

# ARMIRTER BETON.

1908. SEPTEMBER.

## INHALT:

Die Berechnung von ringförmigen Eisenbetonquerschnitten.  
Von Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden). S. 217.  
Über Herrichtung von wasserdichtem Mörtel und Beton.  
Von Dipl. Hüttening. W. Olschewsky. S. 223.  
Chemische Untersuchungen über die Veränderungen des  
Betons der Monier-Überfahrten in den Stationen Mödling  
und Guntram-dorf der k. k. priv. Südbahngesellschaft.  
Von Prof. Dpl. Chem. Josef Klaudy. S. 227.

Versuche mit armiertem Beton für Eisenbahntragwerke.  
Von E. Probst. S. 230.  
Über die Verwendung von armiertem Beton bei preußischen  
Eisenbahnen. Von Dipl.-Ing. G. Kaufmann  
(Berlin). S. 233.  
Eisenbahnswellen aus armiertem Beton. S. 240.  
Mitteilungen über Patente. S. 241. — Bücherbesprechungen.  
S. 241. — Zeitschriftenschau. S. 243.

## DIE BERECHNUNG VON RINGFÖRMIGEN EISENBETONQUERSCHNITTEN.

Von Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden).

Schon seit langem und besonders häufig in neuerer Zeit wird der Eisenbeton auch zu Bauteilen verwendet, die einen ringförmigen Querschnitt aufweisen. Es sei nur erinnert an die Herstellung von Telegraphen-, Signal- und Leitungsmasten aller Art, von Rohren, von Hohlstützen,

Handelt es sich um die Nachrechnung eines gegebenen Querschnittes, so kann man das zeichnerische Verfahren von Authenrieth (s. u. a. Mörsch, Der Betoneisenbau, 2. Aufl. S. 116) anwenden, das bei entsprechendem Maßstabe eine große Genauigkeit liefert. Es ist in Fig. 1 an einem Beispiele dargestellt. Aus ihm sei ein Satz abgeleitet, der für die Maßbestimmung ringförmiger Eisenbetonquerschnitte von großer Wichtigkeit ist. Nimmt man nämlich an daß der in Fig. 1 dargestellte Querschnitt nur halb so groß wäre (in Fig. 1 also in  $\frac{1}{4}$  der natürlichen Größe dargestellt), so würden die in den Kraftecken zusammengetragenen Flächenteile nur  $\frac{1}{4}$  so groß sein; ihr Maßstab wäre:  $1 \text{ mm} = 2 \text{ cm}^2$ ; die Polweite H betrüge dann  $50 \text{ cm}^2$ . Die Höhen des Seilecks bleiben dieselben; ihr Maßstab ist aber jetzt  $\frac{1}{4}$  der natürlichen Größe. Somit ergibt sich für F:  $59,52 \text{ cm}^2$ . Das Trägheitsmoment ist also nur  $\frac{1}{16}$  von dem des doppelt so großen Querschnitts, das Widerstandsmoment  $\frac{1}{8}$ . Man findet den Satz:

Die Widerstandsmomente verhalten sich wie die dritten Potenzen der Durchmesser, wenn mit diesen die Wandstärke und der Eisendurchmesser wächst.

Beispiel: Ein Eisenbetonmast werde beansprucht durch eine wagerechte, an seiner Spitze wirkende Kraft. Diese erfordere an der Einspannungsstelle des Mastes (unmittelbar über dem Erdboden) den in Fig. 1 dargestellten Querschnitt (D, W). Welchen Querschnitt (d, w) muß der Mast in halber Höhe mindestens haben? Dort ist das Moment nur halb so groß, wie an der Einspannungsstelle, folglich wird auch nur das halbe Widerstandsmoment benötigt. Es gilt:

$$D^3 : d^3 = W : w = W : \frac{1}{2} W = 2 : 1$$

oder

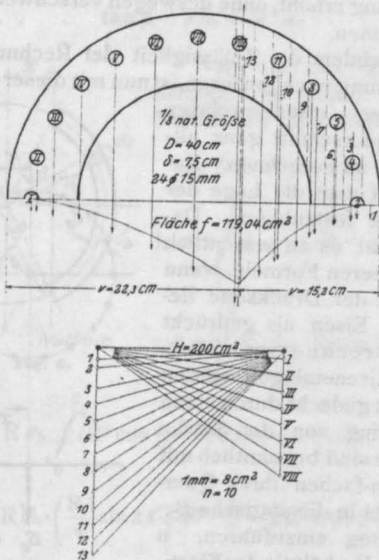


Fig. 1.

von Pfählen usw. Mit der Häufigkeit der Anwendung solcher Querschnitte wächst auch die Notwendigkeit, sie so zu berechnen, daß sie einerseits genügend sicher, andererseits aber vor allem genügend wirtschaftlich bemessen sind. Auf diese beiden Fragen soll im folgenden etwas näher eingegangen werden.

$$d^3 = 1/2 D^3, d = D \cdot \sqrt[3]{\frac{1}{2}} = 0,794 \cdot D$$

$$= 31,76 \text{ cm} \approx 32 \text{ cm.}$$

Wandstärke:  $0,794 \cdot 7,5 = 6,0 \text{ cm.}$

Eiseneinlagen: 24 Rundeisen ( $15 \cdot 0,794$ ) mm = 24  $\varnothing$  12 mm.

Natürlich wird man nicht die Stärke der Eisen verändern, sondern ihre Zahl  $x$  so bestimmen, daß  $x \varnothing 15$  mm denselben Flächeninhalt haben, wie 24  $\varnothing 12$  mm. Das sind 16  $\varnothing 15$  mm.

Die so gefundenen Querschnitte weisen natürlich alle das gleiche Verhältnis der Wandstärke zum Durchmesser und der Eiseneinlagen zur Betonfläche auf.

**Untersuchung eines gegebenen Querschnitts.**

Will man nun aber auch Querschnitte mit anderen Verhältnissen untersuchen, so stünde ebenfalls wieder das obengenannte zeichnerische Verfahren nach Autenrieth zur Verfügung. Doch ist es, wenn man es oft anwenden muß, recht zeitraubend. Verfasser sah sich deshalb veran-

laßt, für ringförmige Querschnitte eine einfachere Lösung zu suchen. Diese sei im folgenden mitgeteilt.

Dabei mögen zunächst folgende Annahmen gemacht werden:

1. Die Eisen liegen in der Mitte der Wand.
2. Man denkt sich den gesamten Beton auf der Wandmittellinie vereinigt.

Wie die Rechnung sich gestaltet, wenn diese Voraussetzungen nicht zutreffen odernichtzulässig erscheinen, wird weiter unten zu besprechen ein.

Zunächst einige Worte über die Genauigkeit der 2. Annahme.

Ein Kreisring (Fig. 2) hat in bezug auf eine Schwerachse das Trägheitsmoment (vergl. „Hütte“ usw.)

$$J = \frac{\pi}{64} (D^4 - d^4)$$

Zur Umrechnung auf den mittleren Halbmesser  $R$  hat man die Bestimmung:

$$D = 2R + d, d = 2R - d,$$

womit folgt:

$$J = \frac{\pi}{64} \{ (2R + d)^4 - (2R - d)^4 \}$$

$$= \frac{\pi}{64} (64 R^3 d \pm 16 R d^3)$$

$$= \pi \cdot R^3 \cdot d \cdot \left( 1 + \left( \frac{d}{2R} \right)^2 \right).$$

Die vereinfachte Rechnung würde ergeben:

$$J = 4 \int_0^{\pi/2} d s \cdot d \cdot (R \cdot \cos \beta)^2$$

$$= 4 \cdot d \int_0^{\pi/2} R^2 \cdot d \beta \cdot \cos^2 \beta$$

$$= 4 R^3 d \int_0^{\pi/2} \cos^2 \beta \cdot d \beta$$

$$= 4 R^3 d \left\{ \left( \frac{\sin 2\beta}{4} \right)^{\pi/2}_0 + \left( \frac{\beta}{2} \right)^{\pi/2}_0 \right\}$$

$$= \pi \cdot R^3 \cdot d.$$

Das genaue Trägheitsmoment verhält sich also zu dem nach der vereinfachten Rechnung wie  $1 + \left( \frac{d}{2R} \right)^2$  zu 1. Der Unterschied erreicht

ungefähr 10%, wenn die Wandstärke  $1/4$  des äußeren Durchmessers beträgt; eine so große Wandstärke dürfte aber wohl schon als unwirtschaftlich zu bezeichnen sein. Die vereinfachte Rechnung erscheint demnach zulässig, um so mehr, wenn man bedenkt, daß sie das Trägheitsmoment zu klein ergibt, daß sie also die Sicherheit der Rechnung erhöht, ohne deswegen verschwenderisch zu rechnen.

Nachdem die Zulässigkeit der Rechnungsvereinfachung nachgewiesen, ist nun mit dieser ein ringförmiger eisenbewehrter Betonquerschnitt ganz allgemein zu berechnen. Zuerst hat man die Lage der Nulllinie festzulegen. Dabei führt es zu wesentlich einfacheren Formeln, wenn das in der Druckzone liegende Eisen als gedrückt mitgerechnet wird. Sämtliche Eiseneinlagen werden ersetzt gedacht durch einen Eisenring von der Stärke  $d_e$ ; sie sind bekanntlich mit dem  $n$ -fachen ihres Querschnitts in die statische Berechnung einzuführen.  $n$  ist das Verhältnis der Elastizitätszahlen von Eisen und Beton.

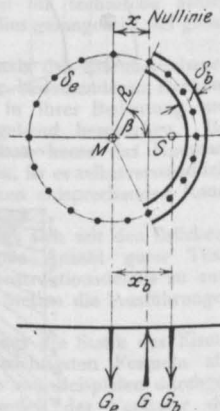


Fig. 3.

$$1) \dots \dots \dots d_e = n \cdot \frac{f_e}{2R\pi}$$

Die Betonstärke ist  $d_b$ . Die Lage der Nulllinie soll bestimmt sein durch den Winkel  $\beta$  (s. Fig. 3). Nunmehr betragen die statischen Gewichte:

$$G_b = d_b \cdot 2 R \cdot \beta$$

$$G_e = d_e \cdot 2 R \cdot \pi$$

$$G = G_b + G_e = 2 R (d_b \cdot \beta + d_e \cdot \pi).$$

Der Schwerpunkt des gedrückten Betonteils hat vom Kreismittelpunkte die Entfernung:

$$x_b = R \cdot \frac{\sin \beta}{\beta},$$

der des Eisens liegt im Kreismittelpunkte selbst. Es herrscht statisches Gleichgewicht, wenn

$$G_b \cdot x_b = G \cdot x = G \cdot R \cdot \cos \beta$$

ist, oder:

$$2 R (d_b \cdot \beta + d_e \cdot \pi) \cdot R \cdot \cos \beta = 2 R \cdot d_b \cdot \beta \cdot R \cdot \frac{\sin \beta}{\beta}$$

$$d_b \cdot \beta + d_e \cdot \pi = d_b \cdot \frac{\sin \beta}{\cos \beta} = d_b \cdot \tan \beta$$

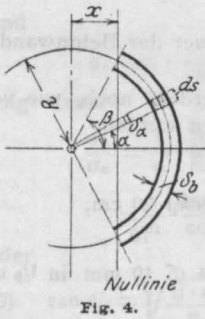
$$2) \dots \tan \beta - \beta = \pi \cdot \frac{d_e}{d_b}.$$

Da Beton- und Eisenfläche auf denselben mittleren Halbmesser bezogen sind, so ist

$$\frac{d_e}{d_b} = \frac{n \cdot f_e}{f_b} = n \cdot \varphi.$$

Man kann also auch schreiben:

$$2a) \dots \tan \beta - \beta = \pi \cdot n \cdot \varphi.$$



Nun ist das Trägheitsmoment in bezug auf die Nulllinie zu berechnen.

a) Der Betonteil: (Fig. 4)

$$J_b = 2 \int_0^\beta ds \cdot d_b \cdot (R \cdot \cos \alpha - x)^2$$

$$= 2 d_b \int_0^\beta R \cdot d \alpha (R \cos \alpha - x)^2$$

$$= 2 R d_b \int_0^\beta (R^2 \cos^2 \alpha - 2 R \cos \alpha \cdot x + x^2) d \alpha$$

$$= 2 R d_b \cdot \left( \frac{R^2}{4} \sin 2\beta + R^2 \cdot \frac{\beta}{2} - 2 R \cdot x \sin \beta + x^2 \beta \right).$$

Mit  $x = R \cos \beta$  wird:

$$J_b = 2 R^3 d_b \left( \frac{1}{4} \sin 2\beta + \frac{\beta}{2} - 2 \sin \beta \cos \beta + \beta \cos^2 \beta \right)$$

$$= R^3 d_b (\beta + 2\beta \cdot \cos^2 \beta - 3/2 \sin 2\beta)$$

$$J_b = R^3 d_b \cdot \{ \beta (1 + 2 \cos^2 \beta) - 1,5 \sin 2\beta \}$$

$$= R^3 \cdot d_b \{ \beta (2 + \cos 2\beta) - 1,5 \sin 2\beta \}$$

$$3) \dots \dots \dots J_b = R^3 \cdot d_b \cdot c_b$$

b) Das Eisen:

$$J_e = \pi \cdot R^3 \cdot d_e + 2 R \cdot \pi \cdot d_e \cdot x^2 = \pi \cdot R^3 \cdot d_e (1 + 2 \cos^2 \beta) = \pi \cdot R^3 \cdot d_e (2 + \cos 2\beta) = R^3 d_e \cdot \{ \pi (2 + \cos 2\beta) \}$$

$$4) \dots \dots \dots J_e = R^3 \cdot d_e \cdot c_e.$$

Weiter findet man nun das gesamte Trägheitsmoment des ringförmigen Eisenbetonquerschnitts:

$$5) \dots \dots \dots J = J_b + J_e$$

oder:

$$J = R^3 (d_b \cdot c_b + d_e c_e) = R^3 d_b \left( c_b + \frac{d_e}{d_b} \cdot c_e \right) = R^3 d_b \{ \beta (2 + \cos 2\beta) - 1,5 \sin 2\beta + (\tan \beta - \beta) (2 + \cos 2\beta) \} = R^3 \cdot d_b \{ -1,5 \sin 2\beta + 2 \tan \beta + \tan \beta \cdot \cos 2\beta \} = R^3 \cdot d_b \left( \tan \beta - \frac{\sin 2\beta}{2} \right),$$

$$5a) \quad J = R^3 \cdot d_b \tan \beta \sin^2 \beta = R^3 \cdot d_b \cdot c.$$

Die Widerstandsmomente berechnen sich wie folgt:

für die äußerste Betonfaser:

$$6) \dots \dots \dots W_b = \frac{J}{R + \frac{d_b}{2} - x}$$

für das Eisen:

$$7) \dots \dots \dots W_e = \frac{J}{R + x}.$$

Die Spannungen folgen in bekannter Weise:

$$d_b = \frac{M}{W_b}, \quad d_e = n \cdot \frac{M}{W_e}.$$

Für die in Betracht kommenden Winkel  $\beta$  zwischen  $45^\circ$  und  $90^\circ$  sind die Werte:  $\tan \beta - \beta$  (Gleichung 2),  $c = \tan \beta \cdot \sin^2 \beta$  (Gleichung 5a) und zur Vollständigkeit auch noch die Werte  $c_b = \beta (2 + \cos 2\beta) - 1,5 \sin 2\beta$  (Gleichung 3) und  $c_e = \pi (2 + \cos 2\beta)$  (Gleichung 4) in der folgenden Tabelle (S. 222) zusammengestellt.

Deren Benutzung sei an einigen Beispielen erläutert.

1. Beispiel:  $R = 7,8 \text{ cm}$ ,  $n = 10$ ,

$$\varphi = \frac{f_e}{f_b} = 4,61 \text{ } 0/0,$$

$$2a): \quad \tan \beta - \beta = \pi n \cdot \varphi = \pi \cdot 10 \cdot 0,0461 = 1,45.$$

Hierzu aus der Tabelle:  $\beta = 69^\circ 25'$ ,

$$x = R \cdot \cos \beta = 2,74 \text{ cm}.$$

5a):  $J = R^3 \cdot \delta_b \cdot c = 7,8^3 \cdot 3,0 \cdot 2,334,$   
 $J = 3327 \text{ cm}^4,$   
 $W_b = \frac{3327}{6,56} = 515 \text{ cm}^3,$   
 $W_e = \frac{3327}{10,54} = 316 \text{ cm}^3.$

2. Beispiel: Prof. Schüle, Zürich, hat einige ringförmige Eisenbetonquerschnitte bei den Sieg-

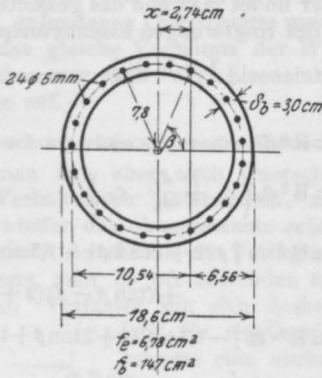


FIG. 5.

wartmasten berechnet; auf zwei dieser Beispiele sei das oben angegebene Verfahren angewendet:

Innerer Durchmesser 20 cm, Wandstärke 4,5 cm, Eiseneinlage  $f_e = 10 \text{ } \varnothing 5 \text{ mm}$ ,  $n = 15$ ,  $R = 12,25 \text{ cm}$ ,  $f_e = 1,96 \text{ cm}^2$ ,  $f_b = 346,3 \text{ cm}^2$ ,  $\eta = 0,566 \text{ } \%$ .

$\tan \beta - \beta = \pi \cdot n \cdot \eta = \pi \cdot 15 \cdot 0,00566 = 0,2676.$   
 $\beta = 47^\circ 45'.$   $x = 12,25 \cdot \cos \beta = 8,23 \text{ cm}.$   
 $J = 12,25^3 \cdot 4,5 \cdot 0,603 = 4978 \text{ cm}^4.$

$W_b = \frac{4978}{14,50 - 8,23} = 794 \text{ cm}^3.$

$W_e = \frac{4978}{12,25 + 8,23} = 243 \text{ cm}^3.$

Das Widerstandsmoment für Beton stimmt mit jener Rechnung gut überein; das für Eisen ist dort infolge anderer Voraussetzungen, die bei der geringen Eisenbewehrung im vorliegenden Beispiel ziemlich großen Einfluß haben, etwas zu hoch gerechnet.

3. Beispiel: Derselbe Querschnitt, aber  $10 \text{ } \varnothing 7 \text{ mm}$ ,  $f_e = 3,84 \text{ cm}^2$ ,  $\eta = 1,11 \text{ } \%$

$\tan \beta - \beta = \pi \cdot 15 \cdot 0,0111 = 0,5175,$   
 $\beta = 56^\circ 20',$   
 $x = 6,78 \text{ cm}.$

$J = 12,25^3 \cdot 4,5 \cdot 1,040 = 8600 \text{ cm}^4.$

$W_b = \frac{8600}{14,50 - 6,78} = 1114 \text{ cm}^3,$

$W_e = \frac{8600}{12,25 + 6,78} = 452 \text{ cm}^3.$

Diese Ergebnisse stimmen recht gut mit denen der genannten Veröffentlichung überein.

Wenn die in der Einleitung gemachten zwei Voraussetzungen nicht ganz zutreffen, so kann man diesem Umstande sehr wohl Rechnung tragen. Liegen die Eisen z. B. um ein beträchtliches Stück außerhalb der Betonmitte, dann wird eine größere Genauigkeit dadurch erzielt, daß man mit einem Halbmesser  $R$  rechnet, der das Mittel aus  $R_b$  (Halbmesser der Betonmitte) und aus  $R_e$  (Halbmesser der Eiseneinlagen) darstellt, und zwar:

8) . . . . .  $R = \frac{1}{2} (R_b + R_e),$

bei stärkerer Eisenbewehrung (mehr als 10%) ist es sogar empfehlenswert,

8a) . . . . .  $R = \frac{R_b + 2 R_e}{3}$

zu wählen.

Ferner kann die Wandstärke  $\delta_b$  im Verhältnis zum Halbmesser so groß sein, daß die obige Annäherungsrechnung nicht genau genug erscheinen würde.

In solchem Falle bestimme man  $R_b$  folgendermaßen:

9) . . . . .  $R_b^3 = \frac{D^4 - d^4}{64 \cdot \delta_e},$

$D$  äußerer } Durchmesser der Betonwand.  
 $d$  innerer }

Mit  $R_b$  kann dann außerdem noch, wie vorstehend angegeben, verfahren werden.

4. Beispiel:

Äußerer Durchmesser 20 cm,  
 Innerer " 10 "  
 Wandstärke 5 cm, Eisen  $24 \text{ } \varnothing 10 \text{ mm}$  in  $\frac{1}{3}$  der Wand von außen.

$f_e = 18,84 \text{ cm}^2$ ,  $f_b = 235,6 \text{ cm}^2$ ,  $\eta = 7,93 \text{ } \%$ .

$R_b^3 = \frac{D^4 - d^4}{64 \cdot \delta} = \frac{160000 - 10000}{64 \cdot 5} = 469 \text{ cm}^3,$

$R_b = 7,77 \text{ cm}.$

$R = \frac{7,77 + 8,40}{2} = \frac{16,17}{2} = 8,08 \text{ cm}.$

$\tan \beta - \beta = \pi \cdot n \cdot \eta = \pi \cdot 10 \cdot 0,0793 = 2,515,$

$\beta = 75^\circ 22'.$

$x = 8,08 \cdot \cos \beta = 2,04 \text{ cm},$

$J = 3,586 \cdot 8,08^3 \cdot 5 = 9465 \text{ cm}^4,$

$W_b = \frac{9465}{10 - 2,04} = \frac{9465}{7,96} = 1188 \text{ cm}^3,$

$$W_e = \frac{9465}{8,40 + 2,04} = \frac{9465}{10,44} = 907 \text{ cm}^3.$$

Das zeichnerische Verfahren (nach Authenrieth) hat ergeben:

$$W_b = 1181 \text{ cm}^3, \\ W_e = 913 \text{ cm}^3.$$

Die Übereinstimmung ist so gut, daß die geringen Unterschiede innerhalb der Grenzen der Zeichnungsgenauigkeit liegen!

**Ermittlung des notwendigen Querschnitts.**

Nachdem im vorstehenden die Aufgabe gelöst worden ist, einen gegebenen Querschnitt auf seine Festigkeit hin nachzurechnen, ist nunmehr noch die mindestens ebenso häufig auftretende Frage zu lösen, wie man für einen bestimmten Belastungsfall den notwendigen und günstigsten Kreisring-Querschnitt finden kann. Gegeben sind in solchem Falle: das Biegemoment  $M$  und die als zulässig erachteten Spannungen im Beton und Eisen,  $\sigma_b$  und  $\sigma_e$ , und der Wert  $n$ .

Um zu einfacheren Ergebnissen zu kommen, setze man in den Gleichungen 6) und 7) annähernd:

$$W_b = \frac{J}{R-x}.$$

Aus

$$\sigma_b = \frac{M}{W_b} = \frac{M(R-x)}{J}$$

und

$$\sigma_e = n \cdot \frac{M}{W_e} = n \cdot \frac{M(R+x)}{J}$$

folgt dann:

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_e} = \frac{1}{n} \cdot \frac{R-x}{R+x} = \frac{1}{n} \cdot \frac{1-\cos\beta}{1+\cos\beta} \\ = \frac{1}{n} \cdot \frac{\tan\beta/2}{\cot\beta/2} = \frac{1}{n} \cdot \tan^2\beta/2$$

oder

$$10) \quad \tan\beta/2 = \sqrt{\frac{n \cdot \sigma_b}{\sigma_e}}.$$

Damit ist  $\beta$  und die Lage der Nulllinie festgelegt.

Weiter hat man aus Gleichung 7) und 5a):

$$W_e = \frac{J}{R+x} = \frac{R^3 \cdot \sigma_b \cdot c}{R(1+\cos\beta)} = R^2 \cdot \sigma_b \cdot \frac{c}{1+\cos\beta} \\ = R^2 \cdot \sigma_b \cdot \frac{\tan\beta \cdot \sin^2\beta}{1+\cos\beta} \\ = R^2 \cdot \sigma_b \cdot \tan\beta (1-\cos\beta) \\ = R^2 \cdot \sigma_b \cdot (\tan\beta - \sin^2\beta),$$

$$11) \quad W_e = \mu \cdot R^2 \cdot \sigma_b = n \cdot \frac{M}{\sigma_e}.$$

(Die Werte  $\mu$  stehen in der Tabelle S. 222.)

Schließlich liefert die Gleichung 2a):

$$\pi \cdot n \cdot \eta = \tan\beta - \beta,$$

oder:

$$12) \quad \eta = \frac{\tan\beta - \beta}{\pi \cdot n}.$$

5. Beispiel:  $M = 100\,000 \text{ cmkg}$ ,  $\sigma_b = 70 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$ ,  $n = 10$ . Zur Sicherheit gerechnet mit  $\sigma_b = 60 \text{ kg/cm}^2$ !

