

ARMIERTER BETON.

1912. OKTOBER.

INHALT:

Versuche über die Verteilung einer Linienbelastung in einer Rippenplatte. Von Professor Dr.-Ing. R. Saliger (Wien). S. 361.

Weitere Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (Heft 16, 17, 18 und 20). Besprochen von Professor M. Foerster (Dresden). S. 365.

Versuche über den Einfluß der Elektrizität auf Eisenbeton. Besprochen von F. l'Allemand (Wesel a. Rhein). S. 372.

Stützmauer in Eisenbeton am Elster-Saale-Kanal. Von Dipl.-Ing. G. Assemann (Leipzig-Lindenau). S. 375.

Die Risorgimentobrücke über den Tiber in Rom. Kritische Betrachtungen über ihre konstruktive Ausbildung und ihre statische Berechnung. Von Dr.-Ing. H.

Marcus (Berlin-Wilmersdorf). (Fortsetzung statt Schluß von S. 346.) S. 378.

Die Bedeutung des Steifigkeitsverhältnisses bei einfachen Rahmenkonstruktionen. Von Bauinspektor Scharff (Hamburg). S. 384.

Literaturschau. S. 390.

Wirtschaftliche Rundschau. Von Dr. techn. Hugo Fuchs (Berlin). S. 398.

Selbstanzeigen: Genaues Festlegen von Einlagen in Eisenbeton. S. 402.

Mitteilungen über Patente. S. 402. — Verschiedene Mitteilungen. S. 403 — Bücherbesprechungen. S. 404.

— Neue Bücher. S. 404. — Auszeichnung. S. 404.

VERSUCHE ÜBER DIE VERTEILUNG EINER LINIENBELASTUNG IN EINER RIPPENPLATTE.

Von Professor Dr.-Ing. R. Saliger (Wien).

Bei der Herstellung von Eisenbetondecken, welche mit einer ebenen Untersicht versehen werden sollen, ergeben sich dann Schwierigkeiten, wenn sie durch Scheidewauern belastet werden. An diesen Stellen reicht die normale Bauhöhe der Decke meist nicht aus. Um den Vorschriften zu genügen, sind breite Eisenbetonbalken mit unverhältnismäßig starker Druckbewehrung erforderlich. Infolge deren mangelhafter Festigkeitsausnutzung (von der Fraglichkeit ihrer Wirkung abgesehen) ergibt sich ein Eisenaufwand, welcher den von gleich tragfähigen Eisenträgern erreicht oder überschreitet. Diese Unwirtschaftlichkeit nötigt daher häufig zur Anwendung gewalzter Träger zur Aufnahme der Scheidewauern. Eine solche Bauart hat aber Nachteile, die besser umgangen werden. Da die die Rippen verbindende obere Deckenplatte eine gewisse Steifigkeit besitzt, liegt der Gedanke nahe, durch sie die Last auch auf die der Scheidemauer benachbarten Rippen zu übertragen und diese danach zu bemessen.

Um über die Art der Lastverteilung Klarheit zu gewinnen, hat die Firma Fritz Mögle (Wien) unter Leitung des Ingenieurs J. Olexincer zwei Versuchsdecken vollständig baumäßig hergestellt. Beide Decken waren im Lichten 5,70 m lang, 4,25 m breit und 35 cm hoch. Sie bestanden aus 7 Rippen mit 60 cm Lichtabstand. Die Mittelrippe 4 war als Mauerträger von 20 cm Breite gedacht, die übrigen Rippen besaßen 7,5 cm Breite. Die Berechnung erfolgte für 250 kg/m² Nutzlast und für eine 15 cm starke 3,50 m hohe Ziegelmauer, wobei die erforderliche Zugbewehrung des Mauerträgers durch 10 Rundeseisen von

20 mm Stärke nach Fig. 1 in die 3 mittleren Rippen (3, 4 und 5) verteilt war. Die Stärke der

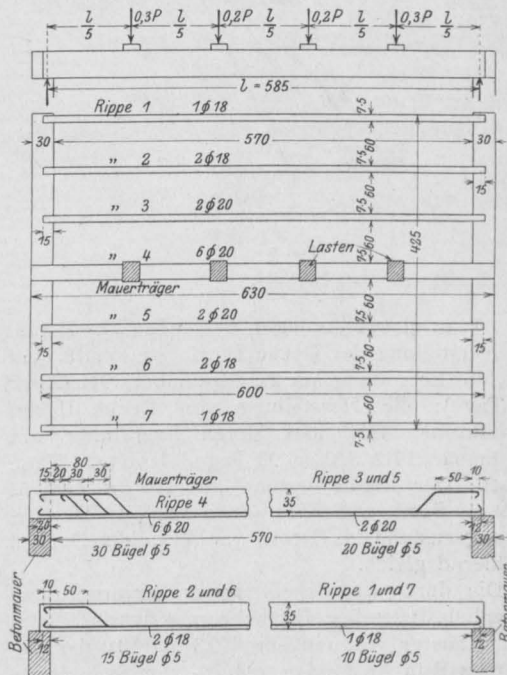


Fig. 1.

Belastungs-Schema, Grundriß der Decke, Ansicht der Rippen.

Deckenplatte in den beiden mittleren Rippenfeldern betrug 10 cm, die normale Plattendicke der Decke

5 cm. Die ganze Platte erhielt eine Querbewehrung durch Rundeseisen von 5 mm Dicke in 20 cm Abstand. Die Decke I wurde mit Rohrzellen (28 cm hoch, 60 cm breit und 80—100 cm lang) und ebener Untersicht hergestellt; diese bestand aus einer 2 cm dicken Mörtelschicht, in welche kreuzweise 5 mm dicke Eisen in 50 cm Abstand eingebettet wurden. Die Decke II wurde auf Holzschalung mit sichtbar bleibenden Rippen ausgeführt. Die 4,30 m breiten und 1,50 m hohen

die Rißbildung der Rippen (Fig. 4) sowie der Deckplatte Ober- und Untersicht (Fig. 5 u. 6).

In erster Linie von Belang für die Aufnahme der Linienbelastung P durch die einzelnen Rippen sind die Durchbiegungen δ . Angenähert ist $\delta = c \frac{P'}{f_e}$, wenn f_e den Eisenquerschnitt einer Rippe bedeutet und c einen Proportionalitätsfaktor, hauptsächlich abhängig von der Lagerung, Spannweite, Balkenhöhe und Elastizität; c kann

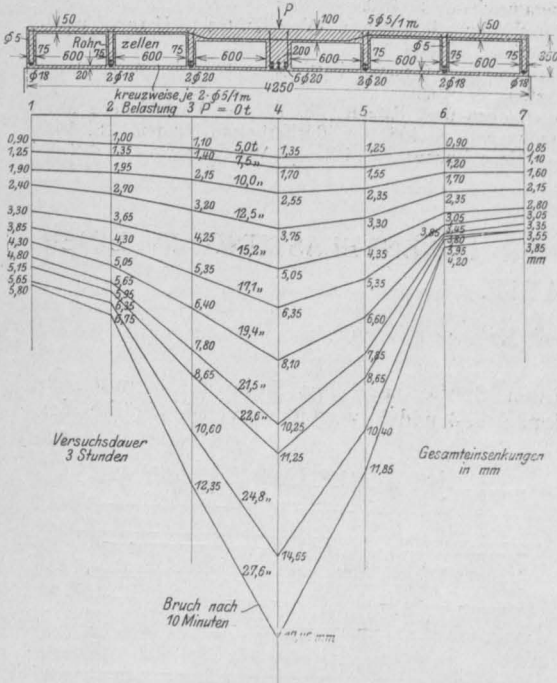


Fig. 2. Decke I.

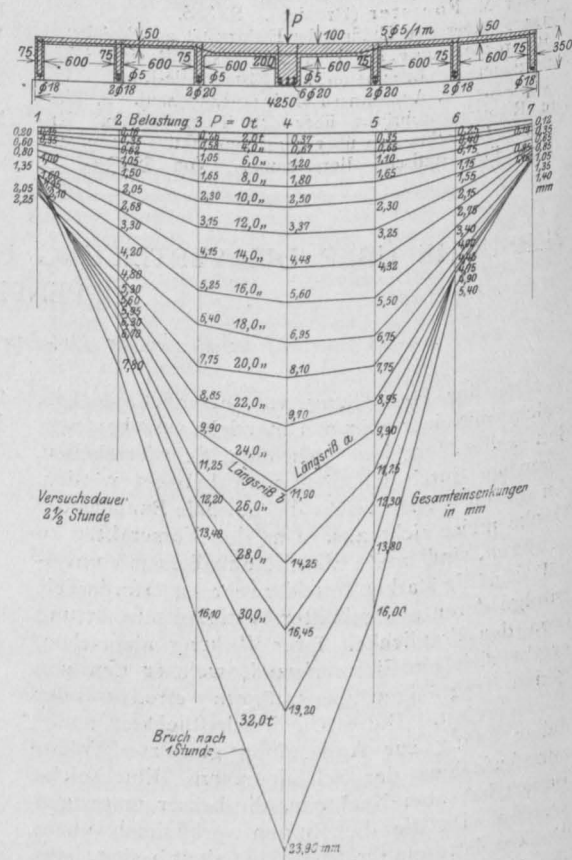


Fig. 3. Decke II.

und 30 cm dicken Auflager bestanden aus Beton. Die Herstellung der Decke I erfolgte am 15. Juli 1911, die Erprobung am 29. September 1911 (Alter 73 Tage); die Herstellung von Decke II am 25. Oktober 1911 und deren Erprobung am 31. Januar 1912 (Alter 98 Tage, davon 14 Tage Frost). Der Beton bestand aus 200 kg Zement auf 1 m³ Sand und Kies (etwa 1 : 6 1/2). Der Erhärtungszustand des Betons war bei beiden Decken annähernd gleich.

Die durch die Scheidemauer hervorgerufene Linienbelastung des Mittelträgers 4 wurde durch 4 Einzellasten von annähernd 0,3 und 0,2 der Gesamtlast P in Abständen von 1/5 der Spannweite (l = 5,85 m) nachgeahmt (Fig. 1). Die Lasten bestanden aus Sand, Zement und Eisenstäben von festgestellten Gewichten.

Festgestellt wurden: Die Einsenkungen der Mitten aller Rippen (Fig. 2 u. 3), die Bruchlasten,

also für alle Rippen nahezu konstant angenommen werden. Hieraus ist die Belastung einer Rippe

$$P' = c \cdot f_e \cdot \delta$$

Da

$$P = P_1 + P_2 + \dots + P_7 \text{ und}$$

$$P_1 = c \cdot f_{e1} \delta_1,$$

$$P_2 = c \cdot f_{e2} \delta_2, \dots$$

so sind die auf die Rippenbalken 1, 2, ... entfallenden Lasten

$$P_1 = \frac{f_{e1} \delta_1}{\sum f_{e_i} \delta_i} P, \quad P_2 = \frac{f_{e2} \delta_2}{\sum f_{e_i} \delta_i} P, \dots$$

Für die Höchstlast der Decke I erhält man z. B.:

Rippe	f_e	d	$f_e d$
1 u. 7 je	2,54 cm ²	5,80 + 3,85 = 9,65 mm	24,3
2 u. 6 je	5,08 "	6,75 + 4,20 = 10,95 "	55,9
3 u. 5 je	6,28 "	12,35 + 11,85 = 24,20 "	152,0
4	18,84 "	17,45 "	328,0
			$\Sigma f_e d = 560,2$

sondern auch aus den Zerstörungerscheinungen (Fig. 4) ersichtlich. Selbst die weiteren Rippen 2 und 6 tragen nicht unwesentlich mit.

Die Lastübertragung auf die Nachbarrippen ist eine Funktion der Steifigkeit der Deckplatte und wächst mit dieser. Sie muß genügend widerstandsfähig sein, um die Biegemomente aufzunehmen, welche aus den auf die Rippen entfallenden Teillasten P' entstehen. Für die Bruchlast P = 32,0 t der Decke II ist

$$P_3 = \frac{0,28}{2} P = 4,44 \text{ t,}$$

$$P_2 = \frac{0,09}{2} P = 1,44 \text{ t}$$

und

$$P_1 = \frac{0,01}{2} P = 0,16 \text{ t.}$$

Läßt man P₁ außer Betracht, so ist das Moment der Platte am Mittelträger 4

$$M = 1,44 (0,675 + 0,638) + 4,44 \cdot 0,638 = 4,72 \text{ tm}$$

auf 6 m Länge. Bei der Dicke von 10 cm ergibt sich nach Navier eine Biegungsspannung in der Eisenbetonplatte

$$\sigma_4 = \frac{472000}{\frac{1}{6} 600 \cdot 10^2} = 47 \text{ kg/cm}^2;$$

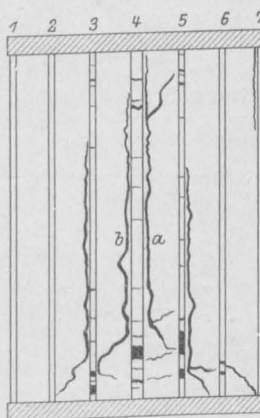


Fig. 5. Untersicht der Decke II nach dem Bruch.

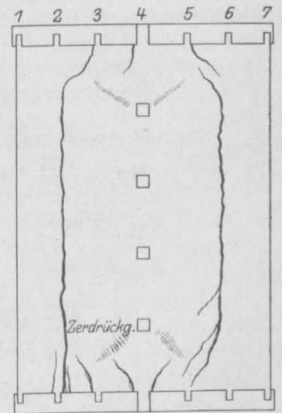


Fig. 6.

Draufsicht der Decke II nach dem Bruch.

Rippe 1 (wahre Risse)

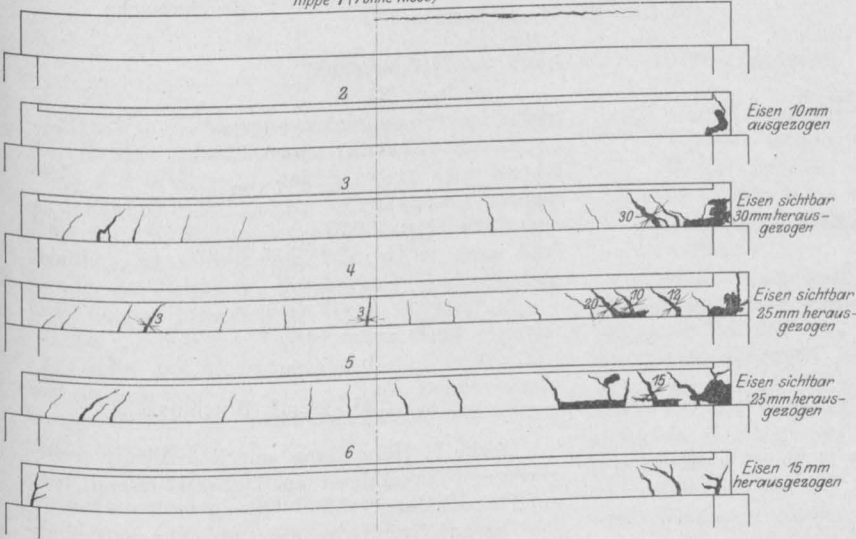


Fig. 4.

Decke II nach dem Bruch.

Rippe	P'
1 u. 7	0,042 P = 4 0/0
2 u. 6	0,100 P = 10 "
3 u. 5	0,272 P = 27 "
4	0,586 P = 59 "

Rechnet man diese Anteile für verschiedene Laststufen aus, so erhält man eine Übersicht über die Mitwirkung der dem Mauerträger benachbarten Rippen (Fig. 7 u. 8). Man ersieht daraus, daß bei Decke I (mit ebener Untersicht) der Belastungsträger, d. i. die Mittelrippe 4, beim Lastbeginn nur 47 0/0 der auf ihr ruhenden Last trägt und daß mit wachsender Last bis zum Bruch dieser Anteil auf rund 59 0/0 steigt; der restliche Lastanteil wird von den Nachbarrippen aufgenommen. Bei Decke II (ohne ebene Untersicht) beträgt der Anteil des Belastungsträgers 4 an der Gesamtlast 50 0/0 (beim Lastbeginn) bis 62 0/0 (beim Bruch), ist also größer als bei Decke I. Der Einfluß der ebenen Untersicht auf die Lastverteilung ist also deutlich erkennbar. In welchem Maße die Seitenrippen 3 und 5 beansprucht werden, ist nicht bloß aus den Senkungsdiagrammen (Fig. 2 und 3) und den berechneten Anteilen ihrer Belastung (Abb. 7 u. 8, im Mittel 14 0/0 für eine Rippe),

an der Rippe 3 ist in gleicher Weise $\sigma_3 = 39 \text{ kg/cm}^2$.
Bei der schwachen Bewehrung dürften diese Werte nahe der Bruchfestigkeit liegen.

Spannungen in den Rippen beim Bruch.
Decke I.

Auflast 27,6 t, Belastungseinrichtung 0,6 t,
Bruchlast $P = 28,2 \text{ t}$; $l = 5,85 \text{ m}$;

$$M_P = 0,5 P \cdot 0,41 - 0,3 P \cdot 0,21 = 0,14 P l = 23,1 \text{ tm.}$$

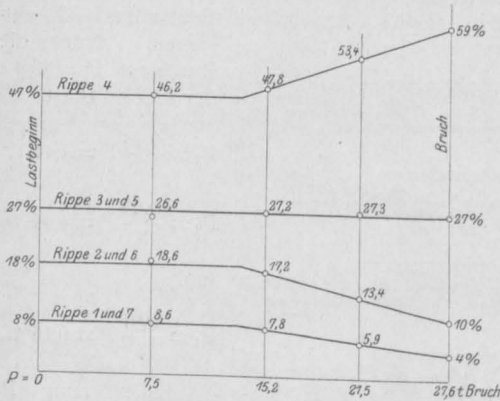


Fig. 7.

Lastaufnahme der Rippen in % der Gesamtlast bei Decke I.

In der Mittelrippe 4 ist

$$M_{P_4} = 0,59 \cdot M_P = 13,6 \text{ tm.}$$

$$\text{Eigengewicht } g = 0,342 \text{ t/m,}$$

$$M_{g_4} = \frac{g l^2}{8} = 1,5 \text{ tm,}$$

$$\text{zusammen } M_4 = 15,1 \text{ tm;}$$

Hebelarm der Längskräfte $h_0 = 28 \text{ cm.}$

Spannung der Längseisen $\sigma_e = 2,87 \text{ t/cm}^2$

„ „ Schrägeisen $\sigma_{es} = 2,81 \text{ „}$

„ in der Betondruckzone $\sigma_b = 113 \text{ kg/cm}^2$

Schubspannung im Betonsteg ohne Berücksichtigung des Eisens $\tau_0 = 19 \text{ „}$

Seitenrippen 3 und 5.

$$g = 0,203 \text{ t/m}$$

$$M_{P_3} = \frac{0,27}{2} M_P = 3,1 \text{ tm}$$

$$M_{g_3} = \frac{g l^2}{8} = 0,9 \text{ „}$$

$$M_3 = 4,0 \text{ „}$$

$$\sigma_e = 2,28 \text{ t/cm}^2$$

$$\tau_0 = 21 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Bruchursache).}$$

Decke II.

Auflast 32,0 t, Belastungsvorrichtung 0,7 t,
Bruchlast $P = 32,7 \text{ t}$; $l = 5,85 \text{ m}$

$$M_P = 0,14 P l = 26,8 \text{ tm.}$$

Mittelrippe 4.

$$g = 0,31 \text{ t/m.}$$

$$M_{P_4} = 0,62 M_P = 16,6 \text{ tm}$$

$$M_{g_4} = \frac{g l^2}{8} = 1,3 \text{ „}$$

$$M_4 = 17,9 \text{ tm}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_e &= 3,40 \text{ t/cm}^2 \\ \sigma_{es} &= 3,32 \text{ „} \end{aligned} \right\} \text{ Bruchursache}$$

$$\sigma_b = 134 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_0 = 22 \text{ „}$$

Seitenrippen 3 und 5.

$$g = 0,17 \text{ t/m}$$

$$M_{P_3} = \frac{0,28}{2} M_P = 3,8 \text{ tm}$$

$$M_{g_3} = 0,7 \text{ tm}$$

$$M_3 = 4,5 \text{ tm}$$

$$\sigma_e = 2,56 \text{ t/cm}^2$$

$$\tau_0 = 25 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Bruchursache).}$$

Decke I (Herstellung mit Rohrzellen) erwies geringere Tragfähigkeit als Decke II (Herstellung auf Holzschalung).

Die auf Grund der ermittelten Lastverteilung berechneten Bruchspannungen liegen in Grenzen,

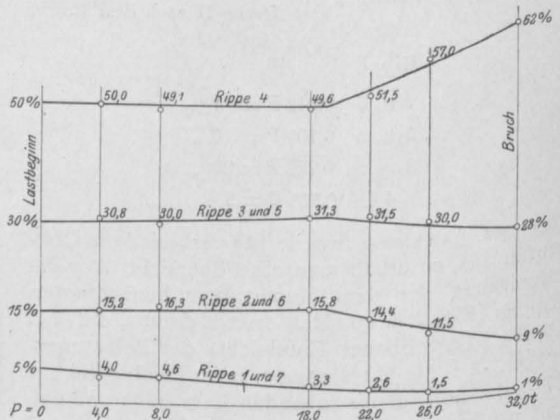


Fig. 8.

Lastaufnahme der Rippen in % der Gesamtlast bei Decke II.

bei welchen der Bruch von Eisenbetonbalken in der Regel liegt. Hieraus kann geschlossen werden, daß jene Lastverteilung den tatsächlichen Verhältnissen nahe kommt.

Schlußergebnis.

Wird eine Rippenbalkendecke längs einer Rippe belastet, so nehmen die Nachbarrippen in

erheblichem Maße an dem Biegungswiderstand teil. Die Größe der Lastübertragung hängt von der Steifigkeit der Verbindungsplatte ab.

Bei den durchgeführten Versuchen entfiel auf die unmittelbar belastete Rippe durchschnittlich

60% der Bruchlast, auf die Nachbarrippen weniger als 30%, der restliche Teil der Gesamtlast auf weiter entfernt liegende Rippen.

Nach dieser Lastverteilung sollten die Abmessungen von Rippendecken festgestellt werden.

WEITERE VERSUCHE DES DEUTSCHEN AUSSCHUSSES FÜR EISENBETON.

(Heft 16, 17, 18 und 20 *).

Besprochen von Prof. M. Foerster (Dresden).

Heft 16 der Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton behandelt Versuche über die Widerstandsfähigkeit von Beton und Eisenbeton gegen Verdrehung, ausgeführt in der Stuttgarter Kgl. Material-Prüfungsanstalt. Der vorliegende Bericht ist vom Vorstände des letzteren, Baudirektor Prof. Dr.-Ing. v. Bach und Ingenieur O. Graf, erstattet.

Auf Grund von Vorversuchen sind Hauptversuche mit prismatischen Betonkörpern mit und ohne Bewehrung durchgeführt. Bei der ersten Gruppe (I), also den nicht armierten Probekörpern, sind herangezogen:

- a) Prismen mit quadratischem Querschnitte 30 · 30,
- b) mit rechteckigem Querschnitte 21 · 42,
- c) Körper mit kreisförmigem Querschnitte von 40 cm \varnothing ,
- d) solche mit kreisringförmigem Querschnitte von 40 cm äußerem und 25 cm innerem \varnothing .

Gruppe II, bewehrte Probekörper enthält:

- a) Prismen mit quadratischem Querschnitte wie Ia und
 - α) mit 4 der Achse parallelen in der Mitte der Quadratseiten liegenden Längseisen von 28 mm \varnothing ,
 - β) desgl. mit 8 Längseisen von 18 mm \varnothing , d. h. einer Verstärkung von II a α durch 4 in den Ecken des Querschnittes zugefügte Eisen,
 - γ) desgl. wie β , jedoch mit Spiralbewehrung; hierbei sind die unter 45° geführten Spiralen so gelegt, daß sie bei Drehversuchen den auf Zug beanspruchten Beton entlasten,
 - δ) wie II a α , jedoch mit 4, unter 12° geneigten Eisen von 18 mm \varnothing ;
- b) Prismen mit rechteckigem Querschnitt wie Ib und angenähert den in II a angeführten Probekörpern mit Eisen bewehrt, d. h.
 - α) mit 4 Längseisen, in der Mitte der Rechtecksseiten gelegen, von 18 mm \varnothing ,

β) mit 6 Längseisen von 18 mm \varnothing , von denen 4 in den Ecken, 2 in der Mitte der langen Rechtecksseiten liegen,

γ) desgl. wie II b β und mit einer zusätzlichen unter 45° geführten Spiralarmierung versehen.

Zudem wurden auch Würfelproben (von 30 cm Kantenlänge) zur Ermittlung der Würfeldruckfestigkeit, Prismen (20 · 20 · 80 cm) zur Bestimmung der Formänderungen bleibender und elastischer Art, sowie der Druckfestigkeit bei dieser Körperform, endlich Zugfestigkeitsproben zur Bestimmung der Verlängerungen und der Zugfestigkeit durchgeführt.

Verwendet war ein Beton 1:2:3, angemacht mit 9 Gewichtsprozenten Wasser, d. h. 9 Hundertteilen vom Gewichte der trockenen Materialien. Das Alter der Körper betrug am Prüfungstage 45 Tage. Bei der Prüfung selbst wurden die Körper in einer liegenden Maschine der Verdrehung derart unterworfen, daß (abgesehen von den Eigengewichten und der geringen Einwirkung der Meßvorrichtung) nur ein Drehmoment, also keine Querkraft auf den Körper einwirkte. Bestimmt wurden das Rißbildungsmoment, das Bruchmoment, die gesamten bleibenden und federnden Verdrehungen zweier um 70 cm voneinander entfernter Querschnitte im mittleren prismatischen Teil der Körper.

Die Ermittlung der Drehungsfestigkeit k_d erfolgt nach den Gleichungen:

1. für Prismen rechteckigen Querschnittes

$$k_d = \psi \frac{M_d}{b^2 h}; \quad \psi = 3 + \frac{2,6}{0,45 + \frac{h}{b}}$$

2. für die Probekörper mit kreisförmigem Querschnitte nach

$$k_d = \frac{16}{\pi} \cdot \frac{M_d}{d^3},$$

3. für die Proben mit ringförmigem Querschnitte nach

$$k_d = \frac{16}{\pi} \cdot \frac{M_d}{\frac{d_a^4 - d_i^4}{d_a}}$$

*) Verlag von Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin W. 66. Der Preis der Hefte beträgt in der obigen Reihenfolge 4,60, 9,60, 1,20 und 10,60 M. · Betreffend Heft 19 vgl. die Besprechung in dieser Zeitschrift Augustheft S. 292–294.

Hierin bedeutet:

- k_d die Drehungsspannung in kg/qcm,
 M_d der Drehmoment in kgcm,
 b die kleinere Seite des rechteckigen Querschnitts in cm,
 h die größere Seite des rechteckigen Querschnitts in cm,
 ψ einen Koeffizienten,
 d bzw. d_a den äußeren, d_i den inneren Durchmesser.

Die Versuche haben die folgenden Ergebnisse zeitig:

Gruppe I. Unbewehrte Betonkörper:

1. Würfeldruckfestigkeit i. M. = 248 kg/qcm.
 2. Zugfestigkeit i. M. = 18,6 kg/qcm.
 3. Elastizitätszahl auf Druck bei einer Spannung von 0,1—12,1; 0,1—48,3 kg/qcm;
308 900—282 200; 283 800—263 500 kg/qcm.
- Elastizitätszahl auf Zug bei einer Spannung von 1,2—5,0; 1,2—12,5 kg/qcm;
369 500—333 000; 312 900—268 000 kg/qcm.

4. Drehungsfestigkeit k_d bei

Probekörper Ia	$k_d = 30,4$	kg/qcm,
" Ib	$k_d = 32,5$	"
" Ic	$k_d = 25,6$	"
" Id	$k_d = 17,1$	"

Die Zahlen verhalten sich wie 1,78:1,90:1,50:1; es ist mithin — v. Bach hebt das gleichartige Verhalten des Betons wie des Gußeisens besonders hervor — die Drehungsfestigkeit abhängig von der Querschnittsform der Körper.

Vergleicht man die Zahl k_d mit der Zug- und Würfeldruckfestigkeit, so ergibt sich die folgende Zusammenstellung:

Probekörper Ia	$k_d = 1,63$	} Zugfestigkeit
" Ib	$k_d = 0,12$	
" Ic	$k_d = 1,38$	
" Id	$k_d = 0,92$	
Probekörper Ia	$k_d = 1,75$	} Druckfestigkeit
" Ib	$k_d = 0,13$	
" Ic	$k_d = 0,10$	
" Id	$k_d = 0,07$	

5. Ferner ergab sich, daß bei allen unbewehrten Körpern das Rißbildungsmoment mit dem Bruchmoment zusammenfällt, daß also die Zerstörung bei Drehungsbelastung plötzlich erfolgt, und zwar geht sie nach der bekannten, unter 45° verlaufenden Linie vor sich.

6. Die Schubelastizitätszahl ist zwischen 128 000 und 142 000 kg/qcm, das Verhältnis der Längsdehnung zur Quersammenziehung bei ringförmigem Querschnitt je nach der Spannung von 5—12 kg/qcm zu 3,4 bis 7,0 gefunden worden.

Gruppe II. Bewehrte Körper.

1. Während im allgemeinen auch hier das Rißmoment mit dem Bruchmoment vollkommen oder sehr angenähert zusammenfällt, zeigte sich eine sehr günstige Einwirkung der zusätzlichen Spiralbewehrung, die, wie oben erwähnt ist, derart eingelegt wurde, daß sie den auf Zug beanspruchten Beton entlastet, also dem Sinne des Verdrehungsmomentes entsprechend verläuft. Hier ergab sich bei dem quadratischen Querschnitte eine Erhöhung des Bruchmomentes gegenüber dem Rißmoment von 55%, bei dem rechteckigen sogar von 71%.

2. Auch hier verlaufen die Hauptrisse unter einer Neigung von 45°; sie beginnen bei den quadratischen Körpern in der Mitte der Seitenflächen, bei den rechteckigen in der Mitte der breiten Seiten.

3. Die gesamten bleibenden und federnden Formänderungen fallen unter demselben Drehmoment bei den bewehrten Körpern etwas kleiner aus als bei den nichtbewehrten.

