschnittes des Betons in der Zugzone zwischen der Rißbildungs- und Bruchbelastung ist in nebenstehender Skizze mit  $y_2'$  bezeichnet, es ist:

$$y_2' = \frac{y_1 \cdot \varepsilon_2'}{\varepsilon_1}$$

für  $\sigma_{zmax}$  ist  $\varepsilon_2' = \frac{1}{2b}$ ,

also  $y_2' = y_1 \cdot \frac{1}{2b \cdot \varepsilon_1}$

Die Lage der Nulllinie wird nach Gl. (10) und Gl. (1) weiter oben

$$y_1 + e = \frac{y_1^3 \left( \frac{1}{3} - \frac{a \varepsilon_1}{4} + \frac{5}{192 b^3 \varepsilon_1^3} \right) + \alpha(n-1) f_c (1 - y_1 - a)^2}{y_1^2 \left( \frac{1}{2} - \frac{a \varepsilon_1}{3} - \frac{1}{12 b^2 \varepsilon_1^2} \right) + \alpha(n-1) f_c (1 - y_1 - a)} \quad (5)$$

Nach Gl. (1a) wird

$$y_1' = \frac{1}{2} + y_0'$$

ermittelt und  $y_1 = y_1' + \Delta y_1$  gefunden.

Eine zweite Berichtigung zur Prüfung ist wünschenswert.

$$\Delta y_1 =$$

$$-\frac{y_1'^2}{6} (y_1' + 3e) + \alpha(n-1) f_c (1 - a + e)(1 - a - y_1') + \left( \frac{a \varepsilon_1}{3} + \frac{1}{12 b^2 \varepsilon_1^2} \right) y_1'^2 (y_1' + e) - \left( \frac{a \varepsilon_1}{4} - \frac{5}{192 b^3 \varepsilon_1^3} \right) \frac{y_1'^3}{y_1' \left( \frac{y_1'}{2} + e \right) + \alpha(n-1) f_c (1 - a + e) - \left( \frac{a \varepsilon_1}{3} + \frac{1}{12 b^2 \varepsilon_1^2} \right) y_1' (3y_1' + 2e) + \left( \frac{a \varepsilon_1}{4} + \frac{5}{192 b^3 \varepsilon_1^3} \right) 3y_1'^2} \quad (5a)$$

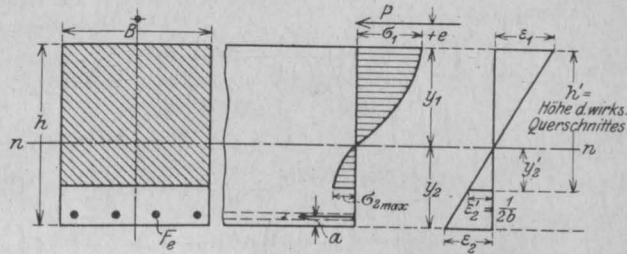


Fig. 20.

$$E_0 \cdot \varepsilon_1 = \frac{P \cdot y_1}{B \left\{ y_1^2 \left( \frac{1}{2} - \frac{a \varepsilon_1}{3} - \frac{1}{12 b^2 \varepsilon_1^2} \right) - \alpha(n-1) f_c (1 - y_1 - a) \right\}} \quad (6)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= E_0 \cdot \varepsilon_1 (1 - a \cdot \varepsilon_1) \\ \sigma_2 &= 24,9 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} \dots (6a)$$

$$\sigma_e = \alpha \cdot E_e \cdot \varepsilon_1 \left( \frac{y_2 - a}{y_1} \right) \dots (7)$$

Zur Prüfung der Ergebnisse dient:

$$P \cdot (y_1 + e) = \frac{E_0}{Q} \cdot J_n \dots (8)$$

## 2. Vergleichende Zusammenstellung der Rechnungs- und Versuchsergebnisse.

Der Rechnungsgang, wie er für die Ermittlung der Nulllinienlage, Beton- und Eisen Spannungen bei verschiedenen Belastungen und dem exzentrischen Kraftangriff  $e = 200, 300$  und  $500$  mm in den umstehenden graphischen Darstellungen (Fig. 21, 22 und 23) durchgeführt wurde, soll an folgendem Beispiel gezeigt werden:

Nach Zusammenstellung 6:

Exzentrischer Kraftangriff  $e = 300$  mm.

1. Belastung unmittelbar vor der Rißbildung:

$$19330 - 2000 = 17333 \text{ kg.}$$

$$B = 40,0 \text{ cm,}$$

$$h = 40,1 \text{ cm,}$$

$$f_c = 8,28 \text{ cm}^2,$$

$$a = 3,6 \text{ cm,}$$

$$e = + \frac{100}{400} = + \frac{1}{4},$$

$$n = \frac{E_e}{E_0} = \frac{2150000}{311000} = 6,92,$$

$$\dots$$

$$\alpha(n-1)f_e = \frac{1,15 \cdot 5,92 \cdot 8,28}{40 \cdot 40,1} = 0,036,$$

$$a = \frac{3,6}{40,1} = 0,09.$$

Sofern die Gültigkeit des linearen Spannungsgesetzes besteht, ist die Nulllinienlage nach Gleichung (1 a) S. 51

$$y_0' = \frac{\frac{1}{12} + \left(\frac{1}{2} - 0,09\right) \left(1 + \frac{1}{4} - 0,09\right) \cdot 0,036}{\frac{1}{2} + \frac{1}{4} + \left(1 + \frac{1}{4} - 0,09\right) \cdot 0,036} = 0,125,$$

$$y_0 = \frac{-\frac{a \varepsilon_1 + b \varepsilon_2}{12} \left\{ \frac{0,125^2}{2} + \frac{3}{8} - 4 \cdot 0,125 \left( \frac{1}{2} + \frac{1}{4} \right) \right\} + a \varepsilon_1 - b \varepsilon_2 \left\{ (4 \cdot 0,125^2 + 1) \left( \frac{1}{2} + \frac{1}{4} \right) + 0,125 \right\}}{\frac{1}{2} + \frac{1}{4} + \left(1 + \frac{1}{2} - 0,09\right) 0,031 - \frac{a \varepsilon_1 + b \varepsilon_2}{12} \left\{ 4 \left( \frac{1}{2} + \frac{1}{4} \right) - 0,125 \right\} - \frac{a \varepsilon_1 - b \varepsilon_2}{12} \left\{ 3 \cdot 0,125^2 + 8 \cdot 0,125 \right\}}$$

$$= \frac{-(a \varepsilon_1 + b \varepsilon_2) \cdot 0,001 + (a \varepsilon_1 - b \varepsilon_2) \cdot 0,054}{0,786 - (a \varepsilon_1 + b \varepsilon_2) 0,230 - (a \varepsilon_1 - b \varepsilon_2) (-0,040)},$$

$$y_1 = 0,5 + 0,125 = 0,625,$$

$$y_2 = 0,5 - 0,125 = 0,375.$$

$y_1 = 0,625 \cdot 40,1 = 25,1$  cm ist der Nulllinienabstand im spannungslosen Zustand von der Druckseite des Körpers.

An der Druckseite gemessene Zusammendrückung im Mittel  $\varepsilon_1 = \frac{1,95}{10\,000}$  bei der Belastung unmittelbar vor der Ribfbildung.

