

# ARMIERTER BETON.

1913. DEZEMBER.

## INHALT:

- Über die Rißfestigkeit und Rißsicherheit von Eisenbetonbalken. Von Professor Dr.-Ing. F. Engesser (Karlsruhe). S. 431.
- Stamfbeton oder Gußbeton? Von Dr.-Ing. E. Probst (Berlin). S. 440.
- Das „n-fach statisch unbestimmte“ elastische Tragwerk und die Gültigkeitsgrenzen des Castiglianosen Satzes. Theorie einer neuen Lösungsmethode und Anwendung auf Beispiele der Praxis. Von Dipl.-Ing. Leo Lilienfeld (Prag). (Schluß von S. 422.) S. 443.
- Die Eisenbetonbrücken System Wünsch. Von Dipl.-Ing. Willy Obrist (Budapest). S. 454.
- Neuere Versuche. Besprochen von Dipl.-Ing. F. l'Allemand (Königsberg i. Pr.). S. 464.
- Literaturschau. Bearbeitet von Regierungsbauführer Dipl.-Ing. M. Busch (Dresden). S. 470.
- Wirtschaftliche Rundschau. S. 476.
- Selbstanzeigen: Eisenbetonrechenchieber, System Dr. Lewe, D. R. G. M. 563154. S. 480.
- Verschiedene Mitteilungen. S. 481. — Bücherbesprechungen. S. 481. — Neue Bücher. S. 482. — Berichterstattung von Dr.-Ing. E. Probst. S. 482.

## ÜBER DIE RISSFESTIGKEIT UND RISS-SICHERHEIT VON EISENBETONBALKEN.

Von Prof. Dr.-Ing. F. Engesser (Karlsruhe).

Bei der statischen Berechnung der Eisenbetonbalken geht man allgemein von dem Bruchzustand aus. Man wählt die zulässigen Beanspruchungen für den Gebrauchszustand (Spannungszahlen) derart, daß gegen Bruch eine dem Einzelfall angemessene Sicherheit vorhanden ist. Von einer besonderen Untersuchung der Rißfestigkeit und Rißsicherheit sieht man in der Regel ab, indem man von der Ansicht ausgeht, daß statische Risse bei entsprechend nieder gehaltenen Spannungszahlen entweder völlig ausgeschlossen sind oder aber so geringfügig ausfallen, daß sie für den Bestand und den Gebrauch des Bauwerks belanglos sind. Letzteres dürfte wohl bei Bauten in geschützter Lage, wie in der Regel im Hochbau, ohne weiteres zutreffen; bei Bauten jedoch, die den ungünstigen Wirkungen von Rauchgasen, Feuchtigkeit, oftmaligen dynamischen Lastenwirkungen u. dgl. ausgesetzt sind, wie insbesondere Eisenbahnbauwerke, ist die Frage der Schädlichkeit der Risse noch nicht völlig geklärt. Es wird deshalb zurzeit von verschiedenen Verwaltungen, beispielsweise von der preußischen und der österreichischen, in solchen Fällen vorsichtigerweise noch eine zweite Rechnung für den Nachweis einer bestimmten Rißsicherheit unter den Gebrauchslasten auf Grund vorgeschriebener Näherungsverfahren verlangt. Inwieweit diese zweite Rechnung für die Zwecke der Praxis tatsächlich erforderlich ist, kann endgültig nur durch die Erfahrung entschieden werden.

Wie bekannt, werden hierüber zurzeit eingehende Versuche angestellt, von deren Ergebnissen eine wesentliche Klärung der Frage erwartet werden darf (s. a. Labes, Zentralblatt der Bauverwaltung 1913 S. 50).

Im folgenden soll nun unabhängig hiervon die

Frage der Rißfestigkeit auf Grund der Materialeigenschaften theoretisch untersucht, und sollen Formeln aufgestellt werden, die tunlichst alle für die Rißfestigkeit in Betracht kommenden Faktoren enthalten und deren verschiedenartige Einflüsse deutlich zum Ausdruck bringen, so daß Folgeprogramme für die Anwendung und für Versuchsprogramme daraus gezogen werden können. Bei dem von der preußischen Verwaltung für die Dimensionierung vorgeschriebenen Näherungsverfahren (Anwendung der Navierschen Gleichung mit entsprechend festgesetzten Spannungszahlen für die Zugbeanspruchung des Betons) ist dies nicht der

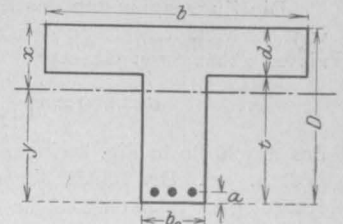


Fig. 1.

Fall; insbesondere kommt hier der besonders wichtige Einfluß der Dehnbarkeit des Betons auf die Rißfestigkeit der Eisenbetonbalken nicht zur Geltung.

Den folgenden Untersuchungen soll zunächst ein T-förmiger Querschnitt (Plattenbalken) mit einfacher Bewehrung (Fig. 1) zugrunde gelegt werden. Im Grenzzustand, wo die Rißbildung beginnt, ist die äußerste Spannung des Zugbetons gerade gleich der Zugfestigkeit  $K_z$  und seine Dehnung gleich der Bruchdehnung  $\delta$ . Unter der Annahme, daß die Querschnitte bei der Biegung eben bleiben, ist die Dehnung einer im Abstand  $v$  von der neutralen Achse befindlichen Faser  $\varepsilon = v \varepsilon_1$ , wo  $\varepsilon_1 =$  Dehnung der im Abstand 1 befindlichen Faser. Bezeichnet man den Abstand

der äußersten Zugfaser von der neutralen Achse mit  $y$ , so ist  $\epsilon_1 = \frac{\delta}{y}$  und  $\epsilon = \frac{\delta v}{y}$  (s. Fig. 2). Die Druckspannungen des Betons dürfen innerhalb des Grenzzustandes mit genügender Genauigkeit proportional den Dehnungen angenommen werden,

$$\sigma = E_b \epsilon = E_b \frac{\delta v}{y};$$

insbesondere ist für die äußerste Druckfaser, wo

$$v = x, \\ \sigma_b = E_b \frac{\delta x}{y} = E_b \frac{\delta(D-y)}{y},$$

und für den unteren Plattenrand

$$\sigma_u = E_b \frac{\delta(t-y)}{y} \text{ (s. Fig. 3),}$$

wo  $t$  die Höhe der Rippe,  $= D - d$ , bezeichnet.

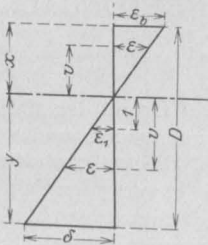


Fig. 2.

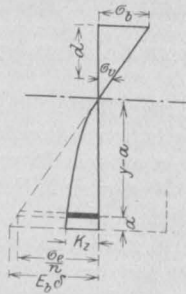


Fig. 3.

Die Zugspannungen des Betons folgen einem weit verwickelteren, von den besonderen Verhältnissen abhängigen Gesetze

$$\sigma = f(\epsilon) = f\left(\frac{\delta v}{y}\right),$$

das durch die in Fig. 3 eingezeichnete Kurve dargestellt sei. Der Inhalt der durch diese Kurve festgelegten Spannungsfläche

$$Fl = \int_0^y \sigma dv$$

$$\text{oder auch } \left. \begin{aligned} y^2 - y \frac{2[n F_e + (D-t)b + t b_0]}{b_0(1-2\omega\nu)} &= - \frac{b(D^2 - t^2) + b_0 t^2 + 2n F_e a}{b_0(1-2\omega\nu)} \\ y^2 - y \frac{2(n F_e + d b + t b_0)}{b_0(1-2\omega\nu)} &= - \frac{b d(D+t) + b_0 t^2 + 2n F_e a}{b_0(1-2\omega\nu)} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (1)$$

$$y^2 - y 2A = -B.$$

Hieraus folgt  $y = A - \sqrt{A^2 - B}$ .

Nach Bestimmung des Abstands  $y$  der neutralen Achse ergibt sich das Moment, das der Querschnitt im Grenzzustand gerade noch aushalten kann,

läßt sich in der Form

$$Fl = \omega \cdot y \cdot K_z$$

schreiben, wo der Beiwert  $\omega$  den Völligkeitsgrad der Spannungsfläche darstellt und bei gegebenem Spannungsgesetz leicht zu ermitteln ist. Das statische Moment der Spannungsfläche bezüglich der neutralen Achse

$$St = \int_0^y \sigma v \cdot dv,$$

lautet in ähnlicher abgekürzter Schreibweise

$$St = Fl \cdot \psi y = \omega y K_z \cdot \psi y = \omega \psi y^2 K_z = \gamma y^2 K_z,$$

wo  $\psi y$  den Schwerpunktsabstand bezeichnet, und  $\omega \psi$  gleich  $\gamma$  gesetzt wurde.

Die Spannung der Zugeisen, deren Querschnitt gleich  $F_e$  ist, beträgt

$$\sigma_e = E_e \cdot \epsilon = E_e (y - a) \epsilon_1 = E_e \frac{y - a}{y} \cdot \delta.$$

Die Lage der neutralen Achse ergibt sich aus der Bedingung, daß die Summe aller wagrechten Spanningskräfte gleich Null sein muß,

$$\frac{b(D-y)}{2} \cdot \sigma_b - \frac{(b-b_0)(t-y)}{2} \sigma_u = F_e \sigma_e + b_0 y K_z \omega.$$

Nach Einsetzen der oben angegebenen Werte von  $\sigma_b$ ,  $\sigma_u$ ,  $\sigma_e$  erhält man

$$\begin{aligned} b(D-y)^2 - (b-b_0)(t-y)^2 &= 2 F_e \frac{E_e}{E_b} (y-a) + \frac{2 b_0 y^2 K_z \omega}{E_b \delta} \\ &= 2 F_e n (y-a) + 2 b_0 y^2 \omega \nu, \end{aligned}$$

wo  $\frac{E_e}{E_b}$  mit  $n^*$ ) und  $\frac{K_z}{E_b \delta}$  mit  $\nu$  bezeichnet wurde.

Nach Potenzen von  $y$  geordnet lautet die Gleichung

\*) Der geringe Einfluß des durch die Zugeisen verdrängten Betons soll durch eine entsprechende Minderung von  $E_e$  bzw. von  $n$  berücksichtigt werden.

$$\left. \begin{aligned} \text{zu } \bar{M} &= \frac{b(D-y)}{2} \sigma_b \frac{2(D-y)}{3} - \frac{(b-b_0)(t-y)\sigma_u}{2} \cdot \frac{2(t-y)}{3} + F_e \sigma_e (y-a) + b_0 y^2 K_z \gamma \\ &= E_b \delta \left[ \frac{b(D-y)^3}{3y} - \frac{(b-b_0)(t-y)^3}{3y} \right] + E_e \delta F_e \frac{(y-a)^2}{y} + b_0 y^2 K_z \gamma \\ &= E_b \delta \left[ \frac{b(D-y)^3}{3y} - \frac{(b-b_0)(t-y)^3}{3y} + n F_e \frac{(y-a)^2}{y} + b_0 y^2 \nu \gamma \right] \end{aligned} \right\} \dots (2)$$

Das Verhältnis des Rißmoments  $\bar{M}$  zu dem Moment  $M$  der Gebrauchsbelastung gibt den Grad der Sicherheit gegen das Auftreten von Zugrissen an:

$$m = \bar{M} : M.$$

Fällt die neutrale Achse nicht, wie bisher angenommen, in die Rippe, sondern in die Platte, d. h. ergibt sich aus Gl. (1)  $y > t$ , dann wird unter

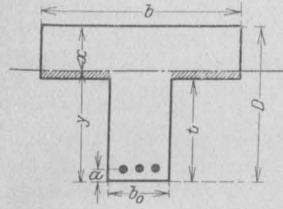


Fig. 4.

Vernachlässigung der geringen von der Platte entwickelten Zugkräfte, die den in Fig. 4 schraffierten Flächenteilen entsprechen

$$\frac{b(D-y)\sigma_b}{2} = F_e \sigma_e + b_0 y K_z \omega,$$

und nach Einsetzen der Werte von  $\sigma_b$  und  $\sigma_e$

$$b(D-y)^2 = 2 F_e n (y-a) + 2 b_0 y^2 \omega \nu$$

oder

$$y^2 - y \frac{2(n F_e + b D)}{b - 2 b_0 \omega \nu} = - \frac{b D^2 + 2 n F_e a}{b - 2 b_0 \omega \nu} \dots (3)$$

woraus die Höhe  $y$  der neutralen Achse zu bestimmen ist.

Das entsprechende Rißmoment ergibt sich zu

$$\left. \begin{aligned} \bar{M} &= \frac{b(D-y)}{2} \sigma_b \frac{2(D-y)}{3} + F_e \sigma_e (y-a) + b_0 y^2 K_z \gamma \\ &= E_b \delta \frac{b(D-y)^3}{3y} + E_e \delta F_e \frac{(y-a)^2}{y} + b_0 y^2 K_z \gamma \\ &= E_b \delta \left[ \frac{b(D-y)^3}{3y} + n F_e \frac{(y-a)^2}{y} + b_0 y^2 \nu \gamma \right] \end{aligned} \right\} \dots (4)$$

Für  $b_0 = b$  erhält man die für einfache Platten gültigen Formeln

$$y^2 - y \frac{2(n F_e + b D)}{b(1 - 2 \omega \nu)} = - \frac{b D^2 + 2 n F_e a}{b(1 - 2 \omega \nu)} \dots (5)$$

$$\left. \begin{aligned} \bar{M} &= E_b \delta \frac{b(D-y)^3}{3y} + E_e \delta F_e \frac{(y-a)^2}{y} + b y^2 K_z \gamma \\ &= E_b \delta \left[ \frac{b(D-y)^3}{3y} + n F_e \frac{(y-a)^2}{y} + b y^2 \nu \gamma \right] \end{aligned} \right\} \dots (6)$$

Wäre der Beton ein vollkommen elastischer Baustoff und folgte auch auf der Zugseite der Gleichung  $\sigma = E_b \epsilon$ , dann wäre die Spannungsfläche ein Dreieck mit

$$\omega = \frac{1}{2}, \quad \psi = \frac{2}{3}, \quad \gamma = \omega \psi = \frac{1}{3}.$$

Das Verhältnis  $\nu = K_z : E_b \delta$  würde = 1. Die quadratischen Gleichungen (1) u. (5) zur Bestimmung der neutralen Achse gingen über in die linearen Gleichungen

$$y = \frac{b d (D+t) + b_0 t^2 + 2 n F_e a}{2(n F_e + d b + t b_0)} \dots (1')$$

$$\text{und} \quad y = \frac{b D^2 + 2 n F_e a}{2(n F_e + b D)} \dots (5')$$

Führt man in die Gl. (1) bis (6) die Verhältniswerte

$$\beta_0 = \frac{b_0}{b}, \quad \vartheta = \frac{d}{D}, \quad \tau = \frac{t}{D}, \quad \alpha = \frac{a}{D},$$

$$\eta = \frac{y}{D}, \quad \varphi = \frac{F_e}{b D}, \quad \mu = \frac{\bar{M}}{b D^2}$$

ein, so erhält man für den Plattenbalken, wenn die neutrale Achse außerhalb der Platte liegt, zur Bestimmung des Höhenverhältnisses  $\eta$  die Gleichung

$$\left. \begin{aligned} \eta^2 - \eta \frac{2(n\varphi + \vartheta + \tau\beta_0)}{\beta_0(1 - 2\omega\nu)} \\ = - \frac{\vartheta(1 + \tau) + \beta_0 \tau^2 + 2n\varphi\alpha}{\beta_0(1 - 2\omega\nu)} \end{aligned} \right\} \dots (1a)$$

Der Widerstandsmodul  $\bar{\mu} = \bar{M} : b D^2$  wird

$$\bar{\mu} = E_b \delta \left[ \frac{(1-\eta)^3}{3\eta} - \frac{(1-\beta_0)(\tau-\eta)^3}{3\eta} \right] + E_e \delta \varphi \left[ \frac{(\eta-\alpha)^2}{\eta} + \beta_0 \eta^2 K_z \gamma \right] \dots (2a)$$

$$= E_b \delta \left[ \frac{(1-\eta)^3}{3\eta} - \frac{(1-\beta_0)(\tau-\eta)^3}{3\eta} + \frac{n\varphi(\eta-\alpha)^2}{\eta} + \beta_0 \eta^2 \nu \gamma \right] \dots (2a)$$

Liegt die neutrale Achse des Plattenbalkens innerhalb der Platte, so wird

$$\eta^2 - \eta \frac{2(n\varphi+1)}{1-\beta_0\omega\nu} = -\frac{1+2n\varphi\alpha}{1-2\beta_0\omega\nu} \dots (3a)$$

$$\bar{\mu} = E_b \delta \left[ \frac{(1-\eta)^3}{3\eta} + E_e \delta \varphi \frac{(\eta-\alpha)^2}{\eta} + \beta_0 \eta^2 K_z \gamma \right] \dots (4a)$$

$$= E_b \delta \left[ \frac{(1-\eta)^3}{3\eta} + n\varphi \frac{(\eta-\alpha)^2}{\eta} + \beta_0 \eta^2 \nu \gamma \right] \dots (4a)$$

Für einfache Platten erhält man mit  $\beta_0 = 1$

$$\eta^2 - \eta \frac{2(n\varphi+1)}{1-2\omega\nu} = -\frac{1+2n\varphi\alpha}{1-2\omega\nu} \dots (5a)$$

$$\bar{\mu} = E_b \delta \left[ \frac{(1-\eta)^3}{3\eta} + E_e \delta \varphi \frac{(\eta-\alpha)^2}{\eta} + \eta^2 K_z \gamma \right] \dots (6a)$$

$$= E_b \delta \left[ \frac{(1-\eta)^3}{3\eta} + n\varphi \frac{(\eta-\alpha)^2}{\eta} + \eta^2 \nu \gamma \right] \dots (6a)$$

Die Gl. (1') u. (5') für elastischen Beton ( $\nu = 1$ ) gehen über in

$$\eta = \frac{\vartheta(1+\tau) + \beta_0\tau^2 + 2n\varphi\alpha}{2(n\varphi + \vartheta + \beta_0\tau)} \dots (1'a)$$

$$\eta = \frac{1+2n\varphi\alpha}{2+2n\varphi} \dots (5'a)$$

Wie aus den vorstehenden Formeln ersichtlich, ist das Rißmoment bzw. die Rißsicherheit, abgesehen von den Dimensionen und dem Eisengehalt des Balkens, abhängig von den Eigenschaften der verwendeten Baustoffe („Stoffgrößen“, „Materialkonstanten“), d. h. von den Elastizitätsziffern  $E_e$  des Eisens und  $E_b$  des Betons gegen Druck, der Zugfestigkeit  $K_z$  des Betons, der Bruchdehnung  $\delta$  des Betons, der Gestalt der Spannungslinie charakterisiert durch die Beiwerte  $\omega$  und  $\gamma$ .

Der Elastizitätsmodul des Eisens kann in der Regel gleich 2 100 000 kg/qcm angenommen werden. Mit Rücksicht darauf, daß in den aufge-

stellten Formeln durch den Zahlenwert von  $E_e$  auch noch dem Einfluß des von den Eisen verdrängten Betons Rechnung zu tragen ist (vgl. Fußnote S. 432), soll  $E_e$  nur gleich 2 000 000 gesetzt werden. Bei Handeisen kann der Wert von  $E_e$  bis zu 5% geringer ausfallen, bei hartem Stahl bis zu 5% höher steigen. Die Rißsicherheit wird durch diese geringen Schwankungen nur wenig beeinflusst.

Die Stoffgrößen des Betons,  $K_z$ ,  $E_b$ ,  $\delta$ ,  $\omega$ ,  $\gamma$ , sind je nach der Qualität des Zements und der Zuschlagstoffe, nach dem Mischungsverhältnis, dem Wasserzusatz, der Herstellungsweise, der Art der Erhärtung, der Verteilung der Eiseneinlagen und dem Alter in weiten Grenzen schwankend\*), so daß sich je nach den Verhältnissen des Einzelfalles ganz verschiedene Rißmomente bzw. Rißsicherheiten ergeben werden.

Die Zugfestigkeit  $K_z$  ist bei der hier vorliegenden Biegungsbeanspruchung größer als bei reiner Zugbeanspruchung, da die Querdehnungen der äußersten Fasern durch die benachbarten minder beanspruchten Fasern etwas verringert und örtliche Schwächen zum Teil ausgeglichen werden. Auch ist zu beachten, daß sich reine Zugversuche bei Beton wohl niemals ganz einwandfrei ausführen lassen und immer etwas zu geringe Werte für die reine Zugfestigkeit liefern, da infolge der Ungleichmäßigkeit des Materials auch bei vollkommen zentrischer Einspannung des Probestücks mehr oder minder große exzentrische Kraftwirkungen in den einzelnen Querschnitten und entsprechende Überanstrengungen stattfinden werden. Bei  $K_z$  kommen ferner die Schwindspannungen in Betracht, die davon herrühren, daß die äußeren Betonfasern rascher erhärten und sich demgemäß stärker zusammenziehen trachten als die inneren. Von den letzteren an der freien Zusammenziehung behindert, erleiden sie entsprechende Zugspannungen (Schwindspannungen), wodurch der zur Aufnahme der äußeren Kräfte verfügbare Zugwiderstand, d. i. die in Erscheinung tretende Zugfestigkeit  $K_z$  verringert wird. Diese Verringerung wird sich in annähernd gleicher Weise bei Beanspruchungen auf reinen Zug wie bei solchen auf Biegung geltend machen und kann daher bei einem Vergleich der Festigkeiten beider Beanspruchungsarten außer Betracht bleiben. Bei bewehrten Balken werden die Schwindspannungen noch weiter gesteigert, indem die Eiseneinlagen einen weiteren Widerstand gegen das Zusammenziehen der äußeren Betonfasern bieten. Deren Biegungsfähigkeit  $K_z$  ist demgemäß in dieser Hinsicht etwas geringer als die mittels unbewehrter Versuchsstücke ermittelte reine Zugfestigkeit. Zahlenmäßig lassen sich die vorstehend

\*) Siehe hierüber: Bach, Mitteilungen über Forschungsarbeiten, Heft 39, 45-47, 72-74, 95; — Graf, Beton und Eisen 1910, S. 175; — Mörsch, der Eisenbetonbau; — Emperger, Handbuch für Eisenbetonbau.



erörterten Verhältnisse nicht genau zum Ausdruck bringen; man ist auf Schätzungen angewiesen. Man wird im allgemeinen unter mittleren Verhältnissen sicher gehen, wenn man die in die vorstehenden Gleichungen einzuführende Biegunugszugfestigkeit  $K_z^*$  mindestens gleich der aus Zugversuchen ermittelten reinen Zugfestigkeit  $K_{rz}$  setzt. Bei sorgfältiger Feuchthaltung des Betons während des Erhärtens wird  $K_z$  größer, bei mangelnder Feuchtigkeit und raschem Austrocknen dagegen kleiner ausfallen. Mit wachsendem Zementgehalt schwindet der Beton in stärkerem Maße, und die Schwindspannungen fallen dementsprechend größer aus. Bauten aus fettem Beton bedürfen daher einer besonders sorgfältigen Nachbehandlung.

Die reine Zugfestigkeit schwankt zwischen  $\frac{1}{10}$  bis  $\frac{1}{20}$  der Würfelfestigkeit  $K_w$ ; sie wächst im allgemeinen mit dem Zementgehalt. Mit dem Alter nimmt sie zu, wenn auch meist in geringerem Maße als die Druckfestigkeit. Inwieweit dieser Zuwachs durch die gleichfalls mit dem Alter zunehmenden Schwindspannungen wieder aufgehoben wird, darüber fehlen sichere Beobachtungen. Doch ist anzunehmen, daß bei sorgfältig behandeltem Beton die günstigen Einflüsse überwiegen.

Die Bruchdehnung  $\delta$  des Betons wird in ähnlicher Weise wie die Zugfestigkeit durch das Schwinden des Betons ungünstig beeinflusst. Sie ergibt sich um so größer, je weniger der Beton beim Erhärten schwindet, je sorgfältiger er vor raschem Austrocknen geschützt wird. Die Beobachtungen ergeben unmittelbar, ohne Zwischenrechnung, die in die Formeln einzuführenden Werte von  $\delta$ , d. i. die Differenz zwischen totaler Dehnung und Schwinddehnung.  $\delta$  nimmt mit der intensiven Verteilung der Eisen im Beton zu; es fällt bei vielen schwachen Eisen größer aus als bei wenigen starken von gleichem Gesamtquerschnitt. Bei jungem, sorgfältig behandeltem Beton von üblicher Zusammensetzung in gewöhnlichen

Platten schwankt  $\delta$  gewöhnlich zwischen  $\frac{0,1}{1000}$  bis  $\frac{0,2}{1000}$ , bei Plattenbalken, wo die Eisen entsprechend enger liegen, meist zwischen  $\frac{0,15}{1000}$  bis  $\frac{0,3}{1000}$ . Über den Einfluß des Alters auf  $\delta$ , insbesondere auch auf die schädlichen Schwinddehnungen fehlen eingehendere Beobachtungen. An den Stellen, wo Bügel liegen, wird die Bruchdehnung  $\delta$  geringer; desgleichen an den Abbiege-

stellen der Längseisen. Bei den Versuchen von Bach (Mitteilungen über Forschungsarbeiten, herausgegeben vom Verein deutscher Ingenieure, Heft 45—47) wurden an den Bügeln Minderungen von  $\delta$  bis zu 40% beobachtet. Man wird deshalb an rißgefährlichen Stellen von der Verwendung von Bügeln tunlichst absehen, wenn man Risse vermeiden will.

Der Elastizitätsmodul des Betons gegen Druck wird in den preußischen Vorschriften innerhalb Rißgrenze zu  $E_b = 210\,000$  kg/qcm angenommen. Doch ist derselbe meist größer und kann unter sehr günstigen Verhältnissen fast auf das Doppelte steigen. Mit dem Alter nimmt  $E_b$  zu, wenn auch in geringerem Maße als die reine Zugfestigkeit. So wurde beispielsweise von Bach nach  $6\frac{1}{2}$  Jahren eine Zunahme von rd. 40% gegenüber dem Alter von 100 Tagen beobachtet (Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1909, S. 828), während die reine Zugfestigkeit gleichzeitig um 90% stieg.

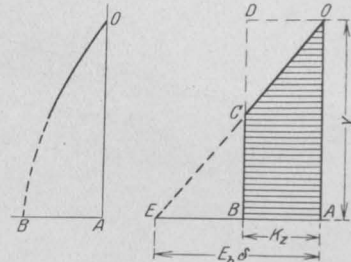


Fig. 5.

Fig. 6.

Was die Größen der Beiwerte  $\omega$  und  $\gamma$  anbelangt, so verläuft die ihnen zugrunde liegende Spannungslinie OB (siehe Fig. 5) anfänglich nahezu geradlinig, entsprechend einem konstanten Elastizitätsmodul  $E = E_b$ , und biegt sich sodann hohl gegen die X-Achse zu. Direkte Beobachtungen in der Nähe der Bruchgrenze fehlen; doch läßt sich aus dem Erfordernis des Gleichgewichts zwischen den inneren Spannkraften belasteter Betonbalken mit den beobachteten äußeren Bruchmomenten schließen, daß die Spannungslinie in der Nähe des Bruchs nahezu oder vollständig parallel der X-Achse verläuft, wie dies in Fig. 5 durch Punktierung angegeben ist (vgl. auch die Spannungsdiagramme in Mörsch, der Eisenbetonbau). Zur Erleichterung der Rechnung soll nach dem Vorgang von Barkhausen die Spannungslinie näherungsweise durch den Linienzug OCB der Fig. 6 wiedergegeben werden. Derselbe besteht aus der dem Elastizitätsmodul  $E_b$  entsprechenden geneigten Geraden OC und aus der im Abstand  $AB = K_z$  parallel zur X-Achse verlaufenden Geraden CB. Die Verlängerung der Geraden OC schneidet auf der unteren Faser die Strecke  $AF = E_b \delta$  ab. Die Verhältniszahl  $\nu = \frac{K_z}{E_b \delta}$  wird

\*) Dieselbe ist bei jungem Beton wesentlich kleiner als die aus Bruchversuchen unbewehrter Betonbalken mittels der Navierschen Gleichung berechnete scheinbare Biegunugszugfestigkeit  $K_z'$ . Siehe auch Anmerkung 1 am Schluß.

durch  $\frac{AB}{AE}$  oder auch durch  $\frac{DC}{DB} = \frac{DC}{y}$  dargestellt. Die Beiwerte  $\omega$  ( $= Fl : K_z y$ ) und  $\gamma$  ( $= St : K_z \cdot y^2$ ) ergeben sich aus der Abbildung zu

$$\omega = 1 - \frac{\nu}{2} \text{ und } \gamma = \frac{1}{2} - \frac{\nu^2}{6}.$$

Der im Nenner der Gl. (1), (5), (1a), (5a) vorkommende Ausdruck  $1 - 2\omega\nu$  vereinfacht sich zu  $(1 - \nu)^2$ . Gl. (5a) geht hiermit über in

$$\eta^2 - \eta \frac{2(n\varphi + 1)}{(1 - \nu)^2} = - \frac{1 + 2n\varphi\alpha}{(1 - \nu)^2} \quad (5b)$$

Der Wert von  $\nu$  ist je nach dem Einzelfall verschieden. Mit wachsendem Alter nimmt  $\nu$  zu und nähert sich der Einheit, die Spannungsfläche

moduls  $\bar{\mu}$  für verschiedene Werte der maßgebenden Faktoren berechnet und aufgetragen werden, um den Einfluß dieser Faktoren auf die Rißfestigkeit und die Rißsicherheit klar überschauen zu können.

1. Für eine Platte sei

$$E_e = 2\,000\,000, \quad E_b = 250\,000, \quad n = \frac{2\,000\,000}{250\,000} = 8,$$

$$d = \frac{0,12}{1000}, \quad E_b d = 250\,000 \cdot \frac{0,12}{1000} = 30;$$

$$K_z = 15; \quad \nu = \frac{15}{30} = 0,5; \quad \alpha = 0,1.$$

$\varphi$  variere von 0 bis 1,5%. Man erhält sodann für

$\varphi = 0$	0,002	0,005	0,008	0,011	0,015	
$\bar{\mu}$	3,85	4,00	4,43	4,76	5,10	5,55

In Fig. 7 sind diese Werte als Ordinaten der Linie  $\bar{\mu}_1$  dargestellt. Diese Linie fällt fast vollständig mit der Geraden  $\bar{\mu}_1 = 3,8 + 120\varphi$  zusammen.

Steigen die Werte von  $K_z$  auf 20 kg und von  $d$  auf  $\frac{1,60}{1000}$ , während alle anderen Werte die gleichen bleiben, so erhöhen sich alle Werte von  $\bar{\mu}$  um ein Drittel. Sie sind in Fig. 7 durch die Linie  $\bar{\mu}_2$  dargestellt und lassen sich annähernd durch die Gerade  $\bar{\mu}_2 = 5,1 + 150\varphi$  wiedergeben. Zum Vergleich sind in Fig. 7 auch die Werte der Widerstandsmoduln  $\mu$  nach der amtlichen Rechnungsweise, wobei von dem Zugwiderstand des Betons abgesehen wird, eingetragen. Für

kleine  $\varphi$ , wo die Beanspruchung  $\alpha_e$  des Eisens für die Tragfähigkeit maßgebend ist, hat man

$$\mu = \mu_e = \alpha_e \varphi \left[ (1 - \alpha) - \frac{\xi}{3} \right] = \alpha_e \varphi \left( 0,9 - \frac{\xi}{3} \right)$$

für  $\alpha = \frac{a}{D} = 0,1$ . Hierin ist  $\varphi$  wie bisher  $= F_e : b D$  = Eisengehalt auf den gesamten Querschnitt bezogen,  $\xi = x : D$ ,  $x$  = Abstand der neutralen Achse von der äußersten Druckfaser

$$x = \frac{n F_e}{b} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2b(D-a)}{n F_e}} \right),$$

und somit

$$\xi = n \varphi \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{1,8}{n \varphi}} \right).$$

Für größere  $\varphi$ , wo die Beanspruchung  $\alpha_b$  des Betons auf Druck für die Tragfähigkeit maßgebend ist, hat man

$$\mu = \mu_b = \frac{\alpha_b \xi}{2} \left( 0,9 - \frac{\xi}{3} \right).$$

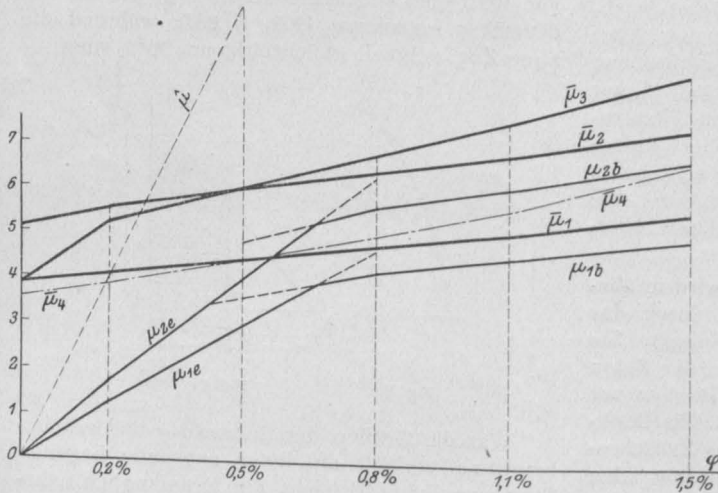


Fig. 7.

nähert sich immer mehr einer Dreiecksfläche mit  $\omega = 1/2$  und  $\gamma = 1/3$ . Im Grenzfall  $\nu = 1$  treten, wie schon früher erwähnt, die Gl. (1') u. (5') an Stelle der Gl. (1), (5), (1a), (5a), (5b).

Nach den vorstehend entwickelten Formeln hängt die Rißfestigkeit eines Eisenbetonbalkens von den 3 Betonstoffgrößen  $K_z$ ,  $E_b$ ,  $d$  ab, die zum Teil sich gegenseitig bedingen, aber in keinem festen Verhältnis zueinander stehen. Sie wachsen im allgemeinen mit der Güte des Betons, aber nicht im gleichen Maße. Es gibt Beton mit großem  $K_z$  und kleinem  $d$  und umgekehrt. Die Art der Erhärtung ist von großem Einfluß auf  $K_z$  und  $d$ , weniger auf  $E_b$ . Außerdem hängt  $d$  in hohem Maße von der Verteilungsweise der Eisen ab. Man kann hiernach nicht ohne weiteres von der Größe des einen Faktors auf die der zwei anderen schließen. Es muß im Einzelfall jeder der drei Faktoren besonders gegeben sein, um die Rißfestigkeit sicher bestimmen zu können.

Im folgenden sollen nun die Werte des Riß-

Für  $\alpha_e = 750$  kg/qcm und  $\alpha_b = 30$  kg/qcm erhält man bei

$\varphi = 0$	0,002	0,005	0,008	0,011	0,015
$\mu_{1e} = 0$	1,28	3,0	4,68		
$\mu_{1b} =$		3,6	4,22	4,57	5,06

Für  $\alpha_e = 1000$  kg und  $\alpha_b = 40$  kg werden die Werte  $\mu_{1e}$  und  $\mu_{1b}$  um ein Drittel größer; sie sind in Fig. 7 als Linienzug  $\mu_{2e}$  und  $\mu_{2b}$  aufgetragen.

Die Rißsicherheit  $m$  ist gleich dem jeweiligen Verhältnis  $\frac{\mu}{\mu}$ . Im vorliegenden Beispiel nimmt  $m$  mit wachsendem Eisengehalt etwa bis zu  $\varphi = 0,65\%$ , wo  $\mu_e = \mu_b$  ist, rasch ab. Für diesen Eisengehalt ist

$$m = \frac{\mu_1}{\mu_1} = \frac{\mu_2}{\mu_2} = \text{rd. } 1,2.$$

Von hier an nimmt der Wert von  $m$  nur noch langsam ab; für  $\varphi = 1,5\%$  ist  $m = \text{rd. } 1,1$ .