Heft 17 behandelt (auf im ganzen 167 Seiten) Versuche mit Stampfbeton, ausgeführt im Kgl. Materialprüfungsamt zu Groß Lichterfelde-West. Der von Geheimrat Prof. M. Rudeloff und Prof. M. Gary erstattete Bericht behandelt das ausgedehnte Gebiet der verschiedensten Einflüsse auf die Festigkeit des Betons in erschöpfender Weise. Neben der Ermittlung der Eigenschaften der verwendeten Stoffe und ihrer Beeinflussung der Druckfestigkeit von Mörtel und Beton werden weiter die Ergebnisse einer gewaltigen Anzahl von Feinmessungen mitgeteilt, ausgeführt bei Druck-, Zug- und Biegeversuchen, bei Versuchen mit Zug- und Druckwechsel, bei Dreh- und Scherversuchen; neben dem Einflusse des Alters, der Sandart, des Magerungsgrades, des Wasserzusatzes sind auch stets die Formänderungen bestimmt. Während wegen der Einzelheiten und Einzelzahlen, auf die bei der großen Ausdehnung der Versuche an dieser Stelle nicht zurückgekommen werden kann, auf das Heft selbst verwiesen sein möge, sei abschließend nur auf den zum Schlusse gegebenen Vergleich der verschiedenen Festigkeitsarten desselben Betons genauer eingegangen. Wenn auch, wie die Verfasser mit Recht hervorheben, die von ihnen gefundenen Werte zunächst noch keine Verallgemeinerung gestatten, weil vor allem noch festzustellen bleibt, ob und inwieweit die gefundenen Verhältniszahlen durch die Unterschiede in den Eigenschaften verschiedener Zemente sich verschieben, so sind die gefundenen Ergebnisse doch immerhin so wertvoll und zudem durchaus wahrscheinlich, daß ein Eingehen auf sie — auch im Interesse der Praxis — erwünscht erscheint. Es kommt hinzu, daß die Ergebnisse

der verschiedenen zu den Versuchen herangezogenen Kies- und Steinschlag-Betone mit rohem Isarsand, rohem und entfemttem Rheinsand so befriedigend übereinstimmen, daß man sie zu einem Mittelwert zusammenfassen kann. Als dann zeigt sich, daß:

die Biegefestigkeit der untersuchten Mischungen (1:2,5:5 und 1:4:8) i. M. 18,7%^o desgl. die Zugfestigkeit 9,2%^o und die Schubfestigkeit 18,3%^o der Würfelfestigkeit beträgt, es ist mithin auch das Verhältnis von Druck zu Schub annähernd das gleiche wie Druck zu Biegung.

Im übrigen sei auf das in jeder Beziehung wertvolle Heft selbst verwiesen.

In Heft 18 stellt sich Professor Dr.-Ing. E. Mörsch die Aufgabe, aus den bis Ende 1911 durchgeführten Versuchen die Beziehung zwischen Formänderung und Biegemoment bei Eisenbetonbalken klarzulegen. Namentlich ist hier zu untersuchen, ob es — auf Grund der gefundenen Versuchsergebnisse — statthaft ist, diejenigen statisch unbestimmten Konstruktionen aus Eisenbeton, bei denen die Biegemomente für die Formänderung maßgebend sind, nach der Elastizitätslehre zu berechnen, eine Frage, die schon deshalb besondere praktische Bedeutung besitzt, weil jene Konstruktionen — namentlich der beiderseits eingespannte und der einseitig eingespannte, andererseits frei aufliegende Balken, wichtige Verbundbauteile darstellen und aus den bisher bekannt gegebenen Durchbiegungskurven auf eine nur mangelhafte bzw. geringe Proportionalität zwischen Formänderung und Moment geschlossen werden kann. Zur Beantwortung der Frage stellt Professor Mörsch zunächst eine Beziehung zwischen Biegemoment und Formänderungswinkel auf, sich anlehnend an die in der Materialprüfungsanstalt zu Stuttgart angestellten Versuche mit durch zwei Einzellasten beanspruchten Verbundbalken, weil bei ihnen die Messung der Formänderungen innerhalb einer längeren Strecke mit konstantem Moment erfolgt ist*). Hierbei zeigte sich beim Auftragen der Beziehung zwischen Formänderungswinkel und Moment in Kurvenform, daß die Größe der ersten Funktion der Plattenbalken mit wenig breiter Platte nicht sehr verschieden ist von der bei einem gleich hohen, sonst gleichartig konstruierten rechteckigen Querschnitt; jedoch gestatten diese Sonderformen von

*) Hierbei sind herangezogen: 1. die Beziehungen zwischen Formänderungswinkel und Biegemoment bei 30 cm hohen, rechteckigen Balken der Firma Wayß & Freytag, aus den Jahren 1902 und 1903, 2. dgl. Heft 39 der Forschungsarbeiten, 3. dgl. Heft 45—47, beides ebenfalls Rechteckbalken von 30 cm Höhe, und 4. Plattenbalken von 50 cm Höhe, 20 cm Stegbreite und 45 cm Plattenbreite aus den letztgenannten Heften.

Plattenbalken noch keine Verallgemeinerung; hier werden noch ausgedehntere Versuchsreihen notwendig werden, um den Einfluß der Plattenbreite, Plattenstärke, Bewehrungsgröße auf die oben angegebene Beziehung zu klären.

Immerhin reichen die vorliegenden, graphisch aufgetragenen Funktionen*) aus, um den Verfasser den bestens gelungenen Beweis, wiederum auf graphische Art, erbringen zu lassen, daß sich für den beiderseitig eingespannten Balken aus den Versuchsergebnissen keine praktisch in Betracht kommenden Abweichungen gegenüber den nach der üblichen Rechnungsmethode ermittelten Momenten

$\left(\frac{q l^2}{12}\right)$ ergeben. Ein gleiches Resultat

lieferte auch die Untersuchung eines voutenförmig eingespannten, also mit sehr verschiedenen Trägheitsmomenten ausgestatteten Balkens; auch hier stimmte der nach der Elastizitätslehre ermittelte Verlauf der Momente hinreichend genau mit der, aus den gemessenen Formänderungen ermittelten Linie überein. Das gleiche ergab endlich die entsprechende Untersuchung für den einerseits eingespannten, andererseits frei aufliegenden Träger. Es können mithin auch im Eisenbetonbau die beiden von Professor Mörsch zur Untersuchung herangezogenen statisch unbestimmten Trägerarten nach der üblichen Berechnungsart homogener elastischer Tragwerke berechnet werden**).

Heft 20 bringt den dritten Teil der von v. Bach und O. Graf an der Stuttgarter Kgl. Materialprüfungsanstalt durchgeführten großzügigen Versuche mit Eisenbetonbalken zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit verschiedener Bewehrung gegen Schubkräfte***).

Während die Balken, auf welche die Veröffentlichungen der beiden ersten Teile der vorliegenden Untersuchung sich erstrecken, durch je zwei symmetrisch im Abstände von 1 m von einander wirkende Einzellasten beansprucht wurden, wird die Belastung bei den im vorliegenden Heft — Teil III — vorgeführten Balken in der Regel an acht, über die Balkenlänge gleichmäßig verteilten Stellen bewirkt; nur bei drei Balken wirkt die

**) Wegen der Frage, inwieweit die Berechnung durchlaufender Eisenbetonträger nach der Theorie elastischer homogener Tragwerke dieser Art gestattet ist, vergl. die Veröffentlichung von Scheit und Probst: Untersuchungen an durchlaufenden Eisenbetonkonstruktionen. Verlag von Julius Springer, Berlin 1912. Preis M. 5.—

***) Wegen der Besprechung von Teil I (Heft 10) und II (Heft 12) vergl. Arm. Beton 1911, Heft 10, S. 367 und 1912, Heft 2, S. 66. Die Balken sind, soweit oben nichts Besonderes erwähnt ist, den bei den früheren Versuchen benutzten durchaus entsprechend konstruiert. Über die ihnen gegenüber abweichende Belastung vergl. oben.

Zusammenstellung der Bauart der Probalken und ihrer Brucherscheinungen.

1	2	3	4	5	6	
Reihe	Figur	Bauart der Balken	Querschnitt der Einlagen in der Zugzone des aufgebogenen Balkens qcm	Querschnitt der Zugzone des aufgebogenen Balkens qcm	Beispiele über die Lage der Risse, bei welchen die Zerstörung stattfand	
1	1			25,16		
	2			25,14		
	3			25,16		
	4			25,56		
	5			24,57	12,26	
	6			24,53	12,27	
	7			24,88	15,00	
	8			24,91	14,98	
	9			25,21	15,31	
2	10			25,24	15,33	
	11			25,28	17,70	
	12			25,41	17,68	
	13			25,16	10,97	
	14			25,14	10,95	
	15			25,45	17,69	
	16			25,21	17,60	
	17			25,14	10,98	
	3	18			25,24	15,33
19				25,28	17,70	
20				25,41	17,68	
21				25,16	10,97	
22				25,14	10,95	
23				25,45	17,69	
24				25,21	17,60	
25				25,14	10,98	
26				25,24	15,33	

1	2	3	4	5	6	
Reihe	Figur	Bauart der Balken	Querschnitt der Einlagen in der Zugzone des aufgebogenen Balkens qcm	Querschnitt der Zugzone des aufgebogenen Balkens qcm	Beispiele über die Lage der Risse, bei welchen die Zerstörung stattfand	
4	27			25,24	15,33	
	28			25,28	17,70	
	29			25,41	17,68	
	30			25,16	10,97	
	31			25,14	10,95	
	32			25,45	17,69	
	33			25,21	17,60	
	34			25,14	10,98	
	35			25,24	15,33	

Last ausschließlich auf eine Hälfte, also auf vier Laststellen ein.

Die Bauart der Versuchskörper ist aus der nebenstehenden Zusammenstellung ersichtlich*); sie lassen sich in die folgenden Gruppen zusammenfassen:

1. Balken nach Fig. 1—4 mit 2 geraden Eisen, ohne und mit U-Haken, ohne und mit Bügeln (38 Stück von 7 mm ϕ).

2. Balken nach Fig. 5 u. 6 mit 2 unter 18° aufgebogenen und 2 geraden Eisen, ohne und mit Bügeln (76 Stück aus 20 · 2 mm-Eisen).

3. Balken nach Fig. 7 u. 8 mit 4 unter 45° aufgebogenen und 2 geraden Eisen mit 12 mittleren Bügeln aus 7 mm-Rundeisen, die geraden Eisen mit und ohne U-Haken. Hier ist die Verteilung der aufgebogenen Eisen in der Art erfolgt, daß die ihnen im Diagramm der schiefen Hauptzugspannungen entsprechenden Flächenanteile gleich sind, Fig. 18 (vergl. u. and. Mörsch, IV. Aufl., S. 235).

4. Balken nach Fig. 9 u. 10, in ihrer Gesamtanordnung denen von Gruppe 3 durchaus entsprechend, von ihnen aber durch die Lage der Aufbiegungen unterschieden; hier sind die Abstände a, b und c — Fig. 19 — voneinander gleich, die Flächen A, B, C also verschieden groß; zudem verhalten sich die Querschnitte der aufgebogenen Eisen angenähert wie die Größen der ihnen zuge-

*) Entnommen dem oben genannten Hefte.

hörenden Flächen A, B, und C, nehmen also nach der Balkenmitte zu ab.

5. Balken nach Fig. 11 u. 12 mit 5 unter 45° aufgebogenen und mit 2 geraden Eisenein-

7. Balken nach Fig. 15 mit 5 unter 30° aufgebogenen und 2 geraden Einlagen sowie mit 6 Bügeln von 7 mm \varnothing .

8. Balken nach Fig. 16 mit 5 unter verschiedener Neigung aufgebogenen Eisen (30, 35, 40 und 45°), 2 geraden Einlagen und 6 Bügeln mit 7 mm \varnothing .

9. Balken nach Fig. 17. Bewehrung wie bei Gruppe 5, jedoch mit 36 Bügeln von 7 mm-Rundeisen. Anordnung der abgebogenen Eisen nach der Art wie bei Reihe 6, d. h. sinngemäß entsprechend Fig. 20.

Der Beton zu den Versuchen war im Verhältnis von 1:2:3 mit 9 Gewichtsteilen Wasser gemengt; die Würfel Festigkeit betrug im Mittel 233 kg/qcm nach 45 Tagen, während die größten Abweichungen von diesem Werte bei $-7,7$ und

lagen sowie mit 6 Bügeln von 7 mm \varnothing . Die fünf Abbiegungen sind hier, ähnlich wie bei Fig. 19, in gleichen Abständen erfolgt; nur ist hier als niedrigste Grenzspannung im Diagramm der schiefen Hauptzugspannungen 2,0 kg/qcm, anstatt von 4,5 kg/qcm bei Reihe 3 und 4, innegehalten.

6. Balken nach Fig. 13 u. 14, entsprechend Gruppe 5, jedoch mit 30 Bügeln aus 7 mm-Rund-

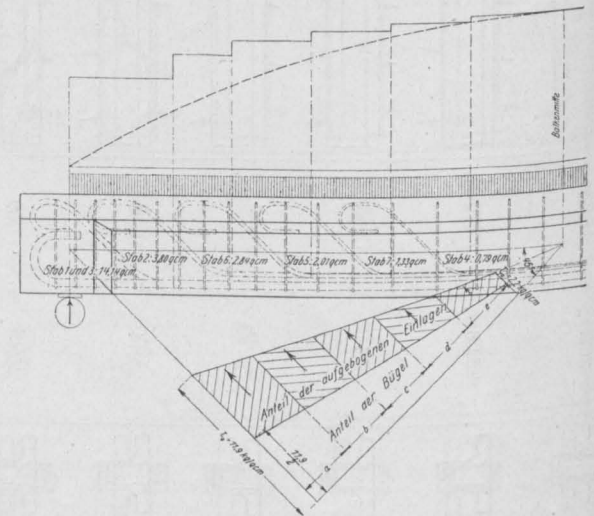


Fig. 18.

Fig. 20.

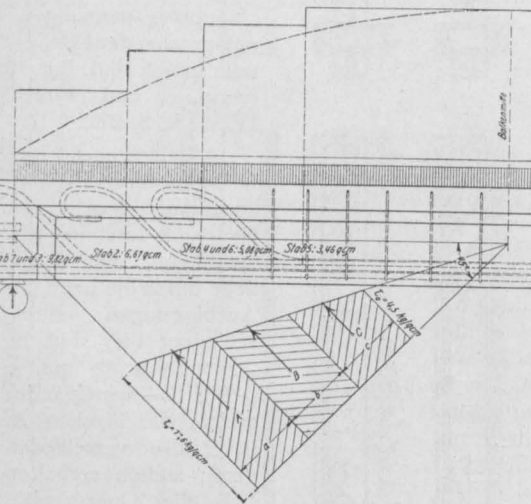


Fig. 19.

eisen. Da angenommen wurde, daß die Hälfte der Schubspannungen usw. durch diese Bügel aufgenommen werden, so wurde das Abbiegen der Eisen gemäß Fig. 20 und in gleichen Abständen a, b, c und d ausgeführt.

+ 6,9% liegen. Beobachtet wurden auch hier, wie bei den früheren Versuchen: die Rißbildungslast, das Fortschreiten der Risse, die elastischen und verbleibenden Durchbiegungen in Balkenmitte, bei einigen der Balken auch an 9 gleichmäßig über die Länge verteilten Meßstellen, ferner die Bruchlast, endlich die Bewegungen der Eiseneinlagen gegenüber den Stirnflächen der Balken bei einer Anzahl der Versuchsreihen. In den nachstehenden Mitteilungen sei aber nur auf die für die Praxis wichtigsten Ergebnisse, namentlich die Bruchlasten eingegangen. Während die Lage der Risse, bei denen die Zerstörung stattfand, aus der schematischen Zusammenstellung auf S. 368 u. 369 entnommen werden möge, sei über die Versuchsergebnisse im einzelnen und in der obigen Einschränkung das Nachfolgende kurz aus den v. Bachschen Mitteilungen wiedergegeben:

Reihe 1.

Ein ausgeprägter Einfluß der Bügel auf die Größe der Rißbildungslast ist nicht feststellbar.

Die hierbei berechneten Zugbiegungsspannungen im Beton betragen: 19,7, 22,0, 23,3, 22,8 kg/qcm.

Die Höchstlast bei den Balken mit Bügeln ist erheblich höher als die bei Balken ohne diese; die U-Haken wirken weiter günstig. Dies Mehr beträgt für den Bügeleinfluß bei Balken 2 gegen 1 44%, bei Balken 4 gegen 3 sogar 83%, bzw. für die Einwirkung der U-Haken bei 3 gegen 1 bzw. 4 gegen 2 90% bzw. 38%. Demgemäß ist genau wie bei den früheren Versuchen (Teil I u. II mit nur 2 Lasteinbringungsstellen) die Wirkung der Haken bei den Balken mit Bügeln größer ausgefallen, als bei denen ohne letztere; eine Bewehrung zugleich mit Bügeln und Haken, wie sie in der Praxis üblich ist, ist demgemäß auch durchaus richtig.

Die bei der Bruchlast ermittelte Schubspannung betrug bei den Balkenarten 1 bis 4 17,7 bzw. 25,3 bzw. 19,2 bzw. 34,6 kg/qcm.

Reihe 2.

Während die Rißlasten in ihren Durchschnittswerten keinen ausgeprägten Unterschied erkennen lassen, zeigt sich auch hier eine erhebliche Erhöhung der Bruchlast durch die Bügel um 37%.

Reihe 3.

Die Haken der geraden Einlagen erhöhen auch hier die Bruchlast um 6%. Die Wirksamkeit der Einlagen bei Fig. 8 gegenüber 3 bis 5 ist bei fast gleicher Eisenmenge um rund 30% günstiger.

Reihe 4.

Hier interessiert namentlich die Größe der Bruchlast im Vergleich zu Reihe 3, die sich von 4, wie vorerwähnt, durch die Art der Austeilung der Aufbiegungen unterscheidet. Es ergibt sich, daß die Höchstlast von Fig. 7 um 5% höher ist, als bei Fig. 9, d. h. der verschiedenartigen Austeilung und Querschnittswahl der Aufbiegungen entspricht eine nur unwesentliche Tragfähigkeitsvergrößerung; es gibt sich aber immerhin zu erkennen, daß die Verteilung der Aufbiegungen in der theoretisch richtig erscheinenden Art, d. h. so daß die Hauptzugspannungsflächen gleich groß werden, auch von der praktischen Ausführung gerecht fertigt wird.

Reihe 5.

Vergleicht man die Bruchlasten der Balken Fig. 11, 9 u. 7 miteinander, und ebenso von Fig. 12, 10 u. 8, so ergeben sich in dieser Reihenfolge die Bruchlasten:

38,7, 39,0, 41,0 bzw. 45,2, 43,3, 43,3t;

mithin sind keinerlei ausgeprägte Unterschiede nach der einen oder anderen Seite vorhanden, eine Innehaltung einer so geringen schiefen Hauptzugspannung, wie sie 2,0 kg/qcm als unterster Grenzwert in der Nähe der Trägermitte darstellt, erscheint also auch nicht gerechtfertigt gegenüber dem Werte von 4,5 kg/qcm.

Reihe 6.

Die Höchstlasten betragen im Mittel für Fig. 13 und 14:

40,936 und 48,264 t,

d. h. die Haken der geraden Einlagen bedingen eine Steigerung der Bruchlast um 18%. Die verschiedenen Anordnungen der Einlagen in den Fig. 8, 10, 12 und 14 zeigen keinen erheblichen Einfluß auf den Verlauf und die Zahl der Risse; allerdings sind die Risse bei Fig. 14 in den äußeren Balkenteilen feiner geblieben, als bei den anderen, im Vergleiche stehenden Anordnungen. Vergleicht man die Ergebnisse der zusammengehörenden Reihen 6 und 5, so ergibt sich, daß die vermehrte Anzahl der Bügel günstig ist und die Annahme, daß sie die Hälfte der schiefen Hauptzugspannungen aufnehmen, angenähert zutreffen dürfte. Es beträgt die Vermehrung der Höchstlast:

$$\text{Fig. 13 u. 11} = \frac{40\,936 - 38\,664}{38\,664} = 5,3\%$$

$$\text{Fig. 14 u. 12} = \frac{48\,264 - 45\,200}{45\,200} = 6,6\%$$

d. h. sie ist nicht erheblich; es zeigt sich aber im Vergleiche zu Reihe 5 die Wahrscheinlichkeit der zugrunde gelegten Annahmen.

Reihe 7 und 8.

Die Höchstlast für die Balken (Fig. 15) ergibt sich zu: 45 336 kg; für Fig. 16 zu: 46 264 kg. Vergleicht man hiermit die entsprechende Form in Fig. 12 Reihe 5 mit unter 45° aufgebogenen Eisen (Höchstlast 45 200 kg), so zeigt sich, daß die verschiedene Neigung der aufgebogenen Eisen (in Reihe 5 Fig. 12 45°, in Reihe 7 Fig. 15 30°, in Reihe 8 Fig. 16 30, 35, 40 u. 45°) keinen Einfluß auf die Größe der Bruchlast ausgeübt hat.

Reihe 9.

Bei den in Bauart mit Fig. 14 Reihe 6 über einstimmenden Balken erfolgte die Belastung einseitig. Die Höchstlast beträgt 41 600 kg gegenüber 48 264 kg bei voller gleichmäßiger Belastung; rechnet man die Bruchmomente beider Balkenreihen aus, so ergibt sich annähernde Gleichheit.

Bezüglich der Größe der aufgetretenen rechnerisch gefundenen Schubspannungen weist v. Bach darauf hin, daß ihre Durchschnittswerte, nach den amtlichen Bestimmungen ermittelt, bei den Balken mit nur geraden Einlagen schwanken zwischen 14,1 und 17,8 kg/qcm, bei den Balken mit geraden und aufgebogenen Eisen aber zwischen 24,8 und 36,4 kg/qcm. Dieser Unterschied, sowie das bei den geraden und abgebogenen Eisen nahezu gleichzeitig beginnende Gleiten, lassen wiederum erkennen, daß die Ausschließung der aufgebogenen Stäbe bei Berechnung der Schubspannungen, wie sie die preußischen amtlichen Bestimmungen

vorschreiben, nicht richtig ist, sondern daß sich gerade und abgebogene Eisen gemeinsam an der Aufnahme der Schubkräfte beteiligen!

Wie sich bereits aus den kurzen obigen Mitteilungen ergibt, enthalten die vorstehend be-

sprochenen vier Hefte der Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton wiederum eine gewaltige Summe für die Theorie und Praxis des Eisenbetonbaus gleich wertvollen Studienmaterial, dessen genauere Durchsicht allen Fachgenossen auf das wärmste empfohlen sei.

VERSUCHE ÜBER DEN EINFLUSS DER ELEKTRIZITÄT AUF EISENBETON*).

Besprochen von F. l'Allemand (Wesel a. Rhein).

Zweck der Versuche war die Erforschung des Einflusses von Gleichstrom und blitzschlagähnlichen Entladungen auf Eisenbeton. Da sich die Untersuchungen nicht auf bereits vorhandene stützen konnten, mußten zur Aufstellung eines geeigneten Arbeitsplanes zunächst einige Vorversuche durchgeführt werden.

Die Wirkung vagabundierender Ströme auf den Beton und das Eisen wurden bei den Vorversuchen an 4 Würfeln von 30 cm Kantenlänge (1:2:4 unter Verwendung von Basalt und Basaltschotter gemischt) mit Elektroden in der Form von Eisendrahtspiralen und Zickzackeisendraht beobachtet. Die Probekörper wurden 28 Monate hindurch täglich 5 Stunden der Wirkung eines Gleichstromes von etwa 8 Amp. Stromstärke ausgesetzt. Es haben sich weder Risse an der Oberfläche noch Rostflecken an den Eisendrähten gezeigt; der Beton war vollkommen unverändert geblieben. Sechs gleichartig gemischte Würfel mit einbetonierten Plattenelektroden, bei denen der Beton einen Teil des Stromkreises bildete, ließen im Verlaufe der Einwirkung starker elektrischer Ströme (bis 15 Amp.) zunächst eine Zunahme der Stromstärke bis zum Eintreten der Ribbildung erkennen, hierauf wieder eine anfänglich stärkere und später geringere Abnahme. Temperaturmessungen stellten den Höchstwert etwa gleichzeitig mit dem Erreichen der größten Stromstärke fest. Risse traten nur in der Ebene der positiven Plattenelektrode auf. Diese war bei 3 Probekörpern, welche durch die Verwendung von außerhalb gelegenen Tauchelektroden eine abweichende Schaltung zeigten, stark angegriffen. Einer Stromstärke von nur 0,1 Amp. wurden 10 Würfel (1:3:3 unter Verwendung von Basalt und Basaltschotter gemischt) ausgesetzt. Hiervon

lagerten 2 Stück an der Luft, 2 in feuchtem Sande, 3 in Süß- und 3 in Salzwasser. Die Elektroden bestanden abwechselnd aus 2 Plattenelektroden, aus Gasrohr (Anode) und Plattenelektrode gemeinsam im Probekörper, aus Gasrohr (Anode) im Probekörper, Plattenelektrode außerhalb in der umgebenden Flüssigkeit. Der elektrische Widerstand nahm allmählich zu und zwar bei den trocken gelagerten Versuchskörpern rascher als bei den im Wasser gelagerten. Die auftretenden Risse zeigten teilweise Regelmäßigkeit nach Form und Lage der Elektroden. Sie erweiterten sich allmählich im Verlaufe der Versuche, deren durchschnittliche Dauer rund 77 bis 250 Tage betrug. Nahezu dieselben Erscheinungen wurden bei den 4 Würfeln der letzten Gruppe wahrgenommen (1:4:8 unter Verwendung von Rheinsand und Rheinkies gemischt). Diese besaßen durchweg Plattenelektroden und waren an der Luft, in feuchtem Sande, in Süß- und Salzwasser gelagert.

Für die Hauptversuche wurden alle Probewürfel aus Beton im Mischungsverhältnis 1:3:3 unter Verwendung von Rheinsand und Rheinkies hergestellt. Die zuerst ausgeführten Untersuchungen über den Einfluß vagabundierender Ströme stellten an 6 verschiedenartig gelagerten Proben genau dieselben Erscheinungen wie bei den Vorversuchen fest. Es war weder das Eisen noch der Beton irgendwie angegriffen. Die Dauer der Einwirkung betrug etwa 2 Jahre. Der zweite Teil der Hauptversuche umfaßte eine Reihe von 46 Probekörpern, welche aus erdfeuchtem und weichem Beton gestampft und derart der Wirkung des elektrischen Stromes ausgesetzt wurden, daß der Beton einen Teil des Stromkreises bildete. Die an der Luft gelagerten 8 Würfel zeigten bei einer Stromstärke von 0,1 Amp. die ersten Risse nach etwa 50 bis 110 Tagen. Die verwendeten Elektroden bestanden aus Gasrohr und Platte, beziehungsweise aus 2 Platten. Bildete das Gasrohr die Anode, so traten an der Oberfläche radiale Risse auf; war jedoch die Plattenelektrode Anode, so zeigten sich auf der Seitenfläche der Elektrode Risse. Die Ursache des Entstehens der Risse war in beiden Fällen die durch Sauerstoffentwicklung an der Anode bedingte Rostbildung und die mit

* Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 15, Versuche über den Einfluß der Elektrizität auf Eisenbeton. Ausgeführt in der Großherzoglichen Materialprüfungsanstalt an der Technischen Hochschule zu Darmstadt. Bericht erstattet von Professor O. Berndt und Professor Dr. K. Wirtz unter Mitwirkung von Privatdozent Dr.-Ing. E. Preuß. Berlin 1912. Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn. Preis geh. 4,60 M. — Der Inhalt der Veröffentlichung lag außerdem einem von Professor Berndt auf dem diesjährigen Betontag gehaltenen Vortrag zugrunde.

dieser verbundene Verdickung, welche wieder eine sprengende Wirkung auf den umhüllenden Beton ausübte. Erdfeucht und weich gemischter Beton wiesen keinerlei Unterschied in den Ergebnissen auf. Die in feuchtem Sande gelagerten Probekörper glichen genau den an der Luft gelagerten und verhielten sich auch, was das Eintreten und die Ursache der Rißbildung anbelangt, völlig wie diese. Nur betreffs des elektrischen Widerstandes ergaben sich für erdfeuchten Beton wesentlich kleinere Werte als für weichen Beton. Die Gründe dürften darin zu suchen sein, daß der erdfeucht gestampfte Beton etwas poröser ist und das Wasser aus dem ihn umgebenden feuchten Sande leichter aufnimmt, so daß seine elektrische Leitungsfähigkeit erhöht wird. In Süßwasser waren 12 Probekörper gelagert. Die Rißbildung trat bei einer Stromstärke von 0,1 Amp. nach rund 50 bis 100 Tagen auf. Betreffs der Risse wurden dieselben Beobachtungen gemacht wie bei den an der Luft und in feuchtem Sande gelagerten Würfeln. An den bloß mit einem einbetonierten Gasrohr versehenen Probekörpern zeigten sich nur dann Risse, sobald dieses die Anode bildete. Die Würfel wurden hierbei wieder durch Verdickung der im Beton befindlichen Anode infolge der Rostbildung gesprengt. Wirkte dagegen das Gasrohr als Kathode, die Platte in der Flüssigkeit als Anode, so blieben die Probekörper unverändert. Erdfeuchter und weicher Beton zeigten bezüglich des elektrischen Widerstandes nur geringfügige Abweichungen. Die in Salzwasser mit einem Gehalte von 3,6% Kochsalz gelagerten Proben wiesen bei einer Strombeanspruchung von 0,1 Amp. die ersten Risse früher auf, als die an der Luft, in feuchtem Sande und in Süßwasser gelagerten Würfel. Bei sämtlichen Probekörpern war eine grünliche Färbung des in der Nähe der Risse befindlichen Betons zu erkennen, welche an der Luft in eine rostbraune überging. Die chemische Untersuchung stellte eine Umwandlung des Eisenoxyduls in Eisenoxyd unter dem Einflusse des Sauerstoffes der Luft fest. Alle übrigen Erscheinungen deckten sich im wesentlichen mit den Ergebnissen der bisher besprochenen Lagerungsarten. Bezüglich der in Kalkwasser mit einem Zusatz von 1% Lahnkalk aufbewahrten Probekörper ist nur zu bemerken, daß die ersten Risse bei 0,1 Amp. Stromstärke nach etwa 20 bis 100 Tagen auftraten. Die Würfel verhielten sich demnach ungefähr so wie die im Salzwasser gelagerten Proben. Eine Zusammenfassung der Ergebnisse der Hauptversuche läßt erkennen, daß sich bei allen Lagerungsarten der elektrische Widerstand mit zunehmender Versuchsdauer steigerte. Das Auftreten der ersten Risse — zeitlich ziemlich verschieden — war im allgemeinen unabhängig von der Art der Lagerung.

