

ARMIRTER BETON.

1911. JULI.

INHALT:

- Die Scherfestigkeit des Betons. Von Dr.-Ing. Otto Mohr (Dresden). S. 247.
- Über einfache und doppelte Armierung rechteckiger Querschnitte. Von Dr.-Ing. Fr. Engesser (Karlsruhe). S. 250.
- Neuere Eisenbeton-Konstruktionen im Gebiete des Bergbaues. Vortrag auf der XIV. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins. Von Dr.-Ing. K. W. Mautner (Düsseldorf). (Schluß von S. 139.) S. 255.
- Diskussion über „Würfelprobe oder Kontrollbalken?“ (Schluß von S. 236.) S. 263.
- Brand eines eingeschalteten Eisenbetonbaues. Brand des Neubaues Klosterhof in Hamburg. Von Privatdozent Dr.-Ing. E. Probst (Berlin). S. 265.
- Vom Völkerschlachtdenkmal bei Leipzig. S. 268.
- Literaturschau. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden). S. 269.
- Selbstanzeigen: Maschinen zum Schneiden und Biegen der Eiseneinlagen. S. 274.
- Wirtschaftliches. S. 274. — Mitteilungen über Patente. S. 275. Bücherbesprechungen. S. 275. — Neue Bücher. S. 276. — Zuschrift an die Schriftleitung. S. 276.

DIE SCHERFESTIGKEIT DES BETONS.

Von Dr.-Ing. Otto Mohr (Dresden).

13
P 5

In den Büchern und Abhandlungen über Betonbau findet sich die Angabe*), daß die Scherfestigkeit des Betons das geometrische Mittel bilde aus der Zugfestigkeit und der Druckfestigkeit. Diese Angabe steht in starkem Widerspruch mit meiner Annahme, daß jene Festigkeit nur halb so groß sei. Wenn ich in der folgenden kurzen Mitteilung versuche, diesen auch in praktischer Hinsicht nicht unwichtigen Widerspruch aufzuklären, so muß ich, da für eine vollständige Darlegung hier der Raum fehlt, in betreff der Begründung meiner Angaben auf die unten verzeichneten Abhandlungen**) verweisen.

Aus den Bedingungen des Gleichgewichtes der inneren Kräfte eines belasteten, also gespannten Körpers folgt, daß in jedem Körperpunkte A drei Flächenelemente unter rechten Winkeln sich schneiden, deren Scher- oder Schubspannungen τ gleich Null sind. Die Normalspannungen $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ dieser drei Flächen werden die Hauptspannungen, und die mit ihnen zusammenfallenden Achsen x, y, z die Hauptachsen des Körperpunktes A genannt. Einer Normalspannung σ wird das positive Vorzeichen beigelegt, wenn sie eine Zugspannung bezeichnet, und einer Schubspannung τ , wenn sie das Körperelement, auf das sie wirkt, im Sinne der Rechtsdrehung zu bewegen sucht.

Die Bezeichnung der Hauptspannungen wird so gewählt, daß algebraisch

$$\sigma_x < \sigma_y < \sigma_z$$

ist. Von diesen drei Spannungen kommen für die Darstellung der Haupteigenschaften des Spannungszustandes eines Körperpunktes nur die beiden äußeren σ_x und σ_z in Betracht. Für diese Darstellung wird als Hilfsmittel ein rechtwinkliges Koordinatensystem σ, τ benutzt, indem

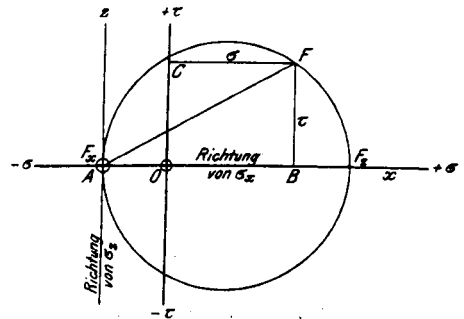


Fig. 1.

einer Fläche, deren Spannung die Komponenten σ und τ hat, der Punkt zugeordnet wird, dessen Koordinaten nach einem beliebig gewählten Spannungsmaßstabe die algebraische Größen σ und τ darstellen. Der σ -Achse wird die Richtung der Hauptspannung σ_x und der τ -Achse die Richtung der Hauptspannung σ_z gegeben. Die Bildebene steht also normal zur y -Achse des Körperpunktes A und wird von dieser Achse im Punkte A geschnitten. Allen Flächenelementen, die im Punkte A durch seine y -Achse gehen,

*) Mörsch, Der Eisenbetonbau, 3. Auflage, S. 40; hieraus übernommen von Foerster, Die Eisenkonstruktionen des Hochbaues, 4. Auflage, S. 928.

**) Mohr, Abhandlungen aus dem Gebiete der technischen Mechanik, S. 207, und Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure, 1900.

entsprechen in der graphischen Darstellung seines Spannungszustandes Punkte eines Kreises $A F_1 F_2$ und zwar so, daß dem Flächenelement von der Stellung $A F$ der Kreispunkt F zugeordnet ist. Allen Flächenelementen, die durch den Punkt A , aber nicht durch seine y -Achse gehen, entsprechen in der graphischen Darstellung Punkte innerhalb des Kreises. Der Spannungskreis $A F F_2$ bestimmt also die Grenzen, zwischen welchen in dem Körperpunkte A die Normalspannungen σ und die Schubspannungen τ sich bewegen.

Um die Festigkeitseigenschaften eines Baumaterials darstellen zu können, müssen durch Versuche einige an der Bruch- oder Fließgrenze liegende Spannungszustände bestimmt werden. Ihnen entsprechen in der graphischen Darstellung Spannungskreise, die von einer zur σ -Achse symmetrisch gestalteten Kurve eingehüllt werden. Diese Hüllkurve kann als die Darstellung der Bruch- oder Fließgrenze angesehen werden. In dem Beispiel der Fig. 2 bestimmt der Kreis 1 die Zugfestigkeit durch die Hauptspannungen:

$$\sigma_x = 0 \text{ und } \sigma_z = +OB = +x_1,$$

der Kreis 2 die Druckfestigkeit durch die Hauptspannungen:

$$\sigma_x = -OC = -x_2 \text{ und } \sigma_z = 0,$$

ferner der Kreis 3 die Drehungsfestigkeit durch die Größen:

$$\sigma_x = -OE = \sigma_z = +OD = \tau_{\max} = \tau_{\min} = \pm x_3.$$

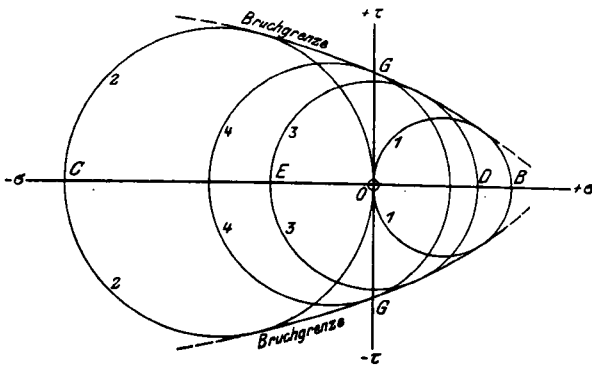


Fig. 2.

Endlich stellt der Kreis 4 die Scherfestigkeit dar durch die Schubspannung

$$\tau = \pm OG = \pm x_4,$$

die in Verbindung mit der Normalspannung

$$\sigma = 0$$

den Bruch herbeiführt.

Es sei in Fig. 3 $A F_1$ irgend ein Spannungskreis an der Bruchgrenze. In dem Körperpunkte A , dessen Spannungszustand er darstellt, beginnt

das Brechen oder Fließen des Materials in den beiden Flächenelementen von den Stellungen $A F_1$ und $A F_2$, die den Berührungspunkten des Kreises an der Hüllkurve entsprechen. Der Winkel φ , den diese Gleit- oder Bruchflächen mit der Richtung der Hauptspannung σ_x einschließen, läßt sich namentlich bei plastischen Materialien mit einiger

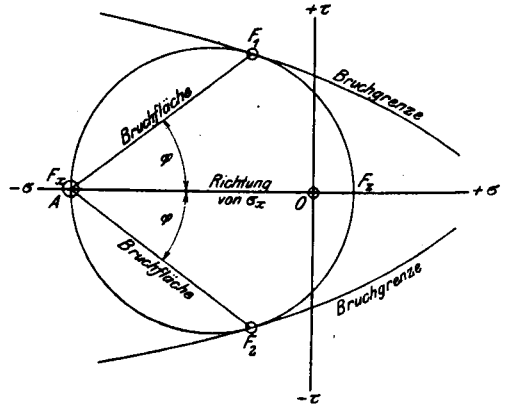


Fig. 3.

Genauigkeit beobachten, und man gewinnt hierdurch ein weiteres Hilfsmittel, die Richtigkeit und Zulässigkeit der obigen theoretischen Darstellung zu prüfen. Zu diesem Zweck sind in dem Institut für angewandte Mechanik der Universität Göttingen in den letzten Jahren zahlreiche Versuche mit verschiedenen Materialien, insbesondere mit Marmor und Sandstein angestellt worden. Die Versuchsergebnisse, deren Veröffentlichung bevorsteht, bestätigen in bemerkenswerter Weise die obigen Annahmen, und es ist daher kaum daran zu zweifeln, daß auch die Festigkeitseigenschaften des Betons in der beschriebenen Weise dargestellt werden können.

Über die Gestalt der Hüllkurve lassen sich allgemeine Angaben nicht machen, aber man wird keinen großen Fehler begehen, wenn man die kurzen Kurventeile zwischen den beiden Kreisen 1 und 2 (Fig. 2) durch gerade Linien $F_1 F_2$ ersetzt (Fig. 4). Wenn diese Vereinfachung gestattet ist, so ergeben sich Beziehungen zwischen der Zugfestigkeit x_1 und der Druckfestigkeit x_2 einerseits und der Drehungsfestigkeit x_3 und der Scherfestigkeit x_4 andererseits. Eine einfache geometrische Betrachtung führt zu den Gleichungen:

$$x_3 = \frac{x_1 x_2}{x_1 + x_2} \dots \dots \dots (1)$$

und

$$x_4 = \frac{1}{2} \sqrt{x_1 x_2} \dots \dots \dots (2)$$

Die Koordinaten der Punkte F der geraden Hüllstrecken $F_1 F_2$ entsprechen der Bedingung:

$$\pm \tau = \frac{1}{2} \sqrt{x_1 x_2} - \sigma \frac{x_2 - x_1}{2\sqrt{x_1 x_2}} \dots \dots (3)$$

Diese Gleichung bestimmt die Schubspannung τ , die in Verbindung mit einer gegebenen Normal-

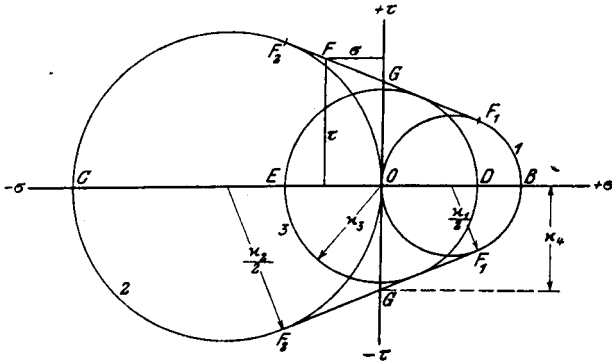


Fig. 4.

spannung σ in einem Flächenelement den Bruch herbeiführt.

Die Angabe, daß die Scherfestigkeit eines Materials nicht, wie oben gefunden, gleich $\frac{1}{2} \sqrt{x_1 x_2}$, sondern doppelt so groß, also gleich $\sqrt{x_1 x_2}$ sei, ist zuerst abgeleitet worden von Köpcke in einer auch jetzt noch lesenswerten Abhandlung

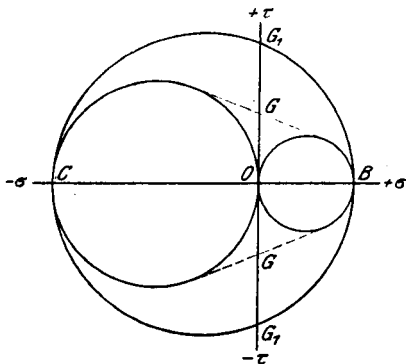


Fig. 5.

des Jahrganges 1858 der Zeitschrift des Architekten- und Ingenieur-Vereins für das Königreich Hannover. Köpcke bezeichnet es ausdrücklich als eine Voraussetzung, die der Bestätigung durch den Versuch bedürfe, daß man ein rechteckiges Prisma in der Richtung einer Kante mit der Zugspannung x_1 und zugleich in der Richtung einer zweiten Kante mit der Druckspannung x_2 in Anspruch nehmen dürfe, ohne die Festigkeitsgrenzen

zu überschreiten. Wenn diese Voraussetzung zulässig wäre, so würde ein Spannungszustand an der Bruchgrenze sich ergeben, der durch die Hauptspannungen:

$$\sigma_x = -OC = -x_2, \quad \sigma_z = +OB = +x_1$$

bestimmt und durch den Spannungskreis BC dargestellt wird. Die Ordinaten

$$\pm OG_1 = \pm \sqrt{OB \cdot OC} = \pm \sqrt{x_1 x_2},$$

die dieser Kreis auf der τ -Achse abschneidet, würden die Scherfestigkeit des Materials bestimmen. Es ist ein merkwürdiger Zufall, daß die beiden weit voneinander abweichenden Angaben der Form nach zueinander in einer so einfachen Beziehung stehen.

In neuerer Zeit hat Professor Mörsch an der oben angeführten Stelle die Köpckesche Formel in gleicher Weise abgeleitet, zugleich aber eine Bestätigung durch die Erfahrung beizubringen versucht. Mit einem Beton, dessen Zug- und Druckfestigkeit zu

$$x_1 = 15,5 \text{ kg/qcm und}$$

$$x_2 = 308 \text{ kg/qcm}$$

bestimmt waren, wurden Scherversuche angestellt, die Professor Mörsch in folgender Weise beschreibt: „Der prismatische Betonkörper von 18/18 cm

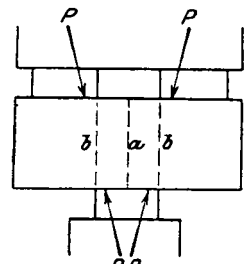


Fig. 6.

Querschnitt wurde in der Martensschen Druckpresse liegend angebracht, oben und unten wurden abgehobelte Gußeisenstücke unterlegt in der Weise, daß der Zwischenraum zwischen den beiden oberen Eisenstücken genau dem senkrecht darunterliegenden Eisenstück entsprach. Mit wachsendem Druck der Presse zeigte sich zunächst ein Riß a in der Mitte von oben nach unten verlaufend, dessen Entstehung auf die Biegungsbeanspruchung des Probekörpers zurückzuführen ist. Gleichwohl konnte der Druck der Presse noch gesteigert werden, denn erst dann erfolgte die Kraftübertragung an den Kanten der eisernen Zwischenstücksstücke, wie es für die Ermittlung der Scherfestigkeit notwendig ist“. Als Mittel aus drei Versuchen ergab sich die Scherfestigkeit gleich 65,9 kg/qcm, also nicht erheblich verschieden von

$$\sqrt{x_1 x_2} = \sqrt{15,5 \cdot 308} = 69 \text{ kg/qcm.}$$

Die Möglichkeit eines großen Irrtums bei diesen Versuchen liegt darin, daß der Scherwiderstand der Bruchflächen bb durch das Hinzutreten einer kleinen Druckspannung schon sehr erheblich er-

hört wird. Setzt man die oben angegebenen Werte von x_1 und x_2 in die Gleichung (3) ein, so ergibt sich für die Spannungen σ , τ der Bruchfläche die Bedingung:

$$\pm \tau = 34,6 - 2,12 \sigma.$$

Eine Druckspannung

$$\sigma = -15 \text{ kg/qcm}$$

reicht also bereits hin, um den Scherwiderstand

der Bruchflächen b , b auf den von Professor Mörsch gefundenen Wert

$$\pm \tau = 66 \text{ kg/qcm}$$

zu erhöhen. Daß eine solche Druckspannung in den Bruchflächen wirksam gewesen ist, kann nicht bezweifelt werden, denn es ist unmöglich, die Kräfte P der Druckpresse durch die Kanten der Zwischenlagersstücke auf den Probekörper zu übertragen.

ÜBER EINFACHE UND DOPPELTE ARMIERUNG RECHTECKIGER QUERSCHNITTE.

Von Dr.-Ing. Fr. Engesser (Karlsruhe).

A 8
R 14

Ein einfach armierter Querschnitt heiße „normal“, wenn beide Verbundstoffe, Eisen und Beton, voll ausgenutzt werden, d. h. wenn sie unter der Wirkung des größten Biegemoments M gleichzeitig ihre zulässigen Spannungen $\sigma_e = k_e$ und $\sigma_b = k_b$ erreichen. Ein derartiger normaler Querschnitt erhält bei gegebener Breite b eine bestimmte Höhe h_n und einen bestimmten Eisengehalt $\eta_n = F_n : bh_n$, wo F_n den normalen Querschnitt der Zugseisen bezeichnet. Wählt man eine geringere Höhe als die normale Höhe h_n , so ist es bei einfacher Armierung nicht mehr möglich, die Zugseisen voll auszunutzen. Man muß dementsprechend übermäßig viel Zugseisen einlegen, oder aber man muß zur doppelten Armierung übergehen und auch auf der Druckseite Längseisen anordnen. Hierbei wird es möglich, die Zugseisen voll auszunutzen, während jedoch andererseits die Druckseisen nicht voll beansprucht werden. Im folgenden sollen beide Bauweisen näher untersucht und miteinander verglichen werden.

1. Der einfach armierte Querschnitt.

Bei gegebenem Eisenquerschnitt F ergibt sich bekanntlich die Höhenlage der neutralen Achse zu

$$x = \frac{nF}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bh}{nF}} \right)$$

und die Verhältniszahl

$$\xi = \frac{x}{h} = n\eta \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{n\eta}} \right) \dots (1)$$

Hierin bezeichnet (s. Fig. 1):

- h die wirksame Querschnittshöhe,
- b die Querschnittsbreite,
- F den Eisenquerschnitt,
- η den Eisengehalt = $F : bh$,
- n das Verhältnis der Elastizitätszahlen von Eisen und Beton = $E_e : E_b$.

Der Abstand der Zugkraft z des Eisens von der Druckkraft D des Betons ist $z = h - \frac{x}{3}$, und die entsprechende Verhältniszahl

$$\zeta = \frac{z}{h} = 1 - \frac{\xi}{3} \dots \dots \dots (2)$$

Die Größen ξ und ζ sind nach Gleichung (1) und (2) nur vom Eisengehalt η abhängig. Das äußere Kraftmoment M , das der Querschnitt aushalten kann, ohne daß die zulässige Spannung k_e des Eisens überschritten wird, ist:

$$M = Fz \cdot k_e = \eta b h \zeta h k_e = \eta \zeta k_e \cdot b h^2 = \mu_e b h^2 \quad (3)$$

wo μ_e den entsprechenden Widerstandsmodul

$$\mu_e = \eta \zeta k_e \dots \dots \dots (4)$$

bezeichnet. Die zugehörige Betonspannung ist:

$$\sigma_b = M : \frac{b x z}{2} = \eta \zeta k_e \cdot b h^2 : \frac{b h^2 \xi \zeta}{2} = \frac{2 \eta k_e}{\xi} \dots (5)$$

Dasjenige Moment M , das ohne Überschreitung der zulässigen Betonspannung k_b vom Querschnitt aushalten werden kann, ist:

$$M = \frac{b x z}{2} \cdot k_b = \frac{b \xi \zeta h \zeta k_b}{2} = \frac{\xi \zeta k_b}{2} \cdot b h^2 = \mu_b b h^2 \quad (6)$$

wo μ_b den Widerstandsmodul

$$\mu_b = \frac{\xi \zeta k_b}{2} \dots \dots \dots (7)$$

bezeichnet. Die zugehörige Eisenspannung ist:

$$\sigma_e = M : Fz = \frac{\xi \zeta k_b}{2} \cdot b h^2 : \eta \zeta b h^2 = \frac{\xi k_b}{2 \eta} \dots (8)$$

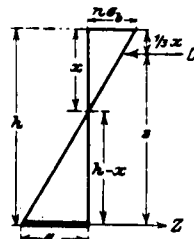


Fig. 1.