Verschiebung der Nulllinienlage für diesen Belastungszustand:

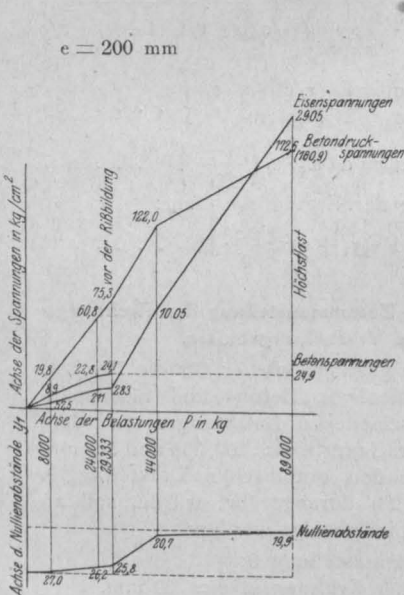


Fig. 21.

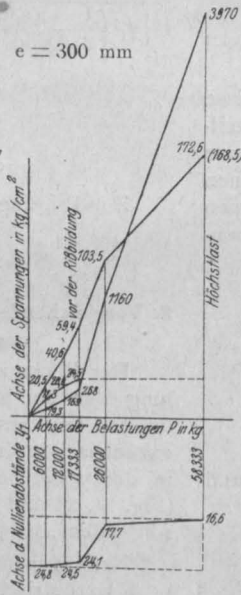


Fig. 22.

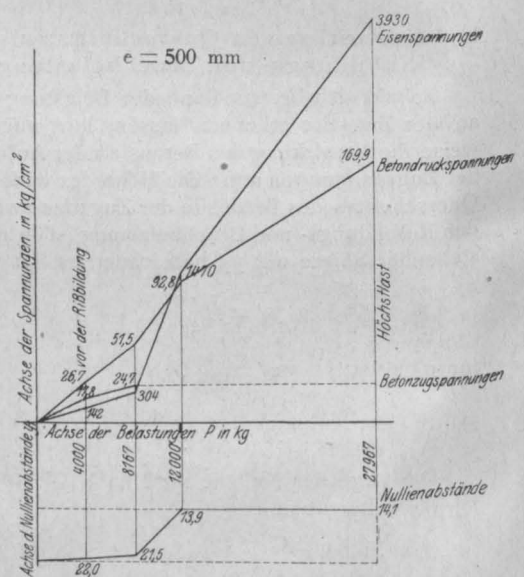


Fig. 23.

$$a = 450,$$

$$b = 3130,$$

$$b \cdot \varepsilon_2 = \frac{b \cdot \varepsilon_1 \cdot y_2}{y_1} = 1875 \varepsilon_1,$$

$$y_0 = \frac{-79,3 \varepsilon_1}{0,786 - 592 \varepsilon_1}; \quad \text{für } \varepsilon_1 = \frac{1,95}{10\,000},$$

$$y_0 = -0,023,$$

$$y_0 = 0,125 - 0,023 = 0,102,$$

$$y_1 = (0,5 + 0,102) \cdot 40,1 = 24,1 \text{ cm},$$

$$y_2 = 16,0 \text{ „}$$

Nach Gleichung (2)

$$E_0 \cdot \varepsilon_1 = 65,7,$$

$$\varepsilon_1 = \frac{65,7}{311\,000} = \frac{2,11}{10\,000}; \quad \varepsilon_2 = \frac{2,11 \cdot 16,0}{10\,000 \cdot 24,1} = \frac{1,40}{10\,000},$$

$$\sigma_1 = 65,7 (1 - 0,045 \cdot 2,11) = 59,4 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_2 = \frac{311\,000 \cdot 1,40}{10\,000} \left(1 - \frac{3130 \cdot 1,40}{10\,000}\right) = 24,5 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = \frac{1,15 \cdot 1,40}{10\,000} \cdot 2\,150\,000 \cdot \frac{16,0 - 3,6}{16,0}$$

$$= 268 \text{ kg/cm}^2.$$

$$E^0 \cdot \varepsilon_1 = \frac{17\,333 \cdot 24,1}{40,0 \left\{ \frac{1}{2} (24,1^2 - 16,0^2) - 0,036 \cdot 40,1 (16,0 - 3,6) - \left( \frac{0,045}{3} 24,1^2 - \frac{0,1875}{3} \cdot 16,0^2 \right) 1,95 \right\}},$$

Auf exzentrischem Druck beanspruchte bewehrte Betonkörper nach Fig. 2.  
e = 300 mm

Belastung in kg	Versuchsergebnisse		Nulllinienlage aus den gesamten Dehnungen	Rechnungswerte		Nulllinienlage
	federnde Dehnungen			Dehnungen		
	$\epsilon_1$	$\epsilon_2$		$\epsilon_1$	$\epsilon_2$	
6 000	0,000060	0,000034	25,1	0,000068	0,000042	24,8
12 000	0,000125	0,000073	25,0	0,000139	0,000089	24,5
Rißbildungslast:						
17 333	0,000200	0,000125	24,0	0,000211	0,000140	24,1

Prüfung nach Gleichung (4)

$$17\,333 \cdot (24,1 + 10,0)$$

$$= \frac{311\,000 \cdot 2,11 \cdot 40,0}{24,1 \cdot 10\,000} \frac{1}{3} (24,1^3 + 16,0^3)$$

$$- \frac{450 \cdot 2,11}{4 \cdot 10\,000} 24,1^3 - \frac{3130 \cdot 1,40}{4 \cdot 10\,000} 16,0^3$$

$$+ 0,036 \cdot 40,1 (16,0 - 3,6)^2,$$

$$5,91 \text{ mt} = 5,86 \text{ mt}.$$

Diese Prüfung des Rechnungsganges stimmt hinreichend. Werden diese Ergebnisse mit den Versuchsergebnissen einem Vergleiche unterworfen, dann tritt aus obenstehender Tabelle die Tatsache guten Einklanges der aus den Versuchen und mit den nach der vorliegenden statischen Berechnung erhaltenen Werte deutlich in die Erscheinung, so daß gegen die analytisch ermittelten Beton- und Eisenspannungen den tatsächlichen entsprechen werden. Auffallend vor allem ist, daß die Betonzugspannungen nur 24,5 kg/cm<sup>2</sup> erreichen, gegenüber dem unter Beobachtung des linearen Spannungsgesetzes gefundenen Werte von 35,3 kg/cm<sup>2</sup>. Dieser Wert deckt sich fast mit dem Größtwert nach dem parabolischen Spannungsgesetz 24,9 kg/cm<sup>2</sup> und steht in Einklang mit den errechneten Zuganstregungen des Betons unmittelbar vor der Rißbildung bei den unbewehrten Körpern mit exzentrischem Kraftangriff.