Zur Feststellung der Ursache der Rißbil-

dung, die seit jeher auf diesem Gebiete die weit-aus wichtigste Frage war, wurden nach den Versuchen von Chapman*) die Eisenelektroden durch Graphit- bzw. Kohlenelektroden ersetzt. Die hierbei verwendeten 13 Probewürfel hatten 15 cm Kantenlänge (1 : 3 : 3 unter Verwendung von Rheinsand und Rheinkies gemischt) und besaßen als Elektroden die Anordnung bestehend aus Gasrohr und Platte. Sowohl bei dem Ersatze der Gasrohr- als auch der Plattenelektrode durch eine gleichartige Kohlenelektrode konnten bei Einwirkung eines Stromes von 140 Volt Klemmspannung irgendwelche Risse nicht bemerkt werden. Diese wurden jedoch dann wahrgenommen, sobald das Gasrohr oder die Eisenblechplatte die Anode bildete. An 7 „Doppelwürfeln“ (15 × 15 × 30 cm Kantenlänge) bestätigte sich ebenfalls, daß für das Auftreten der Risse weder innerer Gasdruck noch örtliche Wärmespannung, sondern nur die den eisernen Elektroden eigentümliche Rostbildung in Betracht kam. Eine nachträgliche Prüfung an 3 größeren Würfeln von 30 cm Kantenlänge zeigte die Richtigkeit der bei den kleineren Probekörpern gewonnenen Ergebnisse. Schließlich wurden noch Druckluftversuche durchgeführt. 3 Würfel von 15 bzw. 30 cm Kantenlänge enthielten ein mehrmals angebohrtes Gasrohr derart einbetoniert, daß an dem freien Ende eine Druckluftleitung angeschlossen werden konnte. Es stellte sich heraus, daß bei den Versuchen schon ein sehr geringer Druck genügte, um das Entweichen der zugeführten Druckluft durch den Beton hindurch nach der Oberfläche zu bewirken. Es wurde dadurch gezeigt, daß der infolge der elektrolytischen Wirkung auftretende Gasdruck die Ursache der Rißbildung nicht sein kann.

Aus allen diesen Untersuchungen konnte somit einwandfrei festgestellt werden, daß — wie bereits mehrfach erwähnt — als Ursache des Entstehens der Risse eine Anschwellung der Anode infolge der durch die elektrolytischen Erscheinungen bedingten Rostbildung anzusehen ist. Diese Verdickung übt auf den die Elektroden umhüllenden Beton eine sprengende Wirkung aus. Kommt statt Gleichstrom Wechselstrom in Anwendung, so tritt infolge des dauernden Wechsels von Kathode und Anode eine elektrolytische Wirkung nicht ein. Wenn auch bei den an der Luft gelagerten Würfeln Risse auftraten, so ist diese Erscheinung darauf zurückzuführen, daß diese Probekörper bis zum Beginn der Strombeanspruchung in feuchtem Sande lagerten. Gut ausgetrockneter Beton besitzt dagegen einen so hohen Leitungswiderstand, daß trotz der Spannung von 140 Volt die Stromstärke nur 0,01—0,02 Amp. beträgt. Derart schwache Ströme sind aber ohne Wirkung. Für

*) Vgl. Armierter Beton 1911, S. 67 u. S. 350, ferner Armierter Beton 1910 S. 393.

Hochbauten besteht daher im allgemeinen keine Gefahr der Zerstörung durch elektrolytische Wirkung. Man hat es in solchen Fällen nur mit ganz geringer Feuchtigkeit und sehr schwachen Strömen im Beton zu tun. Eine wirksame Rostbildung tritt demnach nicht auf, denn diese könnte nur dann erfolgen, wenn eine gewisse Sauerstoffentwicklung einträte, die jedoch ihrerseits wieder an das Vorhandensein von genügend Wasser gebunden ist. Nach dem Faradayschen Gesetze hat aber bei den durchgeführten Untersuchungen etwa eine Stromdichte von 0,05 Amp./qdcM geherrscht. Diese verhältnismäßig große Stromdichte mußte aus dem Grunde gewählt werden, um in möglichst kurzer Frist Ergebnisse erzielen zu können. Nach den Vorschriften der „Vereinigten Erdstrom-Kommission“ des deutschen Vereines von Gas- und Wasserfachmännern, des Verbandes deutscher Elektrotechniker und des Vereines deutscher Straßen- und Kleinbahnverwaltungen sind eiserne, in der Erde verlegte Rohrleitungen durch die vagabundierenden Ströme erst dann als gefährdet zu betrachten, wenn die Stromdichte 0,00075 Amp./qdcM überschreitet. Von anderer Seite wird 0,001 Amp./qdcM als Grenzwert angegeben. Aus diesen Zahlen ist zu ersehen, daß bei Hochbauten die mögliche Stromdichte so gering ist, daß sie für eine Zerstörung des Eisenbetons nicht in Frage kommt. Bei höherer Stromdichte müssen ohnehin von seiten der Straßenbahnverwaltungen besondere Schutzmaßnahmen getroffen werden. Versuche, welche die Einwirkung geringerer Stromdichten feststellen sollen, sind im Gange, aber zurzeit infolge der erforderlichen längeren Beobachtungsdauer noch zu keinem Abschlusse gelangt. Im Gegensatz zu den amerikanischen Versuchen hat sich eine Veränderung des Betons in keinem Falle ergeben.

Der zweite Teil der Veröffentlichung beschäftigt sich mit der Untersuchung der Wirkung von blitzschlagähnlichen Entladungen (Laboratoriumsversuche) und Blitzschlägen (an einem Bauwerke). 9 prismatische Probekörper ($13,5 \times 16 \times 55,3$ cm, 1:3:3 unter Verwendung von Rheinsand und Rheinkies bzw. von Basalt- und Basaltschotter gemischt) wurden in lufttrockenem und feuchtem Zustande im Alter von 7–627 Tagen untersucht. Die einbetonierten 10 mm starken Rundeisenstäbchen lagen in wechselndem Abstände hintereinander bzw. nebeneinander. Die Nachahmung der Blitzwirkung geschah durch Verbindung entsprechender Rundeisenstäbchen mit der Funkenstrecke für drahtlose Telegraphie der radiotelegraphischen Versuchsstation. Die Entladungen nahmen also ihren Weg durch den Beton. Die Versuchsdauer betrug 20 Sek. bis 3 Min. Die Stromstärke schwankte im allgemeinen zwischen 0,4 und 3,3 Amp. Um die beanspruchten Stellen zu untersuchen, wurde der Block parallel zur

Ebene der Eiseneinlagen durchsägt und der Stromweg schließlich durch Abschleifen und Meißeln freigelegt. Die Wirkung der Entladung bestand im wesentlichen darin, daß sich der Strom zunächst eine Funkenbahn durch den Beton bildete, welche infolge der Wärmewirkung verglaste und sich zu einer Röhre von größerem Durchmesser erweiterte. Diese Erscheinung war von der Art der Zuschläge und der Zeitdauer des Stromdurchganges abhängig. Die Bildung dieser schwarzen, glasigen „Blitzröhren“ konnte auch an reinen Zementkuchen bis zu einer Dicke von 42 mm erzielt werden. In den feuchten Probekörpern waren diese Blitzkanäle nur sehr schwach entwickelt und kaum zu erkennen. Es bildete hier eben die ganze Betonmasse einen Leitungsweg, über den sich der Strom verteilte. Risse wurden weder bei trocken noch erdfeucht gelagerten Proben beobachtet. Um blitzartige Entladungen größerer Energie zu beobachten, wurde ein eigenes Bauwerk in Kempton am Rhein errichtet. Es besteht aus drei Säulen quadratischen Querschnittes von 25 bzw. 30 cm Kantenlänge, die bei 12 m Gesamtlänge zweimal durch rechteckige Querbalken in 5,0 und 10,0 m Höhe versteift sind. Die Fundamente sind 1,5 m tief. Sowohl die Stützen wie auch die Balken besitzen eine eiserne Bewehrung. An den Spitzen der Säulen sind Blitzableitungen mit eisernen Kugeln vorgesehen. Zur Beobachtung der Blitzschläge sind sowohl in den Stützen als auch in den Querbalken an verschiedenen Stellen sogenannte „Widerstände“ angeordnet. An diesen Orten ist die Bewehrung unterbrochen und der Blitz somit genötigt, seinen Weg durch den Beton zu nehmen. Diese Widerstände sollen zugleich bezwecken, daß der Blitz nicht durch eine Säule allein hindurchgeht, sondern auf Umwegen zur Erde gelangt. Um Unterschiede in der Widerstandsfähigkeit von Kies- und Basaltbeton festzustellen, sind zwei Säulen aus Kiesbeton (1:2½:2½) und eine aus Basaltbeton (1:2½:2½) gemischt. Bis jetzt blieb jedoch das Bauwerk von Blitzschlägen verschont.

Den Schluß bilden Versuche über den Einfluß des elektrischen Stromes auf das Haftvermögen von Eisenbetonwürfeln. Sie zeigten, daß die infolge des Anrostens verdickten Eisenstäbchen einen größeren „Gleitwiderstand“ besaßen als die der Wirkung des elektrischen Stromes nicht ausgesetzten Probekörper. Der sich ergebende Mittelwert beträgt 30 kg/qcm.

Die vorliegenden ausführlichen Versuche bilden eine Fortsetzung der in Heft 6 des deutschen Ausschusses niedergelegten Untersuchungen an nicht bewehrtem Beton. Sie vereinigen das bisher ziemlich verstreute Material und haben zu bestimmten einwandfreien Ergebnissen geführt. Bezüglich aller Einzelheiten muß auf die Veröffent-

lichung verwiesen werden, die jedoch den Nachteil hat, daß sie ziemlich unübersichtlich gehalten ist; ein Vergleich der verschiedenen Ergebnisse wird trotz der Zusammenfassungen am Ende jedes Abschnittes sehr erschwert. Tabellen mit

zugehörigen Abbildungen wären meines Erachtens besser am Platz gewesen als die manchmal allzu ausführlichen Beschreibungen. Es kann in dieser Hinsicht nur wieder auf die Form der Bachschen Veröffentlichungen verwiesen werden.

STÜTZMAUER IN EISENBETON AM ELSTER-SAALE-KANAL.

Von Dipl.-Ing. G. Asseman (Leipzig-Lindenau).

Um ihren am Elster-Saale-Kanal liegenden Holzlagerplatz zu vergrößern und zu sichern, beschloß die Eigentümerin gegen den rund 5,50 m tiefer liegenden vorgesehenen Treidelweg des Kanals eine Stützmauer zu errichten.

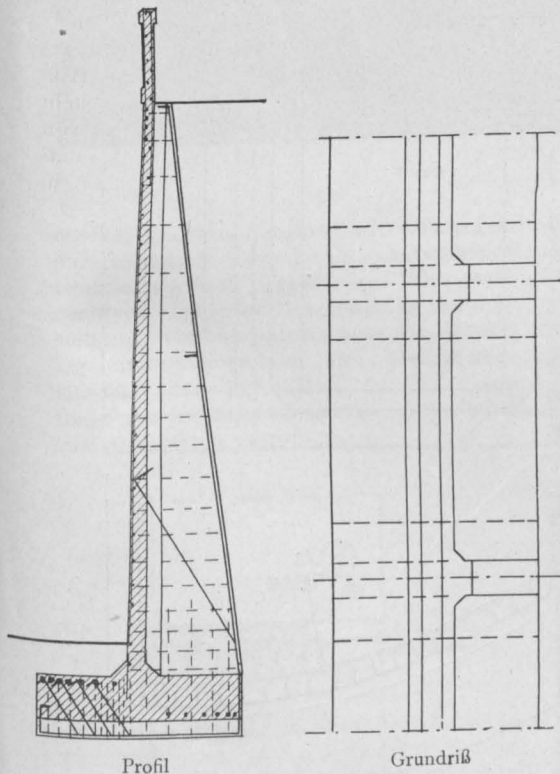


Fig. 1.

Die von der ausführenden Firma C. Brömme Lindenau bei Leipzig gemachten Voruntersuchungen betreffend Wahl des Baustoffes gaben — unter den zugrunde gelegten Einheitspreisen — dem Eisenbeton den Vorzug vor dem reinen Beton, wobei der Kiessand billig — da aus eigenen Gruben mit eigenen Geschirren abgefahren —, die Schalung der Eisenbetonkonstruktion nach gemachten Erfahrungen entsprechend teuer angenommen ist.

Die Grenzlinie des Lagerplatzes gegen den Kanal ist eine mehrfach gebrochene, dementsprechend der Grundriß der Mauer.

Die Gesamtlänge der Mauer beträgt rd. 65,00 m, die $\frac{\text{größte}}{\text{kleinste}}$ Höhe $\frac{5,80}{5,10}$ m.

Die Mauer besteht aus einer Grundplatte, senkrechten Pfeilern mit dazwischen gespannter Platte 12 : 1 gebösch; auf diese Platte setzt sich ein einfaches massives Geländer mit Kopf.

Die Achsentfernung der Pfeiler beträgt 3,00 m. Es folgen die Gewichte, Belastungsannahmen und Beanspruchungen:

1. Der Hinterfüllung 1,8 kg/m³,
2. Eisenbeton 2,4 kg/m³,
3. bewegliche Last auf der Hinterfüllung 800 kg/m²,
4. Erddruck greift die Mauer unter 40° an, da Kippen ausgeschlossen,
5. Betonbeanspruchung auf Druck bis 40 kg/cm², Mischung: 1 Teil Zement, 5 Teile Kiessand,
6. Eisen bis 1000 kg/cm²,
7. Betonscherbeanspruchung bis 4 kg/cm²,
8. Bodenbeanspruchung bis 5 kg/cm² (festgelagerten Knack).

Die Gründungstiefe beträgt 50 cm unter Gelände, eine Tiefe, die unter vorliegenden Verhältnissen genügend erachtet ist.

Der Baugrund besteht aus dem sogenannten Heineschen Knack, einem Konglomerat der Grundmoräne.

Berechnungsprinzip: Gestützt auf die vorgesehene Höhenlage der etwaigen Treidelwegoberkante, sowie auf das Deckungsmaterial, wurde von ausführender Firma ein Entwurf (Fig. 1) ausgearbeitet, bei dem der Fuß der Stützmauer um ein bestimmtes Maß in den Weg konsolartig hineinragt, doch so, daß das Deckungsmaterial in keiner Weise hierdurch belastigt wurde.

Leider kam dieses wirtschaftlich allen Anforderungen genügende Profil nicht zur Ausführung. Die Grenze durfte nicht überschritten werden. Um den statischen Verhältnissen nun gerecht zu werden, mußte die Grundplatte (Fig. 2) nach hinten vergrößert werden, mit ihr wuchsen

Betonabmessungen der Pfeiler, Erdaushub und Asphaltanstrich.

Senkrechte Platte sowie hintere Grundplatte wurden als in die Pfeiler eingespannt mit $\frac{p l^2}{24}$ und $\frac{p l^2}{12}$ gerechnet.

Von einer gegenseitigen Beeinflussung der Felder ist abgesehen, da sie, wie auch in Eisenbetondecken, wohl kaum bei im Verhältnis sehr starken Unterzügen vorhanden sein wird. Die Wirkung des Einspannmomentes äußert sich in einer Torsionsbeanspruchung des Unterzuges, hier des Pfeilers, dem entgegen das Einspannmoment,

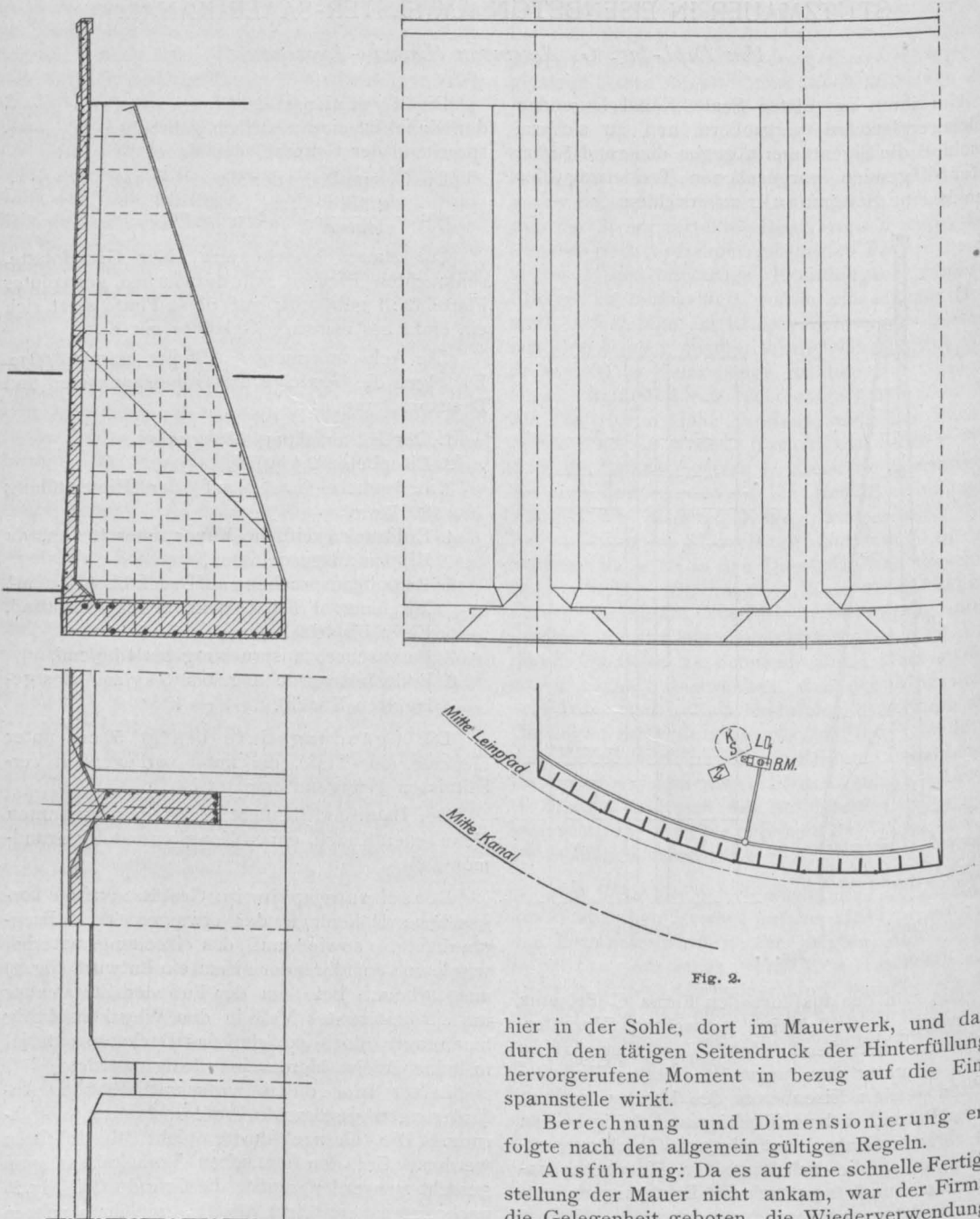


Fig. 2.

hier in der Sohle, dort im Mauerwerk, und das durch den tätigen Seitendruck der Hinterfüllung hervorgerufene Moment in bezug auf die Einspannstelle wirkt.

Berechnung und Dimensionierung erfolgte nach den allgemein gültigen Regeln.

Ausführung: Da es auf eine schnelle Fertigstellung der Mauer nicht ankam, war der Firma die Gelegenheit geboten, die Wiederverwendung

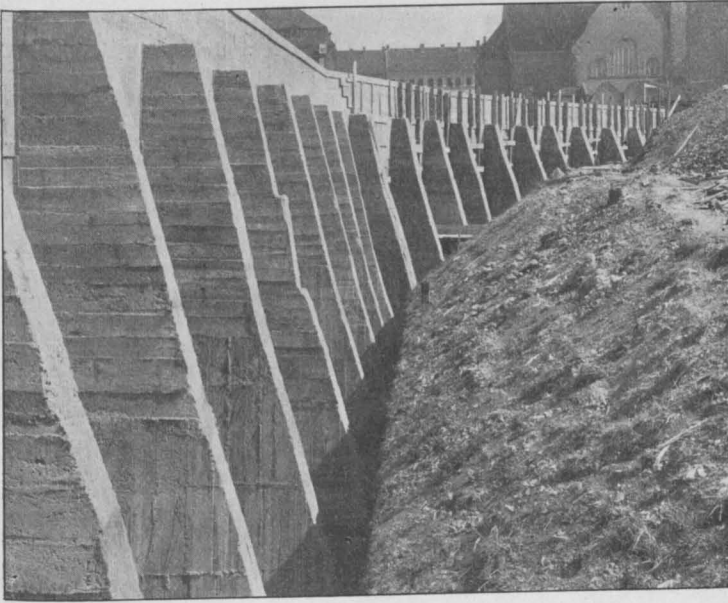


Fig. 3.

der kostspieligen Schalung wie Rüstung in weitgehendster — durch andere mitwirkende Umstände jedoch begrenzter — Weise auszunutzen. Da keine Beschränkung des bauseitig gestellten Materiallagerplatzes vorlag und Lokomobile und Betonmischmaschine beliebige Plätze erhalten konnten, wurde nebenskizzierte Anordnung zum Betonieren getroffen.

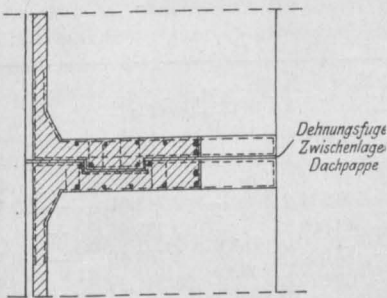


Fig. 5.

Die Bodenausschachtung war mit Schwierigkeiten verbunden, da der mit Kreuz- und Spitzhacke gelöste, mit Gabel und Schaufel geworfene, nachher wieder zu hinterfüllende Boden zu Berg gefördert werden mußte; durch quer- und längsweisen treppenförmigen Abbau glaubte die Firma die Aufgabe am billigsten gelöst zu haben; nebenbei, es handelte sich um kleine Massen.

Die Festigkeit des freigelegten Grundes läßt eine Beanspruchung von 5 kg/cm^2 durchaus nicht zu hoch erscheinen, wenn auch bei längerem Liegen an der Luft der Stein nicht sehr widerstandsfähig zu sein scheint.

Die Eisen für die Grundplatte (Fig. 4) wurden auf dem geebneten und gefegten Felsen verlegt und einbetoniert, ohne vorheriges Benässen des Bodens.

Danach erfolgte das Einschalen, Armieren und Betonieren der Pfeiler und Platte, wobei die mit Lowries von der Mischmaschine angefahrne Betonspeise auf einer beweglichen Schuttrinne an ihren jeweiligen Platz rutschte und dann gestampft wurde.

Fig. 3 zeigt die fertiggestellte

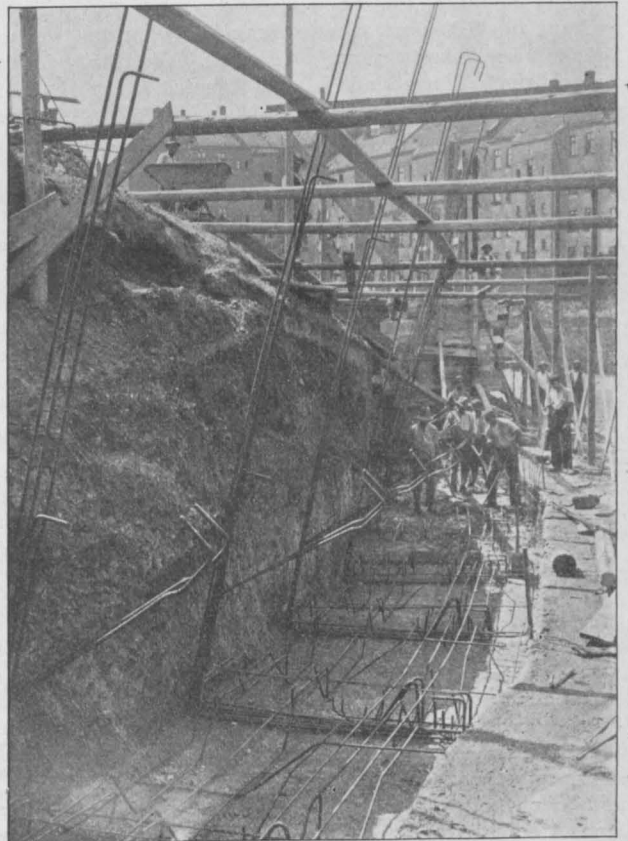


Fig. 4.

Mauer schalungsrauh, links ausgeschalt, rechts noch in Schalung.

da die Sohle des letzteren ungefähr 2 m über Mauerfuß liegt.

Um den Temperatureinflüssen Rechnung zu tragen, wurden, mehr um den üblichen Regeln zu folgen als aufzwingenden Grund eigener Überzeugung, 2 Dehnungsfugen angeordnet, durch Teilung und Verzahnung des Pfeilers (Fig. 5), der Zwischenraum wurde durch angenagelte Dachpappschichten ausgefüllt.

Um dem sich hinter der Mauer sammelnden Wasser einen Abfluß zu geben, wurde in die senkrechte Platte zwischen je zwei Pfeilern, dicht über der Grundplatte ein 5 cm-Drainagerohr einbetoniert, außerdem wurde mit der sperrigen Hinterfüllung aus Schlacken und Steinen zugleich dicht an der Mauer eine 20 cm starke Kiesschicht geschüttet.

Den Anforderungen der Baupolizei, die Entwässerung der Mauer in das städtische Kanalnetz zu leiten, konnte die Firma nicht nachkommen,

Die ganze Mauer erhielt an der Rückseite bis zur Geländehöhe einen zweimaligen Goudronasphaltnstrich, während Vorderseite und Geländer mit Zement verputzt wurden.

DIE RISORGIMENTO-BRÜCKE ÜBER DEN TIBER IN ROM.

Kritische Betrachtungen über ihre konstruktive Ausbildung und ihre statische Berechnung.

Von Dr.-Ing. H. Marcus (Berlin-Wilmersdorf).

(Fortsetzung statt Schluß von S. 346.)

Zu ähnlichen Ergebnissen führt die Untersuchung des Einflusses einer gleichmäßig über die Brücke verteilten Belastung p (Fig. 25). Alle hierzu gehörigen Werte sind in der Tabelle 7 vereinigt. Die Momentenfläche selbst ist in Fig. 26 dargestellt. Bezeichnend für die Wirkungsweise des Systems ist der beträchtliche Unterschied zwischen dem wirklichen Wert $X_c = 103,091 p$ und dem entsprechenden Wert

die Einflußlinien der statisch unbestimmten Größen errechnet werden. Beachtet man, daß nach dem Maxwellschen Satz die Einflußlinien der Zählerausdrücke in den Gl. (I) mit den Biegelinien des Hauptsystems für die drei Belastungszustände

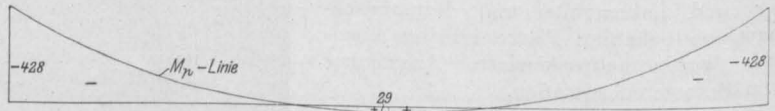


Fig. 26.

$$X_c = \frac{p l^2}{8 f} = \frac{101}{8 \cdot 7,1^2} \cdot p = 180 p,$$

der sich für einen unverkürzten parabolförmigen Bogen mit unver-

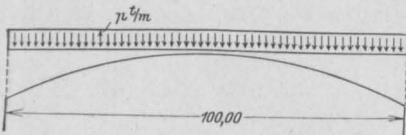


Fig. 25.

änderlichem Querschnitt ergeben würde. Dieser Unterschied von

$$\frac{180 - 103}{180} = 43\%$$

ist nur durch den Einfluß der Zusammendrückung der Bogenachse und der Querschnittsveränderlichkeit zu erklären.

Um die ungünstigsten Stellungen der Nutzlast zu ermitteln, sollen nun

Tabelle 7.

Querschnitt	$\frac{M_0}{p} = -\frac{x^2}{2}$ in m ²	$\frac{2 M_0}{p} s \frac{J_k}{J}$ in m ²	$\frac{2 M_0}{p} s y \frac{J_k}{J}$	$\frac{M}{p}$
1	— 3,175	— 9 511,21	— 3 743,61	+ 29 142
2	— 25,848	— 43 809,35	— 13 738,61	+ 14 717
3	— 73,447	— 77 886,94	— 5 732,48	— 8,140
4	— 148,954	— 105 670,21	+ 50 341,29	— 26,947
5	— 245,754	— 86 643,20	+ 96 728,47	— 57,769
6	— 356,445	— 74 457,78	+ 136 734,27	— 94,235
7	— 499,596	— 48 569,71	+ 127 563,49	— 155,944
8	— 662,116	— 33 121,70	+ 115 806,71	— 228,775
9	— 847,073	— 23 680,75	+ 105 057,28	— 316,826
10	— 1090,91	— 22 778,22	+ 130 437,20	— 427,678
$\Sigma = -526 129,07$			+ 739 454,01.	

$$X_a = p \frac{526 129,07}{7217,74} = 72,894 p; \quad X_c = \frac{739 454,01}{7172,84} = 103,091 p;$$

$$\frac{M}{p} = 72,894 - \frac{x^2}{2} - y 103,091$$

$X_a = 1, X_b = 1, X_c = 1$ übereinstimmen, so lauten die Gleichungen der X-Linien:

$$\left. \begin{aligned} X_a &= \frac{E J_k \cdot d_a}{2 \sum s \cdot \frac{J_k}{J}} \\ X_b &= \frac{E J_k \cdot d_b}{2 \sum x^2 \cdot s \cdot \frac{J_k}{J}} \\ X_c &= \frac{E J_k \cdot d_c}{2 \sum s \left(y^2 \cdot \frac{J_k}{J} + \frac{J_k}{F} \right)} \end{aligned} \right\} \text{(Ib)}$$

Die $E J_k \cdot d_a, d_b, d_c$ -Linien werden nach dem Mohrschen Verfahren aus der Momentenfläche der elastischen Gewichte $w_a = s \cdot \frac{J_k}{J}, w_b = s \cdot x \cdot \frac{J_k}{J}, w_c = -s \cdot y \cdot \frac{J_k}{J}$ gewonnen.

Der ausführliche Rechnungsgang ist in der Tabelle 8 wiedergegeben. Die für die Punkte 1, 2, 3, . . . , 9 errechneten Ordinaten liefern einen polygonalen Linienzug, der die wirkliche Biegelinie in den durch die Trennungspunkte der Bogenabschnitte geführten Lotrechten berührt*) (Fig. 27). Die endgültigen Ordinaten der X-Linien für verschiedene Laststellungen sind in Tabelle 8a zusammengestellt. Die mit X'_a und X'_b bezeichneten Werte sind diejenigen Werte von X_a und X_b , welche sich für einen Bogen mit unveränderlichem Querschnitt ergeben würden, und zwar sind diese Werte nach den Formeln

Tabelle 8a.