Für den normalen Querschnitt wird

$$\mu_e = \mu_b = \mu_n = \eta_n \zeta_n k_e = \frac{\xi_n \zeta_n k_b}{2} \dots (9)$$

Hieraus folgt der normale Eisengehalt

$$\eta_n = \frac{\xi_n k_b}{2 k_e} = \frac{\xi_n}{2 \gamma} \dots (10)$$

wenn man das Verhältnis von Eisenspannung und Betonspannung, $k_e: k_b$, gleich γ setzt. Das normale ξ_n ergibt sich, da die Querschnitte eben bleiben, aus der Beziehung

$$\frac{x}{h-x} = \frac{n k_b}{k_e} = \frac{n}{\gamma} \text{ zu } \xi_n = \frac{n}{n+\gamma} \dots (11)$$

Man hat also auch

$$\eta_n = \frac{\xi_n}{2 \gamma} = \frac{n}{2(n+\gamma) \gamma} \dots (10a)$$

Das normale ζ_n wird

$$\zeta_n = 1 - \frac{\xi_n}{3} = 1 - \frac{n}{3(n+\gamma)} = \frac{2n+3\gamma}{3(n+\gamma)} \dots (12)$$

Die Normalhöhe h_n wird aus $M = \mu_n b h^2$ erhalten zu

$$h_n = \sqrt{\frac{M}{\mu_n b}} = \sqrt{\frac{1}{\eta_n \zeta_n k_e}} \sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{\frac{2}{\xi_n \zeta_n k_b}} \sqrt{\frac{M}{b}} \\ = (n+\gamma) \sqrt{\frac{6}{n(2n+3\gamma) k_b}} \sqrt{\frac{M}{b}} \dots (13)$$

Für $\eta < \eta_n$ bzw. $h > h_n$ ist der Widerstandsmodul

$$\mu = \mu_e = \eta \zeta k_e$$

maßgebend, für $\eta > \eta_n$ bzw. $h < h_n$ der Widerstandsmodul

$$\mu = \mu_b = \frac{\xi \zeta k_b}{2}$$

In Fig. 2 sind die Werte von μ_e und μ_b für $k_e = 1000 \text{ kg/qcm}$ und $k_b = 40 \text{ kg/qcm}$, also $\gamma = 1000:40 = 25$, mit den zugehörigen Eisengehalten η als Abszissen durch die Linien I und II dargestellt. Die Linie I ist annähernd eine Gerade, da ζ auf der betreffenden Strecke nahezu konstant bleibt.

Es ergibt sich

$$\xi_n = 0,375; \zeta_n = 0,875; \eta_n = 0,0075; \mu_n = 6,56.$$

Der mathematische Grenzwert von μ_b wird für $\eta = \infty$ erhalten zu

$$\frac{k_b}{3} = \frac{40}{3} = 13,3,$$

Die Linie II verläuft sehr flach; es muß daher eine Vergrößerung von μ_b , bzw. eine Ersparnis an Trägerhöhe ($h = \sqrt{\frac{M}{\mu b}}$), durch einen verhältnismäßig hohen Eisenaufwand erkauft werden.

Beispielweise verlangt eine Verringerung der Trägerhöhe auf $h = 0,8 h_n$ einen Widerstandsmodul

$$\mu = \frac{M}{b h^2} = \frac{M}{0,64 b h_n^2} = \frac{\mu_n}{0,64} = \frac{6,56}{0,64} = 10,2,$$

welchem nach Fig. 2 ein Eisengehalt $\eta = 4\%$ entspricht, während der normale Eisengehalt nur $0,75\%$ beträgt. Der zugehörige Wert von ξ folgt aus Gl. (1) zu $0,648$, und die Beanspruchung des Eisens aus Gl. (8) zu

$$\sigma_e = \frac{\xi k_b}{2 \eta} = \frac{0,648 \cdot 40}{2 \cdot 0,04} = 324 \text{ kg/qcm}.$$

Die theoretische Mindesthöhe ergibt sich zu

$$h_{\min} = h_n \sqrt{\frac{\mu_n}{\mu_{\min}}} = h_n \sqrt{\frac{6,56}{13,33}} = 0,7 h_n.$$

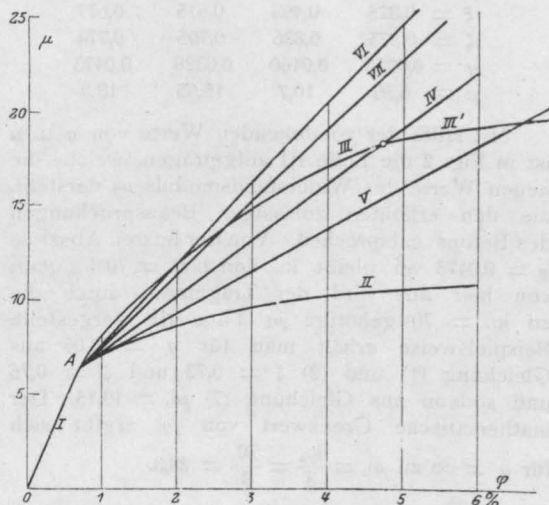


Fig. 2.

Nun liegen aber tatsächlich die Verhältnisse günstiger, als vorstehend gemäß den üblichen Vorschriften angenommen worden ist. Die Versuchsergebnisse zeigen, daß bei niedrigen Eisenspannungen die Biegungsdruckfestigkeit des Betons steigt, und daß somit unter solchen Umständen eine stärkere Beanspruchung des Betons als bei normalen Verhältnissen zugelassen werden darf. In den neuen Schweizer Vorschriften ist dem dadurch Rechnung getragen, daß die zulässige Betondruckspannung k_b als Funktion der gleichzeitigen Eisenspannung σ_e angenommen wird, $k_b = 40 + 0,05 (1200 - \sigma_e)$ und $\max k_b = 70 \text{ kg/qcm}$. Hierin ist 1200 die normale Eisenbeanspruchung ($= k_e$) und 40 die zugehörige normale Betondruckspannung ($= k_n$). Allgemein läßt sich in Einklang mit diesen Vorschriften setzen

$$k_b = k_n \left(2,5 - 1,5 \frac{\sigma_e}{k_e} \right) \text{ und } \max k_b = 1,75 k_n \dots (14)$$

Mit $k_e = 1000$ und $k_n = 40$ erhält man hieraus $k_b = 100 - 0,06 \sigma_e$, und $\max k_b = 70$.

Es entsprechen hiernach den Eisenspannungen $\sigma_e = 1000 \quad 800 \quad 600 \quad 500 \text{ kg/qcm,}$

die Betonspannungen

$k_b = 40 \quad 52 \quad 64 \quad 70 \text{ kg/qcm.}$

Bestimmt man nun für zusammengehörige Paare von σ_e und k_b die entsprechenden Werte von

$$\gamma = \sigma_e : k_b, \xi = \frac{n}{n + \gamma}, \zeta = 1 - \frac{\xi}{3}, \eta = \frac{\xi}{2\gamma} \text{ und } \mu = \eta \zeta \sigma_e, \text{ so enthält man für:}$$

$\sigma_e = 1000$	800	600	500
$k_b = 40$	52	64	70
$\gamma = 25$	15,4	9,38	7,14
$\xi = 0,375$	0,493	0,615	0,677
$\zeta = 0,875$	0,836	0,795	0,774
$\eta = 0,0075$	0,0160	0,0328	0,0473
$\mu = 6,56$	10,7	15,65	18,3

Mit Hilfe der vorstehenden Werte von η u. μ ist in Fig. 2 die Linie III aufgetragen, welche die neuen Werte des Widerstandsmoduls μ_b darstellt, die den erhöhten zulässigen Beanspruchungen des Betons entsprechen. Von der letzten Abszisse $\eta = 0,0473$ an bleibt k_b konstant = 70 kg/qcm; von hier aus wird der Tragmodul durch die zu $k_b = 70$ gehörige μ_b -Linie III' dargestellt. Beispielsweise erhält man für $\eta = 0,06$ aus Gleichung (1) und (2) $\xi = 0,72$ und $\zeta = 0,76$ und sodann aus Gleichung (7) $\mu_b = 19,15$. Der mathematische Grenzwert von μ_b ergibt sich für $\eta = \infty$ zu $\mu_b = \frac{k_b}{3} = \frac{70}{3} = 23,3$.

Die Linien III und III' verlaufen wesentlich günstiger als die den preußischen Vorschriften entsprechende Linie II; sie gestatten bei weit geringerem Eisenaufwand eine gleich große Minderung der Querschnittshöhe. Für eine Minderung der Höhe auf $h = 0,8 h_n$, wobei μ auf $\mu_n : 0,8^2 = 1,56 \mu_n = 1,56 \cdot 6,56 = 10,2$ steigt, ergibt die Linie III einen Eisengehalt von rund 1,5% gegen 4% bei der Linie II. Erhöht man aber den Eisengehalt auf 4%, so steigt der Widerstandsmodul nach Linie III auf rund $17 = 2,59 \cdot 6,56 = 2,59 \mu_n$, entsprechend einer Höherminderung auf $h = h_n : \sqrt{2,59} = 0,62 h_n$.

2. Der doppeltarmierte Querschnitt.

Werden Beton und Zugeisen gleichzeitig mit $\sigma_b = k_b = k_n$ und mit $\sigma_e = k_e$ beansprucht, so liegt die neutrale Achse wie beim normalen Querschnitt bei $x = \xi_n h$, und der Abstand des Betondruckmittelpunktes von der Zugeisenachse ist $z = \zeta_n h$. Die Spannung in den Druckeisen,

deren Achse um $a = \alpha h$ vom Rand entfernt ist, ergibt sich hierbei zu

$$k'' = k_e \frac{n''(x - a)}{n(h - x)} = k_e \frac{n''(\xi_n - \alpha)}{n(1 - \xi_n)} \dots (15)$$

wo $n'' = E'' : E_b$ und E'' die für die Druckeisen auf Grund von Druckversuchen einzuführende Elastizitätszahl. Nach den deutschen Vorschriften ist $n'' = n = 15$, nach den Schweizer Vorschriften $n'' = 10$ und $n = 20$, also $n'' = 0,5 n$.

Aus den Drehgleichungen um die untere und um die obere Eisenachse ergeben sich die Querschnitte der Druckeisen und der Zugeisen zu

$$F'' = \frac{M - 0,5 b x k_b z}{(h - a) k''} = \frac{M - 0,5 \xi_n \zeta_n k_b b h^2}{h(1 - \alpha) k''}$$

$$= \frac{M - \mu_n b h^2}{h(1 - \alpha) k''} \dots (16)$$

$$F' = \frac{M + 0,5 b x k_b (h - a - z)}{(h - a) k_e} = \frac{M - 0,5 \xi_n \zeta_n k_b b h^2}{h(1 - \alpha) k_e}$$

$$+ \frac{0,5 \xi_n b h}{\gamma} = \frac{M - \mu_n b h^2}{h(1 - \alpha) k_e} + \eta_n b h \dots (17)$$

Hierin wurde nach Gleichung (10a) $\frac{0,5 \xi_n}{\gamma}$ gleich dem normalen Eisengehalt η_n gesetzt. Durch Einsetzen der Werte von F' und F'' in die Gleichung

$$\eta = \eta' + \eta'' = \frac{F'}{b h} + \frac{F''}{b h} \text{ erhält man } \eta - \eta_n$$

$$= \frac{M - \mu_n b h^2}{(1 - \alpha) b h^2} \left(\frac{1}{k_e} + \frac{1}{k''} \right) = \frac{\mu - \mu_n}{1 - \alpha} \left(\frac{1}{k_e} + \frac{1}{k''} \right)$$

und $\mu = \mu_n + (\eta - \eta_n) (1 - \alpha) : \left(\frac{1}{k_e} + \frac{1}{k''} \right)$

$$= \mu_n + \frac{(\eta - \eta_n) n'' (\xi_n - \alpha) (1 - \alpha)^*}{n'' (\xi_n - \alpha) + n (1 - \xi_n)} \dots (18)$$

nachdem für k'' sein Wert aus Gleichung (15) eingeführt worden.

Für $n'' = n$ vereinfacht sich Gleichung (18) zu $\mu = \mu_n + (\eta - \eta_n) (\xi_n - \alpha) k_e \dots (19)$

Mit $\mu_n = 6,56$, $n = 15$, $n'' = 10$, $\xi_n = 0,375$, $\alpha = 0,08$ ergibt Gleichung (18)

$$\mu = 6,56 + 220 (\eta - \eta_n) = 6,56 + 220 (\eta - 0,0075)$$

Diese Gerade ist in Fig. 2 als Linie IV eingezeichnet.

Wählt man $n'' = n$, so erhält man aus Gl. (19) $\mu = 6,56 + 295 (\eta - \eta_n) = 6,56 + 295 (\eta - 0,075)$ entsprechend der Linie V in Fig. 2.

*) Strenggenommen wäre $n'' - 1$ statt n'' zu setzen, da der wirksame Betonquerschnitt um den Eisenquerschnitt F'' verringert wird. Für die Anwendung ist diese Ungenauigkeit ohne Bedeutung.

Außer den Längseisen werden bei größeren Abmessungen auch Spiraleisen in den Druckbeton eingelegt. Man kann hier folgendes Rechenverfahren einschlagen. Zunächst werde der theoretische Grenzfall, wo nur Spiraleisen, aber keine Längseisen, vorhanden sind, behandelt.

Durch die Spiraleisen wird die zulässige Betondruckspannung von k_n auf

$$k_b = k_n \left(1 + \frac{n_1 F_1}{\nu b x}\right) = k_n \left(1 + \frac{n_1 q_1}{\nu \xi}\right)$$

erhöht, wo

F_1 = rechnermäßiger Querschnitt der Spirale
= Rauminhalt, geteilt durch die zugehörige Balkenlänge;

n_1 = Gütezahl des Spiraleisens = 30 nach der preußischen, 24 nach der Schweizer Vorschrift;

q_1 = $F_1 : b h$ = Gehalt an Spiraleisen;

$\nu b x$ = Bruchteil der Druckfläche, auf den sich die Wirkung der Spirale erstreckt.

Wird nun die Spirale so stark gemacht, daß $\mu_e = \mu_b$ wird, d. h. $q' \zeta k_e = \frac{\xi \zeta k_b}{2}$, wo q' den Gehalt an Zugeisen bezeichnet, $q' = F' : b h$, dann erhält man nach Einsetzen des Werts von k_b die Gleichung:

$$q' k_e = \frac{\xi k_n}{2} \left(1 + \frac{n_1 q_1}{\nu \xi}\right) = \frac{k_n}{2} \left(\xi + \frac{n_1 q_1}{\nu}\right),$$

woraus

$$q' = \frac{\xi}{2 \nu} + \frac{n_1 q_1}{2 \nu}.$$

Zur Vereinfachung kann man näherungsweise ξ konstant, gleich seinem Anfangswert ξ_n , setzen. Der erste Summand wird dann nach Gleichung (11):

$$\frac{\xi_n}{2 \nu} = q_n \text{ (normaler Gehalt an Zugeisen) und}$$

$$q' = q_n + \frac{n_1 q_1}{2 \nu}.$$

Hieraus folgt

$$q_1 = (q' - q_n) \frac{2 \nu}{n_1} \dots \dots \dots (20)$$

und der totale Eisengehalt

$$q = q' + q_1 = q' \left(1 + \frac{2 \nu}{n_1}\right) - \frac{q_n 2 \nu}{n_1};$$

woraus

$$q' = \left(q + \frac{2 \nu q_n}{n_1}\right) : \left(1 + \frac{2 \nu}{n_1}\right) \dots \dots (21)$$

Mit Hilfe vorstehender Gleichung kann man für beliebige Gesamteisengehalte q den auf die Zugeisen entfallenden Anteil q' berechnen; Gleichung (1) u. (2) liefern sodann die zugehörigen Werte von ξ und ζ und schließlich Gleichung (4) die zugehörigen Tragmodule $\mu = \mu_e = q' \zeta k_e$.

Diese Werte sind für $\gamma = 25$, $n_1 = 30$, $q_n = 0,0075$ und für ein mittleres $\nu = 0,5$ als Linie VI in Fig. 2 eingetragen. Diese Linie weicht innerhalb der in Betracht kommenden Strecke nur unmerklich von einer Geraden ab. Gleichung (21) geht über in

$$q' = \frac{6}{11} q + \frac{5}{11} \cdot 0,0075 = \frac{6}{11} q + 0,0034.$$

In Wirklichkeit sind nun neben den Spiralen immer auch noch Längseisen vorhanden, und zwar an Masse mindestens gleich ein Drittel der Spiralmasse: $q'' \geq \frac{1}{3} q_1$. Die entsprechende μ -Linie liegt naturgemäß zwischen den Linien VI und IV bzw. V und kann genau genug nach dem Verhältnis $q_1 : q''$ interpoliert werden. Die Linie VII der Fig. 2 ist zwischen die Linien VI und IV ($n'' = n = 15$) gemäß dem Verhältnis $q'' = \frac{1}{2} q_1$ eingelegt worden.

Es ist zu bemerken, daß die Linien VI und VII in der Nähe ihres Ausgangspunkts A nur eine theoretische Bedeutung haben, da man mit dem Spiralenquerschnitt aus praktischen Gründen nicht unter ein bestimmtes Maß heruntergehen kann. In abgeschwächtem Maße ist dies auch bei den Linien IV und V der Fall.

3. Vergleich der einfachen und doppelten Armierung.

Wie die Fig. 2 zeigt, liegt die Linie IV durchgehend oberhalb der Linie II. Die Linie V fällt bis etwa $q = 1,3\%$ nahezu mit Linie II zusammen; darüber hinaus erhebt sie sich ebenfalls über Linie II. Die doppelte Längsarmierung erweist sich hiernach günstiger als die einfache mit konstant bleibender Betonbeanspruchung k_b , und zwar um so mehr, je größer q , bzw. je kleiner die Höhe h angenommen wird. Dagegen liegt die Linie III bis zu $q = 4,75\%$ oberhalb der Linie IV und bis zu $q = 6,5\%$ oberhalb der Linie V. Es erscheint hiernach die einfache Armierung mit wachsender Betonbeanspruchung k_b innerhalb der für die Anwendung in Betracht kommenden Grenzen als die günstigere Anordnung. Ähnliche Verhältnisse liegen bei den andern in Frage kommenden Werten von k_e und k_b vor, die in gleicher Weise durch entsprechende Linien I, II, III, IV, V zur Anschauung gebracht werden können. Es läßt sich daher ganz allgemein aussprechen, daß innerhalb der gewöhnlichen Eisengehalte q die einfache Armierung unter Berücksichtigung der mit q wachsenden zulässigen Betondruckspannung k_b günstiger als die doppelte Längsarmierung ist. Dazu kommt noch, daß der einfach armierte Querschnitt mit der Zeit an Widerstandsfähigkeit zunimmt, da seine schwächste Stelle, die äußerste Betondruck-

faser, mit dem Alter wesentlich an Festigkeit gewinnt. Bei doppelter Armierung wird dagegen die Widerstandsfähigkeit des Querschnitts durch die Zunahme der Betonfestigkeit nicht weiter erhöht, da sie in erster Linie von der Zugfestigkeit des Eisens abhängig ist, die mit dem Alter nicht größer wird. Nur dadurch, daß auch der Elastizitätsmodul E_b des Betons mit dem Alter wächst, nimmt die Widerstandsfähigkeit auch hier um ein wenig zu, insofern der Hebelsarm z der inneren Kräfte mit wachsendem E_b etwas größer wird.

In manchen Fällen werden mit Rücksicht auf die Ausführung einige wenige Längseisen in den Druckbeton eingelegt, die jedoch die Masse der für eine vollständige Doppelarmierung erforderlichen Druckeisen nicht erreichen. Man kann den hierbei erforderlichen Querschnitt der Zugeisen näherungsweise durch folgende einfache Interpolation erhalten. Man trage als wagerechte

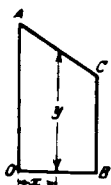


Fig. 3.

Strecke OB der Fig. 3 den Querschnitt der Druckeisen bei vollständiger doppelter Armierung auf und sodann als senkrechte Strecke BC den zugehörigen Querschnitt der Zugeisen; ferner als senkrechte Strecke OA den Querschnitt der Zugeisen bei einfacher Armierung. Die Ordinate y der Verbindungslinie AC gibt dann den zu einer beliebig gewählten Querschnittsgröße x der Druckeisen gehörenden Querschnitt der Zugeisen näherungsweise an.

Was die Anordnung mit Spiraleisen angeht, so zeigt ein Vergleich der Linien VII und III, daß

η	0,15	0,3	0,6	0,75	1	1,3	1,6	2	3,28	4,73%
u	1,4	2,7	5,3	6,56	8,2	9,5	10,7	12	15,65	18,3
A	1,032	0,76	0,625	0,596	0,595	0,62	0,648	0,694	0,831	1,011

$$\frac{h}{h_n} = \sqrt{\frac{u_n}{u}} = 2,17 \quad 1,56 \quad 1,11 \quad 1 \quad 0,897 \quad 0,83 \quad 0,784 \quad 0,740 \quad 0,646 \quad 0,6$$

dieselbe unter den angenommenen Verhältnissen etwa von $\eta = 2\frac{3}{4}\%$ an weniger Eisen erfordert als die einfache Armierung mit wachsender Betonbeanspruchung k_b . Mit Rücksicht auf ihre höheren Ausführungskosten wird sie etwa erst von $\eta = 3\%$ bis $3,5\%$ an finanzielle Vorzüge bieten, dann aber in rasch steigendem Maße. Kommt eine längere Schonzeit des Trägers bis zu seiner vollen Belastung in Betracht, so verschiebt sich die Grenze weiter nach oben zugunsten der einfachen Armierung. Bei sehr beschränkter Bauhöhe bietet die Spiralarmierung das wirksamste Mittel zu einer starken Herabminderung der Trägerhöhe.