2. Höchstbelastung:

$$60\,333 - 2000 = 58\,333 \text{ kg}.$$

$$y_1 = 0,500,$$

$$\alpha(n-1)f_c = 1,2 \cdot 0,031 = 0,037.$$

Nach Gleichung (5a) ist:  $\Delta y_1 =$

$$\frac{\frac{0,5^0}{6} \left(0,5 + \frac{3}{4}\right) + 0,037 \left(1 - 0,09 + \frac{1}{4}\right) (1 - 0,09 - 0,5) \left(\frac{a\epsilon_1}{3} + \frac{1}{12b^2\epsilon_1^2}\right) 0,5 \left(0,5 + \frac{1}{4}\right) - \left(\frac{a\epsilon_1}{4} - \frac{5}{192b^3\epsilon_1^3}\right)}{0,5 \left(\frac{0,5}{2} + \frac{1}{4}\right) + 0,037 \left(1 - 0,09 + \frac{1}{4}\right) - \left(\frac{a\epsilon_1}{3} + \frac{1}{12b^2\epsilon_1^2}\right) 0,5 \left(3 \cdot 0,5 + \frac{2}{4}\right) + \left(\frac{a\epsilon_1}{4} - \frac{5}{192b^3\epsilon_1^3}\right) \cdot 3 \cdot 0,5^2}$$

$$\text{für } \epsilon_1 = \frac{1}{2a} = \frac{11,11}{10\,000} \text{ ist } \left(\frac{a\epsilon_1}{3} + \frac{1}{12b^2\epsilon_1^2}\right) = \frac{1}{6} + \frac{4 \cdot 450^2}{12 \cdot 3130^2} = 0,173;$$

$$\left(\frac{a\epsilon_1}{4} - \frac{5}{192b^3\epsilon_1^3}\right) = \frac{1}{8} - \frac{5 \cdot 8 \cdot 450^3}{192 \cdot 3130^3} = 0,124$$

$$\text{und } y_1 = -0,085,$$

$$y_1 = (0,500 - 0,085) \cdot 40,1 = 16,6 \text{ cm},$$

$$y_2 = 40,1 - 16,6 = 23,5 \text{ cm},$$

$$E_0 \cdot \epsilon_1 =$$

$$58\,333 \cdot 16,6$$

$$40,0 \left\{ 16,6^2 (0,5 - 0,173) - 0,037 \cdot 40,1 \cdot (40,1 - 16,6 - 3,6) \right\},$$

$$E_0 \cdot \epsilon_1 = 402,0,$$

$$\epsilon_1 = \frac{402,0}{311\,000} = \frac{12,9}{10\,000},$$

$$\sigma_1 = 402 \cdot \left(1 - \frac{450 \cdot 12,9}{10\,000}\right) = 168,5 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = \frac{1,20 \cdot 12,90}{10\,000} \cdot 2\,150\,000 \cdot \frac{23,5 - 3,6}{16,6} = 3970 \text{ kg/cm}^2.$$

Prüfung nach Gleichung (8)

$$58\,333 \cdot (16,6 + 10) =$$

$$\frac{311\,000 \cdot 12,70}{16,6 \cdot 10\,000} \cdot 40,0 \left\{ 16,6^3 \left(\frac{1}{3} - 0,124\right) + 0,031 \cdot 40,1 \right\}$$

$$15,1 \text{ mt} = 14,96 \text{ mt}.$$

Da  $\epsilon_1 > \frac{1}{2a} > \frac{11,11}{10\,000}$  ist, so hätten nach dem

Rechnungsgang der Bruch infolge Überschreitung des Höchstwertes der Betonzugspannung  $\sigma_{b\text{max}}$  = 172,8 etwas früher erfolgen müssen.

Auf diese Weise sind die Nulllinienlage, Beton- und Eisenspannungen analytisch ermittelt und deren Ergebnisse graphisch vorstehend zusammengestellt worden. Die Richtigkeit der Berechnung des Nulllinienabstandes von der Druckseite der Betonkörper wird durch die Versuchs-

ergebnisse fast bis zur Höchstbelastung vollauf bestätigt, desgleichen zeigen die analytisch ermittelten Zusammendrückungen und Verlängerungen des Betons bis zu der Belastung, wo noch die federnden Dehnungen bei den Versuchen gemessen worden sind, im allgemeinen gute Übereinstimmungen. Auch die Erscheinungen bei der Zerstörung des Körpers, wie sie auf Seite 34 der vorliegenden Forschungsarbeiten mitgeteilt worden sind, bekennen das, was aus den analytischen Ergebnissen zu entnehmen ist:

Bei  $e = 200$  mm war die Widerstandsfähigkeit des Betons in der Druckzone für die Höchstlast der Körper maßgebend; bei  $e = 300$  mm wurde die Zerstörung der Körper so gut wie gleichzeitig in der Zugzone durch Überschreiten der Streckgrenze des Eisens und in der Druckzone durch Zerstörung des Betons eingeleitet, während bei  $e = 500$  mm die Zerstörung ausgeprägt von der Zugzone ausging. Nach den Rechnungsergebnissen wurde kurz vor der Höchstbelastung der Größtwert der Betonspannungen  $172,6 \text{ kg/cm}^2$  und zwar bei  $e = 200$  mm etwas früher als bei  $e = 300$  mm erreicht; bei  $e = 300$  mm und  $e = 500$  mm gelangte die Zuganstrengung der Eisenlagen bis  $3970$  bzw.  $3930 \text{ kg/cm}^2$ , so daß sicher die Streckgrenze, die nach Zusammenstellung 3, Prüfung des Eisens, mit  $3680 \text{ kg/cm}^2$  im Mittel gefunden wurde, überschritten war.

Auf Grund dieser Feststellung kann nach der analytischen Berechnung auf die bei den Höchstbelastungen auftretenden Beton- und Eisenspannungen ohne Bedenken geschlossen werden. Aus diesen Rechnungsergebnissen erhellt die Tatsache, daß bei einfach bewehrten Betonkörpern, die auf exzentrischen Druck beansprucht werden, die Zug- und Druckanstrengungen des Betons die Größtwerte der Spannungen erreichen, wie sie sich aus der Darstellung der Elastizität des Betons

in dem parabolischen Spannungsgesetz ergeben haben: nämlich für Druck  $172,6 \text{ kg/cm}^2$  und für Zug  $24,9 \text{ kg/cm}^2$ . Ging der Bruch von der Zugzone aus, dann wurde die Streckgrenze des Eisens überschritten, die nach der Berechnung sich auf  $3950 \text{ kg/cm}^2$  i. M. stellte, also etwas höher als die durch Zugversuche für Eisen gefundene von  $3680 \text{ kg/cm}^2$ .

Vorstehend sind für den Kraftangriff  $e = 200, 300$  und  $500$  mm die Linienzüge der Nulllinienabstände, Beton- und Eisenspannungen dargestellt worden. Für  $1/4$  der Bruchlast als zulässige Belastungen ergeben sich hiernach folgende Beanspruchungen des Betons und des Eisens

Bewehrte Betonkörper nach Fig. 2.

e mm	Höchst- last in kg	Zu- lässige Be- lastung bei	$\sigma_{b1}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{b2}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_e$ kg/cm <sup>2</sup>
200	89 000	22 000	55	21,1	193
300	58 300	14 600	50	22,3	219
500	27 967	7 000	44,5	22,8	259

Würde nun eine bestimmte Spannung als zulässig bezeichnet werden, dann würde der Sicherheitsgrad für die verschiedene Exzentrizität des Kraftangriffes ein anderer sein. Es liegt in der Eigenart der Elastizität des Betons im schroffen Gegensatz zum Eisen begründet, daß der Maßstab für die Sicherheit der Eisenbetonkonstruktionen nicht die zulässige Spannung ist, sondern daß von der Bruchlast ausgegangen werden muß, um ihren Sicherheitsgrad festzulegen. Dazu reichen die weiter oben entwickelten Formeln aus.