Laststellung	a in m	$X_a : p$ in m	$X'_a : p$ in m	$X_b : p$	$X'_b : p^k$	$X_c : p$
IX	6,79	0,005	0,227	0,0016	0,013	0,028
VIII	11,51	0,016	0,656	0,0052	0,036	0,084
VII	16,23	0,04	1,299	0,011	0,0694	0,187
VI	21,06	0,09	2,192	0,0235	0,1125	0,362
V	25,95	0,185	3,235	0,0445	0,164	0,65
IV	30,42	0,36	4,590	0,080	0,2085	1,05
III	35,69	0,75	6,295	0,1435	0,287	1,636
II	40,63	1,43	8,180	0,235	0,357	2,248
I	45,57	2,59	10,31	0,359	0,429	2,76
S	50,5	4,52	12,625	0,500	0,500	2,94

*) Die Figuren 27 zeigen, daß in der Nähe des Kämpfers die X-Linien auf eine lange Strecke sehr flach verlaufen. In diesem Gebiet treten infolge der starken Querschnittsbemessung nur sehr geringe Formänderungen auf: die Wahl der Kämpferge ist somit gerechtfertigt.

$$X_a = \frac{1}{4} \cdot \frac{a^2}{l_1}, \quad X_b = \frac{1}{4} \cdot \frac{a^2}{l_1^2} \left(3 - \frac{a}{l_1} \right) \quad \text{(Ic)}$$

entsprechend Fig. 19 errechnet. Die beträchtlichen Unterschiede zwischen den Werten X_a und X'_a, X_b und X'_b beweisen, wie notwendig es ist, den Einfluß der Querschnittsveränderlichkeit genau zu beachten.

Die Einflußlinien der auf den Querschnittschwerpunkt*) bezogenen Biegemomente folgenden Gleichungen:

$$\begin{aligned} Ml &= X_a + x X_b - y X_c - P(x - \xi), \\ Mr &= X_a - x X_b - y X_c - P(x - \xi'). \end{aligned}$$

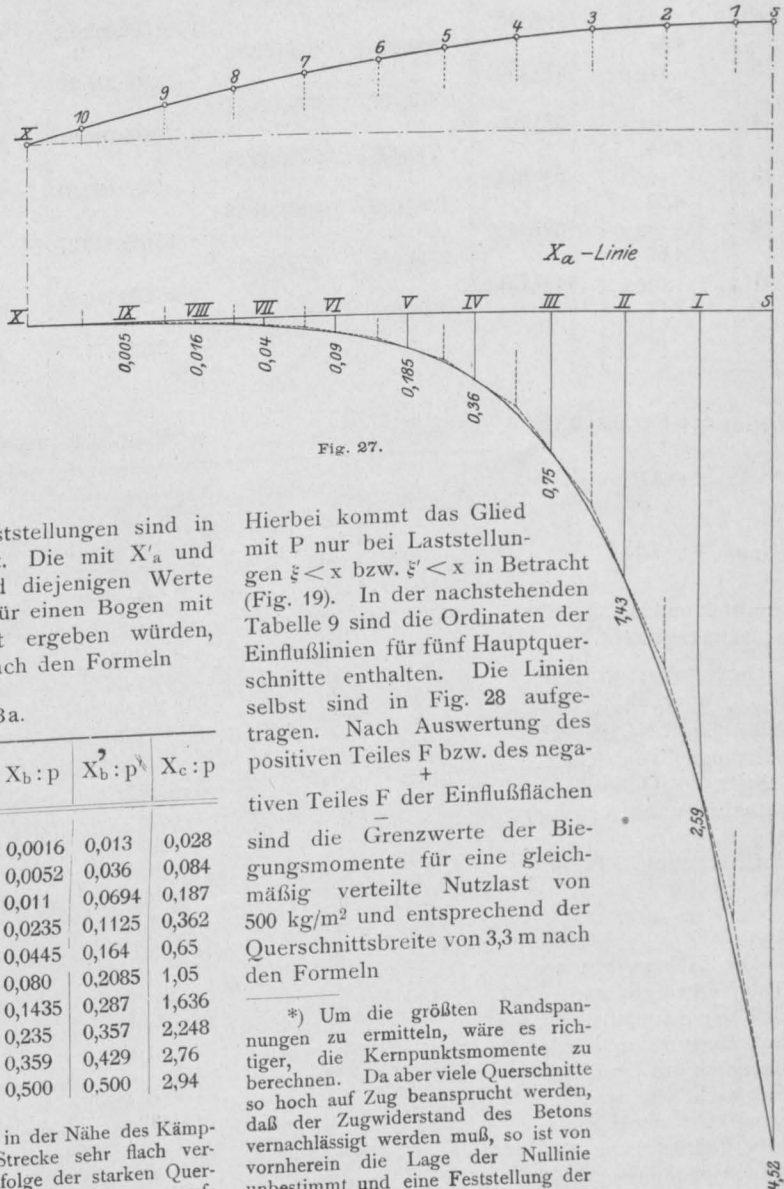


Fig. 27.

Hierbei kommt das Glied mit P nur bei Laststellungen $\xi < x$ bzw. $\xi' < x$ in Betracht (Fig. 19). In der nachstehenden Tabelle 9 sind die Ordinaten der Einflußlinien für fünf Hauptquerschnitte enthalten. Die Linien selbst sind in Fig. 28 aufgetragen. Nach Auswertung des positiven Teiles F bzw. des negativen Teiles F der Einflußflächen sind die Grenzwerte der Biegemomente für eine gleichmäßig verteilte Nutzlast von 500 kg/m^2 und entsprechend der Querschnittsbreite von $3,3 \text{ m}$ nach den Formeln

*) Um die größten Randspannungen zu ermitteln, wäre es richtiger, die Kernpunktmomente zu berechnen. Da aber viele Querschnitte so hoch auf Zug beansprucht werden, daß der Zugwiderstand des Betons vernachlässigt werden muß, so ist von vornherein die Lage der Nulllinie unbestimmt und eine Feststellung der Kernweite unmöglich.

Tabelle 8.

Nr.	$x_m - x_{m-1}$ in m	$w_a = s \frac{J_k}{J}$	Q_a	$Q_a (x_m - x_{m-1})$	$E J_k \delta_a$	$X_a = \frac{E J_k \delta_a P}{7217,74}$	$w_b = x s \frac{J_k}{J}$	Q_b
10		10,440						
	5,55		10,440	57,942 00			487,652	487,652
9		13,978			57,942 00	0,008 P	575,334	1062,986
	4,77		24,418	116,473 86				
8		25,012			174,415 86	0,024	910,187	1973,173
	4,78		49,430	236,275 40				
7		48,609			410,691 26	0,057	1536,530	3509,703
	4,91		98,039	481,371 49				
6		104,445			892,062 75	0,124	2788,681	6298,384
	4,53		202,484	917,252 52				
5		176,280			1809,315 27	0,251	3908,128	10 206,512
	4,91		378,764	1859,731 24				
4		354,708			3669,046 51	0,508	6122,260	16 328,772
	5,14		733,472	3770,046 08				
3		530,224			7439,092 59	1,031	6426,315	22 755,087
	4,93		1263,696	6230,021 28				
2		847,440			13 669,113 87	1,894	6093,094	28 848,181
	4,67		2111,136	9859,005 12				
1		1497,734			23 528,118 99	3,260	3774,290	32 622,471
	2,52		3608,870	9094,3524				
S					32 622,471 39	4,520		

$$M_{p \max} = p F = 3,3 \cdot 0,5 F$$

$$= 1,65 F,$$

$$M_{p \min} = -1,65 F$$

Tabelle 9.

Laststellung	Querschnitt S	Querschnitt II	Querschnitt V	Querschnitt VIII	Querschnitt X
IX	- 0,006 P	+ 0,014 P	+ 0,086 P	+ 0,179 P	- 6,517 P
VIII	- 0,018	+ 0,045	+ 0,270	+ 0,556	- 10,669
VII	- 0,035	+ 0,100	+ 0,590	- 3,50	- 14,383
VI	- 0,056	+ 0,227	+ 1,209	- 7,09	- 17,359
V	- 0,077	+ 0,453	+ 2,250	- 9,909	- 19,165
IV	- 0,064	+ 0,873	- 0,575	- 11,214	- 18,989
III	+ 0,090	+ 1,735	- 3,019	- 11,264	- 16,738
II	+ 0,523	+ 3,156	- 4,117	- 9,498	- 12,279
I	+ 1,476	+ 0,465	- 4,087	- 6,388	- 6,369
S	+ 3,333	- 1,190	- 3,356	- 3,167	- 1,043
I'	+ 1,476	- 1,681	- 2,093	+ 0,322	+ 2,943
II'	+ 0,523	- 1,482	- 0,975	+ 1,296	+ 4,617
III'	+ 0,090	- 1,097	- 0,325	+ 1,726	+ 4,458
IV'	- 0,064	- 0,707	- 0,033	+ 1,458	+ 3,351
V'	- 0,077	- 0,425	+ 0,066	+ 1,061	+ 2,291
VI'	- 0,056	- 0,237	+ 0,055	+ 0,628	+ 1,327
VII'	- 0,035	- 0,118	+ 0,050	+ 0,362	+ 0,737
VIII'	- 0,018	- 0,057	+ 0,014	+ 0,150	+ 0,315
IX'	- 0,006	- 0,018	+ 0,008	+ 0,055	+ 0,111
F+ in m ²	+ 35	+ 32	+ 24	+ 33	+ 98
F- in m ²	- 3,5	- 34,5	- 97	- 306	- 610
M _{pmax} in tm	+ 72	+ 65	+ 49	+ 68	+ 201
M _{pmin} in tm	- 7	- 71	- 198	- 626	- 1248

ermittelt und in Tabelle 9 zusammengestellt.

Die Nutzlast ruft außer $M_{p \max}$ oder $M_{p \min}$ eine Achsialkraft N_p , die sich allerdings von Querschnitt zu Querschnitt verhältnismäßig wenig ändert, hervor. Der durchschnittliche Betrag ist

$$N_p = -105 t.$$

Die Zahlenreihen der Tabelle 9 zeigen wieder, daß der Scheitel wenig auf Biegung und vornehmlich auf Druck beansprucht wird, während umgekehrt der Kämpfer sehr beträchtliche Biegungsspannungen aufnehmen muß.

Tabelle 8.

$Q_b (x_m - x_{m-1})$	$E J_k \phi_b$	$X_b = \frac{E J_k \phi_b P}{1\ 052\ 258,14}$	$w_c = -y \frac{J_k}{J} s$	Q_c	$Q_c (x_m - x_{m-1})$	$E J_k \phi_c$	$X_c = \frac{E J_k \phi_c P}{7172,84}$	Nr.
2706,470			+ 59,78	+ 59,78	331,78			
	2706,47	0,0026 P	+ 62,01	+ 121,79	580,94	331,78	0,046 P	9
5070,440	7776,91	0,0074	+ 87,45	+ 209,24	1000,17	912,72	0,127	8
9431,77	17208,68	0,0164	+ 127,67	+ 336,91	1654,23	1912,89	0,267	7
17232,64	34441,32	0,0327	+ 191,80	+ 528,71	2395,06	3567,12	0,497	6
28531,68	62973,00	0,0598	+ 196,80	+ 725,51	3562,25	5962,18	0,831	5
50113,97	113086,97	0,1075	+ 168,88	+ 894,39	4597,16	9524,43	1,328	4
83929,89	197016,86	0,1872	- 39,02	+ 855,37	4216,97	14121,59	1,969	3
112182,58	309199,44	0,2938	- 265,86	+ 589,51	2753,01	18338,56	2,557	2
134721,01	443920,45	0,4219	- 589,51	+ 000,00	0,0	21091,57	2,940	1
82208,62	526129,07	0,500					2,940	S

Um die größten Randspannungen zu ermitteln, wäre nur noch der Einfluß einer gleichmäßigen Wärmeänderung zu untersuchen. Bezeichnet man mit ϵ die Ausdehnungsziffer des Baustoffes, mit t den Unterschied zwischen der Aufstellungstemperatur einerseits und der jeweiligen, höchsten oder niedrigsten Temperatur andererseits, mit l die Bogenspannweite, so sind bekanntlich:

$$X_a = X_b = 0,$$

$$X_c = \pm \frac{\epsilon E J_k t l}{2 \sum s \left(y^2 \frac{J_k}{J} + \frac{J_k}{F} \right)},$$

$$N_t = -X_c \cos \varphi,$$

$$M_t = -X_c y.$$

Tabelle 10.

Einfluß von	Querschnitt S	Querschnitt II	Querschnitt V	Querschnitt VIII	Querschnitt X
A. Eigengewicht	$N_g = -519\ t$ $M_g = +138\ tm$	$N_g = -519\ t$ $M_g = -3\ tm$	$N_g = -519\ t$ $M_g = -309\ tm$	$N_g = -519\ t$ $M_g = -1481\ tm$	$N_g = -519\ t$ $M_g = -3349\ tm$
B. Eigengewicht und Nutzlast	$N_q = -624\ t$ $M_{q_{max}} = +210\ tm$	$N_q = -624\ t$ $M_{q_{max}} = +62\ tm$	$N_q = -624\ t$ $M_{q_{max}} = -260\ tm$	$N_q = -624\ t$ $M_{q_{max}} = -1413\ tm$	$N_q = -624\ t$ $M_{q_{max}} = -3148\ tm$
C. Eigengewicht und Nutzlast	$N_q = -624\ t$ $M_{q_{min}} = +131\ tm$	$N_q = -624\ t$ $M_{q_{min}} = -74\ tm$	$N_q = -624\ t$ $M_{q_{min}} = -507\ tm$	$N_q = -624\ t$ $M_{q_{min}} = -2107\ tm$	$N_q = -624\ t$ $M_{q_{min}} = -4597\ tm$
D. Temperatur	$N_t = \mp 152\ t$ $M_t = \mp 61,5\ tm$	$N_t = \mp 152\ t$ $M_t = \mp 40\ tm$	$N_t = \mp 152\ t$ $M_t = \pm 227\ tm$	$N_t = \mp 152\ t$ $M_t = \pm 610\ tm$	$N_t = \mp 152\ t$ $M_t = \pm 1067\ tm$
E. Eigengewicht, Nutzlast und Temperatur	$N = -472\ t$ $M_{max} = +271,5\ tm$	$N = -472\ t$ $M_{max} = +102\ tm$	$N = -776\ t$ $M_{max} = -33\ tm$	$N = -776\ t$ $M_{max} = -803\ tm$	$N = -776\ t$ $M_{max} = -2081\ tm$
F. Eigengewicht, Nutzlast und Temperatur	$N = -776\ t$ $M_{min} = +69,5\ tm$	$N = -776\ t$ $M_{min} = -114\ tm$	$N = -472\ t$ $M_{min} = -734\ tm$	$N = -472\ t$ $M_{min} = -2717\ tm$	$N = -472\ t$ $M_{min} = -5664\ tm$

Wählt man für E und t die verhältnismäßig sehr geringen*) Werte

*) Der Wert $E = 1\,400\,000 \text{ t/m}^2$ stellt ein Mindestmaß dar. Entsprechend der Zahl $n = 10$ wäre $E = 2\,150\,000 \text{ t/m}^2$ richtiger. — Die Betonierung des Gewölbes und der Fahrbahn hat von Oktober 1910 bis Februar 1911 gedauert. Nimmt man für diesen Zeitraum eine mittlere Temperatur von 15° an, beachtet man ferner, daß Temperaturschwankungen zwischen $+35^\circ$ und -5° in Rom möglich sind, so wäre ein Wert $t = \pm 20^\circ$ durchaus zutreffend.

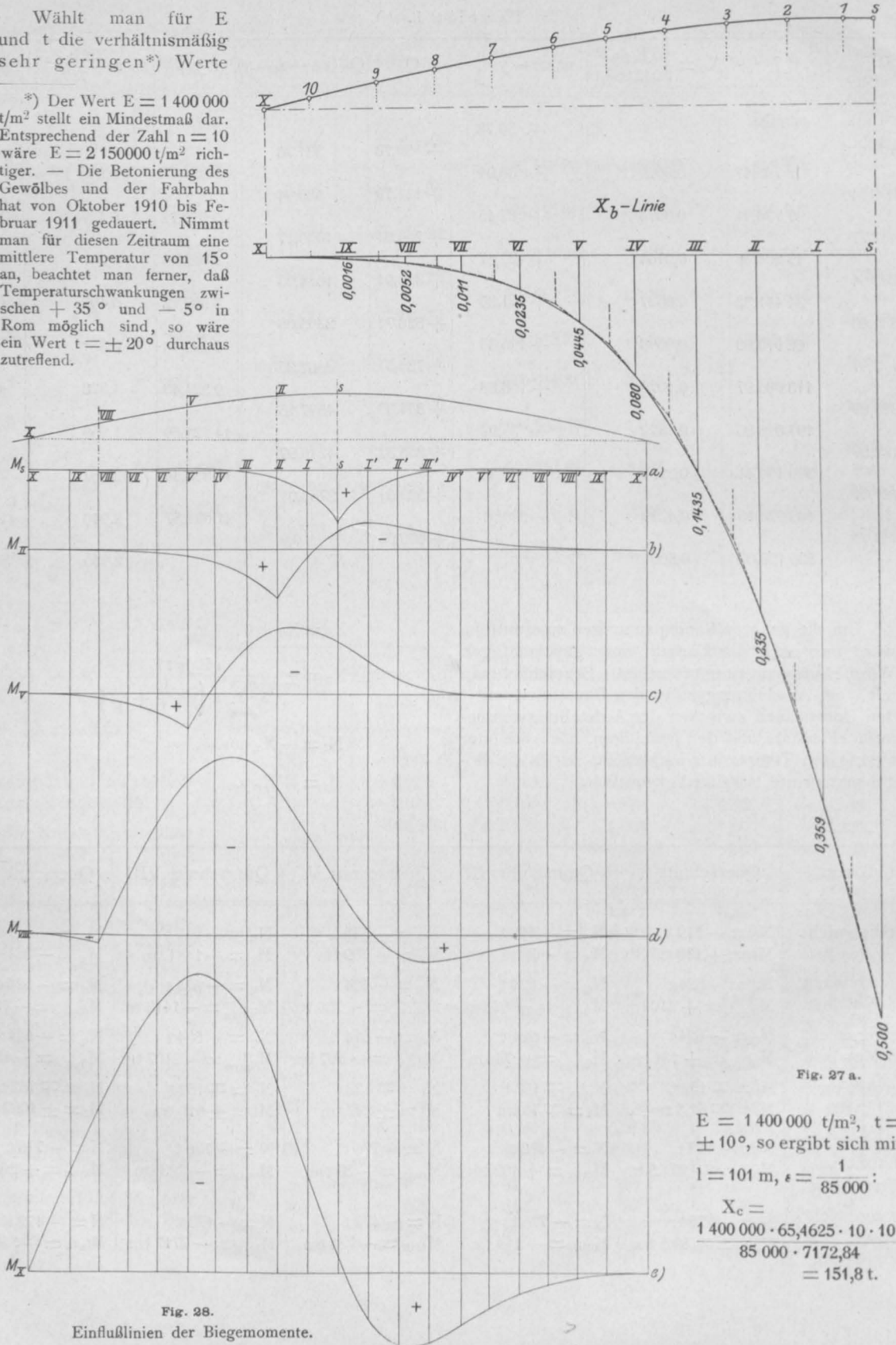


Fig. 27 a.

$E = 1\,400\,000 \text{ t/m}^2$, $t = \pm 10^\circ$, so ergibt sich mit $l = 101 \text{ m}$, $\epsilon = \frac{1}{85\,000}$:

$$X_c = \frac{1\,400\,000 \cdot 65,4625 \cdot 10 \cdot 101}{85\,000 \cdot 7172,84} = 151,8 \text{ t.}$$

Fig. 28.

Einflußlinien der Biegemomente.

Eine Temperaturerhöhung ruft in den oberhalb der Ausgleichslinie gelegenen Querschnitten eine achsiale Druckkraft und ein negatives Biegemoment hervor, während die unterhalb dieser Linie befindlichen Querschnitte durch eine Druckkraft und ein positives Biegemoment beansprucht werden. Bei einer Temperaturniedrigung hingegen entstehen in allen Querschnitten eine Achsialzugkraft, am Scheitel ein positives, am Kämpfer ein negatives Biegemoment. Die Werte M_t sind in Tabelle 10 zusammengestellt.

Die Grenzwerte der Biegemomente und der zugehörigen Achsialkräfte sind auch, unter Berücksichtigung von Eigengewicht, Nutzlast und Temperatur in Tabelle 10 gegeben.

Wir gehen nun zur Ermittlung der Randspannungen über. Wir benutzen hierzu zwei verschiedene Verfahren. Zunächst wird der Querschnitt als homogen betrachtet. Die Spannungen für den oberen und den unteren Rand werden nach der Navierschen Formel:

$$\sigma^o = \frac{N}{F} + \frac{M v}{J}$$

$$\sigma^u = \frac{N}{F} - \frac{M u}{J}$$

errechnet (Fig. 20). Hierbei werden N und σ als positiv angesehen, wenn sie Druckkräfte darstellen.

Liefert diese Formel eine die Zugfestigkeit des

Baustoffes überschreitende Zugspannung, so wird die Berechnung, unter der Annahme, daß alle Zugkräfte nur von der Bewehrung übernommen werden,

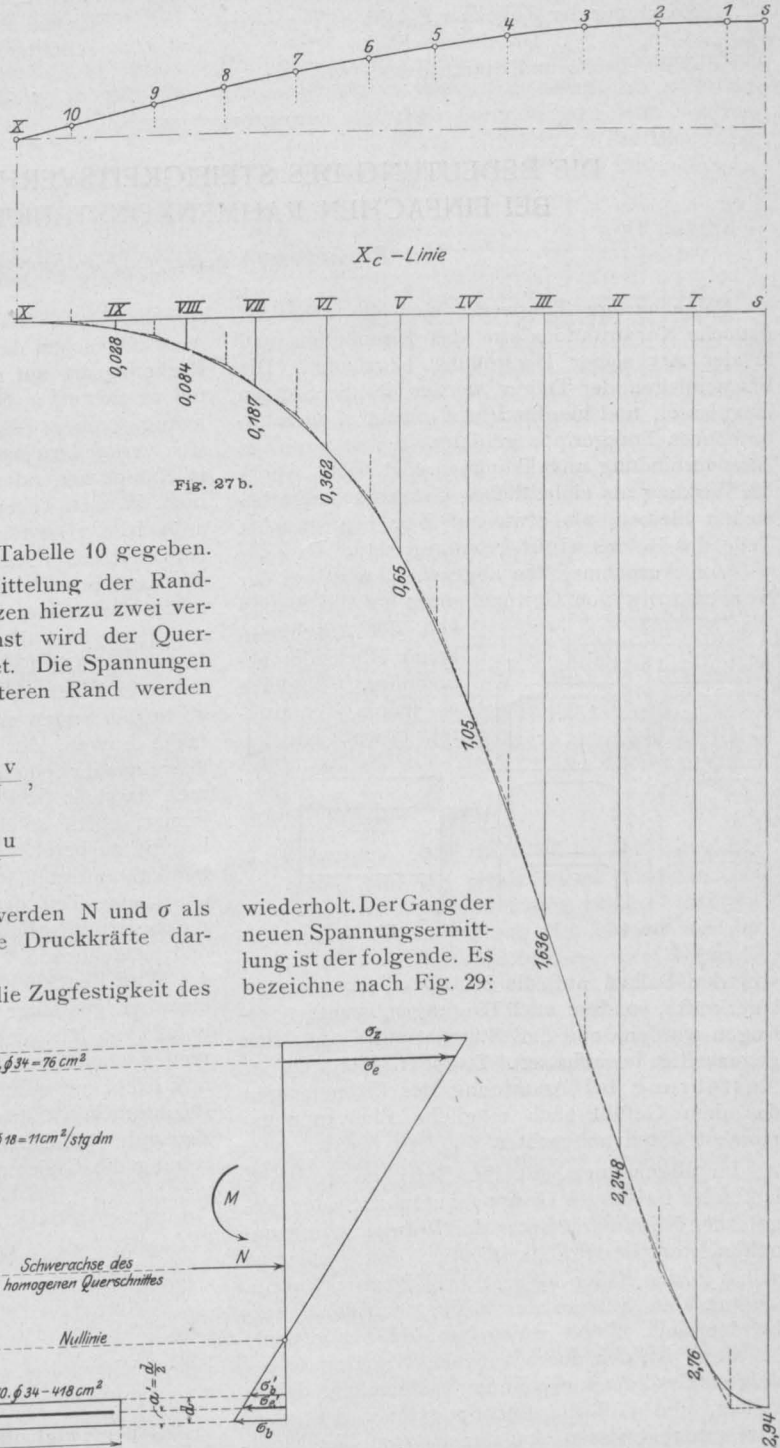


Fig. 27 b.

wiederholt. Der Gang der neuen Spannungsermittlung ist der folgende. Es bezeichne nach Fig. 29:

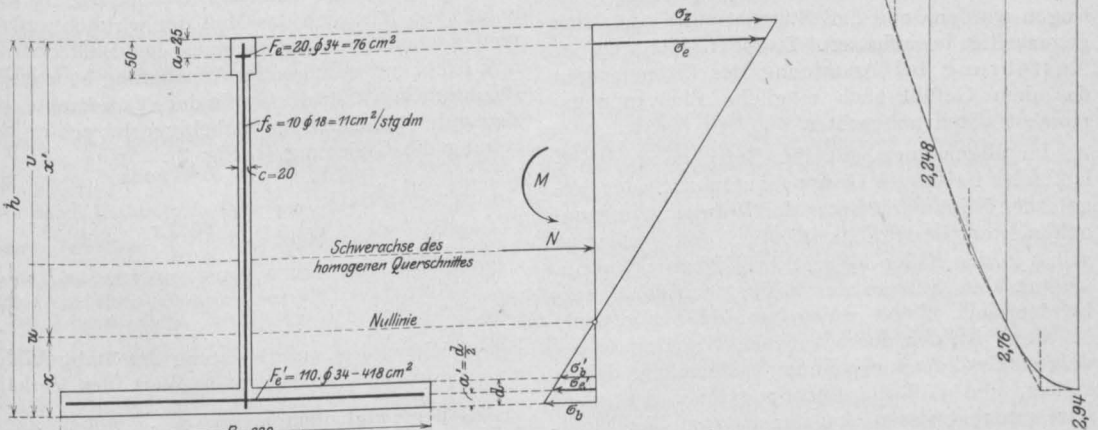


Fig. 29.

σ_b die Druckspannung am unteren Gewölberande,
 σ'_b " " " oberen " " "
 σ_z " Zugspannung an der Rippenoberkante,
 σ_e " Spannung der Zugeisen F_e ,
 σ'_e " " " Druckeisen F'_e ,
 B und d die Breite und Stärke des Gewölbes,

c die Rippenbreite,
 h die gesamte Querschnittshöhe,
 a und a' die Abstände der Schwerpunkte der Eiseneinlagen von den jeweiligen Querschnittsrändern.

(Schluß folgt.)

DIE BEDEUTUNG DES STEIFIGKEITSVERHÄLTNISSES BEI EINFACHEN RAHMENKONSTRUKTIONEN.

Von Bauinspektor Scharff (Hamburg).

Rahmenartige Tragwerke sind die charakteristische Konstruktionsform des Eisenbetons und in der Art seiner Herstellung begründet. Die Eiseneinlagen der Träger werden in die Stützen eingelassen und hierdurch ein einziges, ununterbrochenes Traggerippe gebildet. Selbst wenn die Eisenverbindung unvollkommen sein sollte, würde die Wirkung als einheitliches Ganzes so lange bestehen bleiben, als etwa auf Zug beanspruchte Teile des Betons nicht gerissen sind.

Von Ausnahmefällen abgesehen, wird bei der Berechnung von Gerippebauten auf die Steifigkeit der Anschlüsse keine Rücksicht genommen, obgleich es jedem Konstrukteur bewußt ist, daß

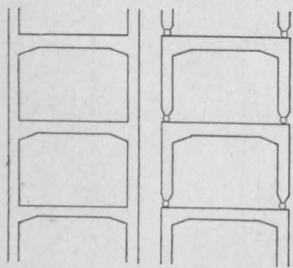


Fig. 1.

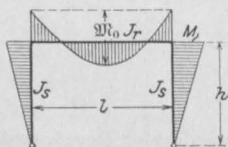


Fig. 2.

von den Balken auf die Stützen nicht nur Auflagerkräfte, sondern auch Biegemomente übertragen werden, und daß Stützen und Träger sich gegenseitig beeinflussen. Dagegen bleibt in der Ausführung bei Anordnung der Eiseneinlagen das dem Gefühl nach mögliche Einspannungsmoment selten unbeachtet.

Im allgemeinen gilt die Berechnung durchlaufender Balken in Gerippebauten nach den Regeln der Kontinuität unter der Voraussetzung ungehinderter Beweglichkeit über den Auflagern selbst in den Fällen als erlaubte Näherung, wenn sie mit den Stützen durch Voutenanschluß verbunden sind. Es ist zuzugeben, daß es oftmals schwierig ist, den durch bauliche Verhältnisse bedingten Grad der Einspannung zahlenmäßig darzustellen, und daß die Lösung solcher Aufgaben nur unter gewissen Annahmen, zum Teil auch mit einem der Wirklichkeit nur mäßig ent-

sprechenden Annäherungsgrade erfolgen kann. Aber abgesehen davon, daß man bei der üblichen Rechnungsart auf manchen beachtenswerten Vorteil verzichtet, z. B. auf den, daß die verhältnismäßig großen Biegemomente der Endfelder sich vermindern lassen würden, kommt man selbst in einfach liegenden Fällen zu Konstruktionen, die nicht in allen Teilen den gleichen Sicherheitsgrad aufweisen. Die für Balken und Stützen unter der Annahme freier Auflagerung der ersteren getrennt durchgeführte Berechnung ergibt für die Trägermitten fast immer zu ungünstige, für die Trägeranschlüsse und die Säulen dagegen zu günstige Resultate. Die Unterschiede sind zum Teil ganz bedeutend. Ein treffendes Beispiel hierfür ist der an beiden Enden mit den Stützen verbundene einfache Balken, der in mehrfacher Wiederholung übereinander einen zweieltigen Stockwerkrahmen darstellt (s. Fig. 1). Es genügt keineswegs immer, einen solchen Balken nur als frei aufliegend zu berechnen. Da Anschlußmomente unbedingt auftreten, solange der hierbei auf Zug beanspruchte Teil des Betonquerschnitts nicht gerissen ist, entspricht eine solche Rechnungsweise den tatsächlichen Verhältnissen durchaus nicht.