Die Linie  $\mu_1$  schneidet die Linie  $\mu_{2e}$  etwa bei  $\varphi = 0,56\%$  und bleibt für größere Eisengehalte unterhalb des Linienzuges  $\mu_{2e}$   $\mu_{2b}$ . Bei den unter 1. vorausgesetzten Betoneigenschaften ist somit von  $\varphi = 0,56\%$  an keine Rißsicherheit mehr vorhanden, wenn der Balken nach den amtlichen Bestimmungen mit  $\alpha_e = 1000$  und  $\alpha_b = 40$  berechnet worden ist. Ermäßigt man jedoch die Betonbeanspruchung  $\alpha_b$  auf 30 kg unter Beibehaltung von  $\alpha_e = 1000$ , so ist der Balken wieder rißsicher, da nunmehr die Linie  $\mu_1$  durchweg über dem Linienzug  $\mu_{2e}$   $\mu_{1b}$  (in Fig. 7 zum Teil gestrichelt) liegt.

Besitzt der Beton bei einer Zugfestigkeit  $K_z = 15$  kg die erhöhte Rißdehnung  $\delta = \frac{0,24}{1000}$ , so erhält man für

$\varphi = 0$	0,002	0,005	0,008	0,011	0,015
$\mu_3 = 3,85$	5,23	6,02	6,75	7,59	8,48

Die entsprechende Linie in Fig. 7 zeigt, daß  $\mu_3$  vollständig oberhalb der Normalwerte  $\mu_2$  (für  $\alpha_b = 40$  und  $\alpha_e = 1000$ ) liegt und somit durchgehends Rißsicherheit vorhanden ist. Dieselbe ist am kleinsten für  $\varphi = 0,0065$ , woselbst  $\mu_e = \mu_b$  ist, nämlich

$$m = \frac{6,3}{5,1} = \text{rd. } 1,2.$$

Sie steigt für  $\varphi = 0,005$  auf  $m = 1,4$  und für  $\varphi = 0,015$  auf  $m = 1,27$ .

Bei gleichbleibendem Durchmesser der Eiseneinlagen nimmt die Intensität der Verteilung mit dem Eisengehalt  $\varphi$  zu; es wächst demgemäß, auch die Bruchdehnung  $\delta$  mit wachsendem  $\varphi$

Drückt man den Zusammenhang von  $\delta$  und  $\varphi$  schätzungsweise durch die Gleichung

$$\delta = \frac{0,1 + 4 \varphi}{1000}$$

aus, so erhält man mit  $K_z = 15$ ,  $E_b = 250\,000$  für

$\varphi = 0$	0,002	0,005	0,008	0,011	0,015
$\delta = \frac{0,1}{1000}$	$\frac{0,108}{1000}$	$\frac{0,12}{1000}$	$\frac{0,132}{1000}$	$\frac{0,144}{1000}$	$\frac{0,16}{1000}$
$E_b \delta = 25$	27	30	33	36	40
$\nu = 0,6$	0,55	0,5	0,45	0,42	0,375
$\mu_4 = 3,54$	3,86	4,43	5,02	5,65	6,60

Die Linie  $\mu_4$  ist in Fig. 7 strichpunktiert eingetragen, sie zeigt eine schwache Krümmung, hohl nach oben, und steigt mit wachsendem  $\varphi$  stärker an als die Linie  $\mu_1$  mit  $\delta$  konstant =  $\frac{0,12}{1000}$ .

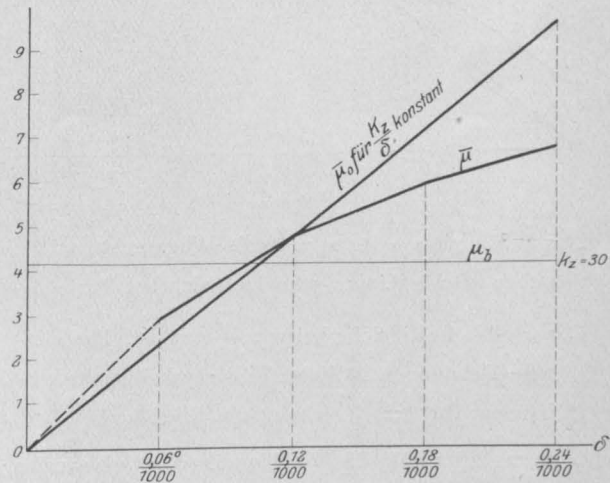


Fig. 8.

In Fig. 7 sind auch die Widerstandsmodul  $\hat{\mu}$  für den Bruch, der nach Überschreitung der Streckgrenze  $\sigma_g$  des Eisens eintritt, aufgetragen, und zwar für  $\sigma_g = 2500$  kg/qcm. Die Linie  $\hat{\mu}$  schneidet die Linien  $\mu_1$  und  $\mu_2$  bei  $\varphi = 0,21\%$  bzw.  $\varphi = 0,29\%$ . Unterhalb dieser Grenzen ist die Rißfestigkeit größer als die nach den Normen berechnete Bruchfestigkeit, d. h. sobald die Rißfestigkeit überwunden ist, tritt unmittelbar auch der Bruch ein, da die schwachen Eiseneinlagen nicht imstande sind, für sich allein die Zugkräfte aufzunehmen. Das Rißmoment wird gleichzeitig Bruchmoment.

2. Es sei  $E_e = 2\,000\,000$ ,  $E_b = 250\,000$ ,  $n = 8$ ,  $K_z = 15$ ,  $\varphi = 0,008$ ,  $\alpha = 0,1$ ;  $\delta$  variere von  $\frac{0,06}{1000}$  bis  $\frac{0,24}{1000}$ . Man erhält sodann für

$\delta = \frac{0,06}{1000}$	0,12	0,18	0,24
$E_b \delta = 15$	30	45	60
$\nu = 1$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$
$\bar{\mu} = 2,95$	4,76	5,88	6,80

Diese Werte von  $\bar{\mu}$  sind in Fig. 8 aufgetragen. Zum Vergleich ist die Größe des normalen Wider-

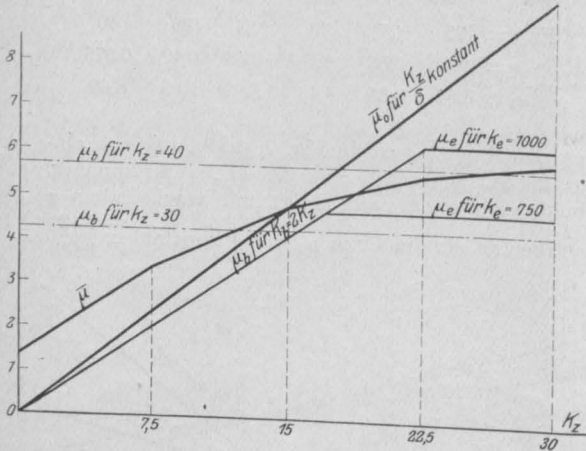


Fig. 9.

standsmoduls  $\mu$  für  $x_b = 30$  als Wagerechte angegeben. Beide Linien schneiden sich bei  $\delta = \frac{0,1}{1000}$  woselbst die Rissicherheit  $m = \frac{\bar{\mu}}{\mu} = 1$  ist. Für kleinere Dehnungen ist keine Rissicherheit mehr vorhanden; für  $\delta = \frac{0,24}{1000}$  steigt die Rissicherheit auf  $m = \frac{6,8}{4,22} = 1,61$ . Es ist hieraus der bedeutende Einfluß der Dehnbarkeit des Betons auf die Rissicherheit ersichtlich. In allen Fällen, wo eine große Rissicherheit erreicht werden soll, erscheint es daher, abgesehen von der Verwendung einer entsprechenden Betonqualität, angezeigt, die Längseisen intensiv zu verteilen (viele, engliegende Eisen von kleinem Durchmesser), Bügel an den rißgefährlichen Stellen tunlichst (d. h. soweit es die Rücksicht auf die Bruchsicherheit gestattet) wegzulassen und den Beton möglichst lange feucht zu halten.

3. Es sei  $E_e = 2\,000\,000$ ,  $E_b = 250\,000$ ,  $n = 8$ ,  $\delta = \frac{0,12}{1000}$ ,  $\varphi = 0,008$ ,  $\alpha = 0,1$ ;  $K_z$  variere von 0 bis 30 kg. Man erhält für

$K_z = 0$	7,5	15	22,5	30
$\bar{\mu} = 1,33$	3,40	4,76	5,55	5,86

Diese Werte sind in Fig. 9 aufgetragen. Zum Vergleich sind die Werte der normalen Wider-

standsmoduln  $\mu_b$  für  $x_b = 2 K_z$  und  $\mu_e$  für  $x_e = 750$  kg und  $= 1000$  kg angegeben. Bei kleinem  $K_z$  ist  $\mu_b$ , bei großem  $K_z$  ist  $\mu_e$  maßgebend. Die Linien  $\mu$  und  $\mu_b$  schneiden sich für  $K_z = 18,75$  bzw.  $x_b = 2 \cdot 18,75 = 37,5$  kg, hierbei ist  $\bar{\mu} = \mu_b = 5,2$  und der entsprechende, aus  $\mu_b = \mu_e$  berechnete Wert von  $x_e$  gleich 830 kg. Solange  $x_e < 830$ , ist durchgehends Rissicherheit vorhanden; für kleinere  $x_e$  jedoch nur dann, wenn  $x_b < 37,5$ . Ein Vergleich der Linien  $\bar{\mu}$  in Fig. 9 u. 8 zeigt, daß unter den gemachten Voraussetzungen der Einfluß der Dehnbarkeit  $\delta$  des Betons auf die Rissfestigkeit größer ist als der der Zugfestigkeit  $K_z$ .

Steht  $\delta$  in einem konstanten Verhältnis zu  $K_z$ , so wächst der Widerstandsmodul proportional mit  $K_z$  und  $\delta$ . Die entsprechende Gerade  $\bar{\mu}_0$  ist in Fig. 8 und 9 für

$$K_z : \delta = 15 : \frac{0,12}{1000} = 125\,000$$

eingezeichnet.

4. Es sei  $E_e = 2\,000\,000$ ,  $K_z = 15$ ,  $\delta = \frac{0,12}{1000}$ ,  $\varphi = 0,008$ ,  $\alpha = 0,1$ ;  $E_b$  variere zwischen 125 000 und 500 000. Man erhält für

$E_b = 125\,000$	250 000	375 000	500 000
$n = 16$	8	$5\frac{1}{3}$	4
$E_b \delta = 15$	30	45	60
$\nu = 1$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$
$\bar{\mu} = 3,36$	4,76	5,43	5,80

Die Werte von  $\bar{\mu}$  sind in Fig. 10 aufgetragen, und außerdem zum Vergleich die Linie des nor-

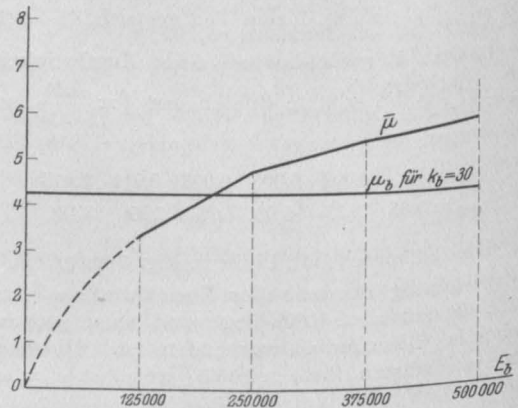


Fig. 10.

malen Widerstandsmoduls  $\mu_b$  für  $x_b = 30$  kg. Beide Linien schneiden sich für  $E_b = 200\,000$ . Bei kleineren Werten von  $E_b$  ist unter den gemachten Voraussetzungen keine Rissicherheit mehr vorhanden.

5. Für einen Plattenbalken sei  $E_e = 2\,000\,000$ ,  $E_b = 250\,000$ ,  $n = 8$ ,  $\varphi = 0,008$ . Die Dehnung



sei, den früheren Voraussetzungen entsprechend, 1,5-mal so groß wie unter 1. für Platten angenommen, d. i.

$$\delta = \frac{0,18}{1000}, \quad E_b \delta = 45, \quad K_z = 15,$$

$$\nu = K_z : E_b \delta = \frac{1}{3}, \quad \alpha = 0,1, \quad \vartheta = \frac{d}{D} = 0,25,$$

$$\tau = \frac{t}{D} = 0,75.$$

Das Verhältnis der Stegbreite zur Plattenbreite,  $\beta_0 = \frac{b_0}{b}$  sei veränderlich zwischen 0 und 0,5. Von  $\beta_0 = 0,5$  bis  $\beta_0 = 1$  (Vollplatte) geht  $\delta$  allmählich von  $\frac{0,18}{1000}$  in  $\frac{0,12}{1000}$  über. Man erhält für

$\beta_0 = 0$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{2}$	1
$\mu_1 = 2,0$	3,0	3,51	4,17	4,76 (5,90)

Die letzte eingeklammerte Zahl bezieht sich auf  $\delta = \frac{0,18}{1000}$ , entsprechend der in Fig. 11 gestrichelten Linie. Zwischen  $\beta_0 = 0$  und  $\beta_0 = 0,5$  ist näherungsweise  $\bar{\mu}_1 = 2 + 4,5\beta_0$ . Werden  $K_z$  und  $\delta$  um  $\frac{1}{3}$  größer, so werden auch alle Widerstandsmoduln um  $\frac{1}{3}$  größer; man erhält  $\bar{\mu}_2 = 2,67 + 6\beta_0$ .

In Fig. 11 sind außer den Linien  $\bar{\mu}_1$  und  $\bar{\mu}_2$  auch noch die normalen Widerstandsmoduln  $\mu_1 = 4,0$  und  $\mu_2 = 5,3$  für  $x_b = 30$  und  $x_b = 40$  kg als Wagerechte eingezeichnet. Die letzteren schneiden die Linien  $\bar{\mu}_1$  und  $\bar{\mu}_2$  etwa bei  $\beta_0 = 0,45$ ; für größere  $\beta_0$  ist Rißsicherheit vorhanden. Die Wagerechte  $\mu_1$  schneidet die Linie  $\bar{\mu}_2$  etwa bei  $\beta_0 = 0,2$ . Bei der hier angenommenen hohen Betonqualität und gleichzeitiger Spannungsminderung beginnt die Rißsicherheit somit schon bei  $\beta_0 = 0,2$ . Wird die Platte durch eingelegte Druckeisen derart verstärkt, daß  $\mu_b$  größer als  $\mu_e$  wird, dann wird  $\mu_e$ , d. h. die Widerstandskraft der Zug-eisen, für die Tragfähigkeit des Balkens maßgebend. Mit  $x_e = 750$  kg erhält man  $\mu_{1e} = 4,75$  und mit  $x_e = 1000$  kg  $\mu_{2e} = 6,37$ . Wie aus Fig. 11 ersichtlich, schneidet die Wagerechte  $\mu_{1e}$  die Linie  $\bar{\mu}_1$  knapp vor  $\beta_0 = 1$ , und die Wagerechte  $\mu_{2e}$  trifft die Linie  $\bar{\mu}_2$  überhaupt nicht mehr. Es ist daher bei den vorliegenden Plattenbalken mit verstärkter Druckgurtung keine Rißsicherheit vorhanden.

In den vorstehenden Zahlenbeispielen sind die Einflüsse der Hauptfaktoren, jeweils jeder für sich allein, zum Ausdruck gebracht worden. Es wurde im allgemeinen immer nur einer derselben in seiner Größe geändert, um die obwaltenden Gesetze klar hervortreten zu lassen, ohne Rücksicht darauf, ob auch alle der dabei entstehenden Kombinationen in Wirklichkeit zusammen vorkommen. Es ist deutlich erkennbar, in welch

hohem Maße die Rißfestigkeit außer von der Widerstandsfähigkeit des Betons auch von dessen Dehnbarkeit abhängt. Eine hohe Dehnbarkeit wird, abgesehen von einer entsprechenden Qualität des Betons und einer sorgfältigen Nachbehandlung beim Erhärten, vornehmlich durch eine weitgehende Verteilung der Längseisen bedingt. Plötzliche Querschnittsänderungen, wie sie durch Bügel entstehen, verringern die Dehnbarkeit. Die Nachbehandlung des Betons beim Erhärten (angemessene Feuchthaltung) muß mit großer Sorgfalt geschehen, wenn allzu große Schwinddehnungen und Schwindspannungen vermieden und ausreichend große Dehnbarkeit und wirksame Zugfestigkeit erhalten werden sollen. Es kommt dabei in Betracht, daß das Schwinden

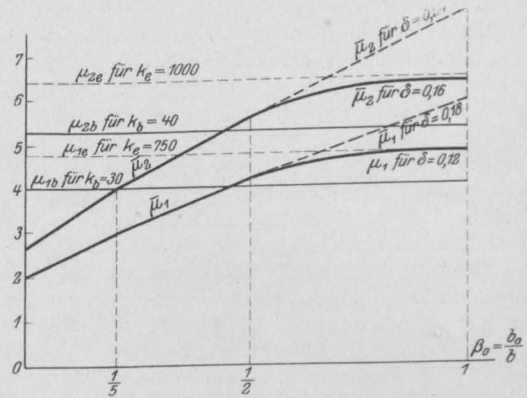


Fig. 11.

des Betons noch längere Zeit in merklichem Maße vor sich geht und daß schädliche Folgen hieraus nicht nur durch den Widerstand der eingebetteten Eisen, sondern auch durch den Widerstand der Auflager bzw. der Pfeiler und Widerlager entstehen können. Wären die Auflager vollkommen fest, so würde der Beton in der ersten Zeit vollständig daran gehindert, sich zusammenzuziehen, und die hierdurch entstehenden Schwinddehnungen entsprächen dem vollen Schwindmaß des freien Betons. Sobald dann im weiteren Verlauf diese Schwinddehnungen die Rißdehnung  $\delta$  erreichen, beginnt der Beton zu reißen (Schwindrisse). Nach den Angaben von Graf in der Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure, 1912, S. 2069, betrug das Schwindmaß von freiem Beton 1:4 bei Luftlagerung gegenüber den ersten, nach drei Tagen erfolgten Messungen

nach 4 Wochen,	3 Monaten,	1 Jahr,	2 Jahren,
$\delta_0 = \frac{0,065}{1000}$ ;	$\frac{0,202}{1000}$ ;	$\frac{0,410}{1000}$ ;	$\frac{0,435}{1000}$ ;
4 Jahren,	6 Jahren		
$\frac{0,485}{1000}$ ;	$\frac{0,512}{1000}$ .		

Hiernach würden sich bei einem an den Enden vollkommen festgehaltenen, an der Luft erhärtenden Balken bereits vor Ablauf eines Jahres Schwindrisse bilden.

In Wirklichkeit liegen nun die Verhältnisse wesentlich günstiger, da die Widerlager nachgiebig sind. Zu Schwindrisen kommt es infolgedessen in der Regel nicht, doch treten immer noch mehr oder minder beträchtliche Schwinddehnungen und Schwindspannungen auf, deren Größen von den Verhältnissen des Einzelfalles abhängig sind. Bei schlanken Widerlagern mit Böschungsfügeln und preßbarem Baugrund sind sie verhältnismäßig gering; bei kräftigen Widerlagern mit Parallelfügeln auf festem Felsboden können sie beträchtlichere Werte erreichen. Man wird am besten diesen Einfluß des Schwindens des Betons in gleicher Weise wie den einer Temperaturerniedrigung bei Aufstellung der äußeren Kraftmomente\*) in Rechnung bringen, wie dies auch in den amtlichen Vorschriften Württembergs und der Schweiz für die Berechnung der Bruchsicherheit vorgeschrieben ist\*\*). Selbstverständlich ist der Widerstand der Widerlager in gleicher Weise auch bei den durch die Belastungen erzeugten Momenten zu berücksichtigen, wo er im entgegengesetzten Sinne wirkt. Insgesamt ist er, von Ausnahmefällen abgesehen, von günstigem Einfluß auf die Träger. Durch Ausführung von Rollenlagern werden die fraglichen Einflüsse sowohl bei den Trägern wie bei den Widerlagern vollkommen ausgeschaltet.

Anmerkung 1. Aus den Biegungsversuchen mit unbewehrten Betonbalken erhält man bekanntlich die auf Grund der Navierschen Gleichung berechnete scheinbare Biegunszugfestigkeit,  $K_z' = M : \frac{b h^2}{6}$ , größer als die aus Zugversuchen bestimmte reine Zugfestigkeit  $K_{rz}$ , und zwar ist das Verhältnis  $r = K_z' : K_{rz}$  bei jungem Beton gleich 1,8 bis 2; mit zunehmendem Alter nimmt  $r$  ab und nähert sich der Einheit. Die Ursache für die Abweichung von  $K_z'$  und  $K_{rz}$  liegt vornehmlich in der besonderen Gestalt

der Spannungslinie (siehe Fig. 5 u. 6), die durch den Wert von  $\nu$  ( $= K_z : E_b \delta$ ) charakterisiert ist, und dann auch in der früher erwähnten Abweichung der wahren Biegunszugfestigkeit  $K_z$  von der reinen Zugfestigkeit  $K_{rz}$ . Wäre  $K_z = K_{rz}$ , so erhielte man mit Hilfe der früheren Formeln folgende Beziehungen zwischen  $\nu$  und  $r$ :

$$\begin{aligned} \nu &= 0,2, 0,3, 0,4, 0,45, 0,5, 1, \\ r &= 2, 1,8, 1,7, 1,6, 1,52, 1. \end{aligned}$$

Dem Beobachtungswerte  $r = 2$  entspräche hiernach  $\nu = 0,2$ , was allzu gering erscheint. Nun ist aber  $K_z > K_{rz}$ . Nimmt man schätzungsweise  $K_z = 1,3 K_{rz}$  an, so erhält man  $\nu = 0,5$ , was wahrscheinlicher sein dürfte. Im Zahlenbeispiel 1 war  $\nu = 0,5$  und  $K_z = 15$  angenommen worden. Dem entspricht eine reine Zugfestigkeit  $K_{rz} = K_z : 1,3 = 15 : 1,3 = 11,5 \text{ kg/qcm}$ , wenn man von Schwindspannungen absieht.

Anmerkung 2. In der österreichischen Verordnung ist als Spannungslinie des Zugbetons eine Gerade angenommen, deren Neigung einem Zugelastizitätsmodul

$$E_z = 0,4 E_b = 0,4 \cdot 140\,000 = 56\,000 \text{ kg/qcm}$$

entspricht. Die zulässige Zugbeanspruchung  $K_z$  ist im Mittel = 22 kg/qcm. Bezüglich der Bruchdehnung  $\delta$  sind keine besonderen Angaben gemacht. Man findet jedoch mit Hilfe der Gleichung

$$\delta = \frac{K_z}{E_z} = \frac{K_z}{56\,000},$$

wenn man im Grenzfall als Zugfestigkeit  $K_z$  die zulässige Zugbeanspruchung  $K_z = 22 \text{ kg}$  einführt, daß der Verordnung eine Rißdehnung  $\delta$  von mindestens  $\frac{22}{56\,000} = \text{rund } \frac{0,4}{1000}$  zugrunde liegt.

Dieser Betrag geht über das gewöhnliche Maß weit hinaus. Trotz der ungünstigen Annahme einer geraden Spannungslinie liefert die Vorschrift daher zu günstige Ergebnisse; ihre Anwendung verbürgt keine rißfreien Konstruktionen. Dies wird auch durch die Versuche des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins (Mitteilungen, Heft 1, Seite 141) bestätigt.

## STAMPFBETON ODER GUSSBETON?

Von Dr.-Ing. E. Probst (Berlin).

Bei der ausgedehnten Verwendung von Beton und Eisenbeton, besonders bei den großen Kanal-

\*) Bei biegunsfester Verbindung von Balken und Widerlagern hat man es mit einem einheitlichen Gebilde, einem „Rahmen“, zu tun.

\*\*\*) Das Schwindmaß ist hierbei gleich der Zusammenziehung bei einem Wärmeabfall von 20° angenommen, d. h. =  $\frac{0,25}{1000}$ .

und Hafenbauten spielt die Frage der Herstellung und Verarbeitung großer Betonmassen eine außerordentlich wichtige Rolle. Die Gründe sind nicht nur technischer, sondern auch wirtschaftlicher Natur. Der Ingenieur wird sich bei solchen Entwürfen vorerst die Frage aufwerfen müssen, ob der zur Verwendung kommende Beton allen an ihn gestellten Anforderungen bezüglich der Festigkeit, der Dichtigkeit usw. genügt und Hand in

Hand damit die Wirtschaftlichkeit prüfen müssen.

In einem sehr lesenswerten Aufsatz von Regierungsbaumeister Prietze in Kiel über die Herstellung großer Betonmassen beim Bau der neuen Ostseeschleuse des Kaiser-Wilhelm-Kanales (siehe Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure S. 1302, 8. Jahrgang 1913) erfährt man unter anderem, daß mit einer täglichen Leistung von 1000 cbm Beton, oder mit einer stündlichen Leistung von 50 cbm Beton gerechnet werden mußte.

Derartige Tagesleistungen sind nicht so selten, wie z. B. die Tagesleistungen bei der Herstellung des Panamakanales, welche ich als eine Ausnahme nicht in den Kreis der Betrachtungen ziehen will. Aber schon bei diesen nicht ungewöhnlichen Betonmengen muß man sich unwillkürlich die Frage vorlegen, ob nicht durch eine Vereinfachung in der Herstellung und Verteilung des Betons nicht nur die Tagesleistungen erhöht, sondern auch die Kosten erniedrigt werden könnten, ohne die Güte des Materials zu beeinträchtigen. Diese Frage ist schon mit großer Gründlichkeit von Prietze besprochen worden, aber nur bei der Verwendung von reinem Stampfbeton. Der Verfasser spricht sich zwar auch allgemein über die Verwendung von Gußbeton aus, auf die ich noch später eingehen will. Aber seine Betrachtungen in dieser Richtung haben nur rein theoretischen Wert, da sich die Versuche und Erfahrungen nur auf Stampfbeton beziehen. Jedenfalls aber hat er einige sehr wichtige Fragen angeschnitten, welche eher für eine Verwendung des Gußbetons sprechen.

In einem Aufsatz im März 1912 der Zeitschrift des Verbandes Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine hat der damalige Marinehafenbau- und jetzige Bremer Staatsbaurat O. Franzius zum ersten Male in Deutschland auf Grund seiner Wahrnehmungen bei einer Studienreise nach dem Panamakanal sehr energisch der Verwendung des Gußbetons das Wort geredet und auch bei dieser Gelegenheit ein Beispiel über das schlechte Verhalten von Stampfbeton angeführt. Ich habe damals in derselben Zeitschrift im März 1912 im Anschluß an diesen Aufsatz einige Bemerkungen über den Wasserzusatz bei Beton angeschlossen und habe dort die Anschauung vertreten, daß wir zweckmäßig bei der Verwendung von Beton den Mittelweg zwischen der amerikanischen und unserer Praxis gehen sollten, d. h. weder einen zu nassen Beton, noch einen zu trockenen Beton zu verwenden.

Ich habe seit dieser Zeit auf einer mehrmonatlichen Reise durch Nordamerika Gelegenheit gehabt, die Frage der Verwendung des Gußbetons eingehend zu studieren und bin zu der Überzeugung gekommen, daß bei der Anwendung eines entsprechend ausgebildeten und durch

systematische Versuche unterstützten Verfahrens die Verwendung von Gußbeton nicht nur in wirtschaftlicher, sondern auch in technischer Hinsicht derjenigen von Stampfbeton vorzuziehen ist. Die Ausbildung eines Verfahrens zur Herstellung von Gußbeton muß aber sehr sorgfältig studiert werden, weil man sonst unter Umständen schlechte Erfahrungen machen kann.

In welcher Weise in Amerika das Verfahren der Herstellung von Gußbeton ausgebildet worden ist, habe ich in einem Aufsatz in dieser Zeitschrift Heft II Jahrgang 1913 eingehend besprochen. Nach vielen Versuchen ist es dort gelungen, ein Verfahren auszubilden, nach welchem Gußbeton in der Weise hergestellt wird, daß der auf eine bestimmte Höhe geförderte Beton vermöge seiner eigenen Schwere an die Verwendungsstelle fließen kann. Daraus ist der Name „Schwerkraftsystem“ entstanden.

Die Güte des Betons ist nicht nur von der Bemessung des Wasserzusatzes abhängig, sondern auch von der richtigen Lage der Zuleitungsrinne und der Ermittlung der zweckmäßigen Höhe der Verteilungsstelle. Die Wirtschaftlichkeit einer Gußbetonanlage wird von der richtigen Anordnung der Mischmaschine und der Zufuhr der Rohmaterialien abhängig sein. Alle diese Fragen lassen sich aber nur durch systematische Untersuchungen lösen.

Ich habe in Nordamerika eine Anzahl schlechter und guter Anlagen gesehen. Wo aber systematisch und mit der notwendigen Sachkenntnis die Vorbedingungen geprüft wurden, wurde ein ausgezeichneter Beton hergestellt; der Beton ist hier eine breiige plastische Masse, welche sich nach der Verwendungsstelle bewegt, ohne daß größere Kies- oder Steinstücke sich trennen. Bei fehlerhaften Anordnungen wird ein Lostrennen der Zuschlagsstoffe zu bemerken sein. Von der Art, wie die Zufuhr der Rohmaterialien geregelt wird, und der Aufstellung der Mischmaschine wird es auch abhängen, ob ein Betrieb möglich ist, der für die Homogenität des hergestellten Betons unerlässlich ist.

In Nr. 66 des Zentralblattes für Bauverwaltung nimmt Reg.- und Baurat Brabandt, Cöln, dem die Betonforschung schon wertvolle Beiträge zu danken hat, zu der Frage „Stampfbeton oder Gußbeton“ Stellung in einer Weise, die nicht unwidersprochen bleiben soll, um so mehr, als auch die Schriftleitung in einem Nachsatz sich für den Stampfbeton und gegen den Gußbeton ausspricht. Gerade der letzte Umstand hat mich veranlaßt, auch zu der Frage Stellung zu nehmen, denn ich bin der Meinung, daß wir auf Grund der Beobachtungen der amerikanischen Praxis zumindest alle Ursache hätten, die Verwendungsmöglichkeit des Gußbetons zu prüfen und nicht, wie dies sowohl von seiten der Schriftleitung der Zeitschrift

als auch von Brabandt geschehen ist, den Gußbeton überhaupt zu verwerfen, ohne daß irgendwelche Erfahrungen auf diesem Gebiete bei uns vorliegen. Soviel mir bekannt ist, ist in Bremen jetzt der erste Versuch gemacht worden, Gußbeton zu verwenden, und deshalb war es mir auch nicht recht verständlich, auf Grund welcher Erfahrungen die Schriftleitung des Z. f. B. den Stampfbeton auf jeden Fall für zuverlässiger erklärt. Gerade aus den Ausführungen von Brabandt und den bereits erwähnten Erfahrungen von Prietze geht hervor, daß dem Stampfbeton einige ganz bedenkliche Schwächen anhaften, die durch den Gußbeton vermieden werden können.

Als eine besondere Schwäche des Stampfbetons sind zweifellos die Stampfschichten anzusehen, besonders, wenn sie in einer Höhe von 20–25 cm bei ganz großen Massen ausgeführt werden. Gerade das, was Brabandt als Vorzug anführt, daß an der Oberfläche jeder Schichte bei sorgfältigem Schlagen kaum noch etwas von den Steinen zu erkennen ist, möchte ich als einen besonderen Nachteil hinstellen. Denn dadurch entsteht eine glatte Fuge, welche Kräftewirkungen parallel zu dieser Fuge nur einen sehr geringen Widerstand bieten wird.

Ein weiterer Nachteil des Stampfbetons besteht darin, daß sich bei minder sorgfältiger Überwachung, besonders, wenn die Arbeiter sich selbst überlassen bleiben, leicht fehlerhafte Stellen einschleichen können. Ein gleichmäßiges Stampfen wird auch sonst nicht immer zu erreichen sein und gerade von solchen schwachen Stellen hängt ja bei Ingenieurbauten die Güte des gesamten Bauwerkes ab.

Ferner führt Brabandt Versuche mit verschiedenen Mörtelarten an, welche beweisen sollen, was gar nicht bestritten wird, daß die Festigkeit von Beton mit steigendem Wasserzusatz geringer wird. Bei Verwendung von Beton kommt es aber nicht in erster Linie darauf an, welche Festigkeit er hat, sondern mit welcher Spannung er beansprucht wird. Wenn ich einen Beton mit einer geringeren Festigkeit verwende, wie es Gußbeton ja ist, dann werde ich nur mit einer entsprechenden zulässigen Spannung rechnen müssen, mit anderen Worten: der Sicherheitsgrad braucht nicht geändert zu werden, wenn nur die zulässige Spannung entsprechend der Festigkeit angenommen wird. Gerade bei großen Betonmassen sind die auftretenden Spannungen des Betons meist sehr gering, so daß die geringere Festigkeit des Gußbetons nicht als Beweis gegen seine Verwendung herangezogen werden kann.

Ferner spricht Brabandt von den in einem Betonbauwerk wirksamen Kräften, welche in der Lage wären, die Schichtlinien voneinander abzuschieben, und fügt hinzu, daß bei einer zweckmäßigen Wahl der Schichtlinien diese schäd-

lichen Einflüsse beseitigt werden könnten. Ich bezweifle, daß es in der Praxis immer möglich sein wird, die Schichtlinien zweckmäßig den Kräfteangriffen entsprechend anzuordnen. Gerade bei großen Gewölben wird dies nicht immer möglich sein. Handelt es sich z. B. um ein weitgespanntes Betongewölbe von unverhältnismäßig großen Abmessungen im Scheitel und an den Kämpfern, so wird man bei der Verwendung von Stampfbeton selbst bei sorgfältigster Ausführung und bei zweckmäßigster Auswahl und Anordnung der einzelnen zu stampfenden Teile nicht in der Lage sein, Schicht- oder Fugenlinien zu vermeiden. Kommen bei einem derartigen Bauwerk noch andere Fehler hinzu, so werden gerade diese Stampffugen die Quelle sehr bössartiger Zerstörungen werden. Alle diese Fehler lassen sich aber bei einem sorgfältig hergestellten Gußbeton vermeiden.

In dem Zusatz der Schriftleitung des Z. f. B. findet sich auch der Satz, daß bei einem den Normen entsprechend hergestellten Stampfbeton die Festigkeit in der Schicht- und Arbeitsfuge erfahrungsgemäß ebenso groß ist, wie in jedem anderen Querschnitt. Deshalb mag es von Interesse sein, gerade in diesem Zusammenhang darauf hinzuweisen, daß nach den Mitteilungen von Prietze in Kiel auf der Baustelle Versuche ausgeführt wurden, aus welchen hervorgeht, daß die Scherfestigkeit in den Stampffugen nach 1 Monat nur  $\frac{1}{4}$  bis  $\frac{1}{5}$  der sonstigen Scherfestigkeit beträgt. Mit Recht bemerkt auch Prietze, daß auch bei längerer Erhärtung das Verhalten der Festigkeit nicht günstiger wird.

Man wird vielmehr Prietze vollständig recht geben, wenn er hervorhebt, daß die Schichtfugen immer diejenigen Stellen im Mauerwerk bleiben werden, wo besonders unter Druck stehendes Wasser sich seinen Weg suchen wird.

Diese sehr wichtigen Ergebnisse der Kieler Versuche würden allein schon zur Vorsicht bei der Verwendung von Stampfbeton mahnen, wenn nicht noch andere Bedenken wären. Prietze meint, daß bei der Herstellung von 20 cm starken Stampfschichten die Verwendung von kräftigen Stampfern an Stelle der üblichen Handstampfer einen besseren Beton herbeiführen würde. Das möchte ich sehr bezweifeln. Die Güte des Betons wird in erster Linie immer von der Güte des Mörtels abhängig sein und von dem Verkittungsgrad. Je besser die einzelnen Hohlräume ausgefüllt werden, desto dichter und besser wird der Beton werden. Aber das wird nicht durch das Stampfen allein erreicht. Durch ein stärkeres Stampfen würden allerdings die Hohlräume vermindert werden, dann wird es aber unmöglich, durch eine entsprechende Verzahnung zweier übereinanderliegender Stampfschichten für eine bessere mechanische Verbindung dieser Schichten zu sorgen.



Prietze, der im allgemeinen dem Stampfbeton den Vorzug gibt, führt als einen Nachteil des Gußbetons noch an, daß es notwendig sein würde, stärkere Schalungen zu verwenden. Im allgemeinen wäre es jedenfalls nicht unzweckmäßig, wenn auf die Schalung mehr Sorgfalt verwendet werden würde, wie dies leider nur zu oft übersehen wird. Es genügt, wenn eine sorgfältige gute Schalung vorhanden ist; die Stärke der Schalung braucht nicht eine andere zu sein, als bei der Herstellung von Stampfbeton. Gerade in dieser Hinsicht ist die amerikanische Praxis außerordentlich lehrreich, wo ich in manchen Fällen eine so sorgfältig und gut ausgeführte Schalung gefunden habe, wie sie bei uns leider zu den Seltenheiten gehört.