## B. Betonkörper mit Bewehrung in der Zug- und Druckzone.

### 4. Analytische Ermittlung der Nulllinienlage, der Beton- und Eisenspannungen.

a) Bei vollem, wirksamen Querschnitt bis zur Ribbildung:

Die Gleichung der Spannungsnulllinien ist nach 3. (Seite 31) und nebenstehender Skizze:

$$y_1 + e = \frac{J_n}{S_n} = \frac{B \left\{ \int_0^{y_1} y^2 dy \left( 1 - \frac{a \cdot y}{q} \right) + \int_0^{y_2} y^2 dy \left( 1 - \frac{b \cdot y}{q} \right) + \alpha(n-1) f_e (y_1 - a)^2 + \alpha(n-1) f_e (y_2 - a)^2 \right\}}{B \left\{ \int_0^{y_1} y \cdot dy \left( 1 - \frac{a \cdot y}{q} \right) + \int_0^{y_2} y \cdot dy \left( 1 - \frac{b \cdot y}{q} \right) + \alpha(n-1) f_e (y_1 - a) - \alpha(n-1) f_e (y_2 - a) \right\}}$$

$$y_1 + e = \frac{\frac{1}{3} (y_1^3 + y_2^3) - \frac{a \epsilon_1}{4} y_1^3 - \frac{b \epsilon_2}{4} y_2^3 + \alpha(n-1) f_e (y_1 - a)^2 + (y_2 - a)^2}{\frac{1}{2} (y_1^2 + y_2^2) - \frac{a \epsilon_1}{4} y_1^2 + \frac{b \epsilon_2}{4} y_2^2 + \alpha(n-1) f_e \{ y_1 - y_2 \}}$$

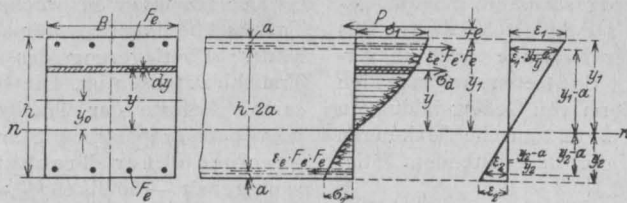


Fig. 24.

$$y_1 = \frac{1}{2} + y_0; \quad y_2 = \frac{1}{2} - y_0$$

$$\frac{1}{2} + e + y_0$$

$$= \frac{\frac{1}{12} + y_0^2 + 2\alpha(n-1)f_e \left\{ y_0^2 + \left( \frac{1}{2} - a \right)^2 \right\} - \frac{a\epsilon_1 + b\epsilon_2}{4} \left( \frac{3}{2} y_0^2 + \frac{1}{8} \right) - \frac{a\epsilon_1 - b\epsilon_2}{4} \left( y_0^3 + \frac{3}{4} y_0 \right)}{y_0 + 2\alpha(n-1)f_e y_0 - \left( \frac{a\epsilon_1 + b\epsilon_2}{3} \right) y_0 - \frac{a\epsilon_1 - b\epsilon_2}{3} \left( y_0^2 + \frac{1}{4} \right)} \quad (7)$$

Besteht die Gültigkeit des linearen Spannungsgesetzes, dann ist

$$y_0' = \frac{\frac{1}{2} + \left( \frac{1}{2} - a \right)^2 \cdot \alpha(n-1)f_e}{\left( \frac{1}{2} + e \right) (1 + \alpha \cdot 2; n-1) f_e} \quad (7a)$$

$$y_0 = y_0' + J y_0$$

$$J y_0 = \frac{-\frac{a\epsilon_1 + b\epsilon_2}{12} \left\{ \frac{y_0'^2}{2} - 4y_0' \left( \frac{1}{2} + e \right) + \frac{3}{8} \right\} + \frac{a\epsilon_1 - b\epsilon_2}{12} \left\{ (4y_0'^2 + 1) \left( \frac{1}{2} + e \right) + y_0' \left( y_0'^2 - \frac{5}{4} \right) \right\}}{\left( \frac{1}{2} + e \right) (1 + 2\alpha(n-1)f_e) - \frac{a\epsilon_1 + b\epsilon_2}{12} \left\{ 4 \left( \frac{1}{2} + e \right) - y_0' \right\} - \frac{a\epsilon_1 - b\epsilon_2}{12} \left\{ 3y_0'^2 + 8y_0' \left( \frac{1}{2} + e \right) - \frac{5}{4} \right\}} \quad (7b)$$

$$\bar{E}_0 \cdot \epsilon_1 = \frac{P \cdot y_1}{B \left\{ \frac{1}{2} (y_1^2 - y_2^2) - \frac{a\epsilon_1}{3} y_1^2 + \frac{b\epsilon_2}{3} y_2^2 + \alpha(n-1)f_e (y_1 - y_2) \right\}} \quad (8)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= E_0 \cdot \epsilon_1 (1 - a \cdot \epsilon_1) \\ \sigma_2 &= E_0 \cdot \epsilon_2 (1 - b \cdot \epsilon_2) \\ \epsilon_2 &= \frac{\epsilon_1 \cdot y_2}{y_1} \end{aligned} \right\} \dots \dots \quad (8a)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\epsilon_1} &= \alpha \cdot E_c \cdot \epsilon_1 \cdot \frac{y_1 - a}{y_1} \\ \sigma_{\epsilon_2} &= \alpha \cdot E_c \cdot \epsilon_2 \cdot \frac{y_2 - a}{y_2} \end{aligned} \right\} \alpha = 1, 15 \dots \quad (9)$$

Zur Prüfung der Ergebnisse dient:  $P \cdot (y_1 + e) = \frac{E_0}{\alpha} \cdot J_n \dots \dots \dots (10)$

(Fortsetzung folgt.)

## ZUR GEOLOGIE DES BIMSSANDES.\*)

Von Dr.-Ing. Anton Hambloch in Andernach a. Rh.

Der „Rheinische Schwemmstein“ hat infolge des Krieges eine weit über die Grenzen seiner engeren Heimat reichende Beachtung erlangt und ist berufen, in ganz besonderer Weise an der

Lösung der so bedeutsamen „Kleinwohnungsfrage“ mitzuwirken.

Es sei mir deshalb gestattet, mich in den folgenden kurzen Ausführungen über die Entstehung und Heimat seines wesentlichsten Bestandteiles, des Bimssandes, zu äußern:

Die Wiege dieses hervorragenden Baustoffes ist das in der Geologie Deutschlands bekannte Neuwieder Becken. Wir haben hierunter wie beim Mainzer Becken, der Cölnener oder Nieder-

\*) Bei der hohen Bedeutung welche zurzeit — namentlich aber in Zukunft — gerade für den Siedlungsbau Bimssand und die aus ihm hergestellten Bausteine und Platten besitzen, dürften die obigen Ausführungen vielen Fachgenossen besonders willkommen sein.