4. Günstigste Höhe des Querschnitts.

Die Kosten für die Längeneinheit des Trägers betragen:

$$C = C_b b h + C_e F = C_b b h (1 + \eta c) \dots (22)$$

wo C_b die Kosten der Raumeinheit Beton, C_e " " " " " Eisen, c das Verhältnis $C_e : C_b$ bezeichnet.

Die Kosten für die Betondeckschicht und für die Schalung sind hierbei außer Rechnung geblieben, da sie genau genug als konstant angesehen werden können. Ersetzt man in Gleichung (22) die Größe h durch $\sqrt{\frac{M}{b\mu}}$, so geht dieselbe über in

$$C = C_b \sqrt{M b} \cdot \frac{1 + c \eta}{\sqrt{\mu}} = C_b \sqrt{M b} \cdot A \dots 23$$

wo das Glied $(1 + c \eta) : \sqrt{\mu}$ gleich A gesetzt wurde.

In Gleichung (23) ist das Moment M streng genommen nicht konstant, da das Eigengewicht mit der Trägerhöhe h zunimmt; doch ist der Einfluß der Veränderlichkeit in den gewöhnlichen Fällen der Anwendung nicht sehr wesentlich und möge daher der Einfachheit wegen vorerst außer Betracht bleiben. Die nunmehr allein noch von h abhängige Größe A kann mit Hilfe der früher entwickelten Beziehungen zunächst als Funktion des Eisenanteils η und sodann als Funktion der zugehörigen Trägerhöhe h bzw. des Verhältnisses $h : h_n$ $= \sqrt{\frac{\mu_n}{\mu}}$ ausgedrückt werden. Beispielsweise erhält man für $\mu_n = 6,86$ und $c = 70$ bei einfacher Armierung mit Hilfe der Linien I und III der Fig. 2 folgende zusammengehörige Werte:

Die Werte von A sind in Fig. 4 als Funktion der zugehörigen Werte von $h : h_n$ aufgetragen. Der Kleinstwert von A liegt etwa bei $h = 0,95 h_n$. Für $h = 1,1 h_n$ erhöht sich der Wert von A bzw.

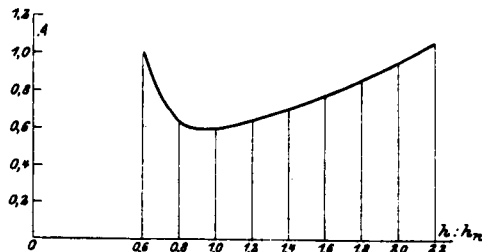


Fig. 4.

der von C nur um etwa 4% , für $h = 0,83 h_n$ nur um etwa $3,5\%$. In Wirklichkeit verschiebt sich wegen der oben erwähnten Abhängigkeit des Mo-

ments M von der Höhe h die finanziell günstigste Trägerhöhe etwas weiter nach unten. Will man diesen Umstand rechnungsmäßig berücksichtigen, so ist zu setzen $M = M_0 + m h$, wo M_0 das Moment aller Lasten mit Ausnahme des Trägergewichts bezeichnet, und m das Moment, das durch das Gewicht einer 1 cm hohen Trägerschicht hervorgerufen wird. Aus $M = M_0 + m h = \mu b h^2$ folgt sodann

$$h = \frac{m}{2\mu b} + \sqrt{\left(\frac{m}{2\mu b}\right)^2 + \frac{M_0}{\mu b}}$$

und der Gesamtkostenbetrag

$$\begin{aligned} C &= C_1 b h (1 + c q) \\ &= C_1 \left[\frac{m}{2\mu} + \sqrt{\left(\frac{m}{2\mu}\right)^2 + \frac{M_0 b}{\mu}} \right] (1 + c q) \\ &= C_1 \sqrt{M_0 b} \left[\frac{m}{2\mu \sqrt{M_0 b}} + \sqrt{\frac{m^2}{4\mu^2 M_0 b} + \frac{1}{\mu}} \right] \\ &\quad \times (1 + c q) = C_1 \sqrt{M_0 b} \cdot A_0 \dots \dots \dots (24) \end{aligned}$$

Die zweite Form der vorstehenden Gleichung zeigt, daß der veränderliche Faktor A_0 außer von

q und μ auch noch von dem Verhältnis $m : \sqrt{M_0}$ abhängt. Ist letzteres im besondern Fall gegeben, so kann man in gleicher Weise wie früher die Größe A_0 als Funktion des Verhältnisses $h : h_n$ bestimmen und hieraus die günstigste Trägerhöhe ermitteln.

Für den Grenzfall $M_0 = 0$, d. h. wenn der Träger nur sein eigenes Gewicht zu tragen hat, geht Gleichung (24) über in

$$C = C_1 \frac{m}{\mu} (1 + c q) \dots \dots \dots (25)$$

Legt man auch hier wieder die Abhängigkeit von μ und q gemäß den Linien I und III der Figur 2 zugrunde, so erhält man die günstigste Trägerhöhe $h =$ etwa $0,78 h_n$, während früher für den andern Grenzfall $m = 0$ $h = 0,95 h_n$ erhalten worden war. In den meisten Fällen der Anwendung dürfte die günstigste Trägerhöhe bei $0,85 h_n$ bis $0,9 h_n$ liegen.

Geht man statt von der Linie III der Fig. 2 von der Linie II aus, die einer konstanten Betonbeanspruchung $k_b = 40$ kg/qcm entspricht, so ergibt sich als günstigste Trägerhöhe die Normalhöhe h_n .

NEUERE EISENBETON-KONSTRUKTIONEN IM GEBIETE DES BERGBAUES.

Vortrag auf der XIV. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins,
Berlin, den 14. Februar 1911.

Von Dr.-Ing. K. W. Mautner,
Oberingenieur der Firma Carl Brandt, Düsseldorf.

F. Konradson

(Fortsetzung und Schluß von S. 139.)

Meine Herren! Dem Gange des Fördergutes entsprechend verlassen wir nunmehr das interessante Gebiet der Anwendungen des Eisenbetons im Schacht- und Streckenbau und begeben uns über Tage. Da ist zunächst das Fördergerüst und das Fördermaschinengebäude, was uns vom baulichen Standpunkte aus interessiert. Ich bin heute bereits in der Lage, Ihnen auch für die Erbauung eines Fördergerüsts in Eisenbeton ein Beispiel vorzuführen, welches wohl die erste derartige Ausführung meines Wissens sein dürfte. Mir ist wohl bekannt, daß ein ähnliches Projekt bereits vor etwa 2 Jahren für die Grube Altwasser in Schlesien in Erwägung gezogen, aber nicht zur Ausführung gebracht wurde*). Wie bereits eingangs in meinen Ausführungen bemerkt, ist dieser Bau noch nicht vollendet. Er ist eben in voller Ausführung begriffen und beschränke ich mich heute daher darauf, die Grundlagen für die Projektierung Ihnen vorzuführen (Fig. 10). Es ist ein

eigentümliches Zusammentreffen, daß erst die modernsten Fördermaschinen bezw. Arten des Antriebes gleichzeitig die Verwendung der modernsten Baukonstruktion, des Eisenbetons, ermöglichten. Bei der bisher zumeist üblichen Dampfmaschinenförderung und dem schrägen Seiltrieb wäre ein Projekt der Erbauung eines Fördergerüsts in Eisenbeton wohl schwerlich in ernstliche Erwägung gezogen worden, da wie bekannt, zu den Hauptkonstruktionsteilen eines solchen Fördergerüsts die schräggestellten Steifen gehören, welche in Eisenbeton ausgeführt, zufolge des hohen Eigengewichtes viel bedeutendere Biegungsspannungen erfahren hätten, wodurch diese Konstruktion von vornherein dem Eisen gegenüber im Nachteil gewesen wäre. Anders gestaltete sich die Sachlage, als nach Einführung des elektrischen Antriebes und der sogenannten Koepemaschine an einen Schachturmbau gegangen wurde, bei welchem die ganze Fördermaschine über der Schachtöffnung in einem Turm untergebracht ist. Diese Anordnung ist besonders vorteilhaft in

*) „Zement und Beton“ 1909, Nr. 8.

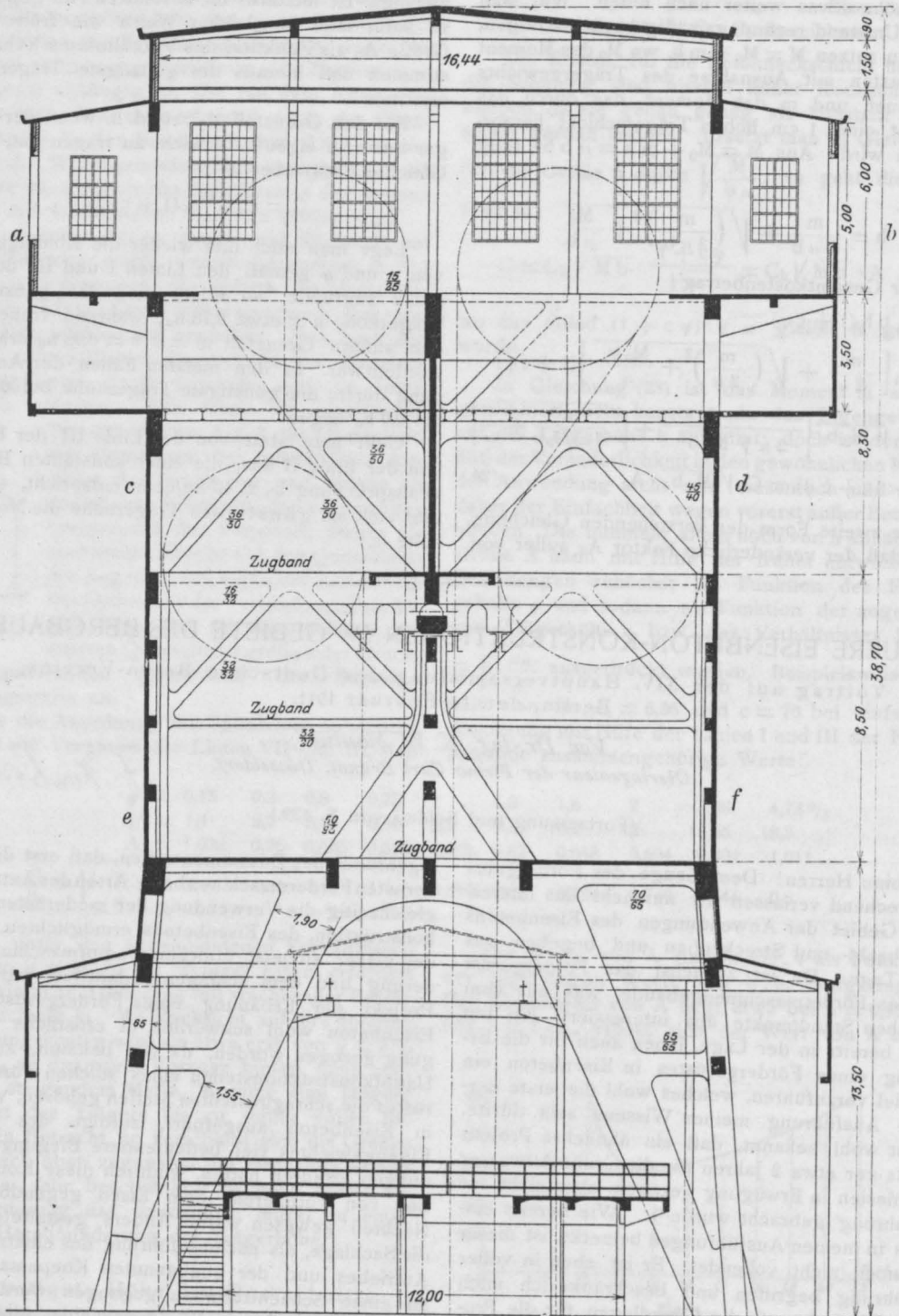


Fig. 10.

Hintere Längswand. Schnitt g—h.

Fällen, bei welchen an Raum gespart werden muß und wo sich die Fundierung der unterliegenden Maschinen schwieriger gestalten würde, wie dies besonders im vorliegenden Falle zutraf. Die Anordnung bringt nebst den Vorteilen der elektrischen Förderung, welche in einer beträchtlichen Erhöhung der Seilfahrtgeschwindigkeit und in einer gleichförmigen stoßfreien Bewegung der Fördermaschine bestehen, noch den Vorteil eines größeren Seilumschlingungswinkels, wodurch die Sicherheit gegen Seilrutschen selbst bei den erhöhten Geschwindigkeiten vermehrt wird und beschleunigtere und sichere Förderung möglich ist. Ferner bringt die Anordnung den Vorteil einer nur zweimaligen Seilkrümmung mit sich. Für den Eisenbetonbau sind alle Bedingungen gegeben, um die Konstruktion zu einer rationalen und mit dem Eisen erfolgreich in Wettbewerb zu tretenden zu machen. Die Lastübertragung erfolgt im Prinzip direkt vertikal auf die Hauptstützpunkte. Die Tragkonstruktionen des Fördermotors sind zwar Bauteile von gewaltigen Abmessungen, welche beträchtliche Bie-

gungsbeanspruchungen zufolge der hohen Einzellasten und den großen Spannweiten erfahren, sind aber Konstruktionsteile, wie sie vielfach erprobt bei anderen Ausführungen häufig auftreten (Fig. 11). Da der Turm sich gegen die Schachtmündung im Interesse eines ungestörten Betriebes auf der Arbeitsbühne nach unten verbreiten muß, ist das Problem eines viereckigen Turmaufbaues mit bedeutenden Stielasten gegeben, welche auf weiter auseinanderliegende Fußpunkte nach unten zu übertragen sind. Auch diese konstruktive Aufgabe ist in erprobter Weise gelöst worden und ich erinnere die Herren an die Konstruktion eines Vierungsturmes, welchen ich vor zwei Jahren hier vorführen durfte und bei dem eine ähnliche Lastübertragung ebenso bedeutender Einzellasten durch 4 geneigte Bögen oder Portale auf weiter auseinanderliegende Stützpunkte einer tieferliegenden Grundfläche erfolgte*). Die Vorbedingungen der Konstruktion des Turmes waren folgende:

*) Vortrag des Verfassers auf der XII. Hauptversammlung des D. B. V. 1909.

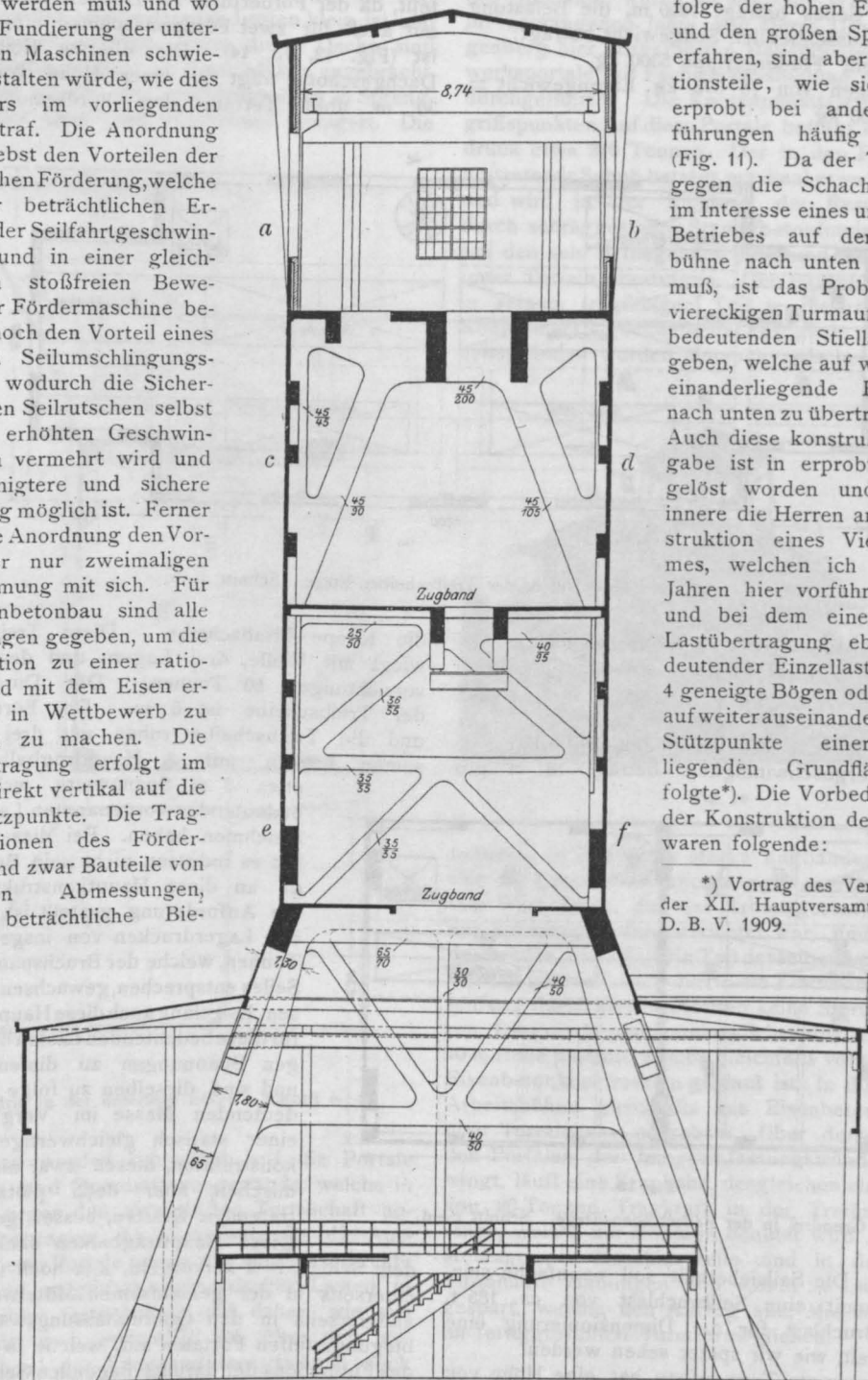


Fig. 11.

Mittlere Querwand. Schnitt i-k.

Der Schacht hat eine Tiefe von 710 m, die Länge des Seiles beträgt 1500 m, die Belastung des Seiles ausschließlich Seilgewicht beträgt:

für ein Fördergerippe 5300 kg,
8 Wagen von je 375 kg Eigengewicht =
3000 kg,

ist in zwei im wesentlichen symmetrische Teile geteilt, da der Förderturm für Doppelförderung, somit auch für zwei Fördermaschinen eingerichtet ist (Fig. 12, 13, 14). Die oberste Etage, das Dachgeschoß, trägt in einer Höhe von etwa 30 m über Terrain den Fördermotor und

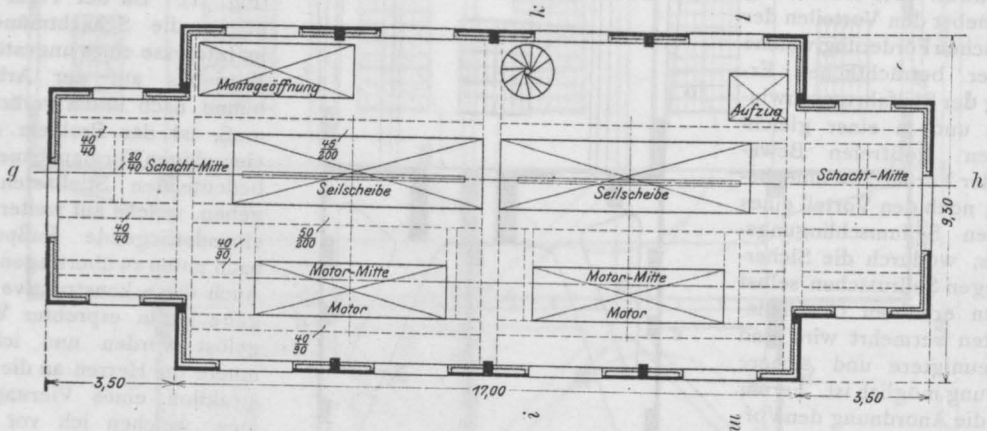


Fig. 12. Grundriß in der Treibscheiben-Etage. Schnitt a—b.

zu fördernde Kohle oder Berge 4000 kg,
somit Bruttoförderlast, ausschließlich Seil-
last 12300 kg,

Seillast ca. 9000 kg,

somit gesamte Seilspannung 22000 kg.