Nach Gleichung 10:

$$\tan\beta/2 = \sqrt{10 \cdot \frac{60}{1200}} = \frac{1}{\sqrt{2}} = 0,707$$

$$\beta/2 = 35^\circ 15', \quad \beta = 70^\circ 30'.$$

$$W_e = 10 \cdot \frac{100\,000}{1200} = 833 \text{ cm}^3$$

$$= \mu \cdot R^2 \cdot \sigma_b = 1,881 \cdot R^2 \cdot \sigma_b$$

$$R^2 \cdot \sigma_b = \frac{833}{1,881} = 443 \text{ cm}^3.$$

Wählt man  $\sigma_b$  zu  $1/4 R$ , so wird  $R^3 = 1772 \text{ cm}^3$ ,

$$R = 12,1 \text{ cm}, \quad \sigma_b = 3,0 \text{ cm}, \quad \eta = \frac{1,593}{\pi \cdot 10} = 0,0507$$

$$= 5,07\%, \quad f_e = 0,0507 \cdot 2 \cdot 12,1 \cdot \pi \cdot 3,0 = 11,57 \text{ cm}^2; \\ \text{dazu } 24 \text{ } \varnothing \text{ 8 mm.}$$

Nachweis durch genaue Rechnung:

$$\text{Gewählt } R_b = 12,1 \text{ cm } (D = 27,2 \text{ cm}, d = 21,2 \text{ cm}), \\ R_e = 12,5 \text{ cm.}$$

$$R = \frac{R_b + R_e}{2} = \frac{12,1 + 12,5}{2} = 12,3 \text{ cm}$$

$$f_b = 228 \text{ cm}^2, \quad f_e = 12,06 \text{ cm}^2,$$

$$\eta = 5,29\%$$

$$\tan\beta - \beta = \pi \cdot n \cdot \eta = \pi \cdot 10 \cdot 0,0529 = 1,663,$$

$$\beta = 71^\circ 0', \quad x = 12,3 \cdot \cos\beta = 4,0 \text{ cm},$$

$$J = 12,3^3 \cdot 3,0 \cdot 2,596 = 1861 \cdot 3,0 \cdot 2,596 = 14\,470 \text{ cm}^4$$

$$W_b = \frac{14\,470}{13,6 - 4,0} = \frac{14\,470}{9,6} = 1508 \text{ cm}^3,$$

$$\sigma_b = \frac{100\,000}{1508} = 66,3 \text{ kg/cm}^2.$$

$$W_e = \frac{14\,470}{12,5 + 4,0} = \frac{14\,470}{16,5} = 877 \text{ cm}^3,$$

$$\sigma_e = 10 \cdot \frac{100\,000}{877} = 1140 \text{ kg/cm}^2.$$

Die zulässigen Spannungen sind also recht gut ausgenutzt.

Zum Schluß sei der Vollständigkeit halber die vorstehende Ableitung noch für den Fall durchgeführt, daß mit verschiedenen Halbmessern für Beton ( $R_b$ ) und Eisen ( $R_e$ ) gerechnet werden soll



Statische Gewichte:

$$G_b = 2 R_b \cdot \delta_b \cdot \beta, \quad G_e = 2 \pi R_e \delta_e,$$

$$x_b = R_b \cdot \frac{\sin \beta}{\beta}.$$

Gleichgewicht, wenn:

$$G \cdot x = G_b \cdot x_b,$$

oder

$$x = R_b \cdot \cos \beta = \frac{2 \beta \cdot R_b \cdot \delta_b \cdot R_b \sin \beta}{2 \beta \cdot R_b \delta_b + 2 \pi R_e \delta_e}.$$

Hieraus:

$$\tan \beta - \beta = \pi \cdot \frac{R_e \cdot \delta_e}{R_b \cdot \delta_b}, \quad \text{und } x = R_b \cos \beta.$$

Trägheitsmomente:

Beton:  $J = R_b^3 \cdot \delta_b \cdot c_b,$

Eisen:

$$J_e = \pi \cdot R_e^3 \cdot \delta_e + 2 \pi R_e \delta_e \cdot x^2$$

$$= \pi R_e^3 \delta_e + 2 \pi R_e \delta_e R_b^2 \cos^2 \beta$$

$$= \pi R_e^3 \cdot \delta_e \left( 1 + 2 \cos^2 \beta \left( \frac{R_b}{R_e} \right)^2 \right)$$

$$= \pi R_e^3 \cdot \delta_e \left( 1 + c_e' \cdot \left( \frac{R_b}{R_e} \right)^2 \right)$$

Die Werte  $c_e'$  sind ebenfalls in der Tabelle (S. 222) verzeichnet.

## ÜBER HERRICHTUNG VON WASSERDICHEM MÖRTEL UND BETON.

Von W. Olschewsky, Dipl. Hütteningenieur.

(Schluß von Seite 211).

Von diesen vorstehend angedeuteten, an sich in der Einzelwirkung schon bekannten Aufbesserungen, die Kalkhydrat als Porenfüllung erfahren kann, ist seit einiger Zeit zielbewußter Gebrauch insofern gemacht worden, als unter der Bezeichnung „Porenfüllmasse“ ein Zuschlagstoff für Herrichtung von Mörtel und Beton fabrikmäßig erzeugt und in den Handel gebracht wird, bei dem Kalkhydrat und Seife mit überaus feinen mineralischen Anteilen auf maschinellem Wege derart innig vermischt worden sind, daß dieser Zuschlagstoff folgende Bedingungen erfüllt:

1. die Masse ist feinkörniger wie Zement, so daß sie sich nicht nur in die Sandhohlräume, sondern auch selbst in die allerfeinsten Poren einlagert, welche feinstgemahlener Portlandzement bei seiner engsten In- und Aneinanderlagerung in sich noch bildet;
2. gegenüber einem Wasserbedarf von mindestens etwa 100%, wie er für trocknes Kalkhydrat erforderlich ist, wenn dieses in den steifbreiartigen Zustand übergeführt werden und befähigt sein soll, bei nur geringem Druck in die Sandhohlräume eingelagert werden zu können, braucht diese Porenfüllmasse nur höchstens 30% Wasser zur Herbeiführung des gleichen breiartigen resp. plastischen Zustandes, d. h. die Masse verhält sich in dieser Beziehung ähnlich wie Portlandzement, der zur Hervorrufung des erdfeuchten Zustandes auch nur etwa 20% seines Gewichts an Wasser verbraucht;
3. die Masse trocknet gut aus und sie erreicht schon nach einigen Tagen ohne nennenswerte Schwindung und Zerklüftung durch Risse eine recht beträchtliche Eigenfestigkeit;

4. Wasser dringt in diese Masse nicht ein, nachdem sie einige Tage an der Luft ausgetrocknet ist. Die Wasserdichtigkeit ist aber auch schon in der nur abge bundenen Masse eine gegenüber abge bundenem Zement weit größere, weil in eine obere Vertiefung der Probekörper eingefülltes Wasser weit längere Zeit zum Einziehen braucht. Selbst bei recht magerem Zementmörtel wird eine Entmischung der Stoffe durch diesen Zusatz verhindert. Auch recht zementarmer Mörtel und Beton wird durch derartigen Zuschlag noch hinreichend geschmeidig;

5. diese Porenfüllmasse ist ohne jede Unbequemlichkeit bei der Anwendung, weil sie im pulverförmigen Zustand geliefert und wie Zement den sonstigen Mörtel- oder Betonmaterialien einfach beigemischt wird. Ist die ganze Mörtelmasse hinreichend durchgemischt, so wird nur noch soviel Wasser zugegeben, wie dies für den jeweiligen Verwendungszweck nötig ist. Es braucht Kalkbrei nicht besonders hergerichtet werden, und auch die Unbequemlichkeit fällt fort, welche mit der besonderen Herrichtung von Seifenlösung verbunden ist, wenn solche (oder andere ähnlich wirkende Stoffe) zur Erzielung von wasserdichtem Mörtel oder Beton Verwendung finden sollen.

Über die Eigenschaften dieser Porenfüllmasse mögen folgende Befunde Aufschluß geben:

Die pulverige, trockne Masse wog im Litergefäß bei loser Einfüllung 0,67 kg, eingerüttelt 0,81 kg und trocken eingestampft 0,93 kg. Bei einem Wasserzusatz von 25 g auf 100 g der Masse entstand eine schon erdfeuchte Masse, welche sich leicht einstampfen ließ und ein Litergewicht von 1,52 kg hat. Die in einem Glas von

65 mm Durchmesser befindliche Masse verlor durch Trocknung während 24 Stunden in den ersten Tagen je etwa 4—5 g und es zeigte sich nach 10 Tagen bei einem Verlust von etwa 14% des ursprünglichen Gewichtes vollkommene Austrocknung derart, daß die bloße Luftwirkung genügt hatte, den etwa 45 mm tiefen Inhalt des Gefäßes vollkommen auszutrocknen und zwar ausschließlich von der Oberfläche aus. Eine nennenswerte Schwindung der Masse war bei deren Trocknung nicht eingetreten und es waren namentlich Risse in der Oberfläche nicht sichtbar. Einzelne Tropfen, welche auf die Oberfläche gebracht wurden, blieben perlenartig stehen und es vergingen mehrere Stunden, bis dieselben verschwunden waren (durch Verdunstung). In einer Vertiefung, welche in die Oberfläche eingearbeitet wurde, stand 1 ccm hineingegebenes Wasser weit über 24 Stunden lang zum Beweis dafür, daß die Masse nicht nur an der Oberfläche, sondern auch im Innern wasserdicht war. Das Herausschneiden des Inhaltes aus dem Glase lieferte den Beweis dafür, daß die Masse durchweg ausgetrocknet, aber nicht hervorragend fest war. Die Oberflächenschicht war infolge von Kohlensäureaufnahme härter. Der Vergleich ergab, daß die Härte dieser Füllmasse im Gefäße durchweg nahezu ebenso groß war, wie bei reinem Kalkhydrat, welches sich längere Zeit in einem ähnlichen Gefäß befunden hatte und ausgetrocknet resp. erhärtet war. Einzelne Bruchstücke der aus dem Gefäß herausgeschnittenen Füllmasse zeigten, selbst aus dem unteren Teil entnommen, wohin Kohlensäure noch nicht gedrungen sein konnte, unter Wasser kein Zerfallen. Das Raumgewicht der trocknen Masse betrug nur 1,30, trotzdem dieselbe sich als vollkommen wasserdicht erwies. Dem geringen Raumgewicht zufolge sind Poren darin, die aber für Wasser nicht zugänglich sind. Bei den mit einer solchen Porenfüllmasse durchgeführten Versuchen wurden folgende Feststellungen gemacht:

Portlandzement an sich, der pro Liter 1,430 kg wog und einen Gesamtporenraum von 474 ccm hatte, wurde mit 30% seines Gewichtes Wasser angerührt. Aus dieser Masse wurden Körper geformt, die bei einer Höhe von etwa 30—40 mm an der Oberfläche eine Vertiefung von etwa 3 ccm Inhalt hatten. Eine Probe kam nach 24 stündiger Luftlagerung unter Wasser, während eine andere Probe an der Luft verblieb und jeden Tag angefeuchtet wurde. Die unter Wasser gewesene Probe hatte nach 14 Tagen ein Gewicht von 49,8 g, das sich beim Trocknen an der Luft auf 48,0 g ermäßigte, so daß die Porosität vom Trockengewicht 3,7% betrug. Wurde 1 ccm Wasser in die Vertiefung eingefüllt, so verging ein Zeitraum von über 24 Stunden, bis es durch Verdunsten und Einziehen verschwunden war. Der unter Wasser erhärtete reine Zement konnte

deshalb schon nach etwa 14 Tagen als nahezu wasserdicht\*) gelten.

Die an der Luft verbliebene Probe wog nach 14 Tagen trocken 58,7 g und erhöhte dies Gewicht bei 24 stündiger Lagerung unter Wasser auf 63,8 g, so daß die Porosität 8,6% vom Trockengewicht betrug. Das in die obere Vertiefung des trocknen Körpers mit 1 ccm eingefüllte Wasser war nach nur etwa 10 Stunden vollständig eingezogen. Von einer Wasserdichtigkeit des an der Luft erhärteten, täglich nur angefeuchteten Zementes ohne jeden Sandzusatz konnte deshalb keine Rede sein. Nach etwa 9 Monate langer Lufterhärtung bei öfterer Annässung zeigte reiner Zement immer noch eine Wasseraufnahme von 6,8% seines Trockengewichtes.\*\*)

Eine Mischung von 100 g Zement mit 10 g Porenfüllmasse, die mit 33 g Wasser angerührt wurde, zeigte dagegen folgendes Verhalten bei der Lufterhärtung:

Das Abbinden gegenüber dem reinen Zement war durch den Zusatz etwas verzögert. Als etwa  $\frac{3}{4}$  Stunde nach dem Formen 1 ccm Wasser in die Vertiefung gefüllt wurde, vergingen bis zum Einziehen 23 Minuten gegen nur 7 Minuten beim reinen Zement; 8 Stunden nach der Formung brauchte 1 ccm Wasser zum Einziehen schon 50 Minuten gegen nur 12 beim reinen Zement. Nach 14 Tagen Lufterhärtung betrug die Porosität nur 4,9% (gegen 8,6% bei reinem Zement). Der mit Porenfüllmasse versetzte Zement war bei der Lufterhärtung wesentlich dichter geworden wie reiner Zement und zeigte ungefähr das gleiche Verhalten, wie reiner Zement, der unter Wasser erhärtet war.

Zementmörtel 1:2. Ein gleichkörniger Feinsand, der eingefüllt pro Liter 1,412 kg wog und der 355 ccm Gesamtporenraum hatte, wurde im Verhältnis von 200 g:100 g Zement gemischt und mit 25% Wasser angerührt. Die daraus hergestellten Probekörper saugten selbst nach 28 tägiger Erhärtung an der Luft noch 13,4% des Trockengewichtes an Wasser auf. Das mit 1 ccm in die Öffnung der Oberfläche eingefüllte Wasser wurde in kaum 1 Minute aufgesaugt. Ein schon etwa 12 Stunden nach der Formung in Wasser gelegter Körper war zerfallen. Bei weiterem Nachfüllen von Wasser in die Vertiefung eines hinreichend

\*) Für die nachstehenden Ergebnisse ist hinreichende Wasserdichtigkeit dann angenommen, wenn die Probekörper ein dem unter Wasser erhärteten reinen Portlandzement gleichartiges Verhalten zeigten, d. h. wenn 1 ccm Wasser in der Vertiefung an der Oberfläche mindestens 24 Stunden zum Einziehen brauchte.

\*\*) Unter Trockengewicht ist stets der lufttrockne Zustand zu verstehen, weil eine Austrocknung bei 100 bis 120° C schon in die chemische Konstitution des Zementes eingreift und gegenüber der praktischen Anwendung von Zement unzulässig erscheint.



an der Luft erhärteten, wassersatt gemachten Körpers zeigte sich sogar langsames Durchfiltrieren, so daß die Porosität recht beträchtlich war.

Dagegen zeigte eine Mischung von 100 Sand : 40 Zement : 10 Porenfüllmasse und 25 Wasser ein wesentlich günstigeres Verhalten. Ein daraus geformter Körper, der bereits 12 Stunden nach der Formung unter Wasser gebracht wurde, hielt sich darin tadellos. Bei einem anderen Körper, der auch schon 12 Stunden nach der Formung geprüft wurde, brauchte 1 ccm Wasser in die Vertiefung der Oberfläche gefüllt schon etwa  $4\frac{1}{2}$  Stunden zum Einziehen. Bereits 24 Stunden nach der Formung war bei einem inzwischen durch das Austrocknen eingetretenen Verlust von  $8,6\%$  des ursprünglichen Gewichtes die Wasserdichtigkeit derart, daß 1 ccm eingefülltes Wasser über 18 Stunden darin sichtbar blieb. In Wasser gelegt saugte die Probe noch  $3,8\%$  des Trockengewichtes an Wasser auf.

Nach etwa 5 tägiger Lufterhärtung war vollkommene Wasserdichtigkeit vorhanden. Die Porosität betrug nur noch  $2,6\%$ .

Hydraulischer Kalk. Es wurde für die Prüfung derselbe Sand wie vorstehend verwendet. Der hydraulische Kalk war ein solcher, wie er in Mitteleuropa viel verwendet wird.

Bei einem Mischverhältnis von 100 Sand : 50 hydraulischem Kalk : 35 Wasser wurden aus der gut durchgearbeiteten Masse Körper geformt. Bei 5 tägiger Erhärtung an der Luft betrug der Trockenverlust  $15,4\%$ . In Wasser gelegt saugte der Körper sehr schnell unter stürmischer Luftentweichung wieder  $14,2\%$  seines Trockengewichtes an Wasser auf. Wurde 1 ccm Wasser in die Vertiefung der Oberfläche eingefüllt, so war es in etwa  $4\frac{1}{2}$  Minuten eingezogen. Weiteres Wasser, welches in die Vertiefung eines schon wassersatten Körpers eingefüllt wurde, sickerte nur wenig nach, d. h. ein Filtrieren von Wasser durch die Masse fand in nur sehr geringem Grade statt.

Bei einer Mischung von 100 Sand : 20 hydraulischem Kalk : 25 Wasser zeigten sich die Probekörper nach vollständigem Austrocknen in einem Zeitraum von 5 Tagen (Verlust  $13,7\%$ ) sehr stark porös und wassersaugend. Das mit 1 ccm in die Vertiefung eines lufttrocknen Körpers eingefüllte Wasser war schon nach etwa  $\frac{1}{2}$  Minute eingezogen und ein in Wasser gelegter lufttrockner Körper saugte unter stürmischem Luftaustritt  $13,4\%$  vom Trockengewichte an Wasser auf. Wurde bei dem schon wassersatten Körper noch weiteres Wasser in die Vertiefung eingefüllt, so filtrierte dieses ziemlich schnell durch.

Aus diesen Befunden ist ersichtlich, ein wie ungeeignetes Füllmaterial selbst hydraulischer Kalk (gegenüber dem noch ungeeigneteren Fettkalk) ist, wenn es darauf ankommt, Wasserdichtig-

keit des Mörtels herbeizuführen. Trotzdem bei diesem sehr fetten Mörtel die gesamten Porenräume des Sandes sicher durch Kalk erfüllt waren, zeigte sich sehr beträchtliche Porosität und Wasseransaugung von der Oberfläche aus. Kalkhydrat ist infolge seiner sehr beträchtlichen Porosität ein schlecht geeigneter Füllstoff, wenn Wasserdichtigkeit herbeigeführt werden soll.

Wurden bei der Mischung 100 g Sand zu 50 g hydraulischem Kalk dagegen 30 g des letzteren durch ebensoviele Porenfüllmasse ersetzt, so trat die weitgehende wasserdichtende Wirkung der letzteren schon sehr deutlich hervor. Bei Erreichung des lufttrocknen Zustandes unter  $13,7\%$  Wasserverlust war vollkommene Wasserdichtigkeit vorhanden (1 ccm Wasser über 24 Stunden).

Selbst bei einer Mischung von 100 g Sand zu 13 g hydraulischem Kalk zu 20 g Porenfüllmasse zeigte sich die wasserdichtende Wirkung der letzteren noch in gleichem Maße. Als der an der Luft getrocknete und erhärtete Körper einen Gewichtsverlust von  $13,7\%$  erlitten hatte, war der Widerstand gegen das Eindringen von Wasser so groß, daß 1 ccm in die Vertiefung der Oberfläche gefüllt über 24 Stunden zum Einziehen brauchte. Dabei war aber nicht etwa nur die Oberfläche in besonderem Grade dicht, sondern die weitgehende Wasserdichtigkeit der ganzen Masse ergab sich daraus, daß auch in solchen Vertiefungen Wasser überaus schwer einzog, die hinterher erst in Körpern angebracht wurden, nachdem diese an der Luft bis zur vollen Austrocknung erhärtet waren. Hierdurch war jede etwaige Wasserdichtung der Oberfläche durch eine Haut von kohlenurem Kalk ausgeschlossen.

Daß es sich bei der Einwirkung der Porenfüllmasse nicht um vollkommene Verstopfung der feinsten Hohlräume, sondern nur um eine wasserabweisende Wirkung handelt, wie solche auch beim sogenannten Luxement, beim Gebrauch von „Aquabar“ und ähnlichen Stoffen eintritt, die schon angewendet worden sind, um Zement und Zementmörtel wasserdicht zu machen, geht aus folgenden Umständen hervor:

Die mit Porenfüllmasse versetzten Mörtelmischungen geben beim Trocknen an der Luft nahezu in gleicher Zeit das Anmachewasser genau so ab, wie die Mischungen, für welche nur Sand und Zement, hydraulischer Kalk oder Fettkalk verwendet wurde. Waren z. B. 100 g der trocknen Mörtelmasse mit 25 g Wasser angerührt, um eine gut formbare Masse zu erhalten (in der feuchten Masse  $20\%$  Wasser), so verloren die genügend angesteiften Probekörper bis zur Erreichung des lufttrocknen Zustandes ca.  $14-15\%$  an Wasser. Da eine Schwindung weder bei den Mörteln mit noch bei denen ohne Zusatz von Porenfüllmasse eintrat, so konnte das bei der Lufttrocknung fortgegangene Wasser nur sogenanntes Porenwasser

sein, und die lufttrocknen Körper sollten, unter Wasser gebracht, auch nahezu wieder so viel davon aufsaugen, als Porenwasser beim Austrocknen fortgegangen war.

Bei den gewöhnlichen Mörteln war dies auch der Fall, indem diese lufttrocken in Wasser gebracht, in kurzer Zeit unter stürmischem Luftaustritt wieder ca. 14 % des Trockengewichtes an Wasser aufsaugten. Wesentlich anders aber verhielten sich die mit Porenfüllmasse versetzten Mörtel. Wenn diese ebenfalls bis zur Lufttrockne etwa 15 % Wasser abgegeben hatten und wenn demnach auch zweifellos hierfür Poren in der Masse zurückgelassen sein mußten, so war deren Verhalten gegen Wasser doch ein wesentlich anderes. Auf die Oberfläche getropftes Wasser bleibt in Form von Perlen darauf stehen, ähnlich wie auf geöltem Papier. Aber auch beim Einlegen der Probekörper zeigt sich der Widerstand gegen das Eindringen von Wasser dadurch, daß zunächst nur sehr vereinzelt Luftblasen aufsteigen, während bei den nicht mit Porenfüllmasse versetzten Körpern fast das ganze Porenwasser sofort unter stürmischer Luftaustreibung eingesaugt wird. Die mit Porenfüllmasse versetzten Körper saugen selbst bei 24-stündigem Liegen in Wasser kaum 3–4 %, vom Trockengewicht an Wasser auf, gegen etwa 14 % bei dem gleichen Mörtel ohne Porenfüllmasse. Soll diese wasserabweisende (wasserdichtende) Wirkung aber voll und ganz zur Geltung kommen, so ist es Bedingung, daß vollkommenes Austrocknen erfolgt.

Wasserdichtigkeit bei porösem Sand. Um festzustellen, inwieweit sich die wasserdichtende Wirkung der Porenfüllmasse auch auf solche Sande erstreckt, die nicht nur Hohlräume zwischen den einzelnen Körnchen bilden, sondern auch in ihrer Masse selbst mit Poren durchsetzt sind, wurde durch Wassereinwirkung gekörnter Schlackensand gewählt, von dem die größeren Anteile durch ein Sieb von 9 Maschen pro qcm abgetrennt waren. Der so gewonnene Sand wog pro Liter eingerüttelt nur 0,67 kg. Aufgegossenes Wasser wurde sehr begierig aufgesaugt und zwar pro Liter 0,620 kg, so daß ein Gesamtporenraum von 620 ccm im Liter vorhanden war. Entsprechend diesem geringen Raumgewicht, war mit dem bei gewöhnlichem Sand sonst üblichen Verhältnis von 2 Raumteilen Sand zu 1 Bindemasse eine hinreichende Formbarkeit nicht zu erzielen, weil der Mörtel wegen der teilweisen Einlagerung der Bindemasse in die Hohlräume der Sandkörner selbst zu mager blieb. Ein Verhältnis von 5 Raumteilen dieses Sandes mit 3 Raumteilen Füllmasse (dem Gewichte nach 100 : 72) ergab zwar noch sehr magere, aber doch einigermaßen formbare Masse, wenn das trockene Gemenge mit 30 % Wasser angerührt und gut durchgearbeitet wurde. Ein Liter dieser Masse,

die aus 44,8 % Sand, 32,1 % Füllstoff und 23,1 % Wasser bestand, wog eingedrückt 1,20 kg (mit 538 g Sand, 385 g Porenfüllmasse und 277 g Wasser). Das Gefäß mit der Masse wurde soweit ausgetrocknet, bis die Masse 200 g verloren hatte. Die Oberfläche war dabei ziemlich hart geworden. Trotzdem die Masse beim Trocknen 200 g Wasser verloren hatte, für die doch entsprechender Porenraum zurückgeblieben sein mußte, war die Masse doch so wasserdicht, daß 2 ccm Wasser in eine in die Oberfläche eingedrückte Vertiefung hineingegeben, über 24 Stunden zum Einziehen brauchten. Demnach waren durch die Porenfüllmasse nicht nur die Hohlräume zwischen den einzelnen Sandkörnern verstopft, sondern die feinsten Teilchen der Porenfüllmasse hatten sich auch in die kleinsten Poren eingelagert, welche der poröse Schlackensand in seiner Masse selbst hat und in welche sonst Wasser sehr begierig eindringen würde. Einen derartigen Sand durch Zement oder durch hydraulischen Kalk auch nur annähernd wasserdicht machen zu wollen, erwies sich als unmöglich, wofür die Ergebnisse der nachstehenden Versuche den Beweis liefern:

Die bei jeder Mischung reichlich feucht angemachte und bestens durchgearbeitete Masse wurde in eine größere Vertiefung eingefüllt und gleichmäßig fest eingeschlagen, die in einen stark wassersaugenden Mauerstein eingearbeitet war. Die Mischung aus Zement und Sand wurde in den ersten Tagen oft und reichlich angefeuchtet. In jede Masse war oberflächlich eine Vertiefung eingedrückt, die ungefähr Raum für 2 ccm Masse bot.