Die Schriftleitung.

rheinischen Bucht usw. erdgeschichtliche Senkungsgebiete zu verstehen als Folgeerscheinungen des fortgesetzten Baues der Erdrinde auch in veränderlicher Beziehung. So treten an manchen Orten Erhebungen in Form von Gebirgsbildungen auf, während anderenorts tektonische Senkungen d. h. Einstürze Zeugen der nie rastenden Tätigkeit des Erdganzen sind.

Als Zeitpunkt der Bildung des Neuwieder Beckens, auch Neuwieder Kessel genannt, haben wir die Tertiärzeit anzusehen. Bis zu ihr war das Rheinische Schiefergebirge ein einheitliches Gebirgsland. Dasselbe wurde dann durch gewaltige Einstürze auseinandergerissen. Während in nordwestlicher Richtung die Cölner Bucht hereindrang, wurde von Südwesten die Bucht von Luxemburg und Trier geschaffen. Im Süden bildete sich die Oberrheinische Tiefebene. So entstand auch die Erweiterung des Rheintales von Coblenz bis Andernach: das Neuwieder Becken. Es wurde von Westen mit vulkanischen Ablagerungen und vom Rheinstrome selbst mit Lehm und Gerölle erfüllt. Der vulkanischen Tätigkeit der Erde in diesem Gebiete verdankt der Bimssand seine Entstehung und muß die Bimssandüberschüttung als das elementarste und an Ausdehnung größte Ereignis dieser Erdepöche erachtet werden. Dies war ein glücklicher Umstand, denn dadurch verfügen wir heute auch über die großen Vorkommen dieses geschätzten Materials, so daß die Menschheit noch für viele Jahrzehnte, selbst Jahrhunderte davon Nutzen ziehen kann.

Der Ausbruchherd des Bimssandes war das Gebiet des jetzigen Laacher Sees, der heutzutage in seiner lieblichen und Waldeinsamkeit darbietenden Gestalt nur dem Kenner der Geologie verrät daß aus ihm als Explosionstrichter in grauer Vorzeit die Kräfte der Natur ihr furchtbares Spiel trieben und so die vielen Gesteine des Neuwieder Kessels schufen. Mit dem Bimssand zusammen wurden die Magmen ausgestoßen, die den schon aus Römerzeiten bekannten und bewährten Traß bildeten, während die Entstehung der auch im Kessel von Neuwied auftretenden wertvollen Basaltlava der Bimssand- und Traßbildung vorausging.

Wir haben uns den Hergang der Bimssandauswürfe derart vorzustellen, daß sich einstens mächtige Lavaströme und Schlammassen der Laacher Vulkane in die nach der Schaffung des Neuwieder Beckens schon vorhandenen Ebenen des Rheines ergossen und zugleich die Täler und Höhen desselben überschütteten. Diesen flüssigen Laven folgten dann die Bimssand- und Traßausbrüche in Gestalt von Aschenregen, wie wir auch zur Jetztzeit noch gleiche Erscheinungen in den Eruptionen des Vesuvus, Ätnas in Italien, beim Mont Pelée auf Martinique (1902) u. a. zu verzeichnen haben.

Die Bimssandausbrüche haben solche des Trasses überdauert, wofür als Beweis nur auf die häufige Überlagerung des Bimssandes auf dem Traß hinzuweisen ist. Die Grundmasse des Bimssandes lieferte der Trachyt. Der Bimssand ist vom petrographischen Standpunkte aus als ein geschmolzener Trachyt mit hohem Kieselsäuregehalt — 50 bis 65 % — anzusehen. In dieser Form liegt auch seine grundsätzliche Verschiedenheit als vulkanisches Steingebilde dem Trasse gegenüber, der sich beim Niederfallen mit gewaltigen seine Ausbrüche begleitenden Wassermassen mischte und so als Schlammlava zum Stehen und zum Absatz kam. Traß ist deshalb, kurz gesagt: ein granuliertes, d. h. durch Wasser abgeschrecktes Gebilde ebenfalls trachytischer Herkunft. Hierin besteht eben seine Fähigkeit, durch seine infolge Granulation löslich gebliebene Kieselsäure sich hydraulisch mit Löschkalk oder Zement bzw. dem freien Kalke desselben unter Einwirkung von Wasser oder Feuchtigkeit steinartig zu verbinden. Chemisch sind aber Bimssand und Traß nahezu dasselbe. Nur daß eben die Kieselsäure des Bimssandes inaktiv ist, im Gegensatze zur aktiven Traß-Kieselsäure. Der letzteren im Verein mit zeolithischen Verbindungen verdankt der Traß seine Eignung als Mörtelbildner.

Das poröse Gefüge des Bimssandes beruht auf der Durchströmung von Gasen und Dämpfen, die sich bei den ausgeschleuderten glutflüssigen Laven durch ihre schnelle Erstarrung bildeten.

Die Größe des Neuwieder Beckens umfaßt eine Länge von 15 km bei einer Breite von gleichfalls 15 km. Gleichwohl erstrecken sich die Ablagerungen des Bimssandes weit darüber hinaus. Sie reichen rheinabwärts bis Brohl und rheinaufwärts bis Boppard, die Mosel herauf bis Hatzenport, um sich dann bis fern über die Höhen des Westerwaldes in die Gegend von Marburg a. d. Lahn und selbst bis in die Wetterau fortzusetzen. Die Mächtigkeit der Ablagerungen ist naturgemäß an den Kraterherden am stärksten. So finden wir bei Niedermendig oft 10 Meter und selbst mehr an einheitlichen Bimssteinsaufschüttungen, die mit der zunehmenden Entfernung entsprechend abnehmen. Damit wächst aber auch die Reinheit und Leichtigkeit des Materials, da dem Gesetze der Schwere entsprechend die schwereren Gemengteile (Basalt, Grauwacke, Schiefer) vorher auf ihrem äolischen Transporte niederfielen.

Eine eigentümliche Erscheinung in Bimssandgruben bliebe noch zu erwähnen; es sind die sogenannten Britzschichten oder Britzbänder.

Diese Bildungen zwischen den Ablagerungen des Bimssandes bestehen aus dunklen Aschen-



sanden, die auf eine periodische Ausstoßung solcher bei der Vulkanität hinweisen, auch selbst als zeitweise Unterbrechungen in derselben erklärt werden können. Eine Regelmäßigkeit in der

Schichtung dieser Britzbänder ist aber nicht vorhanden, sie ist vielmehr von dem Auftreten von Winden und der Ausstoßrichtung der Aschensande abhängig gewesen.

## LITERATURSCHAU.

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

### I. Der Baustoff.

Seine Herstellung, Bearbeitung und Eigenschaften. Baustoffuntersuchungen.

Flüssige Betongemische für Eisenbeton. Arbeiten des D. A. f. E. Heft 39, besprochen von Rgbmstr. Amos. Diese Besprechung gibt einen guten Überblick über den Inhalt des Berichtsheftes. Gleichzeitig wird die Frage des Einflusses der Formart auf die Festigkeit der Probekörper, um die es sich bei den Versuchen gehandelt hat, selbständig beurteilt. Verfasser ist der Meinung, daß nach den Ergebnissen der Versuche nicht zu empfehlen sei, statt der Eisenform die von Geheimrat Gary vorgeschlagene Gipsform zu versuchen. Zeitschrift für Betonbau 1918 Heft 4.