Die Fördergeschwindigkeit beträgt 18 m pro

die Koepe-Treibscheibe. Diese Treibscheibe wiegt mit Welle, drei Lagern und den Bremsvorrichtungen 60 Tonnen. Der Durchmesser der Treibscheibe ist 6 m. Der Fördermotor und die Treibscheibe ruhen auf drei gemeinsamen Lagern auf 3 Haupttragbalken von etwa 8 m Spannweite, welche die bedeutenden vorgenannten Lasten aufzunehmen haben. Bei diesen Lasten hat es indessen nicht sein Bewenden, da an diese Hauptkonstruktionsteile die Anforderung gestellt ist, daß sie den Lagerdrucken von insgesamt 185 Tonnen, welche der Bruchspannung des Seiles entsprechen, gewachsen sein müssen. Es gelang auch diese Haupttragteile für diese bedeutenden Lasten bei zulässigen Spannungen zu dimensionieren und sind dieselben zu folge ihrer bedeutenden Masse im Vergleich zu einer statisch gleichwertigen Eisenkonstruktion, diesen zwar nicht dynamischen, aber doch plötzlich auftretenden Kräften, besser gewachsen. Diese Haupttragbalken sind, wie aus

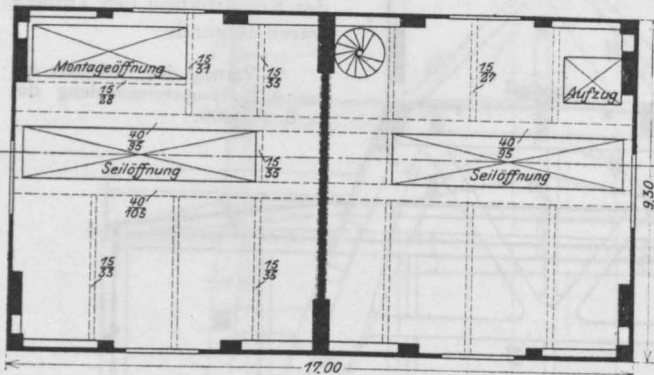


Fig. 13.

Grundriß in der Seilscheiben-Etage. Schnitt c—d.

Sekunde. Die Seilsicherheit soll neunfache sein, ergibt somit eine Seilbruchlast von ca. 185 t, welche Bruchlast für die Dimensionierung eine Rolle spielt, wie wir später sehen werden.

Der gesamte Turmaufbau hat eine Höhe von 38,7 m über der Schachtmündung und hat vier Hauptstockwerke. Die Grundrißfläche des rein vertikalen Turmschaftes beträgt $17 \times 9,3$ m und

dem Schnitt i—k hervorgeht, 2 m hoch und ruhen einerseits in der gemeinsamen Mittelwandebene, andererseits in den Querumfassungswänden auf biegesteifen Portalen auf, welche in der Höhe des Fußbodens der darunterliegenden Seilscheibenetage durch Zugbänder geschlossen sind. In den beiden Ausbauten ist die elektrische Ausrüstung untergebracht. Die nächst tiefergelegene Etage

trägt die in einer Ebene mit der Treibscheibe gelegene Seilscheibe, deren Achsendruck im Verhältnis zu den obengenannten Lasten klein ist und nur 6 Tonnen beträgt. Unter dieser Decke sind die Seilführungsträger an Betonböcken angebracht. Auch hier werden die Haupttragbalken in Sprengböcke der Quer- und Mittelwand gelagert. Die

tragen wird, beträgt etwa 150 Tonnen. Das Portal der Querwand wurde in ähnlicher Weise wie die im vergangenen Jahre von Herrn Direktor Spangenberg hier vorgeführten Hallenbinder, als Fachwerkportale mit Fachwerkausbildung des Riegels durchgeführt*). Die Knotenpunktlast in den Angriffspunkten auf diese Portale beträgt ohne Winddruck etwa 210 Tonnen. Der in den Fußpunkten auftretende Schub beträgt maximal etwa 200 Tonnen und wird in der Richtung der Resultierenden durch schräggestellte Stampfbetonfundamente bis auf den sehr tiefliegenden Baugrund, auf etwa 9 m unter Terrain übertragen. Der Baugrund besteht in seinem tragfähigen Teil in dieser Tiefe aus Konglomeraten bedeutender Festigkeit. Aus Sicherheitsgründen wurden dennoch zwischen den Por-

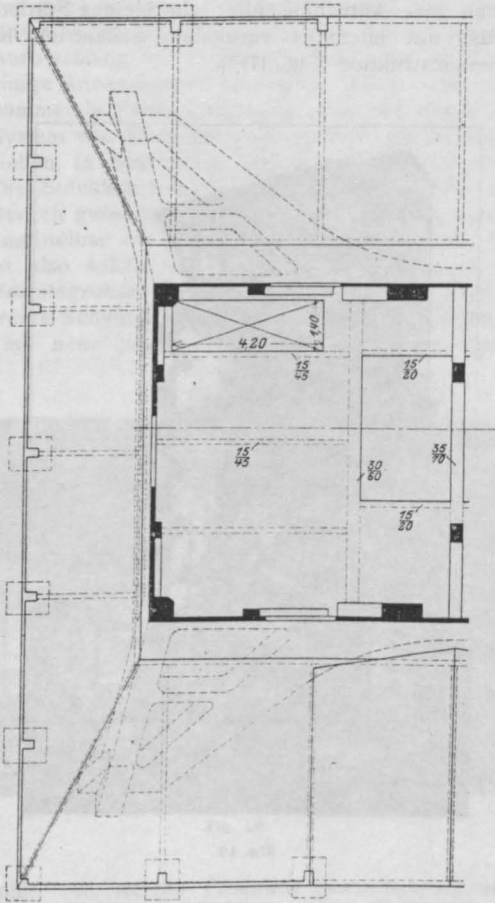


Fig. 14.

Grundriß in der untersten Etage. Schnitt e-f.

Hauptlasten werden schließlich auf die Portale der Längs- und Querumfassungswände, welche in Neigung gegen den eigentlichen Turmschaft auflaufen, übertragen. Als Grundsatz für die Ausbildung dieser Portale wurde die möglichst direkte Übertragung möglichst symmetrischer Lasten in deren Streben festgehalten und daher, wie aus dem Schnitt g-h ersichtlich ist, über dem geneigten Portal der Längsumfassungswände noch ein dreieckiger Sprengbock angeordnet. Die Einzelast, die am Fußpunkt eines solchen dreieckigen Sprengbockes auf diese größeren Portale über-

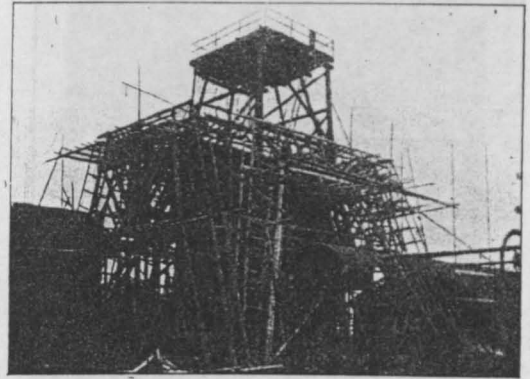


Fig. 15.

talfüßen in Banketten starke Zugbänder verlegt. Für die gesamte Bauanordnung war der Umstand von Wichtigkeit, daß das Arbeitsgerüst, welches zur Schachtabteufung errichtet war, umbaut werden mußte, ohne daß ein Teil desselben verschoben werden konnte. Auch durfte die Förderung zur Abteufung durch den Baubetrieb keine Störung erfahren. Die Portale sind von einer Schachthalle von etwa 10 m Höhe umbaut, welche gleichfalls vollständig in Eisenbetonkonstruktion geplant ist. In ihr ist eine Arbeitsbühne gleichfalls aus Eisenbeton 3,50 m über Terrainhöhe eingebaut. Über derselben an den Portalen der Längsumfassungswände aufgehängt, läuft eine Kranbahn, desgleichen eine solche von 20 Tonnen Tragkraft in der Treibscheibenetage, welche zur Montage benutzt wird. Für die Montage der Maschinenteile sind in der einen Turmhälfte Öffnungen von 4,20 m \times 1,40 m ausgespart, welche den Aufzug aller Maschinenteile im fertiggestellten Turm ermöglichen.

*) Spangenberg: „Monumentale Hallenbauten“. Vortrag auf der XIII. Hauptversammlung des D. B. V. in „Arm. Beton“ 1911, Heft 2 und 3.

Auf Fig. 15 ist die Einschalung der Portale mit Rücksicht auf das Arbeitsgerüst zu sehen.

Auf diesem Bilde sehen Sie das für die Unterbringung der Umformer gleichfalls in Beton und Eisenbeton projektierte Gebäude. Da der Fördermotor im Turm untergebracht ist, erübrigt sich bis auf dieses Gebäude jedes andere Maschinenhaus. Die Schwungradumformer, Patent Ilgner, ermöglichen die Übertragung der Belastungsschwankungen des Förderbetriebes auf das primäre Netz zu vermeiden, die Verluste beim Anfahren und Bremsen sehr gering zu halten und sind eine Grundbedingung der elektrischen För-

konstruktionen in stark stoßenden und schwankenden Betrieben gemacht hat.

Zum Schlusse gestatte ich mir noch, um auch der ästhetischen Seite der Ausführung gerecht zu werden, ein Bild von der geplanten Ansicht des Gebäudes, welches im Sommer dieses Jahres vollendet sein wird, vorzuführen (Fig. 16).

Und zur Beurteilung der Vollwertigkeit desselben eine Aufnahme über ein kleines Fördergerüst mit ebenfalls vertikalem Seilantrieb in Eisenkonstruktion (Fig. 17)*.

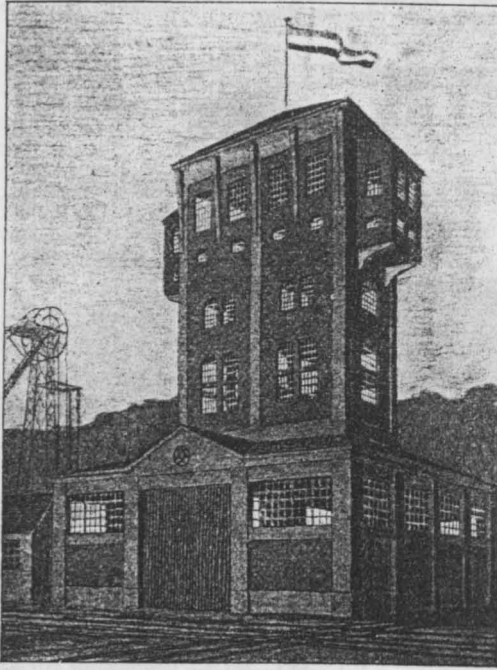


Fig. 16.



Fig. 17.

derung. Besonders im vorliegenden Falle des erst in etwa 9 m Tiefe befindlichen tragfähigen Baugrundes wäre die Errichtung einer Dampfmaschinen-Zentrale sehr kostspielig gewesen, welchen Kosten gegenüber dieses kleine Gebäude kaum in die Wagschale fällt.

Ich möchte noch bemerken, daß die Erschütterungen beim Anfahren sowie beim Stoppen der Fördermaschine sehr geringe sind, ebenso die Schwankungen, welche bei der Förderung selbst auftreten und die selbst in bedeutend leichteren Eisengerüsten kaum fühlbar sind. Es steht somit der direkten Lagerung der Maschinenteile auf den Eisenbetonkonstruktionen sicher kein Bedenken im Wege, um so mehr als man schon bedeutende Erfahrungen über die Bewährung von Eisenbeton-

Ich glaube demnach, daß selbst in dieser Beziehung der Eisenbeton den Vergleich nicht zu scheuen braucht.

Unseren Rundgang auf der gedachten Zechenanlage, bei welcher der Eisenbeton in reichem Maße Verwendung gefunden hat, wollen wir mit einer kurzen Betrachtung, der für die Aufbereitung dienenden Anlagen beschließen. Eine sorgfältige Aufbereitungsanlage ist heute für jeden bergbaulichen Betrieb eine Notwendigkeit geworden, da die nach Korngröße separierte und von Bergen befreite Kohle bedeutend höhere

*) Entnommen aus: „Glückauf“ 1906, Nr. 37 (Fördergerüst für die Compagnie des mines d'Arras für elektrische Förderung erbaut von Felten-Guilleaume-Lahmeyer-Werken).

Preise erzielt, und ferner das Waschen der Feinkohle durch die Anforderungen der Hüttenwerke an ihr Koksmaterial, unumgänglich notwendig wurde. Auch auf dem Gebiete dieser Aufbereitungsanlagen, also der Kohlenseparation und Kohlenwäschen ist der Eisenbeton in reichem Maße und zur Befriedigung der Auftraggeber verwendet worden. Ich kann bei diesem ein eingehendes Spezialstudium erfordernden Teil, nicht länger verweilen und möchte nur das Prinzip der Aufbereitung der Kohle berühren, um so dann einige Anwendungen zu zeigen. Die zum Schacht kommende Förderkohle wird zunächst durch ein System von Kreiselwippen, Rosten und Schwing-sieben in Stückkohle und Kleinkohle separiert. Die Stückkohle wird auf Lesebändern von den Bergen gereinigt und gelangt als reine Stückkohle unmittelbar zur Verwendung. Die Kleinkohle, das ist also solche von 0–80 mm Korn fällt in die Vorratsgruben und wird von dort durch Becherwerke Schwingsieben zugeführt. Diese nehmen eine neue Klassierung in Feinkohle und Grob-

Trockensümpfe geschwemmt wird. Für diesen wichtigsten Teil der Separationen und Feinkohlenwäschen ist die Eisenbetonkonstruktion mit großem Vorteil verwendet worden, so namentlich in den Separationen als Tragkonstruktion der Wipper, Siebe und dergleichen (Fig. 18, 19), sowie für die Transportbrücken, sodann für die Vorratsgruben und endlich im bedeutenden Maße für die Wasserbehälter der Wäsche, für die Trockentürme derselben und die Vorratsaschen der Grobkohle.

Die eben gezeigte Anlage ist die von der Maschinenfabrik „Humboldt“ A.-G. in Kalk, in Gemeinschaft mit Gebr. Rank erbaute Wäsche auf der Königl. Grube „Peißenberg“ (Fig. 20).

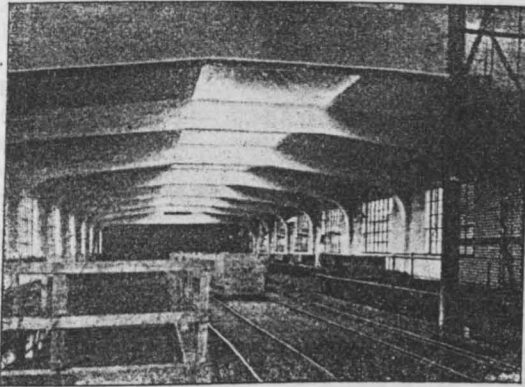


Fig. 18.

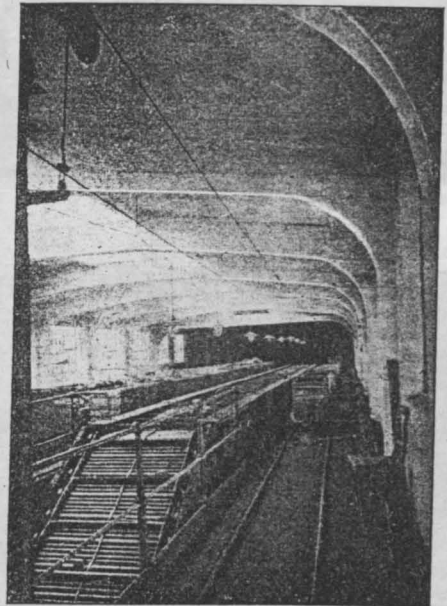


Fig. 19.

kohle vor, welche Produkte gesondert eigenen Setzmaschinen zugeführt werden. Die Feinkohle gelangt aus der Setzmaschine durch Geflüter, durch Schwemmen in die Trockentürme, während die Grobkohle auf ein Schwingsieb nach Verlassen ihrer Setzmaschine gelangt, welches die Verteilung in verschiedene Taschen, je nach Korngröße vornimmt. Die Feinkohle wird in den Trockentürmen entwässert, wobei die Kohlen zu Boden sinken und das geklärte Wasser über den Rand des Trockenturmes in eigenen Überlaufnutten abfließt.

Die endgültige Entwässerung erfolgt durch Abziehen des Wassers durch gelochte Rohre. Das ablaufende Wasser gelangt in einen Pumpensumpf, wird dort geklärt, und erneut durch Pumpen den Feinkohlensetzmaschinen wieder zugeführt, während der Schlamm wieder in die Geflüter der

Wesentlich neue konstruktive Probleme treten beim Bau der Kohlenwäschen nicht auf, doch beanspruchen besonders die Separationen durch ihre starken Erschütterungen die Unterkonstruktion in hohem Maße. Bei allen in Eisenbeton erbauten derartigen Anlagen hat sich jedoch trotz mehrjährigen Betriebes keine Schädigung herausgestellt. Der Bau der Schwemmsümpfe erfolgt gewöhnlich so, wie der anderer Behälter und ist nur auf die dynamischen Wirkungen des aus den Geflütern herausfallenden Kohlenschlammes und Wassers entsprechend Rücksicht zu nehmen. Besondere Sorgfalt erheischen die Trichterkonstruktionen, welche in verschiedenen Arten ausgebildet werden können. — Teils wie auf diesem Bilde, dem von der Firma Carl Brandt erbauten ersten Feinkohlenturm, auf Zeche Recklinghausen II, als

Hängeböden*), teils wie auf diesem Bilde, als Rippenpyramiden, wie dies bei der Ausführung der Schwemmsümpfe auf der Königl. Zeche

*) Näheres siehe Aufsatz des Verfassers: „Feinkohlenturm auf Zeche Recklinghausen II“ in Deutsche Bauztg. 1908, Mitteil. Nr. 4.

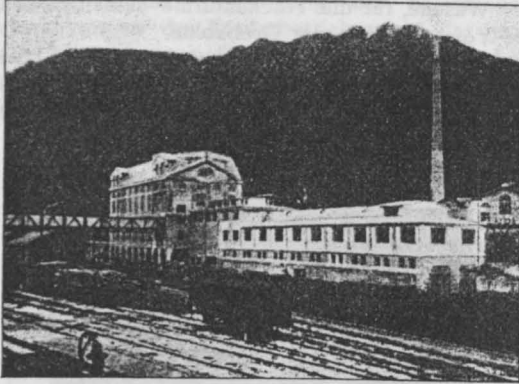


Fig. 20.

Buer i. W. durch die Firma Dücker & Co. in Düsseldorf, der Fall war (Fig. 21).

Einen Einblick in die Zuführungs- und Überlaufslutten, bzw. in die Trockensümpfe von oben gibt dieses Bild, eine Aufnahme des vorhin erwähnten Trockenturmes auf Zeche Recklinghausen II (Fig. 22). Ein Haupterfordernis für die gute

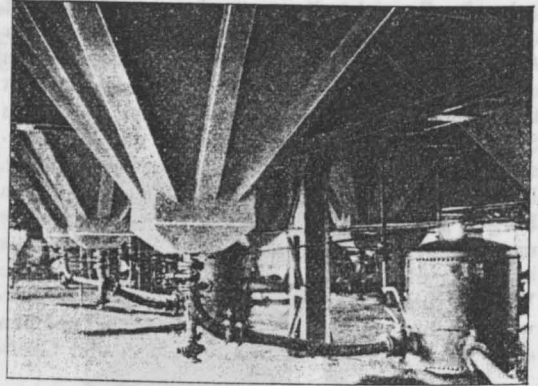


Fig. 21.