Wird der Stockwerkrahmen als eine Reihe aufeinander gestellter einfacher Gelenkrahmen aufgefaßt, so läßt sich das Maß der wirklich auftretenden elastischen Einspannung der Balkenenden hier leicht mit genügender Annäherung beurteilen. Bekanntlich gilt für die Größe der Eckmomente des Zweigelenkrahmens bei beliebiger lotrechter Belastung die Gleichung (s. Fig. 2):

$$M = - \frac{\frac{1}{l} \int_0^l M_0 dx}{1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{h}{l} \cdot \frac{J_r}{J_s}} \dots \dots (1)$$

Bei gleicher Form und Belastung des Stabgebildes ändert sich M nur mit dem Wert des Verhältnisses der Trägheitsmomente $\frac{J_r}{J_s}$, wobei angenommen wird, daß der Querschnitt der einzelnen

Stäbe konstant ist. Der Einspannungsgrad hängt bei gegebener Form also lediglich von dem Steifigkeitsverhältnis, d. h. von dem Biegungswiderstand des Balkens gegenüber dem der Stützen ab.

Der Einfluß wechselnder Steifigkeitsverhältnisse ist in Fig. 3 veranschaulicht, in der die Werte des Bruchs $\frac{1}{1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{h}{l} \cdot \frac{J_r}{J_s}}$ für $\frac{h}{l} = \frac{2}{3}$ und $\frac{h}{l} = \frac{1}{3}$ als Ordinaten enthalten sind und für ein jeweilig vorliegendes, auf der logarithmisch geteilten Abszissenachse abzulesendes Steifigkeitsverhältnis $\frac{J_r}{J_s}$ entnommen werden können*).

Die Grenzwerte von $\frac{J_r}{J_s}$ sind 0 und ∞ , d. h. entweder sind die Stützen oder der Riegel unendlich steif, wobei Gleichung (1) übergeht in

$$M = -\frac{1}{l} \int_0^l M_0 dx \dots \dots (1a)$$

oder $M = 0 \dots \dots \dots (1b)$

1a) ist der Fall des an beiden Enden vollkommen eingespannten Balkens, 1b) ist der Fall des frei aufliegenden Balkens.

Ein Vergleich der beiden Kurven in Fig. 3 zeigt, daß selbst wesentliche Unterschiede in der äußeren Form des Rahmens von geringerem Einfluß auf die Momente sind als das Verhältnis der Trägheitsmomente, besonders in der Nähe der Grenzen. Für überschlägige Rechnungen können

*) Fig. 3 gilt für alle Rahmenkonstruktionen, bei denen der Ausdruck für die statisch unbestimmte Größe den Faktor

$$\frac{1}{1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{h}{l} \cdot \frac{J_r}{J_s}}$$

enthält. Dieser Bruch bleibt unverändert, solange das Produkt $\frac{h}{l} \cdot \frac{J_r}{J_s}$ den gleichen Wert behält. Hieraus folgt, daß der Bruchwert für ein beliebiges anderes Verhältnis $\frac{h'}{l'}$ bei gleichem $\frac{J_r}{J_s}$ als

Ordinate der bekannten Kurve über der Abszisse $\frac{J_r}{J_s} \cdot \frac{1}{h} \cdot \frac{h'}{l'}$ abzugreifen ist. Es braucht also nur eine Kurve durch Rechnung festgestellt zu werden; die einem anderen Verhältnis $\frac{h'}{l'}$ entsprechende besitzt von ihr in

Richtung der Abszissenachse den wie vor zu ermittelnden Abstand von einem Vielfachen des Steifigkeitsverhältnisses, der bei logarithmischer Teilung der Achse gleichbleibend ist. Bei $\frac{h'}{l'} = \frac{4}{9}$ und für jedes beliebige $\frac{J_r}{J_s}$ beträgt z. B. der Abstand von der $\frac{2}{3}$ -Kurve $\frac{J_r}{J_s} \cdot 1,5 \cdot \frac{4}{9} = \frac{J_r}{J_s} \cdot \frac{2}{3}$.

schon die Steifigkeitsverhältnisse $\frac{1}{4}$ und 40 als die Grenzen angesehen werden, die sich für die meisten Verhältnisse $\frac{h}{l}$ dem Zustande fester Einspannung bzw. dem der freien Auflagerung genügend nähern, außerhalb deren also nach den bekannten einfachen Formeln gerechnet werden darf. Innerhalb dieser Grenzen ist der Biegungswiderstand der Balken und Stützen besonders zu

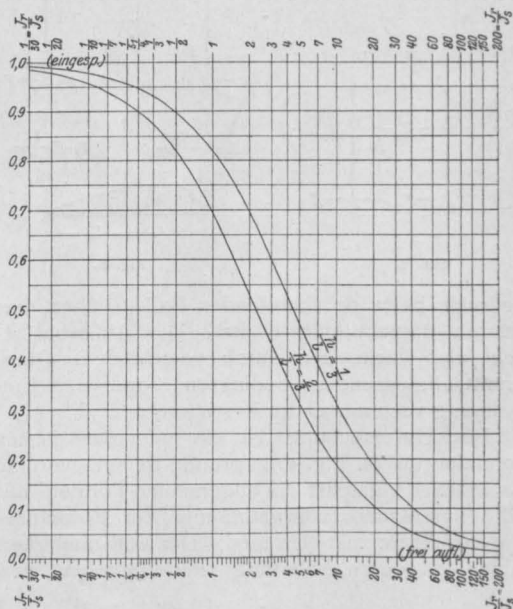


Fig. 3.

berücksichtigen. Auf diese Weise läßt sich die Berechnung mit den tatsächlichen Verhältnissen ausreichend in Übereinstimmung bringen und die exzentrische Beanspruchung der Säulen bei der Dimensionierung berücksichtigen. Die Wirkung als Stockwerkrahmen wird hierbei vernachlässigt. Der damit begangene Fehler ist, im Vergleich zu den der Berechnung von Eisenbetonkonstruktionen zugrunde liegenden Annahmen nicht nennenswert*).

*) Die bei Vollbelastung der vier Riegel (ungünstiger Belastungszustand) entstehenden Anschlußmomente sind für den in nebenstehender Skizze dargestellten zwei-stieligen Rahmen nach dem von R. Wuczkowski in seiner Abhandlung: Zur Statik der Stockwerkrahmen gezeigten Verfahren berechnet worden. Hierbei ist die Höhe des zweiten Geschosses einmal = 3,8 m (A), ein andermal = 6,6 m (B) angenommen worden. Außerdem sind diese Momente nach Zerlegung des zusammenhängenden Rahmengebildes in einzelne eingespannte einfache Rahmen mit Hilfe der Fig. 3 durch Abgreifen ermittelt und dabei der Momentennullpunkt in den Stielen in $\frac{1}{3} h$ über der Einspannung angenommen worden.

Aus dem Vergleich der in umstehender Tabelle zusammengestellten Resultate ergibt sich, daß die Riegel-

Schon der vorstehende einfache Fall läßt voraussehen, daß die Berechnung eines mit mehr als zwei Stützen verbundenen Balkens nach den Regeln der Kontinuität ebenfalls zu unrichtigen Ergebnissen führen kann, da die Konstruktion der Auflager mit den gemachten Annahmen selten im Einklang steht. Im nachfolgenden soll geprüft werden, wie weit die Annahme der Schneiden-

den, obgleich diese grundsätzlich Neues nicht enthält. Von Temperaturänderungen, von Veränderungen in der Höhenlage und der gegenseitigen Entfernung der Fußpunkte der Stützen soll abgesehen und vorausgesetzt werden, daß die Stützen gelenkig gelagert sind.

Das System ist dreifach statisch unbestimmt. Als statisch nicht bestimmbar Größen sollen B , X und Y gewählt werden.

Bei $B = X = Y = 0$ erhält man das statisch bestimmte Hauptsystem, für welches folgende Bezeichnungen gelten sollen (vgl. Fig. 5):

- V_0 und V_4 = Auflagerreaktionen des frei aufliegenden Trägers von der Spannweite $l_1 + l_2$;
- M_{01} = Moment des statisch bestimmten Hauptsystems auf der Strecke (DE);
- M_{02} = Moment des statisch bestimmten Hauptsystems auf der Strecke (EF).

Die Trägheitsmomente und die Querschnitte werden für jeden einzelnen Stab als konstant vorausgesetzt. Soll die Biegearbeit A_i ein Minimum werden, so müssen, wenn man die Formänderungsarbeit der Achsialkräfte und der Querkräfte vernachlässigt, die Bedingungen erfüllt sein:

$$\frac{\partial A_i}{\partial X} = 0 = \int \frac{M}{EJ} \frac{\partial M}{\partial X} ds \dots \dots \dots (I)$$

$$\frac{\partial A_i}{\partial Y} = 0 = \int \frac{M}{EJ} \frac{\partial M}{\partial Y} ds \dots \dots \dots (II)$$

$$\frac{\partial A_i}{\partial B} = 0 = \int \frac{M}{EJ} \frac{\partial M}{\partial B} ds \dots \dots \dots (III)$$

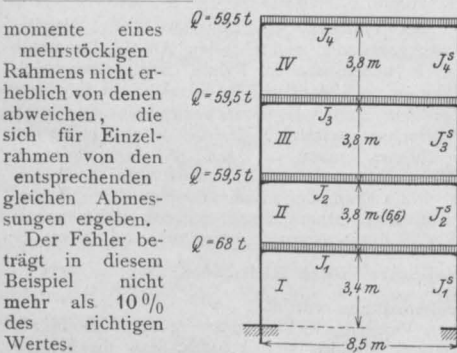
lagerung beim durchlaufenden Balken über drei Stützen Berechtigung besitzt. Die Aufgabe besteht also darin, den durch verschiedene Querschnittsabmessungen bedingten Grad der Einspannung rechnerisch zu bestimmen.

Der Untersuchung ist ein unsymmetrisches Doppelportal (s. Fig. 4) zugrunde gelegt worden, für welches zunächst die allgemeinen Formeln mit Hilfe des Satzes vom Minimum der Formänderungsarbeit aufzustellen sind. Der Vollständigkeit halber soll deren Ableitung wiedergegeben wer-

Die in den einzelnen Stäben wirkenden Momente für den Zustand Fig. 5 sind:

- 2) $M_{x0} = -H y_0 = -(X + Y) y_0$
- 3) $M_{x1} = -(X + Y) h - B \frac{l_2}{l_1 + l_2} x_1 + M_{01}$
- 4) $M_{x2} = -X \cdot h - B \frac{l_1}{l_1 + l_2} x_2 + M_{02}$
- 5) $M_{x3} = -Y \cdot y_3$
- 6) $M_{x4} = -X \cdot y_4$

$\frac{\partial M_x}{\partial X}$	$\frac{\partial M_x}{\partial Y}$	$\frac{\partial M_x}{\partial B}$
$-y_0$	$-y_0$	0
$-h$	$-h$	$-\frac{l_2}{l_1 + l_2} x_1$
$-h$	0	$-\frac{l_1}{l_1 + l_2} x_2$
0	$-y_3$	0
$-y_4$	0	0



Anschlußmomente in mt.

Stockwerk	J J _s dm ⁴	Rahmen A				Rahmen B		
		h m	zusammenhängend		h m	zusammenhängend		
			zerlegt	zerlegt		zerlegt	zerlegt	
IV	18,9 26	3,8	-37,2	-36,9	3,8	-36,9	-36,9	
III	"	3,8	-39,76	-36,9	3,8	-40,43	-36,9	
II	18,9 38,1	3,8	-42,63	-38,4	6,6	-38,45	-36,3	
I	"	3,4	-45,0	-44,25	3,4	-45,1	-44,25	

Der Fehler beträgt in diesem Beispiel nicht mehr als 10% des richtigen Wertes.

Die Bedingungsgleichungen zur Auflösung der drei Unbekannten lauten dann, wenn man den Elastizitätsmodul E als konstant voraussetzt:

$$\begin{aligned} \text{I) } \dots\dots\dots 0 = & + \frac{1}{J_0} \int_0^h (X+Y) y_0^2 dy_0 + \frac{1}{J_1} \int_0^{l_1} (X+Y) h^2 dx_1 + \frac{1}{J_1} \int_0^{l_1} B \frac{l_2}{l_1+l_2} h x_1 dx_1 \\ & - \frac{1}{J_1} \int_0^{l_1} M_{01} h dx_1 + \frac{1}{J_2} \int_0^{l_2} X h^2 dx_2 + \frac{1}{J_2} \int_0^{l_2} B \frac{l_1}{l_1+l_2} h x_2 dx_2 - \frac{1}{J_2} \int_0^{l_2} M_{02} h dx_2 \\ & + \frac{1}{J_4} \int_0^h X y_4^2 dy_4, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{II) } \dots\dots\dots 0 = & + \frac{1}{J_0} \int_0^h (X+Y) y_0^2 dy_0 + \frac{1}{J_1} \int_0^{l_1} (X+Y) h^2 dx_1 + \frac{1}{J_1} \int_0^{l_1} B \frac{l_2}{l_1+l_2} h x_1 dx_1 \\ & - \frac{1}{J_1} \int_0^{l_1} M_{01} h dx_1 + \frac{1}{J_3} \int_0^h Y y_3^2 dy_3, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{III) } \dots\dots\dots 0 = & + \frac{1}{J_1} \int_0^{l_1} (X+Y) \frac{l_2}{l_1+l_2} h x_1 dx_1 + \frac{1}{J_1} \int_0^{l_1} B \left(\frac{l_2}{l_1+l_2} \right)^2 x_1^2 dx_1 - \frac{1}{J_1} \int_0^{l_1} M_{01} \frac{l_2}{l_1+l_2} x_1 dx_1 \\ & + \frac{1}{J_2} \int_0^{l_2} X h \frac{l_1}{l_1+l_2} x_2 dx_2 + \frac{1}{J_2} \int_0^{l_2} B \left(\frac{l_1}{l_1+l_2} \right)^2 x_2^2 dx_2 - \frac{1}{J_2} \int_0^{l_2} M_{02} \frac{l_1}{l_1+l_2} x_2 dx_2. \end{aligned}$$

Aus Gl. (II) und durch Subtraktion der Gl. (II) von Gl. (I) erhält man zwei Gleichungen für B, deren Gleichsetzung ergibt:

$$\begin{aligned} \frac{1}{l_2} \left\{ -X h^2 l_2 + h \int_0^{l_2} M_{02} dx_2 + \frac{J_2}{J_3} Y \frac{h^3}{3} - \frac{J_2}{J_4} X \frac{h^3}{3} \right\} = & - \frac{J_1}{J_0} (X+Y) \frac{h^3}{3} - (X+Y) h^2 l_1 \\ & + h \int_0^{l_1} M_{01} dx_1 - \frac{J_1}{J_3} Y \frac{h^3}{3}. \end{aligned}$$

$$7) \dots\dots\dots Y \cdot \zeta = + \left(\frac{J_2}{J_4} \frac{l_1}{l_2} - \frac{J_1}{J_0} \right) X + \frac{3}{h^2} \int_0^{l_1} M_{01} dx_1 - \frac{3 l_1}{l_2 h^2} \int_0^{l_2} M_{02} dx_2.$$

Hierin ist: $\zeta = \frac{J_2}{J_3} \frac{l_1}{l_2} + \frac{J_1}{J_0} + 3 \frac{l_1}{h} + \frac{J_1}{J_3}.$

Aus Gl. (II) folgt:

$$\begin{aligned} B \frac{h}{l_1+l_2} = & \frac{2}{l_1 l_2^2} \left\{ -X h^2 l_2 + h \int_0^{l_2} M_{02} dx_2 + \frac{J_2}{J_3} Y \frac{h^3}{3} - \frac{J_2}{J_4} X \frac{h^3}{3} \right\} \\ B = & \frac{2(l_1+l_2)}{l_1 l_2^2} \left\{ \int_0^{l_2} M_{02} dx_2 - X \left(h l_2 + \frac{J_2}{J_4} \frac{h^2}{3} \right) \right\} + 2 \frac{l_1+l_2}{l_1 l_2^2} \frac{J_2}{J_3} \frac{1}{\zeta} \left\{ \int_0^{l_1} M_{01} dx_1 \right. \\ & \left. - \frac{l_1}{l_2} \int_0^{l_2} M_{02} dx_2 + \frac{h^2}{3} \left(\frac{J_2}{J_4} \frac{l_1}{l_2} - \frac{J_1}{J_0} \right) X \right\}. \end{aligned}$$

$$8) \dots\dots\dots B = 2 \frac{l_1 + l_2}{l_1 l_2^2} \left\{ \frac{J_2}{J_3} \frac{1}{\xi} \int_0^{l_1} M_{01} dx_1 + \int_0^{l_2} M_{02} dx_2 \left(1 - \frac{l_1}{l_2} \frac{J_2}{J_3} \frac{1}{\xi} \right) - X \left[\frac{J_2}{J_3} \frac{J_1}{J_0} \frac{h^2}{3} \frac{1}{\xi} + h l_2 + \frac{J_2}{J_4} \frac{h^2}{3} \left(1 - \frac{J_2}{J_3} \frac{1}{\xi} \frac{l_1}{l_2} \right) \right] \right\}.$$

Setzt man die Werte für Y und B in Gl. (III) ein, so erhält man nach einigen Vereinfachungen und bei Einführung des Kürzungszeichens $\xi = \left(\frac{l_1}{l_2} + \frac{J_1}{J_2} \right)$.

$$9) \dots\dots\dots X \left\{ \frac{3}{4} h \left(\frac{J_2}{J_4} \frac{l_1}{l_2} - \frac{J_1}{J_0} \right) - \frac{1}{3} h \xi \left[\zeta \left(\frac{3}{4} \frac{l_2}{l_1} + \frac{J_2}{J_4} \frac{h}{l_1} \right) - \frac{J_2 J_2}{J_3 J_4} \frac{h}{l_2} + \frac{J_1 J_2}{J_0 J_3} \frac{h}{l_1} \right] \right\}$$

$$= \frac{3}{2} \frac{\zeta}{l_1 l_2} \left[\frac{l_2}{l_1} \int_0^{l_1} M_{01} x_1 dx_1 + \frac{J_1}{J_2} \int_0^{l_2} M_{02} x_2 dx_2 \right] - \left[\frac{9}{4h} + \frac{J_2}{J_3} \frac{\xi}{l_1} \right] \int_0^{l_1} M_{01} dx_1$$

$$- \left[\frac{\zeta \xi}{l_1} - \frac{9 l_1}{4 l_2 h} - \frac{J_2}{J_3} \frac{\xi}{l_2} \right] \int_0^{l_2} M_{02} dx_2.$$

Aus den allgemeinen Formeln (7) (8) u. (9) sollen die besonderen Formeln für folgende Belastungszustände abgeleitet werden: a) gleichmäßig über beide Felder verteilte Belastung g; b) gleichmäßig verteilte Belastung p über einer Öffnung, während die andere unbelastet ist. Es kommt hierbei nur auf die Auflösung der Integrale an.

$$a) 10) \dots\dots \int_0^{l_1} M_{01} dx_1 = \frac{1}{4} g \frac{l_1^2 l_2^2}{l_1 + l_2} + \frac{1}{6} g l_1^3 \frac{2 l_2 + \frac{1}{2} l_1}{l_1 + l_2} = \frac{1}{12} g l_1^2 (l_1 + 3 l_2),$$

$$11) \dots\dots \int_0^{l_2} M_{02} dx_2 = \frac{1}{6} g l_2^3 \frac{2 l_1 + \frac{1}{2} l_2}{l_1 + l_2} + \frac{1}{4} g \frac{l_1^2 \cdot l_2^2}{l_1 + l_2} = \frac{1}{12} g l_2^2 (3 l_1 + l_2),$$

$$12) \dots\dots \int_0^{l_1} M_{01} x_1 dx_1 = \frac{1}{6} g \frac{l_1^3 l_2^2}{l_1 + l_2} + \frac{1}{6} g l_1^4 \frac{5 l_2 + l_1}{4 (l_1 + l_2)} = \frac{1}{24} g l_1^3 (l_1 + 4 l_2),$$

$$13) \dots\dots \int_0^{l_2} M_{02} x_2 dx_2 = \frac{1}{6} g l_2^4 \frac{5 l_1 + l_2}{4 (l_1 + l_2)} + \frac{1}{6} g \frac{l_2^3 l_1^2}{l_1 + l_2} = \frac{1}{24} g l_2^3 (4 l_1 + l_2),$$

$$b) \quad V_0 = p l_2 \frac{\frac{1}{2} l_2}{l_1 + l_2}, \quad V_4 = p l_2 \frac{l_1 + \frac{1}{2} l_2}{l_1 + l_2}$$

$$M_{x_2} = p l_2 \frac{l_1 + \frac{1}{2} l_2}{l_1 + l_2} x_2 - p \frac{x_2^2}{2}$$

$$x_2 = l_2 \dots\dots = p l_2^2 \frac{l_1 + \frac{1}{2} l_2}{l_1 + l_2} - p \frac{l_2^2}{2} = \bar{f} - e.$$

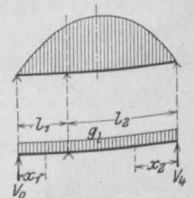


Fig. 6.

$$\left. \begin{aligned} \delta &= \frac{1}{2} p l_2^2 \frac{l_1}{l_1 + l_2} \\ \dot{f} &= \frac{1}{2} p l_2^2 \frac{2l_1 + l_2}{l_1 + l_2} \\ e &= \frac{1}{2} p l_2^2 \end{aligned} \right\} \mathfrak{E} = \frac{1}{3} \cdot l_2 \cdot e.$$

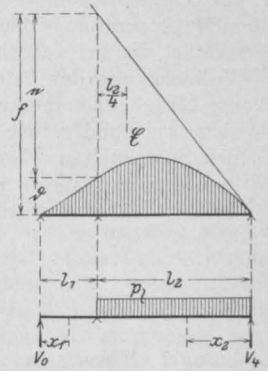


Fig. 7.

$$14) \dots \int_0^{l_1} M_{01} dx_1 = \frac{1}{2} l_1 \frac{1}{2} p l_2^2 \frac{l_1}{l_1 + l_2} = \frac{1}{4} p \frac{l_1^2 l_2^2}{l_1 + l_2},$$

$$15) \dots \int_0^{l_2} M_{02} dx_2 = \frac{1}{2} l_2 p \frac{l_2^2}{2} \frac{2l_1 + l_2}{l_1 + l_2} - \frac{1}{3} l_2 p \frac{l_2^2}{2} \\ = \frac{1}{6} p l_2^3 \frac{2l_1 + \frac{1}{2} l_2}{l_1 + l_2},$$

$$16) \dots \int_0^{l_1} M_{01} x_1 dx_1 = \frac{1}{4} p \frac{l_1^2 l_2^2}{l_1 + l_2} \frac{2}{3} l_1 = \frac{1}{6} p \frac{l_1^3 l_2^2}{l_1 + l_2},$$

$$17) \dots \int_0^{l_2} M_{02} x_2 dx_2 = \frac{1}{4} p l_2^3 \frac{2l_1 + l_2}{l_1 + l_2} \frac{2}{3} l_2 - \frac{1}{6} p l_2^3 \frac{3}{4} l_2 = \frac{1}{6} p l_2^4 \frac{5l_1 + l_2}{4(l_1 + l_2)}.$$

Mit den vorstehend ermittelten Integralwerten ergeben sich für die Gl. (7) bis (9) folgende Ausdrücke und zwar

a) Bei Belastung durch Eigengewicht (g):

$$7a) \dots Y\zeta = + \left(\frac{J_2}{J_4} \frac{l_1}{l_2} - \frac{J_1}{J_0} \right) X + \frac{g l_1}{4 h^2} (l_1^2 - l_2^2),$$

$$8a) \dots B = \frac{1}{6} g (l_1 + l_2) \left[\frac{J_2}{J_3} \frac{1}{\zeta} \left(\frac{l_1^2}{l_2^2} - 1 \right) + 3 + \frac{l_2}{l_1} \right] - X \frac{2}{3} \frac{h^2 (l_1 + l_2)}{l_1 l_2^2} \left[\frac{J_2}{J_3} \frac{J_1}{J_0} \frac{1}{\zeta} \right. \\ \left. + 3 \frac{l_2}{h} + \frac{J_2}{J_4} \left(1 - \frac{J_2}{J_3} \frac{1}{\zeta} \frac{l_1}{l_2} \right) \right],$$

$$9a) X h \left\{ \frac{9}{4} \left(\frac{J_2}{J_4} \frac{l_1}{l_2} - \frac{J_1}{J_0} \right) - \xi \left[\zeta \left(\frac{3}{4} \frac{l_2}{l_1} + \frac{J_2}{J_4} \frac{h}{l_1} \right) - \frac{J_2}{J_3} \frac{J_2}{J_4} \frac{h}{l_2} + \frac{J_1}{J_0} \frac{J_2}{J_3} \frac{h}{l_1} \right] \right\} = \\ \frac{1}{4} g l_2^2 \left\{ \frac{3}{4} \zeta \left[\frac{l_1}{l_2} \left(\frac{l_1}{l_2} + 4 \right) + \frac{J_1}{J_2} \left(4 + \frac{l_2}{l_1} \right) \right] - \zeta \xi \left(3 + \frac{l_2}{l_1} \right) + \left(\frac{J_2}{J_3} \xi + \frac{9}{4} \frac{l_1}{h} \right) \left(1 - \frac{l_1^2}{l_2^2} \right) \right\}.$$

b) Bei Belastung durch zufällige Last (p) über einer Öffnung:

$$7b) \dots Y\zeta = + \left(\frac{J_2}{J_4} \frac{l_1}{l_2} - \frac{J_1}{J_0} \right) X - \frac{p l_1}{4 h^2} l_2^2,$$

$$8b) \dots B = \frac{1}{6} p \left[l_2 \left(4 + \frac{l_2}{l_1} \right) - \frac{J_2}{J_3} \frac{1}{\zeta} (l_1 + l_2) \right] - X \frac{2}{3} \frac{h^2 (l_1 + l_2)}{l_1 l_2^2} \left[\frac{J_2}{J_3} \frac{J_1}{J_0} \frac{2}{\zeta} + 3 \frac{l_2}{h} \right. \\ \left. + \frac{J_2}{J_4} \left(1 - \frac{J_2}{J_3} \frac{1}{\zeta} \frac{l_1}{l_2} \right) \right],$$

$$9b) X h \left\{ \frac{9}{4} \left(\frac{J_2}{J_4} \frac{l_1}{l_2} - \frac{J_1}{J_0} \right) - \xi \left[\zeta \left(\frac{3}{4} \frac{l_2}{l_1} + \frac{J_2}{J_4} \frac{h}{l_1} \right) - \frac{J_2}{J_3} \frac{J_2}{J_4} \frac{h}{l_2} + \frac{J_1}{J_0} \frac{J_2}{J_3} \frac{h}{l_1} \right] \right\} = \\ \frac{1}{4} p l_2^2 \left\{ \frac{J_2}{J_3} \xi + \frac{9}{4} \frac{l_1}{h} + \frac{\zeta l_2}{l_1 + l_2} \left[\frac{3}{4} \frac{J_1}{J_2} \left(5 + \frac{l_2}{l_1} \right) + 3 \frac{l_1}{l_2} - \xi \left(4 + \frac{l_2}{l_1} \right) \right] \right\}.$$

Um die weitere Behandlung zu erleichtern, sollen gewisse Gesetzmäßigkeiten angenommen werden, und zwar:

1. die Trägheitsmomente der Stützen verhalten sich proportional den Quadraten der Lastanteile, die bei aufgehobener Kontinuität und Vollbelastung der Balken auf sie entfallen;
2. die Trägheitsmomente der Balken verhalten sich zueinander wie die dritten Potenzen der Spannweiten (diese Annahme würde bei homogenem Material und bei gleicher Balkenbreite annähernd zutreffen).

Veränderlich dagegen sollen sein:

- α) das Höhenverhältnis, d. i. das Verhältnis $\mu = \frac{l_1 + l_2}{h}$ der Gesamtweite zur Höhe;
- β) das Feldverhältnis, d. i. das Verhältnis $\nu = \frac{l_1}{l_2}$ der Feldweiten zueinander;
- γ) das Steifigkeitsverhältnis, d. i. das Verhältnis der Trägheitsmomente der Balken zu den Trägheitsmomenten der Stützen.

(Fortsetzung folgt.)

LITERATURSCHAU.

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

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Beton von Kalksteinschotter. Von Dr. H. Nitzsche, Frankfurt a. M. Die Versuche des Kgl. Materialprüfungsamtes Groß Lichterfelde mit Kalksteinschotter haben ergeben, daß der in den Rüdersdorfer Kalkwerken bisher als Abraum ausgehaltene Kalksteinschotter zum Betonbau verwendbar ist. Zusammenstellung der Versuchsergebnisse. Beton u. Eisen 1912. Heft X.

2. Prüfung und Untersuchung.

L'idraulite elemento essenziale dei cementi calcarei. Von Dr. F. Ferrari. Chemische Betrachtungen über die Zusammensetzung des Zementes, insbesondere über die Gruppe $\text{SiO}_2 + 3\text{CaO}$. Il Cemento 1912. Nr. 6, 7.

Sulla conservazione delle opere cementizie in presenza degli oli e dei corpi grassi in genere. Aus einer Reihe von Versuchen leitet Prof. S. Canevazzi den Schluß her, daß eine Beimischung von etwa 20% Puzzolanerde zum Mörtel und Beton diese gegen Öl und Fett sehr viel widerstandsfähiger macht. Il Cemento 1912. Nr. 13.

Le prove a caldo dei cementi. Eingehende Mitteilungen über den jetzigen Stand der wichtigen Frage, ob die Kochprobe für die Beurteilung eines Zementes von Wert ist, oder nicht. Il Cemento 1912. Nr. 9 u. 10.

Ricerche sopra calcari da cemento. Betrachtungen geologischen und chemischen Inhalts über den Kalkstein zur Zementbereitung. Il Cemento 1912. Nr. 3.

Des effets thermiques dans les ouvrages en maçonnerie. Von Ing. G. Denil. Nach allgemeinen und theoretischen Betrachtungen über die Wirkung von Wärmeänderungen auf Mauerwerk werden eine große Anzahl von Beispielen

aus der Praxis angeführt, die eine ganz hervorragende Sammlung zum obigen Thema darstellen. Mit zahlreichen Abb. Ann. trav publ. Belg. 1912. Nr. 2.