Das Rosten des Eisens in bewehrtem Beton. Auszug aus den Ausführungen von Ing. J. A. Bakker in „De Ingenieur“ vom 2. März 1918. Der Bericht über eine Reihe Bauwerksuntersuchungen kommt zu dem Schlusse, daß über die Veröffentlichung Perkuhns Beruhigung gefaßt werden könne, da bei gut ausgeführten normalen Eisenbetonbauten keine Rostgefahr bestände. Gewapend Beton 1918 Maiheft. Vgl. Foerster, Arm. Beton 1918 Heft 7.

Versuche mit Duplex-Oberlichtplatten. Beton und Eisen 1918 Heft 9/10.

### II. Theorie.

Statik, Festigkeitslehre, Bemessungsverfahren.

Berechnung von Bogenbrücken bei räumlichem Kraftangriff. Allgem. rechnerisches und zeichnerisches Verfahren der Berechnung mittels Einflußlinien. Von Prof. Dr.-Ing. A. Hawranek, Brünn. Bei großen, in leichter Bauart ausgeführten Bogenbrücken mit hohem Pfeilverhältnis erreichen die aus rechtwinklig zur Bogenstirn gerichteten Kräfte entstehenden Nebenspannungen bis zu 70 % der Hauptspannungswerte. Es ist also in sehr vielen Fällen notwendig, diese Spannungen zu untersuchen. In Beton und Eisen 1918 Nr. 9/10 führt Verfasser eine Behandlung dieser statisch unbestimmten Aufgabe vollständig vor. Das statisch bestimmte Hauptsystem wird durch einen Schnitt durch den

Scheitel geschaffen. Es wird sich empfehlen, die Abhandlung bei der Untersuchung großer Bogenbrücken zu rate zu ziehen, da sie die verwickelten Verhältnisse klar entwirrt und in verhältnismäßig einfacher Weise zur Lösung bringt.

Weitgespannte Bogenbrücken bei Beanspruchung in der Querrichtung. Rechnerisches und zeichnerisches Verfahren von Dr.-Ing. A. Hawranek, o. ö. Prof. d. Deutsch. Techn. Hochschule in Brünn. Es werden behandelt der eingespannte, der Drei- und der Zweigelenkbogen. Da die aus quergerichteten Kräften entstehenden Zusatzspannungen bis 50 % der Hauptspannungen betragen können, ist es oft notwendig, den Nebenspannungen nachzugehen. Hierzu bietet Verfasser ein willkommenes Verfahren. Österr. Wochenschr. für den öffentl. Baudienst 1918 Nr. 3, 4 und 5.

Bestimmung einseitig gedrückter Eisenbetonquerschnitte für Kraftangriff innerhalb des Kerns. Von Ing. W. J. Wisselink. Verfasser weist zunächst auf die Zweckmäßigkeit des Verfahrens von Dr.-Ing. Kunze (Arm. Beton 1916 Heft 8 und Sonderabdruck, sowie 1918 Heft 2) für die Querschnittsfestsetzung von einseitig gedrückten Betonquerschnitten bei ausgeschalteter Zugzone hin und wendet dann die daselbst benutzten Gedankengänge in vorteilhaftester Weise an zur Aufstellung einer Tabelle für einseitig gedrückte Querschnitte, in denen nur Druck auftritt. Diese Tafel ist so einfach, daß es sich wohl für alle Konstrukteure lohnen dürfte, sie abzuschreiben. Die Arbeit ist in Gewapend Beton 1918 Maiheft veröffentlicht.

Biegung mit Achsialkraft. Von Ingenieur Erich Turley, Düsseldorf. Die Arbeit stammt aus dem Jahre 1917 und kommt erst im Mai 1918 in Beton und Eisen 1918 Heft 7/8 zum Abdruck. Es werden einige Gleichungen abgeleitet, deren Einfachheit eine Folge davon ist, daß  $h$ ,  $\sigma_c$ ,  $\sigma_b$  angenommen werden. Infolgedessen ist auch  $x$  bekannt, ein Wert, der bekanntlich sonst aus einer Gleichung dritten Grades hervorgeht. Über die Wahl der Abmessungen wird gesagt, daß man vorgehen solle, als ob reine Biegung vorläge, die überschüssige Druckkraft solle dann durch Druckeisen aufgenommen werden. Dem kann nicht zugestimmt werden, da sich hierbei oft

unwirtschaftliche Querschnitte ergeben werden. Grundsätze wirtschaftlicher Dimensionierung lassen sich berücksichtigen bei den außerdem bedeutend einfacheren Verfahren in Direktor Spangenberg's Gedächtnisschrift (zu Otto Mohr's 80. Geburtstag) von Dr. Kunze in Arm. Beton 1916 Heft 8 und 1918 Heft 2 oder von Dipl.-Ing. Ehlers, Arm. Beton 1918 Heft 3.

Die Schlankheitsgrenze für bewehrte quadratische Betonsäulen und die zulässigen Belastungen hinsichtlich der Knickung. Von Ingenieur W. J. Wisselink. (Holländisch) in „De Ingenieur“ 1918 Nr. 25. Säulen, die ein Schlankheitsverhältnis von weniger als  $\frac{1}{18}$  haben, sind nach den holländischen Vorschriften nach Euler nachzurechnen. Die Sicherheit muß sich dann höher als 5fach ergeben. Verfasser geht nun von dem unseres Erachtens irrigen Gedanken aus, daß man auch dann in dem in der Eulerformel vorkommenden Trägheitsmomente „folgerichtigerweise“ die Zugzone des Betons ausscheiden müsse. Man fragt sich zunächst „Welche Zugzone?“ Das Knicken ist bekanntlich die Folge eines Momentes, das sich bei der elastischen Durchbiegung auch bei zentrisch belasteten Säulen einstellt. So scharfsinnig die vorliegende Behandlung ist, so wenig erscheint es angebracht, bei gedrückten Säulen, gegen deren Knicken eine 5fache Sicherheit besteht, nur mit einem Teile des Betonquerschnittes zu rechnen.

Berechnung mehrstieliger Rahmen. Von Ingenieur Gustav Spiegel. Eine Abhandlung über diese in den letzten Jahren vielfach bearbeitete Frage, die später in Buchform erscheinen soll. Die Berechnung wird zerlegt in die Behandlung mehrerer 2stieliger Rahmen mit zwischengelegtem Balken oder mit einem in der Mitte befindlichen Zweigelenkrahmen mit unterstützten Kragarmen. Die Grundlage der Berechnung bildet der Satz von Mohr über den Verdrehungswinkel  $\tau$  der elastischen Linie.  $\tau = \frac{[A]}{EJ}$ , wobei [A] der Auflagerdruck des mit der Momentenfläche belasteten Trägers ist. 7 Seiten. Zeitschrift für Betonbau 1918 Heft 4.

Statische Berechnung eines Zweigelenkrahmens mit geknickter Balkenachse. Von Oberingenieur Hans Spiller. Sehr übersichtliche Darstellung der allgemeinen analytischen Behandlung dieser häufig vorkommenden Bauglieder. Mitteilungen für Zement und Beton Nr. 13 u. 14 d. D. Bauztg. 1918.