Im vorstehenden wollte ich nur kurz meine Beobachtungen über die Verwendung von Stampfbeton oder Gußbeton mitteilen, aus welchen, wie ich glaube, zumindest hervorgeht, daß wir in unserer Praxis den Gußbeton nicht so ohne weiteres von der Hand weisen sollen. Es ist deshalb sehr zu begrüßen, daß sich bei einem großen Bau des Staates Bremen die Möglichkeit ergibt, Gußbeton zu verwenden, und hoffentlich wird es

auch der Verwaltung im Verein mit dem dort tätigen Unternehmer möglich sein, bei diesem ersten Versuch, entsprechende Erfahrungen mit dem Gußbeton zu sammeln und die Versuchsergebnisse der Fachwelt mitzuteilen.

Wenn auch in vielen Fällen der Stampfbeton bei sorgfältiger und guter Herstellung genügen wird, so darf man deshalb den Gußbeton nicht verwerfen nach dem alten Grundsatz, daß das Bessere der Feind des Guten ist.

Die Erfahrungen der amerikanischen Praxis zeigen, daß dem Gußbeton gegenüber dem Stampfbeton technische und wirtschaftliche Vorzüge zukommen. Die Erfahrungen unserer Praxis beziehen sich nur auf Stampfbeton, und aus diesem Grunde sind alle Einwände der Gegner des Gußbetons rein theoretisch auf einem Gebiete, auf welchem nur Erfahrungen und Versuche der Praxis den Ausschlag geben können.

Die ganze Frage ist jedenfalls wichtig genug, daß man auch bei den großen Staatsbauten der preußischen Verwaltung versuchen sollte, die Verwendung des Gußbetons auf seine Zweckmäßigkeit zu prüfen.

## DAS „n-FACH STATISCH UNBESTIMMTE“ ELASTISCHE TRAGWERK UND DIE GÜLTIGKEITSGRENZEN DES CASTIGLIANOSCHEN SATZES.

Theorie einer neuen Lösungsmethode und Anwendung auf Beispiele der Praxis.

Von Dipl.-Ing. Leo Lilienfeld (Prag).

(Schluß von S. 422.)

### Einfluß horizontaler Windkräfte.

In derselben Art lassen sich die Ausdrücke für horizontale Kräfte ergänzen:

$$\text{Gurte (Fig. 9): } M_x = M_{n^r} + V_{n^r} x - H_{n^r} y - \frac{w y^2}{2},$$

für  $x = l$

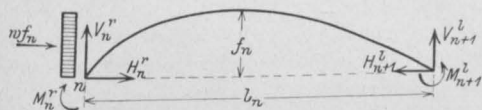


Fig. 9.

$$M_{l_{n+1}} = M_{n^r} + V_{n^r} l_n - \frac{w f_n^2}{2},$$

daher

$$V_{n^r} = \frac{M_{l_{n+1}} - M_{n^r}}{l_n} - \frac{w f_n^2}{2 l_n},$$

Dazu treten die allgemeinen Gleichgewichtsbedingungen:

$$H_{l_{n+1}} = w f + H_{n^r}; \quad V_{l_{n+1}} = -V_{n^r}.$$

$$\text{(links) von } x = 0 - \frac{1}{2}$$

$$M_x = \underbrace{\frac{M_{l_{n+1}}}{l_n} x^2 + M_{n^r} \frac{l_n - x}{l_n}}_{F_1} - \underbrace{H_{n^r} y}_{F_2} - \underbrace{\left( \frac{w y^2}{2} + \frac{w f^2}{2 l_n} x \right)}_{F_0} \quad (12)$$

$$\text{(rechts) von } x' = 0 = \frac{1}{2}$$

$$M_{x'} = \underbrace{\frac{M_{l_{n+1}}}{l_n} (l_n - x)}_{F_1} + \underbrace{\frac{M_{n^r} x}{l_n}}_{F_2} - \underbrace{(w f + H_{n^r}) y}_{F_2} + \underbrace{\frac{w f^2}{2 l_n} x}_{F_0}$$

Aus dieser Darstellung folgt, daß sich die Momentenfläche hier ebenfalls in 3 Teile:  $F_0, F_1, F_2$  gliedern läßt; die Ordinaten derselben sind bezeichnet mit  $y_{(n)}^{(0)}, y_{(n)}^{(1)}, y_{(n)}^{(2)}$  und die statischen Momente

in bezug auf die Lotrechten in  $n$  und  $n + 1$ , wie früher  $S_{(n)}^0, S_{(n+1)}^0 \dots$  usw.

Wie bei lotrechten Lasten ist

$$\frac{\partial H_n r}{\partial M_n r} = -\frac{1}{h_n}, \quad \frac{\partial H_n r}{\partial M_{n+1}^1} = -\frac{1}{h_{n+1}},$$

daher

$$M = \frac{\partial M_x}{\partial M_n r} = \frac{l_n - x}{l_n} + \frac{y}{h_n}.$$

$$\begin{aligned} 6 E J_n r_n r &= l_n (2 M_n r + M_{n+1}^1) \\ + \frac{6}{l_n} (S_{(n)}^0 - S_{(n+1)}^0) &+ M_n r \frac{6}{h_n} A_n \\ + \frac{M_{n+1}^1 - M_n r}{l_n} \cdot \frac{6}{h_n} B_n &- \frac{6}{h_n} \int_0^{l_n} y_{(n)}^2 y_n ds \\ + \frac{6}{h_n} \int_0^{l_n} y_{(n)}^0 y_n ds. \end{aligned}$$

Analog:

$$\begin{aligned} 6 E J_n r_{n+1}^1 &= l_n (2 M_{n+1}^1 + M_n r) \\ + \frac{6}{l_n} (S_{(n)}^0 - S_{(n)}^0) &+ M_{n+1}^1 \frac{6}{h_{n+1}} A_n \\ + \frac{M_n r - M_{n+1}^1}{l_n} \cdot \frac{6}{h_{n+1}} B_n &- \frac{6}{h_{n+1}} \int_0^{l_n} y_{(n)}^2 y_n ds \\ + \frac{6}{h_{n+1}} \int_0^{l_n} y_{(n)}^0 y_n ds \end{aligned}$$

(13)

$$\begin{aligned} S_{(n+1)}^0 &= \frac{1}{3} l_n^2 f_n H_n r + \frac{w f_n}{l_n^2} 4 \int_0^{l_n} x^2 (l-x) dx \\ &= \frac{1}{3} l_n^2 f_n H_n r + w f_n^2 \frac{5}{48} l_n^2; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \int_0^{l_n} y_{(n)}^0 y_n dx &= -\frac{w}{2} \int_0^{l_n} \frac{64}{16} f^3 x^3 (l-x)^3 dx \\ &= +\frac{1}{10} w f_n^3 l_n; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \int_0^{l_n} y_{(n)}^2 y_n dx &= H_n r \int_0^{l_n} y^2 dx + w f \int_0^{l_n} y^2 dx \\ &= H_n r \frac{8}{15} f_n^2 l_n + w \frac{4}{15} f_n^3 l_n. \end{aligned}$$

Nach früherem:

$$A = \frac{2}{3} l_n f_n, \quad B = \frac{1}{3} l_n^2 f_n.$$

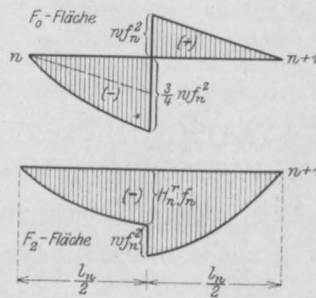


Fig. 10.

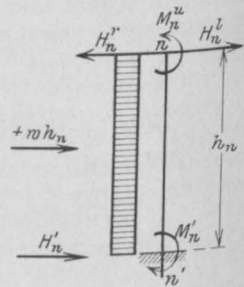


Fig. 11.

Für parabolische Gurtbegrenzung (Fig. 10):

$$\begin{aligned} S_{(n+1)}^0 &= \frac{w f^2}{4} \cdot \frac{1}{4} \cdot \frac{1}{3} l \\ - \left( \frac{w f^2}{4} \cdot \frac{1}{4} \cdot \frac{2}{3} l + \frac{w}{2} \int_0^{l/2} \frac{16}{14} f^2 x^2 (l-x)^2 (l-x) dx \right) \\ &= -\frac{13}{120} w f^2 l^2; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{(n)}^0 &= \frac{w f^2}{4} \cdot \frac{1}{4} \cdot \frac{2}{3} l \\ - \left( \frac{w f^2}{4} \cdot \frac{1}{4} \cdot \frac{1}{3} + \frac{w}{2} \cdot \frac{16}{14} \int_0^{l/2} x^2 (l-x)^2 dx \right) \\ &= -\frac{3}{120} w f^2 l^2; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{(n)}^2 &= \frac{1}{3} l_n^2 f_n H_n r + w f_n \int_0^{l_n} \frac{4 f_n}{l^2} x (l-x)^2 dx \\ &= \frac{1}{3} l_n^2 f_n H_n r + w f^2 \frac{11}{48} l_n^2; \end{aligned}$$

(Bei genauerer Berücksichtigung der Bogenkrümmung sind sämtliche Ausdrücke auf der rechten Seite der Gleichung (13) mit  $\frac{L}{l}$  zu multiplizieren.)

Ständer (Fig. 11):

$$\begin{aligned} M_n^1 &= (H_n r - H_n^1) h_n + M_n^u - \frac{w h_n^2}{2}; \\ H_n^1 + w h - (H_n r - H_n^1) &= 0; \\ H_n^1 &= (H_n r - H_n^1) - w h_n \dots \end{aligned} \quad (14)$$

$$6 E J_n^1 r_n^u = h_n (2 M_n^u + M_n^1 + \frac{1}{4} w h_n^2);$$

$$6 E J_n^1 r_n^1 = h_n (2 M_n^1 + M_n^u + \frac{1}{4} w h_n^2).$$

Für feste Einspannung  $r_n^1 = 0$ :

$$M_n^1 = -\frac{1}{2} M_n^u - \frac{1}{8} w h_n^2,$$

daher

$$H_n r - H_n^1 = -\frac{3}{2} \frac{M_n^u}{h_n} + \frac{3}{8} w h_n \dots \quad (15)$$

Für gelenkige Lagerung  $M_n' = 0$ :

$$H_{nr} - H_n' = -\frac{M_n^u}{h_n} + \frac{w h_n}{2} \dots (15')$$

Ist der Ständer unbelastet, so entfallen die Glieder mit  $w$ , dasselbe gilt für den Gurt.

Mit Hilfe dieser Beziehungen ergeben sich nachstehende Gleichungen für den parabolischen vierstieligen Rahmen mit konstantem Stützwerte und Pfeilhöhe, wobei wegen unsymmetrischer Belastung zwei Belastungszustände untersucht werden.

A. Feste Einpannung.

I.  $M_3^l = M_2^r$ .

$$1. M_1 \left( \frac{3}{2} h + k_1 l (2 + 2 f') \right) + M_2^l k_1 l (1 + 2 f') - H_1 2 l f k_1 \left( 1 + \frac{8}{5} f' \right) + \frac{1}{8} w h^3$$

$$- w f^2 k_1 l \left( \frac{51}{40} + 1 f' \right) = 0;$$

$$2. M_1 k l (1 + 2 f') + M_2^l k l (2 + 2 f') + M_2^r l (3 + 4 f') - 2 l f k H_1 \left( 1 + \frac{8}{5} f' \right) - 2 l f H_2^r \left( 1 + \frac{8}{5} f' \right)$$

$$- w f^2 l k \left( \frac{61}{40} + f' \right) = 0;$$

$$3. M_2^u \frac{3}{2} h + M_2^r l k_2 (3 + 4 f')$$

$$- 2 l H_2^r k_2 f' \left( 1 + \frac{8}{5} f' \right) = 0;$$

$$M_2^r = M_2^l + M_2^u;$$

$$H_1 = -\frac{3}{2} \cdot \frac{M_1}{h} + \frac{3}{8} w h; \quad H_2^r - H_1 = -\frac{3}{2} \cdot \frac{M_2^u}{h} + w f.$$

Die Koeffizienten der Unbekannten sind gleich denen für lotrechte Belastung.

II.  $M_3^l = -M_2^r$ ;

$$S_{\left(\frac{2}{3}\right)} = \frac{1}{8} l^2 f H_2^r; \quad \int_0^l y_{\left(\frac{2}{3}\right)}^2 y_2 = 0;$$

$$M_1 \left( \frac{3}{2} h + k_1 l (2 + 2 f') \right) + M_2^l k_1 l (1 + 2 f')$$

$$- H_1 2 l f k_1 \left( 1 + \frac{8}{5} f' \right) + \frac{1}{8} w h^3$$

$$- w f^2 k_1 l \left( \frac{51}{40} + f' \right) = 0;$$

$$M_1 k l (1 + 2 f') + M_2^l k l (2 + 2 f') + M_2^r l$$

$$- 2 l f k H_1 \left( 1 + \frac{8}{5} f' \right) - \frac{3}{4} l f H_2^r$$

$$- w f^2 l k \left( \frac{61}{40} + f' \right) = 0;$$

$$M_2^u \frac{3}{2} h + M_2^r l k_2 - \frac{3}{4} l f H_2^r k_2 = 0;$$

$$M_2^r = M_2^l + M_2^u; \quad H_1 = -\frac{3}{2} \cdot \frac{M_1}{h} + \frac{3}{8} w h;$$

$$H_2^r - H_1 = -\frac{3}{2} \cdot \frac{M_2^u}{h} + w f.$$

B. Gelenkige Lagerung.

In obigen Gleichungen tritt an Stelle

$$\frac{3}{2} M_1 h, \quad \frac{3}{2} M_2^u h \approx 2 M_1 h, \quad 2 M_2^u h,$$

$$H = -\frac{M u}{h}.$$

Für den Sonderfall horizontaler Riegeln und die früher gewählte Bezeichnung:

A. Feste Einspannung.

I.

$$M_1 \left( \frac{3}{2} \alpha + 2 \right) + M_2^l + \frac{1}{8} w h^2 \alpha = 0;$$

$$M_1 + M_2^l 2 + M_2^r 3 = 0;$$

$$M_2^u \frac{3}{2} \alpha + M_2^r 3 = 0;$$

$$M_2^r = M_2^l + M_2^u.$$

II.

$$M_1 \left( \frac{3}{2} \alpha + 2 \right) + M_2^l + \frac{1}{8} w h^2 \alpha = 0;$$

$$M_1 + M_2^l 2 + M_2^r = 0;$$

$$M_2^u \frac{3}{2} \alpha + M_2^r = 0;$$

$$M_2^r = M_2^l + M_2^u.$$

B. Gelenkige Lagerung.

I.

$$M_1 (2 \alpha + 2) + M_2^l + \frac{1}{4} w h^2 \alpha = 0;$$

$$M_1 + M_2^l 2 + M_2^r 3 = 0;$$

$$M_2^u 2 \alpha + M_2^r 3 = 0;$$

$$M_2^r = M_2^l + M_2^u.$$

II.

$$M_1 (2 \alpha + 2) + M_2^l + \frac{1}{4} w h^2 \alpha = 0;$$

$$M_1 + M_2^l 2 + M_2^r = 0;$$

$$M_2^u 2 \alpha + M_2^r = 0;$$

$$M_2^r = M_2^l + M_2^u.$$

Die endgültigen Werte ergeben sich bei belasteter linken Rahmenseite:

$$M = \frac{1}{2} (M^I + M^{II})$$

links bis zur Mitte des zweiten Feldes,

$$M = \frac{1}{2} (M^I - M^{II})$$

rechts von der Mitte des zweiten Feldes.

**Einfluß gleichmäßiger Temperaturänderung.**

$$\tau_n = \int \frac{M \bar{M}}{E J} ds + \int \epsilon t \bar{N} ds.$$

Der erste Ausdruck gleicht dem für lotrechte Belastung, insofern die Ausdrücke mit den Lasten Null gesetzt werden.

Ständer:

$$\begin{aligned} N &= V_{n^l} + V_{n^r} \\ &= \frac{1}{l_{n-1}} (M_{r_{n-1}} - M_{n^l}) + \frac{1}{l_n} (M_{l_{n+1}} - M_{n^r}) \\ &= \frac{M_{r_{n-1}}}{l_{n-1}} - \frac{1}{l_{n-1}} (M_{n^r} - M_{n^u}) + \frac{M_{l_{n+1}}}{l_n} \\ &\quad - \frac{1}{l_n} (M_{n^l} + M_{n^u}) \end{aligned}$$

$$\bar{N} = \frac{\partial N}{\partial M_{n^u}} = \frac{1}{l_{n-1}} - \frac{1}{l_n}$$

$$M_{n^l} = M_{n^u} + (H_n - H_{n-1}) h_n;$$

$$M_{n^u} = M_{n^r} - (H_n - H_{n-1}) h_n,$$

daher auch

$$\frac{\partial N}{\partial M_{n^r}} = \frac{1}{l_{n-1}} - \frac{1}{l_n}$$

$$\tau_n' = \frac{h}{E J_n'} (2 M_{n^l} + M_{n^u}) + \epsilon t h_n \left( \frac{1}{l_{n-1}} - \frac{1}{l_n} \right) \quad (16)$$

für feste Einspannung  $\tau_n' = 0$

$$M_{n^l} = -\frac{1}{2} \left[ E J_n' \epsilon t \left( \frac{1}{l_{n-1}} - \frac{1}{l_n} \right) + M_{n^u} \right] \quad (17)$$

Im allgemeinen:

$$\begin{aligned} \tau_n^u 6 E J_n' &= (2 M_{n^u} + M_{n^l}) h \\ &\quad + 6 E J_n' \epsilon t \left( \frac{1}{l_{n-1}} - \frac{1}{l_n} \right) h \dots \quad (18) \end{aligned}$$

daher für feste Einspannung:

$$6 E J_n' \tau_n^u = \frac{3}{2} M_{n^u} h + \frac{11}{2} E J_n' \epsilon t h \left( \frac{1}{l_{n-1}} - \frac{1}{l_n} \right) \quad (19)$$

für gelenkige Lagerung:

$$6 E J_n' \tau_n^u = 2 M_{n^u} h + 6 E J_n' \epsilon t h \left( \frac{1}{l_{n-1}} - \frac{1}{l_n} \right) \quad (19')$$

Gurte:

$$N = H \cos \varphi + V_{n^r} \sin \varphi \text{ (links),}$$

$$N = H \cos \varphi + V_{l_{n+1}} \sin \varphi \text{ (rechts).}$$

Das Gleichgewicht verlangt:

$$V_{l_{n+1}} = -V_{n^r},$$

daher

$$\int \bar{N} ds = \int \bar{H}_n \cos \varphi \frac{dx}{\cos \varphi} = \int \bar{H}_n dx$$

und mit Gl. (17) für feste Einspannung:

$$H_n = H_{n-1} - \frac{3}{2} \frac{M_{n^u}}{h_n} - \frac{1}{2 h_n} E J_n' \epsilon t \left( \frac{1}{l_{n-1}} - \frac{1}{l_n} \right)$$

für gelenkige Lagerung:

$$H_n = H_{n-1} - \frac{1}{h_n} (M_{n^r} - M_{n^l}),$$

in beiden Fällen:

$$H_n = \frac{\partial H_n}{\partial M_{n^r}} = -\frac{1}{h_n} \text{ (nach früherem).}$$

Mit diesen Beziehungen folgen die Werte für Verdrehungen:

$$\begin{aligned} 6 E J_n \tau_n^r &= M_{n^r} \left[ 2 l_n + \frac{6}{h_n} \left( A_n - \frac{B_n}{l_n} \right) \right] \\ &\quad + M_{l_{n+1}} \left[ l_n + \frac{6}{h l_n} B_n \right] \\ &\quad - \frac{6}{l_n} S_{(n+1)}^2 - \frac{6}{h_n} H_n C_n - \frac{6}{h_n} E J_n \epsilon t l_n \end{aligned}$$

analog:

$$\begin{aligned} 6 E J_{n-1} \tau_{n-1}^l &= M_{n-1}^l \left[ 2 l_{n-1} + \frac{6}{h_n} \left( A_{n-1} - \frac{B_{n-1}}{l_{n-1}} \right) \right] \\ &\quad + M_{r_{n-1}} \left[ l_{n-1} + \frac{6}{h_n l_{n-1}} B_{n-1} \right] \\ &\quad - \frac{6}{l_{n-1}} S_{(n-1)}^2 - \frac{6}{h_n} H_{n-1} l_{n-1} - \frac{6}{h_n} E J_{n-1} \epsilon t l_{n-1} \quad (20) \end{aligned}$$

Es lassen sich somit unmittelbar die Bestimmungsgleichungen für jeden Fall aufstellen.

Für den behandelten Sonderfall mit horizontalen Riegeln:

A. Feste Einspannung:

$$\begin{aligned} M_1 \left( \frac{3}{2} \alpha + 2 \right) + M_2^l - \frac{11}{2} E \epsilon t J_1 \frac{\alpha}{l} \\ - \frac{6}{h k} J_1 E_1 \epsilon t = 0, \end{aligned}$$

$$M_2^l 2 + M_1 + 3 M_2^r - \frac{12}{h} E J_0 \epsilon t = 0,$$

$$M_2^u \frac{3}{2} \alpha + 3 M_2^r - \frac{6}{h} E J_0 \epsilon t = 0,$$

$$M_2^r = M_2^l + M_2^u.$$

B. Gelenkige Lagerung:

$$M_1 (2 \alpha + 2) + M_2^l - 6 E J_1 \epsilon t \left( \frac{\alpha}{l} - \frac{1}{h k} \right) = 0,$$

$$M_2^l 2 + M_1 + M_2^r 3 - \frac{12}{h} E J_0 \epsilon t = 0,$$

$$M_2^u 2 \alpha + M_2^r 3 - \frac{6}{h} E J_0 \epsilon t = 0,$$

$$M_2^r = M_2^l + M_2^u,$$



$$k = \frac{J_1}{J_0} = \frac{\text{Trägheitsmoment des Ständers}}{\text{Trägheitsmoment des Riegels}}$$

(Werte siehe Tab. I, II).

Für die Wahl der Vorzeichen ist die Regel bestimmend: Einer Temperaturerhöhung entspricht ein positiver Schub  $H_1$ , woraus sich die Vorzeichen der übrigen Werte aus dem relativen Verhältnis der Formeln (Tab. I, II) ergeben.

Die Richtigkeit der abgeleiteten Formeln soll durch vergleichende Berechnungen mit anderseitig abgeleiteten erbracht werden.

Für einen vierstieligen, gelenkig gelagerten und gerade begrenzten Rahmen entwickelt Herr E. Morgenstern im IV. Jahrgang des „Armierten Beton“ 1911, S. 288, Formeln für verschiedene Belastungen.

Die Ableitung erfolgt da auf Grund des Castiglianoschen Satzes, wobei jedoch Momente als Überzählige gewählt wurden, deren Angriffspunkte im elastischen System und nicht in den Stützpunkten liegen. Es können daher die Formeln lediglich für jene Belastung theoretisch genaue Werte liefern, bei welchen die Gesamtverdrehung der betreffenden Punkte Null wird. Dies wird nur bei symmetrischer Lastanordnung der Fall sein.

Es sollen zwei Belastungsfälle verglichen werden:

a) Symmetrische Belastung, z. B. das erste und dritte Feld gleichmäßig belastet.

Folgende Bezeichnungen sind gleichbedeutend:

$$q = \alpha$$

$$M_1 = X_1 h \text{ (nach Morgenstern)}$$

$$M_2 = X_2 h \text{ „ „}$$

$$M_4 \text{ „ „}$$

(Nach Morgenstern)

$$M_1 = -\frac{2}{8} q l^2 \frac{32 q^2 + 36 q + 9}{N}$$

$$M_2^u = +\frac{4}{8} q l^2 \frac{12 q^2 + 15 q + \frac{9}{2}}{N}$$

$$M_2^l - M_1 = -\frac{8}{8} q l^2 \frac{q^2 (4 q + 3)}{N}$$

$$N = 80 q^3 + 180 q^2 + 126 q + 27$$

Es sei:  $l = 10 \text{ m}$ ,  $h = 4 \text{ m}$ ,  $k = 1$ , daher  $\alpha = q = 0,4$

$$N = 80 \cdot 0,4^3 + 180 \cdot 0,4^2 + 126 \cdot 0,4 + 27 = 111,32$$

$$M_1 = -q l^2 \frac{1}{4} \frac{32 \cdot 0,4^2 + 36 \cdot 0,4 + 9}{111,32} = -q l^2 \cdot 0,0641$$

$$M_2^u = +q l^2 \frac{1}{2} \frac{12 \cdot 0,4^2 + 15 \cdot 0,4 + \frac{9}{2}}{111,32} = +q l^2 \cdot 0,0557$$

$$M_2^l - M_1 = -q l^2 \frac{0,4^2 (4 \cdot 0,4 + 3)}{111,32} = -q l^2 \cdot 0,00661$$

b) unsymmetrische Belastung, z. B. das erste Feld gleichmäßig belastet:

(nach Morgenstern)

$$M_1 = -\frac{2}{8} q l^2 \frac{26 q^2 + 33 q + 9}{N}$$

$$= -q l^2 \frac{1}{4} \cdot \frac{26 \cdot 0,4^2 + 33 \cdot 0,4 + 9}{111,32}$$

$$= -q l^2 \cdot 0,0592,$$

$$M_2^u = +\frac{2}{8} q l^2 \frac{22 q^2 + 30 q + 9}{N}$$

$$= +q l^2 \frac{1}{4} \cdot \frac{22 \cdot 0,4^2 + 30 \cdot 0,4 + 9}{111,32}$$

$$= +q l^2 \cdot 0,0552,$$

$$M_2^l - M_1 = -\frac{3}{32} q l^2 \frac{32 q^3 + 39 q^2 + 9 q}{N}$$

$$= -q l^2 \frac{3}{32} \cdot \frac{32 \cdot 0,4^3 + 39 \cdot 0,4^2 + 9 \cdot 0,4}{111,32}$$

$$= -q l^2 \cdot 0,01001;$$

(nach den Ableitungen)

$$c_1 = \frac{1}{3 + 14 \alpha + 12 \alpha^2} = \frac{1}{3 + 14 \cdot 0,4 + 12 \cdot 0,4^2}$$

$$= \frac{1}{10,52},$$

$$M_1 = -q l^2 \frac{1}{8} [(3 + 8 \alpha) c + (1 + 4 \alpha) c_1]$$

$$= -q l^2 \frac{1}{8} \cdot \left( \frac{3 + 8 \cdot 0,4}{24,2} + \frac{4 \cdot 0,4 + 1}{10,52} \right)$$

$$= -q l^2 \cdot 0,0626,$$

$= -M_1$  der vorliegenden Ableitung

$= -M_2^u$  „ „

$= M_2^l - M_1$  „ „

(Nach der vorliegenden Ableitung)

$$M_1 = -q l^2 \frac{1}{4} c (3 + 8 \alpha)$$

$$M_2^u = +q l^2 \frac{1}{4} c (6 \alpha + 3)$$

$$M_2^l - M_1 = -q l^2 \frac{1}{4} c 4 \alpha^2$$

$$c = \frac{1}{20 \alpha^2 + 30 \alpha + 9}$$

$$c = \frac{1}{20 \cdot 0,4^2 + 30 \cdot 0,4 + 9} = \frac{1}{24,2}$$

$$M_1 = -q l^2 \frac{1}{4} \cdot \frac{3 + 8 \cdot 0,4}{24,2} = -q l^2 \cdot 0,0641$$

$$M_2^u = +q l^2 \frac{1}{4} \cdot \frac{6 \cdot 0,4 + 3}{24,2} = +q l^2 \cdot 0,0557$$

$$M_2^l - M_1 = -q l^2 \frac{1}{4} \cdot \frac{4 \cdot 0,4^2}{24,2} = -q l^2 \cdot 0,00661$$

$$\begin{aligned} M_2^u &= + \frac{q l^2}{4} \cdot \frac{1}{2} [(6\alpha + 3)c + c_1(2\alpha + 1)] \\ &= + q l^2 \frac{1}{8} \cdot \left( \frac{6 \cdot 0,4 + 3}{24,2} + \frac{2 \cdot 0,4 + 1}{10,52} \right) \\ &= + q l^2 \cdot 0,0495, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_2^l - M_1 &= - q l^2 \frac{1}{8} (c_4 \alpha^2 + c_1 4 \alpha^2) \\ &= - q l^2 \frac{1}{8} \left( \frac{4 \cdot 0,4^2}{24,2} + \frac{4 \cdot 0,4^2}{70,52} \right) \\ &= - q l^2 \cdot 0,01091. \end{aligned}$$

Die Differenz der Werte bei unsymmetrischer Belastung beträgt 5,4–10%, die auf die Annahme starrer Zwischenpunkte des elastischen Tragwerkes in der erwähnten Arbeit zurückzuführen ist. Die Abweichung hängt von dem Grade der unsymmetrischen Anordnung (Exzentrizität) ab. Bei Einzellasten wird der Unterschied der Werte noch größer sein können.

Als weiteres Vergleichsbeispiel sei der eingespannte Einzelrahmen untersucht.

Für einen parabolisch gekrümmten Riegel ist unter Benutzung der Gl. (10 b'). (Fig. 12.)

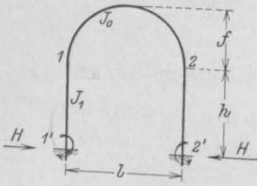


Fig. 12.

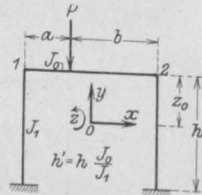


Fig. 13.

### I. Symmetrische und gleichgerichtete Belastung.

$$\begin{aligned} &k M_1 l (2 + 2f') + k M_1 l (1 + 2f') + M_1 \frac{3}{2} h \\ &+ \frac{6}{1} k S_{\left(\frac{0}{2}\right)} - 2 l f H k + \frac{6}{h} k D - \frac{16}{5} \cdot \frac{k}{h} l f^2 H = 0, \end{aligned}$$

$$H = - \frac{3}{2} \cdot \frac{M_1}{h},$$

$$M_1 = - \frac{\frac{6}{l^2} S_{\left(\frac{0}{2}\right)} + \frac{6}{h l} D}{3 + \frac{3}{2} \alpha + f' \left( 7 + \frac{24}{5} f' \right)} N$$

Für gleichförmige Belastung:

$$M_1 = - q l^2 \frac{\frac{1}{4} + \frac{2}{5} f'}{N},$$

$$M_1' = + q l^2 \frac{\frac{1}{4} + \frac{2}{5} f'}{2N},$$

$$H = + q l^2 \frac{3}{2} \cdot \frac{\frac{1}{4} + \frac{2}{5} f'}{h N}.$$

$$\frac{J_1}{J_0} = k; \quad \frac{h}{k l} = \alpha; \quad \frac{f}{h} = f'.$$

Für zwei symmetrische und gleich gerichtete Lasten:

$$M_1 = - \frac{P a b}{1} \cdot \frac{3 + 4 \frac{f'}{l^2} (a^2 + 3 a b + b^2)}{N},$$

$$M_1' = + \frac{P a b}{2 l} \cdot \frac{3 + 4 \frac{f'}{l^2} (a^2 + 3 a b + b^2)}{N},$$

$$H = \frac{3}{2} \cdot \frac{P a b}{h l} \cdot \frac{3 + 4 \frac{f'}{l^2} (a^2 + 3 a b + b^2)}{N}.$$

### II. Zwei symmetrische und entgegengerichtete Lasten.

$$H = 0; \quad S_{\left(\frac{0}{2}\right)} = 0; \quad D = 0.$$

Daher  $M_1' = M_1; \quad M_2 = -M_1;$

$$\begin{aligned} &M_1 k l (2 + 2f') - M_1 k l (1 + 2f') + 3 M_1 h \\ &+ \frac{6}{1} k S_{\left(\frac{0}{2}\right)} = 0, \end{aligned}$$

$$M_1 = - \frac{P a b (b - a)}{l^2 (1 + 3\alpha)},$$

$$M_1' = + \frac{P a b}{2 l^2} \cdot \frac{b - a}{1 + 3\alpha}.$$

Daher für eine Einzellast nach I u. II:

$$\begin{aligned} M_1 &= - \frac{P a b}{2 l} \left[ \frac{3 + 4 \frac{f'}{l^2} (a^2 + 3 a b + b^2)}{3 + \frac{3}{2} \alpha + f' \left( 7 + \frac{24}{5} f' \right)} \right. \\ &\quad \left. + \frac{b - a}{1 (1 + 3\alpha)} \right], \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_2 &= - \frac{P a b}{2 l} \left[ \frac{3 + 4 \frac{f'}{l^2} (a^2 + 3 a b + b^2)}{3 + \frac{3}{2} \alpha + f' \left( 7 + \frac{24}{5} f' \right)} \right. \\ &\quad \left. - \frac{b - a}{1 (1 + 3\alpha)} \right], \end{aligned}$$

$$H = \frac{3}{2} \cdot \frac{P a b}{h l} \cdot \frac{3 + 4 \frac{f'}{l^2} (a^2 + 3 a b + b^2)}{2 \left[ 3 + \frac{3}{2} \alpha + f' \left( 7 + \frac{24}{5} f' \right) \right]}.$$

Für horizontale Riegeln verschwinden die Glieder mit  $f'$ . Für gleichmäßige und zwei symmetrische Lasten stimmen die Formeln mit den anderweitig abgeleiteten überein (siehe Bet.-Kal., Müller-Breslau: Neuere Methoden).

Für eine Einzellast

$$M_1 = -\frac{Pab}{l} \left[ \frac{1}{2+\alpha} + \frac{b-a}{l(2+6\alpha)} \right]$$

$$M_2 = -\frac{Pab}{l} \left[ \frac{1}{2+\alpha} - \frac{b-a}{l(2+6\alpha)} \right]$$

$$H = \frac{3Pab}{2hl} \cdot \frac{1}{2+\alpha}$$

Für diesen Fall findet man in Müller-Breslau: Neuere Methoden § 14 Aufg. 11 eine Berechnung mit 3 „statisch Unbestimmten“; X, Y, Z, die im Schwerpunkt des Systems angreifen (Fig. 13).

$$Z_0 = \frac{h'h}{1+2h'}$$

Es wäre

$$l = 10, \quad h = 4, \quad \frac{J_0}{J_1} = 1 \cdot a = 4, \quad b = 6 \text{ m,}$$

nach Müller-Breslau:

$$Z_0 = \frac{4 \cdot 4}{10 + 8} = \frac{8}{9},$$

$$X = P \frac{3 \cdot 24}{8(20+4)} = P \frac{3}{8},$$

$$Y = P \frac{24}{2} \cdot \frac{\frac{2}{6}}{\frac{100}{12}(10+24)} = P \frac{6}{425},$$

$$Z = P \frac{24}{2} \cdot \frac{1}{10+8} = P \frac{2}{3}.$$

Daher

$$M_1 = P \left( -\frac{3}{8} \cdot \frac{8}{9} - \frac{6}{425} \cdot \frac{10}{2} - \frac{2}{3} \right) = -P \cdot 1,07,$$

$$M_2 = P \left( -\frac{3}{8} \cdot \frac{8}{9} + \frac{6}{425} \cdot \frac{10}{2} - \frac{2}{3} \right) = -P \cdot 0,931.$$

Nach den Ableitungen:

$$H = P \frac{24}{2 \cdot 4 \cdot 10} \cdot \frac{3}{2+0,4} = P \frac{3}{8},$$

$$M_1 = -P \frac{24}{10} \left[ \frac{1}{2,4} + \frac{6-4}{10(2+6 \cdot 0,4)} \right] = -P \cdot 1,110,$$

$$M_2 = -P \frac{24}{10} \left[ \frac{1}{2,4} - \frac{2}{10(2+6 \cdot 0,4)} \right] = -P \cdot 0,890.$$

Der Unterschied beträgt 3,6—4,5%; die Überzählige Z greift im Schwerpunkte des Systems an, dessen Verdrehung bei unsymmetrischen Lasten nicht Null wird.

Die dargelegten Beziehungen behalten ihre volle Gültigkeit auch bei Übertragung auf geschlossene oder „innerlich statisch unbestimmte“ Traggebilde.

Es möge das im Eisenbeton des Tiefbaues häufig vorkommende und in Fig. 14 dargestellte Profil untersucht werden.

Als Belastungen kommen in Betracht:

- gleichmäßige lotrechte des Gurtes  $q$ ,
- „ „ Bodenpressung  $s$ ,
- wagerechter Erddruck mit Überschüttung,
- innerer Wasserdruck auf die Wände.