Die Mischungen waren folgende:

- 1) 100 g poröser Sand zu 100 g Portlandzement,
- 2) 100 g " " " 72 g hydraulischer Kalk,
- 3) 100 g " " " 68 g Porenfüllmasse.

Körper 3 war bereits nach 24 Stunden vollkommen wasserdicht, da 1 ccm Wasser in der Vertiefung selbst nach 24 Stunden noch nicht vollständig eingezogen war, während bei 1 kaum 1 Minute und bei 2 kaum ½ Minute zum Einsaugen gebraucht wurden. Diese sowohl bei der fetten Mischung mit Zement und mit hydraulischem Kalk sehr beträchtliche Porosität änderte sich auch im Laufe der Zeit nicht wesentlich, so daß die weitgehende, wasserdichtende Wirkung der Porenfüllmasse unter diesen, für die Erzielung wasserdichter Masse besonders schwierigen Verhältnissen ganz besonders günstig hervortrat, wenn auch gegenüber gewöhnlichem Sand, bei dem nur die zwischen den einzelnen Körnern vorhandenen Hohlräume zu füllen sind, eine weit größere Porenfüllmasse zugegeben werden mußte, um auch die Öffnungen in den an sich porösen Sandkörnern zu verstopfen und gegen Wassereintritt unzugänglich zu machen.

Überall da, wo es darauf ankommt, Beton oder Mörtel (gleichgültig, ob aus Zement, Fettkalk oder hydraulischem Kalk hergerichtet) vollkommen wasserdicht zu machen, hat man in der aus feinsten mineralischen Füllstoffen, Kalkhydrat und Seife hergerichteten Porenfüllmasse, die allerdings in innigster Mischung nur fabrikmäßig hergestellt werden kann, ein sehr gutes Mittel.

Verbrauch von Porenfüllmasse. Bei fetterem Mörtel im Verhältnis von höchstens 3 Sand auf 1 Zement hin wählt man den Zusatz von Porenfüllmasse zweckmäßig so, daß auf je 100 kg Zement etwa 15 kg zugemischt werden. Dieses Gemenge wird dann wie reiner Zement behandelt, d. h. es werden bei Mörtel aus 2 Sand zu 1 Zement, der wasserdicht werden soll, je 200 kg Sand mit 100 kg Gemenge resp. mit 85 kg Zement und 15 kg Porenfüllmasse gemischt. Bei den fetteren Mörteln aus Sand und hydraulischem Kalk oder Fettkalk muß wegen der weit größeren Porosität, welche diese Bindemasse lufttrocken hat, der Zusatz an Porenfüllmasse unter entsprechender Abminderung des Kalkes größer werden. Man ersetzt zweckmäßig bei solchen Mörteln  $\frac{1}{3}$  bis  $\frac{1}{2}$  der sonst üblichen Menge von Kalk durch Porenfüllmasse, um weitgehende Wasserdichtigkeit herbeizuführen. Näheres ergeben die vorher in ihrem Verhalten näher besprochenen Mischungen. Bei mehr magerem Mörtel oder Beton, dem wegen nicht erforderlicher hoher Festigkeit wesentlich weniger Bindemittel eingemengt werden kann (Mischungen von 1 Bindemasse bis hinauf zu etwa 10 Sand oder Gemenge von solchem mit Kies und Steinschlag), erhöht man, wenn er trotzdem wasserdicht werden soll, den Zusatz an Porenfüllmasse um so viel, daß alle Porenräume dadurch geschlossen sind, für deren Füllung die Bindemasse selbst nicht hinreicht, was ja nur bei den Mischungen bis zu 1:3 durchschnittlich der Fall ist. Um bei magerem Beton oder Mörtel, der absolut wasserdicht sein soll, nicht unnütz den Verbrauch an Porenfüll-

masse zu steigern, ist folgende Vorprüfung zu empfehlen.

Das Gemenge, wie es sonst für den Mörtel oder Beton angewendet werden würde, wird in üblicher Weise trocken hergerichtet und ein Teil davon in ein Litergefäß derart eingefüllt, daß hierbei eine Entmischung der groben und feinen Anteile tunlichst vermieden wird. Dann wird oben aus der Masse inmitten der Oberfläche mit einem kleinen Löffel eine Menge von etwa 20 bis 30 g herausgenommen und beiseite gelegt. In diese Öffnung wird Wasser allmählich eingefüllt, bis es darin etwa zur Hälfte ansteht und nicht weiter sinkt. Dann wird die vorher herausgenommene Materialmenge wieder hineingedrückt und weiteres Wasser aufgetropft, bis dieses oberflächlich ansteht. Die Gewichtszunahme durch eingefülltes Wasser in Gramm ergibt den im trocknen Mörtelgemenge noch vorhandenen Gesamthohlraum in Kubikzentimeter. Um diese Hohlräume durch Porenfüllmasse zu verstopfen und vollkommene Wasserdichtigkeit herbeizuführen, hat man für je 1 g Wasser etwa 1,3 g Porenfüllmasse zuzugeben. Würde z. B. ein Beton aus 3 Teilen Steinschlag und Kies: 2 Teilen Mischsand und 1 Zement in trockner Mischung bei der vorstehenden Probe im Litergefäß noch etwa 180 g Wasser aufnehmen, so wären pro Liter  $180 \cdot 1,3 = 234$  g, d. h. pro Kubikmeter Beton 234 kg Porenfüllmasse erforderlich, wenn gute Wasserdichtigkeit herbeigeführt werden soll. Selbstredend kann man aber auch die Wasserdichtigkeit im Beton durch einen entsprechend geringeren Zusatz an Porenfüllmasse nicht so weit treiben und für die Oberfläche einen Verputz aus 100 Feinsand: 40 Zement: 20 Porenfüllmasse anwenden, der lufttrocken geworden absolut wasserdicht ist.

Zum Schluß möge nur noch angedeutet werden, daß die Porenfüllmasse vielleicht einen guten Schutz gegen die Einwirkung des Meerwassers auf Zement gewähren kann.

## CHEMISCHE UNTERSUCHUNGEN ÜBER DIE VERÄNDERUNGEN DES BETONS DER MONIER-ÜBERFAHRTEN IN DEN STATIONEN MÖDLING UND GUNTRAMSDORF DER K. K. PRIV. SÜDBAHNGESELLSCHAFT. \*)

Von Prof. Dpl. Chem. Josef Klaudy.

Der Zweck dieser, von der k. k. Generalinspektion der österreichischen Eisenbahnen angeregt und von der k. k. priv. Südbahngesellschaft mtr am 19. Juli 1903 übertragenen Untersuchungen war, festzustellen, ob die Rauchgase der Lokomotiven eine Veränderung in dem Beton der damals 13 Jahre alten Objekte bewirkten. Es sollten zu diesem Behufe Proben solcher Stellen der Objekte, welche der Einwirkung der Rauchgase am meisten, und

solcher, welche dieser Einwirkung gar nicht oder doch möglichst wenig ausgesetzt waren, in ihrer chemischen Beschaffenheit verglichen werden.

\*) Wir entnehmen die äußerst bemerkenswerten Ausführungen der Zeitschrift des österr. Ingenieur- und Architektenvereins.

Die Schriftleitung.

## Probenahme.

Diesem Grundplane zufolge wurde, nachdem der Gefertigte zunächst in Begleitung eines Vertreters der Bahndirektion der Südbahngesellschaft die Objekte eingehend besichtigt hatte, am 21. August 1903 eine kommissionelle Probenahme aus je einem Objekte in Mödling und Guntramsdorf vorgenommen. Bei dieser Kommission war die k. k. Generalinspektion der österreichischen Eisenbahnen, die k. k. priv. Südbahngesellschaft und die Betonbauunternehmung G. A. Wayss & Co., welche im Jahre 1889 die Bauten durchgeführt hatte, vertreten.

Beide Objekte sind Straßenüberfahrten. Das Objekt in Mödling hat drei Bögen, jenes in Guntramsdorf zwei Bögen. Die Spannweite eines Bogens beträgt 10 m. Das Moniergewölbe hat am Scheitel nur eine Stärke von 0,15 m, am Kämpfer 0,30 m. Die Drahtgitterstäbe liegen 1 bis 3 cm von der Innenfläche des Bogens im Gewölbe einbetoniert, so zwar, daß für die chemische Untersuchung des Betons bis zu den Eisentragstäben nur eine Schicht von 1 bis 3 cm in Betracht gezogen werden konnte.

Die Gewölbe sollten, nach den seinerzeitigen Bauvorschriften, aus Portlandzementbeton im Verhältnisse 1:3 angefertigt worden sein; nur die Verstärkungen des Gewölbes in der Nähe der Widerlager, welche der Untersuchung *eo ipso* unzugänglich waren, waren in Beton 1:8 vorgeschrieben gewesen.

Die Verhältnisse in Mödling wichen von jenen in Guntramsdorf in bezug auf die Beanspruchung des Betons durch Rauchgase insofern ab, als das Objekt in Guntramsdorf wesentlich nur durch die Rauchgase durchfahrender Lokomotiven bespült worden war, d. h. ein Stehenbleiben von Lokomotiven unter dem Gewölbe nur selten vorkam, während in Mödling, mindestens unter einem Bogen, und zwar unter jenem, welcher dem Zentrum der Stadt Mödling zugekehrt ist, infolge eines lebhaften Vershubdienstes, die Lokomotiven oft und durch sehr lange Zeit unter das Gewölbe zu stehen kamen. In den anderen beiden Gewölbebögen in Mödling war dies in geringerem Maße der Fall, namentlich in dem letzten, der Schöffelvorstadt zugekehrten Bogen. Diese Tatsache wird übrigens schon durch das Aussehen der Innenfläche der Bögen unzweifelhaft nachgewiesen. Der meist beanspruchte Bogen in Mödling zeigt einen bedeutend stärkeren Rußüberzug als die anderen Bögen. Es empfahl sich daher, in Mödling die Proben, welche den Einfluß der Gase zeigen sollten, aus dem stärksten beanspruchten Gewölbe, das ist jenem in der Ausfahrtsrichtung von Wien am weitesten rechts gelegenen, zu entnehmen.

In Guntramsdorf sind beide Bögen gleich beansprucht. Es war daher gleichgültig, welches Gewölbe gewählt wurde, und entschied sich die Kommission ebenfalls für den Bogen in der Ausfahrtsrichtung von Wien rechts. Des weiteren empfahl es sich natürlich, die Proben, welche den Einfluß der Gase zeigen sollten, aus jenen Stellen des Bogens zu entnehmen, welche über dem Wege der Schornsteinöffnung, also über der Geleiseachse gelegen sind. In Mödling, wo durch einen Bogen zwei Gleise gehen, wurde das Gleis IV gewählt. Die möglicherweise unveränderten Proben wurden umgekehrt in den Widerlagern gesucht und überdies in Mödling auch noch in jenem, am wenigsten beanspruchten Bogen links, in der Richtung von Wien. Bei der Kommission regte der Gefertigte an, nicht nur je eine Probe aus verschiedenen Stellen über der Geleiseachse zu entnehmen, sondern an jedem der gewählten Punkte mehrere Proben, aus verschiedenen Tiefen gesondert, derart, daß die Einwirkungen der Gase in Schichtendicken von je einem Zentimeter in vertikaler Richtung von der angegriffenen Betonfläche weg studiert werden konnten. Die Zahl der solcherart möglichen Proben von einer Angriffsstelle mußte sich dann natürlich nach der jeweiligen Tieflage der Eisenstäbe richten. Über diese Eisenstäbe konnte man ohne Gefahr

einer Beschädigung der Tragstäbe nicht hinausgehen. In jedem einzelnen Probelloch wurde bis zur Freilegung des Eisens gemeißelt, wodurch man sich unter einem von der chemischen Beschaffenheit des Eisens überzeugen konnte.

Die einzelnen Probestellen wurden mit Buchstaben bezeichnet, die Tiefen in Zentimetern von der Oberfläche weg mit entsprechenden Indizes.

Zunächst wurde der allgemeine Zustand der Innenflächen der Bögen untersucht. Es zeigte sich, daß die Gewölbeflächen, mit Ausnahme eines dünnen Rußbeschlages, keine sichtbaren Veränderungen im Laufe der Zeit erlitten haben, vor allen Dingen zeigten sich an keiner Stelle Tropfsteinbildungen, welche auf eine Wasserdurchlässigkeit der Bögen hingedeutet hätten. Auch Ausblühungen von Salzen, wie sie stets als Folgen von Durchsickerungen eines Betons durch unreine Wässer auftreten, ließen sich an keiner Stelle nachweisen. In mechanischer Beziehung hat sich sofort ergeben, daß der Beton fast durchwegs äußerst hart war, derart, daß zur Probeentnahme eine intensive Meißelarbeit notwendig war, welche häufig Funkenbildungen erzeugte. Nur an manchen Stellen war die Oberfläche etwas poröser. Eine solche poröse Stelle, und zwar in Form der Probe C von Mödling wurde in die Untersuchung einbezogen. Einige Stellen des Gewölbes schienen im Laufe der Zeit nachverputzt worden zu sein.

Die Probenahme verlief nun, wie folgt:

A. In Mödling. Über die Achse des Gleis IV wurden in dem 13 m langen Bogen vier Proböffnungen A, B, C und D gemacht. Das Probelloch A lag vom Gewölbefang in der Richtung von Wien nach Triest 0,5 m, das Probelloch B 3,5 m, das Probelloch C 6 m und das Probelloch D 8,9 m. In den Probellochern A und B traf man erst nach dem dritten Zentimeter auf das Eisen, in jenen C und D schon nach dem zweiten Zentimeter. Es ergaben sich daher zehn Betonproben  $A_1 A_2 A_3 B_1 B_2 B_3 C_1 C_2 D_1 D_2$ . Mit Ausnahme des Probelloches C wurde überall das Eisen der Trag- und Verteilungsstäbe vollkommen unangegriffen bloßgelegt. Das Eisen zeigte eine tadellose, schwach bläulich angelaufene Oberfläche, an welcher der Zement dicht anhaftete. Ja selbst die dünnen Bindedrähte erwiesen sich als gänzlich unangegriffen. Sie ließen sich tadellos biegen, zeigten also auch keine Spur einer etwaigen Umlagerung des Eisens in eine spröde Modifikation. Nur im Probelloche C waren die Verhältnisse anders. Wie schon erwähnt, wurde die Stelle C absichtlich gewählt, weil sie schon äußerlich eine poröse Beschaffenheit erkennen ließ. Das Eisen, welches zudem auch nur 2 cm tief lag, war stellenweise in den Tragstäben etwa ein halbes Millimeter tief plattig angerostet. Die Bindedrähte waren stellenweise durchrosten. Es ließ sich aber, soweit eine Untersuchung seitwärts vorgenommen werden konnte, konstatieren, daß diese verrosteten Stellen vollkommen lokaler Art sind. Einige Zentimeter von der Angriffsstelle weg war die Rostschicht nur noch sehr unbedeutend. Es zeigte sich auch, daß der Zement an den rostigen Stellen nicht dicht mit dem Eisen verbunden war, sondern sich leicht löste. In den porösen Stellen des entnommenen Betons der Probe C zeigte sich auch eine lokale Einwanderung von braunem Eisenoxydhydrat, ein Beweis, daß durch Risse und Sprünge Wasserdämpfe der Rauchgase der Lokomotiven Zutritt zum Eisen gefunden hatten. Das kondensierte Wasser hatte dann offenbar Eisenrost in die Poren und Risse abgeschwemmt.

Es ergab sich somit schon bei der Kommission die unzweifelhafte Tatsache, daß sich das Eisen in dem 13 Jahre alten, trockenen Beton dort tadellos unverändert gehalten hat, wo der Zement gut und dicht an dem Eisen vom Anfang an an-

gehaftet hatte und der Beton nicht porös war. Umgekehrt rostete das Eisen im Beton dann, wenn das Eisen nicht an allen Punkten luftdicht mit Zement umgeben war und der Beton eine poröse Beschaffenheit hatte. Die vorzügliche chemische Haltbarkeit des Eisens war um so schätzenswerter, als die Betonschutzschichten nach außen nur eine Dicke von 2 bis 3 cm hatten und dem intensivsten Angriffe von heißen Lokomotivgasen durch 13 Jahre ausgesetzt waren.

Des weiteren wurden die Gegenproben  $E_1$  und  $F_1$  aus Stellen entnommen, welche den heißen Rauchgasen nicht unmittelbar ausgesetzt waren, und zwar die Probe E aus dem Widerlager im selben Gewölbe (von Wien aus rechts), die Probe F aus dem Widerlager des am wenigsten beanspruchten Gewölbebogens links. Beide Widerlagerproben stammen nur von der Oberfläche bis zu 1 cm Tiefe.

B. In Guntramsdorf wurden in analoger Weise vom Gewölbe über der Gleiseachse, im Bogen rechts von Wien aus, zwei Proben A und B entnommen, und zwar die Probe A in der Entfernung von 1,3 m vom Gewölbeanfang in der Richtung von Wien und die Probe B in der Entfernung von 1,2 m vom entgegengesetzten Gewölbeanfang in der Richtung von Triest. Das ganze Gewölbe hatte eine Länge von 5 m. Aus beiden Probelöchern wurden je drei Proben  $A_1, A_2, A_3$  und  $B_1, B_2, B_3$  entnommen. Das Eisen wurde in der Tiefe von 3 cm angetroffen und befand sich ebenfalls in tadellosem Zustande, dicht von Zement umgeben. Die Probe C, die Vergleichsprobe, wurde dem Widerlager desselben Bogens, und zwar rechts in der Ausfahrtsrichtung von Wien, entnommen. Hier wurden übrigens drei Proben gewählt, und zwar  $C_1 \alpha$  und  $C_1 \beta$  aus dem ersten und  $C_2$  aus dem zweiten Zentimeter Tiefe.

Die solcherart entnommenen 21 Betonproben wurden dem Gefertigten durch die Bahndirektion der k. k. priv. Südbahn zur Untersuchung zugestellt. Des weiteren stellte die Firma G. A. Wayss eine Probe des seinerzeit verwendeten Donausandes behufs Analyse zur Verfügung. Es ist dies angeblich ein Sand aus einem Granitschotter von Mauthausen in Oberösterreich. Eine Probe des damals verwendeten Portlandzementes konnte dem Gefertigten trotz aller Bemühungen leider nicht verschafft werden. Auch eine seinerzeitige Analyse des Portlandzementes war nicht erhältlich.

### Schlussfolgerungen.

Schon der flüchtige Vergleich der Analyseergebnisse zeigte hinsichtlich des Gehaltes der Betonproben an Ruß, freier schwefeliger Säure und gebundenem Schwefelwasserstoff wichtige und interessante Tatsachen. Starke Berußung war stets begleitet von einem beträchtlichen Gehalt an freier schwefeliger Säure, dagegen war der Schwefelwasserstoff verschwunden. Wo kein Ruß und keine schwefelige Säure vorhanden waren, ließ sich im allgemeinen Schwefelwasserstoff nachweisen, in den Widerlagern mehr als im Gewölbe, ja in den Proben  $F_1$ , Mödling und  $C_2$  Guntramsdorf war der Gehalt an Schwefelwasserstoffverbindungen sogar ein ziemlich beträchtlicher. Wir müssen daher mit einem kleinen Gehalt von Schwefelmetallen im ursprünglichen Beton rechnen. Näher bestimmt wurde dieser Gehalt nicht, weil dies für die Zwecke dieses Gutachtens überflüssig erschien. Es zeigte sich nun in auffallend deutlicher Weise, daß sämtliche Betonproben aus dem Gewölbe, soweit sie aus dem ersten Zentimeter Tiefe von der Oberfläche weg entnommen worden waren, stark berußt und reichlich mit Schwefeligsäuregas durchsetzt waren. Tiefer als 1 cm ging diese Rauchgasinfiltration jedoch nicht. Höchstens, daß man in zwei Fällen noch Rußspuren gefunden hat. Besonders groß war die Infiltration der porösen Probe  $C_1$  von Mödling. Die Proben, welche aus einer größeren Tiefe als 1 cm entnommen worden waren, zeigten ausnahmslos keine

schwefelige Säure mehr, dagegen Schwefelwasserstoffverbindungen, die offenbar ursprünglich dem Zement eigen waren. So wie die Proben aus den tieferen Schichten des Gewölbes verhielten sich auch die Proben aus den Widerlagern. Im ungünstigsten Falle hinsichtlich der letzteren, bei den Proben  $C_1$  von Guntramsdorf, sind allerdings doch auch Spuren von Ruß und schwefeliger Säure eingedrungen. Die letztgenannten Widerlagerproben sind besonders auch darum interessant, weil bei diesen Proben deutlich ersichtlich ist, daß die schwefelige Säure nicht einmal ein halbes Zentimeter tief eindringt, wie dies die Beschaffenheit der Probe  $C_1 \beta$  aus der Tiefe 0,5 bis 1 cm beweist. Die Spuren Ruß in  $C_1$  Guntramsdorf können vielleicht auch einem Zufall bei der Probenahme zuzuschreiben sein.

Der Vorgang bei der Einwirkung der heißen Rauchgase auf den Beton dürfte sich in folgender Weise abgespielt haben:

Die Rauchgase der Lokomotiven enthalten ein hocherhitztes Gemisch von Wasserdampf mit Kohlensäure und Stickstoff, bezw. Luft, sind, je nach den verwendeten Brennmaterialien, mehr oder weniger mit Schwefeligsäuregas verunreinigt und enthalten Rußflocken in sich. So wie nun solche Gase auf Beton treffen, wird offenbar die Kohlensäure den freien Kalk des Betons karbonisieren und die Schwefelverbindungen unter Austreibung von Schwefelwasserstoff zersetzen. Dagegen schlägt sich Ruß nieder und wird schwefelige Säure absorbiert. Es erklärt sich sonach ungezwungen, daß der Gehalt an Schwefelwasserstoffverbindungen mit dem Eintritt von Ruß und schwefeliger Säure verschwindet. Die absorbierte schwefelige Säure wird allerdings nicht auf die Dauer unverändert bleiben. Sie wird sich vielmehr bei Gegenwart von Feuchtigkeit (herrührend von dem kondensierten Wasserdampf) an der Luft oxydieren. Es entsteht sodann Schwefelsäure, welche sich mit dem Kalk verbindet, und muß daher auch der Gehalt an Schwefelsäure folgerichtig in den oberen Flächenschichten der exponierten Betonproben wesentlich höher werden als der Schwefeligsäuregehalt in den inneren Schichten. Das letztere müßte ähnlich vom Kohlensäuregehalt gelten. Die Analyse bestätigt diese zu vermutenden Tatsachen, aber nur in groben Umrissen, denn es ist eine unmittelbare, genauere Übersicht durch die einfache Analyse darum nicht gegeben, weil der ursprüngliche Beton schon größere Kohlensäuremengen enthalten hatte, wie schon aus der Sandanalyse hervorging, und überdies eventuell auch Gips enthaltend gewesen sein konnte.