Anordnung der Schubbewehrung beim Plattenbalken. Von Dr.-Ing. Th. Gesteschi, Berlin. In Beton und Eisen 1918 Heft 9/10 wird die auch von Gehler in den Erläuterungen zu den neuen amtlichen Bestimmungen, von Hager in seinen Vorlesungen über „Die Theorie des

Eisenbetons“ und Henkel in „Der Brückenbau 1917“ bereits vorgeführte Behandlung der Schubkräfte nochmals dargestellt.

Bestimmung der Doppelarmierung bei gebogenen Konstruktionsteilen in armiertem Beton. Von Dr. Leon Wierbicki, Wien.  $\frac{1}{2}$  Seite in Arm. Beton 1918 Heft 7. Es werden Gleichungen für  $f_c'$  und  $f_c$  aus den bekannten Beziehungen abgeleitet, die sich leicht auswerten lassen, wenn  $H$ ,  $B$ ,  $\sigma_c$  und  $\sigma_b$  gegeben sind. Einfacher dürfte aber wohl das Arbeiten mit den zahlreich erschienenen — wohl auf den gleichen Ableitungen beruhenden — Tabellen sein. Siehe z. B. Bundschuh (Arm. Beton 1917).

Entwurf einer Fischhalle als mehrfach statisch unbestimmtes Bauwerk. Von Ing. J. G. Christiaanse. Der Binder ist statisch 6fach unbestimmt. Es ist ein Rahmen mit Fußgelenken, senkrechten Pfosten und etwa halbkreisförmigem Riegel. Die oberen Enden der Pfosten verbindet ein Eisenbeton-Zugband, auf das sich Galerien stützen. Wegen seiner kräftigen Abmessungen ist es als in den Rahmen eingespannt gerechnet worden. Durch eine Aufhängung im Scheitel des Binders wird diese Querverbindung gestützt. Der Gang der statischen Untersuchung wird ausführlich wiedergegeben in Gewapend Beton 1918 Juniheft.

Zur Frage der Rissebildung bei Überbauten aus Walzträgern in Grobmörtel. Von Rgbmstr. Gaede, Hannover. Theoretische Untersuchung über die in den Betonkörpern eintretenden Beanspruchungen. Zentralbl. d. Bauv. 1918 Nr. 57 u. 58.

### III. Versuche mit Eisenbeton.

Neue Forschungen im Gebiete des Betons und des Eisenbetons. Besprochen von Geh. Hofrat Prof. M. Foerster, Dresden. In knapper Form findet der Fachmann hier das Wichtigste aus den in letzter Zeit veröffentlichten Versuchen zusammengestellt und gewertet. Behandelt werden: 1) Heft 38 des D. A. f. E. „Versuche mit Verbundbalken zur Ermittlung der Beziehungen zwischen Formänderungswinkel und Biegemoment.“ (C. Bach und O. Graf 1912—14). 2) Heft 39 des D. A. f. E. betreffend Würfelprobe flüssiger Betongemische für Eisenbeton (Gipsformen nach Gary). 3) Heft 5 des Eisenbeton-Ausschusses des österr. Ing.- und Arch.-Vereins über Versuche mit eingespannten Balken (Krag- und Auslegerbalken aus Eisenbeton und eingemauerte eiserne I-Träger). 4) Heft 6: über die Betonprüfung mit Probekalken. Beide Arbeiten von v. Emperger). 5) Heft 2/3 1917 der Mitteilungen des K. Material-Prüfungsamtes Berlin-Lichterfelde-West: über den Erhärtungsverlauf von Zement und Zementmörtel. 6) Versuchsergebnisse

über den Rostschutz des Eisens im Beton, veröffentlicht von J. A. Bakker in „de Ingenieur“ Nr. 9 1918. Die Besprechung aller dieser Arbeiten befindet sich in Arm. Beton 1918 Heft 7.

#### IV. Vorschriften und Leitsätze.

Die Druckfestigkeit als Gütemaßstab für Beton. Dr.-Ing. F. v. Emperger veröffentlicht in Beton und Eisen 1918 Heft 9/10 eine sehr beachtenswerte Anregung, die besser überschrieben wäre mit dem Titel: „Die Berechtigung von Betonmischungen von weniger als 180 kg/qcm Druckfestigkeit.“ Es ist nicht zu bezweifeln, daß oft massigere Bauglieder von geringerer Festigkeit bei Bauausführungen wirtschaftlicher sein können.

Die neuen (holländischen) Eisenbetonvorschriften. Von B. A. Verheij. Die 1918 neu erlassenen Betonvorschriften für Holland werden sehr kurz besprochen in Gewapend Beton 1918 Juliheft.

Einführung der Bestimmungen über Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton und Beton in den deutschen Bundesstaaten. Das Wichtigste aus den unter dem 14. April 1918 erlassenen neuen bayerischen Bestimmungen wird von Baurat Loesti wiedergegeben in Beton und Eisen 1918 Heft 9/10.

#### V. Anwendungen und Ausführungen.

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

Perkuhns Rissebeobachtungen bei Eisenbetontragwerken. Von Ir. Y. M. D. Kentie. In Gewapend Beton 1918, Aprilheft verurteilt Verfasser die Beschönigungen der durch Perkuhn erwiesenen Tatsachen. Der Wissenschaft sei nicht gedient durch Versuche, die wiederholt erkannten Rißbildungen auf Zufälligkeiten zurückzuführen. Wenngleich das Schwinden sehr oft die Ursache zu Rißbildungen ist, ja sogar sein muß, so dürfte im Kattowitzer Bezirke wohl das Schwinden nicht so ausschließlich Ursache der Risse sein, wie Kentie annimmt. Seine Auslassungen über die Größe der Schwindungen und die daraus möglichen Schädigungen verdienen ernste Beachtung. Jedenfalls ist die Bekämpfung des Schwindens eines der dringendsten Erfordernisse zur Vervollkommnung der Eisenbetonbauweise. Vor allem soll der Zementgehalt so gering als möglich bemessen werden. Die erforderliche Festigkeit ist durch sorgsame Abmessung der Zuschläge zu schaffen.

Bombensichere Schutzplätze aus Eisenbeton. Von Kapt. de Genie P. W. Scharroo.

Nach Hinweis auf die Notwendigkeit, künftig schon im Frieden an den Grenzen Verteidigungsanlagen für den Grabenkrieg herzustellen, werden die Art, der solche anzugehören hätten, und die bauliche Ausbildung besprochen. Vorschlag vielfach bombensichere Unterstände mit Wohnhäusern in Verbindung zu bringen, denen sie in Friedenszeiten als Keller dienen könnten. Im Kriege seien die Häuser zugleich Maskierungen (?). Sodann wird betont, daß sich unbewehrter Beton allenthalben, selbst in den stärksten Lagen als unzureichend erwiesen habe. Scharroo tritt für eine Deckung durch eine bewehrte Schutzdecke und eine darunter liegende starke, bewehrte Tragdecke ein. Der Zwischenraum solle ausbetoniert werden. Die weiche Zwischenlage, die die Deutschen anwenden (Sand oder Holz) hält er für verfehlt. Gewapend Beton 1918 Juniheft.