Wegen symmetrischer Anordnung und Belastung sind die Momente in den mit 1 und 2 bezeichneten Ecken einander gleich. Der seitliche Erddruck auf den Gurt kann durch Erhöhung der ortrechten Belastung in Rechnung gestellt werden.

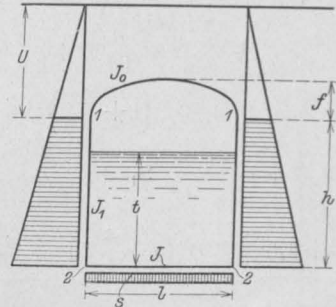


Fig. 14.

Bezeichnung:

$S_v$  = das statische Moment der Momentenfläche der lotrechten Lasten eines freiliegenden Trägers von der Stützweite  $l$ , bezogen auf 1;

$S_1^h, S_2^h$  = die statischen Momente der Momentenflächen der horizontalen Lasten eines freiliegenden Trägers von dem Stützweite  $h$ , bezogen auf 1 und 2;

$M_2^h$  = das Moment der horizontalen Lasten (eines Ständers in bezug auf 2.

$$\frac{J_1}{J_0} = k_1, \quad \frac{J_2}{J} = k, \quad \frac{f}{h} = h', \quad \frac{h}{k_1 l} = \alpha, \quad \frac{l k}{h} = \beta,$$

$$\pi = \gamma \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) \text{ Erddruckkonstante,}$$

$u$  = Überschüttungshöhe im Kämpfer,

$t$  = Wassertiefe.

Jene Momente und Lasten sind positiv, welche im Innern des Rahmens Zugspannungen resp. Durchbiegungen hervorrufen. Demnach ist der Wasserdruck eine negative Last.

Die Gleichgewichtsbedingung für den Ständer ist:

$$M_1 + H h - \bar{M}_2^h = M_2,$$

daher

$$H = \frac{1}{h} (M_2 - M_1 + \bar{M}_2^h).$$

Mit Berücksichtigung, daß auch die Ständer belastet sind, folgen nach dem Gleichungssystem (10) unmittelbar zwei Gleichungen:

$$1) M_1 2h + M_2 h + M_1 k_1 \left( 21 + \frac{6}{h} \cdot \frac{1}{3} f l \right) \\ + M_1 k_1 l \left( 1 + \frac{2}{h} f \right) + \frac{6}{l} k_1 S_v - 2 l f H k_1 \\ + \frac{6}{h} k_1 D - H k_1 \frac{16}{5} \cdot \frac{h^2}{h} l + \frac{6}{h} S_2^h = 0;$$

$$2) 2 M_2 h + M_1 h + \frac{6}{h} S_1^h + M_2 3 l k + \frac{1}{4} s l^3 k = 0;$$

nach Einführung des Wertes für H

$$M_1 \left( 2\alpha + 3 + 6f' + \frac{16}{5} f'^2 \right) + M_2 \left( \alpha - 2f' - \frac{16}{5} f'^2 \right) \\ + \frac{6}{l^2} S_v + \frac{6}{h l} D + \frac{6}{h k_1 l} S_2^h \\ - \bar{M}_2^h 2f' \left( 1 + \frac{8}{5} f' \right) = 0;$$

$$M_1 + M_2 (2 + 3\beta) + \frac{6}{h^2} S_1^h + \frac{1}{4} s l^2 \beta = 0.$$

$$M_1 = \frac{(2 + 3\beta) \left\{ \bar{M}_2^h 2f' \left( 1 + \frac{8}{5} f' \right) - \frac{6\alpha}{h^2} S_2^h - \frac{6}{l^2} S_v - \frac{6}{h l} D \right\} + \left( \frac{6}{h^2} S_1^h + \frac{1}{4} s l^2 \beta \right) \left( \alpha - 2f' - \frac{16}{5} f'^2 \right)}{N}$$

$$M_2 = \frac{- \left( \frac{6}{h^2} S_1^h + \frac{1}{4} s l^2 \beta \right) \left( 2\alpha + 3 + 6f' + \frac{16}{5} f'^2 \right) + \frac{6}{l^2} S_v + \frac{6}{h l} D + \frac{6\alpha}{h^2} S_2^h - \bar{M}_2^h 2f' \left( 1 + \frac{8}{5} f' \right)}{N}.$$

N ist konstant

$$= 3\alpha + 6 + 14f' + \frac{48}{5} f'^2 \\ + \beta \left( 6\alpha + 9 + 18f' + \frac{48}{5} f'^2 \right).$$

Für die einzelnen Belastungen erhält man:

a) lotrechte gleichmäßige Belastung q:

$$M_1 = -q l^2 \frac{\left( \frac{1}{4} + \frac{2}{5} f' \right) (2 + 3\beta)}{N};$$

$$M_2 = +q l^2 \frac{\frac{1}{4} + \frac{2}{5} f'}{N};$$

$$S_1^h = \pi h \left( u + \frac{h}{2} \right) \int_0^h y^2 dy - \pi \int_0^h \left( u y^2 + \frac{y^3}{6} \right) y dy = \frac{\pi h^4}{60} (5u + 8h),$$

$$S_2^h = \pi h \left( u + \frac{h}{2} \right) \int_0^h y (h - y) dy - \pi \int_0^h \left( u y^2 + \frac{y^3}{6} \right) (h - y) dy = \frac{\pi h^4}{60} \left( 5u + \frac{9}{2} h \right),$$

$$M_1 = \pi h^2 \frac{(2 + 3\beta) \left[ 2f' \left( u + \frac{h}{6} \right) \left( 1 + \frac{8}{5} f' \right) - \frac{\alpha}{10} \left( 5u + \frac{9}{2} h \right) \right] + \frac{5u + 8h}{10} \left( \alpha - 2f' - \frac{16}{5} f'^2 \right)}{N},$$

$$M_2 = -\pi h^2 \frac{\frac{5u + 8h}{10} \left( 2\alpha + 3 + 6f' + \frac{16}{5} f'^2 \right) - \frac{\alpha}{10} \left( 5u + \frac{9}{2} h \right) + 2f' \left( u + \frac{h}{6} \right) \left( 1 + \frac{8}{5} f' \right)}{N},$$

$$H = \frac{1}{h} (M_2 - M_1) + \pi h \left( u + \frac{h}{6} \right).$$

$$H = +q l^2 \frac{\left( \frac{1}{4} + \frac{2}{5} f' \right) (3 + 3\beta)}{h \cdot N}.$$

b) gleichmäßige Bodenpressung s:

$$M_1 = + \frac{s l^2}{4} \beta \frac{\alpha - 2f' - \frac{16}{5} f'^2}{N};$$

$$M_2 = - \frac{s l^2}{4} \beta \frac{2\alpha + 3 + 6f' + \frac{16}{5} f'^2}{N};$$

$$H = - \frac{s l^2}{4} \beta \frac{3\alpha + 3 + 4f'}{h N}.$$

c) Wagerechter Erddruck mit Überschüttung:  
(Fig. 15)

$$E = \frac{1}{2} \pi (u + y)^2;$$

$$dE = \pi (u + y) dy;$$

$$\bar{M}_y = \pi \int_{\eta=0}^{\eta=y} (u + \eta)(y - \eta) d\eta = \pi \left( u y^2 + \frac{y^3}{6} \right),$$

$$\bar{M}_2^h = \pi h^2 \left( u + \frac{h}{6} \right).$$

Für den frei aufliegenden Träger von der Stützweite h ist die Auflagerreaktion in (1)

$$A = \frac{\bar{M}_2^h}{h} = \pi h \left( u + \frac{h}{6} \right)$$

und das Moment in y:

$$M_y = \pi h \left( u + \frac{h}{6} \right) y - \pi \left( u y^2 + \frac{y^3}{6} \right),$$

daher



d) Innerer Wasserdruck W (Fig. 16):

$$\bar{M}_2^h = -W \frac{t}{3}.$$

Die Momentenfläche setzt sich aus zwei Teilen  $F_1$  und  $F_2$  zusammen:

$$F_1 = \frac{W h' t}{6}, \quad F_2 = \int_0^t y \, dx,$$

$$y = \frac{W}{3} x \left(1 - \frac{x^2}{t^2}\right), \quad F_2 = \frac{W t^2}{12},$$

der Schwerpunktsabstand der Fläche  $F_2$  von A ist

$$\int_0^t \frac{W}{3} x^2 \left(1 - \frac{x^2}{t^2}\right) dx$$

$$= \frac{8}{15} t.$$

Daher

$$S_1^h = \frac{W h' t}{6} \cdot \frac{h+h'}{3} + \frac{W t^2}{12} \left(\frac{8}{15} t + h'\right)$$

$$= -\frac{W t}{180} (20 h^2 - 15 h t + 3 t^2),$$

$$S_2^h = \frac{W h' t}{6} \cdot \frac{h+t}{3} + \frac{W t^2}{12} \cdot \frac{7}{15} t$$

$$= -\frac{W t}{180} (10 h^2 - 3 t^2).$$

$$M_1 = \frac{W t}{3} \cdot \frac{(2+3\beta) \left[ -2f' \left(1 + \frac{8}{5} f'\right) + \alpha \frac{10 h^2 - 3 t^2}{10 h^2} \right] - \frac{20 h^2 - 15 h t + 3 t^2}{10 h^2} \left( \alpha - 2 f' - \frac{16}{5} f'^2 \right)}{N},$$

$$M_2 = \frac{W t}{3} \cdot \frac{\frac{20 h^2 - 15 h t + 3 t^2}{10 h^2} \left( 2\alpha + 3 + 6 f' + \frac{16}{5} f'^2 \right) - \alpha \frac{10 h^2 - 3 t^2}{10 h^2} + 2 f' \left( 1 + \frac{8}{5} f' \right)}{N},$$

$$H = \frac{1}{h} (M_2 - M_1) - W \frac{t}{3h}.$$

Für horizontale Riegel verschwinden sämtliche Glieder mit  $f'$ ; z. B. im letzten Falle d):

$$M_1 = \frac{W t}{90 h^2} \alpha \frac{3\beta(10 h^2 - 3 t^2) - 9 t^2 + 15 h t}{1\alpha + 2 + \beta(2\alpha + 3)},$$

$$M_2 = \frac{W t}{90 h^2} \frac{(20 h^2 - 15 h t + 3 t^2)(2\alpha + 3) - \alpha(10 h^2 - 3 t^2)}{\alpha + 2 + \beta(2\alpha + 3)}.$$

Diesen Sonderfall behandelt Herr Dipl.-Ing. Norbert Assan als „Beitrag (!) zur Berechnung prismatischer Flüssigkeitsbehälter“ (!) ohne Berücksichtigung eines veränderlichen Trägheitsmomentes der Wandungen (Arm. Bet. 1913, Heft 3).

Die Berechnung erfolgt mit Hilfe zweier im Schwerpunkte des Systems angreifender „Unbestimmten“  $M_0, X$  nach Castigliano.

$$M_0 = \frac{W t}{12} \cdot \frac{2h-t}{1+h},$$

$$X = \frac{W t}{30} \cdot \frac{10 h^2 - 15 h t + 6 t^2}{h^2(3l+h)}. *)$$

Es sei  $h = 4, l = 10, t = 3, k_1 = k = 1$ .

(Nach Assan):

$$M_0 = W \frac{3}{12} \cdot \frac{2 \cdot 4 - 3}{10 + 4} = W \frac{5}{56},$$

$$X = \frac{3}{30} \cdot \frac{10 \cdot 16 - 15 \cdot 3 \cdot 4 + 6 \cdot 9}{16(30+4)} = W \frac{1}{160},$$

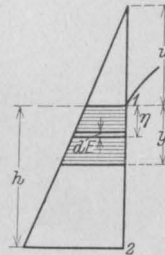


Fig. 15.

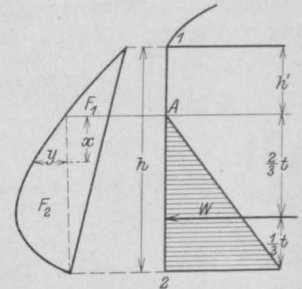


Fig. 16.

daher

$$M_1 = W \left( \frac{5}{56} - \frac{2}{160} \right) = W \frac{86}{1120} = \underline{\underline{0,0768 W}}.$$

Nach vorigem:

$$\alpha = 0,4; \quad \beta = \frac{10}{4} = 2,5,$$

$$M_1 = W \frac{3}{90 \cdot 4^2} \cdot \frac{3 \cdot 2,5(10 \cdot 16 - 3 \cdot 9) - 9 \cdot 9 + 15 \cdot 12}{0,4 + 2 + 2,5(2 \cdot 0,4 + 3)}$$

$$= \underline{\underline{0,0768 W}}.$$

\*) Das dort aufgestellte Kriterium  $t > \frac{h}{2}$  ist hin-  
fänglich und bedeutungslos; es ergibt die erste Formel für X  
in allen Fällen  $t >$  oder  $<$  h die richtigen Werte von  
selbst; dies folgt aus der richtigen Wertung des Aus-  
druckes  $\int_a^b M y \, ds$ , indem  $F_1$  mit dem Vorzeichen (—) ein-  
zuführen ist.

Wegen symmetrischer Lastanordnung ist die Verdrehung des Schwerpunktes null, es stimmen daher die Resultate überein.

Es sind bisher nur symmetrische Anordnungen an Beispielen untersucht worden; es unterliegt keiner Schwierigkeit, auch unsymmetrische Traggebilde dieser Methode zu unterziehen. Beim vierteligen eingespannten Rahmen ergeben sich endgültig nur fünf Gleichungen, deren rechnerische Auswertung leicht durchgeführt wird.

Als Zahlenbeispiel ist der in Fig. 17 dargestellte Rahmenbau behandelt, und zwar für eine gleichmäßige Belastung  $q$  und feste Einspannung der Ständer. Der mittlere Bogen ist parabolisch gekrümmt. Die Abmessungen sind in die Zeichnung eingetragen.

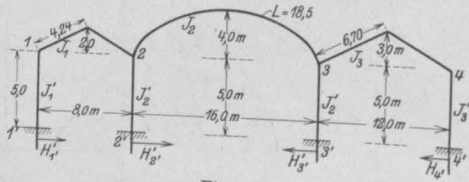


Fig. 17.

$$A_n = \int y \, ds.$$

$$A_1 = \frac{4,24}{4} \cdot \frac{1}{2} \cdot 8,2 = 8,48;$$

$$A_2 = \frac{18,5}{16} \cdot \frac{2}{3} \cdot 4 \cdot 16 = 49,3;$$

$$A_3 = \frac{6,70}{6} \cdot \frac{1}{2} \cdot 12 \cdot 3 = 20,1.$$

$$\frac{B_n}{I_n} = \frac{1}{I_n} \int x y \, ds.$$

$$B_1 \frac{1}{I_1} = 8,48 \cdot \frac{4}{8} = 4,24;$$

$$B_2 \frac{1}{I_2} = 49,3 \cdot \frac{8}{16} = 24,65;$$

$$B_3 \frac{1}{I_3} = 20,1 \cdot \frac{6}{12} = 10,05.$$

$$C_n = \int y^2 \, ds.$$

$$C_1 = \frac{4,24}{4} \cdot 2 \cdot \frac{2^2}{4^2} \cdot \frac{4^3}{3} = 11,31;$$

$$C_2 = \frac{18,5}{16} \cdot \frac{8}{15} \cdot 16 \cdot 16 = 158;$$

$$C_3 = \frac{6,7}{6} \cdot 2 \cdot \frac{3^2}{6^2} \cdot \frac{6^3}{3} = 40,2.$$

$$\frac{1}{I_n} S_n^{(2)} = \frac{1}{I_n} H_n \int y x \, ds.$$

$$\frac{1}{I_1} S_{(1)}^{(2)} = \frac{1}{I_1} S_{(2)}^{(2)} = H_1 \cdot 4,24;$$

$$\frac{1}{I_2} S_{(2)}^{(2)} = \frac{1}{I_2} S_{(3)}^{(2)} = H_2 \cdot 24,65;$$

$$\frac{1}{I_3} S_{(3)}^{(2)} = \frac{1}{I_3} S_{(4)}^{(2)} = H_3 \cdot 10,05.$$

$$\frac{1}{h_n} D_n = \frac{1}{h_n} \int M_0 y \, ds.$$

$$\frac{D_1}{h} = \frac{1}{5} \cdot \frac{4,24}{4} \cdot \frac{1}{2} q \left( 8 \cdot \frac{4^3}{3} - \frac{4^4}{4} \right) = q \cdot 4,51;$$

$$\frac{D_2}{h} = \frac{1}{5} \cdot \frac{18,5}{16} \cdot \frac{1}{15} \cdot 4 \cdot 16^3 q = q \cdot 252;$$

$$\frac{D_3}{h} = \frac{1}{5} \cdot \frac{6,7}{6} \cdot \frac{1}{2} q \left( 12 \cdot \frac{6^3}{3} - \frac{6^4}{4} \right) = q \cdot 24,12.$$

$$\frac{1}{I_n} S_n^{(0)}.$$

$$\frac{1}{I_1} S_{(1)}^{(0)} = \frac{1}{I_1} S_{(2)}^{(0)} = \frac{4,24}{4} \cdot \frac{1}{24} \cdot 8^3 q = 22,6 q;$$

$$\frac{1}{I_2} S_{(2)}^{(0)} = \frac{1}{I_2} S_{(3)}^{(0)} = \frac{18,5}{16,0} \cdot \frac{1}{24} \cdot 16^3 q = 198 q;$$

$$\frac{1}{I_3} S_{(3)}^{(0)} = \frac{1}{I_3} S_{(4)}^{(0)} = \frac{6,7}{6} \cdot \frac{1}{24} \cdot 12^3 q = 80,4 q.$$

$$\frac{J_1}{J_1'} = \frac{J_2}{J_2'} = \frac{J_3}{J_2'} = \frac{J_3}{J_3'} = k = 2,5;$$

$$\frac{J_2}{J_1} = \frac{J_3}{J_2} = 1.$$

Nach Gleichungssystem (10) gelten die allgemeinen Beziehungen:

$$M_2^r = M_2^l + M_2^u; \quad M_3^l = M_3^r + M_3^u$$

$$H_1 = -\frac{3}{2} \cdot \frac{M_1}{5}; \quad H_3 = -\frac{3}{2} \cdot \frac{M_4}{5};$$

$$H_2 - H_1 = -\frac{3}{2} \cdot \frac{M_2^u}{5}; \quad H_2 - H_3 = -\frac{3}{2} \cdot \frac{M_3^u}{5},$$

daher

$$H_2 = -\frac{3}{10} (M_1 + M_2^u) = -\frac{3}{10} (M_3^u + M_4),$$

dies ergibt eine neue Gleichung:

$$M_1 + M_2^u = M_3^u + M_4;$$

sie entspricht der allgemeinen Gleichgewichtsbedingung

$$\sum H = 0 \text{ oder } \sum M = 0$$

(man kommt zur letzten Beziehung auch, wenn man die Momentengleichung für sämtliche Auflagergrößen aufstellt in bezug auf den Schnittpunkt der Resultierenden der Lasten mit der Verbindungsgeraden der Fußpunkte und Null setzt).

Diese allgemeine Gleichgewichtsbedingung ersetzt eine normale Gleichung des Systems (10)

Es folgen daher:

$$1) M_1 \cdot 5 \cdot \frac{3}{2} \cdot 2,5 + M_1 \left( 2 \cdot 8 \cdot \frac{4,24}{4} + \frac{6}{5} \cdot 4,24 \right) \\ + M_2^l \left( 8 \cdot \frac{4,24}{4} + \frac{6}{5} \cdot 4,24 \right) + 6 \cdot 22,6 q - H_1 \cdot 6 \cdot 4,24 \\ + 6 \cdot 4,51 q - H_1 \cdot \frac{6}{5} \cdot 11,31 = 0;$$

$$2) M_2^l \left( 2 \cdot 8 \cdot \frac{4,24}{4} + \frac{6}{5} \cdot 4,24 \right) + M_1 \left( 8 \cdot \frac{4,24}{4} + \frac{6}{5} \cdot 4,24 \right) \\ + M_2^r \left( 2 \cdot 16 \cdot \frac{18,5}{16} + \frac{6}{5} \cdot 24,65 \right) + M_3^l \left( 16 \cdot \frac{18,5}{16} + \frac{6}{5} \cdot 24,65 \right) \\ + 6 \cdot 22,6 q - H_1 \cdot 6 \cdot 4,24 + 6 \cdot 4,51 q - H_1 \cdot \frac{6}{5} \cdot 11,31 \\ + 6 \cdot 198 q - H_2 \cdot 6 \cdot 24,65 + 6 \cdot 252 q - \frac{6}{5} H_2 \cdot 158 = 0;$$

$$3) M_2^u \cdot \frac{3}{2} \cdot 5 \cdot 2,5 + M_2^r \left( 2 \cdot 16 \cdot \frac{18,5}{16} + \frac{6}{5} \cdot 24,65 \right) \\ + M_3^l \left( 16 \cdot \frac{18,5}{16} + \frac{6}{5} \cdot 24,65 \right) + 6 \cdot 198 q - H_2 \cdot 6 \cdot 24,65 \\ + 6 \cdot 252 q - H_2 \cdot \frac{6}{5} \cdot 158 = 0;$$

$$4) M_3^l \left( 2 \cdot 16 \cdot \frac{18,5}{16} + \frac{6}{5} \cdot 24,65 \right) + M_2^r \left( 16 \cdot \frac{18,5}{16} + \frac{6}{5} \cdot 24,65 \right) \\ + M_3^r \left( 2 \cdot 12 \cdot \frac{6,7}{6} + \frac{6}{5} \cdot 10,05 \right) + M_4 \left( 12 \cdot \frac{6,7}{6} + \frac{6}{5} \cdot 10,05 \right) \\ + 6 \cdot 198 q - H_2 \cdot 6 \cdot 24,65 + 6 \cdot 252 q - H_2 \cdot \frac{6}{5} \cdot 158 \\ + 6 \cdot 80,4 q - H_3 \cdot 6 \cdot 10,05 + 6 \cdot 24,12 q - H_3 \cdot \frac{6}{5} \cdot 40,2 = 0;$$

$$5) M_4 \cdot \frac{3}{2} \cdot 5 \cdot 2,5 + M_4 \left( 2 \cdot 12 \cdot \frac{6,7}{6} + \frac{6}{5} \cdot 10,05 \right) \\ + M_3^r \left( 12 \cdot \frac{6,7}{6} + \frac{6}{5} \cdot 10,05 \right) + 6 \cdot 80,4 q - H_3 \cdot 6 \cdot 10,05 \\ + 6 \cdot 24,12 q - H_3 \cdot \frac{6}{5} \cdot 40,2 = 0.$$

Nach Einführung der Werte aus den obigen allgemeinen Beziehungen erhält man folgende fünf Gleichungen für den „neunfach statisch unbestimmten Fall“:

$$M_3^u \cdot 52,502 + M_4 \cdot 52,502 - M_2^u \cdot 52,502 + M_2^l \cdot 13,568 \\ + 162,66 q = 0;$$

$$M_2^l \cdot 88,628 + M_3^l \cdot 48,08 + M_2^u \cdot 41,308 + M_3^u \cdot 126,522 \\ + M_4 \cdot 126,522 + 2862,66 q = 0;$$

$$M_2^u \cdot 85,33 + M_2^l \cdot 66,58 + M_3^l \cdot 48,08 + M_3^u \cdot 101,25 \\ + M_4 \cdot 101,25 + 2700 q = 0;$$

$$M_2^l \cdot 48,08 + M_3^u \cdot 48,08 + M_3^u \cdot 62,39 + M_3^l \cdot 105,44 \\ + M_4 \cdot 159,27 + 3327,12 q = 0;$$

$$- M_3^u \cdot 25,46 + M_3^l \cdot 25,46 + M_4 \cdot 90,172 + 627,12 q = 0.$$

Nach Auflösung:

$$M_1 = -0,31 q, \quad M_1' = +0,155 q, \\ M_2^l = -12,5 q, \quad M_2^r = +2,655 q, \\ M_2^u = -17,81 q, \quad M_3^r = +1,415 q, \\ M_2^u = -5,31 q, \quad M_4' = +1,395 q, \\ M_3^l = -17,52 q, \quad H_1' = +0,093 q, \\ M_3^r = -14,69 q, \quad H_2' = H_2 - H_1 = +1,593 q, \\ M_3^u = -2,83 q, \quad H_3' = H_2 - H_3 = +0,849 q, \\ M_4 = -2,79 q, \quad H_4' = H_3 = +0,837 q.$$

Mit Hilfe dieser Werte ist der gesamte Momentenverlauf festgesetzt; z. B. die Momente in Feldmitte bestimmen sich:

Erste Öffnung:

$$M_m = q \left( \frac{1}{8} \cdot 8^2 - \frac{12,5 + 0,31}{2} - 0,093 \cdot 2 \right) = +1,409 q \\ \text{(nicht das Maximum!);}$$

Mittelöffnung:

$$M_m = q \left( \frac{1}{8} \cdot 16^2 - \frac{17,81 + 17,52}{2} - (1,593 + 0,093) \cdot 4 \right) \\ = +7,6 q;$$

dritte Öffnung:

$$M_m = q \left( \frac{1}{8} \cdot 12^2 - \frac{14,69 + 2,79}{2} - 0,837 \cdot 3 \right) = +6,75 q.$$

Schon bei den bisherigen Beispielen kann man durch Vergleich der vorgeführten Berechnungsmethode mit den heute üblichen unter Anwendung des Castiglianoschen und Maxwellschen Satzes folgende unterscheidende Merkmale zum Vorteil der ersteren zusammenfassen:

1. Die Berechnung vollzieht sich als der natürlichste Ausdruck des wirklichen Kräftespieles ohne Schaffung eines ideellen „statisch bestimmten“ Trägers. Es entfällt somit eine Auswahl der Überzähligen, die eine rein subjektive Sache des Berechnenden ist und von seiner mathematischen Divinationsgabe abhängt. Daher
2. Es wird stets der gleiche und kürzeste Berechnungsweg eingeschlagen. Es entfallen theoretische Ableitungen. Die Gleichungen lassen sich unmittelbar aufstellen.
3. Die Zahl der Gleichungen und die der Unbekannten in jeder von ihnen ist geringer. Die Beziehungen der Unbekannten zueinander sind stets die gleichen. Die Koeffizienten sind durch geometrische Formeln ausgedrückt.
4. Die Auflösung liefert genaue und richtige Werte. Es entfällt die unbegründete Annahme unverdrehbarer Zwischenpunkte.
5. Die Anwendung ist äußerst mannigfaltig, unbeeinflusst durch Lagerung noch innere Ausbildung des Tragwerkes (Form und Begrenzung).

# DIE EISENBETONBRÜCKEN SYSTEM WÜNSCH.

Von Dipl.-Ing. Willy Obrist (Budapest).

Vor zwanzig Jahren ist in Ungarn die erste größere Eisenbetonbrücke, die Neutrabrücke in Neuhäusel (vgl. Fig. 1), dem Verkehr übergeben worden und wenn dieses Bauwerk in der Fachliteratur auch des öfters näher besprochen wurde, so erscheint es heute aus verschiedenen Gründen

horizontalem Obergurt, gebogenem Untergurt mit oben und unten durchgehenden Eiseneinlagen aus L oder T Profilen bestehend, die in den Widerlagern mit stehenden Eiseneinlagen verbunden sind, welch letztere im Fundament verankert sind (Fig. 2).



Fig. 1. Neutrabrücke in Neuhäusel. 6 Öffnungen mit 17 m Sichtweite. Erbaut 1892.

geboten, weniger die Brücke selbst, als die zur Ausführung gelangte Eisenbetonkonstruktion einer eingehenden Betrachtung zu unterziehen.

Die meines Wissens erste Veröffentlichung über obiges Bauwerk ist in der Zeitschrift des Österreich. Ingenieur- und Architektenvereins 1893 Nr. 21 erschienen und der Aufsatz stammt aus der Feder des Herrn Dipl.-Ing. Joseph Schustler, damaligen Oberingenieurs der ausführenden Firma

Für Konstruktionen über mehrere Öffnungen gehen die Eiseneinlagen mit dem Ober- und Untergurt kontinuierlich fort und sind diese nur in den Endwiderlagern verankert.

Die Einzelheiten der Neutrabrücke sind in Fig. 3 dargestellt und die Hauptabmessungen der Eisenbetonkonstruktion sind folgende:

- Lichte Weite . . . . . 17,00 m
- Scheitelstärke . . . . . 0,25 "
- Kämpferstärke . . . . . 1,38 "
- Pfeilhöhe . . . . . 1,13 "
- Pfeilverhältnis 1 : 15.

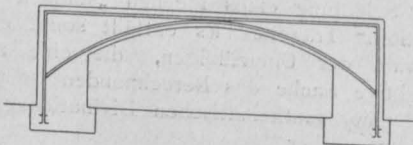


Fig. 2.

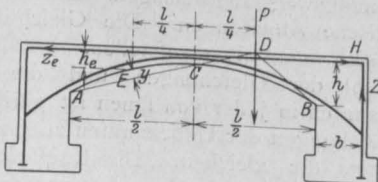


Fig. 4.

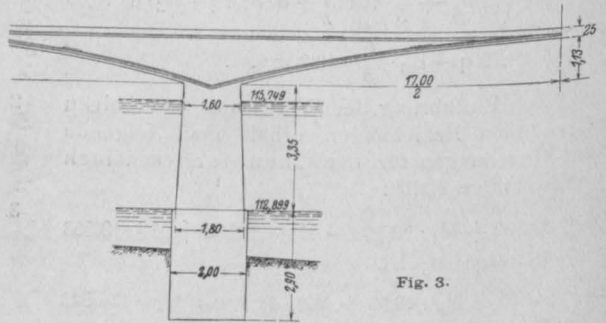


Fig. 3.

Robert Wünsch, Budapest. Nachdem der Aufsatz aus bester Quelle stammt, ist es interessant, auf den Inhalt näher einzugehen, wenigstens soweit er sich auf die Statik der Eisenbetonkonstruktion bezieht.

Die Eisenbetonkonstruktion (System Wünsch) ist kurz charakterisiert als Tragkonstruktion mit

### Armierung

- im Obergurt:
  - 12,32 cm<sup>2</sup> pro 0,50 m Brückenbreite;
- im Untergurt:
  - 12,32 cm<sup>2</sup> pro 0,50 m Brückenbreite;
- im Endwiderlager:
  - 32,2 cm<sup>2</sup> pro 0,50 m Brückenbreite.



Die statische Berechnung der einzelnen Felder wurde nach einem Annäherungsverfahren durchgeführt, das seinerzeit auf Grund von Versuchen als den Verhältnissen entsprechend gefunden wurde. Das Verfahren besteht kurz in folgendem:

Die Berechnung wird getrennt durchgeführt für den als Dreigelenkbogen aufgefaßten Mittelteil und für die Armierung der Widerlager (Fig. 4).

kraft in dem betreffenden Querschnitt aufnehmen. Von Biegemomenten ist hierbei keine Rede.

Als dann wird eine einseitig wirkende Verkehrslast in Rechnung gezogen und für den Querschnitt in  $1/4$  aus den Momentengleichungen

$$R_e \cdot y = Z_e \cdot h_e$$

die Zugkraft im Obergurt der Armierung ermittelt.

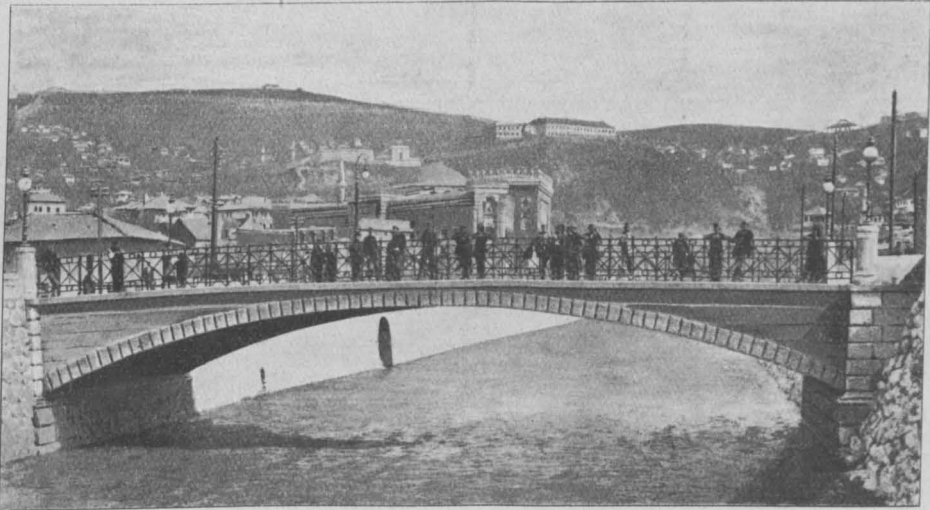


Fig. 5. Kaiserbrücke in Sarajevo. 25 m Spannweite, 30 cm Scheitelstärke. Erbaut 1897.

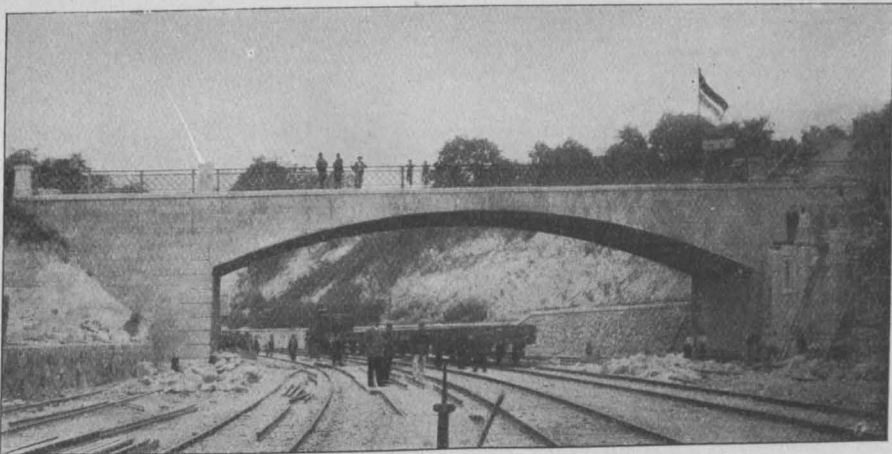


Fig. 6. Straßenüberführung in Preßburg. 25,60 m Spannweite, 25 cm Scheitelstärke. Erbaut 1898.

Für gleichförmig über die ganze Öffnung verteilte Nutzlast wird der Horizontalschub für den Dreigelenkbogen ABC ermittelt und die Scheiteldruckspannung für die als zentrisch wirkende Bogenkraft  $H$  berechnet. Bei dieser Belastung wird der Obergurt der Armierung als spannungslos angesehen und der Untergurt soll die Normal-

Damit ist die Berechnung des eigentlichen Bogens erledigt.

Die Anker im Widerlager sollen das Gewölbe in diese verankern und deshalb wird die Zugkraft in den Ankern für totale Belastung aus der für den Kämpferpunkt A resp. B aufgestellten Momentengleichung

$$H_{\max} \cdot h = Z \cdot b$$

bestimmt.

Auf dieser Grundlage ergeben sich für die Neutrabrücke die nachstehenden Resultate:

1. Horizontalschub aus Eigengewicht:

$$H_g = 53,40 \text{ t auf } 1 \text{ m}^1 \text{ Brückenbreite;}$$

2. Horizontalschub für 3 t Raddruck:

$$H_p = 11,28 \text{ t auf } 60 \text{ cm Brückenbreite;}$$

3. Scheiteldruckspannung:

$$\sigma = 28,8 \text{ kg/cm}^2;$$

4. Eisenzugspannung im Obergurt in 1/4 der Spannweite bei einseitiger Belastung mit 3 t Raddruck:

$$\sigma_e = 408 \text{ kg/cm}^2$$

5. Eisenzugspannung der Anker bei totaler Belastung:

$$\sigma_e = 642 \text{ kg/cm}^2.$$

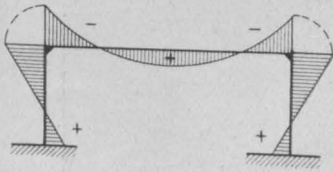


Fig. 7.

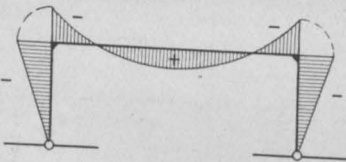


Fig. 8.