### Gutachten über die stattgehabten Veränderungen der untersuchten Betonproben.

a) Wirkungen der Rauchgase und Atmosphärien. Bezüglich des Eindringens von Ruß und freier schwefeliger Säure, durch welche letztere auch der natürliche Gehalt des Zementes an Schwefelwasserstoffverbindungen stellenweise verdrängt wird, sei auf die Schlussfolgerungen hingewiesen. Die genannten Verunreinigungen drangen nach dem Gesagten in nennenswerter Menge nirgends tiefer ein, sondern fanden sich nur im ersten Zentimeter von der Oberfläche weg und auch dort nennenswert nur in jenem Beton, welcher den Lokomotivgasen direkt ausgesetzt war, nicht aber in den Widerlagern, welche nur durch den zerstreuten und abgekühlten Rauchgasstrom bespült worden waren. Weit größer als diese genannten Verunreinigungen sind aber jene durch Kohlensäure und Schwefelsäure. Die Kohlensäure, welche in den Lokomotivgasen und in der Luft vorhanden war, wurde einfach durch den freien Kalk des Zementes gebunden, wodurch Kalziumkarbonat ( $CaCO_3$ ) entstand. Die schwefelige Säure, welche meist in den Rauchgasen aus Kohlen enthalten ist, scheint demnächst nur vom Beton absorbiert zu werden, wobei sie zuerst durch den Schwefelwasserstoff zersetzt wird. Erst nach der Verdrängung des letzteren verbleibt sie im Beton und oxydiert

sich später durch den Sauerstoff der Luft bei Gegenwart von Feuchtigkeit zu Schwefelsäure, welche an der Oberfläche verbleibt, indem sie sich mit dem Kalk zu Gips verbindet. Bezüglich dieses Schwefelsäuregehaltes war es sehr wichtig, zu erwägen, ob der gefundene Schwefelsäuregehalt nicht etwa auch eine natürliche Erklärung durch einen Gipszusatz bei der Betonbereitung hätte finden können. Dagegen sprach aber sofort der Umstand, daß ein großer Schwefelsäuregehalt sich ausschließlich nur in den Oberflächenschichten vorfand. Überdies konnte auf genannte Weise der vorgefundene Gipsgehalt unmöglich hineingebracht worden sein, da er bis zu der Höhe von rund 21,4 Gewichtsteilen Gips auf 100 Teile Zement vorgefunden wurde. Ein solches Produkt wäre praktisch unbedingt unbrauchbar gewesen. Hingegen könnte der vorgefundene Minimalgehalt an Schwefelsäure (0,7 Teile  $S O_2$ ), welcher 1,7% Gipszusatz entsprechen würde, immerhin auf einen ursprünglichen Gipsgehalt des Zementes zurückgeführt werden, da ein Zusatz in dieser Menge praktisch bewährt und üblich ist.

Die Höchstgehalte an Gesamtgasen bis herab zur Menge von 11,85 Gewichtsteilen auf 100 Teile Zement fanden sich ausschließlich in Oberflächenproben. Die darunter liegenden Proben zeigten in den weitaus meisten Fällen hinsichtlich des Kohlensäure- und Schwefeligsäuregehaltes Ergebnisse, daß man im allgemeinen sagen kann, auch diese kräftigen Bestandteile der Rauchgase konnten in dreizehn Betriebsjahren nicht tiefer als 1 cm eindringen. Nur an der untersuchten Stelle des Widerlagers in Guntramsdorf und in geringerem Grade auch bei den Proben B dortselbst drangen die Gase, besonders die Kohlensäure, bis in das zweite bzw. dritte Zentimeter. Es scheint, weil gerade diese Proben eine besonders fette Beschaffenheit hatten, daß der Beton die Rauchgase desto leichter aufnimmt, je fetter er ist. Eine Anrostung des Eisens wurde nichtsdestoweniger auch bei den Proben B von Guntramsdorf nicht wahrgenommen, offenbar weil der fette Beton das Eisen vorzüglich geschützt hat. Die relativ große Gasaufnahme der obersten Schichten hat dennoch den Beton praktisch nicht entwertet, insofern, als selbst diese Oberflächenschichten vollkommen hart und dicht blieben.

b) Altersveränderungen im Beton infolge der Wechselwirkung zwischen Zement und Sand. Durch Untersuchungen wurde erreicht, daß aus der derzeitigen Beschaffenheit des Betons die Originalmischungen erkannt wurden. Die Ergebnisse zeigen zunächst, wie das nicht anders zu erwarten war, daß herausgegriffene kleine Proben größere Schwankungen der Mischungsverhältnisse zwischen Sand und Bindemittel aufweisen, welche Schwankungen sich aber schließlich doch auf einen Mittelwert im Durchschnitt umrechnen lassen, welcher von der Lieferungsbedingung 1:3 nicht wesentlich abweicht. Strenge Folgerungen in dieser Richtung sind ja überhaupt unzulässig, weil nicht der Kern, sondern nur die äußere Kruste der Gewölbe zur Untersuchung gelangt war. Zudem

erhielt diese Kruste unter Umständen verschiedenartigen Verputz. Alle Umstände sprechen dafür, daß beim Bau ein Portlandzement, und zwar ein solcher von annähernd stets gleicher Beschaffenheit, welcher nicht weit von der Normalzusammensetzung abwich, verwendet worden war. Dafür spricht vor allem, daß fette Proben auch heute noch nahezu die Normalzusammensetzung des Zementes nachweisen lassen, und daß Unterschiede in der heute gefundenen Zusammensetzung der Zemente wesentlich nur in einem Bestandteile, im Kieselsäuregehalt, gefunden werden. Diese Unterschiede lassen ferner ein Gesetz erkennen, wodurch dieselben leicht erklärlich werden. Es zeigte sich nämlich, daß die Kieselsäuregehalte der heutigen Zementphasen nahezu geradlinig mit der Magerkeit der Betonproben wachsen, d. h. also, daß Kieselsäure aus dem Sande aufgeschlossen wurde, und zwar desto mehr, je mehr Sand auf dieselbe ursprüngliche Zementmenge zugegen war. Es war nun sofort naheliegend, zu vermuten, daß der verwendete Sand von vornherein reich an löslicher Kieselsäure war, wodurch nach dem Analysengange das Resultat selbstverständlich geworden wäre. Aus diesem Grunde wurde eine Nachtragsuntersuchung des in Salzsäure unlöslichen Sandanteils dahin vorgenommen, zu ermitteln, wie viel lösliche Kieselsäure der Sand von vornherein enthalten hat. Die Untersuchung ergab jedoch, daß in 100 Teilen Sand nur 0,1 Teile lösliche Kieselsäure ursprünglich schon enthalten waren. Diese geringe Menge erklärt nun keineswegs das rapide Anwachsen der löslichen Kieselsäure mit der Zunahme der Magerkeit.

Es bleibt sonach nur die Erklärung, daß der Zement im Laufe der Jahre imstande ist, die Quarzkieselsäure des Sandes teilweise aufzuschließen, und zwar sind die zum schließlichen Gleichgewichte erforderlichen aufgeschlossenen Kieselsäuremengen desto größer, je magerer die Betonmischung war. Ein mit Hilfe von Quarzsand bereiteter Beton verkieselt sonach desto mehr, je magerer er ist. Nachdem die Verkieselung als innigere Verbindung des Betons nur vorteilhaft ist, so würde dieser Umstand zugunsten magerer Mischungen sprechen. Es ist selbstverständlich, daß die Verkieselungen nicht mathematisch regelmäßig erfolgen können, nachdem sie offenbar, außer von der Magerkeit, wesentlich auch von der mehr oder minder sorgfältigen Bereitung (innigen Mischung) des Betons abhängen müssen.

Es wäre sehr interessant, im Verlaufe eines weiteren Dezzenniums dieselben Proben neuerlich zu untersuchen, um zu erkennen, ob die nachgewiesenen Gleichgewichtsveränderungen heute schon zum Stillstand gekommen waren oder etwa im Laufe der Jahre ihre Fortsetzung finden. Wahrscheinlicher ist das erstere, soweit praktisch nennenswerte Veränderungen gemeint sind. Theoretisch wird natürlich jedes solche Gleichgewicht erst in unendlich langer Zeit erreicht.

## VERSUCHE MIT ARMIERTEM BETON FÜR EISENBAHNTRAGWERKE.

*Besprochen von E. Probst.*

Bekanntlich sind die von der Eisenbahndirektion Berlin herausgegebenen Vorschriften für das Entwerfen und die Ausführung von Ingenieurbauten in Eisenbeton derart gehalten, daß sie dessen Verwendung im Eisenbahnbau sehr erschweren, in vielen Fällen unmöglich machen. Die unmittelbare Ursache dieser strengen

Bestimmungen waren die Ergebnisse der von Kleinlogel durchgeführten Versuche über die Dehnungsfähigkeit von armiertem und nicht armiertem Beton. Es soll hier auf diese Frage nicht weiter eingegangen werden, weil sie nicht in den Rahmen des Aufsatzes paßt; es muß aber darauf hingewiesen werden, wenn von der Entstehung

der Bestimmungen der Berliner Eisenbahndirektion gesprochen wird. Professor Melan hat in „Beton und Eisen“ (Jahrgang 1907) diese Vorschriften einer eingehenden Besprechung unterzogen und an der Hand von Versuchen nachzuweisen gesucht, daß die große Strenge der Bestimmungen und im besonderen die darin geforderten Berechnungen der Zugspannungen nicht berechtigt sind. Später hat Koenen in einem Aufsatz: „Wie kann die Anwendung des Eisenbetons in der Eisenbahnverwendung gefördert werden?“ welcher im Zentralblatt der Bauverwaltung auf Seite 520 Jahrgang 1907 veröffentlicht ist, einen Vorschlag gemacht, wie die Verwendung des Eisenbetons bei Eisenbahntragwerken gefördert werden könnte unter Einhaltung der strengen Vorschriften. Koenen schlägt vor, durch Anspannen der Eiseneinlagen vor dem Betonieren und durch Nachlassen derselben nach der Erhärtung des Betons (in dem erwähnten Aufsatz ist auch die Vorrichtung hierfür angegeben) dem Beton auf der Zugseite künstlich Druckspannungen mitzuteilen. Beim Belasten des auf Biegung beanspruchten Körpers müßten auf diese Weise zuerst die Anfangsdruckspannungen überwunden werden, bevor die Zugspannungen zur Geltung kommen würden. Das Auftreten der ersten Risse wird hinausgeschoben, die diese hervorruftende Belastung erhöht, und der zulässige Zahlenwert für die errechneten Zugspannungen könnte um ein beträchtliches vergrößert werden. Dieser Vorschlag läßt sich aber praktisch sehr schwer durchführen.

Der einzig mögliche Weg, die Verwendung des armierten Betons bei Eisenbahnbauten zu fördern, bleibt die Klarstellung gewisser Eigenschaften durch eingehende und einwandfreie Versuche. Diesen Weg hat nunmehr auch Regierungsrat Labes, der Urheber der Berliner Vorschriften, betreten, und in dasselbe Gebiet gehören auch andere Versuche, die in der letzten Zeit durchgeführt wurden.

Unter diesen wären in erster Linie die Versuche von Professor Klaudy (Wien) zu nennen, welche an einer andern Stelle in diesem Heft abgedruckt sind. Sie zeigen klar das vorzügliche Verhalten von Eisenbeton gegenüber der Einwirkung von Rauchgasen und Atmosphärrillen nach 13 Jahren, wenn die Grundbedingungen für Eisenbetonbauten erfüllt sind: eine sorgfältige Herstellung des Betons und eine gewissenhafte Ausführung.

Andere Versuche, von welchen hier gesprochen werden soll, sind diejenigen, über welche Professor A. N. Talbot von der University Illinois im „Engineering Record“ berichtet. Diese Versuche werden auf der Linie der Illinois-Zentral-Eisenbahn durchgeführt.

In der Nähe derjenigen Stelle, an welcher die Eisenbetontragwerke zur Verwendung kommen sollten, wurden Versuche in größerem Maßstabe

durchgeführt, welche in erster Linie das Verhalten des Eisenbetons bei Auftreten der schiefen Zug- und Scherspannungen zeigen sollten. Die Probekörper waren 7,70 m lang, 1,9 m breit und 89 cm hoch, und ihr Gewicht betrug 30 Tonnen. Wie aus diesen Abmessungen zu ersehen ist, sind die Probekörper größer, als sie sonst bei Versuchen verwendet werden und können daher ohne weiteres zum Vergleich für die auszuführenden Bauten herangezogen werden. Es soll noch bemerkt werden, daß die Versuchskörper einen Teil einer Überbrückung vorstellen, welche für einen achtgleisigen Schienenzug bestimmt war.

Der Beton war in einer Mischung von 1 Teil Portlandzement, 2 Teilen Sand und 5 Teilen Kalkstein zusammengesetzt und wurde mit der Maschine gemischt; zu erwähnen ist, daß er so naß angebracht wurde, daß nur wenig Stampfarbeit notwendig war. Die Längseiseneinlagen waren

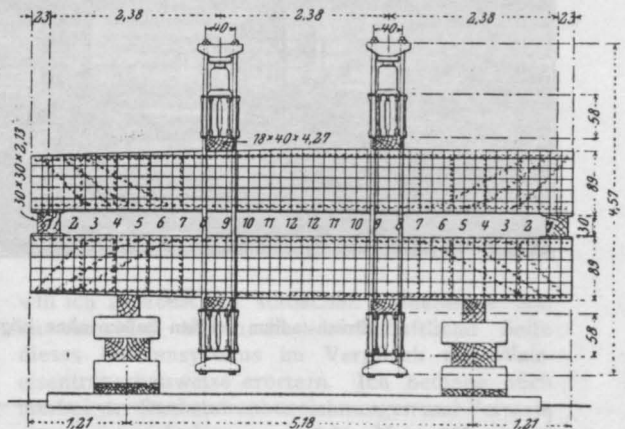


Fig. 1. Prüfungsvorrichtung.

2 1/2 cm starke gezahnte Eisen mit einer Streckgrenze von 3650 kg/cm. Auf die ganze Breite des Probekörpers entfielen 29 dieser Eiseneinlagen, welche einen gegenseitigen Abstand von 6 cm hatten; der Prozentsatz der Armierung war 1,25 % der Querschnittsfläche. Die Längseisen wurden in verschiedener Weise nach oben abgelenkt. Bei einer Gruppe von Probekörpern wurden sie unter einem Winkel von 45° abgelenkt, während bei der andern Gruppe die Abbiegung nicht so steil war, wie aus Fig. 1 zu ersehen ist. Eine Anzahl der Eiseneinlagen ging gerade durch, 1/4 wurde etwa 60 cm vom Ende, ein anderes Viertel etwa 90 cm und das dritte Viertel etwa 120 cm vom Ende nach oben abgelenkt. Bei derjenigen Gruppe von Probekörpern, bei welchen die Eisen unter 45° abgelenkt waren, wurden keine Bügel eingelegt. Die andere Gruppe von Probekörpern, welche in Fig. 1 dargestellt sind, hatte vertikale Bügel aus 12 mm gezahnten

Eisen, welche 5 Längseisen umfaßten. Außer den an der Zugseite befindlichen Eisen wurden in der Druckzone etwa 7 cm unterhalb der Oberkante vier 12 mm starke Eisen eingelegt und in der Querrichtung 5 cm unterhalb Oberkante waren 12 mm und 6,25 mm starke gezahnte Eisen eingelegt. Auch an der Zugseite wurden 21 Quereisen

derselben Stärke eingelegt. In der Achse des Balkens und je 90 cm vom Ende wurden schwere Eisenbügel eingelegt, welche dazu dienten, die ganze Armierung zu heben und zu senken.

Die Probekörper wurden im Oktober 1907 hergestellt, ihre Prüfung erfolgte im April 1908; sie waren also über 6 Monate alt und blieben während der ganzen Zeit an dem Herstellungsorte dem Wetter ausgesetzt. Die Prüfungsvorrichtung ist in Fig. 1 sehr genau abgebildet, und es ist nur zu erwähnen, daß gleichzeitig 2 Probekörper in der dort ersichtlichen Weise geprüft worden, wobei die Lasteinwirkungsstelle 1,19 m zu beiden Seiten von der Mitte vorgesehen waren, also im Drittel der ganzen Spannweite. Der eine Probekörper mußte selbstverständlich wegen seines großen Gewichtes an der Unterseite unterstützt werden; dies geschah (siehe Fig. 1) in Abständen von 1,21 m vom Ende. Die Belastung wurde in mehreren Phasen durchgeführt; gemessen wurden die Durchbiegungen und an zwei Probekörpern auch die Verkürzungen bzw. die Verlängerungen des Betons. Ebenso wurde das Auftreten der ersten Risse beobachtet; diese letzteren Ergebnisse bieten aber keine einwandfreien Resultate. Der Verlauf der Risse und deren Sichtbarmachung wurde in ähnlicher Weise durchgeführt, wie sie auch sonst bei Versuchen üblich sind (siehe Fig. 2 u. 3).

Die bemerkenswerten Ergebnisse der Versuche zeigen, trotzdem der Querschnitt des Betons und die Längsarmierung bei den Gruppen von Probekörpern dieselben waren, bedeutende Abweichungen im Bruchstadium, je nachdem Bügel vorhanden waren oder nicht. Die ersten Risse entstanden selbstverständlich zwischen den beiden Belastungspunkten und waren vertikal. Bei höheren Belastungen verlängerten sich

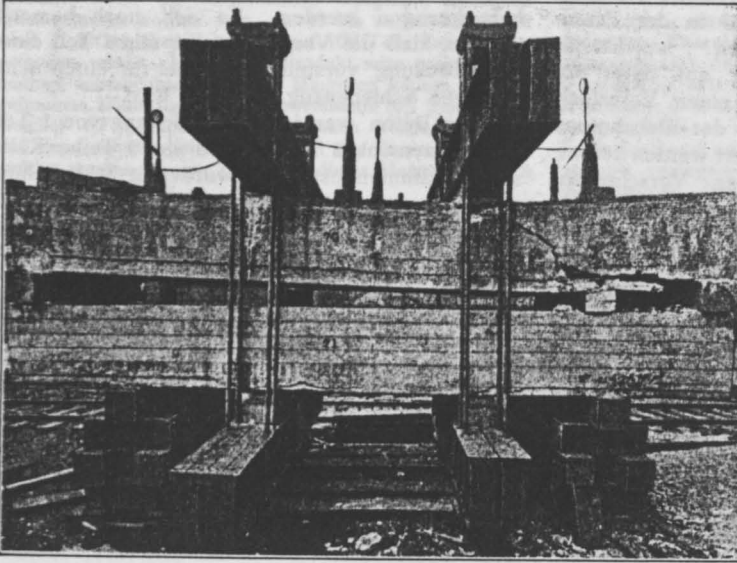


Fig. 2.

Bruchstadium bei den Balken ohne Bügel.

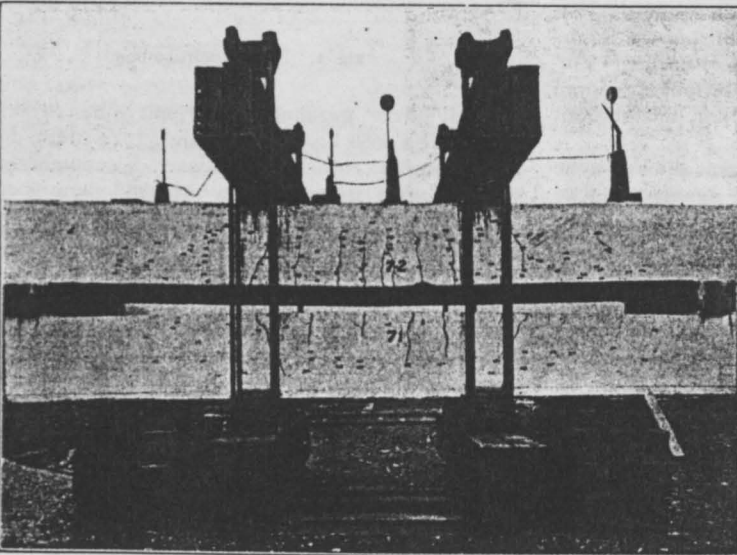


Fig. 3.

Bruchstadium bei den Balken mit Bügeln.



diese Risse ohne sich merklich zu verbreitern. In diesem ersten Stadium blieben die Erscheinungen bei beiden Gruppen von Probekörpern dieselben. Bei höherer Belastung entstanden außerhalb der Belastungsstellen schiefe Risse. Bei den mit Nr. 70 bezeichneten Balken wurde der erste schiefe Riß bei einer Belastung von 204 t sichtbar. Bei Nr. 72 (mit Bügel) wurde der erste schiefe Riß bei einer Belastung von 208 t sichtbar. Mit zunehmender Belastung wuchsen diese Risse. Bei den Balken ohne Bügel, bei welchen die Längseisen unter 45° abgelenkt waren, bildete sich unter 35° gegen die Horizontale ein großer schiefer Riß, welcher bei einer Belastung von 366 t zum Bruch führte (siehe Fig. 2).

Bei den Balken mit Bügeln war das Verhalten ganz anders, auch hier traten schiefe Risse auf, aber sie blieben ganz fein; bei zunehmender Belastung erweiterten sich aber die mittleren Zugrisse und bei einer Maximallast von 381 t trat der Bruch ein durch Überwindung der Streckgrenze (s. Fig. 3).

Die Berechnung der Scherspannungen nach den allgemein üblichen Methoden ergab für das Bruchstadium bei den Balken ohne Bügel 14,6 kg/cm<sup>2</sup>. Die Berechnung der Zugspannungen in Eisen ergab bei den mit Nr. 70 bezeichneten Balken (ohne Bügel) eine maximale Zugbeanspruchung von 3600 kg/cm<sup>2</sup> also noch unterhalb der ermittelten Streckgrenze. Bei dem mit Nr. 72 bezeichneten Probekörper war die berechnete maximale Zugspannung im Eisen 3800 kg/cm<sup>2</sup>, also höher als die vorher ermittelte Streckgrenze.

Diese Eisenbetonkonstruktionen wurden für Eisenbahnbelastungen durchgeführt; aus diesem Grunde sind sie auch ziemlich schwer ausgefallen. Als wichtigstes Ergebnis dieser Untersuchungen ist der Einfluß der Bügel zu verzeichnen. Es hat sich gezeigt, daß die Anwesenheit von Bügeln imstande war, die Zerstörung durch die schiefen Zugspannungen zu verhindern.

## ÜBER DIE VERWENDUNG VON ARMIRTEM BETON BEI PREUSSISCHEN EISENBAHNEN.

(Die Verwendung der **Bulbeisendecke** für Eisenbahnbrücken an Stelle von Überbauten aus Walzeisenträgern mit Betonkappen.)

Von Dipl.-Ing. G. Kaufmann (Berlin).

Seit einigen Jahren werden im Bereiche der preußisch-hessischen Staatseisenbahnen für Eisenbahnbrücken mit Spannweiten bis etwa 12 m an Stelle der früher allgemein üblichen reinen eisernen Überbauten vielfach solche aus Walzträgern mit dazwischen gestampften scheinrechten Betonkappen ausgeführt (vergl. Zentralblatt der Bauverwaltung 1907, S. 340 ff., 1908 S. 180 ff. u. S. 276). Diese Konstruktion, die einen Schritt vorwärts auf dem Wege zur Eisenbetonbrücke darstellt, hat gegenüber der früheren Ausführungsart gewiß manche Vorzüge, deren wichtigster „dank der Eigenschaft des Betons, das von ihm umhüllte Eisen besser, als es jede Anstrichfarbe vermöchte, vor Rosten zu schützen, in dem Fortfall jeglicher baulichen Unterhaltung“ besteht (s. a. a. O. 1907 S. 341). Dem steht aber gegenüber, daß infolge der für die Eisenbetonbauten durchaus ungeeigneten symmetrischen Form der Träger eine günstige Ausnutzung der Materialfestigkeiten nicht erreicht werden kann, mit anderen Worten eine Materialverschwendung stattfindet. Hier ist es gegeben, an Stelle der Normalprofile unsymmetrische Träger zu verwenden, deren Querschnittsform den besonderen Eigenschaften des Eisenbetonbalkens Rechnung trägt.