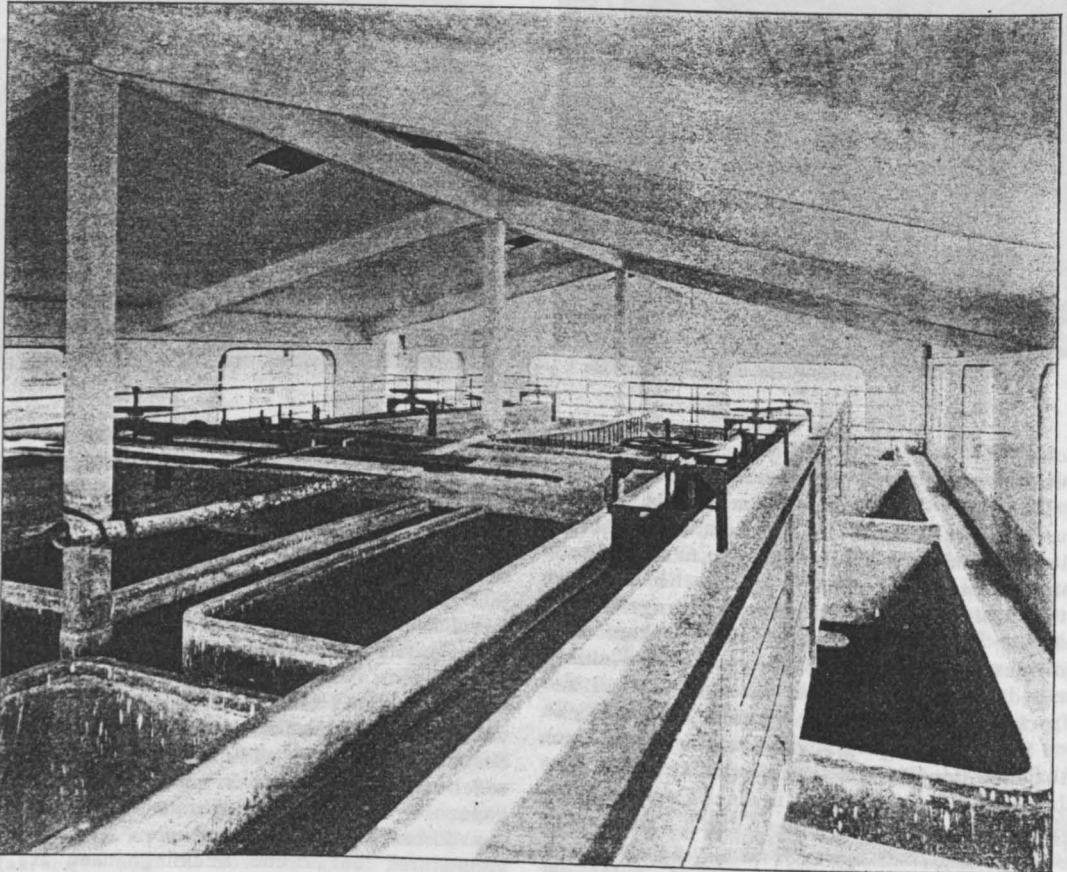


Fig. 22.

Wirkung der Trockenstümpfe ist ein vollständig wasserdichter Zementputz. Die Trockenstümpfe und Vorratstaschen in Eisenbeton haben den großen Vorteil der weitaus geringeren Abnutzung gegenüber den in Eisen und Mauerwerk konstruierten und ist daher zu hoffen, daß auch auf dem Gebiete der Aufbereitung der Eisenbeton weiter erfolgreich sein wird.

Sehr geehrte Herren! Ich bin mit meinen

Ausführungen, welche nur ein schwaches Bild der Anwendungsmöglichkeit von Eisenbetonkonstruktionen im Bergbau gegeben haben, zu Ende. Wenngleich nicht alle Ausführungen, die ich Ihnen heute vorführen durfte, bereits beendet und erprobt sind, so läßt sich doch schon vorher sagen, daß es unserer Bauweise gelingen wird in den verschiedenen Zweigen der bergbaulichen Betriebe festen Fuß zu fassen.

DISKUSSION ÜBER „WÜRFELPROBE ODER KONTROLLBALKEN?“*)

(Schluß von S. 236).

Ing. L. A. Sanders, Amsterdam:

Ich will versuchen diese Streitfrage etwas näher zu beleuchten; dabei werde ich nicht auf die Äußerungen eingehen, welche von verschiedenen hervorragenden Fachleuten in Heft 5 von „Armierter Beton“ veröffentlicht sind.

Schon im Jahre 1898 war folgendes bei dem Amsterdamer Zement-Eisenwerke „Wittenburg“ bekannt:

Eisenbetonkonstruktionen sind fast immer auf Biegung beansprucht. Dabei kommt die „Würfel-
festigkeit“ nur in Betracht, wenn infolge Überschreitung der zulässigen Momente oder Schubspannungen sich Risse gebildet haben. Also ist die Feststellung der „Würfel-
festigkeit“ mittels „Würfelproben“ oder „Biegeproben“ von geringem Werte. Mit „Würfelproben“ kann man sich ein Urteil bilden über die Qualität von Zement, Sand und Schotter oder Kies, indem man bei vergleichenden Versuchen verschiedene Quantitäten dieser Materialien nimmt.

Nur bei ausschließlich auf Druck beanspruchte Konstruktionen, wobei Knickung nicht eintreten kann, wird der Sicherheitskoeffizient einer Konstruktion durch die „Würfel-
festigkeit“ des Betons festgestellt.

In allen Leitsätzen wird nur vorgeschrieben eine „rechnungsmäßige“ zulässige Biegedruckspannung, welche ein gewisser Teil ist der zu erwartenden Druckfestigkeit, welche aber in keinem Zusammenhang steht mit dem Sicherheitskoeffizienten der Eisenbetonkonstruktionen. Also bedarf man bei den meisten Eisenbetonkonstruktionen keine Proben zur Feststellung der „Würfel-
festigkeit“ des Betons. Die Resultate der von mir im Jahre 1897 und 1898 ge-

machten 40 Probekonstruktionen, welche überall bekannt sind, bestätigen diese Behauptung.

Nur bei sehr mageren Betonmischungen, welche bei Eisenbeton, der Porösität wegen als nicht dauernde Konstruktionen betrachtet werden sollen, kann man die „Würfel-
festigkeit“ benutzen. (Vgl. die Graphika auf Seite 393 meines Buches „Het Cement Yzer in Theorie en Pratyk“)

Im Jahre 1898 wurden die Werte der Koeffizienten

$$\frac{E_c}{E_{bd}} = n \text{ und } \frac{E_{bd}}{E_{bz}} = m,$$

von mir approximativ festgestellt in Verbindung mit den Resultaten der Proben der Herren Prof. Bach, Grutt, Nielsen und Sanders. Ich schloß daraus, daß bevor gut sichtbare Risse auftreten, man rund $m = 8$ und $n = 7$ annehmen könnte.

Bei einer Betonmischung 1:2:2 kann man nach einem Monat Erhärtung darauf rechnen, daß der Bruch bei einer Betonzugspannung 50 kg/cm² und nach 3 Monaten Erhärtung bei 54 kg/cm² auftreten wird.

Natürlich sind diese nur „rechnungsmäßige“ Zahlen, welche in Wirklichkeit nur 30–40% vermindert werden müssen. Damals im Jahre 1898, machten wir davon eine graphische Darstellung, aus welcher man die Bruchlast pro M² von Platten verschiedener Länge und Dicke finden kann. Umstehend sieht man ein photographisches Bild dieser graphischen Darstellung. Dabei ist angenommen

$$f \cdot \text{Eisen} = \frac{1}{80} h \text{ und } \sigma_{bz} = 45 \text{ kg/cm}^2.$$

Man hatte auch σ -Eisenzug z. B. 2200 oder 2300 kg/cm² nehmen können, und daraus das Bruchmoment berechnen können. Zur Ermittlung der Sicherheit bei Ausführungen in Eisenbeton nach einer gewissen Erhärtungszeit bei Einfluß von Wetter und Temperatur, ferner zur Bestimmung der Qualität des Zementes usw., wurden damals auf der Fabrik „Wittenburg“ fortwährend Kontrollbalken gemacht und geprüft. Auf Seite 253 von A. Sanders „Het Cement-Yzer

*) Obgleich die Diskussion über diese Frage bereits geschlossen wurde, veröffentlichten wir die bereits angekündigte Äußerung des bekannten holländischen Fachkollegen, die auch über die Entwicklungsgeschichte einige Aufklärung gibt.
Die Schriftleitung.

in Theorie en Praktyk“ sieht man ein photographisches Bild eines solchen Balkens.

In normalen Fällen waren die Abweichungen in der Praxis nur selten größer als 5% und niemals größer als 10%, so daß man den Sicherheits-

grad der Platten genau kannte. In abnormalen Fällen, z. B. bei der Prüfung minderwertigen Zements, bekamen wir Abweichungen von 50% und höher.

Doch wurden diese Zemente von allen Prüfungsanstalten gut befunden. Der Zement genügte den niedrigen Forderungen, welche damals dem Portlandzement gestellt wurden!

Es ist allgemein bekannt, daß bei Eisenbetonbauten hauptsächlich die Plattenkonstruktionen vorkommen. Niemand kommt dabei die „Würfelfestigkeit“ des Betons in Frage.

Noch weniger ist dies der Fall bei T-Balken. Nur wo diese über mehrere Felder durchgehen und eingespannt sind, kann davon die Rede sein, aber bei den Stützen hat man die zulässigen Druckspannungen vermindert, so daß nie ein Bruch auftreten kann wegen der Überschreitung der Druckfestigkeit des Betons.

Allgemein ist jetzt bekannt, daß die Zerstörung einer Eisenbetonkonstruktion eintritt, sobald die Streckgrenze des Eisens erreicht wird, weil die Vorschriften es einfach unmöglich machen, daß ein Bruch infolge der „Würfelfestigkeit“ des Betons eintritt.

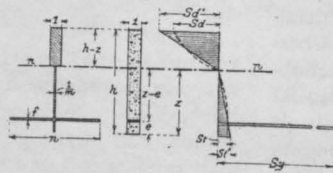
Meines Erachtens ist die Bestimmung der Würfelfestigkeit ohne Nutzen. Mittels Kontrollbalken, wie sie von mir seit dem Jahre 1897 gemacht wurden, bekommt man einen

Monierplatten van 4 tot 16 cM dikte.

Graphische tabellen ter bepaling van de brenkbelasting per M^2 in K. G. by verschillende spanningen en vrye oplegging.

Berekende waarden

h_1	f	z	$h-z$	$z-e$	σ_{Tb}	σ
in	in	in	in	in	in	per M^2
cM	cM	cM	cM	cM	cm/kg	per M^2
4	0.0900	2.6	1.4	1.6	352	2816
5	0.0625	3.21	1.79	2.21	609	4872
6	0.0750	3.31	2.19	2.31	951	7568
7	0.0875	4.24	2.64	3.27	1342	10716
8	0.1000	5.01	3.07	4.03	1816	14510
9	0.1125	5.64	3.38	4.64	2367	18936
10	0.1250	6.24	3.75	5.24	2992	23936
11	0.1375	6.85	4.14	5.86	3680	29440
12	0.1500	7.46	4.54	6.46	4432	35524
13	0.1625	8.08	4.97	7.08	5256	42280
14	0.1750	8.68	5.32	7.68	6168	49504
15	0.1875	9.29	5.71	8.29	7190	57220
16	0.2000	9.90	6.10	8.90	8325	66440



Alles berekend naar onderstaande benaderende formules

$$z = \frac{h_1}{m} \left[\frac{h_1 n}{h_1 + n} \sqrt{1 + \frac{m}{n} (h_1^2 + z_0^2)} \right]$$

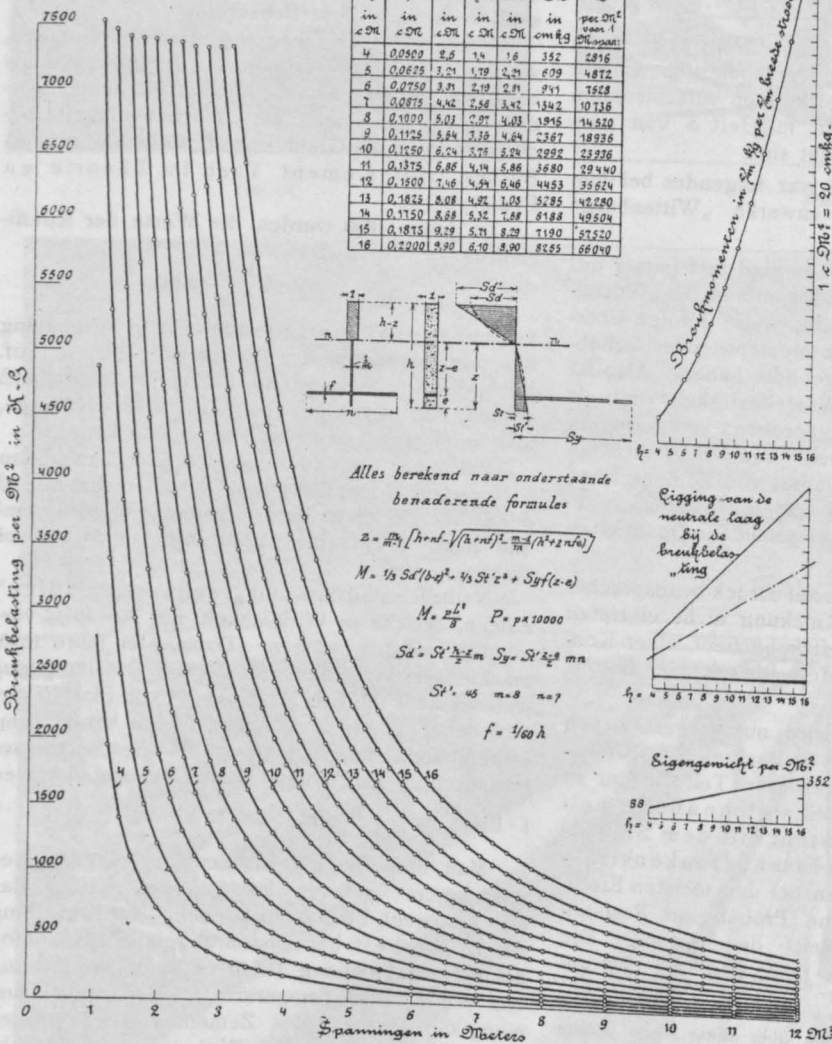
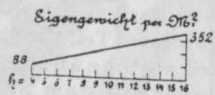
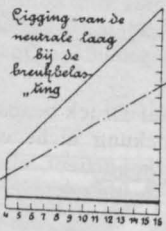
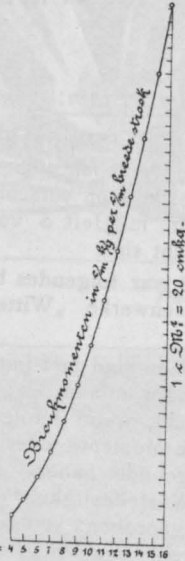
$$M = \frac{1}{2} S d^2 (b g^2 - \frac{1}{3} S h^2 z^2 + S f z^2 - z^3)$$

$$M = \frac{p l^2}{8} \quad P = p \times 10000$$

$$S d^2 = S' h^2 z^2 m \quad S y = S' z^2 m m$$

$$S' = .45 \quad m = 8 \quad n = 7$$

$$f = \frac{1}{60} h$$



De in deze tabel aangegeven waarden zyn voor het geval dat het eigengewicht van geen invloed is. ~ Alles berekend voor ± 5 weken verharding.

guten Einblick in die Sicherheit von Eisenbetonkonstruktionen.

Man darf aber in diesen Balken die Armierung nicht so hoch nehmen, daß die „Würfefestigkeit“ des Betons erreicht wird, sondern man muß die

Armierung in Übereinstimmung mit den zu konstruierenden Bauten wählen.

Auf diesem Standpunkt habe ich mich seit 1898 gestellt und bin noch nicht davon abgewichen.

BRAND EINES EINGESCHALTEN EISENBETONBAUES.

Brand des Neubaus Klosterhof in Hamburg.

B 9
E 16

Am 30. Mai d. J. geriet der im Bau befindliche Neubau dadurch in Brand, daß die vor dem Bau befindliche Baubude Feuer fing.

Der Bau ist ein Eisenbetonbau von 34 m Höhe und bestand aus 2 Kellergeschossen, 7 Stockwerken und einem Dachgeschoß. Der von der Firma Sachs & Pohlmann nach den Plänen des Architekten Höger ausgeführte Bau, von dem Fig. 1 ein deutliches Bild gibt, bestand aus einem Eisenbetonskelett; die Stützen waren nach dem System Pohlmann armiert, die Unterzüge wurden nach dem Verfahren Leschinsky hergestellt, welches darin besteht, daß ein Hängewerk (siehe Fig. 1 u. 2) unterhalb der Eiseneinlagen angeordnet wird, welches die Eiseneinlagen vorübergehend biegungsfest macht, und sie so zum Tragen der Schalung befähigt. Die Decken bestanden aus Waysschen Rohrzellen, wie man sie noch in Fig. 2 sehen kann, welche die zwischen den Rippen befindlichen Hohlräume durch ein Rohrgeflecht abschließt.

Wie aus der Fig. 1 zu ersehen ist, stand der Neubau nahezu vor seiner Vollendung; als das Feuer am 30. Mai ausbrach, breitete es sich schnell aus und, wie ich glaube, nicht zum geringsten Teil wegen der genannten Rohrzellen, welche leicht Feuer fangen, wenn sie auch nicht vollständig verbrennen. Es ist dies aber nur die Meinung des Unterzeichneten, welcher den Bau zwei Tage nach dem Brande besichtigt hat. Über die Höhe der Temperatur lassen sich keine genauen Angaben machen; jedenfalls war sie aber so groß, daß die aus Messing hergestellten Arbeitsmarken zusammenschmolzen und die Hängewerke des Systems Leschinsky vollständig verbogen wurden, wie dies auch in Fig. 2 u. 3 ersichtlich ist. Ferner sprangen die Glasurspaltziegel, welche zur Verblendung der Lichthofwände verwendet wurden, infolge des Feuers vollständig ab, und das Klinkermauerwerk wurde an der Oberfläche stark angegriffen, wie dies in Fig. 4 ersichtlich ist.

Diese unerwünschte Brandprobe ist für die

Praxis des Eisenbetons nicht ohne Bedeutung, und es soll hier auf diejenigen Ergebnisse hingewiesen werden, welche in künftigen Fällen nicht unbeachtet bleiben dürfen.

Die Decken des obersten Geschosses waren nur drei Tage alt. Obgleich die ganze Schalung und die vorhandenen Steifen vollständig verkohlt wurden, stürzte die oberste Decke nicht ein. Einige Teile des Treppenhauses, das in den unteren Stockwerken gut erhalten blieb, wurden in den obersten, an das Dachgeschoß angrenzenden Stockwerken, an mehreren Stellen beschädigt, und es ist auch ferner zu beachten, daß gerade diejenigen Teile der obersten Decke, welche an den durch alle Stockwerke durchgehenden Schacht angrenzen, ziemlich stark beschädigt wurden, wie dies in Fig. 3 ersichtlich ist. Die Erklärung für die Erhaltung der obersten Decke mag wohl darin gesucht werden, daß wegen der großen Hitze ein Abbinden des Betons beschleunigt wurde, was ja auch an dem ganzen Aussehen des Materials kenntlich war. Andererseits mußte die Festigkeit des Betons durch dieses rasche Abbinden und durch die Entziehung des beigemengten Wassers leiden, was auch äußerlich schon dadurch gekennzeichnet war, daß einige herabgefallene Stücke der obersten Decke so porös waren, daß man sie mit der Hand zerdrücken konnte.

Die Rohrzellen sind durch den Brand vollständig verkohlt, sie blieben aber in diesem Zustande an der Decke haften und verhinderten auch ein tieferes Eindringen des Feuers in den Beton.

Nach Mitteilungen der ausführenden Firma soll nur die drei Tage alte oberste Decke wieder abgetragen werden. Die darunter befindlichen zehn Tage alten Decken sollen erhalten bleiben, wenn die im Gang befindlichen Untersuchungen es nicht notwendig machen lassen sollten, auch diese Decken abzutragen.

Die Praxis hat aus diesem unfreiwilligen Brandversuch bestätigt, was ja schon bekannt war, daß Eisenbeton ein durchaus feuersicheres Material

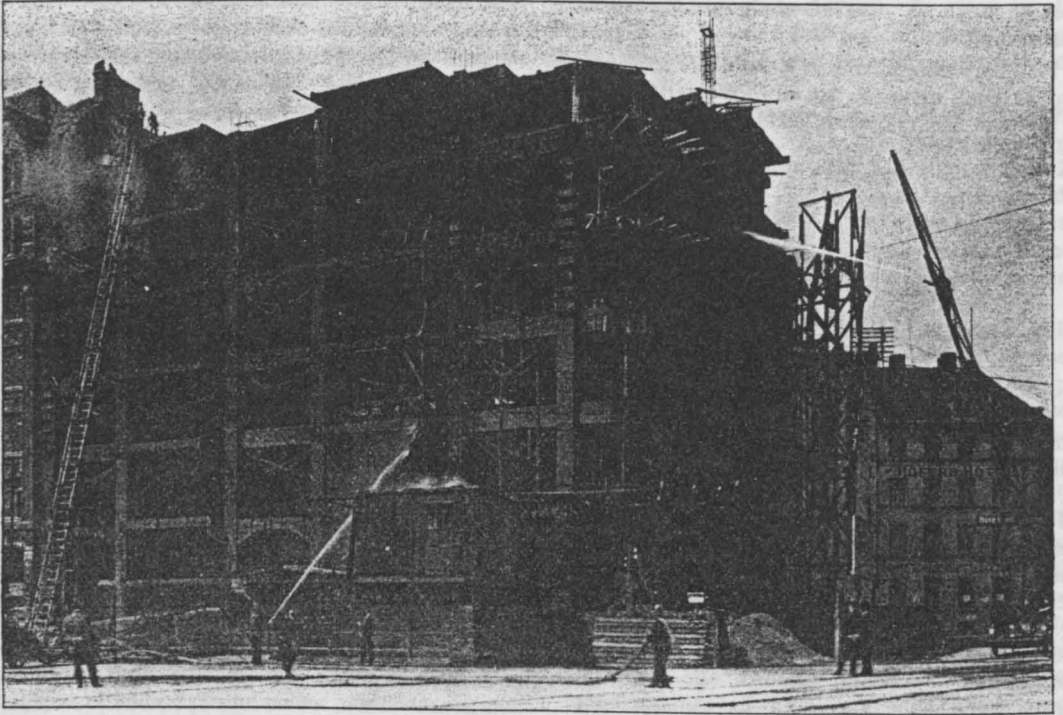


Fig. 1. Ein Bild während des Brandes.