Einsturz einer Hallendecke infolge mangelhafter Haft- und Schubsicherung. Mehrere Tote. Zentralbl. der Bauv. 1918 Nr. 51/52. Mitteil. für Zement und Beton Nr. 13. Deutsche Bauzeitung 1918.

Einsturz einer Lagerhausdecke. Ursache: Zur Schalldämpfung hatte man Jutegewebe (2 cm dick gepackt) unter die Enden der Balken gelegt. Dieses war durchgemodert, sodaß die Balken, die zunächst an den mit ihnen verbundenen Rahmenstielen hingen, von diesen losrissen und niederstürzten. Zentralblatt d. Bauv. 1918 Nr. 58. Mitt. d. D. Bau-Ztg. 1918 Nr. 14. Arm. Beton Nr. 8.

#### 2. Hochbau.

Getreidesilo der Kunstmühle Rosenheim A. G. in Rosenheim. Dipl.-Ing. G. Escher bringt von diesem gelungenen Industriebau wie bereits in Beton und Eisen 1918 Heft 9/10, so auch in der Zementbeilage Nr. 13 der D. Bztg. 1918 Beschreibung und Abbildungen. (Keine Statik).

Ein Giebel in Eisenbeton. Von Ingenieur G. J. Meyers (Holl.). In Gewapend Beton 1918, Maiheft werden einige Abbildungen eines künstlerisch durchgebildeten, vollkommen in Eisenbeton hergestellten Geschäftshausgiebels vorgeführt. In dem erläuternden Texte wird mitgeteilt, daß man von Vorsatzbeton — wie er in Deutschland üblich ist — abgesehen und Beton mit groben Grünsteinschlag (aus Deutschland) verwendet habe. Die steinmetzmäßige Bearbeitung habe die grünen Steinflächen blosgelegt, wodurch der tote, einförmig graue Eindruck sonstiger Betonbauten vermieden werde.

#### 3. Brückenbau.

— — —

#### 4. Wasserbau.

— — —

### 5. Grun insbes. Pfahlbauweise.

— — —

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

— — —

### 7. Schiffbau.

Pontons aus Eisenbeton für das Gemeinde-Schwimmbad zu Deventer. Von Ing. C. M. Lugten. Der Bauvertrag, die Bauausführung und die statische Berechnung einer Anzahl Pontons, von denen die größten 35 m lang sind, wird veröffentlicht in Gewapend Beton 1918, Aprilheft. Die Schwimmkörper sind jetzt, nach 4 Jahren, noch durchaus wasserdicht, obgleich besondere Dichtungsmittel — vertragsgemäß — nicht angewendet worden sind. Das Mischungsverhältnis war 1 Portl.-Zem. : 2 $\frac{1}{2}$  bis 3 feinem Grussand. 8 Abb.

Eisenbeton-Seeschiffe. Von Ing. Y. M. D. Kentie. (Holländ.) Ein längerer Artikel über die Vorteile und Nachteile des Eisenbetonschiffbaues. Die in letzter Zeit mehrfach besprochenen Ausführungen, die Owens Thursten in einem vor der „Institution of Naval Architects“ am 22. März 1918 gehaltenen Vortrage gemacht hat, werden eingehender als anderwärts geschehen, wiedergegeben. Insbesondere werden mehr als sonst Mitteilungen über die statische Behandlung beigefügt. Die Veröffentlichung von Kentie ist in Gewapend Beton 1918, Juliheft erschienen und verdient beim Studium der bisherigen Eisenbetonschiffbau-Literatur jedenfalls mit herbeigezogen zu werden. Mit zahlreichen Abb.

Mitteilungen aus dem Eisenbetonschiffbau. Aus in- und ausländischen Zeitschriften entnimmt die Deutsche Bau-Ztg. 1918, Mitt. für Zement und Beton Nr. 13 eine Reihe wichtigerer Angaben. Tabellarische Vergleiche der Gewichte, Wasserverdrängungen usw. In Amerika hat das Schiff The Faith (7150 t Wasserverdrängung) bereits Probefahrten zurückgelegt. Herstellung im Dock wird empfohlen, ebenso gußeiserne oder Blechschalung für Einheitsbauten.

Schiffe aus Eisenbeton. In übersichtlicher Weise sind in der Schweizerischen Bau-Ztg. vom 29. Juni 1918 eine größere Reihe in den Zeitschriften der verschiedensten Länder erschienener Mitteilungen über den Eisenbetonschiffbau zusammengestellt.

### VI. Sonstiges.

Facharbeiter für die Herstellung von Zementwaren. Der deutsche Betonverein hat in seinem Jahresbericht zu den in der Tonindustrie-Ztg. verschiedentlich gemachten Vorschlägen über die Heranbildung von Facharbeitern in handwerksmäßigen Betrieben Stellung genommen und der Befürchtung Ausdruck gegeben, daß diese Bestrebungen zu einem Wiederaufleben des Zunftzwanges führen würden. In Nr. 78 der Tonind.-Ztg. 1918 tritt Herr A. Naumann dieser Auffassung entgegen. Facharbeiter könnten allerdings nur im Handwerk ausgebildet werden. Es müßte zu dem Zwecke besondere handwerksmäßige Betriebe neben den industriellen geben.

Über die (in Österreich) geplante Durchführung von Bauten in eigener Regie der Bauherrschaft und einen Vorschlag zu deren Vermeidung. Von Dr.-Ing. S. C. Drach, Wien. Bauten werden — abgesehen von der bisweilen erhofften Kostenersparnis — gegenwärtig wegen der wechselnden Preise und Löhne gern im Eigenbetrieb ausgeführt. Verfasser erklärt das für unwirtschaftlich und veröffentlicht unter Erläuterungen einen Vorschlag, der in den Preisschwankungen liegenden Schwierigkeit zu begegnen, der von den Bauindustriellen an die maßgebenden Stellen geleitet worden ist und den Lesern zur Aussprache gestellt wird. Es sollen danach Stücklohnpreise eingesetzt werden wie bisher. Gestiegene Selbstkosten sollen durch Nachvergütung der nachzuweisenden Gesamtlohndifferenz usw. ausgeglichen werden. Beton u. Eisen 1918. Heft 9/10.

Gutachten für Eisenbetonbauten. Das bayerische Staatsministerium hat mit der bayer. Landesgewerbeanstalt in Nürnberg ein Abkommen getroffen, nach welchem diese die Prüfung von statisch schwierigen Plänen und Berechnungen gegen feste Kostensätze übernimmt. Die Baupolizeibehörden sind angewiesen worden, sich dieser Einrichtung in allen Bedarfsfällen zu bedienen. Beton u. Eisen 1918. Heft 11. S. 127.

Englischer Zement. England hatte einen Untersuchungsausschuß gebildet, der feststellen sollte, ob Zement aus England über Holland nach dem besetzten Teile Belgiens gelangte. Der Ausschuß hat überraschenderweise erkannt, daß Deutschland genug Zement erzeugt, um davon an Holland und Dänemark abzugeben und tritt für Ausfuhr von Zement aus England nach Holland ein. Verspottet wird die große Unkenntnis holländischer Verhältnisse in England. Gewapend Beton 1918, Maiheft.

*Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 5 Exemplaren des betr. vollständigen Hefes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.*