Einfluß des elektrischen Stromes auf Eisenbeton. Von Regierungsbaumeister Wilhelm Petry, Oberkassel (Siegburgkreis). Angaben über einige in England von Mr. Laurence Gadd und Mr. C. P. Taylor ausgeführten Versuche zur Ermittlung des Einflusses des elektrischen Stromes auf Eisenbeton. Versuchsordnung. Ergebnisse. Diese stimmen mit den Darmstädter Versuchsergebnissen von Geh. Baurat Prof. Berndt überein, wenn sie auch bezüglich ihres wissenschaftlichen Wertes mit diesen nicht verglichen werden können. Beton u. Eisen 1912. Heft X.

3. Wirtschaftliches.

Produzione e commercio del cemento al estero. Herstellung und Vertrieb des Zements im Auslande. Ausführlicher Bericht des ital. Handels-Ministeriums über die folgenden Länder: Argentinien, Brasilien, Chile, Mexiko, Eritrea, Algier, Tunis, Ägypten, Marokko, Süd-Afrika, Österreichische Küsten, Malta, Griechenland, Montenegro, Kreta. Il Cemento 1912. Nr. 7, 8, 9, 10 u. 11.

II. Theorie.

Design of T beams in reinforced concrete. Von R. N. Mirza. Ermittlung der Abmessungen und Bewehrung von Plattenbalken mit Hilfe von Kurventafeln. Ableitung der Berechnung. Anwendung des Verfahrens auf Beispiele. Concr. a. Constr. Engg. 1912. Bd. VII. Nr. 6.

Die Berechnung von doppelt bewehrten Konstruktionen. Von Prof. L. Landmann, Barmen. Mitteilung von Formeln und Zahlentafeln zur Berechnung von doppelt bewehrten

Platten und Plattenbalken mit und ohne Betonzugspannungen für bekannte Spannungen und ferner zur Ermittlung der Spannungen aus gegebenen Querschnittsabmessungen. Anwendung auf einige Beispiele. Beton u. Eisen 1912. Bd. IX.

Note sur le calcul des poutres en béton armé. Berechnung rechteckiger Querschnitte von Plattenbalken für alle möglichen Fälle mit Hilfe einer Kurventafel. Ann. ponts chauss. 1912. Nr. 1.

Die Beziehung zwischen Formänderung und Biegemoment bei Eisenbetonbalken. Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 18, Prof. Mörsch. Aus Versuchen ist gefunden worden, daß „der nach der Elastizitätstheorie ermittelte Verlauf der Momente hinreichend genau mit dem auf Grund der tatsächlichen Formänderung des Eisenbetons sich ergebenden übereinstimmt“, und es darf aus den Beobachtungen der Schluß gezogen werden, daß „im allgemeinen eine von der Proportionalität abweichende Beziehung zwischen Moment und Deformation keine Änderung von praktischer Bedeutung in den nach der Elastizitätstheorie ermittelten Reaktionen zu bewirken vermag“. Dtsche Bztg., Mitt. 1912. Nr. 16.

Examen des supports de bâtiments au point de vue des flexions secondaires. Über die Nebenspannungen bei einigen gewöhnlichen Stützungen und Auflagerungen des Hochbaues. Nouv. annales de la constr. 1912. Nr. 6.

Le calcul des poutres tubulaires en ciment armé. Berechnung kreisringförmiger Eisenbetonquerschnitte mit Hilfe eines Graphikons. Le Génie civil 1912. Nr. 7.

Die Dimensionierung von Eisenbetonquerschnitten mit kreisförmigen Begrenzungslinien. Von Ing. J. Krebitz, Gera. Aufstellung von Formeln zur Berechnung von kreisrunden und ringförmigen Betonquerschnitten durch Reihenentwicklung und zwar 1. für reine Biegung und 2. für zentrischen Druck und Biegung. Anwendung auf Beispiele. Beton u. Eisen 1912. Heft XII u. XIV.

Ein vereinfachtes Verfahren zur Berechnung von Pfostenfachwerken. Von Dr.-Ing. Marcus. Näherungsverfahren und Anwendung auf 1 Beispiel und Nachweis seiner ausreichenden Genauigkeit. Zentr. d. Bauv. 1912. Nr. 69.

Zur Berechnung der kontinuierlichen Eisenbetonplatten. Von Ing. F. Langfritz, Leipzig. Verfasser macht darauf aufmerksam, daß bei der Berechnung von kontinuierlich wirkenden Eisenbetonplatten eine ganze Anzahl Voraussetzungen gemacht werden, die mehr oder weniger unzutreffend sind und daher auch zu unrichtigen Ergebnissen führen. Vorschläge zu annähernd richtiger Berechnung. Beton u. Eisen 1912. Heft XI.

Kontinuierliche Träger mit fester Stützenlagerung. Von Dr.-Ing. W. Frank, Stuttgart. Verfasser untersucht die Einwirkung des kontinuierlichen Trägers auf die Stützen und leitet Formeln zur Bestimmung der Größe der Biegebungsbeanspruchung der Säulen ab. Erläuterung des Rechnungsverfahrens an einem Beispiel. Beton u. Eisen 1912. Heft XII.

Der beiderseits eingespannte Fachwerkbogen. Von Dr.-Ing. Kirchhoff. In der Zeitschrift für Bauwesen Oktober 1911 hat Verfasser nachgewiesen, wie beim beiderseits eingespannten symmetrischen vollwandigen Bogen durch geeignete Wahl der statisch unbestimmbaren Größen in Verbindung mit einem statisch unbestimmbaren Hauptsystem voneinander unabhängige Elastizitätsgleichungen aufgestellt werden können. Das dort angewandte Verfahren führt auch beim beiderseits eingespannten symmetrischen Fachwerkbogen zum Ziele, wie die Entwicklungen zeigen. Zentr. d. Bauv. 1912. Nr. 54.

Abaques relatifs à la recherche du profil des voutes en plein cintre ou en arc de cercle. Kurven zur Bestimmung der Abmessungen von kreisförmigen Gewölben. Ann. trav. publ. Belg. 1912. Nr. 1.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Neuere Versuche mit Kontrollbalken. Einige Mitteilungen über die Fortschritte der Einführung der Kontrollbalkenprobe. Abbildung des Kontrollbalkenapparates von Magens-Hamburg. Beton u. Eisen 1912. Heft IX u. XII.

Beitrag zur Frage der Biegebalkenprobe für Beton. Versuche mit dem Reformprüfer der Fa. Buchheim & Heister, Frankfurt a. Main. Von Dr.-Ing. H. Nitzsche, Frankfurt a. M. Kurzer Bericht über das Ergebnis der von Prof. Foerster, Dresden, angeregten Diskussion über die Frage: „Würfelprobe oder Kontrollbalken“. Eingehende Beschreibung des Reformprüfers, D.R.P. der Fa. Buchheim & Heister, und der Reformbalken, ferner der Benutzung, Spannungsbestimmungen, sowie des Gewichtes und Preises. Kritische Betrachtungen über beide Prüfungsmethoden. Widerlegung der der Balkenprobe nachgesagten Nachteile. Versuche mit der B.-H.-Reformprüfungsmaschine. Die Ergebnisse sind tabellarisch zusammengestellt. Mit Abb. Beton u. Eisen 1912. Heft XI u. XIII.

Prüfung von Balken zu Kontrollversuchen. Heft 19 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Im ganzen ergab sich für das Verhältnis der Biegedruckfestigkeit zur Würfel Festigkeit im Mittel der Wert 1,70 bei feuchter, der Wert 1,81 bei trockener Lagerung für den untersuchten Versuchsbalken. Deutsche Bauzeitung. Mitt. 1912. Nr. 13.

Versuche mit Säulen und deren Berechnung. Vortrag von Prof. Mörsch auf dem Deutschen Betontag 1912 in Berlin. Besprechung der verschiedenen Formeln für umschnürte Säulen; Nachprüfung an Hand älterer und neuerer Versuche; Aufstellung einer neuen Formel. Betrachtungen über die verschiedenen Bruchursachen bei den Versuchen, über den Einfluß der verschiedenen Umschnürungen und Ringbewehrungen und über deren zweckmäßigste Anordnung. Mitteilung der Versuchsergebnisse:

1. Die Berechnung der Eisenbetonsäulen geschieht zweckmäßig für das Bruchstadium, bei welchem die Längseisen bis zur Quetschgrenze ausgenutzt sind. Die Eisenspannung bleibt nach Erreichung der Quetschgrenze auf dieser Spannungstufe stehen, bis bei weiter zunehmender Last der Bruch des Betons erfolgt. Bei den umschnürten Säulen ist zur Ermittlung der Tragfähigkeit vom umschnürten Kern auszugehen, da dieser im Bruchstadium vom Betonquerschnitt noch übrig ist.

In der praktischen Anwendung begegnet die Druckeintragung in die Längseisen nicht den Schwierigkeiten wie beim Versuch, weil die Säulen unten einen verbreiterten Fuß erhalten und oben die Kräfte auf die ganze Höhe der anschließenden Träger eingeleitet werden.

2. Die gebräuchlichen Bügel, wie Schleifenbügel, Umschließungsbügel, Diagonalbügel in den gebräuchlichen Abständen, geben wohl den Längsstangen einen entsprechenden Schutz gegen Ausknicken, erhöhen aber die Eigenfestigkeit des Betons nur in verschwindendem Maße. Die Ursache liegt einerseits in den zu großen Abständen, andererseits in dem mangelhaften und unsicheren Schluß der Umschließung, der durch Umhaken um die Längsstangen gebildet wird.

3. Für die Berechnung der Bruchlast erscheint die Formel:

$$P = F_e \cdot \sigma_s + F_k \left(1 + m \frac{F_e'}{F_k} \right) k_b$$

am geeignetsten. Hierin bedeutet: F_e den Querschnitt der Längseisen; F_e' den Querschnitt gedachter Längseisen, deren Volumen demjenigen der Querarmierung auf dieselbe Säulenhöhe gleich ist; σ_s die Quetschgrenze der Längseisen, etwa 2400–2800 kg/qcm; F_k den umschnürten Betonkern, bei Bügeln ist dafür der ganze Betonquerschnitt F_b zu setzen; k_b die Druckfestigkeit des nicht-armierten Betons.

Schreibt man die Formel in der Form:

$$P = F_e \cdot \sigma_s + F_k \cdot k_b + m \cdot F_e' \cdot k_b,$$

so gibt sie rechts die drei Teile an, aus denen sich die Bruchlast zusammensetzt, nämlich den Widerstand der Längseisen, die Eigenfestigkeit des Kernbetons und den Einfluß der Querbewehrung.

Vernachlässigt man bei Bügelarmierung das

letzte Glied und setzt $\sigma_s = 2700$, $k_b = 180$ kg/qcm so erhält man:

$$P = 2700 \cdot F_e + 180 \cdot F_b = 180 (F_b + 15 F_e).$$

Wählt man 5fache Sicherheit, so ergibt sich aus dieser Bruchlast die zulässige Säulenlast zu $P_{zul} = 36 (F_b + 15 F_e)$ in nahezu vollständiger Übereinstimmung mit der Formel der deutschen Leitsätze. Der Koeffizient $n = 15$ stimmt also sehr gut mit dem Bruchzustand überein.

Der Koeffizient m für Spiralarmierung zeigt sich schwankend und namentlich mit der Eigenfestigkeit des Betons veränderlich. Je geringer diese ist, um so größer wird m .

Es ist bei einer Betonfestigkeit:

k_b von 120 kg/qcm	mindestens $m = 71$	u. $m \cdot k_b = 8520$
k_b „ 140 „	„ $m = 59$ „	$m \cdot k_b = 8260$
k_b „ 160 „	„ $m = 50$ „	$m \cdot k_b = 8000$
k_b „ 180 „	„ $m = 43$ „	$m \cdot k_b = 7740$
k_b „ 200 „	„ $m = 38$ „	$m \cdot k_b = 7600$
k_b „ 220 „	„ $m = 34$ „	$m \cdot k_b = 7480$

Diese Zahlen beziehen sich zunächst auf runde Spiralen und können durch weitere Versuche unter Umständen noch kleine Änderungen erfahren.

Wie aus der Tabelle hervorgeht, ist es zwar möglich, bei viereckigen Spiralen einen gleichen Wirkungsgrad zu erzielen (bei Verwendung von 5 mm starken Spiraleisen und geringen Ganghöhen), indessen erscheint es angezeigt, hier m nur = 33 zu wählen.

4. Damit die Wirkung der Spiralen voll zum Ausdruck kommt, ist es nötig, die folgenden Regeln beim Entwerfen zu beachten:

a) Die Gesamteisenmenge der spiralarmierten Konstruktionen (Längseisen + Spiralen) soll nicht unter 1,5% und nicht über 8% des Kernquerschnittes betragen. Nur konzentrisch angeordnete oder ineinander greifende Spiralen dürfen letzteres Maß überschreiten.

b) Die Längseisenmenge F_e soll zu der Spiraleisenmenge F_e' in einem Verhältnis von 1:1 bis 1:3 stehen.

c) Das Verhältnis der Ganghöhe s zum Kerndurchmesser (mittleren Wickeldurchmesser) D_b , also $s : D_b$, soll bei einer Spiraleisenmenge bis 2% des Kernquerschnittes etwa $1/7 - 1/8$, bei höherer Spiralarmierung $1/8 - 1/10$ sein.

5. Hinsichtlich des zu wählenden Sicherheitsgrades halten wir fünffache Sicherheit für völlig ausreichend, wobei zu beachten ist, daß die Bruchlast nur für den Kernquerschnitt berechnet ist und k_b die Prismenfestigkeit des Betons bedeutet, die nur etwa 0,75–0,8 der Würfelfestigkeit beträgt.

Damit eine genügende Sicherheit gegen das Auftreten von Rissen in der Betonumhüllung außerhalb der Spiralen vorhanden ist, erscheint

es genügend, wenn $\frac{P}{F_b} \leq 1/2 k_b$ ist.

Der zweckmäßige Abstand der Bügel.

Die Bügel zeigen nach den vorliegenden Versuchen einen sehr schwankenden Wirkungsgrad und der Wert m sinkt bei verschiedenen Probekörpern auf Null herab, so daß es angezeigt erscheint, bei Verwendung von Bügeln $m = 0$ zu setzen. Erst bei sehr geringem Bügelabstand, der sich der Ganghöhe einer wirksamen Spiralumschnürung nähert, wird ein Wert von $m = 10 - 15$ zutreffend sein.

Man hat mehrfach versucht, den Bügelabstand nach der Eulerschen Knickformel zu bestimmen. Die hiernach erhaltenen Bügelabstände sind so groß, daß sie praktisch unausführbar sind, außerdem beabsichtigt man doch mit Hilfe der Bügel und Längseisen den Beton am seitlichen Ausweichen zu hindern. Rechnet man z. B. nach den „Leitsätzen“ mit fünffacher Sicherheit

$$P = 35 (F_b + 15 F_e),$$

dann wäre die Beanspruchung der Längseisen beim Bruch $5 \cdot 35 \cdot 15 = 2625 \text{ kg/qcm}$, und man würde hierfür nach der Euler-Formel $l = 22,5 d$ erhalten. Die ministeriellen Bestimmungen rechnen sogar mit 30 d.

Dieser Abstand übertrifft die gebräuchlichen Maße weit. Die Berechnung nach der Euler-Formel ist aber auch nicht mehr richtig, da die Beanspruchung der Längseisen im Moment des Ausknickens die Proportionalitätsgrenze schon überschritten hat; es ist nämlich $1:i < 110$, und deshalb ist die Tetmajersche Knickformel

$\sigma_k = 3200 - 12 \frac{1}{i}$ maßgebend; da $\sigma_k = 2625$ sein soll, erhalten wir hieraus $l = 12 d$.

Mit diesem Maß kommt man auf die in der soliden Praxis seither angewendeten Abstände. Die Tetmajersche Knickformel zeigt ferner, daß die geringen Ganghöhen der Spiralumschnürung gestatten, die Längseisen über 2600—3000 kg/qcm zu beanspruchen, ehe ein Ausknicken erfolgt.

Die vorggeführten Untersuchungen zeigen, daß man eine Erhöhung der Betonfestigkeit nur bei ganz geringem Bügelabstand, der sich der Ganghöhe der wirksamen Spiralumwicklung nähert, erwarten darf. Bei Bügelabständen von 15—20 cm kann sich daher kaum ein Unterschied zwischen verschiedenen Bügelarten ergeben. Deutsche Bauzeitung, Mitt. 1912. Nr. 13 und 14.

Witheys Versuche mit Eisenbetonsäulen. Besprochen von k. k. Hofrat Prof. Dr. Max Ritter von Thullie, Lemberg, auf Grund des im Bulletin of the University of Wisconsin unter dem Titel „Tests of reinforced concrete columns. Series of 1910“ erschienenen Originalberichts. Vgl. auch L. Juni 1911 III S. 241. Beton u. Eisen 1912. Heft X.

A new application of cast-iron in columns and arched bridges. Von Dr. v. Em-

perger. Auszug aus dem Sonderabdruck: „Eine neue Verwendung des Gußeisens bei Säulen und Bogenbrücken“. Vgl. L. April 1912 III S. 160. Mit Abb. Concr. and Constr. Engg. 1912. Bd. 7. Nr. 6.

Probebelastungen von Eisenbetondächern mit ein- und doppelseitiger Auskragung. Von Stadtbaumeister Dipl.-Ing. Dewitz, Altona a. d. E. Kurze Mitteilungen über Probebelastungen einiger Träger aus Eisenbeton mit 4, 6 u. 9 m weiter Auskragung. Mit Abb. Beton u. Eisen 1912. Heft XIII.

IV. Vorschriften und Leitsätze.

Preußischer Ministerialrunderlaß, betr. die Schiedsgerichte bei Verträgen über Staatsbauten, vom 20. April 1912. Anweisung zur Aufnahme der auf Grund von Erörterungen mit dem Justiz- und Finanzministerium festgesetzten neuen Anordnungen über die Erledigung von Streitigkeiten mit Unternehmern in alle neu abzuschließenden Verträge über die Ausführung von Staatsbauten. Beachtenswerte Erörterungen hierzu über das Verhältnis zum Unternehmer selbst und über die Frage der Zuschlagserteilung an den Mindestfordernden. Bemerkungen zu den wesentlichen Punkten der neuen Fassung des Schiedsgerichtsparagraphen und Anweisungen über die Durchführung des Verfahrens. Mitteilung der neuen Fassung des § 29 der allgemeinen Vertragsbedingungen für die Ausführung von Staatsbauten und des § 20 der allgemeinen Vertragsbedingungen über die Ausführung von Leistungen und Lieferungen. Beton u. Eisen 1912. Heft X.

Erlasse des Polizeipräsidenten von Berlin.

1. Betrifft Eisenbetonfundamente. Bei allmählicher Verbreiterung des Stützenfußes unter 60° kann eine gleichmäßige Lastverteilung auch für einseitig ausladende Fundamente angenommen werden. Bei Anordnung von Fußplatten muß zur Aufnahme der in der Platte wie auch in der Stütze auftretenden Biegemomente Platte und Stütze bewehrt werden. Die Gründung nicht bewehrter Mauerpfeiler auf einseitig ausladende Eisenbetonplatten ist deshalb unzulässig.

2. Betrifft Auflager für massive Decken am Schornsteinkasten. Die Auflager der Massivdecken am Schornsteinkasten sind so zu konstruieren, daß die Schornsteinwangen nicht belastet werden. Bestehen Massivdecken aus gestampftem Beton einheitlicher Struktur, so kann die Abfangung der Auflager am Schornsteinkasten durch eine kreuzweise Anordnung der Eisenlagen geschehen. Musterabb. Beton u. Eisen 1912. Heft X.

Erlasse, Verfügungen. Das Ratsbaupolizeiamt zu Dresden hat Grundsätze für die Zulassung

zur Ausführung von Eisenbetonarbeiten erlassen, die hier mitgeteilt werden. Beton u. Eisen 1912. Heft XIII.

Baupolizeiverordnung für den Stadtkreis von Kiel, betreffend die Ausführung von Konstruktionen in Stampfbeton ohne Eiseneinlagen. Von Dipl.-Ing. Th. Gesteschi, Berlin. Aufführung der wichtigsten Bestimmungen, insbesondere, soweit sie von den 1908 vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton aufgestellten allgemeinen Bestimmungen abweichen. Der Verfasser nennt sie in vieler Hinsicht vorbildlich. Beton u. Eisen 1912. Heft XI.

Englische Vorschriften für Beton und Eisenbeton auf Grund neuerer Versuche. Von Dipl.-Ing. Gesteschi, Berlin. Auszug aus dem vom Versuchsausschuß des Englischen Betonvereins aufgestellten Regeln für Beton und Eisenbeton. Beton u. Eisen 1912. Heft XI.

V. Ausführungen.

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

Betonflächenbehandlung mit Glimmer bei Bogenlampenmasten. Von Frank C. Perkins. Zur Belebung von Betonansichtsflächen verwendet man neuerdings Glimmerputz. Das Herstellungsverfahren bei Lichtmasten wird beschrieben. Beton u. Eisen 1912. Heft X.

Fabrication des tuyaux en ciment. Ausführliche Abhandlung über die Herstellung von Zementrohren: Beschaffenheit und Eignung der Rohstoffe, ihre Vor- und Zubereitung, die Verwendung von Schlacken, das Stampfen usw. Mit Abb. *Nouv. annales de la constr.* 1912. Nr. 1, 2, 6, 7 usw.

The „Piketty“ system of Construction. Angaben über das unter dem Namen „Piketty“ bekannte Bewehrungssystem, welches außer den für die Aufnahme der Zug- oder Druckkräfte üblichen Rundeisen ein zweites Bewehrungsnetz aus U-förmig gebogenen Schleifen für die Scherspannungen aufweist. Mit Abb. über Anordnung der Bewehrung bei Stützen, Balken usw. Mit Abb. *Concr. and Constr. Engg.* 1912. Bd. 7. Nr. 6.

Scale in pietra artificiale ed in cemento armato. Eisenbetontreppenstufen: Herstellung, Berechnung, Verwendung. Mit Abb. *Il Cemento* 1912. Nr. 11 und 13.

Di un nuovo tipo di solaico. Eine neue Bauweise für eine Beton- bzw. Eisenbetondecke unter Verwendung von fabrikmäßig fertig gestampften Teilen zwischen eisernen Trägern wird beschrieben. Die Untersicht der Decke macht einen recht guten Eindruck. Mit Abb. *Il Cemento* 1912. Nr. 5. — *Le Génie civil* 1912. Nr. 8.

Neuanwendungen in Beton. Mitteilungen von der Auskunftsstelle für Zementverarbeitung, Heidelberg. Eisenbeton hat neuerdings Verwendung zu Arbeiterkleiderschränken, zu Kugelfängen und zu Zuchtweihern für Forellen gefunden. Die einzelnen Anlagen werden nach Bauart und Ausführung ausführlich beschrieben. Mit Abb. Beton u. Eisen 1912. Heft XIV.

Unfälle bei Eisenbetonbauten. Aufzählung und Besprechung der Ursachen. *Zentr. d. Bauv.* 1912. Nr. 58. Vgl. L. Juli u. Sept. 1912, unter V, 1.

2. Ausführungen im Hochbau.

Note sur l'établissement des fondations du bâtiment des services de l'état au port de Zeebrugge. Gründung des Regierungsgebäudes in Zeebrugge auf Pfählen, Angabe der Bodengestaltung, Biegungsfestigkeit und Tragfähigkeit der Pfähle. *Anuales trav. publ. Belg.* 1911. Nr. 6.

Eisenbetonbauten auf der Gewerbe-, Industrie- und Landwirtschaftsausstellung zu Köslin 1912. Von Dipl.-Ing. Unger, Stolp i. P. Ins Auge fällt eine freistehende Treppe, die aus zwei unteren Läufen und einem oberen mit Zwischen- und oberem Podest besteht. Von einer breiten Eisenbetonplatte als Gründung gehen im spitzen Winkel der Treppensteigung die beiden unteren Läufe ab. Der obere Lauf stützt sich auf den unteren und kragt nach der entgegengesetzten Seite aus. Die Gesamthöhe beträgt 10,75 m. Abb. vom Entwurf, der Ausführung und dem fertigen Bau. Weiter wird ein Hallenbinder von 8,0 m Lichtweite und 3,60 m Lichthöhe beschrieben, der als Zweigelenkrahmen berechnet und ausgeführt ist. Erwähnt werden weiter Eisenbetonmaste, Zierbrunnen, Betonzanpfosten usw. Beton u. Eisen 1912. Heft XIII.

Fabrikneubau der Kattundruckerei von Gebrüder Jentzsch in Naundorf i. Sachsen-Von Oberg. C. A. Einbeck. Mehrgeschossiger, umfangreicher Fabrikneubau aus Eisenbeton. Einzelheiten der Anordnung. Mit Abb. Beton u. Eisen 1912. Heft XI.

Neuere Hallen- und Rahmenkonstruktionen in Eisenbeton. Entworfen und ausgeführt von der Firma Max Pommer, Leipzig. Von Dipl.-Ing. Em. Haimovici, Leipzig. Mitteilungen über den Entwurf und die Berechnung bemerkenswerter Rahmenkonstruktionen aus Eisenbeton für den Bau eines Kinomatographentheaters in Leipzig, von Ziegeleitrockenhäusern in Sömmerda und der Tonhalle eines Emailierwerkes in Schwarzenberg. Mit vielen Abb. Beton u. Eisen 1912. Heft VII, X u. XII.

Die Eisenbetonkonstruktionen am Neubau der Technischen Lehranstalten Offenbach a. Main. Von Ing. Jean Wörrlein. Mittei-

lungen über die vielfache Verwendung des Eisenbetons beim Bau der Schule und zwar für Decken, Treppen, Zwischenwände und Teile des Daches. Mit Abb. Beton u. Eisen 1912. Heft X.

Eisenbetonkonstruktionen der neuen evang. Friedenskirche in Offenbach a. M. Beschreibung einiger Einzelheiten, u. a. zweier Gewölbe, die auf Unterzügen als Widerlager ruhen. Verwendung von Bimsbeton mit aufgenagelter Holzschalung für die Dachdeckung. Mit Abb. Dtsche. Bauztg., Mitt. 1912. Nr. 15.

Die Friedenskirche in Offenbach a. M. und ihre Konstruktion. Von Stadtbaurat Steinberger, Darmstadt. Hervorzuheben ist die Anordnung des aus Eisenbeton gestampften Tonnen gewölbes über dem Kirchenraum. Die Kämpfer stützensich auf horizontale Platten, die ihrerseits auf nach innen zu angeordneten Auskragungen der Umfassungsmauern liegen, so daß die Resultierende aus der Belastung die Außenmauer erst im Fuße trifft. Auch die Dachlasten sind nach innen zu gerückt, so daß mit dieser Anordnung gewissermaßen ein umgekehrter Strebe Pfeiler zur Ausführung gekommen ist. Statische Berechnung. Mit Abb. Beton u. Eisen 1912. Heft IX.

Das neue Bäckereigebäude des Konsumvereins „Produktion“ zu Hamburg. Von Dipl.-Ing. M. Bachner, Hamburg. Ein durchaus aus Eisenbeton errichtetes Fabrikgebäude mit interessanter, dem besonderen Zweck entsprechenden Raumanordnung und -Verteilung. Mit Abb. vom Entwurf, der Ausführung und der fertigen Anlage. Beton u. Eisen 1912. Heft VIII.

Il Cemento armato nel campanile di S. Marco. Ausführliche Darlegung der für den Neubau des Glockenturmes von S. Marco maßgebend gewesenen Gesichtspunkte und Beschreibung der in Eisenbeton ausgeführten Einzelheiten, wie der schiefen Ebene im Innern (an Stelle der Treppen) und der Zwischendecken. Mit Abb. Il Cemento 1912. Nr. 9.

Der Um- und Aufbau der Uto-Garage in Zürich (am See). Von Dipl.-Ing. S. Zipkes, Zürich. Interessante Mitteilungen über Umbauten und Verstärkungen an der Uto-Garage in Zürich, ferner über Verstärkungsausführungen in Frankreich. Erörterungen über die Spannungsverhältnisse und über die Berechnungsweise. Mit vielen Abb. Beton u. Eisen 1912. Heft XI.

Die künstlichen Berge des hauptstädtischen Tiergartens in Budapest. Von Dipl.-Ing. Schmaus. Die Verwendung von Eisenbeton zur Herstellung zweier künstlicher Berge des zoologischen Gartens von Budapest zeugt von der großen Anpassungsfähigkeit dieses Baustoffes. Beide Berge bedecken 4700 bzw. 2600 qm Grundfläche. Die Berghaut wurde durchgängig in Portlandzementtrabitz hergestellt. Interessante Einzelheiten über Gesamtausbildung, Anordnung der Käfige,

Gangbahnen usw. Mit zahlr. Abb. Beton u. Eisen 1912. Heft VIII u. XI.

Schwimmbassin mit darunter liegendem Speicherbassin. Von Regierungsbaumeister Karl Rössle, Berlin. Schwimmbassin der Stadt Spandau von 28 m Länge und 12 m Breite mit darunter angeordnetem Warmwasserbehälter gleicher Größe, zur Nachfüllung des Bassins. Angaben über konstruktive Ausbildung und über die angewendeten Isolierungsverfahren zur Vermeidung zu großer Wärmeverluste. Mit Abb. Beton u. Eisen 1912. Heft IX.

Le costruzioni asismiche. Von Ing. Viscardini. Betrachtungen allgemeiner Art über erdbebensichere Bauweisen, eingehende theoretische Untersuchungen, vor allem über eine bewegliche Lagerung der Bauwerke auf Rollen, Pendeln oder Kugeln. Nachrechnung nach den Formeln von Hertz usw., beachtenswerte Hinweise. Il Cemento 1912. Nr. 6, 7, 8.

La revisione delle norme asismiche ministeriali. Von Ing. Danusso. Betrachtungen und Mitteilungen über die von der italienischen Regierung und einer Kommission unternommenen Schritte zur Aufstellung von Vorschriften für eine erdbebensichere Bauweise. Verfasser wünscht, daß diese Frage bald und endgültig gelöst werden möge, und zwar so, daß eine Gewähr gegen Einstürze im Falle eines Erdbebens bestehe. Es wurde mitgeteilt und freudig begrüßt, daß die Kommission die zulässige Höhe der Gebäude mit Eisengerippe auf 10 m, ohne solches auf 8 m festgelegt hat. Il Cemento 1912. Nr. 8.