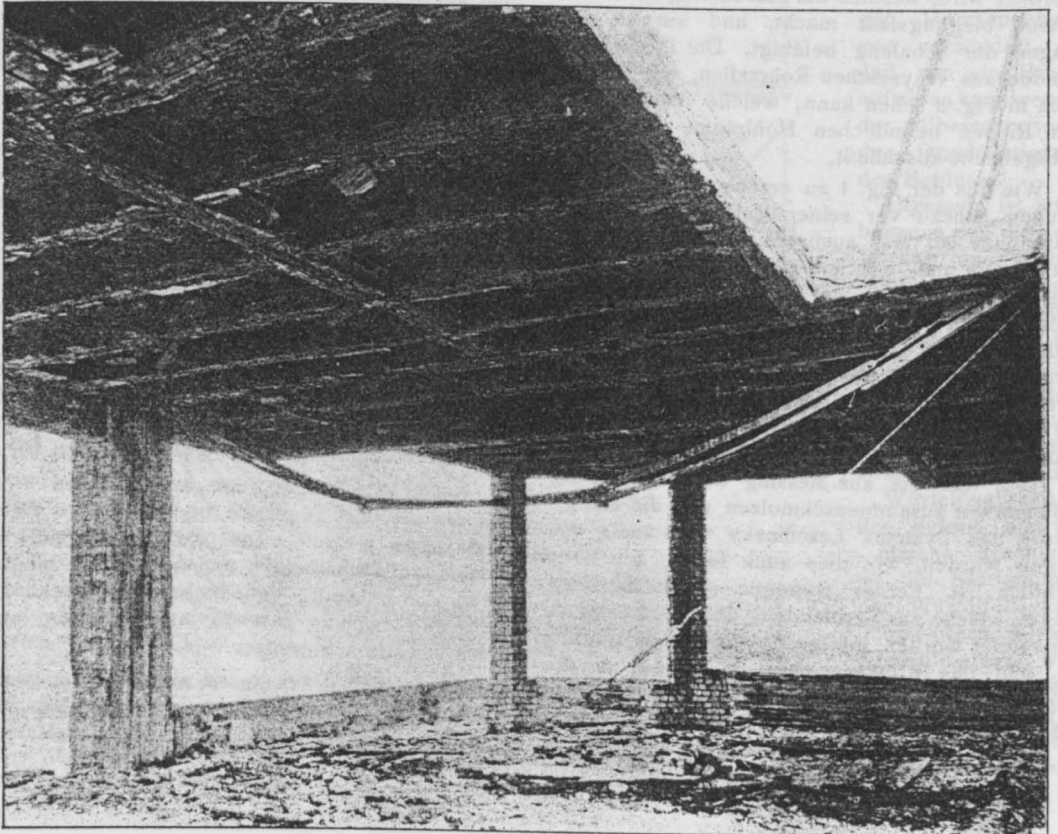


Fig. 2. Aussehen der Rohrzellendecke und des obersten Geschosses, das wieder abgetragen wird.

ist. Die Lehre, die aus diesem Brande für die Zukunft gezogen werden soll, ist nur die, daß bei großen Bauten, wo große Mengen von Holz für die Stützen und Schalungen am Bau sind, Vorsicht geboten ist; es wird sich empfehlen, diejenigen Vorkehrungen zu beachten, die z. B. in der neuerdings vom Wiener Stadtbauamt herausgegebenen weiter unten folgenden Vorschrift enthalten sind.

Dr. E. Probst.

bruch möglich, insbesondere dann, wenn die Gerüstungen längere Zeit unter fertigen Konstruktionen stehen. Die Gefahren im Falle eines Brandausbruches sind jedoch bei solchen Bauten viel größere als bei Bauten, welche in der gewöhnlichen Bauweise ausgeführt werden, da die noch nicht tragfähigen Konstruktionsteile des Baues zum Einsturze kommen können.

Ich finde daher anzuordnen, daß bei Baubewilligungen für größere Betoneisenkonstruktionen folgende Vorschriften aufgenommen werden:

1. Zur künstlichen Beleuchtung darf, solange die Betoneisenkonstruktionen eingeschalt und gepölzt sind, in



Fig. 3. Ansicht der beiden obersten Geschosse von unten (nach dem Brande).

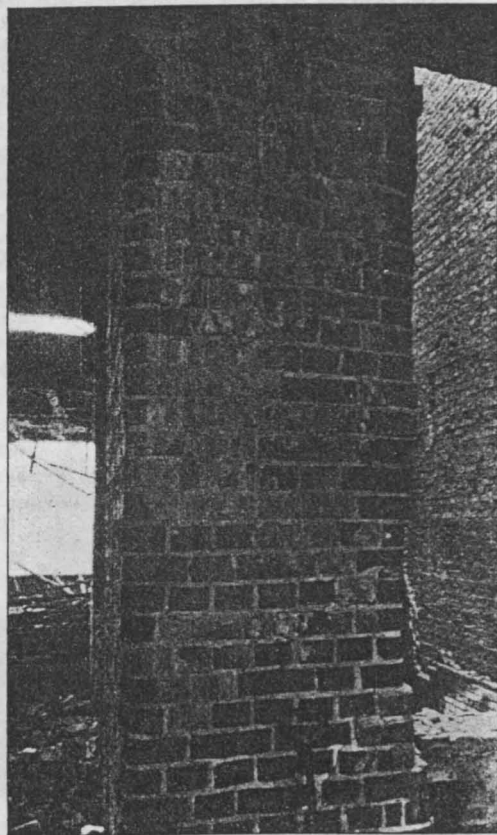


Fig. 4. Klinkermauerwerk, dessen Oberfläche durch das Feuer stark angegriffen wurde.

Erlaß des Magistrats-Direktors Karl Appel vom 28. Februar 1911, M. Abt. XIV, 8551/10:

St. B. A. Abt. IX, 8528/09.

Sicherheitsvorkehrungen bei der Ausführung von Betoneisenkonstruktionen.

Bei Bauten, welche in Betoneisen ausgeführt werden, werden große Holz mengen verwendet. Wenn auch das Holzwerk bis zur Abbildung der Betoneisenkonstruktion feucht erhalten werden muß, so erscheint ein Brandaus-

der Regel nur elektrisches Licht verwendet werden. Ligroinlampen oder ähnliche feuergefährliche Beleuchtungsarten sind von der Verwendung ausgeschlossen.

2. Werden Betonmischmaschinen mit Benzinmotoren angetrieben, so sind dieselben außerhalb des aufzuführenden Gebäudes an einem leicht zugänglichen Platze aufzustellen.

Der nötige Benzin vort, welcher den Tagesbedarf nicht überschreiten darf, ist an einem feuersicheren Orte unter Verschuß in explosionssicheren Gefäßen aufzubewahren.

3. Die Holzabfälle sind durch hierzu besonders be-

stellte Hilfsarbeiter während der Arbeitszeit zu sammeln und täglich vom Baue zu entfernen.

4. Schmiedefeuere dürfen innerhalb der Baugerüste nicht betrieben werden.

5. In der Baukanzlei ist ein Feuermelder (Automaten)-Schlüssel gut sichtbar und leicht erreichbar aufzuhängen;

bei demselben ist die deutliche Aufschrift: „Feuermelderschlüssel, nächster Feuermelder: (Ortsbezeichnung)“ anzubringen; es sind alle Aufsichtspersonen mit der Handhabung des Feuermelders vertraut zu machen und anzuweisen, bei einem Brandausbrüche die Feuerwehr sofort zu verständigen.

VOM VÖLKERSCHLACHTDENKMAL BEI LEIPZIG.

Das Denkmal ist soweit gediehen, daß jetzt der letzte Gerüstaufbau beendet werden konnte, womit die Rüstung eine Höhe von 92 m erreicht hat und so die Höhe des fertigen Denkmals um 1 m übertrifft. Man hofft, die Bauarbeiten bis zum Herbst fertigzustellen. Auch die Arbeiten an den Anlagen vor dem Denkmal schreiten rüstig voran. Es sind dort zur Herstellung einer 120 000 qm großen Wasserfläche bereits 30 000 cbm Erdreich ausgeschachtet und die zu 13 m Höhe amphitheatralisch ansteigenden Wälle zur Umsäumung des Wasserspiegels angeschüttet.

Vom Baubeginn am 18. Oktober 1898 an wurden bis heute 120 000 cbm Erde bewegt und nahezu 12 000 cbm

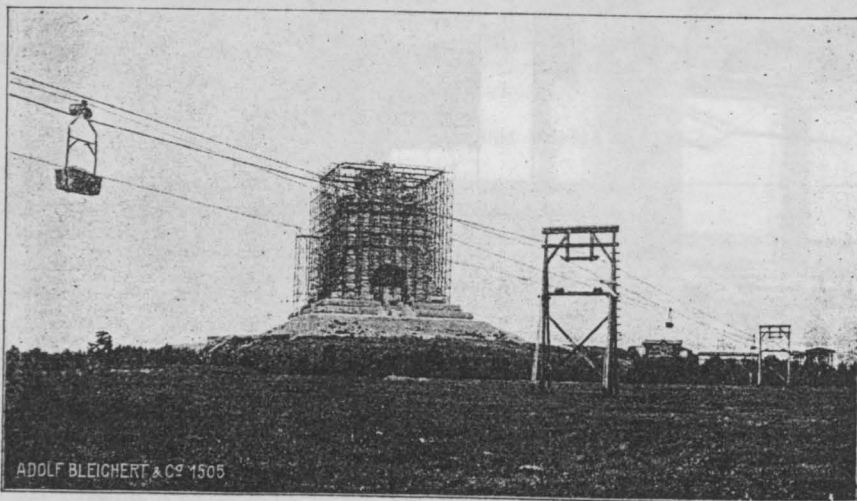
wickelt sich sehr einfach ab, indem die Wagen in der Sandgrube mit Schurren beladen werden, worauf sie die Bedienungsmannschaft aus der Beladestation herauschiebt. Dabei kuppeln sie sich von selbst an das von einem Elektromotor in Umlauf gesetzte Zugseil fest an und gelangen so zur Entladestation am Denkmal, wo sie in die Trichter über den Betonmischmaschinen ausgekippt werden, um darauf leer zur Beladestation zurückzukehren. Auf der Strecke selbst ist eine Bedienung nicht nötig. Die Drahtseilbahn für das Völkerschlachtdenkmal ist weiterhin deshalb bemerkenswert, weil ihre Linie mit einem Knick geführt und an dieser Knickstelle eine Winkelstation eingebaut ist, die von den Wagen am Seil automatisch und ohne jede Beaufsichtigung durchfahren wird. Die Bahn fördert in der Stunde $14\frac{1}{2}$ t, was einer Menge von 8 cbm Kies entspricht.

Infolge der Benutzung dieser und anderer mechanischer Förderanlagen beim Bau des Denkmals, die in der Rüstung als Aufzüge und Rollbahnen fortgesetzt sind und unter denen namentlich zwei von Eck und Schröder, Chemnitz, gelieferte Materialaufzüge von 18 und 45 m Förderhöhe auffallen, und infolge der Verwendung zahlreicher Baumaschinen, wie Mörtelmischmaschinen usw., konnte man die Zahl der auf dem Bau beschäftigten Hand-

werker sehr beschränken. Obleich täglich im Durchschnitt 30 cbm Mauerwerk und Stampfbeton hergestellt und 110 laufende Meter Holz für Rüstung verzimmert werden, sind auf dem Riesenbau, der das Kyffhäuserdenkmal an Rauminhalt mehr als 16mal übertrifft, in der Regel nur 40 Handwerker tätig. Freilich muß auch berücksichtigt werden, daß die einlaufenden Blöcke fertig behauen ankommen.

Wie die Bauarbeiten jetzt stehen, kann mit großer Wahrscheinlichkeit darauf gerechnet werden, daß das Denkmal am 100jährigen Gedenktage der Schlacht bei Leipzig seine Weihe empfangen wird.

Die Kosten des Bauwerkes belaufen sich auf $5\frac{1}{2}$ bis 6 Mill. M., eine verhältnismäßig geringe Summe, wenn man bedenkt, daß das soviel kleinere Kyffhäuserdenkmal $2\frac{1}{2}$ Mill. M. verlangte. Das Gelände für den Riesenbau im Werte von 1 Mill. M. wurde von der Stadt Leipzig gestiftet. Zur Vollendung des Denkmals fehlt aber heute



Beuchaer Granit vermauert, von dem die größten Steine ein Gewicht von 18 t besaßen und 700 M das Stück kosteten. Zu den Fundamenten, Gründungen und Eckpfeilern sind im ganzen rund 100 000 cbm Stampfbeton verbraucht worden, wofür 12 000 t Zement entsprechend 10 000 cbm nötig waren, so daß 90 000 cbm Sand und Kies herangeschafft werden mußten. Von günstigem Einfluß auf die Kosten des Baues war es, daß man gleich zu Beginn bei den Ausschachtungsarbeiten auf ein Kieslager stieß, das für die Stampfbeton Gründungen vorteilhaft verwandt werden konnte. Außerdem wurde ein großes, etwa $1\frac{1}{2}$ km entferntes Kieslager mit dem Bauplatz durch eine von Adolf Bleichert & Co. in Leipzig gelieferte Drahtseilbahn verbunden. Diese Hilfsanlage ist von besonderem Interesse, weil sie zeigt, daß bei derartigen Bauunternehmungen das Pferdefuhrwerk und Feldbahnen selbst durch umfangreichere Schwebbahnanlagen mit Vorteil ersetzt werden können, trotzdem diese Drahtseilbahnen nur für eine begrenzte Zeit Benutzung finden. Der Betrieb der Bahn

noch ein Betrag von $1\frac{1}{4}$ Mill. M., der durch Fortführung der Sammlungen von dem Deutschen Patriotenbund aufgebracht werden soll. Dieser Bund einer großen Zahl vaterländisch gesinnter Vereine wurde 1894 von seinem heute noch auf das regste ehrenamtlich tätigen Leiter, dem Leipziger Architekten, Kammerrat Clemens Thieme,

mit dem ausgesprochenen Zwecke gegründet, ein der großen Taten der Befreiungskriege und der Völkerschlacht würdiges Denkmal als Mahnung für kommende Geschlechter zu errichten. Der Entwurf des Bauwerkes rührt von Professor Bruno Schmitz, der bildnerische Schmuck von Professor Metzner her.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden).

L. bedeutet *Hinwets auf die in der Zeitschrift „Armiertes Beton“ früher erschienene Literaturschau.*

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Professor Dr. Wilhelm Michaëlis †. Nachruf über das Leben und Wirken dieses bedeutendsten Zementchemikers Deutschlands, des Schöpfers der deutschen Zementnormen. Tonind.-Ztg. 1911. Nr. 59. — Zement u. Beton 1911. Nr. 21.

Eine Studienreise nach Westdeutschland. Von B. Krieger, Berlin. Kurze Beschreibung einiger Kalk-, Zement- und Kunstsandsteinfabriken in Westdeutschland mit Angaben über Umfang und Herstellungsverfahren. Mit zahlreichen Bildern. Tonind.-Ztg. 1911. Nr. 45, 47, 48, 62.

Fabriques américaines de ciment Portland. Über amerikanische Portlandzementfabriken, von Dr. Otto Schott. Vgl. L. Nov. 1910. I, 3. S. 441. — Revue mat. constr. trav. publ. 1911. Nr. 4.

La fabrication du ciment en Angleterre. Vortrag von C. A. Davis vor der „Royal society of Arts“ über die Herstellung des Zementes in England. Neues enthält er nicht, trotz vieler interessanter Einzelheiten und geographischer Angaben. Beachtenswert ist der Ausspruch des Verfassers, daß die englischen Fabrikanten auf ihren Lorbeeren von der Erfindung des Zementes her ausrühten, und erst vor einigen Jahren angefangen haben, sich die Fortschritte anderer Länder gleichfalls zunutze zu machen. Le Ciment 1911. Nr. 4.

Rauchgasanalyse und Kohlenverbrauch an Zementdrehrohröfen. Von Ing. A. Nilsson (Schweden). Ableitung einer vereinfachten Formel zur Berechnung des jeweiligen relativen Kohlenverbrauchs an der Hand der Rauchgasanalyse mit Beispielen und Tabellen. Tonind.-Ztg. 1911. Nr. 43.

2. Prüfung und Untersuchung.

Bestimmung des feinsten Mehles im Portland-Zement. Von P. Mayntz Petersen, Kopenhagen. Mitteilungen über die vom Verein skandinavischer Portlandzementfabrikanten für den Internationalen Verband für die Materialprüfungen der Technik unternommenen Versuche zur Bestimmung des feinsten Mehles im Portlandzement. Zur Schlammung wurden Schlämmtrichter und ein

Luftstrom benutzt. Die Zeitdauer der Schlammung wurde zu 15 Minuten ermittelt. Die mikroskopische Untersuchung ergab die Grenze der Korngröße zwischen dem Rest im Schlämmtrichter und dem fortgeschlammten Pulver bei etwa 0,03 mm kleinstem Durchmesser. Die Ergebnisse der Untersuchung sind in tabellarischer Form mitgeteilt. Betonzeitung 1911. Nr. 18.

Einfluß der Lagerdauer von angemachtem Zementmörtel auf dessen Erhärtungsfähigkeit. Von H. Burchartz. Auf Anregung des vom Verein Dresdner Portlandzementfabrikanten eingesetzten Ausschusses für Abbindezeit und Raumbeständigkeit sind Versuche zur Auffindung eines zuverlässigen praktischen Verfahrens zur Bestimmung der Abbindezeit vorgenommen worden, die die Prüfung eines Zementes auf 1. chemische und physikalische Eigenschaften, 2. Abbindezeit bei Verwendung verschiedener Wasserzusätze und 3. Druckfestigkeit der Mörtelmischung aus 1 Gewichtsteil Zement und 3 Gewichtsteilen Normensand unter Verwendung verschiedener Wasserzusätze beim Anmachen des Mörtels nach 0, 1, 2, 3, 5, 8, 12 und 24 Stunden langem Lagern des angemachten Mörtels umfaßten. Aus den in übersichtlicher Form zusammengestellten Ergebnissen läßt sich folgendes schließen:

1. Die Erhärtungsfähigkeit (Festigkeit) des Mörtels wird durch Lagern nach dem Anmachen ungünstig beeinflusst. Die ungünstige Wirkung nimmt mit der Dauer des Lagerns zu;
2. am stärksten nimmt die Festigkeit bei derjenigen Zeitdauer des Lagerns ab, bei der nach den Abbindeversuchen der Zement abzubinden beginnt;
3. der Festigkeitsrückgang nimmt mit zunehmender Höhe des Wasserzusatzes ab;
4. bei 7 Tagen ist der Unterschied in der Festigkeit des gelagerten Mörtels gegenüber dem frisch verarbeiteten größer als bei 28 Tagen.

Mitteilungen aus dem Kgl. Materialprüfungsamt 1911. 3. Heft.

Die Eigenschaften von Portlandzementen und anderen Zementen. Von H. Burchartz.