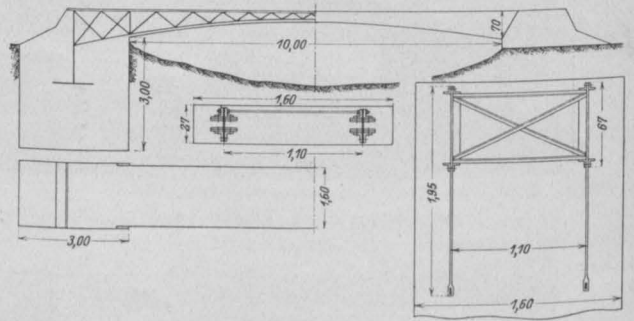


Fig. 9.

Auf Grund derartiger Berechnungen sind von der Firma Robert Wünsch (Budapest) eine Reihe von Brücken ausgeführt worden, worunter neben der Neutrabrücke die Kaiserbrücke in Sarajevo (Fig. 5) und die Straßenüberführung in Preßburg (Fig. 6) mit rund 25 m<sup>1</sup> Spannweite die bedeutendsten Objekte darstellen.

Heute wird aber jeder Konstrukteur in der Wünsch-Brücke eine Rahmenkonstruktion erkennen und sind derartig schwache Scheitelstärken nur dadurch möglich, daß infolge des gegen die Widerlager stark zunehmenden Trägheitsmomentes des Mittelbalkens die positiven Momente in der Mitte der Öffnung sehr klein werden.

\*) Im Originalaufsatz ist die Zugkraft im Obergurt mit 6027 kg pro 60 cm Breite berechnet und demnach ist

$$\sigma_e = \frac{6027 \cdot 0,5}{12,32 \cdot 0,6} = 408 \text{ kg/cm}^2$$

und nicht

$$\frac{6027}{14,78} = 408 \text{ kg/cm}^2,$$

wie dort wiedergegeben.

Jedenfalls erkennt man ohne weiteres die irrgie Auffassung, daß bei symmetrischer Belastung der Obergurt der Armierung spannungslos sei und daß bei dieser Belastung in den einzelnen Querschnitten nur zentrische Normalkräfte wirken.

Der Verlauf der Momente ergibt sich im allgemeinen gemäß Fig. 7 u. 8 und ist daraus die Spannungsverteilung in den einzelnen Querschnitten bestimmt (abgesehen vom Erddruck auf die Widerlager).

Es ist deshalb unverständlich, daß in der neueren Betonliteratur die alte Berechnungsweise angeführt ist, ja zum Teil sogar wörtlich aus Schriften der Firma Wünsch (aus den neunziger Jahren) übernommen wurde\*).

Interessant ist es, wie aus rein praktischer Veranlagung des Konstrukteurs Herrn Robert Wünsch sen. auf dem Wege des Versuches die endgültige Form resp. Konstruktion der „Wünsch-Brücke“ gefunden wurde. Es wurden keine Mittel gescheut, die damals neue Bauweise durch Bruch-

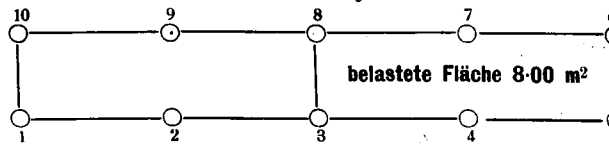
proben der Öffentlichkeit vorzuführen und so hat Herr Robert Wünsch sen. Ende der neunziger Jahre eine große Anzahl Versuche durchgeführt.

Das erste Versuchsobjekt mit einer lichten Weite von 10 m, mit 0,45 m Pfeilhöhe wurde nach Fig. 9 hergestellt. Die Armierung besteht aus kompletten Gitterträgern, die in große Widerlager verankert sind. Das Versuchsprotokoll ist nachstehend wiedergegeben.

\*) Handbuch für Eisenbetonbau 1911, Bd. IV S. 350: Bei der Berechnung ist zu unterscheiden zwischen Vollbelastung mit Eigengewicht und Verkehrslast, wobei hauptsächlich die unteren meist nach Parabeln gekrümmten Eiseneinlagen beansprucht werden, und einseitige Belastung, wobei eine Formänderung des Bogens eintritt und die oberen Einlagen in Wirkung treten.

Kersten, Brücken in Eisenbeton, II. Teil 1908 S. 109: Was die Berechnung anbelangt, so geschieht dieselbe zunächst unter der Annahme einer symmetrischen Belastung durch Eigengewicht und Verkehrslast. Hierbei verhält sich der parabolische Untergurt wie eine an beiden Enden unterstützte Kette, deren Querschnitt aus der Horizontalspannung ermittelt wird. Die obere Horizontalgurtung befindet sich in diesem Fall in spannungslosem Zustand.

**Probeobjekt I**  
in Eisenbetonkonstruktion System Robert Wünsch.



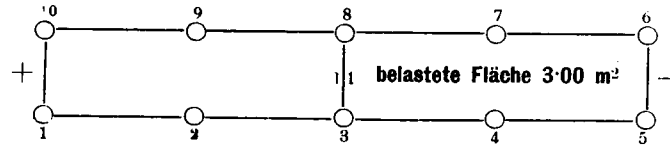
Datum	Art der Belastung und deren Wert in kg	Senkung +					Hebung -					Anmerkung.		
		in Millimeter												
		nonius					nonius							
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11		
1891 V/19.	∅ Belastung	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	Horizontale Verschiebung	
	Sand . . . 560 kg	.	+ 179,1	+ 140,0	+ 159,9	.	.	+ 180,5	+ 180,6	+ 180,0	.	+ 160,1	Vertikale	
	Pfosten . . 100 "	0	.	.	.	0	0	.	.	.	0	.	"	
	Eisen . . . 5 000 "	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.		
	Summa 5 660 kg	.	+ 179,2	+ 140,8	+ 160,3	.	.	+ 181,3	+ 181,4	+ 180,1	.	+ 160,9		
	5 660 kg	0	.	.	.	0	0	.	.	.	0	.	Haarriß am Scheitel; schwacher	
	+ Eisen 10 000 "	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	0	.	Haarriß beim 1. Punkt, stärkerer
	Summa 15 660 kg	.	+ 179,5	+ 147,1	+ 161,9	.	.	+ 182,4	+ 182,7	+ 180,5	.	+ 162,1	Sprung am Kämpfer, beginnender	
	15 660 kg	0	.	.	.	.	.	.	.	.	0	.	.	Sprung beim 1. und 2. Punkt
	+ Eisen 9 000 "	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	0	.	unverändert, beim 5. und
Summa 24 660 kg	.	+ 182,4	+ 150,8	+ 169,5	.	.	+ 190,0	+ 191,3	+ 183,5	.	+ 170,8	.	6. Punkt habensich die Sprünge	
24 660 kg	0	.	.	.	.	.	.	.	.	0	.	.	vergrößert.	
+ Zement 5 145 "	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	0	.	Großer Sprung auf der unbe-	
Summa 29 805 kg	.	+ 184,8	+ 157,8	+ 175,4	.	.	+ 195,8	+ 197,9	+ 186,0	.	+ 177,5	.	lasteten Hälfte.	
1891 V/20.	Vollständige Belastung 29 805 kg	0	.	.	.	0	0	.	.	.	0	.	6 Sprünge am Gewölbe des	
	.	.	+ 186,9	+ 162,2	+ 179,6	.	.	+ 199,9	+ 02,7	+ 187,8	.	+ 182,0	belasteten Teiles.	
	Keine Belastung	0	.	.	.	0	0	.	.	.	0	.	Die Belastung wurde abge-	
	.	.	+ 184,0	+ 152,2	+ 171,3	.	.	+ 191,9	+ 192,7	+ 184,8	.	+ 171,8	nommen.	
Bleibende Senkung in mm	0	.	.	.	0	0	.	.	.	0	.	.	Die Risse haben sich sozu-	
.	.	+ 4,9	+ 12,2	+ 11,4	.	.	+ 11,4	+ 12,1	+ 4,8	.	+ 11,7	.	sagen vollkommen geschlossen.	

Nachdem die Belastung die 6-fache Sicherheit der berechneten Tragfähigkeit übertraf, wurde die Konstruktion als gänzlich entsprechend befunden, demnach die amtliche Kommission von weiterer Belastung abstand.

Anmerkung: Dieses Objekt wurde am 7 April 1891 hergestellt.  
Mischungsverhältnis: 1 Teil Portlandzement, 10 Teile Kiesschotter.  
Bedingte Tragfähigkeit: 600 kg/m<sup>2</sup>.

Probeobjekt II.

in Zement-Beton-Eisenkonstruktion nach dem patentierten System Robert Wunsch.



Datum	Art der Belastung und deren Wert in kg	Senkung + Hebung -										Anmerkung.			
		in Millimeter													
		1	2	nonius 3	4	5	6	7	8	nonius 9	10				
1891 V/19.	• Belastung	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	Horizontale Verschiebung
	Sand . . 240 kg	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	Vertikale
	Pfosten 40 "	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	"
	Eisen . 2480 "	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	
	Summa 2760 kg	.	.	120,1	.	.	.	.	.	131,8	.	.	.	.	
	2760 kg + Eisen 2500 "	+ 1,8	+ 1,0	-	+ 1,8	+ 1,8	.	+ 2,9	.	+ 1,5	+ 3,5	.	.	.	Das Widerlager hat sich im 0-Punkt in der Horizontalen gehoben; Sprung zwischen dem 3. und 4. Punkt.
	Summa 5260 kg	.	+ 2,2	127,9	+ 5,6	.	.	+ 5,2	+ 138,9	+ 2,8	+ 4,8	.	.	.	
1891 V/20.	Selbe Last nach 28 Stunden	+ 6,0	+ 1,00	.	+ 1,9	.	- 0,5	+ 4,9	.	+ 3,0	+ 4,8	.	.	.	Riß beim 3. Punkt hat sich in der Gewölbestärke vergrößert; beim 5. und 6. Punkt zeigt sich am Widerlager ein horizontaler Sprung in der Richtung des Kämpfers, ebenso auf der nicht belasteten Seite. Dieser Sprung ist 2-3 mm breit; der Sprung im 0-Punkte hat sich auf 5 mm vergrößert. — Der Bruch geschah bei 6535 kg Belastung und zwar derart, daß die an den Widerlagern wahrgenommenen Sprünge sich öffneten und durch Bruch der oberhalb derselben befindlichen Teile das Gewölbe einstürzte. Die in den Widerlagern angewendeten senkrechten Ankereisen wurden hinausgezogen, da an selben Spuren des Schlifses bemerkbar sind. Am Widerlager zeigte sich ein neuer horizontaler Sprung 70 cm tiefer unter dem bereits vorhanden gewesenen Riß, dort wo der Roman-Zementboden beginnt. Am anderen Widerlager zeigen sich dieselben Erscheinungen.
		.	+ 6,8	136,0	+ 11,9	.	.	+ 11,8	+ 147,4	+ 7,0	-	.	.	.	

Anmerkung:

Dieses Objekt wurde am 12. April 1891 hergestellt.  
 Mischungsverhältnis: 1 Teil Portlandzement und 8 Teile Kiesschotter.  
 Bedingte Tragfähigkeit: Übliche Straßenbrücken-Belastung 480 kg per m<sup>2</sup>.

Bei dieser Konstruktion wurde die horizontale Verbindung der senkrechten Ankereisen planmäßig vernachlässigt, um die Funktion der einzelnen Bestandteile, hauptsächlich aber die Adhäsion des Zementbetons entsprechender beobachten zu können. Demnach wächst die Tragfähigkeit dieser Konstruktion, indem durch die erwähnte horizontale Verbindung die Hebung der Widerlager verhindert wird, um ein bedeutendes.



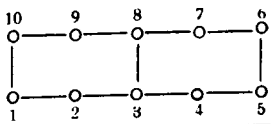
Nachdem der Konstrukteur auf den Gedanken kam, daß seine Konstruktion keinen Horizontal-schub auf die Widerlager ausübe, wurde Versuchs-objekt II hergestellt. Außer der Verschmälerung der Widerlager wurden auch die Diagonalen der Gitterträger weggelassen und nur ein Ober- und Untergurt angeordnet, die Anker aber bis in die Fundamente hinuntergeführt (Fig. 10).

Aus dieser Bruchprobe ergab sich die große Bedeutung der senkrechten Armierung der Wider-lager und wurde diese künftighin an die Außen-seite verlegt und mit kräftigen Schiebern in den Fundamenten verankert.

Das Probeobjekt III (Fig. 11) stellt die „Wünsch-brücke“ dar, wie sie den späteren Ausführungen zugrunde gelegt wurde.

**Probeobjekt III**

in Eisenbetonkonstruktion System Robert Wünsch. Belastungsprobe vom 6. u. 7. Oktober 1891.

Post-Nr.	Art und Wert der Belastung in Kilogramm											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	⊕											
2	Sand 290 kg Eisen 1000 kg	123	142,6	137			117,6	144,1	110,6			
3	+ Eisen 1000 kg Zusammen 2290 kg	123	142,7	137,1			119,8	144,5	110,6			
4	+ Eisen 1500 kg Zusammen 3790 kg	123	143	137,4			120	144,7	110,6			
5	+ Eisen 1500 kg Zusammen 5290 kg	122,9	143,3	137,7			120,2	145	110,7			
6	+ Eisen 2000 kg Zusammen 7290 kg	123	144,1	138,4			121	145,7	110,6			
7	+ Eisen 1000 kg Zusammen 8290 kg	124,9	149,5	142			124	150,9	112,5			
8	+ Eisen 2000 kg Zusammen 10290 kg											
	+ 26 × 60 = 1560 kg + 25 × 80 = 2000 kg Zusammen 13850 kg											
	+ Eisen 1291 kg Zusammen 15141 kg											
	Bruchbelastung pro m <sup>2</sup> 5047 kg											

Bei 1 und 10, dann 5 und 6 bis in die Hälfte des Kämpfers feiner Haarris

Die Haarrisse unverändert

Die Haarrisse vergrößern sich

Der Bruch erfolgte infolge Reißens der horizontalen Gurtung unterhalb der Niete

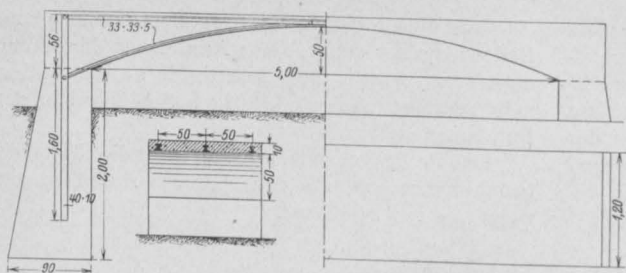


Fig. 10.

Aus sämtlichen Versuchen geht hervor, daß der Bruch infolge Überanstrengung des Materials in den Eckpunkten des Rahmens erfolgte.

der horizontale Querschnitt der Einspannungsstelle bedeutend schwächer ausgebildet ist als der entsprechende senkrechte.

Für das Probeobjekt III ist ein Vergleich der Berechnung als Rahmen mit den Versuchsergebnissen von Interesse.

Für die in der Praxis vorkommenden Fälle wo die Widerlagerhöhe gegenüber der Spannweite klein ist, ist es zulässig, den Mittelteil als fest eingespannten Balken mit variablem Trägheitsmoment zu berechnen, da ja in der Bestimmung dieser schon eine mehr oder weniger große Willkürlichkeit liegt.

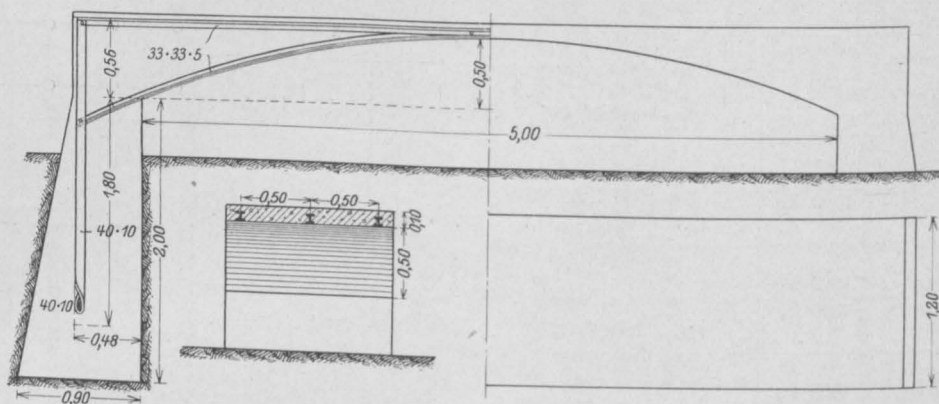


Fig. 11.

Die Risse sind in jedem Falle mit den beim eingespannten Balken auftretenden Biegemomenten in Einklang zu bringen und die Rahmenwirkung tritt beim 2. Objekt deutlich hervor, wo

Für die Berechnung der den einzelnen Belastungsstufen entsprechenden Spannungen sollen die für die Normalien der Wünschbrücken nach der graphischen Methode Ritter-Culmann ermittelten Einflußlinien zugrunde gelegt werden\*).

#### 1. Eigengewicht.

$$+M_g = +0.04 \text{ tm}$$

$$-M_g = -1.42 \text{ tm}$$



Fig. 12. Bruch des Probeobjektes III.

\*) Die heutigen Normalien stimmen allerdings mit Objekt III nicht mehr genau überein. Die Einflußlinien ändern sich aber nicht wesentlich, und es ist ja sowieso nicht möglich, die vorhandenen Spannungen genau zu berechnen, sondern es handelt sich darum, zu beweisen, daß die Rahmenberechnung zutreffende Resultate liefert und die alte Methode der Berechnung nur eine grobe Annäherung bedeutet. Die Änderung der Trägheitsmomente ist für die Einflußlinie proportional der 3. Potenz der Querschnittshöhe eingesetzt.

2. Belastung Nr. 5.

$P = 5290 \text{ kg,}$

d. i. per  $\text{m}^2$ :

$$\frac{5290}{1,20 \cdot 2,50} = 1760 \text{ kg}$$

und auf Lamellenbreite

$$p = \frac{5290}{5} = 1,06 \text{ t,}$$

$+ M_p = 0,55 \text{ tm,}$

$- M_p = -5,30 \text{ tm.}$

Die Spannungen in den einzelnen Querschnitten berechnen sich

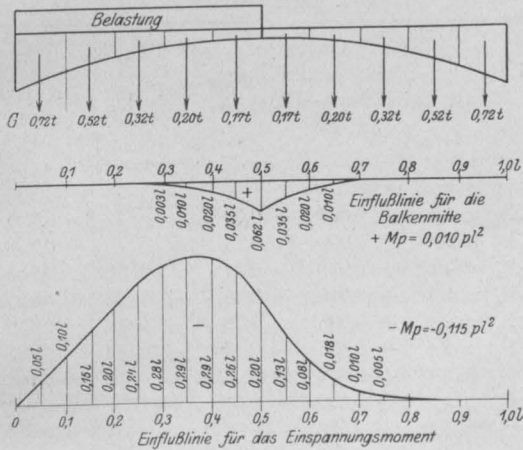


Fig. 13.

a) im Scheitel:

$$M_g + M_p = 0,04 + 0,55 = 0,59 \text{ tm,}$$

$$x = \frac{n f_c}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{2b(h-a)}{n f_c}} - 1 \right),$$

$$= \frac{15 \cdot 16,8}{120} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 120 \cdot 6}{15 \cdot 16,8}} - 1 \right) = 3,3 \text{ cm,}$$

$$\sigma_b = \frac{2M}{b \cdot x \left( h - a - \frac{x}{3} \right)} = \frac{2 \cdot 59000}{120 \cdot 3 \cdot (6 - 1,1)}$$

$$= 61 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = \frac{M}{f_c \left( h - a - \frac{x}{3} \right)} = \frac{59000}{16,8 \cdot (6 - 1,1)}$$

$$= 720 \text{ kg/cm}^2.$$

b) Im Einspannungsquerschnitt:

$$M_g + M_p = -(1,42 + 5,30) = -6,72 \text{ tm;}$$

vernachlässigt man die Armierung im Druckgurt, so ist

$$x = \frac{15 \cdot 8,4}{120} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 120 \cdot 56}{15 \cdot 8,4}} - 1 \right) = 9,9 \text{ cm,}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 672000}{120 \cdot 9,9 (56 - 3,3)} = 21,5 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = \frac{672000}{8,4 (56 - 3,3)} = 1520 \text{ kg/cm.}$$

Vergleicht man diese Spannungswerte mit der Bemerkung im Belastungsprotokoll, so ergibt sich sofort die Übereinstimmung, indem der Scheitel ohne jeden Schaden geblieben, im Kämpfer in der Zugzone Haarrisse auftreten, die sich aus der hohen Eisenspannung erklären lassen.

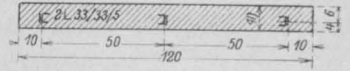


Fig. 14.

Die Betonzugspannung berechnet sich für den Einspannungsquerschnitt folgendermaßen:

$h = 60 \text{ cm,}$

$f_c = f'_e = 8,4 \text{ cm,}$

$$x = \frac{h}{2} = 30 \text{ cm,}$$

$$\sigma_b = \pm \frac{M}{W},$$

wobei

$$W = \frac{b h^2}{6} + n \frac{f_c}{h} \left( \frac{h}{2} - a \right)^2$$

$$= \frac{120 \cdot 60^2}{6} + 15 \cdot \frac{8,4}{60} (30 - 4,4)^2 = 73330 \text{ cm}^3,$$

$$\sigma = \pm \frac{672000}{73330} = \pm 9,2 \text{ kg/cm}^2.$$

Die beobachteten Haarrisse sind zweifellos als Zugrisse im Beton zu qualifizieren, d. h. es besteht der Berechnung zugrunde gelegte Fall, daß der Beton den Druck, das Eisen den gesamten Zug im Querschnitt aufzunehmen hat.

3. Belastung Post-Nr. 7.

$P = 8,29 \text{ t,}$

d. i. per  $\text{m}^2 = \frac{8,29}{2,5 \cdot 1,20} = 2,76 \text{ t/m}^2$

und auf Lamellenbreite

$$P = \frac{8,29}{5} = 1,66 \text{ t.}$$

Aus den Einflußlinien ergibt sich

$+ M_p = 0,83 \text{ tm,}$

$- M_p = -8,60 \text{ tm.}$

Die Spannungen berechnen sich

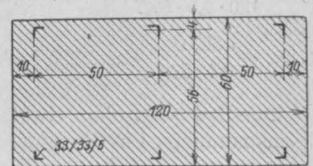


Fig. 15.

a) Im Scheitel:

$$+ M = M_g + M_p = 0,04 + 0,83 = 0,87 \text{ tm},$$

$$x = 3,3 \text{ cm},$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 87000}{120 \cdot 3,3 \cdot 4,9} = 90 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = \frac{87000}{16,8 \cdot 4,9} = 1060 \text{ kg/cm}^2.$$

b) Im Einspannungsquerschnitt.

$$M = -(M_g + M_p) = -(1,42 + 8,60) = -10,02 \text{ tm}$$

$$x = 9,9 \text{ cm},$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 1002000}{120 \cdot 9,9 \cdot 52,7} = 30 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = \frac{1002000}{8,4 \cdot 52,7} = 2250 \text{ kg/cm}^2.$$

Auch für diese Belastungsstufe ist eine Übereinstimmung zwischen den Beobachtungen und den berechneten Spannungen vorhanden; die im Eisen nahe erreichte Streckgrenze hat das Öffnen der Risse und entsprechende Senkung des Scheitels zur Folge.

4. Die Bruchbelastung.

$$P = 15,141 \text{ t},$$

d. i. per m<sup>2</sup> rd. 5 t und auf eine Lamelle rd. 3 t,

$$+ M = + 1,55 \text{ tm},$$

$$- M = - 15,45 \text{ tm}.$$

Die Spannungen sind

a) im Scheitel:

$$M = M_g + M_p = 0,04 + 1,55 = 1,59 \text{ tm},$$

$$x = 3,3 \text{ cm},$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 159000}{120 \cdot 3,3 \cdot 4,9} = 163 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = \frac{159000}{16,8 \cdot 4,9} = 1930 \text{ kg/cm}^2;$$

b) im Einspannungsquerschnitt:

$$M = -(M_g + M_p) = -(1,42 + 15,45) = -16,87 \text{ tm}$$

$$x = 9,9 \text{ cm},$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 1687000}{120 \cdot 9,9 \cdot 52,7} = 54 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = \frac{1687000}{8,4 \cdot 52,7} = 3820 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Bruch ist ohne Zweifel erklärt durch die Eisenspannung im Zuggurt des Einspannungsquerschnittes und in der Tat wurde beim Nietanschluß der Obergurt zerrissen.

Die Resultate der statischen Berechnung stimmen in jedem Falle gut mit den aufgetretenen Erscheinungen überein und ist es nun von Interesse, die Berechnung auf die Neutrallinie anzuwenden und die Spannungswerte mit denjenigen der eingangs wiedergegebenen zu vergleichen.

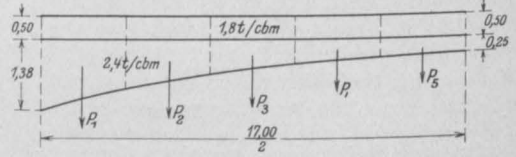


Fig. 16.

I. Eigengewicht.

Lamellenkraft	Ordinate der Einflußlinien Balken-Einspannmittle		P η <sub>1</sub>	P η <sub>2</sub>
	η <sub>1</sub>	η <sub>2</sub>		
P <sub>1</sub> = 6,4	+ 0,000	- 0,05		- 0,320
P <sub>2</sub> = 5,1	+ 0,000	- 0,15		- 0,765
P <sub>3</sub> = 4,0	+ 0,000	- 0,24		- 0,960
P <sub>4</sub> = 3,1	+ 0,010	- 0,29	+ 0,031	- 0,900
P <sub>5</sub> = 2,6	+ 0,035	- 0,26	+ 0,091	- 0,676
P <sub>6</sub> = 2,6	+ 0,035	- 0,130	+ 0,091	- 0,337
P <sub>7</sub> = 3,1	+ 0,010	- 0,035	+ 0,031	- 0,108
P <sub>8</sub> = 4,0	+ 0,000	- 0,010		- 0,040
P <sub>9</sub> = 5,1	+ 0,000	- 0,002		- 0,010
P <sub>10</sub> = 6,4	+ 0,000	- 0,000		- 0,000
			+ 0,244	- 4,116

$$+ M_g = \sum P \eta_1 l = + 4,15 \text{ tm},$$

$$- M_g = \sum P \eta_2 l = - 70,00 \text{ tm}.$$

Und daraus ergeben sich die Spannungen

a) im Scheitel:

$$h = 25 \text{ cm},$$

$$b = 100,$$

$$f_e = 49,3 \text{ cm}^2,$$

$$h - a = 15 \text{ cm},$$

$$x = \frac{n f_e}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{2 b (h - a)}{n f_e}} - 1 \right)$$

$$= \frac{15 \cdot 49,3}{100} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 15}{15 \cdot 49,3}} - 1 \right) = 9,3 \text{ cm},$$

$$\sigma_b = \frac{2 M}{b x \left( h - a - \frac{x}{3} \right)} = \frac{2 \cdot 415000}{100 \cdot 9,3 \cdot (15 - 3,1)}$$

$$= 65 \text{ kg/cm}^2,$$

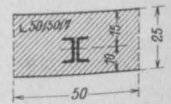


Fig. 17.



$$\sigma_e = \frac{M}{f_e \left( h - a - \frac{x}{3} \right)} = \frac{415\,000}{49,3 \cdot 11,9} = 710 \text{ kg/cm}^2;$$

b) im Einspannungsquerschnitt:

$$h = 138 \text{ cm,}$$

$$f_e = f'_e = 24,64 \text{ cm}^2,$$

$$h - a = 130 \text{ cm,}$$

ohne Rücksicht auf die Eisen im Druckgurt ist

$$x = \frac{15 \cdot 24,64}{100} \times \left( \sqrt{1 + \frac{200 \cdot 130}{15 \cdot 24,64}} - 1 \right) = 27,4 \text{ cm,}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 7\,000\,000}{100 \cdot 27,4 (130 - 9,1)} = 42 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = \frac{7\,000\,000}{24,64 \cdot (130 - 9,1)} = 2350 \text{ kg/cm}^2.$$

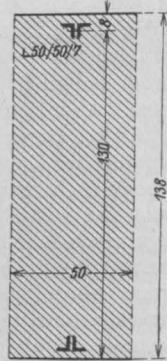


Fig. 18.

### II. Raddruck P = 3 t in 1/4 der Spannweite.

Mit Hilfe der Einflußlinien ergibt sich

$$-M_{\max} = 0,24 \cdot 3,0 \cdot 17,0 = 12,25 \text{ tm,}$$

während bei dieser Laststellung kein positives Moment entsteht. Die Spannungen in der Einspannungsstelle ergeben sich für diesen Belastungsfall zu

$$\sigma_b = 8 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = 420 \text{ kg/cm}^2.$$

### III. Gleichförmige Nutzlast.

Entsprechend der Probelastung wird

$$p = 400 \text{ kg/m}^2$$

in Rechnung gezogen.

Es ist (aus den Einflußlinien)

$$+M_p = 0,010 \cdot p \cdot l^2 = 0,010 \cdot 0,400 \cdot 17,0^2 = 1,16 \text{ tm,}$$

$$-M_{\max} = 0,115 \cdot p \cdot l^2 = 0,115 \cdot 0,400 \cdot 17,0^2 = 13,3 \text{ tm,}$$

und die daraus entstehenden Spannungen sind

a) im Scheitel:

$$\sigma_b = 18 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = 200 \text{ kg/cm}^2;$$

b) im Einspannungsquerschnitt:

$$\sigma_b = 8 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_e = 450 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Resultate sind in nachstehender Tabelle zusammengestellt:

Belastungsfall	Scheitel		Einspannungsstelle	
	$\sigma_b$	$\sigma_e$	$\sigma_b$	$\sigma_e$
Eigengewicht . . .	65	710	42	2350
3 t Raddruck im 1/4	0	0	8	420
Gleichförmige Nutzlast P = 400 kg/m <sup>2</sup>	18	200	8	450
Maximalwerte . . .	83	910	50	2800

In der ursprünglichen Berechnung ist die größte Betondruckspannung mit 28,8 kg/cm und die höchste Einspannung mit 642 kg/cm berechnet und ergeben sich also im Vergleich mit der Berechnung als eingespanntem Balken ganz bedeutende Unterschiede.

Die Spannungswerte (vgl. Tabelle) sind für die Vollbelastung aus Eigengewicht und gleichförmiger Nutzlast sehr hoch, die Eisenspannung liegt sogar über der Streckgrenze. Nachdem die Brücke die Probelastung ohne den geringsten Schaden zu zeigen und mit verschwindend kleinen bleibenden Durchbiegungen\*) ausgehalten hat, so ergibt sich, daß der Beton in der Zugzone einen wesentlichen Teil der im Querschnitt wirkenden Zugkraft aufnimmt und das Eisen dadurch entlastet wird, denn sonst müßten sich doch bei den hohen Eisenspannungen infolge der Dehnungen Zugrisse im Beton ergeben. Daß dies bei den

\*)

Öffnung	Seite	Durchbiegung im Scheitel in Millimetern			
		bei der ruhenden		bei mobiler	
		Belastung			
		vorübergehend	bleibend	vorübergehend	bleibend
I	rechts	1,2	0,8	1,2	0,0
	links	2,0	0,2	2,6	0,0
II	rechts	0,8	0,2	1,2	0,0
	links	0,8	0,0	1,2	0,0
III	rechts	2,8	0,2	3,5	0,0
	links	1,5	0,5	1,5	0,0
IV	rechts	0,8	0,0	1,0	0,0
	links	1,5	0,5	2,8	0,0
V	rechts	1,5	0,5	1,5	0,0
	links	1,0	0,4	0,8	0,0
VI	rechts	0,8	0,2	1,0	0,0
	links	1,0	0,2	1,0	0,0

ruhende Belastung 400 kg/m<sup>2</sup>

mobile „ 6,5 t Lokomobile.

Anmerkung. Bei den Pfeilern wurde infolge der Belastung weder eine Senkung noch eine Ausbiegung beobachtet.

oben erwähnten Versuchsobjekten der Fall war, hat seinen Grund offenbar darin, daß der Beton dort erst 4 Wochen alt war, während der jüngste Teil der Neutrabrücke etwa 3 Monate vor der Probebelastung fertiggestellt wurde.

Berechnen wir die Spannungen für die gefährlichste Belastung im Einspannungsquerschnitt unter Berücksichtigung der Zugfestigkeit des Betons, so ergibt sich für

$$-M_{\max} = (M_g + M_p) = -(70,0 + 13,3) = -83,3 \text{ tm}$$

$$h = 138 \text{ cm,}$$

$$f_e = f_e' = 24,64 \text{ cm}^2,$$

demnach  $x = \frac{h}{2} = 69 \text{ cm,}$

$$\sigma_b = \pm \frac{M}{W} = \frac{M}{W_b + n \cdot W_e},$$

$$W_b = \frac{b h^2}{6} = \frac{100 \cdot 138^2}{6} = 317\,000 \text{ cm}^3$$

$$n W_e = \frac{n f_e}{h} \left( \frac{h}{2} - a \right)^2$$

$$= 15 \cdot \frac{24,64}{138} \cdot \left( \frac{138}{2} - 5 \right)^2 = 110\,000 \text{ cm}^3$$

$$\frac{427\,000 \text{ cm}^3}{427\,000 \text{ cm}^3}$$

$$\sigma_{bd} = \sigma_{bz} \pm \frac{8\,330\,000}{427\,000} = \pm 19,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Nachdem der Beton diese Zugspannung aushalten kann, ist die Standsicherheit der Eisenbetonkonstruktion wohl möglich, treten aber im Zuggurt Risse auf, so erhält das Eisen die volle Querschnittszugkraft, und indem dann der Fall,

der der Spannungsberechnung in der Regel zugrunde gelegt wird eintritt, wandert die Neutralachse gegen den Druckrand und es ergibt sich die berechnete Eisenspannung, welche unter Umständen schon den Bruch bedingen kann.

Diese Betrachtungen zeigen einerseits, wie kühn die Wünschbrücken eigentlich gebaut wurden; denn darüber, daß bei einfacher Nutzlast derartig hohe Spannungen auftreten, war sich wohl niemand bewußt und ergab die Probebelastung lediglich die Standsicherheit des Bauwerkes. Andererseits ist dies ein Beweis, daß unsere heutige Berechnungsmethode unter Vernachlässigung der Zugfestigkeit des Betons eine bedeutende Sicherheit in sich schließt, die eine Erhöhung der zulässigen Spannungen wohl gerechtfertigt erscheinen läßt. Dadurch würde die Konkurrenzfähigkeit, wie ja a. a. O. schon zur Genüge erörtert wurde, wesentlich gehoben. Die vielen Bauunfälle bewirken leider in erhöhtem Maße das Gegenteil, indem dadurch die maßgebenden Behörden ihre Vorschriften stets auf Rechnung der zulässigen Spannungen revidieren, anstatt das Übel von Grund auf zu beseitigen zu suchen, d. h. die Vorschriften bezüglich der Ausführung und der verwendeten Materialien schärfer zu handhaben, vor allem dafür zu sorgen, daß nicht Unberufene die Eisenbetonbauweise in Mißkredit bringen.

Die von der Firma Robert Wünsch, Budapest, ausgeführten Bauwerke, die zu den ersten Eisenbetonbauten zählen, sind in geschichtlicher wie konstruktiver Beziehung unbedingt beachtenswert, und es ist bedauerlich, daß diese nicht früher schon einer eingehenderen Besprechung gewürdigt wurden.

## NEUERE VERSUCHE.

*Besprochen von Dipl.-Ing. F. l'Allemand (Königsberg i. Pr.).*

### I.

Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Heft 23 Untersuchungen über die Längenänderungen von Betonprismen beim Erhärten und infolge von Temperaturwechsel. Ausgeführt im Kgl. Materialprüfungsamt zu Berlin-Lichterfelde-West im Jahre 1912. Bericht, erstattet von Prof. M. Rudeloff, Geh. Regierungsrat. Unter Mitwirkung von Dr.-Ing. H. Sieglerschmidt. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.) Preis M. 5,60.

Die Versuche, über welche im nachstehenden berichtet werden soll, wurden im Auftrage des Kgl. Bauamtes II für den Masurischen Kanal zu Insterburg zwecks Erprobung und Auswahl des zu Eisenbetonschleusen zu verwendenden Ma-

teriales ausgeführt. Der Arbeitsplan wurde auf Grund der Erfahrung bei früheren Versuchen aufgestellt.