Bevor ich auf die konstruktive Anordnung der Bulbeisen für den vorliegenden Zweck eingehe,

will ich zunächst die statischen Verhältnisse und im Anschluß hieran die wirtschaftliche Seite dieses Deckensystems im Vergleich zur Walzeisenträgerbauweise erörtern. Ich bediene mich hierbei der Buchstabenbezeichnungen und Formeln des Ministerialerlasses vom 24. Mai 1907, deren Ableitung ich mir wohl — da allgemein bekannt — ersparen kann. Unter Berücksichtigung von Betonzugspannungen in einer rechteckigen Platte ergibt sich aus Gl. (29) des Ministerialerlasses:

$$\sigma_{bz} \cdot x = h \cdot \sigma_{bd} - x \cdot \sigma_{bd} \text{ oder}$$

$$\left. \begin{aligned} x &= \frac{h \cdot \sigma_{bz}}{\sigma_{bd} + \sigma_{bz}} \\ h - x &= \frac{h \cdot \sigma_{bd}}{\sigma_{bd} + \sigma_{bz}} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots \text{Gl. (I)}$$

Aus Gl. (28) ergibt sich ferner:

$$f_e = \frac{b [x \cdot \sigma_{bd} - (h - x) \sigma_{bz}]}{2 \sigma_e}$$

Setzt man hierin die Werte aus den Gl. (I) ein, so erhält man:

$$\left. \begin{aligned} f_e &= \frac{b(\sigma_{bd}^2 - \sigma_{bz}^2) \cdot h}{2 \sigma_e (\sigma_{bd} + \sigma_{bz})} \\ &= \frac{h \cdot b (\sigma_{bd} - \sigma_{bz})}{2 \sigma_e} \end{aligned} \right\} \dots \text{Gl. (II)}$$

Andererseits folgt aus Gl. (30):

$$M = \frac{b \cdot x^2}{3} \cdot \sigma_{bd} + \frac{b(h-x)^2}{3} \cdot \sigma_{bz} + \sigma_e \cdot f_e \cdot (h-x-a)$$

$$= \frac{b}{3} \cdot h^2 \cdot \frac{(\sigma_{bd}^3 + \sigma_{bz}^3)}{(\sigma_{bd} + \sigma_{bz})} + \sigma_e \cdot f_e \left( \frac{h \cdot \sigma_{bz}}{\sigma_{bd} + \sigma_{bz}} - a \right) \text{ oder}$$

$$f_e = \frac{M - \frac{b}{3} \cdot h^2 \cdot \frac{(\sigma_{bd}^3 + \sigma_{bz}^3 - \sigma_{bd} \cdot \sigma_{bz})}{(\sigma_{bd} + \sigma_{bz})}}{\sigma_e \left( \frac{h \cdot \sigma_{bz}}{\sigma_{bd} + \sigma_{bz}} - a \right)}$$

$$= \frac{3M(\sigma_{bd} + \sigma_{bz}) - b \cdot h^2 (\sigma_{bd}^3 + \sigma_{bz}^3 - \sigma_{bd} \cdot \sigma_{bz})}{3\sigma_e \cdot [h \cdot \sigma_{bz} - a(\sigma_{bd} + \sigma_{bz})]} \dots \dots \dots \text{Gl. III.}$$

Durch Gleichsetzung der beiden Werte von  $f_e$  aus den Gl. (II) und (III) ergibt sich:

$$\frac{h \cdot b (\sigma_{bd} - \sigma_{bz})}{2} = \frac{3M \cdot (\sigma_{bd} + \sigma_{bz}) - b \cdot h^2 (\sigma_{bd}^3 + \sigma_{bz}^3 - \sigma_{bd} \cdot \sigma_{bz})}{3 \cdot [h \cdot \sigma_{bz} - a \cdot (\sigma_{bd} + \sigma_{bz})]}$$

oder:

$$b \cdot h^2 \cdot (2\sigma_{bd}^2 + \sigma_{bd} \sigma_{bz} - \sigma_{bz}^2) - 3a \cdot b \cdot h \cdot (\sigma_{bd}^2 - \sigma_{bz}^2) = 6M \cdot (\sigma_{bd} + \sigma_{bz})$$

Setzt man  $\frac{\sigma_{bd}}{\sigma_{bz}} = k$ , so geht diese Gleichung über in:

$$b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bz}^2 \cdot (2k^2 + k - 1) - 3a \cdot b \cdot \sigma_{bz}^2 \cdot h \cdot (k^2 - 1) = 6M \cdot \sigma_{bz} \cdot (k + 1).$$

Hieraus ergibt sich:

$$h = \frac{3a(k-1)}{2(2k-1)} + \sqrt{\left(\frac{3a \cdot (k-1)}{2 \cdot (2k-1)}\right)^2 + \frac{6M}{b \cdot \sigma_{bz} \cdot (2k-1)}} \dots \dots \dots \text{Gl. (IV)}$$

Die Gl. (IV) dient dazu, bei gegebener Betonzug- und -druckspannung die einem Biegemoment  $M$  entsprechende Plattenstärke  $h$  zu ermitteln. Bedenkt man, daß das erste Glied unter der Wurzel im Verhältnis zum zweiten, den Faktor  $M$  enthaltenden Gliede nur sehr klein sein wird, mithin auf das Resultat nur von geringem Einfluß ist, so kann man die Gleichung zur Vereinfachung auch in folgender Form schreiben:

$$h = \frac{3a \cdot (k-1)}{2 \cdot (2k-1)} + \sqrt{b \cdot \sigma_{bz} \cdot (2k-1) \cdot \frac{6M}{b \cdot \sigma_{bz} \cdot (2k-1)}} \dots \dots \dots \text{Gl. (IVa)}$$

Den zur Deckenstärke  $h$  gehörigen Eisenquerschnitt ermittelt man nach Gl. (II) zu:

$$f_e = \frac{h \cdot b \cdot (\sigma_{bd} - \sigma_{bz})}{2\sigma_e}$$

Dies geht mit

$$\sigma_e = n \cdot \frac{h-a-x}{x} \cdot \sigma_{bd} \text{ über in:}$$

$$f_e = \frac{h \cdot b \cdot (\sigma_{bd} - \sigma_{bz}) \cdot x}{2n \cdot (h-a-x) \cdot \sigma_{bd}} \text{ und schließlich}$$

$$f_e = \frac{h^2 \cdot b \cdot (k-1)}{2n \cdot [h-a \cdot (k+1)]} \dots \dots \dots \text{Gl. (V)}$$

In der folgenden Tabelle I sind nun für eine Reihe von Werten von  $\sigma_{bd}$  und  $\sigma_{bz}$  die zugehörigen Werte von  $h$  und  $f_e$  zusammengestellt worden und zwar unter der Annahme  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $n = 10$ . Der Wert  $h$  wurde hierbei nach der Näherungsgleichung (IVa) ermittelt.

lfd. Nr.	$\sigma_{bz}$	$\sigma_{bd}$	h	$f_e$
1	20	20	$\sqrt{0,003 M}$	—
2	20	25	$1 + \sqrt{0,002 M}$	$\frac{1,25 h^2}{h-9}$
3	20	30	$1,5 + \sqrt{0,0015 M}$	$\frac{2,5 h^2}{h-10}$
4	20	35	$1,8 + \sqrt{0,0012 M}$	$\frac{3,75 h^2}{h-11}$
5	20	40	$2 + \sqrt{0,001 M}$	$\frac{5 h^2}{h-12}$
6	25	25	$\sqrt{0,0024 M}$	—
7	25	30	$0,86 + \sqrt{0,0017 M}$	$\frac{h^2}{h-8,8}$
8	25	35	$1,33 + \sqrt{0,0013 M}$	$\frac{2 h^2}{h-9,6}$
9	25	40	$1,64 + \sqrt{0,0011 M}$	$\frac{3 h^2}{h-10,4}$
10	30	30	$\sqrt{0,002 M}$	—
11	30	35	$0,75 + \sqrt{0,0015 M}$	$\frac{0,83 h^2}{h-8,67}$
12	30	40	$1,2 + \sqrt{0,0012 M}$	$\frac{1,67 h^2}{h-9,33}$

Tabelle II.

Lfd. Nr.	Stützweite m	Mp mt	Mb mt	Mg mt	max M mt	Bauhöhe H cm	Betonzugspannung $\sigma_{bz} = 20 \text{ kg/qcm}$ Betondruckspannung							
							$\sigma_{bd} = 25 \text{ kg/cm}^2$				$\sigma_{bd} = 40 \text{ kg/cm}^2$			
							Decken- stärke cm	Eisenquerschnitt	Eisen- abstand cm	Eisenbean- spruchung kg/qcm	Decken- stärke cm	Eisenquerschnitt	Eisen- abstand cm	Eisenbean- spruchung kg/qcm
1	1,0	1,67	0,10	{ 0,06 0,07	+ 1,77	68—72	20	2 Prof. 15	50	210,4	16	8 Prof. 17	182,9	
2	1,5	2,50	0,22	{ 0,15 0,17	+ 2,72	71—77	25	2 " 15	50	235,0	19	7 " 17	195,0	
3	2,0	3,33	0,39	{ 0,31 0,32	+ 3,72	74—80	28	2 " 16 $\frac{1}{2}$	50	259,5	22	8 " 16 $\frac{1}{2}$	202,9	
4	2,5	4,19	0,60	{ 0,54 0,54	+ 4,79	76—84	32	2 " 16 $\frac{1}{2}$	50	306,0	24	8 " 16 $\frac{1}{2}$	226,5	
5	3,0	5,63	0,87	{ 0,89 0,87	+ 6,50	80—89	37	2 " 16 $\frac{1}{2}$	50	389,0	28	8 " 16 $\frac{1}{2}$	236,0	
6	3,5	7,20	1,18	{ 1,38 1,27	+ 8,38	83—94	42	3 " 15	33	470,0	31	8 " 16 $\frac{1}{2}$	267,0	
7	4,0	9,50	1,54	{ 2,05 1,85	+ 11,04	87—100	48	2 " 17	50	531,0	35	7 " 17	278,4	
8*)	4,5	11,88	1,95	{ 3,00 2,68	+ 13,83	92—106	54	3 " 16 $\frac{1}{2}$	33	611,0	40	8 " 17	291,0	
9	5,0	14,25	2,41	{ 4,54 3,80	+ 21,20	100—118	66	3 " 16 $\frac{1}{2}$	33	201,0	48	8 " 17	194,0	
10	5,5	16,63	2,90	{ 6,09 5,05	+ 25,63	104—125	73	3 " 17	33	189,0	52	9 " 17	192,0	
11	6,0	19,00	3,46	{ 7,81 6,30	+ 30,27	108—131	79	3 " 17	33	194,0	56	9 " 17	198,0	
12	6,5	21,73	4,07	{ 10,00 8,05	+ 35,80	112—138	86	4 " 16 $\frac{1}{2}$	25	196,0	60	10 " 17	195,0	
13	7,0	24,48	4,72	{ 12,38 9,93	+ 41,58	117—144	92	4 " 16 $\frac{1}{2}$	25	202,0	65	10 " 17	202,0	
14	7,5	27,83	5,42	{ 15,26 12,33	+ 48,51	122—151	99	4 " 16 $\frac{1}{2}$	25	205,0	70	11 " 17	196,0	
15	8,0	31,17	6,16	{ 18,80 14,65	+ 56,13	126—159	107	4 " 17	25	195,0	74	11 " 17	204,0	
16	8,5	34,70	6,95	{ 22,95 14,80	+ 64,60	167	115	4 " 17	25	193,0				
17	9,0	38,23	7,80	27,40	73,43	175	123	4 " 17	25	202,0				
18	9,5	41,77	8,69	32,45	82,91	182	130	5 " 17	20	191,0				
19	10,0	45,30	9,63	37,60	92,53	189	137	5 " 17	20	195,0				
20	10,5	48,83	10,61	44,00	103,44	197	145	5 " 17	20	197,0				
21	11,0	52,37	11,65	50,60	114,62	204	152	5 " 17	20	203,0				
22	11,5	55,92	12,73	58,20	126,85	212	160	6 " 17	17	194,0				
23	12,0	59,47	13,86	66,60	139,93	220	168	6 " 17	17	196,0				
24	12,5	63,02	15,04	75,80	153,86	228	176	6 " 17	17	201,0				

Die Betoneisen liegen dicht bei dicht.

\*) Bis zu dieser Stützweite nehmen die Eisen allein das Moment Mg. auf.

Lfd. Nr.	Stütz- weite	Mp	Mb	Mg	max M	Bauhöhe H	Betonzugspannung $\sigma_{bz} = 25 \text{ kg/qcm}$ Betondruckspannung							
							$\sigma_{bd} = 30 \text{ kg/qcm}$				$\sigma_{bd} = 40 \text{ kg/qcm}$			
							Decken- stärke cm	Eisenquerschnitt	Eisen- abstand cm	Eisenbean- spruchung kg/qcm	Decken- stärke cm	Eisenquerschnitt	Eisen- abstand cm	Eisenbean- spruchung kg/qcm
1	1,0	1,67	0,10	{ 0,05 0,06	{ 1,77 0,06	68—71	19	2 Prof. 15	50	227,3	16	6 Prof. 15	17	239,2
2	1,5	2,50	0,22	{ 0,14 0,14	{ 2,72 0,14	71—75	23	2 „ 15	50	266,0	19	6 „ 15	17	249,3
3	2,0	3,33	0,39	{ 0,29 0,29	{ 3,72 0,29	74—78	26	2 „ 15	50	332,8	22	6 „ 15	17	270,5
4	2,5	4,19	0,60	{ 0,52 0,49	{ 4,79 0,49	77—82	30	2 „ 15	50	397,0	25	6 „ 15	17	277,2
5	3,0	5,63	0,87	{ 0,87 0,79	{ 6,50 0,79	81—87	35	2 „ 15	50	502,0	29	6 „ 15	17	313,5
6	3,5	7,20	1,18	{ 1,31 1,17	{ 8,38 1,17	84—91	39	2 „ 16 $\frac{1}{2}$	50	512,0	32	6 „ 15	17	373,0
7	4,0	9,50	1,54	{ 1,98 1,74	{ 11,04 1,74	89—97	45	2 „ 16 $\frac{1}{2}$ *)	50	662,0	37	5 „ 16 $\frac{1}{2}$	20	387,0
8	4,5	11,88	1,95	{ 3,07 2,48	{ 16,90 13,83	93—107	55	3 „ 15	33	240,0	41	6 „ 16 $\frac{1}{2}$	17	396,0
9	5,0	14,25	2,41	{ 4,19 3,24	{ 20,85 16,66	96—113	61	3 „ 15	33	249,0	44	6 „ 16 $\frac{1}{2}$	17	470,2
10	5,5	16,63	2,91	{ 5,50 4,22	{ 25,04 19,54	100—118	66	2 „ 17	50	250,0	48	6 „ 16 $\frac{1}{2}$ *)	14	539,0
11	6,0	19,00	3,46	{ 7,12 6,04	{ 29,58 28,50	110—124	72	3 „ 16 $\frac{1}{2}$	33	242,0	58	7 „ 16 $\frac{1}{2}$	14	240,5
12	6,5	21,73	4,07	{ 9,05 7,69	{ 34,85 33,49	115—130	78	3 „ 16 $\frac{1}{2}$	33	245,0	63	6 „ 17	17	242,0
13	7,0	24,48	4,72	{ 11,30 9,39	{ 40,50 38,59	119—136	84	4 „ 15	25	249,0	67	6 „ 17	17	248,0
14	7,5	27,83	5,42	{ 14,10 11,80	{ 47,35 45,05	124—143	91	3 „ 17	33	239,0	72	7 „ 17	14	237,0
15	8,0	31,17	6,16	{ 17,10 14,10	{ 54,43 51,43	129—149	97	3 „ 17	33	244,0	77	7 „ 17	14	242,0
16	8,5	34,70	6,95	{ 20,70 16,92	{ 62,35 58,57	134—156	104	3 „ 17	33	249,0	82	7 „ 17	14	252,0
17	9,0	38,23	7,80	{ 24,72 19,91	{ 70,75 65,94	139—163	111	4 „ 16 $\frac{1}{2}$	25	249,0	87	8 „ 17		238,0
18	9,5	41,77	8,69	{ 29,27 23,61	{ 79,73 74,07	144—170	118	4 „ 16 $\frac{1}{2}$	25	249,0	92	8 „ 17		243,0
19	10,0	45,30	9,63	{ 34,11 27,52	{ 89,04 82,45	149—176	124	4 „ 17	25	240,0	97	8 „ 17		250,0
20	10,5	48,83	10,61	{ 39,75 32,12	{ 99,19 91,56	154—183	131	4 „ 17	25	243,0	102	9 „ 17		244,0
21	11,0	52,37	11,65	{ 45,96 36,91	{ 109,98 100,93	159—190	138	4 „ 17	25	247,0	107	9 „ 17		250,0
22	11,5	55,92	12,73	{ 52,80 42,31	{ 121,45 110,96	164—197	145	4 „ 17	25	248,0	112	10 „ 17		238,0
23	12,0	59,47	13,86	{ 60,35 48,35	{ 133,68 121,68	170—204	152	5 „ 17	20	235,0	118	10 „ 17		242,0
24	12,5	63,02	15,04	{ 68,33 54,35	{ 146,39 132,41	175—211	159	5 „ 17	20	242,0	123	10 „ 17		250,0

Die Betoneisen liegen dicht  
bei dicht.

\*) Bis zu dieser Stützweite nehmen die Eisen allein das Moment Mg. auf.

Tabelle IV.

Lfd. Nr.	Stützweite m	Mp mt	Mb mt	Mg mt	max M mt	Bauhöhe H cm	Betonzugspannung $\sigma_{bz} = 30$ kg/qcm Betondruckspannung							
							$\sigma_{bd} = 35$ kg/qcm				$\sigma_{bd} = 40$ kg/qcm			
							Deckenstärke cm	Eisenquerschnitt	Eisenabstand cm	Eisenbeanspruchung kg/qcm	Deckenstärke cm	Eisenquerschnitt	Eisenabstand cm	Eisenbeanspruchung kg/qcm
1	1,0	1,67	0,10	{ 0,05 0,05 }	{ 1,77 0,05 }	68—70	18	2 Prof. 15	50	255,4	16	3 Prof. 15	33	295,3
2	1,5	2,50	0,22	{ 0,13 0,13 }	{ 2,72 0,13 }	72—73	21	2 „ 15	50	309,0	20	2 „ 16 $\frac{1}{2}$	50	305,5
3	2,0	3,33	0,39	{ 0,27 0,26 }	{ 3,72 0,26 }	75—77	25	2 „ 15	50	345,0	23	3 „ 15	33	328,2
4	2,5	4,19	0,60	{ 0,48 0,45 }	{ 4,79 0,45 }	78—80	28	2 „ 15	50	415,1	26	3 „ 15	33	367,1
5	3,0	5,63	0,87	{ 0,79 0,75 }	{ 6,50 0,75 }	82—84	32	2 „ 15	50	520,0	30	3 „ 15	33	436,0
6	3,5	7,20	1,18	{ 1,24 1,11 }	{ 8,38 1,11 }	85—89	37	2 „ 15*	50	658,9	33	2 „ 17	50	476,0
7	4,0	9,50	1,54	{ 1,98 1,68 }	{ 13,02 1,68 }	90—97	45	2 „ 15	50	293,0	38	3 „ 16 $\frac{1}{3}$ *	33	520,5
8	4,5	11,88	1,95	{ 2,83 2,54 }	{ 16,66 16,37 }	98—103	51	2 „ 16 $\frac{1}{2}$	50	279,0	46	4 „ 15	25	298,0
9	5,0	14,25	2,41	{ 3,93 3,42 }	{ 20,59 20,08 }	102—109	57	2 „ 16 $\frac{1}{2}$	50	283,0	50	3 „ 17	33	286,0
10	5,5	16,63	2,91	{ 5,15 4,53 }	{ 24,69 24,07 }	107—114	62	2 „ 16 $\frac{1}{2}$	50	291,0	55	3 „ 17	33	293,0
11	6,0	19,00	3,46	{ 6,62 5,87 }	{ 29,08 28,33 }	112—119	67	3 „ 15	33	290,0	60	4 „ 16 $\frac{1}{2}$	25	290,0
12	6,5	21,73	4,07	{ 8,50 7,50 }	{ 34,30 33,30 }	117—125	73	3 „ 15	33	292,0	65	6 „ 15	17	282,0
13	7,0	24,48	4,72	{ 10,51 9,18 }	{ 39,71 38,38 }	121—130	78	3 „ 15	33	301,0	69	6 „ 15	17	295,0
14	7,5	27,83	5,42	{ 12,95 11,53 }	{ 46,20 44,78 }	127—136	84	2 „ 17	50	299,0	75	5 „ 16 $\frac{1}{2}$	20	288,0
15	8,0	31,17	6,16	{ 15,82 13,83 }	{ 53,15 51,16 }	132—142	90	3 „ 16 $\frac{1}{2}$	33	291,0	80	5 „ 16 $\frac{1}{2}$	20	292,0
16	8,5	34,70	6,95	{ 19,00 16,55 }	{ 60,65 58,20 }	137—148	96	3 „ 16 $\frac{1}{2}$	33	295,0	85	7 „ 15	14	292,0
17	9,0	38,23	7,80	{ 23,14 19,81 }	{ 69,17 65,84 }	142—155	103	3 „ 16 $\frac{1}{2}$	33	297,0	90	6 „ 16 $\frac{1}{2}$	17	288,0
18	9,5	41,77	8,69	{ 27,19 23,25 }	{ 77,65 73,71 }	147—161	109	4 „ 15	25	300,0	95	6 „ 16 $\frac{1}{2}$	17	292,0
19	10,0	45,30	9,63	{ 31,16 27,19 }	{ 86,09 82,12 }	153—167	115	5 „ 15	20	287,0	101	6 „ 16 $\frac{1}{2}$	17	296,0
20	10,5	48,83	10,61	{ 36,49 31,48 }	{ 95,93 90,92 }	158—173	121	5 „ 15	20	293,0	106	5 „ 17	20	293,0
21	11,0	52,37	11,65	{ 42,11 36,31 }	{ 106,13 100,33 }	163—179	127	5 „ 15	20	295,0	111	7 „ 16 $\frac{1}{2}$	14	290,0
22	11,5	55,92	12,73	{ 48,75 41,40 }	{ 117,40 110,05 }	168—186	134	4 „ 16 $\frac{1}{2}$	25	293,0	116	7 „ 16 $\frac{1}{2}$	17	296,0
23	12,0	59,47	13,86	{ 55,41 47,42 }	{ 128,74 120,75 }	174—192	140	4 „ 16 $\frac{1}{2}$	25	297,0	122	6 „ 17	17	290,0
24	12,5	63,02	15,04	{ 62,81 53,25 }	{ 140,87 131,31 }	179—198	146	4 „ 17	25	283,0	127	6 „ 17	17	294,0

\*) Bis zu dieser Stützweite nehmen die Eisen allein das Moment Mg auf.