Veröffentlichung der Ergebnisse der im Betriebsjahre 1909 in der Abteilung für Baumaterialienprüfung ausgeführten Prüfungen von deutschen Portlandzementen sowie von anderen Zementarten (Eisenportlandzementen, Schlackenzementen und belgischen Zementen). Die Untersuchungen umfassen 150 Zemente und erstrecken sich auf Raumgewicht, spezifisches Gewicht, Glühverlust, Wasseranspruch für Normalsteife, Abbindezeit, Raumbeständigkeit, Mahlfineinheit, Zug- und Druckfestigkeit des Zementes und Normenmörtels, und zum Teil auch auf die chemische Zusammensetzung. Um über jede der Eigenschaften ein zuverlässiges Bild zu erhalten, sind die Ergebnisse für jede Eigenschaft nach bestimmten Wertgruppen geordnet und tabellarisch und zeichnerisch dargestellt worden. Hinsichtlich der Mahlfineinheit und der Zug- und Druckfestigkeit wurde eine wesentliche Verbesserung der Zemente gegenüber den Ergebnissen des Vorjahres festgestellt. Interessant sind die Erfahrungen mit der Kochprobe, die 19 der 150 Zemente nicht bestanden. Nach ihren anderen Eigenschaften können diese Zemente nicht als minderwertig bezeichnet werden. In übersichtlicher Weise sind ferner die Beziehungen zwischen Eigenfestigkeit und Mörtelfestigkeit, Festigkeiten der Schnellbinder, Mittelwerte für die Eigenschaften der verschiedenen Zemente u. a. m. zur Darstellung gebracht. Mitteilungen aus dem Kgl. Materialprüfungsamt 1911. 3. Heft.

Ricerche sulla contrazione dei cementi. Untersuchungen über das Schwindmaß des Betons usw. von Bied und Amic. Die Versuchsstreifen aus Zement wurden mit Zinkstreifen verbunden, und aus der Verbiegung des Ganzen auf das Schwindmaß des Zementes geschlossen. Zahlen sind nicht angeführt. Mitteilungen über die Wirkung von Beimischungen (Sand, Aquabar usw.). Nach dem Bericht des 5. Intern. Mat.-Prüf.-Kongresses. Il Cemento 1911. Nr. 3.

Effets du courant électrique sur le béton de Ciment Portland. Besprechung der Versuche von Gehler (Dresden) über den Einfluß des elektrischen Stromes auf Beton; Mitteilung der Ergebnisse. Diese stimmen überein mit denen der Versuche von Professor Burgess (Universität Wisconsin), die gleichfalls ausführlich dargestellt werden. Bei ihnen wurden eiserne Rohre von 5 cm \varnothing in Betonzylinder von 15 und 25 cm \varnothing gebettet und diese dann in Süß- oder Salzwasser gestellt. Der Stromdurchgang dauerte beim Süßwasser 180 Tage, beim Salzwasser 64 Tage. Die Eisen waren im letzten Falle viel stärker verrostet als im ersten; der Rost hatte sich weit in den Beton hineingezogen und diesen zum Teil zerstört. Weitere Folgerungen aus den Versuchen sind noch mitgeteilt. Le Ciment 1911. Nr. 4.

Zur selben Frage vergl. einen Vortrag von Regierungsbaumeister Bloß im Sächs. Ing. u.

Arch.-V. Dresden, der sich in den Mitteilungen dieses Vereins 1911, Nr. 5, wiedergegeben findet. Dort ist vor allem das elektrische und elektrochemische Verhalten des Betons näher beleuchtet. Das Leitvermögen des Betons beruht lediglich auf dem Zusatz des Mischwassers; es wird mit der Dauer des Stromdurchganges immer geringer, da der Strom dem Beton Wasser entzieht. Frischer Beton wird auch durch Strom von geringer Spannung schon gefährdet, alter, ausgetrockneter Beton dagegen nicht.

Ferner:

Ricerche sull'influenza della corrente elettrica sul calcestruzzo. Wiedergabe der Versuche von Knudson, Nicholas und Gehler. Il Cemento 1911. Nr. 3.

3. Wirtschaftliches.

II. Theorie.

Die Entbehrlichkeit der Berechnung der Haftspannungen. Vortrag auf der XIV. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins von Dr.-Ing. A. Kleinlogel. Ausgehend von dem in den Leitsätzen und den amtlichen Bestimmungen über die Haftspannung gesagten, berichtet Verfasser von seinen eingehenden Untersuchungen über die Art und Größe und die Verteilung der Haftspannungen im Eisenbetonbalken. Er geht davon aus, daß die Zugkraftänderungen bei Momentenänderungen als Haftspannungen in den Beton übergehen, konstruiert aus dem reichen Material von Biegungsversuchen einen wahrscheinlichen Verlauf und die Größe der Haftspannungen und leitet daraus einfache Formeln ab, die auf Beispiele angewendet, durchgängig nur mäßige Haftspannungen ergeben. Er faßt das Ergebnis seiner Beobachtungen wie folgt zusammen:

1. Das Maximum der Haftspannungen tritt ein im Gebiete der Maximalmomente, d. h. im Gebiet der ersten Betonzugrisse. Nur über den Stützpunkten kontinuierlicher Träger, wo M_{\min} und Q_{\max} zusammentreffen, erscheint τ_1 an die Gegenwart von Q gebunden. Maßgebend für die Beurteilung der Größe der Beanspruchung des Verbundes ist die Größe der Neigung der tatsächlichen Eisenzugkraftlinie.

2. Die Berechnung der Haftspannungen sollte sinngemäß in erster Linie für diejenigen Balkenstrecken stattfinden, innerhalb welcher die maximalen Momente liegen, und zwar nach den entwickelten Gleichungen.

3. Wenn nach diesem Verfahren gerechnet wird, so dürfte sich bald die Überzeugung Bahn

brechen, daß die Größe der Beanspruchung des Verbundes sich stets in recht mäßigen Grenzen hält und daß somit eine ständige Berechnung entbehrlich sein dürfte.

4. Soll jedoch eine rechnerische Kontrolle beibehalten werden, so wäre die zulässige Grenze auf mindestens 7—8 kg/cm festzusetzen. Dtsche. Bztg. Mitt. 1911. Nr. 8 u. 9.

Contributo al calcolo pratico delle piastre appoggiate sul contorno. Fortsetzung der Berechnung allseitig gelagerter Platten. Außer quadratischen Grundrissen werden fernerhin auch rechteckige betrachtet und angenähert berechnet, indem man sie wiederum sich in Balken nach 2 Richtungen zerlegt denkt. Vergl. L. April 1911, II. S. 143. — Il Cemento 1911. Nr. 3 bis 7 u. ff.

Tafeln zur Berechnung von ebenen Windverbänden eiserner Brücken. Von Baurat Otto Kommerell, Berlin, für alle Arten eiserner Brücken, mit Erläuterungen. Zentralbl. d. Bauv. 1911. Nr. 42.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Versuche mit Betonsäulen. Besprechung des Vortrags von Prof. M. Rudeloff (vergl. L. Juni 1911, III. S. 241) durch Dr. Max Ritter von Thullie in im allgemein zustimmenden Sinne unter Bezugnahme auf die Ergebnisse eigener, noch nicht veröffentlichter Säulenversuche. Beton u. Eisen 1911. Heft VIII.

Die zulässige Beanspruchung von Beton bei Eisenbetonbauten. Von Dipl.-Ing. Schick. Verfasser erhebt vom Standpunkte des ausführenden Ingenieurs Einspruch gegen einschränkende baupolizeiliche Maßnahmen bei Eisenbetonbauten, wie sie Stadtbaurat Steinberger vgl. L. Februar 1911, III. S. 71 empfohlen hatte. Zement u. Beton 1911. Nr. 21.

Knickfestigkeit. Von Dr.-Ing. R. Krohn, Danzig. Entgegnung auf die Veröffentlichung von Dr. Zimmermann in Nr. 31, 32 u. 33 d. Z. d. B., vergl. L. Juni 1911, II. S. 241. Verfasser weist insbesondere die gegen die Anwendung der Tetmajerschen Formeln erhobenen Einwände zurück unter Hinweis darauf, daß sich diese auf ungenügend zahlreiche Versuche stützen, während für die Nachprüfung der Engesser-Karmanschen Behandlungsweise nur wenig Versuchswerte vorliegen, die zudem aus Versuchen mit Martinstahl von 6800 kg/qcm Zugfestigkeit, also einem nicht gebräuchlichen Baustoff, abgeleitet worden sind. Zentralbl. d. Bauv. 1911, Nr. 36. Erwiderung von Dr. Zimmermann. Zentralbl. d. Bauverw. 1911. Nr. 37.

IV. Amtliche Vorschriften über Eisenbetonbau.

V. Ausführungen.

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

A novel system of concrete reinforcement. Einige Angaben über eine unter dem Namen „Lewen-System“ in Südamerika vielfach angewendete neue Bewehrungsart, bei welcher als Eiseneinlagen eigenartig gefaltete Stahlbleche verwendet werden, die mit Drähten zu einem festen Gerippe verbunden sind und gleichzeitig die Schalung für den eingebrachten Beton abgeben. Mit 2 Abb. Engg. News 1911. 9. März.

Stufen und Treppen aus Eisenbeton. Von Stadtbauing. Weidmann. Einige Angaben über Berechnung und Ausbildung häufig vorkommender Treppenformen aus Eisenbeton. Mit Abb. Zement u. Beton 1911. Nr. 20.

Reinforced - concrete electric - lamp poles for St. Mary's Falls Canal, Michigan. Von L. C. Sabin. Ausführliche Beschreibung der Bauart, der Formen, der Herstellung und der betriebsfertigen Aufstellung von Eisenbetonmasten an Hand zahlreicher Abbildungen. Kostenvergleich zwischen hölzernen und Eisenbetonmasten. Belastungsversuche. Engg. News 1911. 2. März.

Zementrohrnormen. Der Röhrenausschuß des Deutschen Betonvereins hat auf Grund zahlreicher Festigkeitsprüfungen 2 Mindestfestigkeiten festgesetzt. Diese sind von der letzten Hauptversammlung genehmigt und den Behörden zur allgemeinen Berücksichtigung empfohlen worden. Die Zahlen werden mitgeteilt. Betonzeitung 1911. Nr. 19.

Placing concrete with a hose. Bauart und Verwendung einer neuen pneumatischen Mörtel-spritzmaschine (cement gun) werden an der Hand von Abbildungen eingehend beschrieben. Cement Age 1911. Nr. 4.

Les ressources du ciment armé. Unter dieser gemeinsamen Überschrift werden 2 Bauten besprochen und im Bilde dargestellt, die wirklich geeignet sind, die vielseitige und großartige Verwendbarkeit des Eisenbetons zu zeigen. Das erste ist die künstliche Insel, die schon verschiedentlich erwähnt worden ist; vergl. u. a. L. Juli 1909. V. 4, S. 300. Das zweite ist ein großes Speichergebäude, auf dreieckigem Grundriß in Edinburg, dessen äußere Gestaltung sich durch ein recht gutes Aussehen vorteilhaft auszeichnet. Einige Einzelheiten sind beschrieben, Zeichnungen fehlen leider. Le Ciment 1911. Nr. 4.

Wrecking a reinforced concrete building. Interessante Beschreibung des Abbruchs eines siebenstöckigen Eisenbetongebäudes in Baltimore. Das Gebäude war erst 1904 errichtet. Der Abbruch erfolgte, abgesehen von der verhältnismäßig einfachen Beseitigung des Verkleidungsmauerwerks der Facaden, vom Dach und obersten

Geschoß aus. Die Leute zerschlugen mit schmiedeeisernen Hämmern den Beton der Decken und legten die Eiseneinlagen frei, die an den Enden mittels Sauerstofflötparaten abgeschmolzen wurden. Die Balken und Säulen wurden an einem Kran aufgehängt, an den Auflagern mittels pneumatischer Bohrer durchbrochen, die so freigelegten Eiseneinlagen durchgeschmolzen, die Balken nach einem Lagerplatz gebracht und dort mit einem Pochwerk zerschlagen. Auf diese Weise wurden alle Eiseneinlagen gewonnen und verkauft. Die Betonbruchstücke wurden von anderer Seite zu Wegbefestigungszwecken angekauft. Das Verfahren hat sich sehr gut bewährt. Untersuchungen der Eiseneinlagen stellten deren unveränderte und tadellose Beschaffenheit fest. Die Abbruchkosten werden etwa 35 000 \$ betragen, hiervon ist aber der Erlös aus den verkauften Materialien abzuziehen, der für alles Eisen 4500 \$ betrug. Mit zahlreichen Abb. Cement Age 1911. Nr. 4.

2. Ausführungen im Hochbau.

Amerikanische Fundierungen. Von O. Pfeiffer. Einige allgemeine Angaben über die Gründung außergewöhnlich hoher Gebäude in New York nebst einigen Abb. Tonind.-Ztg. 1911. Nr. 40.

Double-pitched roof built with concrete members. Beschreibung der Dachkonstruktion eines 75' x 129' großen Gebäudes. Zwei Säulenreihen trennen den Raum in drei Schiffe von je 25' Spannweite, die sattelförmigen Dachbinder gehen über die so gebildeten drei Öffnungen durch und sind an der Hand von Abb. näher erläutert. Engg. Rec. 1911. 4. März.

Handelshochschule in Leipzig. Von Architekt Prof. Fritz Schumacher, Baudirektor in Hamburg. Das Gebäude der Handelshochschule ist bemerkenswert dadurch, daß es als Eisenbetonfachwerkbau konstruiert ist, d. h. es enthält ein aus Eisenbeton gebildetes Traggerippe, in welches die Innen- und Außenwände lediglich als Füllung eingesetzt sind. Die hierzu erforderlichen Eisenbetonsäulen sind durch das Kellergeschoß hindurchgeführt und auf besondere Betonfundamente gegründet; im dritten Obergeschoße sind zur stützenlosen Überdeckung der großen Hörsäle Eisenbetonrahmen von 15 m Spannweite verwendet. Die Geschoßdecken sind je nach Lage und Bestimmung bzw. Belastung als reine Eisenbetondecken oder nach System der Wolleschen Saxonidecke ausgeführt. Letztere sind besonders da angewendet, wo eine möglichst große Schallsicherheit gewünscht wurde. Die Decken sind kassettenartig zwischen die Eisenbetonbalken eingespannt und ohne jede Verkleidung geblieben.

Die Anlage macht in allem einen vornehmen ruhigen Eindruck. Weitere Einzelheiten

und zahlreiche Abb. Dtsch. Bztg. Mitt. 1911. Nr. 9 und 10.

An 80-foot reinforced concrete girder. In East Watertown, Mass. wurden zur Überdeckung eines 180' langen und 80' breiten Lageraumes Eisenbetonbalken nach Art der Vierendeelträger von ungewöhnlicher Größe und Bewehrung (80' Spannweite, 9' 6" Höhe) verwendet. Diese Ausführung wurde gewählt, einmal, um den Lageraum zur Ermöglichung des Verkehrs mit einem Laufkran frei von Zwischenstützen zu halten und zweitens, um jederzeit ohne Veränderung der Deckenkonstruktion weitere Stockwerke aufsetzen zu können. Einzelheiten des Balkens, der Armierung, des Lehrgerüsts und der Ausführung aus Abb. Cement Age 1911. Nr. 4.

A reinforced concrete reservoir at Kensington, Conn. Von Arthur W. Bacon. Entwurf und Ausführung eines runden, zu ebener Erde stehenden Wasserbehälters von etwa 1300 cbm Fassungsvermögen werden ausführlich beschrieben. Mit Abb. Engg. Rec. 1911. 18. Februar.

Kesseleinmauerung aus Eisenbeton. Von Fr. Bock. Einige Angaben über die erforderliche Materialbeschaffenheit und über einige Ausführungsformen. Zement und Beton 1911. Nr. 22.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Eisenbahnbrücke über die Zschopau bei Neudörfchen. Eisenbetonbogenbrücke mit drei Öffnungen von je 32,20 m Spannweite und rd. $\frac{1}{10}$ Stich zur Überführung einer eingleisigen Güterbahn bei Mittweida (Sa.). Die Brückenachse schneidet den Fluß unter einem Winkel von 40°, die Bogen sind jedoch rechtwinklig ausgebildet und zu diesem Zweck die Flußpfeiler rund gebaut worden. Eigenartig ist die Fahrbahnausbildung. Die aus Stampfbeton hergestellte Übermauerung ist mit getränktem und in dünnflüssigen Zementmörtel getauchten Segeltuch abgedeckt und darauf mit einer Betonplatte von 40 cm mittlerer und 25 cm seitlicher Stärke versehen worden. Die Platte hat zur Auflagerung der Eisenbahnquerschwellen zwei 40 cm breite Eisenbetonlagerschwellen erhalten. Zwischen diesen und den Holzquerschwellen sind zur Verminderung der Stöße Chromlederplatten eingelegt worden. Mit Abb. Zement und Beton 1911. Nr. 21.

Eisenbahnbrücken aus Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. Rud. Christiani, Hamburg. Beschreibung der Konstruktion und Ausführung einer 53 m weit gespannten Eisenbahnbrücke aus Eisenbeton über die Werra bei Heeringen. Die Brücke besteht aus zwei Hauptbogenträgern, die mittels eiserner Hängestangen die tiefliegende Fahrbahn aus Eisenbeton tragen. Um den Einfluß der Temperatur auf die Fahrbahntafel auszu-

schalten, ist diese an zwei Stellen durchgeschnitten, so daß die beiden Endteile in fester Verbindung mit dem Bogen bleiben, während das Mittelteil durch in die Endteile eingreifende Verzahnungen geführt wird. Die Hängestangen in Eisenbeton auszuführen, ist unterblieben, da bei Bewegungen der Hängestangen infolge von Temperaturveränderungen der Fahrbahn Rißbildungen durch zu große Zugspannungen zu befürchten waren. Mitteilung der statischen Berechnung der Bögen und der Ergebnisse der vorgenommenen Probelastungen. Mit zahlreichen Abb. Beton und Eisen 1911. Heft VIII.

Arch-bridge with sidewalks through the abutments. Die Brücke überspannt eine Straße und ist dadurch bemerkenswert, daß der Hauptbogen von 60' Lichtweite nur die Straßenfahrbahn überspannt, während für die Fußwege kleine Öffnungen von 14' Lichtweite in den beiderseitigen Widerlagern ausgespart sind. Die anschließenden Parallelfügelmauern sind zur Ersparnis der Gründung als auskragende Balken konstruiert. Zeichnung des Entwurfs mit der Bewehrung und Abb. des fertigen Bauwerks. Engg. Rec. 1911. 25. Febr.

The Grafton Bridge at Auckland, New Zealand. Von Walter E. Buch, City Engineer of Auckland. Ausführliche Beschreibung der größten bisher ausgeführten massiven Bogenbrücke. Von den zwei aufgestellten Vorentwürfen aus Eisen und Eisenbeton wurde der letztere trotz etwas höherer Kosten gewählt und zwar der einfacheren und billigeren Unterhaltung und der besseren Einfügung in das Landschaftsbild wegen. Die Brücke besteht aus 10 Öffnungen, von denen 9 mittels Balken verschiedener Lichtweite und eine mittels eines Dreigelenkbogens von 320' Spannweite und 84' Stichhöhe überspannt werden. Die Gruppierung ist folgende: Zwei Öffnungen von 35' und 37,5' Spannweite bilden den ersten Teil, durch Trennungsfugen vom übrigen Teil getrennt, alsdann folgt ein kontinuierlicher Balken über 4 Öffnungen von je 75,5' Spannweite, den dritten Teil bildet der Gelenkbogen, dem ein kontinuierlicher Balken über 2 Öffnungen von 78,5' und 80,5' und ein Balken von 42' Spannweite folgen. Die Balkenbrücken enthalten je 3 Hauptträger, von denen die mit den größeren Spannweiten als Vierendeelträger ausgebildet sind. Der Bogen besteht aus zwei kräftigen Rippen, auf denen die Stützen der Fahrbahn ruhen. Weitere bemerkenswerte Einzelheiten über das Lehrgerüst und die Bewehrung, Ausführung der Bögen und der Gesamtanlage.

Interessant ist, daß die Gußstahlgelenke für die Brücke in Mannheim hergestellt wurden. Mit zahlreichen Abb. Engg. Rec. 1911. 18. Februar.

4. Ausführungen im Wasserbau.

The Aziscohos dam, Rangeley Lake Region, Maine. Staudammanlage aus Eisenbeton von etwa 500' Breite und 78' Höhe. Der Damm ist in 4' starke Strebepfeiler in 20' Abstand aufgelöst, die durch Gewölbe verbunden sind, deren Scheitelstärke nach der Tiefe zunimmt. Die Strebepfeiler sind außerdem an sieben Stellen durch kräftige Riegel versteift. Der Überlauf von 236' Länge ist ähnlich hergestellt, der Rücken ist zum Schutz gegen Eisgang auf eine größere Tiefe massiv ausgebildet. Weitere Einzelheiten der Bewehrung sowie der Gesamtanlage sind aus der ausführlichen Mitteilung und den Abb. zu entnehmen. Engg. News 1911. 9. März.

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

Neuere Eisenbetonkonstruktionen im Gebiete des Bergbaues. Von Dr.-Ing. Mautner in Düsseldorf. Vortrag auf der 14. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins. Beschreibung einiger Anlagen. Anwendungen des Eisenbetons im Schacht- und Streckenausbau, bei Fördergerüsten, Fördermaschinengebäuden und Aufbereitungsanlagen. Dtsch. Bztg. Mitt. Nr. 8, 9, 10. — Arm. Beton April 1911. S. 129 ff. — Beton und Eisen 1911. Heft VIII.