Die Längenänderung eines Betonkörpers setzt sich im allgemeinen zusammen aus den Längenänderungen beim Erhärten des Betons, bei Veränderung des Feuchtigkeitsgehaltes und der Außentemperatur. Die Anteile an der gesamten Längenänderung lassen sich nur unter gewissen Voraussetzungen und Annahmen rechnerisch ermitteln, welche in Wirklichkeit kaum zutreffen. Die Probekörper zeigen prismatische Form ( $20 \times 20 \times 75 \text{ cm}$ ) mit zylindrischem Hohlraum, in welchem eine Messingröhre von 2 cm Durchmesser und der Länge  $L_1$  mit einer in den Beton einzu-stampfenden Platte fest verbunden und oben durch

eine eingesetzte Scheibe verschlossen ist. In die Oberfläche des Betonprismas sind 3 Stifte eingelassen, die um die Länge  $L_2$  aus dem Beton herausragen. Gemessen wurde der Abstand  $a$  zwischen Stift und Messingröhre. Die Längenänderung  $\lambda$  aus zwei Messungen  $a_1$  und  $a$  für den Temperaturunterschied  $\Delta t$  ergibt sich zu

$$\lambda = a - a_1 + \alpha \cdot \Delta t (L_1 - L_2).$$

Hierbei bedeutet  $\alpha$  die Ausdehnungszahl des Rohres und der Stifte.

Die Proben wurden aus Beton im Mischungsverhältnis 1:3 hergestellt, stehend gestampft und ihre Längenänderung beim Entformen gemessen. Die Messung der letzteren beim Erhärten an der Luft und unter Wasser wurde an je drei Proben aus demselben Beton unter genauer Beobachtung des Feuchtigkeitsgrades und der Wärme der Luft zunächst täglich und nach Beginn der Längenabnahme in größeren Zeitabschnitten vorgenommen. Die Bestimmung der Längenänderung beim Tränken trockener Proben und beim Trocknen nasser Proben wurde an je 12 Versuchskörpern ausgeführt. Die Längenänderung infolge Erwärmens wurde an 26 Probekörpern, welche teils an der Luft, teils im Wasser erhärtet sind, gemessen. Die Erwärmung erfolgte im Luft- bzw. Wasserbade auf eine Temperatur von 25 und 50° C. Der Wärmeausgleich wurde an eingelassenen Wärmemessern festgestellt. In ähnlicher Weise wurde die Wirkung der Abkühlung auf -15 bis -20° C an je 22 Probekörpern bestimmt. Hiervon gehörten 16 der früheren Reihe an. Außerdem wurde eine neue Probenreihe aus 6 Versuchskörpern eingeschoben, um Werte für die Längenänderung bei Frost für solchen Beton zu erhalten, der nicht vorher erwärmt wurde.

Die Längenänderung „a“ wurde mittels Mikrometerschraube gemessen, die Ausdehnungszahl für Messing durch besondere Versuche festgestellt. Luftwärme und relative Feuchtigkeit wurden durch einen Thermohygrograph angegeben. Wie erwähnt, dienen zur Ermittlung der Temperatur im Innern der Proben als Wärmemesser Thermoelemente aus Eisenkonstanten. Die Erwärmung erfolgte in doppelwandigen Zinkkasten mittels Wasserbades. Durch Vorversuche wurde festgestellt, daß die Längenänderung der Proben bei Durchwärmung an der Luft nach 3–5 Stunden mit hinreichender Genauigkeit als Mittelwert angesehen werden konnte. Bei den Versuchen mit Frostwirkung wurden sämtliche Proben im Luftbade abgekühlt. Hierzu diente eine Kältemischung von Eis und Salz, wobei Vorversuche feststellten, daß in diesem Falle ein Wärmeausgleich erst nach längerer Zeit eingetreten war. Bezüglich aller Einzelheiten muß auf die Veröffentlichung verwiesen werden.

Die Versuchsergebnisse sind in Tabellen zusammengestellt. Im folgenden ist nur das Wichtigste hervorgehoben. Die Längenänderungen beim Entformen sind unwesentlich. Ferner konnte die bereits bekannte Tatsache festgestellt werden, daß der Beton beim Erhärten an der Luft schwindet, beim Abbinden unter Wasser sich dagegen ausdehnt. Anfänglich ist die Ausdehnung etwas größer als das Schwindmaß, später sind beide ungefähr gleich groß. Nach dem Einbringen in Wasser dehnt sich der an der Luft erhärtete Beton schon innerhalb des ersten Tages sehr stark aus; die Ausdehnung schreitet stetig fort, jedoch bleibt gegenüber den dauernd unter Wasser erhärteten Proben ein Unterschied vorhanden; dagegen erfolgt die Längenabnahme infolge Austrocknens der unter Wasser erhärteten Proben erst nach mehreren Tagen. Diese Erscheinung ist dadurch begründet, daß das Austrocknen der Proben an feuchter Luft sehr langsam vor sich geht; anfänglich dehnt sich der Beton sogar noch beim Stehen an der Luft aus. Das Schwindmaß war bei gleich langer Trockendauer um so größer, je kürzer die Zeit des Erhärtens unter Wasser war, in keinem Falle aber erreichte es jenen Betrag, welchen die nur an der Luft erhärteten Versuchskörper aufwiesen. Die Messung der Wärmeausdehnungszahl des Betons ist versuchstechnisch mit großer Schwierigkeit verbunden. Bei älterem Beton ergeben sich größere Wärmeausdehnungszahlen. Aus den Untersuchungen folgt sowohl für die an der Luft als auch für die unter Wasser erhärteten Proben ein Mittelwert von 0,000 010, welcher für die Praxis genügend genau ist. Nach Beendigung der Warm- und Frostversuche wurde die Längenänderung der Proben beim Erhärten des Betons an der Luft gemessen. Bei den an der Luft erhärteten Betonprismen ruft das Erwärmen und Wiederabkühlen Ausdehnung bzw. Zusammenziehung hervor. Das Gefrieren und Wiederauftauen hat Quellen zur Folge. Beim späteren Lagern an der Luft schwindet der Beton in gleicher Weise wie bei dauernder Lagerung an der Luft. Die unter Wasser erhärteten Proben verhalten sich beim Erwärmen je nach dem Alter verschieden. Beim Abkühlen dehnen sie sich aus. Das Gefrieren ist mit Schwinden, das Wiederauftauen mit Quellen verbunden.

Für die Praxis des Beton- und Eisenbetonbaues ist diese genaue Erforschung bereits bekannter Erscheinungen sehr lehrreich.

## II.

Weitere Versuche mit exzentrisch belasteten Eisenbetonsäulen. Von Prof. Dr. Maximilian R. v. Thullie, Hofrat. (Verlag von Franz Deuticke, Leipzig und Wien.) Preis M. 7,—.

Diese in den Jahren 1909–1911 durchgeführten Untersuchungen können als Fortsetzung früherer

Versuche des Verfassers bezeichnet werden\*) Stehen sie auch bezüglich ihrer Reichhaltigkeit nach (434 Probekörper gegenüber 485), so sind sie im allgemeinen den Anforderungen der Baupraxis und genauen Versuchsforschung besser angepaßt.

Die Proben haben quadratischen Querschnitt von  $12 \times 12$  cm und eine Höhe von 1,0 bis 1,5 m. Die Bewehrung besteht aus 4 bzw. 8 Rund-eisen von 7, 9 und 12 mm Durchmesser, was ungefähr einer Bewehrungsstärke von 1,07—3,16 % entspricht. Aus versuchstechnischen Gründen wurden die Stützen an den Enden verbreitert und durch Umschnürung verstärkt. Es sei bemerkt, daß die Anordnung derartiger „Köpfe“, wie durch die Versuche des deutschen Ausschusses für Eisenbeton nachgewiesen ist, die Bruchlasten erheblich steigert. Der Einfluß der Stärke der den Betonkern umgebenden äußeren Schale wurde an einer Reihe von Probstützen mit einer Schutzschicht von 1,5—4,5 cm erforscht. Der Bügelabstand schwankt zwischen 3 und 6 cm. 144 Säulen waren mit 2 mm starkem Draht umschnürt. Die Exzentrizität betrug 1 und 2 cm. Die Versuchseinrichtung war die gleiche wie bei den eingangs erwähnten älteren Untersuchungen von Prof. v. Thullie. Die Prüfung geschah 6 Wochen nach Herstellung der Proben und wurde in der mechanischen Versuchsanstalt in Lemberg vorgenommen. An 25 Stützen wurden Längenänderungen mittels Martensscher Spiegelapparate, an 10 Stützen die seitlichen Ausbiegungen der Achse mit dem Apparate von Bach gemessen. Bei allen Proben wurden ferner die Abweichungen vom Lot gemessen. An einer Stütze wurden alle Messungen ausgeführt. Es hat sich hierbei herausgestellt, daß die Ausbiegung der Achse bei Berechnung der Dehnungen ohne weiteres vernachlässigt werden kann. Aus der zeichnerischen Zusammenstellung dieser Messungen ist zu erkennen, daß bei den zentrisch belasteten Proben die Formänderungen nicht regelmäßig verlaufen, daß also von einem „Ebenbleiben“ der Querschnitte keine Rede ist. Noch deutlicher tritt diese Erscheinung bei den exzentrisch belasteten Stützen hervor. Die Begleiterscheinungen während der Durchführung der Versuche sind im allgemeinen ziemlich übereinstimmend. Anfänglich konnte ein Knistern beobachtet werden, welches jedoch bald verschwand, um später wieder aufzutreten. Ein während des Versuches an den Säulen angebrachtes Mikrophon gestattete eine genaue Feststellung dieser Erscheinung. Die ersten feinen Risse traten gewöhnlich am Kopf oder Fuß auf; sie verbreiterten und vergrößerten sich, führten jedoch gewöhnlich nicht zum Bruch. Dieser trat vielmehr meist in

Form eines Ausknickens oder Abscherens in dem eigentlichen Schaft der Stütze ein. Vielfach wurden die Säulen auch in Entfernungen von 20 bis 30 cm vom Ende an jenen Stellen zerstört, wo die Umschnürung des Kopfes aufhörte. Aus den beigefügten Lichtbildern ist ferner die eigenartige Erscheinung der wagerechten Risse vor Auftreten der eigentlichen Knickung ungemein deutlich zu ersehen. Ein ausführliches Versuchsprotokoll gibt für jede Probe eine kurze Beschreibung des Versuches und der Brucherscheinung. Gleichzeitig mit den Stützen wurden Probewürfel zur Bestimmung der Druckfestigkeit des Betons angefertigt.

Die Berechnung der Bruchspannungen ist im wesentlichen im Rahmen der früheren Arbeit gehalten. Neu hinzutrat die Spannungsermittlung mit Berücksichtigung der Knickung nach der österreichischen Vorschrift vom Jahre 1911. Es wurden nachstehende Werte errechnet. Die mittlere Betondruckspannung ohne und mit Berücksichtigung der Eiseneinlage:  $\sigma_0$  und  $\sigma_b$ , die Betondruckspannung in den äußersten Fasern bei exzentrischer Belastung:  $\sigma_b$  und  $\sigma_{b_1}$ , die Eisen-spannung bei zentrischer Belastung:  $\sigma_e = 15\sigma_b$ , die Betonspannung unter Berücksichtigung der österreichischen Vorschrift vom Jahre 1907:  $\nu_1$ , die Betonspannung unter Berücksichtigung des Bie-gungsprofils  $\nu''$ , die Würfeldruckfestigkeit:  $\sigma_w$  und die Betonspannung unter Berücksichtigung der österreichischen Vorschrift vom Jahre 1911:  $\nu_1'$ . Für die Auswertung der Ergebnisse war der Gedanke leitend, diejenigen Versuche auszuscheiden, welche als fehlerhaft erschienen. So wurden z. B. für den engeren Vergleich jene Stützen ausgeschaltet, deren Bügel bei Anfertigung verschoben oder zerrissen, deren Köpfe zerstört wurden usw. Andererseits wurden im Hinblick auf minder gute Ausführungen der Baupraxis sämtliche Versuche herangezogen. Die nach den einschlägigen „Serien“ geordnete Zusammenstellung der maßgebenden Spannungswerte enthält Tabelle X der Veröffentlichung. Bei den älteren Versuchen vom Jahre 1907 betrug die Bügelentfernung 4—8 cm, und es konnte der günstige Einfluß der kleineren Entfernung nicht festgestellt werden. Die vorliegenden Untersuchungen weisen noch kleinere Abstände auf: 3 und 6 cm. Es ergaben sich jedoch nur bei den zentrisch belasteten längsbewehrten Säulen für geringere Bügelentfernungen größere Bruchspannungen; bei exzentrischem Lastangriff widersprachen sich die Ergebnisse zum Teil. An umschnürten Stützen war der Vorteil geringerer Ganghöhe nicht zu erkennen.

Um den Einfluß der Höhe zu beobachten, wurden die Betondruckspannungen  $\sigma_b$  mit den nach den österreichischen Vorschriften von den Jahren 1907 und 1911 errechneten Bruchspannungen  $\nu_1$  und  $\nu_1'$  verglichen. Bei zentrischer Belastung der Eisenbetonsäulen sind keine nennenswerten

\*) Forscherarbeiten auf dem Gebiet des Eisenbetons. Heft X. Versuche mit exzentrisch belasteten betoneisernen Säulen.

Unterschiede erkennbar. Dagegen zeigen bei den reinen Betonsäulen die nach den Vorschriften ermittelten Spannungen derartige Abweichungen, daß Professor v. Thullie mit Recht die Gültigkeit der in den Bestimmungen von 1911 festgesetzten Abminderungszahlen bezweifelt. Exzentrisch belastete Stützen zeigen dagegen bei größeren Höhen durchweg kleinere Bruchspannungen. Auch in diesem Falle liefert die Berechnung nach den österreichischen Vorschriften vom Jahre 1911 unzutreffende Werte. Ein Vergleich der unter Berücksichtigung der Ausbiegung berechneten Betonspannung  $\nu''$  mit den Werten  $\nu_1$  läßt große Unterschiede nicht erkennen. Die Untersuchungen zeigen somit, daß die Berechnungsweise der österreichischen amtlichen Vorschriften für zentrisch und exzentrisch belastete, längsbewehrte und umschnürte Säulen im allgemeinen zutrifft. Bei der Berechnung von Stampfbetonsäulen empfiehlt es sich jedoch, diese nach der alten Vorschrift (1907) durchzuführen.

An 28 Probekörpern wurde der Einfluß der Stärke der Schutzschicht untersucht. Wie bereits einleitend erwähnt, war der Randabstand 1,5, 2,5, 3,5 und 4,5 cm. Nach Vorschlägen Dr. v. Empergers sollten längsbewehrte Stützen nur nach dem inneren Betonkern zu berechnen sein. Die auf diese Weise ermittelten Spannungswerte sind jedoch ganz unwahrscheinlich; sie treffen höchstens noch einigermaßen bei den geringen Abständen zu. Auch der von Professor v. Thullie gemachten vermittelnden Annahme verschiedener Spannungen im Betonkern und der umgebenden äußeren Schale ist nicht ohne weiteres beizustimmen. Jedenfalls besteht auf Grund der bisherigen Versuche kein zwingender Grund, die übliche Berechnungsweise der Betonspannungen bei Stützen zu verwerfen.

Diese neuen Versuche von Professor v. Thullie liefern wertvolle Beiträge zur Berechnung zentrisch und exzentrisch belasteter Stützen; ihre Bedeutung wird von den neuen Untersuchungen des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereines in keiner Weise beeinträchtigt. Trotzdem diese Arbeit mit besonderer Berücksichtigung der österreichischen Vorschriften verfaßt wurde, haben deren Ergebnisse darüber hinausgehende allgemeine Gültigkeit.

### III.

Schubwiderstand und Verbund in Eisenbetonbalken auf Grund von Versuch und Erfahrung. Von Professor Dr.-Ing. R. Saliger (Verlag von Julius Springer, Berlin). Preis M. 5,—.

Unter Mitwirkung einiger Wiener Firmen hat Professor Saliger eine Reihe von Untersuchungen ausgeführt, deren Ergebnisse er in Verbindung mit älteren Versuchen und auf Grund der Erfahrung in vorliegender Arbeit mitteilt. Er beabsichtigt,

hierdurch gewisse bauliche Leitsätze zu gewinnen, welche eine Vereinfachung der Rechnung und Verbesserung der konstruktiven Durchbildung darstellen sollen.

Untersucht wurden im ganzen 20 T-förmige Probekörper von 2,70 m Länge und 2,40 m Spannweite sowie 17 Betonprismen  $16 \times 22 \times 24$  cm. Von jeder Bauart wurden zwei gleiche Versuchs-körper angefertigt. Hierzu traten noch die erforderlichen Kontrollbalken, Probewürfel und Eisenproben. Die Bewehrung der Proben schwankt zwischen 1,49 und 1,55 %; die Einzelheiten sind aus Fig. 1 zu entnehmen; hieraus ist auch die Belastung durch zwei Einzellasten in den Drittpunkten der Spannweite sowie die Anordnung der Bügel und Aufbiegungen zu ersehen. Die äußerst nahe gegenseitige Lage der Bügel in den Balkenköpfen sowie die reichliche Anordnung von Splinten trägt mehr der versuchs-technischen Anordnung Rechnung als der Baumäßigkeit. Das Mischungsverhältnis des Betons betrug 1 : 4, der Wasserzusatz 8,5 bis 9,5 %. Die Prüfung der Proben erfolgte im Alter von 56 bis 60 Tagen. Es wurde lediglich die Rißbildung, Durchbiegung und Bruchlast beobachtet. Die Festigkeitszahlen der Vorversuche kennzeichnen gutes Material. Zur Ermittlung der Haftfestigkeit und des Hakenwiderstandes wurden aus prismatischen Betonkörpern gerade und abgebogene Rundeisenstäbe mit Umschnürung und Splinten herausgezogen.

Es ist selbstverständlich, daß Beobachtungen ohne Feinmessungen, welche sich bloß auf das Aufsuchen der ersten Risse erstrecken, nur bedingte Genauigkeit besitzen. Die angegebenen Werte der Biegunzugfestigkeit, welche aus den entsprechenden Lasten nach den österreichischen Vorschriften berechnet sind, müssen daher mit großer Vorsicht hingenommen werden. Das Verhalten der Probekörper bei allmählicher Laststeigerung entspricht in allen Fällen dem bereits bekannten; die Tragfähigkeit der Balken wird entweder durch schräge Scherrisse oder Zugrisse erschöpft. Aus diesen Beobachtungen sind unter Berücksichtigung der Schrägeisen und Bügel Spannungswerte errechnet, welche die Hauptzugspannungen des Betons liefern. Professor Saliger berechnet hieraus nach Mohr die Schubspannungen, wobei sich nur eine geringe Übereinstimmung mit den aus den Bruchlasten ermittelten Werten ergibt, ein Zeichen dafür, daß die nur für homogenes Material abgeleiteten Beziehungen nicht ohne weiteres auf Beton und Eisenbeton übertragen werden können. Weitere Laststeigerungen führen im Verlauf der Versuche die ersten Gleitrisse herbei; hierfür wurden die Haftspannungen berechnet, wobei deren gleichmäßige Verteilung auf eine bestimmte Haftlänge vorausgesetzt ist, über deren Größe aber keine Angaben vorliegen.



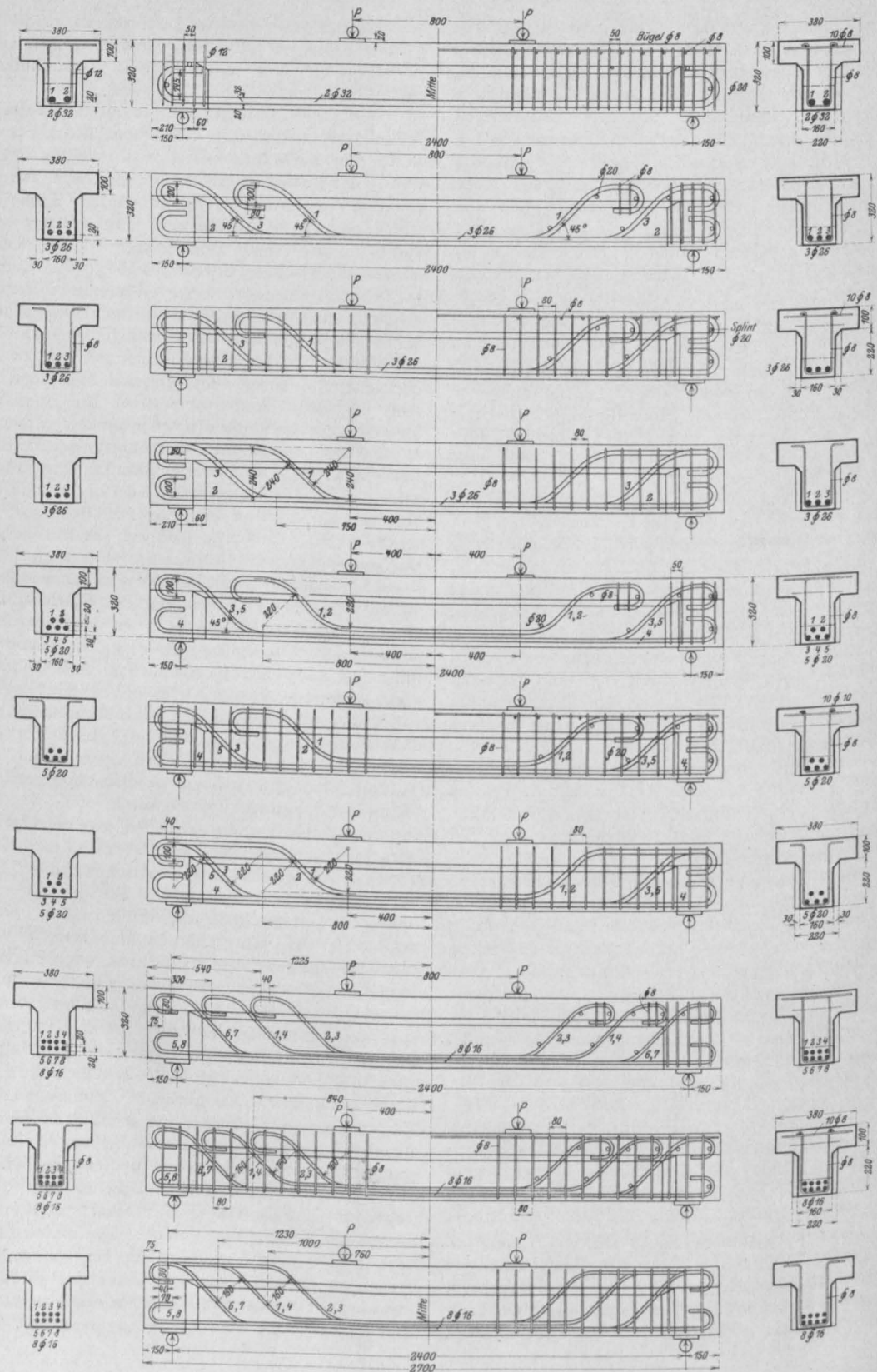


Fig. 1.

Irgendwelche Bedeutung ist diesen Zahlenwerten somit nicht zuzuschreiben. Es wird im Gegenteil sogar an anderer Stelle des Buches auf die Schwierigkeit und Unzuverlässigkeit bei Bestimmung dieser Haftlänge hingewiesen. Zu den Brucherscheinungen der Balken, welche sämtlich in scharfen Lichtbildern beigefügt sind, ist nichts Besonderes zu bemerken. Die entsprechenden Bruchlasten ergeben die verschiedenen Spannungswerte im Beton und Eisen unter der üblichen Berechnungsweise der Vorschriften. Auf den Vergleich der Tragfähigkeit der einzelnen Probek balken kann hier nicht näher eingegangen werden und muß bezüglich der Einzelheiten auf die kurze und treffende Darstellungsweise der Veröffentlichung verwiesen werden. Es sei nur hervorgehoben, daß Professor Saliger die bereits früher ausgesprochene Ansicht bestätigt findet, wonach sich beim Auftreten der ersten Risse im Eisenbetonbalken eine Gewölbewirkung herausstellt. Zwecks übersichtlicherer Ausdrucksweise wird ferner als Maßstab für die Güte der Bewehrung eine Verhältniszahl  $v = \frac{1}{j} \cdot \frac{\sigma_{sm}}{\sigma_e}$  eingeführt.

Hierbei bedeutet  $l$  die Spannweite,  $j$  den Durchmesser der Bewehrung,  $\sigma_e$  die Schwerpunkteisen spannung und  $\sigma_{sm} = 3000$  kg/qcm die mittlere Streckgrenze. Mit zunehmender Überlegenheit der konstruktiven Durchbildung sinkt der Zahlenwert dieser Güteziffer.

Ganz besondere Beachtung verdienen die aus den Versuchsergebnissen gezogenen Schlüsse. Bei allen untersuchten Balken, deren Bruch infolge Überwindung der Zugfestigkeit erfolgt, kann als maßgebende höchste Spannung die Streckgrenze der Eisen bezeichnet werden, welche bei doppelreihiger Bewehrung für jede Eiseneinlage in gleicher Weise vorhanden ist. Aus dem Grunde ist es zweckmäßig, für diesen Sonderfall die Spannung der Schwerlinie der Eiseneinlage als Vergleichswert heranzuziehen. Größer errechnete Spannungswerte sind wohl ausschließlich darauf zurückzuführen, daß geradlinige Beziehungen an der Streckgrenze nicht vorhanden sind. Fehler in der Durchführung der Versuche (z. B. nicht einwandfreie Lagerung) können bei richtiger Anordnung nahezu ausgeschaltet werden und haben jedenfalls nur untergeordnete Bedeutung. Auf Grund dieser Beobachtungen spricht auch Prof. Saliger die bereits von anderer Seite vertretene Anschauung aus, die Eisenbeanspruchung nach der Höhe der Streckgrenze und nicht der Zugfestigkeit festzusetzen.

Die Erforschung des ungemein wichtigen Einflusses der schrägen Abbiegungen auf die Tragfähigkeit des Verbundes begegnet auf dem Wege des Versuches großen Schwierigkeiten. Aber auch theoretische Erörterungen, insbesondere

die Darstellung der Spannungstrajektorien im Eisenbetonbalken, können zu völlig befriedigenden Ergebnissen nicht führen; in dieser Hinsicht ist auch der Ableitung einer „Bauregel“, etwa 70% der Längseisen abzubiegen, nicht allzu große Bedeutung beizulegen. Die Ähnlichkeit des Verlaufes der Hauptspannungen im vollwandigen Eisenbetonbalken mit den Füllungsstäben des Parallelträgers benützt Prof. Saliger zu eingehenden Vergleichen der Anordnung beider Tragwerke. Mangelhafte Aufbiegung nicht stabilen Fachwerken gegenüberzustellen, dürfte jedoch zu weit gehen. Es gibt diese Auffassung wohl ein recht anschauliches Bild, ist aber durch nichts begründet. Jedenfalls ist aus den Darlegungen des Verfassers zu ersehen, daß man gut tun wird, mit der Anordnung der Schrägeisen nicht zu sparen. Nach dem Vorschlage Professor Saligers können Schubspannungen von 4 bis 5 kg/qcm ohne Gefahr der Rißbildung dem Beton allein zugewiesen werden, bei Spannungswerten von 4 bis 10 kg/qcm ist der Mehrbetrag über 4 kg/qcm von der Eisenbewehrung aufzunehmen; für noch größere Querkräfte ist am besten die Eiseneinlage allein heranzuziehen.

Bezüglich der Bügel bestätigen die vorliegenden Versuche, daß deren sachgemäße Anordnung die Verbundfestigkeit steigert. Ihr Wirkungsgrad steht hinter dem der abgebogenen Eisen zurück. Sie sind auf Zug beansprucht und bei der Auffassung des Eisenbetonbalkens als Parallelträger den lotrechten Ständern gleichzustellen. Die zweckmäßigste Durchbildung des Verbundkörpers besteht in der gemeinsamen Anordnung von Bügeln und Abbiegungen. In diesem Falle steigt die Tragfähigkeit erheblich.

Große Bedeutung legt Professor Saliger der Verbundfestigkeit der Eisenbetontragwerke bei, worunter er eine Reihe von Einflüssen, wie Haftfestigkeit, Gleitwiderstand, Wirkungsweise der Bügel, Haken, Verankerungen und dergl., versteht. Der Haftwiderstand erlangt, wie auch schon vorher nachgewiesen wurde, seinen größten Wert an jenen Stellen, an welchen die ersten Zugrisse auftreten, also in der Nähe der maßgebenden Biegemomente. Seine Größe kann durch unmittelbares Herausdrücken oder Herausziehen einbetonierter Eisen sowie durch Biegeversuche nachgewiesen werden. Es kann jedoch nicht behauptet werden, daß sich auf beiden Wegen übereinstimmende Resultate ergeben. (Man vergleiche darüber nur die Bemerkungen des Verfassers in seinem Buche „Der Eisenbetonbau“ Seite 18.) Ferner ist die Trennung der „Haftspannungen“ von dem nach Überwindung dieser einsetzenden „Reibungs- oder Gleitwiderstande“ und der Ankerwirkung der Haken nur äußerst schwer einwandfrei durchzuführen. Auch halte ich eine Unterscheidung zwischen Haftspannung

und Gleitwiderstand für völlig belanglos. Prof. Saliger sagt selbst in der Zusammenfassung seiner Ergebnisse: „Der Nachweis von Haft- und Gleitspannungen ist wissenschaftlich haltlos und praktisch entbehrlich.“ Ungleich wichtiger sind die Ergebnisse, welche die Minderwertigkeit schlechter Konstruktionsweisen aufdecken, z. B. die geringere Tragfähigkeit von Balken, deren aufgebogene Eisen von Teil vor den Auflagern enden, gegenüber jenen, deren Schrägeisen bis an das Ende durchlaufen. Führen Versuche zu derartigen Ergebnissen, so sind diese allein schon von großer Bedeutung.

Es ist leider eine nur stets wiederkehrende Tatsache, daß in den Bereich der Untersuchung von Eisenbetontragwerken allzu oft Konstruktionen einbezogen werden, deren Ausführungsweise in guter Baupraxis nicht anzutreffen ist. Derartige Versuche tragen dann trotz betonter „Baumäßigkeit“ das Merkmal von Laboratoriumsversuchen. Daß gegenwärtig unsere Kenntnis des Eisenbetonbaues zu einer richtigen Theorie noch nicht führen kann, möge eher ein Fingerzeig sein, daß sich die Versuchsforschung und vor allem deren Auswertung nicht immer auf richtiger Bahn bewegt.

## LITERATURSCHAU.

*Bearbeitet von Regierungsbauführer Dipl.-Ing. M. Busch (Dresden).*

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

### I. Der Baustoff.

#### 1. Herstellung und Verarbeitung.

Selbstfahrende Zementsteinfabrik. An Bildern wird diese Anlage, die sich besonders für entlegene Gegenden eignet, vorgeführt und ihre Verwendung bei Herstellung einer Uferbefestigung nach Bauweise Décauville gezeigt. Tonindustrie-Ztg. 1913. Nr. 131.

Lesbétonnières „Smith-Milwaukee“. Ausführliche Beschreibung einer neuen Betonmischmaschine, die sich durch ein schnelles und gründliches Arbeiten und durch äußerst geringe Abnutzung auszeichnen soll. Mit Abb. Le ciment 1913. Nr. 8.

Betonmischer. Der neue zum Patent angemeldete Zementmischer der Maschinenfabrik Dr. Gaspary & Co. (Leipzig) wird mit Abb. beschrieben. Tonindustrie-Ztg. 1913. Nr. 117.

Moulin Fuller-Lehigh. Beschreibung einer neuen Mühle für die Zementfabrikation, deren einfache Bauart und schnelles, sorgfältiges Arbeiten hervorgehoben wird. Le ciment 1913. Nr. 10.

Fabrique de Metaline Falls de l'Inland Portland Cement Co. Mitteilung über die Anlagen einer neu errichteten amerikanischen Portland-Zementfabrik. Le ciment 1913. Nr. 9.

Self-supporting concrete towers and novel chute supports. Kurze Beschreibung hölzerner Turmbauten, welche den flüssigen Beton mittels Ausleger auf den Bauplatz verteilen. Mit Abb. Engineering Record 1913. Vol. 63, Nr. 9.

Elephant bulle dam construction. Die großzügigen Betonbereitungs- und Transportanlagen für den Bau einer Talsperre werden ausführlich beschrieben. Mit Abb. Eng. Record 1913. Vol. 68, Nr. 14.

#### 2. Prüfung und Untersuchung.

Arten u. Entstehung der Hydraulite. Kurzer Auszug aus einem Vortrage von Dr. Ferdinand R. von Arlt auf der 85. Versammlung Deutscher Naturforscher u. Ärzte. Tonindustrie-Ztg. 1913. Nr. 114.

Hydraulische Kalke und Bindemittel anderer Art als Kalk und Zement. Eine Reihe Angaben aus einer diesbezüglichen Veröffentlichung von H. Burchartz werden über die Eigenschaften der Kalke gemacht, die nach bestimmten Gesichtspunkten geordnet sind. Die Grenze zwischen hydraulischen und Luftkalken erfährt eine genaue Festsetzung. Zentralblatt d. Bauverw. 1913. Nr. 83.

Synthetic stone. Die Eigenschaften der Kunststeine werden kurz erörtert. Eng. Record 1913. Vol. 68. Nr. 15.

Die Schlacke der württembergischen Ölschiefer als hydraulischer Zuschlag. Von Professor Dr. Oscar Schmidt. Verfasser bespricht eingehend die physikalische und chemische Beschaffenheit dieser Schlacke, beschreibt die Abbindeproben und deren Festigkeitsergebnisse und weist auf die großen wirtschaftlichen Vorteile hin, wenn sich die Schlacke als Zuschlag einführen würde. Tonindustrie-Ztg. 1913. Nr. 126.

Addition de savon dans le béton. Neuere Versuche haben bestätigt, daß ein Seifenzusatz den Beton dichter macht; jedoch empfiehlt sich gleichzeitig ein Traßzusatz. Le ciment 1913. Nr. 10. Desgl. Zentralbl. d. Bauverw. 1913. Nr. 87 und Deutsche Bauztg. Mitteil. 1913, Nr. 18.

Eigenschaften von Traß und Traßmörtel. Der Traß, seine Eigenschaften und Fundstätten werden beschrieben und die bei zahlreichen Versuchen an den verschiedenen Traß-

mörteln in den Versuchsanstalten gefundenen Ergebnisse werden angeführt. *Tonindustrie-Ztg.* 1913. Nr. 114.

Die Wissenschaft in der Zementliteratur. Von Dr. Hans Kühl. Verfasser wendet sich dagegen, daß oft die unhaltbarsten Ansichten über Zement und Mörtel, die vor der Wissenschaft nicht standhalten können, in großer Breite veröffentlicht werden. Er zeigt dies an verschiedenen Beispielen. *Tonindustrie-Ztg.* 1913. Nr. 126.

Colori all'olio per intonaci di cemento. Ölfarbenanstrich auf Zementputz. Für die Herstellung eines auch auf frischem Zementputz mit gutem Erfolg zu verwendenden Ölfarbenanstrichs wird folgende Mischung empfohlen: 125 Gewichtsteile feingepulverter Silberschlacke (aus den Öfen zur Raffinierung bleihaltigen Silbers gewonnen), 62,5 Gewichtsteile Zement, 25 Teile Ocker oder andere Erdfarben. Zu 100 Gewichtsteilen von dieser Mischung werden 45 Teile Leinölfirnis zugesetzt. *Il cemento* 1913. Nr. 10.

Aufbereitung der Mörtelmaterialien. Von Dr. A. Moye. An der Hand des von Professor Karl Schoch unter diesem Titel veröffentlichten Werkes wird dieses ganze umfangreiche Gebiet besprochen. *Tonindustrie-Ztg.* 1913. Nr. 127.

Von der Einschließkraft des Zementes. Von Dr.-Ing. H. Luftschitz. Verfasser versucht diesem Problem näher zu kommen, indem er von dem Erhärtungsvorgang des Betons ausgeht. *Tonindustrie-Ztg.* 1913. Nr. 114.

Schwindelhafte Belastungsproben. Hinweis auf eine Deckenbelastungsprobe, für welche man an Stelle einer 6-fachen Sicherheit eine 17fache errechnete. *Beton u. Eisen* 1913 Heft 18.

Physikalische und chemische Eigenschaften des Portlandzementes. In kurzen Sätzen werden diese Eigenschaften niedergelegt. *Tonindustrie-Ztg.* 1913. Nr. 117.