Lfd. Nr.	Stützweite m	Erfurter Normen						Berliner Normen						Pohlmandeckel																										
		Träger- abstand cm	Decken- stärke cm	Träger- gewicht t/m	Träger- preis Mk/m	Profil	Träger- abstand cm	Decken- stärke cm	Träger- gewicht t/m	Träger- preis Mk/m	Profil	Träger- abstand cm	Decken- stärke cm	Träger- gewicht t/m	Träger- preis Mk/m	Profil	Träger- abstand cm	Decken- stärke cm	Träger- gewicht t/m	Träger- preis Mk/m																				
1	1,0	30	14	0,22	—	Altschiene	30	21	0,33	—	15	50	20	0,12	31,8	15	50	19	0,12	31,8	15	50	18	0,12	31,8	15	50	16 1/2	15	50	19	0,12	31,8	15	50	19	0,12	31,8		
2	2,0	50	25	0,19	32,3	N. P. 22	50	30	0,22	37,4	16 1/2	50	28	0,16	42,4	15	50	26	0,12	31,8	15	50	25	0,12	31,8	15	50	26	0,12	31,8	15	50	26	0,12	31,8	15	50	26	0,12	31,8
3	3,0	60	32	0,25	42,5	" 29	60	40	0,34	57,8	16 1/2	50	37	0,16	42,4	15	50	35	0,12	31,8	15	50	32	0,12	31,8	15	50	32	0,12	31,8	15	50	32	0,12	31,8	15	50	32	0,12	31,8
4	4,0	60	39	0,38	67,4	" 36	60	51	0,48	82,8	17	50	48	0,19	50,2	16 1/2	50	45	0,16	42,4	15	50	45	0,12	31,8	15	50	45	0,12	31,8	15	50	45	0,12	31,8	15	50	45	0,12	31,8
5	5,0	60	46	0,52	96,1	" 42 1/2	60	60	0,73	135,0	16 1/2	33	66	0,23	60,9	15	33	61	0,18	47,7	16 1/2	33	66	0,23	60,9	15	33	66	0,23	60,9	15	33	66	0,23	60,9	15	33	66	0,23	60,9
6	6,0	60	51	0,64	118,0	" 47 1/2	60	68	0,90	166,0	17	33	79	0,29	76,8	16 1/2	33	72	0,23	60,9	15	33	72	0,23	60,9	15	33	72	0,23	60,9	15	33	72	0,23	60,9	15	33	72	0,23	60,9
7	7,0	60	58	0,84	180,0	" 55	60	77	0,98	181,0	16 1/2	25	92	0,31	82,1	15	25	84	0,235	62,2	15	25	84	0,235	62,2	15	25	84	0,235	62,2	15	25	84	0,235	62,2	15	25	84	0,235	62,2
8	8,0	60	58	1,00	215,0	" 55	50	86	1,16	250,0	17	25	107	0,39	103,0	17	33	97	0,29	76,8	16 1/2	33	97	0,29	76,8	16 1/2	33	97	0,29	76,8	16 1/2	33	97	0,29	76,8	16 1/2	33	97	0,29	76,8
9	9,0	60	58	1,17	257,0	" 55	50	88	1,58	347,5	17	25	123	0,39	103,0	16 1/2	25	111	0,31	82,1	15	25	111	0,31	82,1	15	25	111	0,31	82,1	15	25	111	0,31	82,1	15	25	111	0,31	82,1
10	10,0	60	63	1,18	277,5	Diff. 60B	60	96	1,65	388,0	17	20	189	0,48	127,0	17	25	124	0,39	103,0	15	20	124	0,39	103,0	15	20	124	0,39	103,0	15	20	124	0,39	103,0	15	20	124	0,39	103,0
11	11,0	60	78	1,32	330,0	" 75B	45	100	1,98	475,0	17	20	204	0,48	127,0	17	25	138	0,39	103,0	15	20	138	0,39	103,0	15	20	138	0,39	103,0	15	20	138	0,39	103,0	15	20	138	0,39	103,0
12	12,0	60	78	1,58	403,0	" 75B	45	106	2,11	538,0	17	17	220	0,58	153,5	17	17	152	0,485	128,5	15	17	152	0,485	128,5	15	17	152	0,485	128,5	15	17	152	0,485	128,5	15	17	152	0,485	128,5

Die Formeln zu Nr. 1, 6 und 10, bzw. 5, 9 und 12 stellen hierbei jedesmal Grenzwerte dar, wobei jedoch die der ersten Gruppe nur von theoretischer Bedeutung sind, insofern hier der Eisenquerschnitt  $f_e = 0$  würde. Jedenfalls aber liefern die Formeln mit geringer Betondruckspannung  $\sigma_{bd}$  und kleiner Eisenarmierung die wirtschaftlich vorteilhaftesten Abmessungen; andererseits sind die Formeln mit hoher Betondruckspannung und entsprechend großer Armierung dann anzuwenden, wenn es darauf ankommt, die Konstruktionshöhe möglichst einzuschränken. In den folgenden Tabellen sind nun für verschiedene Stützweiten  $l$  die erforderlichen Größen von  $h$  und  $f_e$  ermittelt worden. Betreffs des Momentes der äußeren Kräfte ist hierbei noch folgendes zu bemerken: Die größten Momente aus der Verkehrslast  $M_p$  wurden aus der „Hütte“ 1905, II. Teil, S. 235 entnommen und auf eine Breite von 1 m reduziert, wobei angenommen wurde, daß sich die Last eines Gleises auf eine Breite von 3,0 m gleichmäßig verteilt. Hierzu kamen noch das Moment  $M_b$  aus dem Gewicht der 35 cm starken Bettung einschließlich des Gleises, das zu 0,77 t/m eingesetzt wurde, sowie das Moment  $M_g$  aus dem Eigengewicht der Betondecke. Was nun das letztere anbelangt, so sind die perforierten Bulbeisen infolge ihrer Biegezugfestigkeit ja imstande, es bis zu einem gewissen Grade ohne Mitwirkung des Betons aufzunehmen, und zwar liegt die Grenze etwa bei einer Stützweite von 4,0—4,5 m. Bis zu dieser Freilänge ist eine Untersteifung der Bulbeisen nicht erforderlich, die Spannungen im Beton resultieren nur aus den Momenten  $M_p$  und  $M_b$ , während zu der Eisenbeanspruchung, die durch diese Momente erzeugt wird, noch die vom Moment  $M_g$  herrührende Spannung zu addieren ist. In den Tabellen sind ferner angegeben die Konstruktionshöhe  $H$ , die Anzahl und Stärke der perforierten Eisen, sowie ihr Abstand  $e$  untereinander, endlich die Eisenbeanspruchung  $\sigma_e$ . Bei beschränkter Konstruktionshöhe kann die Stärke der Bettung um 12 cm auf 23 cm vermindert werden, in diesem Falle wird die angegebene Bauhöhe um dasselbe Maß geringer; bei Aufstellung der Tabellen ist hierauf jedoch keine Rücksicht genommen worden.

Was nun die Wahl der zulässigen Betonzugspannung anbetrifft, so möchte ich — im Gegensatz zu den von der Königl. Eisenbahndirektion Berlin erlassenen Normen — ganz entschieden den diesbezüglichen Ausführungen des Herrn Eisenbahnbau- und Betriebsinspektor Wolff (Zentralblatt der Bauverwaltung 1908, S. 276) beipflichten. Wenn man so weit geht, für das Verhältnis der Elastizitätsmasse des Eisens zu dem des Betons den Wert  $n = 10$  zu setzen, wenn man ferner für Zug und Druck im Beton denselben Elastizitätsmodul annimmt, wenn man ferner der Berechnung die

hohen Einzellasten (!) des preußischen Lastenzuges zugrunde legt, so ist es nicht gerechtfertigt, für die Betonzugspannungen noch eine 1,5 bis 2,5fache Sicherheit vorzuschreiben. Es genügt vielmehr, wenn die errechneten Zugspannungen des Be-

liner Normen gegenübergestellt. Die Profile und Höhe für die letzteren entnahm ich dem Handbuch für Eisenbetonbau Band III, sowie den von der Königl. Eisenbahndirektion Erfurt aufgestellten „Festigkeitsnachweisen für Eisenbahnbrücken aus Walzeisenträgern mit Betonkappen“. Beim Vergleich der verschiedenen Bauweisen wäre noch zu berücksichtigen, daß bei der Rechenmethode der Königl. Eisenbahndirektion Berlin die Last eines Gleises auf eine Breite von 3,50 m verteilt angenommen wird, während bei den Tabellen der Königl. Eisenbahndirektion Erfurt ebenso wie bei den von mir für die Pohlmanndecken aufgestellten diese Verteilung als nur auf eine Breite von 3,0 m wirkend vorausgesetzt wurde.

Ich möchte diese Betrachtungen nicht schließen, ohne wenigstens kurz auf die Art der Ausführung der Pohlmannkonstruktion hingewiesen zu haben. Wie bereits oben erwähnt, sind die Eisen bis zu einer Stützweite von etwa 4,0 m allein imstande, das Eigengewicht der Decke ohne zu große Durchbiegung aufzunehmen. In diesem Falle unterscheidet sich die Art der Ausführung in nichts von der der Trägerdecke, indem die Schalung, wie bei dieser, am einfachsten mittels Hängeeisen aufgehängt wird. Bei größeren Stütz-

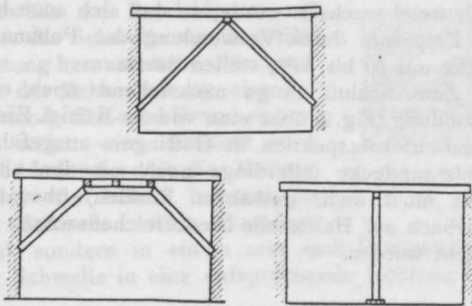


Fig. 1.

tons, die ganz wesentlich höher auskommen, als die tatsächlich vorhandenen, kleiner als die Zugfestigkeit des Materials bleiben. Schließlich noch, wo ist — trotz alledem und alledem — der absolute Beweis dafür erbracht worden, daß die Considèresche Theorie falsch ist?

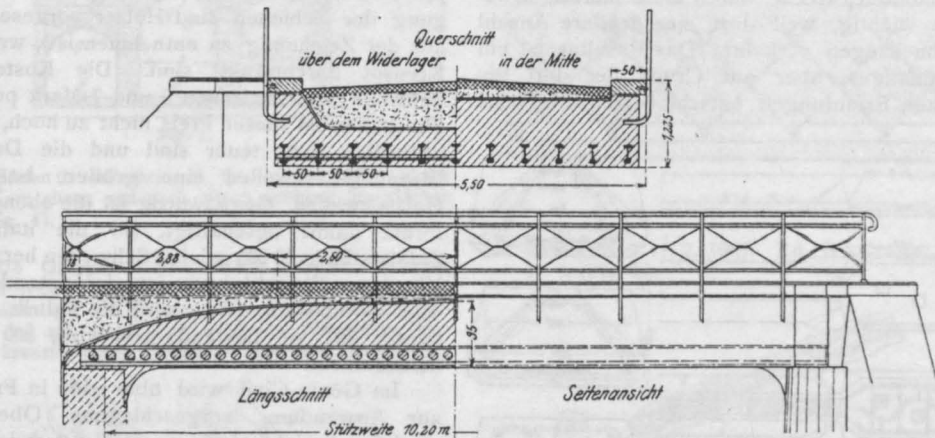


Fig. 2. Überführung des Vierbach (Göttinger Eisenbahnbetriebsinspektion).

Ich würde es jedenfalls für durchaus unbedenklich erachten, einem Beton von zirka 250 kg Druckfestigkeit ohne weiteres eine rechnerische Zugspannung von 25 kg/qcm zuzumuten, und die Erfahrungen mit den nach den Erfurter Normen hergestellten Bauwerken, bei denen der Beton weit höher auf Zug beansprucht wird, ohne daß Risse aufgetreten sind, können wohl als Bestätigung für die Berechtigung dieser Auffassung dienen. In der folgenden Tabelle V habe ich nun die aus den Tabellen II bis IV gewonnenen Ergebnisse für Pohlmanndecken den Überbauten mit Normalprofilträgern nach den Erfurter und Ber-

weiten sind die Eisen bis zur genügenden Erhärtung des Betons provisorisch zu untersteifen. Sofern die unterführte Straße während der Bauausführung nicht für den Verkehr freizuhalten ist, geschieht dies am einfachsten durch Vertikalsteifen, die unter einem Holm unter den Beton-eisen in etwa 1 m Abstand zu stellen sind. Ist dagegen das Anbringen der Steifen nicht an-gängig, so muß der Holm nach den Widerlags-mauern abgesprengt werden, was ebenfalls keine besonderen Schwierigkeiten macht. Die beistehen-den Skizzen (Fig. 1) veranschaulichen verschiedene Ausführungsarten der Absteifung.

Während die Ersparnis bei Verwendung von Pohlmanndecken gegenüber den Bauwerken nach den Berliner Normen (und nur diese beiden dürfen eigentlich miteinander verglichen werden, da die Erfurter Rechnungsart die Betonzugspannungen vollkommen außer Betracht läßt) bei einer Stützweite von 4,0 m erst zirka 26 % beträgt, steigt sie bereits bei 5,0 m Stützweite auf zirka 38 %<sub>0</sub> um bei 9,0 m Stützweite auf zirka 52 %<sub>0</sub> anzuwachsen. Die Ersparnis bei der Pohlmanndecke mit beschränkter Konstruktionshöhe, sofern überhaupt eine vorhanden ist, ist naturgemäß viel geringer. Sie beträgt bei den Bauwerken von 5,0–7,0 m Stützweite etwa 9 %<sub>0</sub>, wächst dann aber immerhin bei 9,0 m Stützweite auf etwa 29 %<sub>0</sub>, bei 12,0 m Stützweite auf etwa 39 %<sub>0</sub>. Hierbei

ist aber zu beachten, daß die Pohlmanndecke im Mittel um etwa 10 cm niedriger konstruiert ist als die Trägerdecke und daß die Kosten der letzteren, wollte man ihre Konstruktionshöhe — etwa durch Verwendung von Greyträgern — um dieses Maß einschränken, ganz bedeutend wachsen würde, so daß sich auch hier die Ersparnis durch Verwendung der Pohlmanndecke auf 30 bis 50 % stellen dürfte.

Zum Schluß möge nachstehend noch eine Abbildung (Fig. 2) über eine von der Königl. Eisenbahnbetriebsinspektion in Göttingen ausgeführte Pohlmanndecke (allerdings noch mit den alten, jetzt nicht mehr gewalzten Profilen) über den Vierbach auf Haltestelle Niederreichensachsen gebracht werden.

## EISENBAHNSCHWELLEN AUS ARMIERTEM BETON.

Bekanntlich stehen in Italien eine größere Anzahl von Schwellen aus armiertem Beton in Verwendung, insbesondere aber auf der Strecke von Cona nach Castellamare Adriatico. Auf dieser letztgenannten Strecke waren die Erfahrungen besonders wichtig, weil dort eine größere Anzahl von Schnellzügen verkehrt. Das Resultat ist ein sehr günstiges, aber auf Grund der dort gesammelten Erfahrungen entschloß sich die Firma

perzentuell geringer ist, aber über den Querschnitt besser verteilt ist\*).

Das Gewicht einer Schwelle ist etwa 130 kg, der Beton ist eine Mischung von 450 kg Zement pro cbm Sand und Steinschlag. Für die Befestigung der Schienen sind Hölzer vorgesehen (wie aus der Zeichnung zu entnehmen ist), welche mit Kreosot durchtränkt sind. Die Kosten einer Schwelle sind zwischen 6 und 7 Mark pro Stück. Für Italien ist dieser Preis nicht zu hoch, da Holzschwellen sehr teuer sind und die Dauer der Eisenbetonschwellen eine größere ist als bei Holzschwellen. Gegenwärtig ist die obengenannte Firma damit beschäftigt, für die italienischen Staatsbahnen 60 000 solcher Schwellen herzustellen. Mit ihren Einrichtungen ist sie imstande, 50 pro Tag zu machen, doch wird die Fabrik erweitert derart, daß sie imstande sein wird, 300 pro Tag herzustellen.

Im Génie Civil wird über eine in Frankreich zur Anwendung vorgeschlagene Oberbaukonstruktion berichtet, wie sie in Fig. 2 ersichtlich ist. Die Eisenbetonschwelle ist eine umgekehrte Plattenbalkenkonstruktion mit Rippen unterhalb der Schienen und in der Mitte; ihr Gewicht ist 120 kg. (Einzelheiten sind aus der Abbildung zu entnehmen.)

Schließlich sei auf ein neues Patent verwiesen, welches unter D. R. P. Nr. 198 504 von Michael Dolecsko in Budapest erlangt worden ist, bei welchem die Schienen durch Schrauben befestigt werden, deren Muttern in die Schwelle eingesetzt sind. Es ist ein Nachteil solcher Schwellen, sagt die Patentschrift, daß die in den Beton eingebetteten Schraubenmutter bei Schadhafwerden nur schwer und unter teilweiser Zerstörung des Betonkörpers entfernt werden konnten.

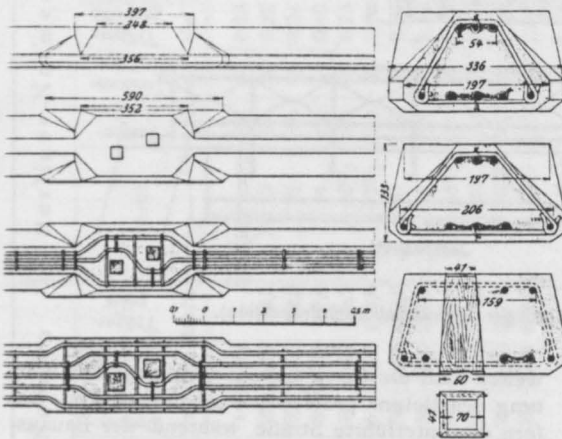


Fig. 1.

Gabellini in Rom zu einer Änderung in der Armierung der Schwellen. Der neue Querschnitt ist aus Fig. 1 zu ersehen, und die Armatur unterscheidet sich von der früheren dadurch, daß sie

\*) Wir entnehmen die Angaben und die Zeichnungen der in London erscheinenden Zeitschrift „Concrete and Constructional Engineering.“



Bei der vorliegenden Erfindung dagegen kann die Mutter beim Bruch der Schraube oder beim Verderben des Gewindes leicht ausgewechselt werden, ohne den Betonkörper der Schwelle zu beschädigen und ohne die Schwelle aus ihrer Einbettung herauszuheben, wodurch bei der Bahnerhaltung eine bedeutende Zeit- und Kostenersparnis erzielt wird. Erreicht wird dies dadurch, daß die Muttern nicht, wie bisher bekannt, in der Schwelle selbst ausgelegt sind, sondern in einem erst nach Fertigstellung der Schwelle in eine entsprechende Höhlung ein-

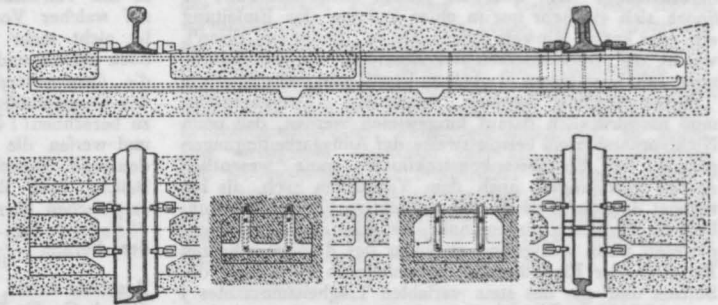


Fig. 2.

gebrachten, zylindrischen Block, welcher durch besondere Befestigungsmittel gehalten wird.

### MITTEILUNGEN ÜBER PATENTE.

In Deutschland erteilte Patente.

Gruppe 3 Nr. 198 186 vom; 24. 11. 1906. Chr. Bürker in Cöln.

Stufensteg zur Herstellung von Betondecken mit Hohlräumen von regelbarer Höhe, dadurch gekennzeichnet,

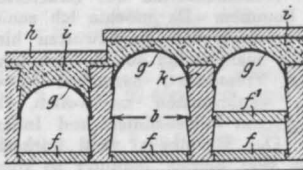


Fig. 1.

daß die Stufen b an einem in der ganzen Höhe gleich breiten Kern sitzen und nach innen geneigte Steigflächen haben (Fig. 1).

Klasse 37b Gruppe 2 Nr. 198 603 vom 11. 12. 1906, Karl Weber, Halle a. S.

Metalleinlage für Eisenbetonkörper, dadurch gekennzeichnet, daß auf einem mit seitlichen Eindrücken versehenen, kranzförmigen Metallstab bekannter Ausführung

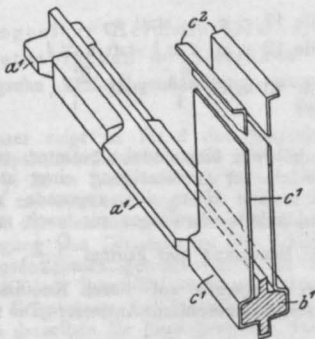


Fig. 2.

in dessen Ausnehmungen Scherbügel mit federnden, die Kreuzarme übergreifenden Schenkeln aufgeklemmt sind, deren Breite der Länge der Ausnehmung gleich ist (Fig. 2).

Nr. 22. Philipp Krebs, Frankfurt a. M.

Verfahren zur Befestigung von Holzfußböden auf Eisenbetondecken.

In Amerika neu patentierte Eiseneinlagen.

Nr. 407 281 vom 12. 07. John A. Whiteacre, Canton, Ohio (Fig. 3).

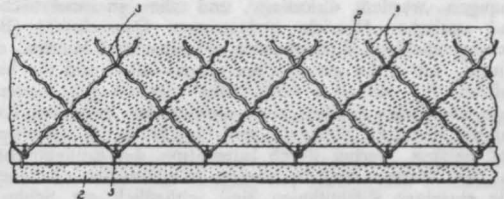


Fig. 3.

Nr. 356 686 vom 11. 2. 1907. Ed. W. Crane, Newark, N. J. (Fig. 4).

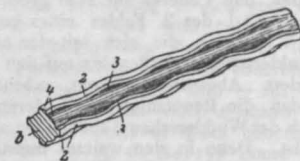


Fig. 4.

### BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Dr.-Ing. Arthur Lederer, Analytische Ermittlung und Anwendung von Einflußlinien einiger im Eisenbetonbau häufig vorkommender statisch unbestimmter Träger. Herausgegeben von Rud. Wollé, Zementbaugeschäft, Leipzig. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin. Preis M 4,20; geb. M 5,—.

Der Titel des Werkes verleitet unwillkürlich zu der Annahme, daß der Verfasser in seiner Arbeit die Besonderheiten der Eisenbetonkonstruktionen in irgend einer Weise

berücksichtigt hat. Dies ist jedoch nicht der Fall; es findet sich vielmehr nur in einer Fußnote der Einleitung ein ganz kurzer Hinweis auf Artikel in „Beton und Eisen“, welche die Anwendbarkeit der Resultate, die auf Berechnung mit konstantem  $E \cdot J$  ( $E =$  Elastizitätskoeffizient,  $J =$  Trägheitsmoment) beruhen, behandeln. Demgegenüber muß nachdrücklich darauf hingewiesen werden, daß beim Nichtvorhandensein beispielsweise der Auflagerbedingungen gerade bei Eisenbetonkonstruktionen ganz wesentlich andere Spannungen, auch dem Vorzeichen nach, als berechnet entstehen, denen der vorsichtige Konstrukteur unbedingt Rechnung tragen muß. Es wäre daher erwünscht gewesen, wenn wenigstens an einem der durchgerechneten Beispiele der Einfluß einer verschiedenen Höhenlage der Stützen und der des stets variablen Trägheitsmomentes  $J$  gezeigt worden wäre, ähnlich wie dies in meinem Aufsatz über kontinuierliche Balken (Jahrgang 1906 von „Beton und Eisen“) geschehen ist.

Das Buch behandelt in logischer und konsequenter Entwicklung den kontinuierlichen Träger mit 2 und 3 gleichen Öffnungen, sowie den horizontal eingespannten Träger, sämtliche in ausführlicher Weise, für den kontinuierlichen Träger mit 2 und 3 ungleichen Öffnungen werden die Gleichungen der Einflußlinien der Stützenmomente abgeleitet. Außerdem wird an verschiedenen Beispielen die Anwendung der abgeleiteten Formeln sowie der Tabellen gezeigt. Von der Clapeyronschen Dreimomentengleichung ausgehend, entwickelt Lederer nacheinander die Gleichungen der Einflußlinien der Stützenmomente, der Momente in einem beliebigen Trägerquerschnitt, der Auflagerreaktionen und der Querkräfte für einen beliebigen Querschnitt. Die einzelnen Gleichungen werden diskutiert und die in analytischer und statischer Hinsicht bedeutsamen Querschnitte (Belastungsscheiden, Wendepunkte, Maxima und Minima) ermittelt, sowie die gefährlichen Querschnitte und die hier auftretenden Momente festgestellt. Sodann geht Lederer dazu über, den Einfluß einer gleichmäßig verteilten Last auf die einzelnen Momente und Querkräfte zu behandeln und gelangt hierbei durch Integration der Einflußflächen zu den Werten der bekannten Winklerschen Tabellen. Die einzelnen Einflußlinien sind schließlich am Schlusse des Buches graphisch aufgetragen und die Größen der Ordinaten in Abständen von 0,10 l zahlenmäßig angegeben worden. Ebenso finden sich hier die Werte  $\max M_p$  und  $\min M_p$  für gleichmäßig verteilte Last und  $M_g$  für Totalbelastung zusammengestellt. Hierbei möge erwähnt werden, daß Lederer auf zwei grobe Fehler stößt (Moment bei 0,10 l des 2. Feldes eines kontinuierlichen Balkens auf 4 Stützen), die sich seit der ersten Herausgabe der Winklerschen Tabellen bis auf den heutigen Tag in diesen finden. Abgesehen hiervon, möchte ich jedoch bezweifeln, daß die Benutzung des Ledererschen Buches dem Gebrauch der Winklerschen Tabellen im allgemeinen vorzuziehen ist. Denn in den weitaus meisten Fällen der Praxis wird es genügen, den Einfluß gleichmäßig verteilter Lasten, den die Tabellen von Winkler ja erschöpfend behandeln, zu verfolgen. Da jedoch, wo es unbedingt erforderlich ist, die Wirkung von Einzelasten zu berücksichtigen, wird man die Lederersche Arbeit mit Erfolg benutzen, ebenso auch bei der Berechnung des horizontal eingespannten Trägers.