A concrete reservoir built on soft ground. In Jacksonville wurde ein Wasserbehälter etwa 150' x 300' groß und 14' tief aus Eisenbeton errichtet und des ungenügend tragfähigen Untergrunds wegen auf Pfählen gegründet. Da er mitten im Stadtpark gelegen war, ist das Dach mit gutem Boden überzogen und mit Rasen und Obstbäumen bepflanzt worden. Mit 1 Abb. Engg. Rec. 1911. 4. März.

VI. Allgemeine Fragen.

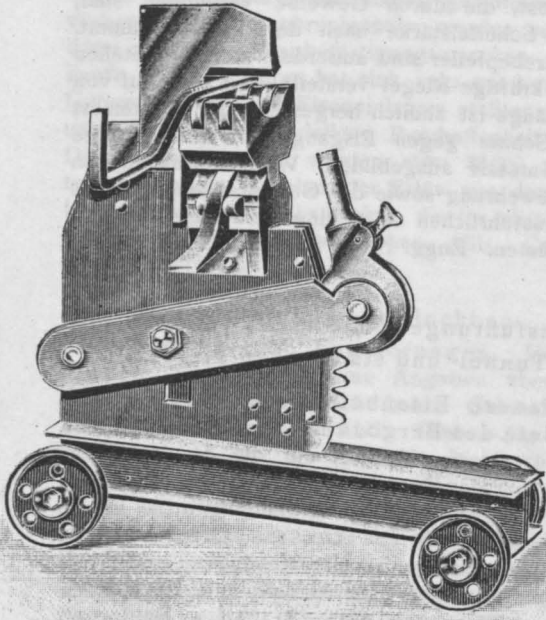
Bewerbung um Arbeiten und Lieferungen in der Staatsbauverwaltung. Mitteilung der von der Königl. Preuß. Ministerialbaukommission für die Bewerbung und Arbeiten und Lieferungen in der Staatsbauverwaltung aufgestellten neuen Bedingungen. Betonzeitung 1911, Nr. 18.

SELBSTANZEIGEN.

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung).

Maschinen zum Schneiden und Biegen der
Eiseneinlagen.

Mit dem Fortschreiten des modernen Eisenbetonbaues werden, um die Unkosten zu verringern, welche durch die stets steigenden Löhne entstehen, besondere Ansprüche an



ein rationelles Arbeitssystem, sowie an praktische Hilfswerkzeuge gestellt.

Es werden bereits eine ganze Menge Maschinen zum Schneiden und Biegen der Armierungseisen in den Handel

gebracht; alle diese Maschinen sind jedoch nach einem System konstruiert: Das Eisen wird mittels eines Hebels direkt von Hand oder mittels eines Hebels, welcher mit Übersetzung in Maschinen eingebaut ist, um einen Dorn resp. Stift gezogen, was einen enormen Aufwand an Zeit und Arbeitslohn erfordert.

Es wurden nun bei verschiedenen anderen Systemen die einzelnen Reibungsstellen mit Rollen versehen, um die Reibung zu vermindern und an Arbeitskraft zu sparen. An den sämtlichen Reibungsstellen Rollen einzusetzen, ist jedoch nicht möglich, weil dadurch das Festhalten des Eisens auf der Stelle, wo dasselbe gebogen werden soll, gehindert würde. Außerdem mußte, um die starken Dimensionen biegen zu können, eine feste Verankerung angebracht resp. Vorkehrungen getroffen werden, um den Apparat zu bestigen; daß das mit stets wiederkehrenden Kosten verbunden war, bedarf wohl keiner besonderen Erwähnung. Vor allem war ein genaues Biegen besonders der stärkeren Dimensionen nicht möglich, da das eben beschriebene Biegen stets nur ruckweise, also ungleich geschehen mußte.

Die Firma Maschinenfabrik Futura A. Wagenbach & Cie., Elberfeld, bringt seit einiger Zeit ein Fabrikat auf den Markt, welches die erwähnten Mängel vollständig behoben hat.

Auf der Maschine, System Futura, geschieht das Biegen in einem kippbaren Gesenk mittels Rollensystem. Die beim Biegen beanspruchten Teile, wie Gesenke und Biegeschlitten, dieses Apparates sind mit Stahlrollen versehen. Um ein Bewegen der Stangen zu verhindern, kippt das Gesenk und fährt seitlich aus, sodaß jede gewünschte Länge gebogen werden kann.

Durch ein sinnreich angeordnetes Hebelsystem ist der Kraftaufwand auf ein Minimum beschränkt, so daß die schwersten Dimensionen von Rundeisen, wie sie im Eisenbetonbau Verwendung finden, leicht verarbeitet werden.

Die Maschinen sind vollständig aus Schmiedeeisen und Stahl hergestellt; sämtliche dem natürlichen Verschleiß unterworfenen Teile sind leicht auswechselbar, so daß für eine lange Lebensdauer Garantie gegeben ist.

Durch die Anordnung, die Maschine sofort fahrbar mit Rädern und Untergestell zu liefern, ist ein Vorteil geschaffen für den Transport, auch ist die Maschine dadurch ohne jede Vorkehrung jederzeit gebrauchsfertig.

F. Wagenbach & Co., Elberfeld.

WIRTSCHAFTLICHES.

Wann verstößt eine Vereinbarung zur Vermeidung von Submissionsübelständen gegen die guten Sitten?

Urteil des Reichsgerichts vom 26. April 1911.

Bearbeitet von Rechtsanwalt Dr. Felix Walther (Leipzig).

(Nachdruck, auch im Auszug, verboten.)

Es ist eine immer wiederkehrende Klage, daß durch das Submissionswesen oder vielmehr -unwesen der Industrie und dem Handwerk schwerer Schaden erwächst. Ist es nun unter allen Umständen erlaubt, daß mehrere Unternehmer sich zusammentun und Vereinbarungen treffen, um die Preisunterbietungen bei den Submissionen zu vermeiden, oder kann ein solcher Zusammenschluß auch seine bedenkliche Seite haben? Diese sehr wichtige Frage war die Grundlage in folgendem Rechtsstreite: Die Firma K. in Halle a. S. hatte eine Anzahl von Tiefbauunter-

nehmern aufgefordert, Offerte auf Ausführung von Erd- und Rohrlegungsarbeiten zu machen, betreffend eine für das Kaliwerk K. anzulegende Entlaugungsleitung nebst Sammelbassin. Darauf sind sieben Unternehmer — angeblich alle, welche eine Aufforderung erhalten hatten — zusammengetreten und haben im Vertrag am 21. Juni 1907 vereinbart: „Daß nach erfolgter Einigung auf die Firma F. behufs Ausführung dieser Anlage sämtliche beteiligte Firmen ihre Angebote 5—20% über den Selbstkostenpreis nach dem vereinbarten Kalkulationsmodus der mindestfordern-

den Firma abgeben und die auftragerhaltende Firma an jede der ausfallenden Firmen 1500 M als Entschädigung für Prospekte und sonstige Unkosten zahlt.“ Man verpflichtete sich ferner: „Im Falle des Zuwiderhandelns eine Konventionalstrafe von 1500 M an jede der beteiligten Firmen zu zahlen.“ Am Schlusse des Vertrages lautete es: „Die Verhandlung ist streng vertraulich und für die Öffentlichkeit ausgeschlossen.“ Die genannte Firma F. machte darauf das Mindestgebot mit 56 628 M, erhielt aber den Zuschlag nicht, der vielmehr an eine nicht beteiligte Firma für eine Forderung von etwa 37 000 M erteilt wurde. Der Kläger, Ingenieur Dr. K., behauptete, es sei das dadurch veranlaßt, daß der Beklagte, Inhaber der an der Vereinbarung beteiligten Firma F., der Firma K. von derselben Mitteilung gemacht habe. Er erblickte darin eine Vertragsverletzung, welche die Verwirkung der Konventionalstrafe zur Folge gehabt habe, und beanspruchte als Rechtsnachfolger zweier beteiligten Firmen, welche ihre Ansprüche auf ihn übertragen hatten, die Zahlung von 3000 M. Die Klage wurde vom Landgericht und vom Oberlandesgericht Naumburg abgewiesen. Auf die Revision des Klägers führte der 1. Zivilsenat des Reichsgerichts aus: Auf Grund der Erfahrungen des Zeugen, dem die in Rede stehenden Arbeiten schließlich übertragen worden sind, und welcher bei einem Preise von 37 554 M einen Reinverdienst von mehr als 3000 M gehabt hat, und ferner auf Grund sachverständigen Gutachtens, wonach ein Preis von 40 000 M als angemessen zu bezeichnen ist, während die Firma F. 56 628 M gefordert hat, kommt der Berufungsrichter zu dem Ergebnis,

daß die Vereinbarung vom 21. Juni 1907 gegen die guten Sitten verstieß und deshalb nichtig ist. In engem Anschluß an die Rechtsprechung des Reichsgerichts stellt sich der Vorderrichter auf den Boden, daß Vereinbarungen der hier fraglichen Art, durch welche die Gewerbetreibenden sich gegen die Übelstände der Submission zu schützen suchen, nicht schlechthin als Verstoß gegen die guten Sitten betrachtet werden können, daß namentlich nichts gegen sie einzuwenden ist, wenn die Beteiligten es nur auf die Aufrechterhaltung angemessener Preise abgesehen haben. Im vorliegenden Falle sei aber auf Kosten der Bestellerin ein völlig unangemessener Verdienst erstrebt worden und deshalb liege hier ein Verstoß gegen die guten Sitten allerdings vor. Das erscheint rechtlich einwandfrei. Nach den getroffenen Feststellungen haben die Vertragsschließenden sich nicht damit begnügt, sich gegenseitig gegen sachlich ungerechtfertigte Unterbietungen der anderen zu schützen, sondern sie sind darauf ausgegangen, den Besteller schwer zu schädigen, indem sie sich auf eine Forderung einigten, welche, nicht genug damit, daß sie für jeden einzelnen einen beträchtlichen Vorteil in Aussicht stellte, obendrein dem Unternehmer einen unangemessen hohen Verdienst zugeführt haben würde. Daß darin ein Verstoß gegen die guten Sitten im Sinne des § 138 B. G. B. liegt, läßt sich im Ernst nicht bestreiten. Die Revision wurde deshalb zurückgewiesen.

(Aktenzeichen: I 280/1910.)

(Wert des Streitgegenstandes in der Revisionsinstanz: 2700—3400 M.)

MITTEILUNGEN ÜBER PATENTE.

Mitgeteilt vom Patentbureau J. Bett & Co., Berlin SW. 48, Friedrichstraße 224.

Abonnenten unserer Zeitschrift erhalten dort kostenlos Auskunft über alle Patent-, Gebrauchsmuster- und Warenzeichen-Angelegenheiten usw.

Gegen die Erteilung kann während der zweimonatlichen Auslage Einspruch erhoben werden.

Gebrauchsmuster-Eintragungen.

37b. 455 292. Isosieranker. Wilh. Portmann, Bentheim, Hann. 3. 2. 11. P. 18 774.

37b. 455 353. Gehängekloben zum Einschlagen, der an Klobenende gedreht, mit Unterlegscheiben verstärkt und mit einem abgesetzten, durchgehenden, vernieteten Dorn versehen ist. Fa. Gust. Overhoff, Mettmann. 23. 1. 11. O. 6319.

37b. 455 354. Gehängekloben zum Anschrauben, bei welchem die beiden Schenkel zum Anschrauben aus einem Stück im Winkel gebogen und in Verbindung mit mehreren Platten mit einem durchgehenden, abgesetzten Dorn als Kloben ausgebildet sind. Fa. Gust. Overhoff, Mettmann. 23. 1. 11. O. 6320.

37b. 455 486. Mauerstein mit nach innen zu erweiterten Nuten. Otto Bartels, Hamburg. Schleusenbrücke 8 „Schleusenhof“. 16. 2. 11. B. 51 766.

37b. 455 488. Träger für Mauerbogen o. dgl. Paul Fiedler, Chemnitz, Reichsstr. 23. 17. 2. 11. F. 24 131.

38b. 455 781. Dübel zur direkten Befestigung von Zaunmaterial an Zementposten. Heinr. Rüttschilling, Wiedenbrück i. W. 9. 2. 11. R. 29 100.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Aufgaben aus der technischen Mechanik. Von Ferdinand Wittenbauer, o. ö. Professor an der k. k. technischen Hochschule in Graz. I. Band. Allgemeiner Teil. 773 Aufgaben nebst Lösungen. Zweite,

verbesserte Auflage. Mit 572 Textfiguren. Berlin. Verlag von Julius Springer. Preis broschiert M. 5,—, gebunden M. 5,80.

Einführungen in umfangreiche Gebiete technischer Wissenschaften bieten erfahrungsgemäß große pädagogische Schwierigkeiten. Eine vorteilhafte Anordnung und Auswahl des Stoffes wird sich daher oft erst bei Neubearbeitungen ergeben können. In erhöhtem Maße gilt dies bei der Herausgabe von Aufgabensammlungen. Professor Wittenbauer hat in diesem Sinne eine Neuauflage seiner „Aufgaben aus der technischen Mechanik“ besorgt, deren erster Band (Allgemeiner Teil) vorliegt.

Die weitaus größte Zahl von Beispielen enthält der erste Abschnitt: Kräfte und Gleichgewicht. Durch die bereits bei Besprechung der früher erschienenen Bände hervorgehobene Verwertung der einschlägigen Literatur haben die meisten Aufgaben hohes Interesse. Bei den Beispielen über Schwerpunktsbestimmungen ebener Flächen würde sich vielleicht eine andere Auswahl als zweckmäßig erweisen, die auf einige gangbare Querschnittsformen der Baupraxis mehr Rücksicht nehmen würde und auch inhomogenes Material voraussetzt. In ähnlicher Weise wäre eine Änderung der Systemskizzen für die Zeichnung der „reziproken Kräftepläne“ angezeigt. Das Rechnen der Stabspannungen bei gegliederten Tragwerken könnte in allen Fällen, in denen sich nicht einfache geometrische Beziehungen ergeben, unterlassen werden. Derartig umständliche Rechnungen, wie z. B. in Aufgabe 215, wird man stets vermeiden. Bei den Beispielen über räumliche Kräftesysteme und deren Gleichgewicht kann durch Aufnahme einer Reihe einfacher Aufgaben für das Gebiet der räumlichen Statik nutzbringende Vorarbeit geleistet werden. Äußerst lehrreich und treffend sind die Kapitel über „Das Prinzip der virtuellen Verschiebungen“ und das „Gleichgewicht mit Berücksichtigung der Reibung“.

Beispiele aus der Bewegungslehre und Dynamik bilden die weiteren Abschnitte und enthalten eine sorgfältige Auswahl charakteristischer Aufgaben, allerdings meist aus der englischen Literatur. Gerade diese Gebiete sind in dem

klassischen Werk Föppls (Band I und IV) durch eine Reihe mustergültiger Beispiele vertreten, die meines Erachtens unbedingt in jede Aufgabensammlung der technischen Mechanik gehören.

Das wichtige Rechnen mit Dimensionen bildet den letzten Abschnitt des Buches, das in seiner neuen Auflage für Unterrichtszwecke bestens empfohlen werden kann. F. l'Allemand.

NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. „Versuche mit Eisenbetonbalken zur Bestimmung des Einflusses der Hakenform der Eiseneinlagen“. Ausgeführt in der Materialprüfungsanstalt der Kgl. Technischen Hochschule zu Stuttgart 1910 und 1911. Bericht, erstattet von Prof. Dr.-Ing. v. Bach und Ing. O. Graf. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin, 1911. 86 Seiten, 81 Abb. Preis geh. M 5,20.

Prof. Melan, „Der Brückenbau“. Nach Vorträgen, gehalten an der Deutschen Technischen Hochschule in Prag. Band II. Steinernen Brücken und Brücken aus Betoneisen. 269 Abb., 360 Seiten. Verlag Franz Deuticke, Leipzig und Wien, 1911. Preis geh. M 14,—.

ZUSCHRIFT AN DIE SCHRIFTFLEITUNG.

Betrifft:

Ein neues Dimensionierungsverfahren für einfach armierte Plattenbalken mit $x > d$.

Unter dieser Überschrift bringt Herr Dipl.-Ing. H. von Bronneck in der vorliegenden Zeitschrift, Jahrgang 1911 Heft 4 Seite 126, die Ableitung von Formeln zur Bestimmung der notwendigen Höhe von Plattenbalken mit außerhalb der Platte liegender Nullinie bei gegebenen Beton- und Eisenbeanspruchungen und bemerkt dabei einleitend: „Die bisher durch Zeitschriften und Lehrbücher bekannt gewordenen Dimensionierungsformeln leiden alle an dem einen Fehler, daß ihre Anwendung zuviel Rechenarbeit verursacht, und das ist auch der Grund, weshalb sie bis heute in den Kreisen der Praktiker nicht heimisch werden konnten.“

Diese Bemerkung dürfte wohl nicht ganz richtig sein und kann daher nicht unwidersprochen bleiben. So erschien im Jahrgang 1910 dieser Zeitschrift, Heft 8 S. 316, von dem Unterzeichneten ein Aufsatz: „Bestimmung der Mindesthöhe von einfach armierten Plattenbalken“, in dem ebenfalls Formeln zur Bestimmung der notwendigen Höhe von Plattenbalken mit außerhalb der Platte liegender Nullinie bei gegebenen Beton- und Eisenbeanspruchungen abgeleitet wurden, die einen vollständig genauen Wert liefern und dabei, wie nachstehende Beispiele zeigen, bedeutend weniger Rechenarbeit verursachen, als die von Herrn v. Bronneck angegebenen Formeln.

Die in dem angezogenen Aufsatz abgeleiteten

Gleichungen, deren Ableitung und Zeichenerklärung dort nachgesehen werden können, lauten:

$$z = \frac{M}{2 \sigma_b b d} + m d$$

und

$$h - a = z + \sqrt{z^2 - w d^2},$$

dabei wird für $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$ u. $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$ $m = 0,917 \approx 0,9$ und $w = 0,889 \approx 0,9$.

Wie in dem angeführten Aufsatz weiter gezeigt ist, ist in den weitaus meisten Fällen ein vollständig genauer Wert von $h - a$ nicht einmal erforderlich, sondern es genügt ein angenäherter Wert; man erhält dann die noch einfachere Beziehung:

$$h - a = \frac{M}{\sigma_b b d} + 2 m d.$$

Die Vorteile dieser Formeln sollen zum Vergleich an den von Herrn von Bronneck in Heft 4 angegebenen Beispielen gezeigt werden:

1. Beispiel.

$$M = 3\,129\,000 \text{ kgcm}; \quad b = 200 \text{ cm}; \quad d = 10 \text{ cm}; \\ \sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}; \quad \sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}.$$

Es ergibt sich genau:

$$z = \frac{3\,129\,000}{40 \cdot 2 \cdot 200 \cdot 10} + 0,917 \cdot 10 = 19,56 + 9,17 = 28,73,$$

$$h - a = 28,73 + \sqrt{28,73^2 - 0,889 \cdot 10^2} = 55,9 \text{ cm}$$

oder angenähert:

$$h - a = \frac{3\,129\,000}{40 \cdot 200 \cdot 10} + 2 \cdot 0,9 \cdot 10 = 39,1 + 18 = 57,1 \text{ cm}.$$

2. Beispiel.

$$M = 4\,800\,000 \text{ kgcm}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad d = 20 \text{ cm}; \\ \sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}; \quad \sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}.$$

Es ergibt sich genau:

$$z = \frac{4\,800\,000}{2 \cdot 40 \cdot 100 \cdot 20} + 0,917 \cdot 20 = 30,0 + 18,34 = 48,34,$$

$$h - a = 48,34 + \sqrt{48,34^2 - 0,889 \cdot 20^2} = 92,9 \text{ cm}$$

oder angenähert:

$$h - a = \frac{4\,800\,000}{40 \cdot 100 \cdot 20} + 2 \cdot 0,9 \cdot 20 = 60 + 36 = 96 \text{ cm}.$$

Die Eiseneinlagen bestimmt man in beiden Fällen nach der bekannten Näherungsformel:

$$f_e = \frac{M}{\sigma_e (h - a - 0,5 d)}.$$

Zum Schlusse möchte ich noch erwähnen, daß ich diese Formeln, und zwar meistens die einfachere Näherungsformel, schon seit Jahren bei allen Berechnungen für die Baupolizei verwende. Dabei genügt es, seit Veröffentlichung derselben im „Armierten Beton“, in den meisten Fällen in der statischen Berechnung auf diese Veröffentlichung zu verweisen.

Mannheim, 15. April 1911.

Karl Stock, Ingenieur.

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.