Les essais de chaux sur les chantiers. Zur schnellen Prüfung des Kalkes auf der Baustelle gibt der Genieoffizier Girard in der *Revue du Génie militaire française* einige Methoden an, die sich auf die Abbindezeit, Volumenbeständigkeit sowie Feinheit und chemische Zusammensetzung beziehen. *Le ciment* 1913. Nr. 8.

Physik und Chemie im Mauerfach. Von Prof. J. A. van der Kloes, Delft. Verfasser behandelt eingehend die Frage des Schwindens und der Wasseraufnahme, bzw. Dichtigkeit der Mörtelmaterialien und stellt fest, daß diesen Eigenschaften beim Bau viel zu wenig Rechnung getragen wird. Erforderlich ist ein geeigneter Gebrauch von Sand gegen das Schwinden und hydraulische Zuschläge, um den Kalk zu binden, der als freier Kalk der Auslaugung unterworfen ist. Verfasser bespricht weiterhin die Eigentümlichkeiten des Mauerfußes, welcher im Laufe der Zeit den Stein in schiefrige Schichten umwandelt.

Diese Erscheinung glaubt man neuerdings als eine osmotische Wirkung erklären zu müssen. *Zeitschr. f. Betonbau* 1913. Heft 6.

Die Schallsicherheit neuzeitlicher Bauten. Auszug aus einem Vortrag von Privatdozent Dr. techn. K. W. Mautner. Bei Anordnungen zur Verminderung der Hellhörigkeit von Bauten ist vor allem zu unterscheiden zwischen der Schallübertragung durch die Luft und durch die in Schwingung versetzten Bauteile. Einen guten Schallschutz für Decken gewähren Auffüllungen, während Hohlkörper als Resonanzböden wirken. Für Wände empfiehlt sich eine Zwischenfüllung mit Sand. Weiterhin ist auf eine Isolierung von Wänden und Decken zu achten. Wichtig ist eine Übereinanderschichtung von Materialien verschiedenen Gewichtes und ungleicher Schalleitungsgeschwindigkeit, sowie eine möglichste Grundwasserisolierung. Als Fußbodenbelag eignet sich am besten Linoleum. *Ztschr. f. Betonbau* 1913. Heft 6.

### 3. Wirtschaftliches.

Die Geschäftsergebnisse der Deutschen Zementfabriken im Jahre 1911/12. Die Lage der deutschen Zementfabrikation wird auf Grund der vom Kaiserlichen Statistischen Amte herausgegebenen Unterlagen besprochen. *Tonindustrie-Ztg.* 1913. Nr. 105.

Die Zementwaren- und Kunststeinindustrie auf der Leipziger Baufachausstellung. Ausführliche Beschreibung und Zusammenstellung der Erzeugnisse, zum Teil in Abb. der auf der Ausstellung vertretenen Firmen dieser Branche. *Tonindustrie-Ztg.* 1913. Nr. 108.

## II. Theorie.

Gebrauchsformeln für umschnürten Beton. Von Dipl.-Ing. Otto Henkel. Verfasser weist zunächst darauf hin, daß nur der spiralförmig umschnürte Beton dem französischen Patent unterliegt, daß dagegen die Ringbewehrung frei ist. Er gibt dann die Ableitung einer ganzen Anzahl Formeln für diese Bauweise. *Tonindustrie-Ztg.* 1913. Nr. 126.

Calcolo diretto della sezione di una trave inflessa di cemento armato. Berechnung der Querschnittsabmessungen gebogener Eisenbetonbalken. Von Ing. Giulio Revere. Der Verfasser stellt vereinfachte Formeln zur Berechnung von einfach oder doppelt bewehrten Eisenbetonbalken und von Plattenbalken auf, unter Zugrundelegung von Tabellen graphischer Darstellung. *Il cemento* 1913. Heft 19.

Die End- und Maximalmomente der Pfosten im Stockwerkrahmen. Von Karl J. Kriemler in Stuttgart. Mit Abb. *Zeitschr. f. Betonbau* 1913. Heft 7.

Utilisation de la double réfraction accidentelle du verre à l'étude des efforts intérieurs dans les solides. Von M. Mesnager, ingénieur en chef des ponts et chaussées. Verfasser zeigt in sehr ausführlicher Abhandlung, wie die Doppelbrechung des Glases dazu dienen kann, nicht allein den Kräfteverlauf in einem Körper, sondern auch die Spannungsverhältnisse festzustellen. Die interessantesten Versuche an Stäben, die den verschiedensten Beanspruchungen ausgesetzt wurden: Druck, reine und zusammengesetzte Biegung, werden eingehend beschrieben. Die Spannungsermittlung eines eingespannten Gewölbes durch den Modellversuch ist vollständig durchgeführt und läßt die Zuverlässigkeit und Genauigkeit dieser interessanten, allerdings kostspieligen Methode erkennen. Mit zahlr. Abb. Annales des ponts et chaussées 1913. IV.

Armature des pièces fléchies de hauteur réduite en béton armé. Formules de M. Lebec. Aus einer graphischen Tabelle ist die zweckmäßigste Eisenarmierung für Balken zu ermitteln. Annales des ponts et chaussées 1913. IV.

Der Grad der Unbestimmtheit bei Rahmen. Von Professor W. Schleich in Braunschweig. Den Grad der statischen Unbestimmtheit eines beliebigen Rahmensystems leitet der Verfasser mittels des Begriffes der einfach und mehrfach zusammenhängenden Scheibe ab und stellt folgenden Satz auf: Eine k-fach zusammenhängende Scheibe, d. h. ein ebenes Rahmengebilde, das die Ebene in k-getrennte Teile zerlegt oder (k - 1) innere Öffnungen aufweist, ist 3(k - 1)-fach statisch unbestimmt. Mit Erläuterungen an zahlreichen Beispielen. Der Brückenbau 1913. Heft 19.

Scheitelstärken größter Sicherheit für eingespannte Brückengewölbe. Von Dipl.-Ing. Korte, Hannover. Verfasser versteht unter der Scheitelstärke „größter Sicherheit“ diejenige, für welche die Summe der aus den verschiedenen Belastungen verursachten Spannungen ein Minimum wird und gibt für verschiedene Spannweiten eingespannter Gewölbe diese Scheitelstärken und die maximalen Randspannungen in einem Schaubild an. Der Brückenbau 1913. Heft 20.

Vereinfachte Ermittlung der Auflagerdrücke und Momente von kontinuierlichen und eingespannten Balken mit beliebig gestellten Streckenbelastungen. Von Ing. P. Klinger, Neuß a. Rh. Beton und Eisen 1913. Heft 18.

### III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Über die Einspannung der im Hochbau üblichen Eisenbetonbalken. Von Dipl.-Ing. Ernst Schick. Kurze Angabe der Resultate, welche

der Österreichische Ingenieur- und Architekten-Verein durch seine bekannten Versuche gefunden hat. Tonindustriezeitung 1913. Nr. 105.

Constructions en fonte revêtue de béton fretté. Kurze Besprechung der Versuche mit umschürtem Gußeisen nach System „v. Emperger“ und die Anwendungen desselben im Brückenbau; insbesondere wird die Schwarzenbergbrücke zu Leipzig beschrieben. Mit Abb. Le Génie civil 1913. T. LXIII. Nr. 26.

Über die Begünstigung von Rissebildungen im Eisenbeton durch Schwinden des Betons. Von Reg.-Baumeister Blunk in Berlin. Die Ergebnisse, welche Graf von den Versuchen über die Längenänderungen von Betonkörpern mit und ohne Eiseneinlagen bei nasser und trockener Lagerung veröffentlicht hat, verwendet der Verfasser zur rechnerischen Ermittlung der durch die Längenänderungen hervorgerufenen Spannungen im Eisen und im Beton. Es zeigt sich, daß durch das Schwinden des Betons bei trockener Lagerung sehr erhebliche Zugspannungen im Beton auftreten können und daß somit in erster Linie Eisenbetonbauwerke feucht zu halten sind, wenn den Rissebildungen vorgebeugt werden soll. Verfasser gibt dann noch einige Hinweise für eingehendere Untersuchungen über diese Frage. Zentralbl. d. Bauverwaltung 1913. Nr. 86.

Säulen aus umschürtem Gußeisen nach System Dr.-Ing. von Emperger, Wien. Die Ergebnisse neuerer Versuche mit umschürtem Gußeisen, die den Einfluß der Knickfestigkeit auf das Gußeisen klarlegen sollten, werden kurz angeführt. Den Untersuchungen wurden verschiedene Querschnittsabmessungen und Höhenmaße zugrunde gelegt und man bestimmte aus den einzelnen Bruchlasten die Tragfähigkeit für die verschiedenen Säulentypen. Die Bruchlast bestimmt sich aus der Formel

$$P = F_b \cdot \sigma_b + F_e \cdot 2400 + F_k \cdot 7500,$$

wenn die Würfel Festigkeit des Gußeisens 7500 kg/cm<sup>2</sup> beträgt. Die Knickfestigkeit einer solchen Säule ist abhängig von dem Verhältnis

$\frac{l}{D}$ , wobei l die freie Länge der Säule und D ihr äußerer Durchmesser ist. Der Durchmesser d der Gußeisensäule beträgt im Mittel 0,5 D. Für diesen Fall sind aus einem Schaubild für gegebene Belastung die Wandstärken der Gußeisensäule zu ermitteln. Mit Abb., die das Konstruktionsprinzip deutlich erkennen lassen. Beton und Eisen 1913. Heft 17.

### IV. Vorschriften und Leitsätze.

Hygiène et sécurité des travailleurs. Französische Bestimmungen für das Arbeiten unter Druckluft. Le ciment 1913. Nr. 10.



V. Ausführungen.

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

Wirtschaftliche Zeitfragen aus der Betonindustrie. Von Dr. W. Sehs. Verfasser untersucht sehr eingehend die Gründe von den vielen wirtschaftlichen Mißerfolgen unserer Betonindustrie. Er zeigt, wo insbesondere die Gründe für diese Mißerfolge zu suchen sind, indem er die Auftragerteilung, die Kalkulation und die Bauaufsicht, das Holzkonto, unfertige Bauten, Bankschulden, Flüssigkeit der Geldmittel und Aufsichtsrat kritisch untersucht und ihren Einfluß bei der Bilanzierung zeigt. *Tonindustriezeitung* 1913. Nr. 99, 102, 105 und 111.

Die Dichtungsmittel auf der Leipziger Baufachausstellung. Die Zusammenstellung gibt einen guten Überblick über die heute in der Beton- und Zementindustrie verwendeten Dichtungsmittel. *Tonindustrie-Ztg.* 1913. Nr. 107.

Au sujet des joints de dilatation dans les constructions en ciment armé. Von Francis Rod. Verfasser bespricht den Wert von Ausdehnungsfugen in Eisenbetonbauwerken im Anschluß an einen diesbezüglichen Aufsatz, der die Nachteile solcher Anordnungen nachzuweisen versuchte. *Le ciment armé* 1913. Nr. 10.

Effets de la foudre sur une cheminée. Die Wirkung eines Blitzschlages in einen Fabrik-schornstein aus Ziegelmauerwerk wird veranschaulicht und besprochen und anschließend die Vorteile des Eisenbetons für Schornsteine hervorgehoben. Die Bauweise Monnoyer, welche Betonformsteine vorsieht, wird erläutert. *Le ciment* 1913. Nr. 9.

Zwei Fälle von Abbruch moderner Eisenbetonkonstruktion. Von Ing. Ernst Schick. Verfasser zeigt an zwei ausgeführten Beispielen, wie die vorherrschende Meinung über die übermäßig hohen Abbruchkosten für Eisenbetonbauten durchaus nicht zutreffend ist und daß dieselben nicht wesentlich höher als bei Ziegelbauten zu sein brauchen. Die Zerstörung erfolgte bei den Decken durch schwere Hämmer, während für stärkere Konstruktionen Preßluftmeißel und Sprengstoffe zur Anwendung kamen. Mit Abb. und kurzer Beschreibung des Arbeitsvorganges. *Zeitschrift für Betonbau* 1913. Heft 6.

Der Verbund-, Holz-, Eisenbetonpfahl, eine neue Pfahlbauweise. Von Prof. Dr.-Ing. Schönhöfer, Braunschweig. Da in moorigem, schlammhaltigem Boden mit saurehaltigem Grundwasser Beton- und Eisenbetonpfähle zerstörenden Angriffen ausgesetzt sind, verwendet man neuerdings in solchen Fällen Verbundpfähle, die in ihrem unteren Teile aus dem widerstandsfähigeren Holz und nur im oberen Teile aus Eisenbeton bestehen.

Die durch den Ingenieur Michael Heimbach erfundene Verbindung der beiden Baustoffe wird ausführlich beschrieben. Mit Abb. *Der Industriebau* 1913. Nr. 10. — *Deutsche Bauzeitung*, Mitt. 1913. Nr. 19. — S. a. L. 1913 Nr. 11.

2. Ausführungen im Hochbau.

Dachbinder aus Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. O. Henkel. Es werden zunächst die Systeme solcher Eisenbetondachbinder besprochen, die für die Ausbildung der Knotenpunkte maßgebenden theoretischen und praktischen Gesichtspunkte angeführt und zum Schlusse an einem in Schlesien-grube ausgeführten Beispiel ausführlich alle Berechnungen vorgeführt. Mit Abb. *Tonindustrie-Ztg.* 1913. Nr. 126.

Fabbricati in legname e cemento, e legname e mattoni a Reggio e Messina. Häuser aus Holz und Beton und aus Holz und Ziegeln in Reggio und Messina. Mit Abb. Beschreibung der von der Eisenbahnverwaltung in Sizilien nach dem Erdbeben von Messina für ihre Arbeiter und für Verwaltungszwecke hergestellten Gebäude. Die Wände der einstöckigen für Wohnungen bestimmten Häuser bestehen aus  $10 \times 10$  cm starken geteereten Holzstielen in 1,30 m Entfernung, die am unteren Ende im Betonfundament eingelassen und in der Höhe dreimal durch beiderseits aufgenagelte Bretter unter sich verbunden sind. Dieses Holzgerippe ist auf beiden Seiten mit Eisenbeton unter Verwendung von Streckmetall bekleidet. Für die zweistöckigen, Verwaltungszwecken dienenden Häuser ist Ziegelausmauerung des Holzfachwerkes verwendet. Gegen 1000 Häuser dieser Art wurden in kurzer Zeit errichtet. *Il cemento* 1913. Heft 17.

Nuovi tipi di solai. Neue Deckenart des Ingenieurs Ghira. Die in Eisenbeton herzustellende Decke soll besonders in Wohnhäusern Verwendung finden und eine ebene Deckenunteransicht ermöglichen. Ihre Anwendung scheint auf solche Grundrißanordnungen beschränkt, wo mehrere Räume von gleicher Tiefe, durch Scheidewände getrennt, nebeneinander liegen. Der Erfinder legt die Hauptbalken der Plattenbalkenkonstruktion in die Scheidewände selbst und kann sie beliebig hoch machen, so daß sie auch bei geringer Stärke der Wände nicht sichtbar werden. Die Nebentbalken, rechtwinklig dazu, werden über die Platten gelegt und so ausgebildet, daß sie als über mehrere Stützen (Scheidewände) fortlaufende Gelenkträger erscheinen. Die Gelenke werden dadurch gebildet, daß die nach oben vorspringenden Balken dort senkrecht unterbrochen werden, also nur die Platte durchgeht, die dann mit ihrer Bewehrung die ganze Querkraft aufnehmen muß. Die Verteilung der Gelenke erfolgt so, daß die positiven Momente möglichst gering werden, da diese bei der oberen Lage der Balken nicht so aufge-

nommen werden können, wie die dann um so größer ausfallenden Momente über den Stützen. Als Nachteil ist das wohl unvermeidliche Eintreten von Rissen an der Stelle der Gelenke anzusehen. Die Möglichkeit, den Raum über der Platte zwischen den Rippen mit schalldämpfenden Stoffen auszufüllen, ist als Vorzug der Deckenart zu bezeichnen. Für die Einschalung werden eiserne Formen und Schalungsträger verwendet. Mit ausführlichen Abbildungen, *Il cemento* 1913. Nr. 10.

Das Völkerschlachtdenkmal bei Leipzig. Von Gustav Langen. Verfasser gibt einen kurzen Überblick über die Geschichte des Denkmals und bespricht zunächst die allgemeine Anlage und ihren Eindruck auf den Beschauer. Die Ausführung des gewaltigen Baues wird weiterhin kurz geschildert. Die Fundamente des Denkmals bestehen aus 65 Stampfbetonpfeilern von rd. 26 m Höhe, die oben durch Gewölbe miteinander verbunden sind. Der sichtbare Teil des Bauwerkes ist in Granitporphyr aufgeführt. Die einzelnen Quaderschichten wurden mit Beton hinterstampft, wozu sich 120 000 cbm Beton nötig machten. Die hierzu erforderliche Menge Zement belief sich auf 20 Millionen kg. Mit zahlreichen Abbildungen. Zentralblatt der Bauverwaltung 1913. Nr. 83 und 84.

Drahtseilbahnstützen. Verschiedene Ausführungen von Drahtseilbahnstützen in Eisenbeton werden im Bilde gezeigt und kurz beschrieben, *Tonindustrie-Ztg.* 1913. Nr. 122.

Die Neubauten der Großbrauerei Dischinger am neuen Hauptbahnhof in Darmstadt. Kurze Beschreibung der Ausführung. Mit Abb. Beton und Eisen 1913. Heft 17. Siehe auch L. 1913, Heft 11.

Die neue Güter- und Zollhalle in Heidelberg. Mitgeteilt von der Auskunftsstelle für Zementverarbeitung, Heidelberg. Das mächtige Bauwerk mit zwei Stockwerken, das eine Eisenbahngüterhalle und eine Zollhalle in sich vereinigt, hat eine Länge von 217 m und eine Breite von 22,40 m und ist in seinen tragenden Teilen ganz in Eisenbeton erstellt. Bemerkenswert ist der Schutz der Ecken der Eisenbetonsäulen gegen anfahrende Karren durch Winkelleisen. Die Anordnung der Dehnungsfuge erfolgte durch eine freigelagerte Platte auf ausragenden Querträgern. Kurze Beschreibung mit Abbildungen. *Beton und Eisen* 1913. Heft 18.

### 3. Ausführungen im Brückenbau.

Ponte sul torrente Staggia a Poggibonsi. Brücke über den Staggiafluß bei Poggibonsi. Das Bauwerk ist eine im Zuge der Provinzialchaussee Florenz—Siena liegende Balkenbrücke aus Eisenbeton. Sie überschreitet den Fluß Staggia mit drei Öffnungen von 9,69, 24,12 und

9,69 m zwischen den Pfeilern gemessen. Die Richtung der Fahrbahn bildet einen Winkel von  $34^\circ$  mit der des Flusses. Zwei Eisenbetonbalken von 226 cm Höhe und 65 cm Breite, als durchlaufende Träger auf vier Stützen angeordnet, bilden das Haupttragwerk und sind zugleich die seitlichen Brüstungsgeländer der Brücke, die dadurch einen massigen Eindruck macht. Die nutzbare Brückenbreite zwischen diesen Balken ist 7 m, wovon 5 m auf einen Fahrweg, je 1 m auf eine Gangbahn entfallen. Die starken Hauptbalken sind auf dem einen der 3 m breiten Mittelpfeiler fest gelagert auf den anderen drei Auflagern durch Walzen verschieblich. Vier Stahlwalzen von 25 cm  $\varnothing$  und 65 cm Länge zwischen zwei Gußeisenplatten von  $90 \times 65$  cm vermitteln die Beweglichkeit über dem einen Mittelpfeiler, wogegen auf den Landpfeilern nur drei Walzen von 15 cm  $\varnothing$  nötig waren. Eigenartig ist die Bewehrung der Hauptträger insofern, als über den Mittelpfeilern, den Orten, wo die größten negativen Momente auftreten, die untere dem Druck ausgesetzte Zone stärkere Eisenbewehrung erhalten hat als die obere Zugzone. In Trägermitte beträgt der Querschnitt per Eiseneinlagen der oberen und unteren Zone je  $226 \text{ cm}^2$ , über den Pfeilern in der oberen Zone  $278 \text{ cm}^2$ , in der unteren Zone  $402 \text{ cm}^2$ . Als höchste Eisenbeanspruchungen sind 946 und  $972 \text{ kg/cm}^2$  rechnerisch gefunden. Die größten Betondruckspannungen sind zu 38 kg ermittelt. Die 10 cm starke Fahrbahnplatte wird durch 20 cm breite, 40 cm hohe Eisenbetonbalken getragen, die in 1,40 m Entfernung, von Mitte zu Mitte gemessen, zwischen die Hauptträger eingespannt sind. Der Entwurf des Bauwerkes rührt von Prof. Ing. A. Muggia her. Ausführlich beschrieben mit Abbildungen in *Il cemento* 1913, Heft 17.

Die Auebrücke in Husum. Von Dipl.-Ing. O. Henkel. Beschreibung einer kleinen Eisenbetonbalkenbrücke, die aber durch ihre architektonische Ausgestaltung sehr bemerkenswert erscheint. Mit Abb. *Tonindustrie-Ztg.* 1913. Nr. 114.

Schiefe Dreigelenkbogenbrücken aus Eisenbeton. Von Regierungsbauführer Walter Nakonz. Zwei den Großschiffahrtsweg Berlin—Stettin unter kleinem Winkel kreuzende Eisenbetonbrücken werden in ihrer Berechnung, Ausführung und Konstruktion kurz beschrieben. Die Achsenschnittwinkel betragen rd.  $55^\circ$  bzw.  $68^\circ$  die Spannweite parallel der Gewölbstirn beläuft sich auf 48 m mit 5 m Pfeil bzw. 45,16 m und 4,47 Pfeil. Die Gelenke sind als Wälzelenke in Stahlguß ausgebildet, die nicht staffelförmig zueinander versetzt, sondern schräg zur Richtung der Gewölbstirn angeordnet sind. Zur Aufnahme der horizontalen Schubkräfte in den beiden Gelenkhälften sind besondere Knaggen angeordnet. Mit Abb. *Zeitschrift für Bauwesen* 1913. Heft X bis XII.

Le pont de Schwarzenberg de l'exposition de Leipzig. Kurze Beschreibung des Bauwerkes und des bei ihm zur Anwendung gelangten umschnürten Gußeisens. Le ciment 1913. Nr. 9.

Interessante, neuartige Brückenbauten in Eisenbeton. Vortrag von Dipl.-Ing. Friedländer, Freiburg i. Br. Beschrieben werden eine Reihe sehr flach gespannter Eisenbetonbrücken in Rahmen-, Bogen- und Auslegerträger-Konstruktion.

Die Wegüberführung in Orschweier ist 20 m weit gespannt bei einem Stich von  $\frac{1}{10}$ . Die beiden Brüstungsträger, welche zwischen sich die Fußbahn tragen, sind als Zweigelenkbogen mit Zugband ausgebildet.

Die Brücke über die Wiese in Schopfheim zeigt einen 31 m weit gespannten Zweigelenkbogen mit einem Pfeilverhältnis von  $\frac{1}{32}$ . Die beiden Hauptbögen, die gleichzeitig die Brüstung darstellen, besitzen Spiralarmierung und Bleiplattengelenke. Die zulässige Betondruckbeanspruchung im Bogen wurde mit 50 kg/cm<sup>2</sup> festgesetzt.

Die Brücken bei Wolterdingen über die Breg und einen Flutkanal stellen eine Auslegerkonstruktion mit Gegengewichten dar, und zwar sind auch hier die Brüstungen gleichzeitig tragende Teile. Die Stützweiten betragen 29,5 m bzw. 36,5 m. Die Hauptträger, die bei der letzteren Brücke in der Mitte nur eine Höhe von 1,95 m aufweisen, sind mit Spiralarmierung versehen. Für die beweglichen Lager sind Eisenbetonpendel vorgesehen die zulässige Betonbeanspruchung beträgt 46 kg/cm<sup>2</sup>.

Eine gleiche Konstruktion weist die 40 m weit gespannte Eschholz-Straßenbrücke über die Dreisam in Freiburg i. B. auf, nur daß hier 11 Hauptträger angeordnet sind und die Brüstungen statisch nicht wirksam sind. Die Pendel des beweglichen Auflagers sind in spiralarmiertem Eisenbeton mit 10 cm starken, gekrümmten Stahlplatten hergestellt.

Sämtliche Bauten sind in ihrem Entwurf und in ihrer Ausführung kurz beschrieben und durch zahlreiche Abbildungen erläutert. Deutsche Bauzeitung, Mitteil. 1913. Nr. 19 und 20.

Die Straßenbrücke im Zuge der Prachtstraße des 18. Oktober auf der Internationalen Bauausstellung Leipzig 1913. Von Dr. H. C. Nitzsche, Frankfurt a. M. Die als kontinuierlicher Balkenträger mit drei Öffnungen von 22 m bzw.  $2 \times 14,5$  m ausgeführte 24 m breite Brücke in Eisenbeton wird kurz beschrieben. Mit Abb. Der Brückenbau 1913. Heft 20. S. a. L. 1913, Heft 10.

Zwei Eisenbahnbrücken aus Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. R. Bermann, Bremen. Kurze Beschreibung der Unterführung der Gustav-Deetjen-Allee in Bremen im Anschluß an ein Sandsteingewölbe durch eine eingespannte Eisenbetonbrücke von 21 m Spannweite und einem Stich von

1:6,5. Die Breite des Bauwerks beträgt 44,70 m und es mußte daher Sorge getragen werden für genügende Beleuchtung, die durch Anordnung zweier großer Lichtöffnungen im Gewölbe ermöglicht wurde. Mit Rücksicht auf die ungünstigen Bodenverhältnisse machte sich eine Fundierung auf Eisenbetonpfählen erforderlich. Mit Abb. Beton und Eisen 1913. Heft 17. S. a. L. 1913, Heft 11.

Unit subway construction in Kansas City. Es wird der Bau einer Straßenunterführung in Beton kurz beschrieben, der in der Weise erfolgte, daß die einzelnen Teile: Säulen, Unterzüge, Platten als fertiggegossene Stücke zu dem Bauwerk zusammengesetzt wurden. Mit Abb. Engineering Record 1913. Vol. 68, Nr. 9.

La fonte fretté. Hinweis auf einen Entwurf einer 80 m weitgespannten Brücke aus umschnürtem Gußeisen für das Ostseebad Deep in Pommern. Mit Abb. Le ciment armé 1913. Nr. 10.

Neuere Ausführungen von Eisenbetonfachwerken und die Größe der in solchen Trägern auftretenden Nebenspannungen von Prof. Dr. techn. A. Nowak, Prag. Verfasser gibt eine ausführliche Berechnung der Nebenspannungen eines Parabelfachwerks- und eines Parallelträgers in Anlehnung an das Berechnungsverfahren von Mohr und Gehler. Das Rechnungsergebnis zeigt im allgemeinen eine Überlegenheit des Eisenbetonparabelfachwerksträgers über einen solchen aus Eisen. Zeitschrift für Betonbau 1913. Heft 4, 6, 7. S. a. L. 1913, Heft 8 u. 10.

#### 4. Ausführungen im Wasserbau.

Neue Kaimauern in Rotterdam, ausgeführt in den Jahren 1907 bis 1912. An der Hand von Abb. werden die beiden Typen dieser Kaimauern näher beschrieben: 1. unterrammte Kaimauern mit Faschinendämm- und Bodenverbesserung bis auf den natürlichen Sand und 2. zementeiserne (Eisenbeton-) Kaimauern. Österr. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst 1913. Nr. 42.

Ein Gründungsverfahren mit Betonpfählen in verlorener Form. Von H. Struif. Auszug aus einer Veröffentlichung über die Gründungsmethode „Mast“. Bemerkenswert ist der Schutz gegen säurehaltige Wässer, welche durch Einlage von Asphaltpappe zwischen die verlorene (eiserne) Form und den Betonkern geschaffen wird. Einen weiteren Vorteil besitzt der „Mast“-Pfahl durch die Art der Rammung, die durch eine auf dem Holzkern der Pfahlspitze aufsitze Jungfer erfolgt. Deutsche Bauzeitung, Mitt. 1913. Nr. 19.

Winkelstützmauer ohne Strebepfeiler. Von Ing. F. Knispel. Es wird eine ausführliche Berechnung an einem Beispiel vorgeführt, Tonindustriezeitung 1913. Nr. 117.

Rapid construction on Medina valley irrigation project in Texas. Von Terrel Bar-

lett. Ausführliche Beschreibung der in Beton hergestellten rd. 50 m hohen Staumauer. Mit Abb. Engineering News 1913. Vol. 70. Nr. 11.

Reinforced-concrete sea defences in England. Die in England auf der Insel Brighton zur Ausführung gekommenen Uferschutzwerke in Eisenbeton werden kurz erläutert und ihre Brauchbarkeit erörtert. Engineering Record 1913. Vol. 68, Nr. 9.

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

Ersatz gemauerter Schachtwandungen durch Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. E. Elwitz, beratendem Ingenieur in Düsseldorf. Verfasser greift auf einen früher von ihm verfaßten Aufsatz zurück, in welchem er die Festigkeit von Schachtausmauerungen aus Beton und Eisenbeton behandelt. Da die Beanspruchungen von Schachtauskleidungen durch die Drücke der Erd- und Gesteinsmassen sowie durch Erdstöße nur schätzungsweise sich ermitteln lassen, so schlägt der Verfasser zur Dimensionierung der Eisenbetonwandung den Weg ein, die Wandstärken aus den üblichen Erfahrungswerten für Ziegelmauerwerk zu bestimmen. Deutsche Bauzeitung. Mitt. 1913. Nr. 20.

Concreting the Sarles tunnel of the Cutskill aqueduct. Kurze Beschreibung einer

Tunnelbetonierungsmethode. Engineering Record 1913. Vol. 68, Nr. 16.

Ursache und Verhütung der Zerstörung von Betonrohrkanälen. Von Julius Barth. Nach einem Aufsatz von Dipl.-Ing. Endris (Stettin) im Gesundheitsingenieur 1913. Nr. 28. Nach einer kurzen Einleitung über die Verwendbarkeit von Zementrohren im allgemeinen wird die Zerstörung der Rohre durch

1. ungenügende Festigkeit,
2. schlechte Verlegungsarbeit und
3. chemische Einflüsse

gezeigt. An entsprechenden Stellen werden Anweisungen gegeben, aus welchen Stoffen Zementrohren herzustellen sind, wie die Verlegung und Dichtung der Rohre zu erfolgen hat, und schließlich, wodurch man sich gegen die ätzende Wirkung chemischer Abwässer schützen kann. Mit Abb. Tonindustriezeitung 1918. Nr. 102, 105 und 119.

Unterbau für Straßenbahnen. System Gebr. Rank. Beschreibung einer neuen Gleisbettung in Eisenbeton. Mit Abb. Zeitschrift für Betonbau 1913. Heft 7. S. a. L. 1913, Heft 7.

Hard roads in Wayne County, Michigan. Kurze Beschreibung der ausgedehnten Betonstraßen und ihrer Herstellung. Mit Abb. Engineering Record 1913. Vol. 68, Nr. 13.

## WIRTSCHAFTLICHE RUNDSCHAU.

### Kuppelbauten und wirtschaftliche Bauweise.

Einige Bemerkungen zu dem diesbezüglichen Aufsatz in Nr. 7 der Bautechnischen Mitteilungen des Stahlwerksverbandes, Düsseldorf.

Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Petry,  
Direktor des Deutschen Beton-Vereins.

In Heft XI der Zeitschrift „Beton und Eisen“, 12. Jahrgang 1913 habe ich nachgewiesen, daß der Stahlwerksverband Düsseldorf in Nr. 3 seiner Bautechnischen Mitteilungen bei der Beschreibung des Abbruchs der in Eisenbeton erbauten Kohlenwäsche in Stockheim mit unrichtigen Angaben gearbeitet und diese Angaben trotz wiederholten Einspruches der bauausführenden Eisenbetonbauunternehmung nicht berichtigt hat. Diese Art der literarischen Propaganda scheint in den Bautechnischen Mitteilungen des Stahlwerksverbandes nunmehr Mode werden zu wollen. Besonders wird in dieser Hinsicht in dem Aufsatz „Kuppelbauten und wirtschaftliche Bauweise“ in Nr. 7 dieser Bautechnischen Mitteilungen geleistet. In diesem Aufsatz ist von 3 Bauwerken die Rede, und über diese 3 Bauten werden bestimmte Be-

hauptungen aufgestellt. Es sind dies die Jahrhunderthalle in Breslau, die Querbahnsteighalle in Leipzig und die Stadthalle in Hannover. Da die Angaben über diese Bauwerke und ihre Ausführung auf den ersten Blick auffallend erschienen, hat sich die Geschäftsstelle des Deutschen Beton-Vereins an diejenigen Stellen gewandt, die am ersten in der Lage sind, einwandfreie Auskunft über diese Bauten zu geben, an den Magistrat der Stadt Breslau, an die Königliche Generaldirektion der Sächsischen Staatseisenbahnen in Dresden und an das Stadtbauamt Hannover. Von allen drei Stellen ging dann die Nachricht ein, daß die vom Stahlwerksverband über die betreffenden Bauten gemachten Angaben nicht auf Richtigkeit beruhen.

Zunächst die Stadthalle in Hannover. Der nicht genannte Verfasser vom Stahlwerksverband schreibt, daß die für diesen Kuppelbau bei 5 verschiedenen Unternehmern eingeholten Angebote ergeben hätten, daß die Ausführung in Eisen wesentlich billiger war als jede andere Konstruktion, und zwar habe sich der Preis für Eisenbeton auf 200 000 M, für Eisen auf 78 000 M gestellt, bei

der Ausführung in Eisen seien also gegenüber Eisenbeton rund 160% Kostenersparnis eingetreten; hierauf sei die Entscheidung zugunsten des eisernen Überbaues gefallen. Das bauvergebende Stadtbauamt Hannover schreibt dazu am 5. August 1913 dem Deutschen Beton-Verein, daß bei der Ausschreibung der Arbeiten für die Kuppelkonstruktion der Stadthalle die Abgabe eines Angebotes lediglich für die Ausführung in Eisenkonstruktion gefordert war, und daß die in dem Aufsatz des Stahlwerksverbandes genannten Summen dem Stadtbauamt nicht bekannt seien.

Von der Querbahnsteighalle in Leipzig, einem der stolzesten Eisenbetonbauten der Neuzeit, sagt der Stahlwerksverband, daß sich diese Halle, wenn sie in Eisen erbaut worden wäre, wohl organisch besser den Längshallen angefügt und deshalb auch einen weit angenehmeren Eindruck auf den Beschauer ausgeübt hätte, als heute die schwerfällige Eisenbetonausführung. Dabei habe die Eisenbetonquerhalle mit den Abschlußbindern und mit allem Zubehör 1 760 000 M gekostet oder 180 M pro qm Grundfläche, wogegen die Längshallen aus Eisentragwerk allein 28,4 M pro qm Grundfläche und unter Zurechnung der Verglasung, Schalung usw. nur rund 40 M pro qm Grundfläche gekostet haben würden. In der Eisenbetonausführung liege also eine Kapitalverschwendung von 350%. Hierzu schreibt die Königl. Generaldirektion der Sächsischen Staatseisenbahnen zu Dresden, IV. Abteilung am 14. August 1913:

„Bei der Wahl der Bedachungsart für den Querbahnsteig auf dem neuen Hauptbahnhof zu Leipzig waren von Anfang an künstlerische Gesichtspunkte maßgebend, insofern als durch entsprechende Gestaltung der Querbahnsteigbedachung nebst Abschlußwänden und Abschlußbögen ein harmonischer Übergang von der geschlossenen und wuchtigen Masse des Empfangsgebäudes zu den leichten eisernen Längshallen geschafft werden sollte.“

„Eine massive Ausbildung des Querbahnsteigdaches nebst den dazu gehörigen Abschlußwänden war deshalb ohne weiteres geboten.“

„Für die Tragkonstruktion der Querbahnsteigüberdachung hätte, wenn man außer Betracht läßt, daß es sich hier nicht um einen geschlossenen Innenraum handelt, anstatt der gewählten Eisenbetonbauweise auch ein eisernes Tragwerk mit angehängter, geputzter Kassettendecke aus Stuck in Frage kommen können, wie dies für die Decke der Eingangshalle geschehen ist.“

„Ein Vergleich der bezüglichen Ausführungskosten führt aber zu einem ganz anderen Ergebnisse, als dies im Aufsätze des Stahlwerksverbandes der Fall ist.