Die wirtschaftlichste Form der Eisenbeton-Winkelstützmauer. Von Dipl.-Ing. G. Gilbrin, Oberkassel (Siegbkreis). Verfasser behandelt 1. die Bestimmung der kleinsten Fundamentbreite bei gegebener größtzulässiger Bodenpressung; 2. die Sicherheit gegen Kippen und 3. die Sicherheit gegen Gleiten. In letzterem Falle nimmt er die Fundamentplatte nicht horizontal, sondern nach vorn ansteigend an und weist nach, daß dadurch eine nicht unbedeutliche Ersparnis an Fundamentbreite erzielt wird. Anwendung des aufgestellten Berechnungsverfahrens auf Beispiele. Beton u. Eisen 1912. Heft X.

Fabrikschornstein aus Eisenbeton für Herrn Max Hartmann, Danzig. Mitteilung der statischen Berechnung eines von der Firma Jantzen entworfenen und ausgeführten Schornsteins von 60 m Höhe aus Eisenbeton. Mehrere Abb. über die sonstigen Abmessungen, die Anordnung der Bewehrung, die Schalung usw. Beton u. Eisen 1912. Heft XIV.

3. Ausführungen im Brückenbau.

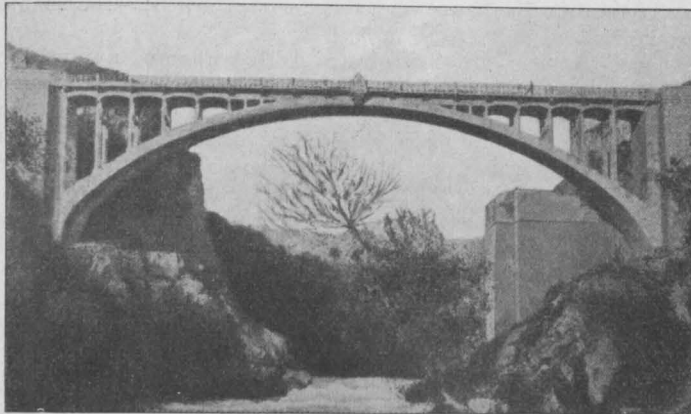
Le cerniere in pietra naturale ed artificiale nei ponti in muratura ed in cemento armato. Theoretische und praktische Betrachtungen.

tungen über Steingelenke in Brücken, nach dem Handbuch für Eisenbetonbau. II Cemento 1912. Nr. 1.

Tabellen für Straßenbrücken aus einbetonierten Walzträgern. Von Dr.-Ing. O. Kommerell, Kais. Baurat. Ein Auszug aus den Tabellen und die Berechnungsgrundlagen werden mitgeteilt. Die Tabellen sind ganz vorzüglich brauchbar. Mit Abb. Zentr. d. Bauv. 1912. Nr. 70.

Eisenbetondurchlässe. Von Dipl.-Ing. Kupfer, Kattowitz. Durchlaß von 9,80 m Lichtweite aus Eisenbetonbogenbrücke mit durchgehender Eisenbeton-Fahrbahnplatte. Angaben über Berechnung und Ausführung. Beton u. Eisen 1912. Heft X.

Betonbrücke über den kleinen Rhein von Honnef nach Grafenwerth. Von Regie-



rungsbaumeister Müller. Betonbogenbrücke mit 5 Öffnungen für eine Straße von 8 m Breite. Die Lichtweiten sind 26, 2 × 22 und 2 × 18 m. Statische Untersuchung mit und ohne Temperatureinflüsse. Bauausführung. Kosten. Beton u. Eisen. 1912. Heft XII.

Die Roßbrücke über die Enz in Pforzheim. Von Dr.-Ing. Kleinogel, Darmstadt. Straßenbrücke aus Eisenbeton von 28,4 m Spannweite und 12,5 m Breite nach System Möller von ausgezeichnete architektonischer Wirkung. Bemerkenswert sind die Einzelheiten der Auflagerung, die eine ungehinderte Längsänderung der Hauptrippen gestattet, so daß etwaige Zusatzspannungen aus Temperaturschwankungen auf das kleinstmögliche Maß beschränkt werden. Statische Berechnung. Einzelheiten der Rüstung. Zahlreiche Abb. Beton u. Eisen 1912. Heft VIII und IX.

Ponte in cemento armato sul fiume Pescara. Straßenbrücke bei Torre dei Passeri über den Fluß Pescara, ausgeführt von der Firma V. Visetti & S. in Turin. Ein einziger Bogen von 60 m Lichtweite und 11,65 m Stich überspannt den

Fluß. Die Breite der Brücke zwischen den Geländern beträgt 5,90 m, wovon 4,34 m auf die Fahrbahn entfallen. Das Gewölbe besteht aus 2 nebeneinander liegenden Bögen, deren jeder rechteckigen Querschnitt hat und die miteinander durch eine dünne Platte verbunden sind. Mit Abb. Il Cemento 1912. Nr. 3. (siehe Abbildung)

Le pont du Risorgimento sur le Tiber à Rome. Ausführliche Beschreibung der schon mehrfach erwähnten Brücke. Annales ponts chauss. Belg. 1912. Nr. 1. — Armierter Beton 1912 Nr. 8 u. 9.

Ponts des Amidonniers, sur la Garonne, à Toulouse. Straßenbrücke mit 5 gewölbten Öffnungen von 38,5 bis 46 m; wie in Luxemburg hat Léjourné auch hier 2 Gewölbe nebeneinander angeordnet, die je 3,25 m breit sind, und zwischen sich eine lichte Entfernung von 10 m haben; da außerdem beiderseits noch Auskragungen von je 3 m vorhanden sind, so beträgt die gesamte Brückenbreite: $2 \cdot 3 + 2 \cdot 3,25 + 10,0 = 22,50$ m. Das Ganze wird von einer Eisenbetonplatte überspannt, die die Fahrbahn trägt. Die Brücke ist auf diese Weise sehr billig geworden. Beschreibung des Bauvorganges und der Einzelheiten. Mit Abb. Annales trav. publ. Belg. 1911. Nr. 6.

Reinforced concrete bridge over the Ashley river, New Zealand. Eisenbetonbrücke für Straßenverkehr von etwa 307 m Gesamtlänge und 28 Öffnungen. Auf den 4 Hauptträgern liegt die Fahrbahnplatte. An den Widerlagern oder Pfeilern ruhen die Träger auf je einem Eisenbetonpfahl. Näheres über die Bauart und Ausführung. Zahlreiche Abbildungen. Concr. a. Constr. Engg. 1912. Bd. 7. Nr. 6.

Ponte sul Po a Mezzanacorti. Die Fahrbahnplatte einer eisernen Brücke besteht aus Eisenbeton und trägt eine Schotterfahrbahn. Beachtenswert ist die Entwässerung der Straßenfläche mittels Eisenbetonrinnen nach der Seite hin. Mit Abb. Il Cemento 1912. Nr. 9.

Pont en béton armé, sur le Var, à La Mescla. Die elektrische Schmalspurbahn (1 m) im Tal der Tinée überschreitet bei La Mescla den Fluß auf einer 60 m weit gespannten Bogenbrücke mit aufgehängter Fahrbahn in halber Höhe des Bogens. Die beiden Bogenrippen liegen in 3,80 m Entfernung zu beiden Seiten der Fahrbahnplatte und haben 0,6 · 0,4 m Querschnitt. Die an den Hängestangen aufgehängten Querträger werden durch 2 unter den Schienen liegende Längsträger verbunden; auf diesen liegen unmittelbar die Schwellen, die zwischen und über sich mit Bettung

verfüllt sind. Das gesamte Gleis liegt in einer Art Koffer, dessen Breite nur gleich der Schwellenlänge von 2 m ist, und an den zu beiden Seiten die erhöhten Fußsteige von je 0,7 m Breite anschließen. Die Brücke macht einen sehr kühnen Eindruck; leider ist über die Berechnung der Bögen selbst nichts gesagt. Mit guten Abbildungen. *Nouv. annales de la constr.* 1912. Nr. 7.

Pont en béton armé, au Suquet. Eisenbeton-Bogenbrücke für 2 Gleise einer elektrischen Nebenbahn von 1 m Spur. Lichtweite der Öffnung 20 m, Stich 2,5 m. Die Fahrbahnplatte von 14 cm Stärke ist 4,80 m breit, an sie schließen beiderseits um 30 cm überhöhte Fußwege von 1,10 m Breite an; die Fahrbahnplatte wird von Querträgern (Rippen 0,4 · 0,2 m) aller 1,43 m getragen, der Fußweg von entsprechenden Konsolen. Die Querträger liegen zum Teil unmittelbar, zum Teil mittels kleiner Stützen (20 · 20 cm) auf den beiden Bögen, die 4,70 m Entfernung voneinander, und im Scheitel 0,6 · 0,3 m, am Kämpfer etwa 1,1 · 0,3 m Abmessung haben. Bündig mit Außenkante der Gewölbrippen steht auf diesen eine dünne Wand (10 cm) bis zur Fahrbahnplatte. Lehrgerüst als mehrfaches Sprengwerk ohne Zwischenstützen. Die Widerlager waren, von einer eisernen Brücke herrührend, schon vorhanden. Ausführliche Beschreibung, auch des Bauvorganges, mit guten Abbildungen. *Nouvelles annales de la constr.* 1912. Nr. 2.

Ponti in cemento armato ad arcate superiori. Nach einleitenden allgemeinen Bemerkungen über Bogenbrücken mit aufgehängter Fahrbahn werden eine Reihe ausgeführter deutscher Bauwerke beschrieben, und zwar: in Brünn (Fa.: Fischmann & Co.), B. u. E. 1912, Nr. 2, in Troppau (Fa.: E. Ast & Co.), B. u. E. 1912, Nr. 9, Entwurf zur Weserbrücke in Bremen (Fa.: P. Kossel & Co.), *Arm. Beton* 1911, Nr. 6, bei Heeringen über die Werra, B. u. E. 1911, Nr. 8, bei Biegenbrück über den Oder—Spree-Kanal (A.-G. f. B. u. Monierbau). *Arm. Beton* 1912. Nr. 3. — *Il Cemento* 1912. Nr. 4 u. 6.

Der Brückenkanal des Großschiffahrtsweges Berlin—Stettin. Kanalbrücke über viergleisige Eisenbahn, 2 Öffnungen mit je 7,90 m Lichtweite. Der Überbau besteht aus Walzträgern in Beton. Mitteilung vieler Einzelheiten, insbesondere der Dichtungen. Mit Abb. *Zentr. d. Bauv.* 1912. Nr. 67.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Böschungsbekleidung aus Betonbalken und zwischen ihnen liegenden Betonplatten. D. R. P. 245 080. System de Muralt, G. m. b. H. in Berlin. Beschreibung mit Abbildungen. *Dtsche. Bztg.*, Mitt. 1912. Nr. 15.

I lavori portuali di Kobé. Kurze Beschreibung der baulichen Arbeiten im japanischen Hafen

Kobe (Seehafen von Osaka). Mit Abb. *Il Cemento* 1912. Nr. 2.

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

La traversa delle strade ferrate. Weitere Beschreibung von Eisenbahnschwellen aus Eisenbeton. Mit Abb. Vgl. L. Mai 1912; V, 5. *Il Cemento* 1912. Nr. 1 u. 10.

Il grande tunnel sotto l'Elba. Der Hamburger Elbtunnel wird nach Zement und Beton 1911, Nr. 34, ausführlich beschrieben. Mit Abb. *Il Cemento* 1912. Nr. 2 u. 3.

Beton- und Eisenbetonarbeiten über und unter Tage auf der Kohlengrube „Alma“. Vortrag von W. Meurer auf dem Betontag 1912 in Berlin. Gründungsarbeiten, Pfähle mit oberer verbindender Eisenbetonplatte; Hochbauten und eine Brücke in Eisenbeton; Ausbau des Schachtes, der Richtstrecken und der Querschläge gleichfalls in Eisenbeton, teilweise unter ganz bedeutenden Schwierigkeiten. Ausführliche Beschreibung, auch der Bauvorgänge. Mit Abb. *Dtsche. Bztg.*, Mitt. 1912. Nr. 13.

Schachtbau- und Versteinerungsverfahren. Vortrag von Dipl.-Ing. Baumstark auf dem Deutschen Betontag 1912 in Berlin. Verwendung von Eisenbeton-Auskleidungen mit einem Zusatz von Traß; soweit diese nicht wasserdicht waren, nachträgliche Dichtung durch Einspritzen von Zementmilch hinter die Auskleidung (35 Atm. Druck). Beschreibung des Versteinerungsverfahrens, bei dem das Gestein selbst während und vor dem Abteufen des Schachtes durch Einspritzen von Zementmilch möglichst wasserdicht gemacht wird, und Darstellung der dazu nötigen Einrichtungen in Abb. *Dtsche Bztg.*, Mitt. 1912, Nr. 14.

Eisenbetonumschnürte Steinzeugröhren großer Lichtweiten als Ersatz für Kanäle aus Stampfbeton oder Mauerwerk. Von Stadtbaumeister Hugo Schmidt in Charlottenburg.

In den letzten Jahren hat die Tiefbauverwaltung der Stadt Charlottenburg ein geschütztes Verfahren des Verfassers zur Herstellung von säurefesten Kanalisationsröhren von 51—80 cm Durchmesser für hohen inneren Druck und stärkste äußere Belastung geprüft, welches darin besteht, daß glasierte Steinzeugröhren nach Entfernung der Außenglasur mit einem dünnen Eisenbetonmantel umstampft werden, der nach seiner Erhärtung einen heißen Preolit-Anstrich erhält.

Mit den umschnürten Tonröhren ist die Lücke ausgefüllt, die bisher zwischen den größten, ohne Betonumstampfung verwendbaren gewöhnlichen Tonröhren von 51 cm Durchmesser und den kleinsten hinreichend begehbaren gemauerten Kanälen bestand.

Das Bedürfnis nach der erweiterten Anwendung großer Tonröhren macht sich besonders dort geltend, wo sich in den Straßenkanälen chemische Vorgänge abspielen, welche Stampfbeton und Zementfugen-Verstrich der gemauerten Kanäle zerstören, wo man deshalb Betonröhren nicht anwenden kann und Mauerwerk soweit als möglich vermeiden muß.

Die Mehrzahl der beobachteten Zerstörungen an Kanalisationsbauwerken hat Ursachen, die nur schwer zu erkennen und noch schwieriger zu beseitigen sind.

Solche Ursachen sind:

1. Bildung freier Schwefelsäure durch Oxydation des fein verteilten Schwefels, den gewisse Abwasserbakterien ausscheiden und der in feuchter Luft vom Sauerstoff unmittelbar in Schwefelsäure übergeführt wird, bezw. des Schwefelwasserstoffes des Abwassers in flachen Kanalsystemen mit geringer Lüftung;
2. Einwirkung von Grundwasser, das schwefelkieshaltigen oder noch in Zersetzung begriffenen Moorboden durchströmt hat und sich dabei mit schwefelsauren Salzen oder gar mit freier Schwefelsäure beladen hat, die es beim Durchgang durch die porösen Kanalwandungen, indem es selbst verdunstet, in den obersten Schichten der Innenseite aufspeichert;
3. bei gemauerten Kanälen Gips- und Kalkgehalt der Mauerziegel oder des Zementmörtels, der gleichfalls vom Grundwasser an die Innenseite der Kanalwandung geschwemmt wird und hier unter Volumvergrößerung ausgeschieden wird.

Gegen mechanische und chemische Angriffe des Abwassers bietet das mit einer guten Salzglasur versehene Tonrohr vollständige Widerstandsfähigkeit. Auch die zu 2. genannten Wirkungen des Grundwassers können bei dem eisenbetonumschnürten Tonrohr nicht eintreten, da es nicht an die Innenseite der Leitung und in Berührung mit der Luft kommen kann, die in ihm gelösten gefährlichen Stoffe also nicht nach Konzentration und Oxydation die Innenseiten zerstören können.

Um die größeren Tonröhren tragfähig genug zu machen, umstampfte man sie hier bisher in der

Baugrube mit Beton und ließ auf die umstempelten Tonröhren von 60 cm Durchmesser gleich die gemauerten Kanäle von 1 m Höhe, zuletzt wegen der beschwerlichen Reinigung letzterer sogar die 1,1 m hohen Kanäle folgen, auch wenn die abzuführenden Wassermengen diesen Querschnitt nicht erforderten. Gleichwohl sind natürlich die gemauerten Kanäle des Fugenmörtels wegen nur in beschränktem Maße gegen die obengenannten schädlichen Einflüsse widerstandsfähig.

Bei der neuen Bauart werden die Tonröhren entweder in den Steinzeugwerken oder zur Ersparung von Fracht am Verwendungsort mit einem dünnen Mantel von Eisenbeton umstempft. Die festgestellte außerordentliche Verstärkung des Tonrohres wird dadurch erreicht, daß es mit dem Eisenbeton so fest verbunden wird, daß beide durchaus als ein einziger Körper bis zum Bruch wirken. Um das zu ermöglichen, muß aber die Glasur von der Außenseite des Rohres, von der sie sich beim Brennen nicht fernhalten läßt, zum Teil beseitigt werden. Das geschieht am einfachsten durch das Sandstrahlgebläse. Dieses Verfahren ist besonders vorteilhaft, weil es ermöglicht, jedes gewöhnliche Rohr zur Umschnürung vorzubereiten.

Beschreibung des Prüfungsvorganges, Nachrechnung und Mitteilung der Prüfungsergebnisse. Deutsche Bztg., Mitt. 1912. Nr. 15 u. 16.

Etablissement d'une nouvelle conduite d'eau à Paris. Unter andern wird Umarmung eiserner Rohre mit Eisenbeton beschrieben und abgebildet. Nouv. annales de la constr. 1912. Nr. 4 u. 5.

Eisenbetonkanal des Hauptwassersammlers zu Lichtenberg. Von Ing. E. Schlotterer und Max Rüdiger, Berlin. Interessante Angaben über den Entwurf, Berechnung, Ausführung und Kosten von Hauptschleusen aus Eisenbeton in Lichtenberg. Mit Abb. Beton u. Eisen 1912. Heft XIV.

Two large reinforced concrete reservoirs. Einige Angaben über 2 unterirdische Wasserbehälter aus Eisenbeton von etwa 34/18 und 30/21 m lichter Grundrißfläche. Die Behälter zeichnen sich durch eine zweckmäßige und wirtschaftliche Bauart aus. Mit Abb. Concr. and Constr. Engg. 1912. Bd. 7 Nr. 6.

WIRTSCHAFTLICHE RUNDSCHAU.

Bearbeitet von Dr. techn. Hugo Fuhs (Berlin).

Der Arbeiterstand in der deutschen Zementindustrie.

In dem Bericht der deutschen Gewerbeaufsichtsbeamten für das Jahr 1911 sind die Resultate

der Erhebung über die Verhältnisse der deutschen Zementindustrie enthalten, denen wir folgende Daten über den Arbeiterstand entnehmen:

Preußen hat 88 Zementfabriken. Davon be-

sitzen 5 Fabriken Ringofenbetrieb, 39 Fabriken haben Schacht- oder Etagenöfen, 33 sind mit Drehöfen ausgestattet und 11 Betriebe haben gemischte Ofensysteme. In diesen Fabriken sind insgesamt 18 132 Personen beschäftigt, und zwar 17 463 erwachsene und 669 jugendliche.

Bei der Gewinnung der Rohmaterialien und ihrer Beförderung sind 2812, bei der weiteren Verarbeitung der Rohmaterialien (Brechen, Mahlen, Schlemmen, Mischen, Pressen usw.) und ihrer Beförderung zu den Brennöfen 4239 Personen tätig. An den Brennöfen und beim Ausräumen und Transport des gebrannten Materials sind 3183 Arbeiter beschäftigt, an den Zementmühlen und beim Verpacken des Zements 2731, bei sonstigen Arbeiten 5167. Ein großer Teil der Arbeiter, 7737, ist regelmäßig in Tag- und Nachtschichten beschäftigt.

Bayern besitzt 14 Zementfabriken, von denen die 8 größeren Betriebe Portlandzement, die 6 kleineren Romanzement herstellen. Die Gesamtzahl der Arbeiter, einschl. der Brucharbeiter beträgt 1614, von denen 1510 auf die Portlandzementfabrikation entfallen. Weibliche erwachsene Arbeiter sind nur 30, jugendliche Arbeiter 55 vorhanden.

In Württemberg sind 10 Zementfabriken vorhanden, in denen insgesamt 2118 Arbeiter, davon 148 jugendliche, beschäftigt waren. In Baden sind derzeit 3 Zementfabriken in Betrieb. Die Zahl der in diesen Fabriken beschäftigten Arbeiter beträgt 979. In Hessen gibt es 4 Zementfabriken mit durchschnittlich 837 Arbeitern und im Großherzogtum Sachsen 3 Zementfabriken mit 656 Arbeitern. Braunschweig zählt 5 Zementfabriken mit 585 Arbeitern. Je eine Zementfabrik ist in Sachsen-Meiningen und Sachsen-Altenburg in Betrieb (63 bzw. 81 Arbeiter). Schließlich bestehen sog. 2 Fabriken in Anhalt, die durchschnittlich 350 Arbeiter hatten. Insgesamt waren im Jahre 1911 in Deutschland 131 Fabriken mit 25 364 Arbeitern vorhanden. Die Arbeitszeit betrug in den meisten Betrieben und für den größten Teil der Arbeiter 9—10 Stunden.

DER EISENBETON IM AUSLANDE.

Die Zementindustrie in China.

Eine der wenigen einträglichen Unternehmungen der Zementindustrie ist die Zementfabrik in Tonghan. Die Anfänge dieses Unternehmens gehen auf das Jahr 1886 zurück, als die dortigen Zementwerke unter halbamtlicher Leitung eröffnet wurden. Die anfänglichen Mißerfolge führten bald zur Auflösung der Gesellschaft; im Jahre 1898 wurde dann die Neueröffnung des Betriebes mit modernen Mitteln in Erwägung gezogen. Der Ausbruch der Boxerunruhen machte diesen Plan zu-

nichte. Nach Übernahme der Kaiping-Kohlen-gruben (nordöstlich von Tientsin) durch die Englisch-belgische Chinese Engineering and Mining Comp. wurden die benachbarten Zementwerke chinesischerseits weiter betrieben, doch lag die Leitung in den Händen der oben erwähnten Gesellschaft.

Yuanshikai verfügte Mitte 1906 den selbständigen Betrieb durch eine chinesische Unternehmung; zum rationellen Ausbau desselben bildete sich bald darauf die Cheehsin-Zementaktiengesellschaft mit einem Kapital von rund 2 Mill. Mark. Die technische Leitung ruht in den Händen eines deutschen Ingenieurs; im Betriebe sind sonst nur wenige Deutsche beschäftigt.

Die Gesellschaft betreibt ein altes und ein modernes Werk. Die Maschinen des letzteren für die Zementbereitung stammen größtenteils aus Dänemark, die Anlagen für den elektrischen und Dampftrieb sind deutscher Herkunft. Das alte Werk liefert jährlich 60 000 bis 70 000, das neue 200 000 Fässer Zement. Das Fabrikat kommt in Eisenfässern oder Hanfsäcken zur Versendung; 6 Fässer oder 12 Säcke sind gleich 1 Tonne. Der Verkaufspreis beträgt per 100 kg 10 bis 12 M. Im Bau begriffen ist die Anlage eines dritten, das ist des zweiten modernen Werkes, das jährlich 500 000 Fässer zu erzeugen imstande ist; die Kosten werden auf rund 5,5 Mill. Mark veranschlagt. Der Zement findet wegen seiner guten Qualität in Tientsin sowie in anderen Teilen Chinas guten Absatz und hat wiederholt mit ausländischen Fabrikaten erfolgreich konkurriert.

Die Cheehsin-Zementwerke werfen gute Erträge ab; die letzte Jahresdividende betrug 16%. Dabei ist zu beachten, daß man es mit einem erst in der Entwicklung begriffenen Unternehmen zu tun hat, dessen Aussichten sich noch günstiger gestalten können.

(Nach den Berichten des österreichischen Konsulats in Tientsin.)

MARKTBERICHTE.

Bericht über die Lage der deutschen Portlandzementindustrie.

(Mitgeteilt von der Zentralstelle zur Förderung der deutschen Portlandzementindustrie Berlin-Charlottenburg.)

Wie die bisherigen Geschäftsabschlüsse zeigen, hat das Jahr 1911 nur eine leichte Besserung des Zementgeschäftes bringen können; bei 63 Werken, deren Abschlüsse zum Vergleich herangezogen werden können, ist die Durchschnittsdividende von 3,41 im Jahre 1910 auf 4,97 im Jahre 1911 gestiegen.

Im laufenden Jahre hat die Entwicklung des Zementmarktes insofern einen bemerkenswerten Verlauf genommen, als die verschiedensten Faktoren, die für sich allein die entgegengesetzte Tendenz des Marktes bestimmen, im ganzen ausgleichend gewirkt haben. Diese Faktoren sind, im ungünstigsten Sinne wirkend, erstens der außerordent-

lich starke Vorverkauf in den Endmonaten des letzten Jahres, hervorgerufen durch die zum 1. Januar eintretende Preiserhöhung und zweitens die im allgemeinen ungünstige Konjunktur im Baugeschäft. Dagegen traten als günstige Momente in die Erscheinung ein außerordentlich gestiegener Zementverbrauch und -bedarf auf dem Weltmarkt in Verbindung mit der allgemein günstigen Weltkonjunktur und zweitens der diese günstigen Aussichten für den Weltmarkt noch steigernde Umstand, daß die englische, stark am Export beteiligte Zementindustrie durch den langwährenden Kohlenarbeiter- und den daran anschließenden Transportarbeiterstreik ausfiel. Während also somit im Inlande wegen der Vorverkäufe ein außerordentlich schleppender Geschäftsgang zu verzeichnen war, der infolge der geringen Bautätigkeit auch in den weiteren Monaten sich nicht auf die Höhe des Vorjahres zu entwickeln vermochte, nahm das Auslandsgeschäft einen außerordentlich günstigen Verlauf, von dem naturgemäß zunächst die auf den Transport besonders eingerichteten Fabriken im unterelbischen und Stettiner Gebiet so stark profitieren konnten, daß sie für die Konkurrenz im Inlande fast ausschieden. Dem Umstand verdankten dann die Inlandswerke trotz der schwachen Bautätigkeit einen einigermaßen befriedigenden Absatz. Wichtig war es auch, daß die so empfindliche Konkurrenz der belgischen Werke dank ihrem starken lohnenden Übersee-Exportabsatz weniger Gefallen an den zwar gebesserten, aber immer noch verhältnismäßig geringen deutschen Marktpreisen fand. Wenn auch ein Steigen des belgischen Imports tatsächlich zu verzeichnen ist, so erfolgte dieses Steigen einmal in der Hauptsache nach dem Gebiete der deutschen Exportwerke und dann auch nur zu besseren Preisen, die dann auch vom Inlande gehalten werden konnten. Zufolge der gebesserten Preise kann im allgemeinen mit einem besseren Abschluß gegenüber den Vorjahren gerechnet werden. Es ist allerdings nicht außer acht zu lassen, daß eine einigermaßen sichere Beurteilung über die allernächste Zukunft hinans kaum möglich ist. Wenn auch ganz allmählich eine Besserung auf dem Baumarkt, namentlich in Rheinland und Westfalen, zu verzeichnen ist, so wirken doch lähmend auf ihn, abgesehen von dem noch immer schwierigen Hypothekemarkt, die drohenden Tarifkämpfe im Baugewerbe, die für das Frühjahr 1913 bevorstehen. Dann ist aber auch bezüglich des diesjährigen Auslandsgeschäftes zu sagen, daß ähnlich günstige Verhältnisse in den kommenden Jahren gar nicht anzunehmen sind. Das Ausland ist aufs äußerste bestrebt, seinen Zementbedarf nach Möglichkeit selber zu decken; Canada, das vorübergehend seinen hohen Zollsatz ermäßigt hat, ist dabei, die Zementproduktion erheblich zu vergrößern. U. a. baut auch die englische Associated Company dort eine Fabrik; ganz bedeutend sind die Neugründungen von Zementfabriken in Rußland, man rechnet mit einer Produktionssteigerung von 8 371 000 Faß im Jahre 1911 auf eine solche von 13 000 000 Faß im Jahre 1912, so daß damit zu rechnen ist, daß der russische Zementhunger bald vom eigenen Lande gestillt werden kann. Jede hieraus sowie aus einem allgemeinen Sinken der Konjunktur sich ergebende Abschreibung bringt aber neben dem direkten Ausfall des Exports die Auslandskonkurrenz auf den deutschen Markt zurück. Es ist gar nicht verwunderlich, daß die bei den nur mäßigen Gewinn versprechenden Preisen sofort wieder auftauchenden Projekte für Neugründungen von Zementfabriken wieder fallen gelassen worden sind, denn die Unternehmer müssen bei näherer Prüfung die geringen Aussichten für Neugründungen schon aus allgemein wirtschaftlichen Gründen erkennen. Überdies würden aber auch Neugründungen die jetzt einigermaßen geordneten Marktverhältnisse wieder vollständig über den Haufen werfen und im Kampfe aller gegen alle sich den wohlfundierten alten, aber technisch vollkommen neu eingerichteten Werken von vornherein in ungünstiger Lage gegenübersehen und mit großen Verlusten rechnen müssen.

Vom Baumaterialienmarkt.

Unter den mannigfachen Gründen, die für die gegenwärtige Ermattung im Baugewerbe angegeben werden, kehrt die Klage über enorm gestiegene Baustoffpreise mehrfach wieder. Nur selten folgen dieser Behauptung die ziffernmäßigen Belege, so daß es sich verlohnt, die Preis-kurve der wichtigsten Baumaterialien in den letzten Jahren zu verfolgen. Dabei stellt sich heraus, daß nur die Preise für Dachsteine erheblich über das Niveau der Vorjahre hinausgehen. Hintermauerungssteine waren zwar in den beiden vorletzten Jahren billiger zu erstehen als in der Mitte des laufenden Jahres, erreichten aber heuer den Rekordpreis des Jahres 1909 bei weitem nicht. Bemerkenswert ist, daß Schamottesteine seit etwa drei Jahren ihre ehemalige Preisbasis nicht haben halten können. Anfang August der letzten fünf Jahre wurden im Großhandel je 1000 Stück der genannten Steinarten in Mark, wie folgt, bezahlt:

	Anfang August	1908	1909	
Hintermauerungssteine I	18,75—20,50	23,00—24,00		
Rathenower Dachsteine	32—34	30		
Schamottesteine	100—150	80—110		
	Anfang August	1910	1911	1912
Hintermauerungssteine I	19—22	19—20,50	21—22,50	
Rathenower Dachsteine	30—32	30—33	34—40	
Schamottesteine	80—100	80—100	80—100	

Die Kampffpreise für Zement, die in den Vorjahren den Bezug dieses Materials sehr billig gestaltet hatten, sind seit dem vorigen Herbst wieder normalen Preisen gewichen; doch bleiben auch die letzten Notierungen immer noch unter der Preishöhe im Jahre 1908. Je 170 kg Zement sowie je 75 kg Putzgips wurden Anfang August 1908 bis 1912 zu folgenden Preisen gehandelt:

	Anfang August	1908	1909	
Zement	6,50	5,75		
Putzgips	1,65—1,80	1,65—1,80		
	Anfang August	1910	1911	1912
Zement	4,75	4,00—4,50	5,70—6,00	
Putzgips	1,65—1,80	1,60—1,70	1,60—1,80	

Putzgips hat sich mithin im Preisstand etwa auf der Basis der vorangegangenen Jahre gehalten.