Unter den Beispielen befindet sich auf Seite 64 ff. eine durchgehende Platte, die als kontinuierlicher Träger auf 4 Stützen berechnet wird. Diese Berechnungsart ist zwar nach den preußischen Vorschriften vom 24. Mai 1907 zulässig, doch stehen ihr meines Erachtens die bereits eingangs dieser Besprechung kurz erwähnten schweren Bedenken betreffs Erfüllung der zugrunde gelegten Auflagerbedingungen gegenüber. Denn es ist ohne weiteres klar, daß bei den verschiedenartigen Belastungszuständen die Durchbiegungen der für die Deckenplatten die Stützen bildenden Balken untereinander verschieden sein werden,

so daß von einer gleichmäßigen Höhenlage der Stützen, auf welcher Voraussetzung die ganze Theorie aufgebaut ist, nicht mehr die Rede sein kann. Seien wir deshalb doch ehrlich und bekennen, daß wir nicht imstande sind, die durchgehende Platte — die häufigste Konstruktion des Eisenbetonbaues — nach einer einwandfreien Theorie zu berechnen! Ziehen wir ferner die Konsequenz hieraus und werfen die komplizierte, unnütze Zeitvergeudung bedeutende Berechnung der Platte als kontinuierlichen Balken über Bord und begnügen uns mit einfachen empirischen Formeln! Ich will hier natürlich nicht etwa

der Formel  $\frac{Q \cdot l}{10}$  das Wort reden, die viel zu ungünstige

Resultate liefert, wie dies z. B. die bekannten Versuche der A.-G. für Beton- und Monierbau (s. Deutsche Bauzeitung 1907) gezeigt haben. Ein Moment von  $\frac{Q \cdot l}{18}$ \*) für Mittel-

und von  $\frac{Q \cdot l}{12}$  für Endfelder dürfte zulässig sein, wobei nicht unerwähnt bleiben möge, daß die Berechnung als kontinuierlicher Träger bei geringer Nutzlast und großen Feldweiten noch erheblich kleinere Momente liefert ( $p = 250 \text{ kg/qm}$ ,  $l = 3,0 \text{ m}$  gibt z. B. für das Mittelfeld etwa  $M = \frac{Q \cdot l}{22,5}$ ).

Nach dieser Abschweifung vom eigentlichen Thema zu einer Frage, die mir — wie ich gestehen muß — sehr am Herzen liegt, will ich noch in Kürze auf einige — sagen wir — Außerlichkeiten des Ledererschen Buches zu sprechen kommen. Da möchte ich zunächst auf die unnötige Verwendung von Fremdwörtern hinweisen, die mir stellenweise unangenehm auffiel. Ich bin weit davon entfernt, jedes Fremdwort, besonders in der Sprache der Technik, verdeutschten zu wollen, aber ist es wirklich nötig, von Influenzlinien und Inflexionspunkten zu sprechen? Die Signatur ist wohl konsequent gewählt worden, doch sind hierbei mitunter so komplizierte Be-

zeichnungen ( $\max M_{ul} - x_{\max} \max M - \mu_{\max} x_{\max}$ ) entstanden, daß wohl zu überlegen wäre, ob diese sich nicht vereinfachen ließen. Zum Schluß sei noch auf eine ganze Anzahl von Druckfehlern aufmerksam gemacht, auf die ich bei der Durcharbeitung des Buches gestoßen bin. Es muß heißen auf

Seite 6 Zeile 11 v. o.  $\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{3\mu}{4l^2} \cdot 2x = 0$  statt

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{3\mu}{4l^2} + 2x = 0,$$

Seite 7 Zeile 17 v. o.  $a_2$  statt  $a_3$

Seite 10 Zeile 12 v. u.  $x = 1$  statt  $x = 1,$

Seite 24 Zeile 13 v. o.  $\frac{9l_3'}{1}$  statt  $\frac{9l_3'}{1}$ ,

\*) Ein höherer Gemeindebaubeamter, mit dem ich einmal anlässlich der Genehmigung einer statischen Berechnung über die Höhe des zugrunde zu legenden Moments verhandelte, bewilligte mir nach manchem Hin und Her die Benutzung der Formel  $\frac{Q \cdot l}{17}$ . Auf meine Frage, wieso er gerade auf diesen Koeffizienten käme, erfolgte die schier Salomonische Antwort: „Die ministeriellen Bestimmungen schreiben  $\frac{Q \cdot l}{10}$  vor, Sie wollen die Decken als vollständig eingespannt mit  $\frac{Q \cdot l}{24}$  berechnen, das arithmetische Mittel aus 10 und 24 ist aber 17, ergo . . .“ Dies ist eine wahre Geschichte und — leider — kein Witz!

berücksichtigt hat. Dies ist jedoch nicht der Fall; es findet sich vielmehr nur in einer Fußnote der Einleitung ein ganz kurzer Hinweis auf Artikel in „Beton und Eisen“, welche die Anwendbarkeit der Resultate, die auf Berechnung mit konstantem  $E \cdot J$  ( $E =$  Elastizitätskoeffizient,  $J =$  Trägheitsmoment) beruhen, behandeln. Demgegenüber muß nachdrücklich darauf hingewiesen werden, daß beim Nichtvorhandensein beispielsweise der Auflagerbedingungen gerade bei Eisenbetonkonstruktionen ganz wesentlich andere Spannungen, auch dem Vorzeichen nach, als berechnet entstehen, denen der vorsichtige Konstrukteur unbedingt Rechnung tragen muß. Es wäre daher erwünscht gewesen, wenn wenigstens an einem der durchgerechneten Beispiele der Einfluß einer verschiedenen Höhenlage der Stützen und der des stets variablen Trägheitsmomentes  $J$  gezeigt worden wäre, ähnlich wie dies in meinem Aufsatz über kontinuierliche Balken (Jahrgang 1906 von „Beton und Eisen“) geschehen ist.

Das Buch behandelt in logischer und konsequenter Entwicklung den kontinuierlichen Träger mit 2 und 3 gleichen Öffnungen, sowie den horizontal eingespannten Träger, sämtliche in ausführlicher Weise, für den kontinuierlichen Träger mit 2 und 3 ungleichen Öffnungen werden die Gleichungen der Einflußlinien der Stützmomente abgeleitet. Außerdem wird an verschiedenen Beispielen die Anwendung der abgeleiteten Formeln sowie der Tabellen gezeigt. Von der Clapeyronischen Dreimomentengleichung ausgehend, entwickelt Lederer nacheinander die Gleichungen der Einflußlinien der Stützmomente, der Momente in einem beliebigen Trägerquerschnitt, der Auflagerreaktionen und der Querkräfte für einen beliebigen Querschnitt. Die einzelnen Gleichungen werden diskutiert und die in analytischer und statischer Hinsicht bedeutsamen Querschnitte (Belastungsscheiden, Wendepunkte, Maxima und Minima) ermittelt, sowie die gefährlichen Querschnitte und die hier auftretenden Momente festgestellt. Sodann geht Lederer dazu über, den Einfluß einer gleichmäßig verteilten Last auf die einzelnen Momente und Querkräfte zu behandeln und gelangt hierbei durch Integration der Einflußflächen zu den Werten der bekannten Winklerschen Tabellen. Die einzelnen Einflußlinien sind schließlich am Schlusse des Buches graphisch aufgetragen und die Größen der Ordinaten in Abständen von 0,10 l zahlenmäßig angegeben worden. Ebenso finden sich hier die Werte  $\max M_p$  und  $\min M_p$  für gleichmäßig verteilte Last und  $M_g$  für Totalbelastung zusammengestellt. Hierbei möge erwähnt werden, daß Lederer auf zwei grobe Fehler stößt (Moment bei 0,10 l des 2. Feldes eines kontinuierlichen Balkens auf 4 Stützen), die sich seit der ersten Herausgabe der Winklerschen Tabellen bis auf den heutigen Tag in diesen finden. Abgesehen hiervon, möchte ich jedoch bezweifeln, daß die Benutzung des Ledererschen Buches dem Gebrauch der Winklerschen Tabellen im allgemeinen vorzuziehen ist. Denn in den weitaus meisten Fällen der Praxis wird es genügen, den Einfluß gleichmäßig verteilter Lasten, den die Tabellen von Winkler ja erschöpfend behandeln, zu verfolgen. Da jedoch, wo es unbedingt erforderlich ist, die Wirkung von Einzellasten zu berücksichtigen, wird man die Lederersche Arbeit mit Erfolg benutzen, ebenso auch bei der Berechnung des horizontal eingespannten Trägers.

Unter den Beispielen befindet sich auf Seite 64 ff. eine durchgehende Platte, die als kontinuierlicher Träger auf 4 Stützen berechnet wird. Diese Berechnungsart ist zwar nach den preußischen Vorschriften vom 24. Mai 1907 zulässig, doch stehen ihr meines Erachtens die bereits eingangs dieser Besprechung kurz erwähnten schweren Bedenken betreffs Erfüllung der zugrunde gelegten Auflagerbedingungen gegenüber. Denn es ist ohne weiteres klar, daß bei den verschiedenartigen Belastungszuständen die Durchbiegungen der für die Deckenplatten die Stützen bildenden Balken untereinander verschieden sein werden,

so daß von einer gleichmäßigen Höhenlage der Stützen, auf welcher Voraussetzung die ganze Theorie aufgebaut ist, nicht mehr die Rede sein kann. Seien wir deshalb doch ehrlich und bekennen, daß wir nicht imstande sind, die durchgehende Platte — die häufigste Konstruktion des Eisenbetonbaues — nach einer einwandfreien Theorie zu berechnen! Ziehen wir ferner die Konsequenz hieraus und werfen die komplizierte, unnütze Zeitvergeudung bedeutende Berechnung der Platte als kontinuierlichen Balken über Bord und begnügen uns mit einfachen empirischen Formeln! Ich will hier natürlich nicht etwa

der Formel  $\frac{Q \cdot 1}{10}$  das Wort reden, die viel zu ungünstige

Resultate liefert, wie dies z. B. die bekannten Versuche der A.-G. für Beton- und Monierbau (s. Deutsche Bauzeitung 1907) gezeigt haben. Ein Moment von  $\frac{Q \cdot 1}{18}$ \*) für Mittel-

und von  $\frac{Q \cdot 1}{12}$  für Endfelder dürfte zulässig sein, wobei

nicht unerwähnt bleiben möge, daß die Berechnung als kontinuierlicher Träger bei geringer Nutzlaut und großen Feldweiten noch erheblich kleinere Momente liefert ( $p = 250$  kg/qm,  $l = 5,0$  m gibt z. B. für das Mittelfeld etwa  $M = \frac{Q \cdot 1}{22,5}$ ).

Nach dieser Abschweifung vom eigentlichen Thema zu einer Frage, die mir — wie ich gestehen muß — sehr am Herzen liegt, will ich noch in Kürze auf einige — sagen wir — Außerlichkeiten des Ledererschen Buches zu sprechen kommen. Da möchte ich zunächst auf die unnötige Verwendung von Fremdwörtern hinweisen, die mir stellenweise unangenehm auffiel. Ich bin weit davon entfernt, jedes Fremdwort, besonders in der Sprache der Technik, verdedenchen zu wollen, aber ist es wirklich nötig, von Influenzlinien und Inflexionspunkten zu sprechen? Die Signatur ist wohl konsequent gewählt worden, doch sind hierbei mitunter so komplizierte Bezeichnungen ( $\max M_{u1} - x_{\max} \max M - \mu_{\max} y_{\max}$ ) entstanden, daß wohl zu überlegen wäre, ob diese sich nicht vereinfachen ließen. Zum Schluß sei noch auf eine ganze Anzahl von Druckfehlern aufmerksam gemacht, auf die ich bei der Durchsicht des Buches gestoßen bin. Es muß heißen auf

Seite 6 Zeile 11 v. o.  $\frac{d^2 y}{d x^2} = \frac{3 \mu}{4 l^2} \cdot 2 x = 0$  statt

$$\frac{d^2 y}{d x^2} = \frac{3 \mu}{4 l^2} + 2 x = 0,$$

Seite 7 Zeile 17 v. o.  $a_2$  statt  $a_3$

Seite 10 Zeile 12 v. u.  $x = 1$  statt  $x = 1,$

Seite 24 Zeile 13 v. o.  $\frac{\mathcal{R}'_3}{1}$  statt  $\frac{\mathcal{R}'_3}{i},$

\*) Ein höherer Gemeindebaubeamter, mit dem ich einmal anlässlich der Genehmigung einer statischen Berechnung über die Höhe des zugrunde zu legenden Moments verhandelte, bewilligte mir nach manchem Hin und Her die Benutzung der Formel  $\frac{Q \cdot 1}{17}$ . Auf meine

Frage, wieso er gerade auf diesen Koeffizienten käme, erfolgte die schier Salomonische Antwort: „Die ministeriellen

Bestimmungen schreiben  $\frac{Q \cdot 1}{10}$  vor, Sie wollen die Decken

als vollständig eingespannt mit  $\frac{Q \cdot 1}{24}$  berechnen, das arith-

metische Mittel aus 10 und 24 ist aber 17, ergo . . .“ Dies ist eine wahre Geschichte und — leider — kein Witz!

Seite 31 Zeile 15 v. u.  $\frac{M_b \cdot a + M_a \cdot b}{1}$  statt  $\frac{M \cdot a + M_a \cdot b}{1}$ ,

Seite 41 Zeile 11 v. o.  $A_1 = \frac{P \cdot x}{1} - \frac{9M_1}{41}$  statt  $A_1 = P \cdot x - \frac{9M_1}{41}$ ,

Seite 51 Zeile 5 v. u.  $\int_0^1 -\frac{\mu}{151^2} (71^2 x - 121 x^2 + 5x^3) dx$  statt

$$\int_0^1 -\frac{\mu}{151^2} (71^2 x - 121 x^2 + 5x^3),$$

Seite 53 Zeile 13 v. u. (28) und (31) statt (29) und (30),  
Seite 54 Zeile 18 v. o. (31) statt (30),

Seite 55 Zeile 17 v. u.  $F_4 = -\int_0^1$  statt  $F_4 = \int_0^1$

Seite 58 Zeile 8 v. u. Für  $\mu = 0$  statt Für  $\mu = 1$ ,  
Seite 67 Zeile 4 v. u. Achse statt Asche,

Seite 76 Zeile 15 v. o.  $x = \frac{\mu - 1 \pm (3\mu - 1)}{2(2\mu - 1)} l$  statt  $x = \frac{\mu - 1 \pm (3\mu - 1)}{2(2\mu - 1)}$ ,

Seite 80 Zeile 6 v. u.  $F_2 = 1^2$  [...] statt  $F_2 = -1^2$  [...],  
Seite 83 Zeile 3 v. u. 27 600 kgm statt 27 600 kgm,

Seite 85 Zeile 10 v. o.  $A_1 P = 10 000 \cdot \frac{20}{27}$  statt  $A_1 P = 100 000 \cdot \frac{20}{27}$ .

Außerdem ist in dem Beispiel auf Seite 67 ein Rechenfehler enthalten. Auf Zeile 15 v. u. muß es heißen  $M_{0,41} = 0,07 \cdot 6800 \cdot 13,5^2$  statt  $M_{0,41} = 0,08 \cdot 6800 \cdot 13,5^2$ .

Dadurch ändert sich mit dem Resultat von  $M_{0,41}$  auch das von  $\max M_{0,40t}$ , und zwar auf 17 803 500 kgcm.

Berlin, im Juli 1908.

Dipl.-Ing. G. Kaufmann.

Diplom-Ingenieur Hermann Dewitz, Der Bau von Betonbrücken mit Gelenken. 2. Auflage. Helwingsche Verlagsbuchhandlung, Hannover 1908. Preis M. 2,50.

Verfasser zeigt an Hand des Beispiels einer einseitigen Hauptbahnbrücke von 100 m Länge und 3 Öffnungen von je 28 m Lichtweite die Berechnung des Dreigelenkbogens mit Heranziehung aller in Betracht kommenden, auch oft der elementarsten Teile der Festigkeitslehre. Nach Festlegung der Dimensionen des Objektes werden die Belastungsannahmen getroffen und die vorkommende Mobilast auf den Beton-Belastungsgleichwert reduziert. Nach kurzer Erläuterung des Begriffes Stützlinie wird die Konstruktion derselben für Eigengewichts-, voll- und halbseitige Last, sowie deren Festlegung durch das analytische Verfahren angestellt. Nach Behandlung der Einflußlinien für Horizontalschub, Querkraft und Moment, folgt Feststellung der Lastscheiden der Randspannungen mittels Kernpunkt und Kämpferdrucklinie, sowie Berechnung der Kernmomente und der Randspannungen. Widerlager- und

Mittelpfeileruntersuchungen mit elementaren Ermittlungen des Erddruckes, Berechnung der Gelenke nach Köpke vervollständigen den Inhalt des Teiles, der die Grundzüge der Berechnung des Dreigelenkbogens enthält, für die Berechnung des Lehrgerütes ist die Konstruktion der Belastungsfläche, der Stützen usw. vorgesehen. Zweckmäßig wäre auch gewesen, etwas über die gebräuchliche Lehrbinderentfernung, Felgenberechnung usw. zu sagen. Das vorliegende Werkchen kann als gutes Repetitorium und Übungsbeispiel für Studierende angesehen werden; der entwerfende Betonbau-Ingenieur, der in die Lage kommt, eine Betongelenkbrücke zu projektieren, verfügt wohl gewöhnlich über alle in dem Buche niedergelegten Kenntnisse im voraus. —

Düsseldorf.

Dr.-Ing. Mautner.

Robert Scherer, Der Magnesit, sein Vorkommen, seine Gewinnung und technische Verwertung. A. Hartlebens Verlag, Wien und Leipzig 1908. Preis M. 4,—.

Das Buch enthält eine Beschreibung des Magnesits, seiner Gewinnung und seines Vorkommens, ebenso eine Zusammenstellung seiner verschiedenen Verwendungsgebiete. Ein Kapitel des Buches enthält sehr interessante Mitteilungen über Kunststeinfabrikation, Kunstmarmor und anderes.

## ZEITSCHRIFTENSCHAU

von Anfang Mai bis Ende August 1908.

Zusammengestellt von Ingenieur F. l'Allemand.

### I. Theorie und Versuchswesen.

#### 1. Versuche.

Dr.-Ing. v. Emperger: Welchen Querverband bedarf eine Eisensäule? (Beton u. Eisen Nr. 6). — Ing. Blodnig: Vergleichende Bruchversuche mit Probeobjekten aus Eisenbeton unter Verwendung des Königshofer Schlacken-zementes (Nr. 7).

R. V. Woods: Test of a reinforced concrete panel (Cement Age Nr. 4). — The fire proofing properties of concrete (Nr. 6).

D. C. Webb: Tests on coral sand and rock with reference to their use in concrete (Engineering News Nr. 20). — Tests of rusting of steel rods embedded in concrete (Nr. 20). — Tests with culvert pipes of reinforced concrete (Engineering Record Nr. 16). — S. E. Thompson: Permeability tests of concrete with the addition of hydrated lime (Nr. 26). — M. O. Whitey: Tests of bond in reinforced concrete beams (Nr. 26). — R. L. Humphrey: Tests of plain concrete beams at St. Louis (Nr. 2). — H. C. Berry: Some tests of concrete beams under oft repeatet loading (Nr. 4). — A test of large reinforced concrete beams (Nr. 5).

#### 2. Besprechung von Versuchen.

Ing. Graf: Die Ergebnisse neuerer Versuche mit Eisenbetonbalken im Vergleich mit den amtlichen preußischen „Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten“ (Beton und Eisen Nr. 8—10). — Prof. Dr. v. Thullie: Hardings Versuche mit Eisenbetonbalken (Nr. 10).

Prof. Birk: Neuere Versuche mit Königshofer Schlackenzement (Rundschau f. Technik u. Wirtschaft Nr. 8). — Prof. Dr. Hess: Versuchswesen auf dem Gebiete des Eisenbetons (Nr. 10).

Dr.-Ing. Weiske: Einfluß der Sicherung des Verbundes auf die Bruchfestigkeit der Eisenbetonträger nach Versuchen von C. v. Bach (Zement u. Beton Nr. 17). —

Immunity from rusting of reinforced steel in concrete (Engineering News Nr. 20).

### 3. Theoretische Abhandlungen.

Prof. Dr.-Ing. Reißner: Über die Spannungsverteilung in zylindrischen Behälterwänden (Beton u. Eisen Nr. 6). — Ing. Will: Zur Berechnung doppelt armierter Betonbalken (Nr. 8). — Gottschalk: Analytische Berechnung von Kuppelgewölben (Nr. 8). — Doucas: Der Gleitwiderstand bei den Verbundkörpern (Nr. 9). — Ing. Turley: Die Durchbiegung von Eisenbetonbalken (Nr. 9). — Ing. Bielauff: Berechnung der Wandungen zylindrischer Reservoirs (Nr. 9). — Ing. Manitius: Ein Beitrag zur statischen Berechnung von mit sich kreuzenden Eiseneinlagen versehenen rechteckigen Betonplatten (Nr. 10). — Ing. Gaugusch: Genaue Ermittlung der Momente von kontinuierlichen Eisenbetonplatten (Nr. 10).

Dipl.-Ing. Haimovici: Biegemomente und Scherkräfte (Betonzeitung Nr. 13).

Prof. Mörsch: Über die Vorschriften für Eisenbetonbauten (Deutsche Bauzeitung Nr. 9—10). — Dr.-Ing. Mautner: Zur Berechnung von Eisenbetonzugringen und wagrecht gebogenen Balken (Nr. 11—13). — Dr.-Ing. Kögler: Das Einspannungsmoment bei Platten und Balken aus Eisenbeton (Nr. 12).

Ing. Böhm: Beitrag zur Berechnung von Eisenbeton-Bogendecken (Neudeutsche Bauzeitung Nr. 20).

Prof. Melan: Die österr. Vorschriften für Eisenbetonbauten (Rundschau f. Technik u. Wirtschaft Nr. 8).

Landmann: Über die Herstellung von Tabellen zur bequemen Berechnung von Platten und Plattenbalken in Eisenbeton mit und ohne Berücksichtigung von Betonspannungen (Nr. 9—11).

Prof. Schüle: Über Vorschriften für armierten Beton (Schweiz. Bauzeitung Nr. 21).

Prof. Ramisch: Berechnung des Seitendruckes bei Silowänden (Zement u. Beton Nr. 19).

Dr. Ing. Heß: Beitrag zur Berechnung von Eisenbetonplatten (Nr. 20). — Böhm: Eisenbetonunterzüge als Plattenbalken (Nr. 27). — Prof. Ramisch: Zur Berechnung von Eisenbetonplatten durch Schätzen. — Dr.-Ing. Weiske: Beitrag zur Berechnung der Stützmauern (Nr. 32).

Haberhalt: Die österr. Vorschriften über die Herstellung von Tragwerken aus Eisenbeton (Zentralblatt der Bauverw. Nr. 33).

Ing. Guidi: Sul calcolo della trave continua (Il Cemento Nr. 6).

H. A. Petterson: The design of retaining walls (Eng. Record Nr. 24—25).

### II. Baustoffe und Vermischtes.

Gottschalk: Bestimmungen für Betonhohlsteine (Beton und Eisen Nr. 6). — Rutgers: Bericht über Unfälle bei Eisenbetonbauten in Holland (Nr. 8—9). — Die Behandlung von Betonkörpern mit Dampf (Nr. 9). — G. E. Holt und R. W. Emerson: Tiles in spanish building construction (Nr. 10).

Strahl: Betonwände (Betonzeitung Nr. 9). — Burchartz: Die Prüfung von Beton (Nr. 9).

Reg.-Bmstr. Magens: Über Betonprüfungen (Deutsche Bauzeitung Nr. 14).

Ing. Göddel: Der Beton- und Eisenbetonbau (Neudeutsche Bauzeitung Nr. 26).

Dr. Rohland: Über das Zementschutzmittel Nigrit (Tonindustriezeitung Nr. 52). — Bohnagen: Zementkalk für Betonzwecke (Nr. 69). — Schränke aus Eisenbeton (Zement und Beton Nr. 18). — Maschine zur Herstellung und Verteilung von Betonmasse beim Straßenbau (Nr. 18). — Neuere Erfindungen auf dem Gebiete der Mischmaschinen (Nr. 23). — Dahlmann: Kohlschlacke als Betonfüllstoff (Nr. 27). — Vorrichtung zur Festlegung der Eisen bei Eisenbetonbauten (Nr. 28). — Schäfer: Ist die Prüfung eines Portlandzementes lohnend? (Nr. 29). —

Dahlmann: Ausbesserung eines Eisenbetonbalkens (Nr. 30). — Bohnagen: Säulen aus Beton (Nr. 30). — Urbach: Senkrecht oder parallel zur Stampfrichtung? (Nr. 31).

Launer: Unfälle bei Eisenbetonbauten und Vorschläge zu ihrer Verhütung (Zentralblatt der Bauverwaltung Nr. 47). — Brabant: Über die Ausbildung eines Betonwiderlagers für eiserne Bogenbrücken (Nr. 52). — Reg.-Bmstr. Blumhardt: Über Gelenkquadern aus Beton (Nr. 56).

Schlüssel: Traverses en béton armé pour voies S (Le Génie Civil Nr. 8).

Strauß: Constructions en béton ou en béton armé (Le Ciment Nr. 6). — L'influenza della poltiglia di cemento nella ripresa delle costruzioni (Il Cemento Nr. 5).

J. Schustler: The history evolution of reinforced concrete in Hungary. Concrete and Constr. Eng. (Nr. 2). — C. H. Desch: Portlandcement: the compounds of lime and silica (Nr. 2). — D. Leechman: The new patents act (Nr. 2). — W. Lawrence: Waterproofing concrete (Nr. 2). — Ch. F. Marsh: A summary of the rules, regulations and recommendations for the use of reinforced concrete as published in various countries (Nr. 3). — H. K. Dyson: Concrete block-making in Great Britain (Nr. 3).