Wenn man einen richtigen Vergleich ziehen will, müssen die Teile ausgeschieden werden, die aus ästhetischen oder konstruktiven Rücksichten jedenfalls in der gewählten Weise ausgeführt werden müssen, und man darf nur das gegenüberstellen, was bei Eisenkonstruktion mit angehängter Stuckdecke einerseits und bei Eisenbetonüberdachung andererseits aufzuwenden ist. Demnach könnten lediglich nur die Kosten der Überdachung in Vergleich gezogen werden, die Kosten der Abschlußbinder einschließlich deren Gründungen, der oberen Seitenwände, der Giebelwände und der Längswände auf der Gebäuderückwand usw., also alle Teile, die unter den Auflagerpunkten des Daches liegen, müssen außer Vergleich bleiben, denn sie sind bei beiden Dachbauweisen nötig, da sie durch die architektonische Ausbildung der Gesamtanlage des Empfangsgebäudes einerseits und von künstlerischem Gesichtspunkte andererseits bedingt sind.“

„Die Kosten der Überdachung des Querbahnsteiges allein, ohne die vorstehend erwähnten Nebenanlagen, stellen sich aber bei der Ausführung in Eisenbeton auf etwa rund 155 M pro qm, dagegen bei Verwendung von Eisenträgern mit angehängter Stuckdecke nach Maßgabe des Aufwandes für die Decke der Eingangshalle auf mindestens etwa rund 100 M pro qm.“

„Es ist bis jetzt von allen Seiten mit höchster Befriedigung anerkannt worden, daß bei der Ausführung eines großen mehr als 100 000 000 M erfordernden Bahnhofsumbaues der künstlerischen Wirkung der die ganze jahrelange Bautätigkeit abschließenden Personenverkehrsanlage ein besonderes Gewicht beigelegt worden ist, und daß nicht nur diese Aufgabe in meisterhafter Weise gelöst worden ist, sondern daß es auch gelungen ist, durch die Anwendung reiner Sandsteinfassaden für das Gebäude, der Eisenbetonbauweise für die Querbahnsteighalle und der reinen Eisenkonstruktion für die Längsbahnsteighallen den jedem dieser Baustoffe bei einem derartigen Bau zukommenden Anteil zu voller Wirkung kommen zu lassen.“

Zu den Äußerungen des Stahlwerksverbandes endlich über die Jahrhunderthalle in Breslau schreibt der Magistrat der Stadt Breslau am 5. August 1913, daß aus dem Aufsatz die tendenziöse Entstellung klar hervorgehe. Mit Rücksicht auf die vielen falschen Behauptungen dieses Aufsatzes, die den Unbeteiligten ein vollständig falsches Bild von der Sachlage geben können, haben die Herren Stadtbaurat Berg und Stadtbauinspektor Dr.-Ing. Trauer, Breslau, in Nr. 21 der „Mitteilungen“ der Deutschen Bauzeitung einen Aufsatz:

#### „Zweckmäßigkeit

der Verwendung von Eisenbeton oder Eisen für monumentale Hochbaukonstruktionen“



veröffentlicht, dessen Inhalt im Auszug hier wiedergegeben sei.

Es wird zunächst gesagt, daß die Schlußfolgerungen, zu denen der Verfasser des Aufsatzes des Stahlwerksverbandes auf Grund einer Menge irreführender Behauptungen und unrichtiger oder mangelhafter Unterlagen gelangt, im Interesse einer gerechten Würdigung beider nebeneinander vollberechtigten Bauweisen nicht unwidersprochen bleiben dürfen.

Der Satz des Stahlwerksverbandes, daß „wir heute über die statischen Eigentümlichkeiten der zu den räumlichen Fachwerken zu rechnenden Kuppelbauten derart im Klaren sind, daß wir die Berechnung und Ausführung einer Kuppel nicht mehr als ein Wunderwerk der Technik anzustaunen brauchen“, ist nur sehr bedingt richtig, und zwar im wesentlichen nur dann, wenn es sich um verhältnismäßig einfache Stabgebilde, um wirkliche Fachwerkkuppeln handelt, und auch da nur dann, wenn man die stark vereinfachende Annahme gelenkiger Knotenpunkte macht, also das schwierige Gebiet der Nebenspannungen nicht betritt. Andererseits ist die Berechnung der Eisenbetonkonstruktionen durch die Arbeiten hervorragender Statiker und Praktiker — nicht durch das „anerkenntniswerte Bemühen vieler Interessenten“ — außerordentlich gefördert worden. Dagegen hat bekanntermaßen erst der Siegeslauf des Eisenbetons zum großen Teil Veranlassung gegeben, daß man sich auch im Eisenbau allgemeiner wieder vielen noch ungeklärten Problemen zuwandte, und erst verschiedene neuere, schwere Einstürze von Eisenbauten haben dazu geführt, die wichtige Frage der Knicksicherheit durch theoretische und praktische Untersuchungen eingehend zu klären.

Unrichtig ist die Behauptung des Stahlwerksverbandes, daß die Breslauer Kuppel nur unter Beobachtung großer und umfangreicher Sicherungsmaßregeln hochgeführt werden konnte, und es ist eine tendenziöse Entstellung, aus der Tatsache einer sorgfältigen Bauleitung und sorgfältigen Beobachtungen des Bauwerks eine Unterlegenheit der Bauweise herzuleiten und den Bau geradezu als ein Wagnis hinzustellen. Jeder gewissenhafte Ingenieur stellt solche Beobachtungen an, mag es sich um einen größeren Eisenbau oder Eisenbetonbau handeln. Und so wurden auch bei der Breslauer Halle nur diejenigen Sicherungsmaßregeln angewendet, die bei der Ausführung einer jeden Großkonstruktion sowohl in Eisenbeton als in Eisen als selbstverständliche Pflicht eines gewissenhaften Ausführenden angesehen werden.

Zurückweisung verdient ferner die

Behauptung, daß auch hier „die Tatsache der wirtschaftlichen Unterlegenheit des Betons bei der Projektierung außer acht gelassen“ worden sei, daß sich „abergewogen Ende der Bauzeit und bei Rechnungsablegung für die Bauherren die unliebsamen Überraschungen eingestellt haben.“ Bei allen Bauten wird man zu prüfen haben, ob die höheren Kosten der dauernden Unterhaltung (Anstrich) bei Eisen durch die Ersparnisse der Anschaffungskosten ausgeglichen werden. Da bei Eisenbeton so gut wie gar keine Unterhaltungskosten entstehen, so wird nach einer Reihe von Jahren der Zeitpunkt eintreten, wo der Eisenbeton billiger wird. Handelt es sich nun darum, bei Feuersbrunst das Gebäude zu erhalten, so kann reine Eisenkonstruktion nicht in Frage kommen, vielmehr muß das Eisen feuersicher ummantelt werden. Bei Konstruktionen, die Nutzlasten zu tragen haben (Stützen, Unterzüge, Decken) hat der Eisenbeton infolge der feuerpolizeilichen Forderung feuersicherer Umkleidung den ummantelten Eisenbau so gut wie verdrängt. Und wenn der Eisenbau zu seiner Entschuldigung für seine mangelhafte Feuersicherheit anführt, daß „der feuersichere Bau nicht davor schützt, daß die innere Einrichtung in Brand gerät“, so beweist das, wie sehr er sich selbst in bezug auf die Feuersicherheit anderen Baustoffen gegenüber im Hintertreffen fühlt. Aber abgesehen von der Erhaltung des Bauwerkes bei Feuersbrunst ist zugunsten der Eisenbetonkonstruktion noch ins Feld zu führen, daß, wenn bereits der Inhalt einer Ausstellungshalle in Brand geraten ist, die Einschränkung des Feuers und sogar das Löschen des Feuers und dadurch das Retten wertvollen Inhaltes noch vom Dach der Eisenbetonkonstruktion und auch von innen aus geschehen kann, zu einer Zeit, wo ein Betreten der Eisenkonstruktion und des Raumes nicht mehr möglich ist. Wenn auch nicht gleichwertig in bezug auf Feuersicherheit, so doch als Ersatz konnte demnach für die Ausführung in Breslau nur ummanteltes Eisen in Betracht kommen. Für die Kuppel wurden demgemäß in der Ausschreibung beide Bauweisen zugelassen. Von den ernst zu nehmenden Angeboten stellte sich eine Kuppel in ummanteltem Eisen um etwa 30 000 M. billiger als eine solche in Eisenbeton, das sind noch nicht 2% der Bausumme. Es ist einleuchtend, daß ein solch geringer Preisunterschied bei einem Monumentalbau zu der Wahl von Eisenbeton führte. Bereits bei einem früheren Bau, den Breslauer Markthallen, war festgestellt worden, daß die Eisenbetonkonstruktion sich sogar billiger stellte als ummanteltes Eisen, weshalb Eisenbeton zur Ausführung gewählt wurde.

Daß bei der Ausschreibung der Kuppel sich die Ausführung in Eisenbeton nicht wesentlich

teurer stellte als die Ausführung in ummanteltem Eisen, ist wahrscheinlich darauf zurückzuführen, daß die Ummantelung als tote Last bei den großen Abmessungen den Eisenbedarf und damit die Kosten erhöhte, während bei Eisenbeton der Baustoff zugleich schützt und trägt.

Auch die Erwähnung der Nachforderungen zur Begründung der wirtschaftlichen Unterlegenheit des Eisenbetons ist falsch. Diese Mehraufwendungen haben zum allergrößten Teil mit den statischen und konstruktiven Verhältnissen nicht das geringste zu tun. Noch nicht 10% der Überschreitungssumme sind zur stärkeren Bemessung einzelner Bauteile und zur Einfügung einzelner Hilfskonstruktionen aufgewendet worden, und auch diese betreffen nahezu ausschließlich das schwierige Gebilde des Unterbaues, der in Eisen überhaupt nicht ausführbar gewesen wäre.

Kommen solche Mehrforderungen gegenüber dem Angebote als Folgen der ins Einzelne gehenden Durcharbeitung bei großen eisernen Brücken oder Hallen nicht ebenfalls vor? Hier ließen sich Dutzende von Beispielen anführen. Dem Eisen fehlt nun einmal trotz seiner Festigkeit ein Hauptfaktor der Forderung der Monumentalität, die schwere Zerstörbarkeit. Es ist dem Feuer gegenüber nicht widerstandsfähig genug und fällt zu leicht der Zerstörung durch Rost anheim, leider auch dann, wenn es gegen äußere Witterungseinflüsse geschützt wird, wenn es nicht dauernd beobachtet und unterhalten wird. Was die Zerstörbarkeit durch Rosten anbetrifft, so ist das umhüllte oder verkleidete Eisen leider noch weniger zu empfehlen als die reine sichtbare Eisenkonstruktion. Bei letzterer fallen die Schäden eher ins Auge und sind bei sorgfältiger Unterhaltung zu beseitigen. Das verkleidete Eisen läßt sich jedoch gar nicht so anwenden, daß man überall hingelangen kann, und dann rostet an irgendeiner Stelle, vielleicht lediglich durch Temperaturschwankungen der Luft und dadurch hervorgerufene Niederschläge am Eisen, ein Konstruktionsstück allmählich durch, bis dann der Zusammenbruch erfolgt.

Das Eisen für Hochbauten ist demnach, unter dem Gesichtswinkel der Monumentalität betrachtet, im Gegensatz zum Eisenbeton ein vergängliches Material.

Nach diesen Äußerungen der drei behördlichen Stellen kann man sich wohl weitere Ausführungen über den Wert des Aufsatzes des Stahlwerksverbandes ersparen und die Beurteilung dem einzelnen Leser überlassen. Hervorzuheben wäre höchstens noch, daß sich der Stahlwerksverband durch den ersten Aufsatz im ersten Heft seiner Bautechnischen Mitteilungen „Zur Einführung Einiges vom Wesen der literarischen Propa-

ganda“ selbst sein Urteil gesprochen hat. Er sagt dort am Schlusse wörtlich: „Zuletzt bleibt noch die Frage zu untersuchen, wie weit der literarischen Propaganda im Sinne der vorstehenden Ausführungen der Mangel an Objektivität zum Vorwurf gemacht werden kann. Wenn sie Tatsachen nicht entstellt — und darin liegt der Wertmaßstab zu ihrer Beurteilung —, läßt sich Einseitigkeit allein, als Einwand gegen sie, nicht aufrechterhalten.“

Hiernach wird sich jedermann sein eigenes Urteil bilden können über den Wert oder Unwert einzelner Abhandlungen der Bautechnischen Mitteilungen des Stahlwerksverbandes.

### Das Urheberrecht an Werken der Baukunst.

(Urteil des Reichsgerichtes vom 28. Mai 1913.)

Bearbeitet von Rechtsanwalt Dr. Felix Walther  
(Leipzig).

(Nachdruck auch im Auszug verboten.) Das Reichsgesetz vom 9. Januar 1879 hatte nach der ausdrücklichen Bestimmung in seinem § 3 den Werken der Baukunst seinen Schutz versagt. Erst durch das Kunstschutzgesetz vom 9. Januar 1907 wurde dieser unhaltbare Zustand beseitigt, nachdem vorher schon wiederholt durch analoge Anwendung anderer urheberrechtlicher Bestimmungen bald mit, bald ohne Erfolg ein Urheberschutz zu konstruieren versucht worden war. Voraussetzung dieses Kunstschutzes ist aber natürlich, daß der Baukünstler auch wirklich selbständig mit eigener Initiative handelt. Ordnet er sich von Anfang an einem anderen Willen unter, so ist das Werk nicht mehr des Kunstschutzes wert. Hierzu sei auf folgenden, besonders in Fachkreisen beachtlichen Fall hingewiesen; Der Kläger hatte dem Beklagten im Jahre 1907 die Entwurfzeichnung einer Fassade gegen ein Honorar von 1800 M. geliefert und im Jahre 1909 gegen ein solches von 4000 M. vier Fassaden und Vestibüle entworfen. Die letzteren Entwürfe waren für vier Häuser in Berlin und Charlottenburg bestimmt. Als sich der Kläger als Urheber dieser Fassaden bezeichnete, hat ihm der Beklagte dies verboten. Der Kläger erhob daraufhin Klage. Landgericht Berlin und Kammergericht Berlin wiesen die Klage ab. Auch die Revision des Klägers war erfolglos, denn der 1. Zivilsenat des Reichsgerichtes führte aus: Es liegt hier nicht der regelmäßige Fall vor, daß ein Bauherr einen Architekten mit einem Bauplane nach seinen (des Bauherrn) Wünschen oder Ideen beauftragt, und daß nachträglich auf Verlangen des Bauherrn Änderungen an den von dem Architekten gefertigten Plänen durch diesen selbst vorgenommen werden. Vielmehr hat im vorliegenden Falle ein Architekt einen anderen mit der Fertigung von Planskizzen zu den von ihm übernommenen Neubauten, und zwar speziell der Fassaden gegen Gewährung eines Honorars von 4000 M. betraut. Die Idee zu den in Frage stehenden Fassaden hat nach den Feststellungen des Kammergerichtes der Beklagte angegeben; er hätte sie ebensogut selbst ausführen können, versicherte sich aber die Hilfe eines Kollegen, den er entsprechend honorierte. Ausführender Künstler war daher der Beklagte selbst. an dessen „Weisungen sich der Kläger strikte zu halten hatte“. Darüber kann der Kläger auch gar nicht in Zweifel gewesen sein. Denn als es einmal über die Entwürfe des Klägers zu erregten Auseinandersetzungen zwischen ihm und dem Beklagten kam, hat letzterer dem Kläger vorgehalten, daß es keinen Zweck hätte, die Sache nach seinem (des Klägers) Kopf zu machen; vielmehr

habe sich Kläger strikte an seine (des Beklagten) Anweisungen zu halten; dieser müsse sonst doch wieder ändern. Dieser sehr nachdrücklichen Zurechtweisung gegenüber hat der Kläger seinen eigenen Standpunkt nur noch insofern aufrechterhalten, als er dabei blieb, daß seine Entwürfe besser seien; tatsächlich hat er sich aber den Weisungen des Beklagten gefügt. Dieses Verhältnis zwischen Kläger und Beklagten läßt erkennen, daß der Beklagte sich des Klägers lediglich als seines Gehilfen bediente. Der Kläger hatte den Auftrag, dem Beklagten, der sich von vornherein als der Urheber der herzustellenden Fassaden gerierte, hierzu künstlerische Entwürfe zu liefern. Aber der Beklagte behielt sich vor, sie zu billigen oder zurückzuweisen, sie auf Grund seines eigenen künstlerischen Könnens abzuändern oder durch den Kläger abändern zu lassen. Es mag sein, daß dem Kläger an seinen ursprünglichen Entwürfen nach Abs. 2 des § 2 Kunstschutzgesetz ein Urheberrecht zusteht. Ein Urheberrecht an den Entwürfen macht aber Kläger überhaupt nicht geltend. Er beansprucht ein Urheberrecht an den fertigen Fassaden. Dieser Anspruch ist unbegründet, weil nach dem Ergebnisse der Beweisaufnahme der Beklagte als Urheber der Fassaden anzuerkennen ist. Dabei

ist es an sich gleichgültig, wieviel der Beklagte von den ihm durch die Entwürfe des Klägers gebotenen Anregungen verwertet hat. Der Kläger hat, indem er sein künstlerisches Können in den Dienst des Beklagten stellte und sich dem künstlerischen Können des letzteren dabei unterordnete, auf die Hervorbringung einer eigenen und individuellen künstlerischen Gestaltung verzichtet. Aus dem Gesagten ergibt sich, daß auch von einem Miturheberrecht des Klägers an den in Frage stehenden Fassaden keine Rede sein kann. Eine Miturheberschaft der Parteien wäre in doppelter Weise möglich gewesen. Entweder so, daß beide Parteien in wechselseitigem Einverständnis an der Gestaltung der Fassaden als einer gemeinsamen Aufgabe gleichberechtigt zusammenarbeiteten, oder so, daß jeder in Unterordnung unter die Gesamtidee für einzelne Teile selbständig künstlerisch tätig wurde. Weder das eine noch das andere Verhältnis lag hier vor, wo der Kläger von vornherein seine individuelle Schöpferkraft derjenigen des Beklagten unterzuordnen hatte und für die Gestaltung der Fassaden der Wille und künstlerische Geschmack des Beklagten allein ausschlaggebend war. Die Revision wurde deshalb zurückgewiesen. (Aktenzeichen: I. 435/12). (Vergl. J. W. 1913, S. 1045). S. K.

SELBSTANZEIGEN.

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung.)

EISENBETONRECHENSCHIEBER, SYSTEM DR. LEWE. D. R. G. M. 563 154.

Der Gebrauch des Rechenschiebers ist heute in allen technischen Berufszweigen ein allgemeiner. Auch bei statischen Berechnungen von Eisenbetontragteilen wird die Genauigkeit des Rechenschiebers als eine völlig ausreichende erachtet. Nun sind aber die bekannten Formeln (s. Eisenbetonbestimmungen d. Preuß. Min. d. öff. Arb.) sehr wenig für den Gebrauch des Rechenschiebers geeignet, da sie weniger aus Faktoren als aus Summanden zu-

die dasselbe aussagen, wie die erste Formel, zur Bestimmung von x gebrauchen. Besonders einfach wird diese Bestimmung, wenn die Gleichung (2) in der Form

$$\frac{x}{h-a} = \frac{n \sigma_b}{\sigma_e + n \sigma_b} = \frac{n \frac{\sigma_b}{\sigma_e}}{1 + n \frac{\sigma_b}{\sigma_e}}$$

geschrieben und als Rechenschieberteilung aufgetragen wird (vergleiche in der Figur die Teilung C). In diesem Falle muß bei Gebrauch der Teilung C nur der Formel (1)

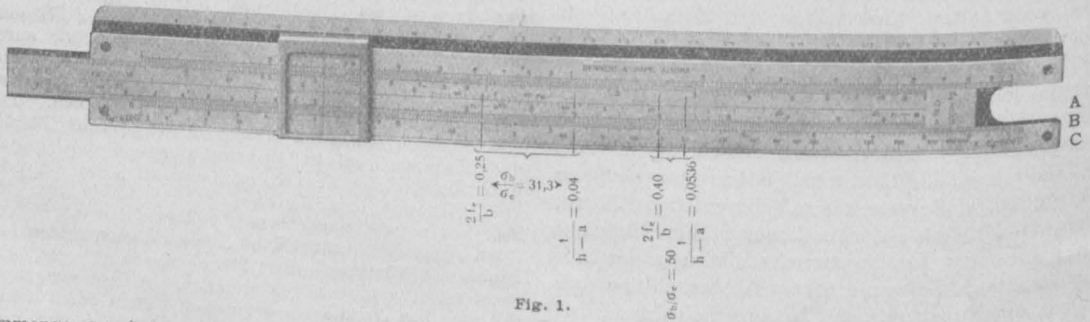


Fig. 1.

sammengesetzt sind. So lautet die Bestimmungsgleichung für den Nulllinienabstand der einfach armierten Platte:

$$x = \frac{n f_e}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{2 b (h-a)^2}{n f_e}} - 1 \right]$$

Anstatt dieser kann man auch die beiden Gleichungen:

Zugkräfte des Querschnitts

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

oder

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_e} x = \frac{2 f_e}{b} \dots \dots \dots (1)$$

und

$$\frac{n \sigma_b}{\sigma_e} = \frac{x}{h-a-x} \dots \dots \dots (2)$$

Genüge geleistet werden. Dieses geschieht durch ein einfaches Markieren der Werte  $\frac{1}{h-a}$  auf Teilung A (Zunge) und  $\frac{2 f_e}{b}$  auf Teilung B und Verschieben, bis die markierten Stellen über bzw. unter demselben Wert, der  $\frac{\sigma_b}{\sigma_e}$  bedeutet, stehen. Man kann dann x sofort unter der 1 von A (Anfang oder Ende der Zungenteilung) ablesen.

Ebenso kann man auch bei anderen Problemen der genauen Spannungsermittlung, deren schwierigster Teil immer die Errechnung des Wertes x ist, einer Bestimmungsformel, die ähnlich der Formel (1), außer der immer zu Recht bestehenden Formel (2), angesetzt werden kann, genügen unter Beachtung der Teilung C.

So bedeutet z. B. bei der abgebildeten Schieberstellung und bei dem Problem der einfach armierten Platte, daß zusammengehören:

	$\frac{2f_c}{b}$	$\frac{1}{h-a}$	$h-a$	$x$	$\frac{\sigma_b}{\sigma_e} \cdot 1000$
1)	0,25	0,04	25	8	31,3
2)	0,40	0,0536	18,7	8	50,0

Besonders empfehlenswert dürfte der Gebrauch der Schieberteilung C für prüfende Behörden sein, da diese nur die Richtigkeit der Bestimmungsgleichung (1) an Hand der Teilung C nachkontrollieren brauchen. Da in der Anweisung zum Gebrauch des Schiebers solche der Gl. (1) ähnliche Bestimmungsgleichungen für alle Probleme der doppelten Armierung und Biegung mit Achsialdruck bei Platten wie Plattenbalken angegeben sind, so dürfte die auf die Prüfung verwendete Zeit wesentlich verkürzt werden.

Doch auch zur Dimensionierung leistet der neue Rechenschieber wertvolle Dienste. So sind in den Teilungen G und F die Zahlen r und t, die in der Tabelle auf Seite 12 der preußischen Bestimmungen stehen und direkt  $f_c$  und  $h-a$  für die verschiedenen Werte  $\sigma_b$  und  $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$  angeben, aufgetragen. Der Gebrauch der Teilungen ist angenehmer als der der Tabelle, weil der Rechenschieber von selbst interpoliert und weil gleichzeitig  $f_c$  und  $h-a$  für irgendein Moment, also die passendsten Werte unter den möglichen Fällen abgelesen werden können. Bei abgebildeter Schieberstellung ist in der oberen Teilung  $\frac{M}{b} = 6400 \text{ mkg}$  eingestellt. Für  $\sigma_e = 1000$  und verschiedene Werte  $\sigma_b$  erhalten wir:

$\sigma_b$	$h-a$	$\frac{f_c}{b}$
20	54,9	12,7
25	45,5	15,5
30,3	39	18,4
34	35,5	20,4
42	30,1	24,4

Wenn man aus irgendeinem Grunde genötigt ist,  $h-a = 50 \text{ cm}$  vorzusehen, so findet man sofort, daß man  $\sigma_b = 22,3$  und  $\frac{f_c}{b} = 14$  verwenden muß. Alle diese Ablesungen findet man unter den  $\sigma_b$ -Werten in der Teilung B. Will man noch für den Nichtbesitzer des Rechen-

schiebers die Zahlen r und t angeben, so findet man diese unter den bezüglichen  $\sigma_b$  in der Teilung A, z. B. unter  $\sigma_b = 40$  die bekannten Zahlen

$$r_{40} = 0,390, \quad t_{40} = 0,293.$$

Für die Dimensionierung und Spannungsermittlung von Plattenbalken ist ein ebenso vereinfachtes Verfahren angegeben. Hier verschwinden die + und - Zeichen aus den Formeln, wenn man von der mittleren Betondruckspannung (vergl. Fig. 2)  $\sigma_m$  ausgeht. Es ist nämlich durch Gleichsetzen von Zug und Druck im Querschnitt

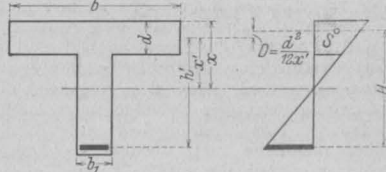


Fig. 2.

$\sigma_m \cdot b \cdot d = f_c \cdot \sigma_e$   
oder

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_e} = \frac{f_c}{b d}$$

Durch Gebrauch der Teilung C kann man also sofort aus  $\frac{f_c}{b d}$  den zu  $\frac{\sigma_m}{\sigma_e}$  gehörigen Wert  $x'$  ermitteln, der die Lage der Nulllinie angibt. Der Druckmittelpunkt S der Betonspannungen ist der Schwerpunkt des Drucktrapezes (in Fig. 2 schraffiert) und liegt von der Mitte Platte um

$$D = \frac{d^2}{12 x'}$$

entfernt. Indem man D zu

$$h' = h - a - \frac{d}{2}$$

hinzuzählt, hat man sofort den Abstand zwischen Zug- und Druckresultierenden und damit

$$\sigma_e = \frac{M}{H \cdot f_c}, \quad \sigma_b = \sigma_m \cdot \frac{x}{x'}$$

Für  $\frac{d^2}{12 x'}$  ist auf der Rückseite des Schiebers eine Tabelle angegeben.

Der Eisenbetonrechenschieber ist durch den Unterzeichneten zum Preise von 12 M. für 1 Stück, 55 M. für 5 Stück zu beziehen. Er wird auch gern auf 14 Tage zur Probe an Behörden, Firmen und Fachleute abgegeben.

Dipl.-Ing. Dr. Lewe (Bromberg).

## VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Die goldene Medaille der internationalen Baufach-Ausstellung in Leipzig erhielt die Fabrik A. W. Andernach in Beuel am Rhein. Diese Firma befaßt sich bekanntlich in ihrem in In- und Auslande gelegenen Fabriken mit der Herstellung von Asphalt-Fabrikaten, wasserdichten Bedachungstoffen und Isoliermitteln gegen Baufeuchtigkeit. Das Haus A. W. Andernach feierte in diesem Jahre das Fest seines 25jährigen Bestehens.

Dem ersten Vorsitzenden des Betonbau-Arbeitgeber-Verbandes für Deutschland und Vorstandsmitglied des Deutschen Beton-Vereins, dem Inhaber des bekannten Zementbaugeschäfts Rud. Wolle, Leipzig

Herrn Ingenieur und Kaufmann Rudolf Wolle ist anlässlich der Weihe des von ihm erbauten Völkerschlacht-Denkmal in Leipzig in Anerkennung seiner Verdienste auf dem Gebiete des Betonbaues vom König von Sachsen der Titel und Rang eines

Kommerzienrats  
und vom Herzog von Altenburg das

Ritterkreuz I. Klasse  
des Herzoglich Sachsen Ernestinischen Hausordens  
verliehen worden.

Der Firma Zementbaugeschäft Rud. Wolle, Leipzig ist auf der Internationalen Baufach-Ausstellung zu Leipzig die höchste Auszeichnung, der

Königlich Sächsische Staatspreis  
verliehen worden.

## BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Deutscher Baukalender 1914. 47. Jahrgang. Drei Teile: Teil I, Taschenbuch; Teil II, Nachschlagebuch; Teil III, Skizzenbuch. Ausgabe A: Teil I in dunklem Einband, Teil II und III broschiert M. 3,50; Ausgabe B: Teil I in rotbraunem Einband mit Verschluss, Teil II und III broschiert M. 4,—. (Verlag der Deutschen Bauzeitung G. m. b. H. Berlin S.W. 11.)

Der „Deutsche Baukalender“, der für 1914 zum 47. Male im Oktober d. J. erschien, zeigt gegenüber dem vor-

jährigen, abgesehen von den erforderlichen laufenden Änderungen und der sorgfältigen Durchsicht in allen Teilen, in einigen Abschnitten, und zwar in denjenigen, die zu den wichtigsten des Kalenders gehören, durchgeführte Umgestaltungen, die auch auf den Umfang des Kalenders nicht ganz ohne Einfluß bleiben konnten.

In Teil I, Taschenbuch, betreffen diese Änderungen, namentlich die Abschnitte VIII und IX über Materialbedarf und Preise, die von Herrn Magistratsbaurat Winterstein-Charlottenburg einer völligen Neubearbeitung unterzogen worden sind. Es ist hier nicht nur eine klare Titelteilung nach Rohbau und Ausbau durchgeführt, es sind nicht nur die Einzelangaben und die Preisangaben aus verschiedenen deutschen Städten erweitert, sondern es sind vor allem auch die Angaben über die Kostenschätzung wichtiger Gebäudegruppen erheblich ausgebaut worden. Den Preisangaben sind dabei stets Angaben über räumliche und sonstige besondere Anforderungen vorausgeschickt, die auf die Preisbildung von Einfluß sind. Ganz neu bearbeitet sind im Kapitel IX auch die das Taxwesen behandelnden Abschnitte. Im Abschnitt Bauordnungen ist bereits die 1. September 1913 in Kraft getretene neue Bauordnung für Köln berücksichtigt. Um den Umfang des Teiles I nicht zu sehr anschwellen zu lassen, sind die Angaben über die Bezüge der staatlichen Baubeamten nach Teil II überwiesen.

Teil II, Nachschlagebuch. Hier ist ebenfalls von Baurat Winterstein das Kapitel I, Hochbaukonstruktionen betreffend, nach neuzeitlichen Gesichtspunkten und in der Titelteilung der Anschläge durchgearbeitet und erweitert. Völlig umgearbeitet ist von Herrn Ingenieur Leitholf-Berlin das Kapitel über Statik der Hochbaukonstruktionen. Vereinfachung und größere Klarheit im theoretischen Teil in Verbindung mit einer reichen Beigabe von durchgerechneten Beispielen kennzeichnen diese Umgestaltung.

Teil III, Skizzenbuch, enthält wieder einige 60, gut wiedergegebene Abbildungen nach Aufnahmen süd-deutscher, rheinischer, holländischer Bauten, z. T. vom Gesichtspunkte der malerischen Wirkung ausgewählt.

An praktischer Brauchbarkeit dürfte der „Deutsche Baukalender“ in seiner neuen Auflage für weitere Kreise durch diese umfangreichen Umgestaltungen noch wesentlich gewonnen haben. Es erübrigt sich, ihn nochmals zu empfehlen, denn er ist schon seit langem ein unentbehrliches Nachschlagewerk geworden.

Beton-Taschenbuch Jahrgang 1914. Herausgegeben vom Verlag „Zement und Beton“ G. m. b. H., Berlin NW. 21. 2 Teile. 1. Teil gebunden, 2. Teil geheftet. Preis Mark 2,—.

Der vorliegende neue Jahrgang setzt die Reihenfolge der Ausgaben dieses bewährten Fachkalenders würdig fort. Der hübsch gebundene erste Teil mit dem Kalendarium empfiehlt sich zum ständigen Gebrauch als handliches, bequemes Taschenbuch, das sich durch seine zweckentsprechende Einteilung, die zur Eintragung von Notizen für jeden Tag reichlichen Raum vorsieht, besonders beliebt gemacht hat.

Der zweite Teil enthält vorwiegend Technisches und ist als Taschenbuch zum Mitführen auf der Baustelle, besonders aber als Hilfsbuch für den Arbeitstisch sehr begehrt. Die Neubearbeitung zeigt gegenüber der vorjährigen Ausgabe wieder eine starke Vermehrung des Inhaltes, um dem Fortschritt der Bauwelt und den Anforderungen der Praxis Rechnung zu tragen. Es sind fast alle ministeriellen Erlasse sowie die Bestimmungen des Kgl. Polizeipräsidiums Berlin, die auf Zement, Beton, Eisenbeton und Steineisen Bezug haben, aufgenommen und ergänzt worden; ferner einzelne wichtige Bestimmungen

über andere bauliche Angelegenheiten, besonders über Belastungsannahmen und zulässige Beanspruchung der Baustoffe. Den Schluß bilden die Abschnitte neue Patentansprüche (besonders ausführlich über Zementrohmaschinen), Beton- und Eisenbetonbau als Unterrichtsgegenstand, Bücherverzeichnis und Bezugsquellennachweiser.

So wird auch der neue Jahrgang des Beton-Taschenbuches sich überall in der Praxis wieder bestens bewähren.

## NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

Dr. Franz Weisbach. Bauakustik. Schutz gegen Schall und Erschütterungen. Mit 31 Textfiguren. Verlag von Julius Springer, Berlin 1913. Preis M. 3,60.

Dr. Ing. Max Mayer. Die Wirtschaftlichkeit als Konstruktionsprinzip im Eisenbetonbau. Mit 30 Textfiguren, 15 Zahlentabellen und 1 Formeltafel. Verlag von Julius Springer, Berlin 1913. Preis M. 5,40.

Prof. S. Deutsch. Baumaschinen für die Praxis des Tief- und Hochbaues. Verlag von Paul Neubner in Köln. Preis geb. M. 5,—.

Der VI. Kongreß des Internationalen Verbandes der Materialprüfungen der Technik (New York vom 3. bis 7. September 1912) I. Abschnitt: Rückblick, Organisation des Kongresses. Erste und zweite Vollversammlung. Berichte über Metalle und die Verhandlungen der Sektion A. Herausgegeben vom Internationalen Verbande für die Materialprüfungen der Technik. Kommissionsverlag Julius Springer, Berlin und M. O. Wolff, St. Petersburg. II. Abschnitt: Berichte über Zemente, Steine, Beton, Eisenbeton und über Diverses. Verhandlungen der Sektionen B und C. Preis der kompletten 2 Kongreßbände geh. M. 25,—.

Prof. a. D. Dr. Ing. Landsberg. Die allgemeinen Grundlagen des Brückenbaues. Sammlung Göschens Nr. 687. Mit 45 Figuren. G. J. Göschensche Verlagsbuchhandlung G. m. b. H. Berlin. Ladenpreis geb. M. 0,90.

### Neue Kalender.

Güldners Kalender für Betriebsleitung und praktischen Maschinenbau. 22. Jahrgang 1914.

I. Teil. Leipzig, Verlag von H. A. Ludwig Degener.

Güldners Kalender für Betriebsleitung und praktischen Maschinenbau. 22. Jahrgang 1914. II. Teil.

## BERICHTIGUNG.

In meiner Besprechung von Heft 25 der Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton auf S. 422 in Nr. 11 weise ich darauf hin, daß der Deutsche Ausschuß bereits über 600 000 Mark für Versuchszwecke ausgegeben hat.

Ich werde darauf aufmerksam gemacht, daß bis zum Schluß des letzten Rechnungsjahres (30. 9. 13) tatsächlich etwa 414 900 Mark ausgegeben wurden. Diejenigen Versuche, die bisher veröffentlicht sind und somit der Kritik unterlagen, haben einschließlich der Druckkosten nur rund 254 100 Mark gekostet.

Ich stelle gern diese Zahlen fest und verweise darauf, daß meine Angaben dem Aufsatz von Herrn Geheimrat Labes über „die Begrenzung der Zugspannungen des Betons in Eisenbahnbrücken aus Eisenbeton“ (Heft 7 Jahrg. 1913 des Zentralblattes der Bauverwaltung, S. 51) entnommen waren. Dort ist von den Versuchen des Deutschen Ausschusses die Rede und ich bezug auf die Kosten heißt es: „ihr bereitgestellter und zu einem erheblichen Teil bereits verausgabter Kostenbetrag beläuft sich bereits auf über 600 000 Mark“.

Dr.-Ing. E. Probst.

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