Anhaltende Ermattung im Baugewerbe.

Das unbefriedigende Bild, das der deutsche Baumarkt im Gegensatz zu den meisten Nachbarländern schon das ganze Jahr hindurch aufweist, hat sich auch in der Hochsaison nur wenig und nur stellenweise gebessert. Gewiß ist man an einigen Plätzen im Hinblick auf die Tarifverhandlungen im Jahre 1913 bereits jetzt an die Aufführung von Bauten gegangen, die anfänglich erst für das nächste Jahr in Aussicht genommen waren. Auch kann ein erheblicher Teil der Bauarbeiter gegenwärtig im Tiefbau Verwendung finden, in dem in allen Teilen Deutschlands überaus rege gearbeitet wird. Wenn trotz alledem aus vielen Plätzen, ja aus ganzen Landesteilen überraschend hohe Prozentsätze von Beschäftigungslosen gemeldet werden, so hätte man fast ein Recht, auf eine Verschlimmerung der Depression zu schließen. Für eine ganze Anzahl von Gewerbebezügen bedeutet das Darniederliegen der Hochbautätigkeit mitten in belebter Allgemeinkonjunktur eine unerquickliche Hemmung. Es sei nur auf die beiden nächstbeteiligten Produktionsgebiete, die Baustoffindustrie und das Holzgewerbe, hingewiesen. Die Krise am Baumarkt der Reichshauptstadt hat noch keine Wandlung erfahren. In Berlin waren Anfang August noch 15,56% Bauarbeiter arbeitslos. Sehr beträchtlich war auch die Zahl der Beschäftigungslosen im Baugewerbe der Hafenstädte Königsberg und Danzig. Recht normale Verhältnisse weist dagegen der Baumarkt von Stettin auf.

Das dortige statistische Amt bemüht sich seit einiger Zeit mit Erfolg, den Wohnungsbedarf möglichst sicher zu bestimmen und auf solche Weise der Überproduktion vorzubeugen. Sehr wenig befriedigt die Lage in einigen schlesischen Städten. In Breslau wurden Anfang August noch 9,53% beschäftigungslose Bauarbeiter gezählt, und auch im oberschlesischen Industriebezirk hält die Ermattung an, wie die Berichte aus Kattowitz erweisen. Es ist schon mehrfach darauf hingewiesen worden, daß in Mitteldeutschland im ganzen lebhafter gebaut wird als im Norden und Süden des Reiches. Eine unerfreuliche Ausnahme bildet Erfurt, wo Anfang Juli nur 88,1% der Bauarbeiter und Anfang August immer noch erst 91,61 der vorhandenen Kräfte beschäftigt waren. In der Provinz Hannover macht sich seit längerer Zeit ein Gegensatz zwischen der Bautätigkeit in Stadt und Land bemerkbar. Auf dem platten Land werden verhältnismäßig viele Neubauten errichtet, in Hannover, Osnabrück und Emden dagegen bietet das Baugewerbe heuer nur ungenügende Beschäftigungsmöglichkeit. Aus den westlichen Provinzen seien die Städte Bielefeld und Wiesbaden genannt, die ihre Bauarbeiter nur zum Teil beschäftigen können. Von den rheinischen Plätzen weist Barmen-Elberfeld mit annähernd 10% arbeitslosen Bauarbeitern die ungünstigsten Verhältnisse auf. Eine Krise macht das Baugewerbe heuer auch in ganz Bayern durch. Es scheint, als ob sich gerade hier die bauliche Überproduktion der letzten Jahre besonders stark bemerkbar mache. München, Würzburg und Regensburg haben weit mehr als 10% Beschäftigungslose, die letztgenannte Stadt steht mit annähernd 18% arbeitslosen Bauarbeitern gegenwärtig in Deutschland an ungünstigster Stelle. Eine befriedigende Ausnahme bildet Augsburg. Ähnlich wie in Bayern liegen die Verhältnisse in Elsaß Lothringen. Mülhausen und Straßburg verzeichnen eine besonders empfindliche Stille in der Bautätigkeit. In die lange Reihe der Städte, die unter der Ermattung im Baugewerbe leiden, ist in den letzten Wochen auch Hamburg eingetreten. Nach den neuesten Nachrichten von dort macht sich von Woche zu Woche eine schärfere Depression bemerkbar. Es ist nicht sehr wahrscheinlich, daß sich diese deprimierende Lage am Baumarkt in den nächsten Monaten erheblich ändern wird. Die dauernd schwierige Beschaffung von Bau- und Hypothekarkredit, der Beginn der Tarifverhandlungen und die nicht eben billigen Preise der Baumaterialien sind im Verein miteinander nur zu geeignet, die Unternehmungslust vorläufig hintanzuhalten.

GESCHÄFTSBERICHTE.

Rheinisch-Westfälisches Zementsyndikat G. m. b. H., Bochum.

Nach dem Bochumer Handelskammerbericht betrug im Jahre 1911 der Absatz der im Rheinisch-Westfälischen Zementsyndikat zusammengeschlossenen 35 Zementfabriken 5 009 321 Faß zu 170 kg netto = 56,80% der vor etwa 10 Jahren eingeschätzten Lieferungsmöglichkeit. Davon wurden geliefert dem Inland 4 448 960 Faß, nach Holland 217 531 Faß und sonst für Export 342 830 Faß, sind zusammen 5 009 321 Faß. Gegenüber dem 5 033 729, 1 Faß zu 170 kg netto = 57,08% der Produktionsmöglichkeit betragenden Absatz des Jahres 1910 bedeutet dies also einen kleinen Rückgang. Die im Jahre 1911 erzielten Preise waren nicht befriedigend und teilweise verlustbringend, so daß für 1912 eine Preiserhöhung von etwa 30 M für 10 t (etwa 60 Faß) für das Inland nötig wurde. Der Wettbewerb der belgischen Zementfabriken ist um so fühlbarer, als geringere Gesteungskosten günstige Wasserfrachten und günstigere Zollverhältnisse ihnen ermöglichen, weit ins Innere des deutschen Verkaufsgebietes einzudringen. Die Zahl der außenstehenden Werke belief sich auf 12 und

trug zur Verschärfung der Lage im einheimischen Verkaufsgebiet wesentlich bei; die Gesamtlage sei als ungünstig zu bezeichnen.

STATISTIK.

Die Rentabilität der Zementindustrie.

Von jeher ist der Anreiz zu Neugründungen in der Zementindustrie sehr stark gewesen. Denn in wenigen Betriebszweigen ist die Entstehung neuer Unternehmungen an so geringe technische und natürliche Vorbedingungen geknüpft. Man muß sich diese Tatsache immer wieder vor Augen halten, wenn man die Übersetztheit der deutschen Zementfabrikation und im besonderen den Kampf um die Erneuerung des rheinisch-westfälischen Zementsyndikats verstehen will. Soviel steht fest, daß die Gruppe vor allem der mittleren und kleineren Zementfabrikation am Fortbestehen dieses westlichen Kartells geradezu ein vitales Interesse hat. Da der genannte Fabrikationszweig der Baustoffindustrie in Rheinland-Westfalen aber inmunde ist, weit mehr als den Bedarf zu decken, so legt jede Syndizierung den großen Werken nicht unerhebliche Opfer auf. Trotz alledem aber ist offenkundig, daß eine syndikatlose Zeit mit ihren Kampfpreisen der ganzen deutschen Zementindustrie neue Benuruhigung bringen und tiefe Wunden schlagen würde. Solche Befürchtungen waren es, die in den letzten Monaten eine starke Entwertung von Zementaktien herbeigeführt haben. Die Anteile von vier großen deutschen Unternehmungen wurden an den nachstehend genannten Terminen dieses Jahres an der Berliner Börse notiert, wie folgt:

	Ult. Januar	Ult. Juli	29. August
Adler Portland	143,00	120,00	117,50
Oppeln „	162,25	152,25	150,00
Rhein.-Westf. Zem.-Ind.	162,00	137,25	132,75
Wicking	122,50	98,50	97,50

Auch das süddeutsche Zementsyndikat würde von der Auflösung der rheinisch-westfälischen Konvention nicht unberührt bleiben. Hoffen doch einzelne Mitglieder des letzteren Kartells, unter Benutzung der billigen Wasserstraße des Rheins gerade im Süden des Reiches neues Absatzgebiet zu erkämpfen. Die mitteldeutschen Werke waren eine Zeitlang in Aufregung versetzt von der Absicht A. Thyssens, ein großes Portlandzementwerk bei Berlin zu errichten. Nach Verhandlungen der gefährdeten Betriebe mit Thyssen scheint der Plan vorderhand aufgegeben oder doch wenigstens vertagt zu sein. Aus der Rentabilitätsstatistik der vergangenen Jahre ist ersichtlich, wie sehr zu Zeiten ungebundener Konkurrenz die Zementfabrikation darnieder gelegen hat. Das letzte Jahr dagegen hat in den Ergebnissen wieder eine, wenn auch noch nicht vollbefriedigende, Besserung gebracht. In den Monaten Januar bis Juni 1912 publizierten 65 Aktienunternehmungen der Zementfabrikation ihren Geschäftsbericht für das abgelaufene Rechnungsjahr dergestalt, daß ein Vergleich mit dem vergangenen Jahr ermöglicht ist. Das gesamte Nominalkapital dieser Gesellschaften belief sich im Jahre 1910 auf 140,24 Mill. Mark. Während des Jahres 1911 wurde es um 0,77 Mill. Mark auf 141,01 Mill. Mark heraufgesetzt. Bei Abschluß der vorletzten Bilanz flossen den Aktionären 6,06 Mill. Mark zu; diesmal belief sich die ausgeschüttete Dividendensumme auf 8,06 Mill. Mark. Die Quote der Gewinnbeteiligung ist somit von 4,3% auf 5,7% gestiegen. Die Entwicklung von Gewinn und Verlust in den letzten beiden Jahren läßt sich aus den Bilanzen von 64 Betrieben entnehmen. Bei diesen entwickelten sich die Geschäftsergebnisse in Mill. Mark, wie folgt:

Jahr	Zahl der Gesellschaften	Aktienkapital in Millionen Mark	Reingewinn bzw. Verlust in Millionen Mark
1910 . . .	51	119,80	+ 11,91
	13	18,91	— 4,67
1911 . . .	54	123,16	+ 15,22
	10	15,72	— 4,04

Mithin ist der Reingewinnüberschuß der genannten Gesellschaften von 7,25 Mill. Mark auf 11,18 Mill. Mark angewachsen. In Prozenten des gesamten Aktienkapitals ergibt sich eine Steigerung von 5,22 auf 8,05%. Das Außenhandelsgeschäft mit Zement hat sich im laufenden Jahr recht günstig entwickelt. In den Monaten Januar bis Juli 1912 wurden 5,56 Mill. dz Portland-Romanzement usw. aus Deutschland an den ausländischen Markt gebracht gegen 4,55 Mill. dz in der entsprechenden Periode des Vorjahres. Allerdings stieg auch der Zementimport in der nämlichen Zeit von 11,54 auf 1,61 Millionen Doppeltzener.

Die Zementindustrie der Vereinigten Staaten im Jahre 1911.

Während des Jahres 1911 herrschte in den Vereinigten Staaten auf dem Gebiete der Zementindustrie eine Überspekulation. Die Konkurrenz drückte den Zementpreis auf ein bisher nicht vorgekommenes tiefes Niveau. Am Jahreschlusse wurde Zement mit 60 Cents per Faß

von 375 Pfund ab Fabrik verkauft. Diese Zustände sollen zur Schwächung mehrerer ihrer Auflösung entgegengelen- der Unternehmungen der Zementindustrie geführt haben.

Der billige Preis hat aber auch seine guten Erfolge gehabt, indem er den Verbrauch von Zement für verschiedene Zwecke erweiterte und die neuen Konsumenten wohl auch dann der Industrie verbleiben werden, wenn die Lage saniert und die Preise auf eine gewinnbringende Basis gebracht sein werden.

Die geologische Behörde gibt die Produktion von Zement (Portlandzement) für das Jahr 1911 auf 77 877 236 Faß gegen 76 549 950 Faß im Vorjahre an. Der Verbrauch von Zement für den Panamakanalbau wird auf rund eine Million Faß per Jahr veranschlagt. Die Kontrakte der Regierung für Lieferung dieses Quantum stellen sich im Durchschnitt auf 68 Cents pro Faß.

Rentabilität deutscher und österreichischer Zementwerke.

Aus einer Dividententabelle deutscher und österreichischer Fabriken geht folgendes hervor: Von 20 deutschen Fabriken verteilen im Jahr 1910 eine 1%, drei 3%, eine 3½%, drei 5%, vier 6%, je eine 7, 8, 10%, beziehungsweise 11%, und drei 12% Dividende. Von den 12 österreichischen Fabriken verteilen vier keine, je eine 3, 5 und 7½%, zwei 8%, eine 10% und eine 17% Dividende.

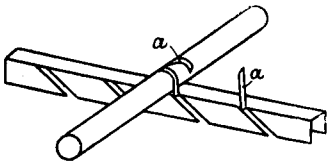
SELBSTANZEIGEN.

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung).

Genaues Festlegen von Einlagen in Eisenbeton.

D. R. G. M. 511814 von Carl Einbeck,
Halle a. S.

Um ein genaues Festlegen der Eiseneinlagen in Eisenbetonkonstruktionen zu ermöglichen, dient eine Vorrichtung, die unter dem Namen „Fixerator“ in den Handel kommt und deren Anwendungsweise aus beistehender Figur ersichtlich ist. Hauptsächlich bei Gewölben und ebenen Decken ist eine Einhaltung der richtigen Abstände der Eiseneinlagen untereinander und der der statischen Berechnung zugrunde



gelegten Höhenlage der Eisen unbedingt erforderlich. Da der „Fixerator“ nach dem Ausschalen in der Eisenbetonkonstruktion verbleibt, so wird durch denselben im Beton eine schwalbenschwanzförmige Nut hergestellt, wodurch ein

besseres Haften des Putzes am Betonkörper erzielt wird. Dann ersetzt der „Fixerator“ die bei der bisherigen Ausführungsweise sowieso angeordneten sogenannten Verteilungseisen, und ein besonderes Einflechten der Eiseneinlagen mit den Verteilungseisen fällt weg. Ferner wird der Arbeitsvorgang vereinfacht. Bisher war es üblich, zuerst auf die Schalung den Beton nur ein paar cm hoch vorzuwerfen, darauf wurden die Eiseneinlagen mit Haken angehoben und dann erst der andere Beton eingebracht. Bei Verwendung des „Fixerator“ wird der Beton in einer einzigen Schicht eingebracht, somit namentlich bei warmer Witterung ein Bilden von Schichten vermieden und ein einheitliches Ganzes erzielt. Ein Blechstreifen, dessen Breite sich je nach den Erfordernissen der Konstruktion richtet, wird mit schrägen Einschnitten derart versehen (ausgestanzt), dass sich in beliebigen Abständen aus dem Blech 2—3 mm schmale Streifen abbiegen lassen. Bei der Ausführung werden je nach Erfordernis in gewissen Abständen die „Fixerator“-Bleche auf der Schalung verlegt, die Eiseneinlage darauf gelegt und durch das Ab- und Überbiegen der Streifen festgehalten. Der „Fixerator“ ist durch die Aussparungen an der Unterseite nicht glatt und steht deswegen auf der rauhen Schalung ausreichend fest.

MITTEILUNGEN ÜBER PATENTE.

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

Gebrauchsmuster-Eintragungen.

- 37b. 510377. Balken aus Beton o. dgl. mit seitlichen Ansätzen. Lindenthal & Co., Charlottenburg. 8. 5. 12. L. 29214.
37b. 510248. Decke aus Eisenbeton. Val. Reisdorf, Neuwied. 27. 4. 12. R. 32711.
37b. 509680. Metalldübel zur Nagelbarmachung von Beton. Lindenthal & Co., Charlottenburg. 23. 4. 12. L. 29097.

37a. 509570. Armierter, zerlegbarer Kanal aus Zement oder Beton mit Eiseneinlage, für Gestänge, Drahtzugs-Rohrleitungen u. dgl. Peter Hoffmann, Mannheim, Rheinhäuserpl. 13. 22. 4. 12. H. 55683.

37b. 509556. Eiserner Bügel für Säulen und Druckglieder aus umschürtem Beton. Fritz Guske, Karlsruhe i. B., Lessingstr. 14. 6. 5. 12. G. 30381.

37b. 509879. Schranke aus Betonpfählen. Lindenthal & Co., Charlottenburg. 8. 5. 12. L. 29215.

37b. 510916. Metallhülse für Betonpfosten. Hermann Vogel, Guben. 14. 5. 12. V. 10176.

37b. 507196. Tragstück für Eisenbetonbalken. Ed. Braasch, Neumünster. 10. 1. 12. B. 56335.

VERSCHIEDENE MITTHEILUNGEN.

Die Internationale Baufachausstellung
Leipzig 1913.

Im Mai des erinnerungsreichen Jahres 1913 wird in der Nähe des Völkerschlachtdenkmal die Internationale Baufachausstellung, die unter dem Protektorat des Königs von Sachsen steht, ihre Tore öffnen. Die Stadt Leipzig hat dafür ein Gelände zur Verfügung gestellt, das mit seinen 400 000 qm Flächenraum größer ist als das der Brüsseler Weltausstellung und der Internationalen Hygieneausstellung in Dresden. Es liegen dem Unternehmen gewaltige Kulturmomente zugrunde: Es soll erstmalig und erschöpfend vor aller Welt Zeugnis über die Fortschritte auf dem Gebiete des gesamten Bau- und Wohnwesens abgelegt werden. Auf einer allgemeinen Weltausstellung wäre das nicht möglich gewesen; es mußte daher die Form der Welt-Sonderausstellung gewählt werden, einer Art, wie sie die in unserem Wirtschaftsleben immer stärker hervortretende Spezialisierung rechtfertigt.

Daß ein Bedürfnis für eine derartige Ausstellung tatsächlich vorliegt, beweist die Zahl der Anmeldungen, welche schon jetzt, dreiviertel Jahr vor der Eröffnung, eine Platzmiete von 800 000 M ergeben.

Aber nicht bloß in Deutschland ist dieses Bedürfnis vorhanden — auch das Ausland bekundet für die Ausstellung das größte Interesse. Die nordischen Länder, Dänemark, Norwegen und Schweden, gedenken sich in umfassendster Weise zu beteiligen. Es ist nicht nur mit einem eindrucksvollen Auftreten der Baustoffindustrie, sondern vor allem auch der Eisenbahnverwaltungen zu rechnen. Österreich wird unter der Leitung des K. K. Museums für Kunst und Industrie eine erlesene Raumkunstausstellung darbieten, und in Ungarn wird jetzt von seiten des Handelsministeriums eine erschöpfende Umfrage veranstaltet, um die industriellen Kreise zu einer möglichst großen Beteiligung zu veranlassen. Italien wird es sich, trotz des Krieges, nicht nehmen lassen, mit einer klassisch-historischen Sonderausstellung aufzutreten, Rußland will an hervorragenden Beispielen besonders den hohen Stand seiner Hausindustrie zeigen; Rumänien wird in einem großen Kinematographentheater die Entwicklung seiner Industrien, soweit sie mit dem Bauwesen zusammenhängen, zeigen, und selbst das ferne Japan, die Universität Tokio, geht darauf aus, auf der Ausstellung mit Modellen seiner alten Architektur vertreten zu sein.

Daß auch die deutschen Bundesstaaten wesentlich zum Gelingen der Ausstellung beitragen, erscheint selbstverständlich. Die preußische Staatsbauverwaltung wird sich auf den Gebieten des Eisenbahnbaues, des Hochbaues und des Wasser-

baues beteiligen, die elsässisch-lothringische Landesbauverwaltung wird in Verbindung mit Bauverwaltungen der größeren Städte Elsaß-Lothringens ausstellen, und der sächsische Staat wird in einem eigenen Pavillon die Entwicklung seines Bauwesens zeigen. Das Reichsversicherungsamt wird erstmalig die Bemühungen zur Unfallverhütung auf der Baustelle umfassend zeigen. Von deutschen Städten, die sich beteiligen werden nennen wir hier nur Leipzig, Frankfurt a. M., Breslau, Königsberg, Wiesbaden, Hildesheim, Bremerhaven, Halberstadt und Nordhausen.

Eine besondere wissenschaftliche Abteilung wird in einem großen Zentralmuseum das gesamte Gebiet des Bau- und Wohnwesens methodisch wie in einem Lehrgange behandeln, aber nicht so, daß etwa nur der Fachmann Interesse dafür hat, sondern es wird der größte Wert auf eine volkstümliche Darstellung gelegt. Es wird kein pädagogisches Mittel unversucht gelassen werden, es werden Modelle Aufstellung finden, die bis jetzt noch nirgends gezeigt worden sind. Das Deutsche Museum in München hat dafür seine Unterstützung in entgegenkommendster Weise zugesagt.

Die wissenschaftliche Abteilung wird in einer weiten Halle Aufnahme finden; dort sollen die hervorragend typischen Lösungen von Aufgaben aus dem Baufach, nach Gruppen geordnet, in Modellen, Zeichnungen, Photographien und Denkschriften gezeigt werden, wobei durch entsprechende Hinweise auf die Standorte der einschlägigen Erzeugnisse der Industrie in den einzelnen Ausstellungshallen verwiesen werden wird.

Auch der Wettstreit zwischen Eisen und Eisenbeton wird auf der Ausstellung seine Vertreter finden. Der deutsche Stahlwerksverband wird einen 30 m hohen, nur aus Doppel-T-Trägern bestehenden Palast errichten, und hervorragende Betonindustrielle wollen mit einer imposanten Eisenbetonhalle Konstruktionsmöglichkeiten zeigen, die bis vor kurzem noch niemand auch nur geahnt hatte.

In einer Abteilung „Brandtechnik“, die eine besondere Halle von etwa 9000 qm erhalten wird, soll in umfassendster Weise gezeigt werden, was die moderne Baukunst im Sinne des Feuerschutzes und der feuersicheren Bauweise leistet. Feuerwehr- und Rettungsgeräte sollen auf einer besonderen vor der Ausstellungshalle erbauten Fahrbahn im Betrieb vorgeführt, Brandproben feuersicheren Materials veranstaltet werden usw.

Schließlich noch ein Wort über die Ausstellungsbauten im allgemeinen. Der große architektonische Gedanke, der der Ausstellung als Gesamtheit zugrunde gelegt wurde, ist gleichsam eine Folge der lokalen Umstände. Dort, wo das weite ebene Gelände sich etwas anhebt, steht das

gewaltige, fast vollendete Völkerschlachtdenkmal. Zu seinen Füßen breitet sich die Ausstellungsstadt aus. Es war selbstverständlich, daß die einzelnen Gebäude hinter der Monumentalität dieses Steinriesen nicht zurückbleiben konnten, es war aber auch selbstverständlich, daß um die Straße, die nach diesem Wahrzeichen führt, sich die ganze Ausstellung zu gruppieren hat. Die Baufachausstellung darf daher von sich sagen, daß ihre eigene architektonische Gliederung als eine glänzende Verwirklichung der Grundsätze angesehen werden kann, die sie als mustergültig dem Beschauer vorführt.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Mikrographische Darstellung des Erhärtungsvorganges von Traßmörteln. Von Dr.-Ing Hambloch, Andernach a. Rh. Auszug aus dem Werke des Verfassers: Die rheinische Puzzolane: Der Traß — nebst einem Nachtrag 1912. Kommissionsverlag: Siegismund & Volkening, Verlag und Sortiment, Leipzig. Preis M 1,60.

Die Veranlassung zur Herausgabe des vorliegenden Auszuges hat ihren Grund darin, daß einerseits das oben genannte, für die wissenschaftliche Erkenntnis der Wirkungs- und Erhärtungsweise des Trasses grundlegende Hamblochsche Werk fast vergriffen ist und andererseits aus bautechnischen Kreisen heraus der Wunsch vielfach an den Verfasser gelangte, die Hauptteile seiner Untersuchungen in einer handlichen Form erscheinen zu lassen. Die Hamblochsche Arbeit und die auf ihr aufgebauten, wertvollen Schlüsse dürften allen denen, die mit Traß in dem so vielseitigen Bauschaffen unserer Tage zu tun haben, bekannt sein, sodaß es sich erübrigt, auf sie hier genauer einzugehen. Es sei nur kurz erwähnt, daß der Auszug die technische Untersuchung und Beurteilung des Trasses sowie seine chemische Analyse enthält, alsdann mikroskopische Untersuchungen verschiedener Traßmörtel einschließlich der hervorragend guten, bildlichen Wiedergabe ihrer Zusammensetzung und Strukturverhältnisse nach 6-, 12- und 26 wöchiger Erhärtung vorführt und endlich sich mit der Erhärtungstheorie der Traßmörtel beschäftigt. Letztere wird hierbei zum überwiegenden Teile auf die Bildung chemischer Verbindungen zurückgeführt, die mit den in der Natur vorkommenden Zeolithen verglichen werden können. Dem Wesen der letzteren und ihrer hohen Bedeutung im Haushalte der Natur ist ein besonderer Nachtrag gewidmet.

Möge auch der sehr preiswerte, hervorragend ausgestattete Auszug, wie seinerzeit das umfassende Hamblochsche Buch, sich neue Freunde unter den Fachgenossen erwerben. Seine allgemeine Verbreitung, Kenntnis und Beachtung ist im Interesse aller Mörtelverbraucher zu wünschen. Professor M. Foerster (Dresden).

Der Portlandzement und seine Anwendungen im Bauwesen. Verfaßt im Auftrage des Vereins Deutscher Portlandzement-Fabrikanten von Prof. I. W. Büsing † und Dr. C. Schumann. 4. umgearbeitete und stark vermehrte Auflage, mit etwa 600 Abb. im Text. Berlin 1912. Verlag der Deutschen Bauzeitung. Preis brosch. M. 13, geb. M. 15.

Das vorgenannte Werk, dessen 3. Auflage im Jahre 1905 erschien, ist in der baulichen Praxis so hervor-

ragend gut durch seinen inneren Wert, seine vorzügliche Ausstattung, die Namen seiner Bearbeiter eingeführt, daß es eigentlich einer besonderen Empfehlung der neuen Auflage nicht bedarf. Wie die vorangehende Ausgabe hat auch diesmal Reg.-Baumeister F. Eiselen die Schriftleitung des gesamten Werkes in seiner Hand gehabt und den schon mit der 3. Auflage von ihm verfolgten großzügigen Plan, das Werk zeitgemäß zu einem Handbuch ersten Ranges auszubilden, in wohlgelegener Weise mit der neuen Auflage weiter durchgeführt. Neben Fritz Eiselen, der von den 12 Kapiteln des Werkes selbst 7 in vorbildlicher Weise bearbeitet hat, kommen als Mitarbeiter noch Dr. C. Schumann, der als einer der besten Kenner des Zementes seit der ersten Auflage des Werkes die Materialfragen in ausgezeichnete Art behandelt hat, und Professor H. Boost in Frage, letzterer als Verfasser des bestens durchgearbeiteten Kapitels über die statische Berechnung von Beton- und Eisenbetonkonstruktionen. Es gibt wohl kaum ein Gebiet des baulichen Schaffens, das sich im Laufe der letzten Jahre so umfassend vergrößert und entwickelt hat, wie der Beton- und Eisenbetonbau, bei dem zugleich durch das verdienstvolle und ersprießliche Zusammenarbeiten der Material-Prüfungsanstalten mit den berufensten Vertretern der Praxis und der technischen Wissenschaften soviel Neues und Grundlegendes geschaffen wurde; daher war es keine leichte Aufgabe, die den Verfassern und namentlich dem Herausgeber der neuen Auflage gestellt war, in immerhin eng begrenztem Raume alles das wertvolle Neue mit dem bewährten Alten zu vereinen und zu einem Gusse zusammenzuschmelzen — eine Aufgabe, die, wie die Durchsicht der vorliegenden Bearbeitung erkennen läßt, in allen Teilen ebenso erschöpfend, wie mustergültig gelöst worden ist. Wir beglückwünschen deshalb Verlag, Herausgeber und Mitarbeiter aufrichtig zu dem wohlgelungenen Werke, dem wir im Interesse aller Fachgenossen die weiteste Verbreitung wünschen. Professor M. Foerster (Dresden).

NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

Hans Lustig. Wie mache ich Inventur und Bilanzabschluß? Die gesetzlichen Vorschriften in gemeinverständlicher Erläuterung nebst Bilanzentwürfen. Aus der Praxis für die Praxis dargestellt. Baumgartens Verlagsbuchhandlung, Saarbrücken 3. Preis M 1,50, 3. Auflage.

G. Chr. Mertens und Friedrich Bleich. Der Wettbewerb um den Bau einer Rheinstraßenbrücke in Köln. Sonderdruck aus „Der Eisenbau“ II. Jahrgang, Heft 10—12 und III. Jahrgang, Heft 1—3 und 5. Mit 166 Abbildungen im Text. Verlag von Wilhelm Engelmann, Leipzig 1912.

Professor F. W. Büsing und Dr. C. Schumann. Der Portlandzement und seine Anwendungen im Bauwesen. 4. vollständig umgearbeitete und stark vermehrte Auflage. Mit etwa 600 Abbildungen im Text. Verlag der „Deutschen Bauzeitung“ G. m. b. H. Berlin 1912. Preis brosch. M 13,— geb. 15,—.

L. Schwarz & Co. Strafgesetzbuch für das Deutsche Reich. Gesetzverlag, Berlin, Dresdenerstr. 80. Preis M 1,10, in Leinenband M 1,35.

AUSZEICHNUNG.

Einem hervorragenden Eisenbetonfachmann, Herrn Bauingenieur Albert Brandt zu Düsseldorf, Teilhaber der Firma Carl Brandt dortselbst, wurde der rote Adlerorden vierter Klasse verliehen.

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.