Concrete in ornamental work (Cement Age Nr. 4). — R. L. Humphrey: Concrete as a protection to life and property (Nr. 4). — C. A. Turner: Plain facts on fire roof construction (Nr. 5). — H. S. Spackmann and R. W. Lesley: Sands: Their relation to mortar and concrete (Nr. 1). — S. E. Thompson: Permeability tests of concrete (Nr. 1). — R. K. Meade: The influence of fine grinding on the physical properties of Portland cement (Nr. 1). — W. W. Maclay: Standards for Portland cement (Nr. 1).

A combined concrete barrow and mixer (Engineering News Nr. 20).

The concrete mixer cars of the Chicago Railways Company (Engineering Record Nr. 25). — The effect of alkali on Portlandcement (Nr. 1 u. 4). — A cement paste for protecting stellite work from locomotive gases (Nr. 3). — Shearing values of stone and concrete (Nr. 3).

### III. Ausgeführte Beispiele aus der Praxis.

#### 1. Hochbauten.

Ing. Schellenberger: Die Hanseatischen Hartsteinwerke in Rittershude bei Bremen (Beton u. Eisen Nr. 6). — Ob.-Ing. Heim: Markthallenbau in Breslau (Nr. 7). — Ing. Reich: Zementsilo in Eisenbeton (Nr. 7). — Ob.-Ing. Nast: Turnhalle der Selekten- und englischen Fräulein-Schule zu Frankfurt a. M. (Nr. 8). — Dipl.-Ing. Haimovici: Webereineubau der Firma G. Münch & Cie. in Hof (Nr. 8). — Ob.-Ing. Sturmman: Gießereigebäude in Eisenbeton der Siemens & Halske A.-G. am Nonnendamm (Nr. 9). — Böhm-Gera: Die Provinzial-Hebammenlehranstalt in Köln (Nr. 10). — Ing. O. Graf: Aus der Bauausstellung in Stuttgart (Nr. 10).

Hinrichs: Arbeiterwohnhäuser in Betonhohlsteinen (Betonzeitung Nr. 16).

Dipl.-Ing. Zipkes: Boden- und Silospeicher aus Eisenbeton in Theorie und Ausführung (Rundschau für Technik und Wirtschaft, Nr. 9, 10 u. 13).

Ob.-Ing. Graff: Über neuere Siloanlagen in Eisenbeton (Tonindustriezeitung Nr. 51).

Rothert: Gebrochene Eisenbetondecken (Zement u. Beton Nr. 18). — Dipl.-Ing. Kupfer: Siloanlage der Zementfabrik „Alemannia“, Höver (Nr. 26). — Rothert: Mühlengebäude aus Eisenbeton (Nr. 27). — Dipl.-Ing. Kupfer: Geschäftshaus Brandes in Hannover (Nr. 28). — Prime-Kieffer: Fabrikschornstein aus Betonblöcken (Nr. 28). — Böhm-Gera: Einfamilienhaus in Barmen

(Nr. 30). — Schäfer: Dachstuhlbrände (Nr. 31). — Böhm-Gera: Eisenlagerhaus in Plettenberg (Nr. 31).

Courtois: L'application du béton armé à la construction de l'hôtel des Publications Lafite à Paris (Le Génie Civil Nr. 5).

Reinforced concrete for post office buildings (Concrete and Constructional Engineering Nr. 1 u. 3). — A reinforced concrete office building in London (Nr. 2). — Prof. W. H. Burr: Reinforced concrete buildings for the Mc. Graw publishing Co, New York (Nr. 2). — E. R. Farrow: Reinforced concrete hollow floors constructed without centering (Nr. 3).

W. Mueller: The terminal buildings of the Hudson Tunnels and their approaches (Cement Age Nr. 4). — S. E. Thompson: Collapse of a filter roof (Nr. 4). — Concrete residences (Nr. 5). — C. R. Knapp: A concrete stable (Nr. 1).

Reinforced concrete cantilever girder in the Boyertown building, Philadelphia (Engineering News Nr. 17). — The ten story reinforced concrete Hostetter building, Pittsburg (Nr. 20). — W. F. Tubising: A reinforced concrete cold storage building (Nr. 24). — A concrete church with ornamental cast concrete details (Nr. 26). — An apartment-house building failure Washington (Nr. 26). — The New Orleans court house (Nr. 1).

C. A. Turner: The Bostwick-Braun building, Toledo, Ohio (Engineering Record Nr. 18). — An unusual concrete chimney (Nr. 18). — The dye-house of the Washington mills, Lawrence (Nr. 18). — A. H. Potbury: The power plant of the American Biscuit Comp., San Francisco (Nr. 19). — The first national bank building in Oakland, California (Nr. 20). — Recent improvements at the U. S. Immigrant station, Ellis Island, N. Y. (Nr. 22). — The Studebaker office building, South Bend, Ind. (Nr. 22). — An 11,000 kw-Turbogenerator station in Seattle, Washington (Nr. 23). — Factory building of the Rushmore dynamo works, Plainfield (Nr. 23). — A tall concrete smelter chimney (Nr. 23). — Rapid concrete building construction (Nr. 26). — Thin walls for a carshop (Nr. 1). — Long span girder supporting upper floor columns (Nr. 1). — Some phases of the building situation in San Francisco (Nr. 3). — Long span flat-arch floor construction (Nr. 4). — Reinforced concrete station platform (Nr. 4). — The color plant of the G. Siegle Company (Nr. 5).

## 2. Tiefbauten.

Preußrich: Die Anwendung des Stampfbetons bei den Dresdener Kanalbauten (Beton und Eisen Nr. 6—7). Dipl.-Ing. Kupfer: Bleichkelleranlage (Betonzeitung Nr. 9). — Reg.-Bmstr. Werner: Gründung auf Betonpfeilern (Nr. 11). — Schmidt: Eisenbetonstützmauer (Nr. 14). — Rosenstein: Über das Zementierungsverfahren beim Ausbau von Schächten (Deutsche Bauzeitung Nr. 9).

Sieß: Die Fundierungsarbeiten beim Zubau zum k. k. Museum für Kunst und Industrie (Österr. Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst, Nr. 19).

Böhm-Gera: Betonbalkengründungen (Zement und Beton Nr. 19). — Koker: Grundbau des Ständehauses in Dresden. — Günzel: Eisenbetongründung für eine Kranschiene (Nr. 22). — Burghardt: Eisenbetongrundungsplatte für den Neubau eines Geschäftshauses (Nr. 32).

Pieux en béton de ciment, système Raymond (Le Génie Civil Nr. 9).

W. R. Crane: Notes on the use of concrete in mines (Concrete and Constructional Engineering Nr. 1—2).

E. S. Larned: Underground conduits (Cement Age Nr. 5). — F. C. Perkins: The French (Compressol) foundation construction (Nr. 1).

Concrete foundation in shifting ground (Engineering News Nr. 21). — Ch. R. Coats: Concrete pile foundation to a heavy reinforced concrete warehouse (Nr. 23). — F. H.

Bass: Sewage purification works of the state agricultural school St. Anthony Park, Minneapolis (Nr. 26). — G. Aus: Reinforced wall foundation on yielding subsoil (Nr. 1). — W. Pratt: Sewage purification at Washington. — F. Auryansen: Reinforced concrete conduits for electric cables, Long Island (Nr. 4).

The Canal-street tunnel sewer, New York City (Engineering Record Nr. 16). — The construction of the Market-Street subway, Philadelphia (Nr. 17). — Underpinning the Ferguson building (Nr. 17). — Cutting a subway through masonry bridge piers (Nr. 18). — Reinforced concrete sewers in Wilmington, Delaware (Nr. 19). — The Washington street tunnel of the Boston subway system (Nr. 20). — Sinking a concrete-lined mine shaft (Nr. 20). — The action of septic sewage concrete (Nr. 20). — Difficult sub-surface building work in Chicago (Nr. 21). — Underpinning six-story apartment houses in New York City (Nr. 22).

J. B. Neely: Sewage disposal for private houses (Nr. 22). — Outfall sewer extensions in Oakland, California (Nr. 22). — Construction of section 903 of the Bridge-Loop subway, New York City (Nr. 24). — The second section of the Harlem creek sewer in St. Louis, Missouri (Nr. 2).

## 3. Wasserbauten.

Schmidt: Hafenmauer am Bodensee (Betonzeitung Nr. 12).

Kaemmerer: Die neue Werftanlage der Stettiner Maschinenbau-A.-G. „Vulkan“ in Hamburg (Zeitschr. d. Vereins d. Ing. Nr. 20).

Böhm-Gera: Turbinengraben-Überdeckung in Leichlingen (Zement und Beton Nr. 29). — Uferbefestigung in Baden-Baden (No. 31).

E. R. Matthews: Reinforced concrete in reservoir, aqueduct and conduit construction (Concrete and Constructional Engineering Nr. 1—2). — W. H. Hunter: Reinforced concrete leading jetty on the Manchester ship canal (Nr. 1). — St. Andrew's lock and dam (Cement Age Nr. 1).

E. W. Schoder: Cutting a hole through a concrete dam with an air plug drill and chisels (Engineering News Nr. 15). — B. C. Beardsley: The design of buttressed dams of reinforced concrete (Nr. 17). — Elevated reinforced concrete water tanks in Cuba (Nr. 18). — W. P. Hardesty: U. S. Improvements of the Columbia river Oregon and Washington (Nr. 5).

H. F. Cameron: The concrete sea-wall at Cebu (Philippine Islands) (Engineering Record Nr. 17). — A. W. Dudley: An earth dam with a reinforced concrete core wall at Dixville, N. H. (Nr. 17). — P. E. Harroun: The new water supplies for the cities of the east shore of San Francisco bay (Nr. 19). — The concrete lining of the south canal of the U. S. reclamation service (Nr. 19). — W. H. Miller: Some notes on the boiler blow-off (Nr. 19). — S. H. Lea: A small concrete dam (Nr. 19). — The concrete dam of the Lynchburg water supply (Nr. 20). — A combination timber and concrete bulkhead (Nr. 21). — The cataract dam of the water-supply system of Sydney (Nr. 23). — A. P. Davis: The salt river project (Nr. 25). — A reservoir slope protection of reinforced concrete (Nr. 25). — The California city point coal pier (Nr. 26). — H. A. Young: A tropical water-work (Nr. 1). — The little river water supply for Springfield, Mass. (Nr. 2). — Concrete-steel breakwater caissons (Nr. 4). — The water softening and filtration plant at Mc. Keesport, Pa (Nr. 5).

## 4. Straßenbrücken.

Ing. Aebersold: Verbreiterung der Elisabethbrücke in Halle a. S. (7,5 m Verbreiterung als durchlaufender Träger auf 4 Konsolen von je 14,8 m Spannweite, Armierung mit 8 Rundeisen à 27 mm) (Beton und Eisen Nr. 9).

Verbindungsbrücke in Eisenbeton in der Versuchsanstalt für Brauereien in Berlin (Bogenbrücke von 9,6 m Lichtweite, 3 m Pfeilhöhe, 2 m Breite, 25 cm Scheitelstärke, 2 Tragrippen mit je 8 Rundeisen à 20 mm armiert) (Betonzeitung Nr. 11).

Dipl.-Ing. Luft: Neuere Brückenbauten in Eisenbeton (Ludwigsbrücke in Erlangen: Zweigelenkbogen von 24 m Lichtweite, 23,3 m Spannweite, 2,1 m Pfeilhöhe, 11,1 m Breite, 45 cm Scheitelstärke, 60 cm Kämpferstärke, Armierung außen und innen je 12 Rundeisen à 40 mm — Brücke bei Vilsbühl: Durchlaufender Träger auf 3 Stützen, 2 Öffnungen à 14,8 m Lichtweite, 32 m Gesamtlänge, 5,5 m Breite, 3 Tragrippen von 1,0 m Höhe, 0,3 m Breite, Armierung oben mit 3, unten mit 8 Rundeisen, 0,16 m starke Fahrbahnplatte mit 8 Rundeisen pro Meter. — Brücke bei Vilsbiburg: Bogenbrücke von 21,5 m Lichtweite, 5,8 m Breite, 2,3 m Pfeilhöhe, 2 Tragrippen von 1,5 m Scheitelstärke und 0,4 m Breite, 0,16 m starke Fahrbahnplatte. — Brücke bei Kempfen: Bogenbrücke mit 4 Öffnungen à 17,5 m Lichtweite, 3,8 m Breite, 2 Tragrippen von 1,3 m Scheitelstärke, 0,2 m starke Fahrbahnplatte. Gründung auf Eisenbetonpfählen) (Deutsche Bauzeitung Nr. 9—10).

Dr. V. Janák: Reichsstraßenbrücke über den Uslavafluß bei Pilsen (Bogenbrücke mit 3 Öffnungen von 18 bzw. 20 m Lichtweite, 10,5 m Breite, 30 bzw. 32 cm Scheitelstärke, 42 bzw. 45 cm Kämpferstärke, Armierung innen und außen mit 9 Rundeisen à 16 mm pro lfd. Meter) (Osterr. Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst, Nr. 22).

Ing. Bollinger: Brücke über die Sense bei Guggersbach (Bogenbrücke von 51,5 m Spannweite, 8,5 m Pfeilhöhe. Nebenöffnung beiderseits von 5 m Spannweite, 5 m Breite, 1,1 m Scheitelstärke, 1,6 m Kämpferstärke, 0,17 m starke Fahrbahnplatte mit Rundeisen à 11 mm armiert. Gestützt durch 3 Längsträger, oben und unten armiert mit 3 Rundeisen à 15 mm bzw. 5 Rundeisen à 24 mm. Armierete Querwände in 4,4 m Entfernung) (Schweizerische Bauzeitung Nr. 9). — W. Custer: Kanalüberdeckung mit Markthalle und Straßenbrücke in Mühlhausen i. E. (Kanalüberdeckung: Durchlaufende Balken in 3 m Entfernung von 11—14—11 m Spannweite, 0,1 m starke Fahrbahnplatte, 0,25 m Breite und 63 bzw. 75 cm hohe Balken mit 6 Rundeisen à 24 bzw. 26 mm armiert. Mittelsäulen 40 × 40 cm mit 4 Rundeisen à 25 mm, Bügel à 7 mm alle 0,25 m. — 4 Straßenbrücken dazwischen eingebaut. — Galtgerbrücke: Bogenbrücke von 36 m Spannweite, 4,2 m Pfeilhöhe, 50 cm Scheitelstärke, 3,0 m Kämpferstärke. Armierung innen und außen mit 5 Rundeisen à 20 mm) (Nr. 1—5). — Ing. Uferholt: Straßenbrücken aus Eisenbeton für die dänischen Staatseisenbahnen. (Brücke bei Vjele: Bogenbrücke mit 3 Öffnungen, 10,40 m Lichtweite der mittleren Öffnung, 34 m Länge, 8 m Breite, 4 Fahrbahnträger, deren Armierung mit der des Bogens verbunden ist) (Nr. 32).

Straßenbrücke über den Neckar in Mannheim (Bogenbrücke mit 3 Öffnungen von 59,5 bzw. 114 m Lichtweite. Rechts 2 Bogen von 9,5 m (System Melan) bzw. 10 m (System Hennebique) Lichtweite, 242 m Länge, 15 m Breite. In der Mitte Blechbogenssträger, seitlich dreigelenkige Betonbogen mit je 58,5 m Gelenkspannweite. Fahrbahn und Tragsäulen armiert) (Zentralbl. Bauver. Nr. 40).

Pont en ciment armé à Siedena (2 Bogen à 30 m Spannweite, 60 m Länge, 3 m Pfeilhöhe, 0,6 m Scheitelstärke, 1,0 m Kämpferstärke, 6 m Breite, 6 Tragrippen für die Fahrbahn, 30 cm breit, 40 cm hoch mit 2 Rundeisen à 25 bzw. 1 à 20 mm armiert. Armierung des

Bogens außen und innen mit je 3 Rundeisen à 40 mm Querarmerung 10 Rundeisen à 10 mm pro lfd. Meter, 12 cm starke Fahrbahnplatte mit 10 Rundeisen à 8 mm pro lfd. Meter und 1 Rundeisen à 10 mm unter den Tramwayschienen) Tragsäulen und Widerlager armiert (Le Génie Civil Nr. 10). — Passeralla in cemento armato (Bogenbrücke von 26,2 m Lichtweite, 4 m Breite, 4 Tragrippen in 1,1 m Entfernung, 28 cm starke Fahrbahnplatte. Armierung durch Flacheisen 32 × 300 mm, verankert am Ende durch Winkeleisen 80 × 80 × 12 mm). (Il Cemento, Nr. 5). — Ponte ad arco in cemento armato (Bogenbrücke, System Hennebique, 34,5 m Lichtweite, 2,0 m Pfeilhöhe, 2,6 m Breite, 50 cm Scheitelstärke) (Nr. 6).

E. A. Wilson: Reinforced concrete on the great eastern railway (Deephams Farm Road-Brücke: 2 Bogen à 9,1 m, 1 Bogen à 10,7 m Spannweite, 30 cm Scheitelstärke, 41 cm Kämpferstärke, Armierung außen und innen mit 6 Rundeisen à 13 mm pro 0,91 m, 9 mm starke Verteilungseisen à 0,1 m Entfernung, 9 Öffnungen à 3,0 m mit 0,30 m Pfeilhöhe, 10 cm Scheitelstärke, Armierung außen und innen durch Rundeisen à 9 mm. Verteilungseisen à 5 mm in 0,1 m Entfernung; 7,6 m Breite — Pichetts Loch Lane-Brücke wie oben, nur 9,1 m Breite — Ferry Lane-Brücke 15,2 m Breite. Westlicher Teil Betonkappen von 0,10 bzw. 15 m Scheitel- bzw. Kämpferstärke mit Streckmetall-Armierung zwischen I-Trägern in 2,9 m Entfernung, 0,29 m Pfeilhöhe. Östlicher Teil. Bogenbrücke von 8,7 m Spannweite mit Kragträgern für Fußwege in 4,4 m Entfernung, Armierung d. Streckmetall. — Angle Road-Brücke. Balkenbrücke von 17 Öffnungen à 13,0 m Spannweite, 11 m Breite, 6 Tragrippen von 33 cm Breite, 61 cm Höhe; Armierung der Endfelder mit 2 Rundeisen 34 und 6 à 31 mm, der Mittelfelder mit 6 Rundeisen à 28 und 2 à 25 mm, 0,10 m starke Fahrbahnplatte mit 6 Rundeisen à 9 und 1 à 6 mm in den Mittelfeldern und 6 Rundeisen à 8 und 1 à 12 mm in den Endfeldern pro 0,91 m Länge. Säulen und Pfeilerstreben aus umschnürtem Beton) (Concrete and Constructional Engineering Nr. 3).

E. L. Slocum: Reinforced concrete brackets under skew sidewalks (Armierung durch 2 Schienen, 30 cm Plattenstärke, oben Rundeisen à 13 mm) (Engineering News Nr. 18). — A light three-hinged concrete arch bridge in Rock Creek Park, Washington (Bogenbrücke von 30,5 m Spannweite, 4,6 m Pfeilhöhe, 4,9 m Breite, 3 Tragrippen; Armierung außen und innen von Rundeisen à 31 bzw. 19 mm; Plattenbalken der Fahrbahn je 3 Rundeisen à 28 mm bzw. die äußeren mit 4 à 28 mm; Fahrbahnplatte 16 mm Rundeisen in 0,15 m Entfernung, Säulen in 3,0 m Entfernung, 30 × 30 cm mit Rundeisen à 16 mm) (Nr. 24).

##### 5. Eisenbahnbrücken.

Ing. Stroß: A reinforced concrete cantilever bridge (durchgehende Balkenbrücke von 3 Öffnungen à 6, bzw. 18 m Lichtweite, Hauptträger als Gitterträger 2,1 m hoch, 0,65 m breit. Armierung oben und unten mit 5 bzw. 8 Kahneisen, 2 Kahneisen über den Stützen) (Engineering Record Nr. 17). — A. O. Cunningham. The Sangamon river bridge (Schiefe Bogenbrücke von 4 Öffnungen mit je 26,2 m Lichtweite. Armierung innen und außen durch gezahntes Eisen à 25 mm. Gründung auf Pfählen und Platte aus Eisenbeton) (Nr. 20). — The Stony Brook Glen Viaduct (Eisenbrücke mit armiertem Widerlager) (Nr. 1). — G. H. Gilbert: Double-tracking of the southern railway between Greensboro and Spencer, N. C. (Bogenbrücken und Viadukte aus Eisenbeton: von 3 bis 17,5 m Spannweite) (Nr. 1).

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

---

Verlag von Julius Springer in Berlin.

---

## Bautechnische Regeln und Grundsätze.

Zum Gebrauche bei Prüfung von Bauanträgen und Überwachung von Bauten in polizeilicher Hinsicht.

Zusammengestellt von

Baurat **O. Siebert.**

Mit 88 Textfiguren.

In Leinwand gebunden Preis M. 6,—.

---

## Anleitung zur statischen Berechnung von Eisenkonstruktionen im Hochbau.

Von **H. Schloesser**, Ingenieur.

Dritte, verbesserte Auflage, bearbeitet und herausgegeben von **W. Will**, Ingenieur.

Mit 160 Textabbildungen, einer Beilage und einem Bauplan.

In Leinwand geb. Preis M. 7.—

---

## Widerstandsmomente, Trägheitsmomente und Gewichte von Blechträgern nebst numerisch geordneter Zusammenstellung der Widerstandsmomente von 59 bis 25 622.

Von

**B. Böhm**

und

**E. John**

Kgl. Reg.-Baumeister, Bromberg.

Kgl. Reg.-Baumeister, Köln.

In Leinwand geb. Preis M. 7.—

---

Zu beziehen durch jede Buchhandlung.

---

### **E. Probst, Zivil-Ingenieur**

*Technisches Bureau für Eisenbeton . Entwürfe . Überprüfung von  
Entwürfen . Gutachten*

**Berlin W. 50**

Telephon: Wl. Nr. 1185.

**Pragerstr. 2.**





BETONKALENDER 1908 . . . . . 4.—  
KAUFMANN, Tabellen für Eisen-  
konstruktionen . . . . . 2.—  
KERSTEN, Der Eisenbetonbau.  
I. Teil: Ausführung und Berechnung  
der Grundformen . . . . . 3.—  
II. Teil: Anw. im Hoch- und Tiefbau 3.60  
do. Brücken in Eisenbeton. 2 Teile.  
Platten-, Balken- und Bogenbrücken 9.60  
Franko gegen Nachnahme. [5]  
**Herm. Meusser, Spezialbuchhandlung**  
Berlin W 35/45, Steglitzer Strasse 58.

Dr. Roth's  
**INERTOL**  
Patentierter, einzigartig  
bewährter Schutzanstrich  
für Zement und Eisen  
**Paul Lechler, Stuttgart.**

[13]

**Streckmetall**  
ist die beste Einlage für alle Eisen-  
betonbau-Systeme. Deutsche Reichspatente.  
Vorzüglich geeignet zur Herstellung von Beton-  
decken, Wänden, Dächern, Bassins, Röhren,  
feuersicheren Ummantelungen und Gittern.  
Neu! Besonders empfohlen: **Billig!**  
**Wellputzblech** f. Putzdecken, Scheingewölbe usw.  
Alleinverkauf für Brandenburg, Ost- und Westpreußen und  
Mecklenbg.: **A. Druckenmüller G.m.b.H.,**  
**Berlin SW. II, Hallesches Ufer 35**  
Prospekte und Muster auf Wunsch. [22]  
**Schüchtermann & Kremer**  
Maschinenfabrik, Dortmund.

**Wunstorfer Portland-Cementwerke, A. - G.**  
Wunstorf.  
Telegraph-Adr. Cementwerke Wunstorf. Fernsprech-Anschluss No. 2.

↔ Marke I. Ranges. ↔  
Fabrikat von grösster Gleichmässigkeit.  
Volumbeständigkeit und Mahlfeinheit.  
Schnellbinder,  
Normal- und Langsambinder.  
Zahlreiche Zeugnisse von Behörden und Privaten.  
Bestehen der Fabrik seit 1889.  
Production: 400 000 fass pro Jahr. Höchste Festigkeiten.

Rein graue Farbe

[3]

**Tiefbau-Gesellschaft m. b. H. Berlin C<sup>54</sup>**

**Fundierungen** **Spezialität:**  
jeglicher Art **Simplex-Betonpfähle**

Wasserspiegelabsenkungen  
Ufer- und Futtermauern  
Baggerungen  
Ramm- und Betonarbeiten

**D. R. P.**  
Sicherste und billigste  
Fundierung der Gegenwart.

[24]