

# ARMIERTER BETON.

1918. Mai.

## INHALT

Eisenziegelbeton. Von H. Kreüger, Professor a. d. Kgl. Techn. Hochschule zu Stockholm. S. 81.

Über den Sicherheitsgrad von bewehrten und unbewehrten Betonkörpern, die auf zentrischen und exzentrischen Druck beansprucht werden. Von Dr.-Ing. Heinrich Wohlers, z. Zt. im Felde. S. 84.

Beitrag zur Bestimmung exzentrisch belasteter Eisenbetonquerschnitte. Von H. Paepflow, Ingenieur bei Kell & Löser, Hamburg. S. 90.

Zuschriften an die Schriftleitung. S. 96.

Literaturschau. Bearbeitet von Dr.-Ing. W. Kunze (Dresden). S. 97.

Selbstanzeige: Verfahren zur Herstellung von Eisenbetondecken ohne Schalung („Setz“-Decke). S. 99.

Ehrung eines der Altmeister des Eisenbetonbaus. S. 100.

## EISENZIEGELBETON.

Von H. Kreüger, Prof. a. d. Kgl. Techn. Hochschule zu Stockholm.

Die Grundregel für Eisenbetonkonstruktionen ist bekanntlich die, daß Eisen dort angeordnet wird, wo die zugelassene Zugfestigkeit des Betons überschritten wird.

Denkt man sich diese Grundregel weiter ausgebaut, so kann man den Grundsatz aufstellen, an den Stellen, wo die Druckfestigkeit des Betons überschritten wird, ein druckfesteres Material, beispielsweise Klinker oder Naturstein, anzuordnen. Bekanntlich versucht man ja oft, um die Konstruktionshöhe einzuschränken, die Betondruckzone durch Eisenbewehrung druckkräftiger zu machen, ein wirtschaftlich nicht vorteilhaftes Verfahren.

In diesem Falle erhält man einen Verbundkörper mit drei verschiedenen Materialien, welchen wir mit den Namen Eisen-klinkerbeton oder Eisen-ziegelbeton bezeichnen wollen. Die drei Verbundkörper haben folgende Aufgaben zu erfüllen:

Das Eisen soll die Zugspannungen aufnehmen, die Klinker bzw. Natursteine die größten Druckspannungen, der Beton soll das Bindemittel zwischen beiden bilden.

Ein nach diesem Grundsatz konstruierter Balken hat das Aussehen wie Fig. 1 zeigt.

Die Klinker oder anderes hartes Material werden auf der Strecke der Druckzone eingelegt, innerhalb welcher durch das Biegemoment größere Druckspannungen auftreten, als die für Beton zulässigen.

Für Beton mit 330 kg Zement auf 1 cbm wird gewöhnlich als zulässige Druckspannung 40 kg/cm<sup>2</sup> angenommen unter Voraussetzung einer Würfel- festigkeit von 240 kg/cm<sup>2</sup>. Einigermassen gute Klinkerziegel haben eine Bruchfestigkeit von annähernd 1000 kg/cm<sup>2</sup>. Für derartige Klinkerziegel

kann man als zulässige Druckspannung 150 kg/cm<sup>2</sup> annehmen.

Wenn  $M_1$  (Fig. 1) das Moment bedeutet, welches einer Druckspannung von 40 kg/cm<sup>2</sup> entspricht, so genügt es, die Druckspannungen auf den Strecken  $a$  durch Beton aufzunehmen. Da auf der Strecke  $b$  die für Beton zulässige Druck-

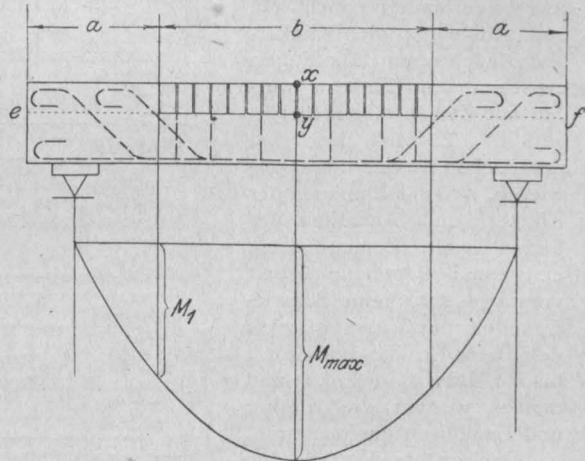


Fig. 1.

spannung überschritten wird, kann man dort ein härteres Material anordnen, z. B. Klinker oder Naturstein, nur muß man zusehen, daß die für dieses Material zulässige Druckfestigkeit beispielsweise 150 kg/cm<sup>2</sup> für Klinker infolge der Biegemomente nicht überschritten wird.

Die größte Druckspannung tritt im Punkte  $x$  auf und nimmt gegen die Neutralachse ab. Die Stärke  $xy$  der Klinkerschicht könnte man theoretisch so berechnen, daß die Spannung bei  $y$

gleich der für Beton zulässigen wäre. Aus praktischen Rücksichten wird man jedoch Steine von den im Handel üblichen anwenden. Selbstverständlich muß die Unterkante der Klinker unterhalb der oben erwähnten Grenze der zulässigen Betonspannung liegen.

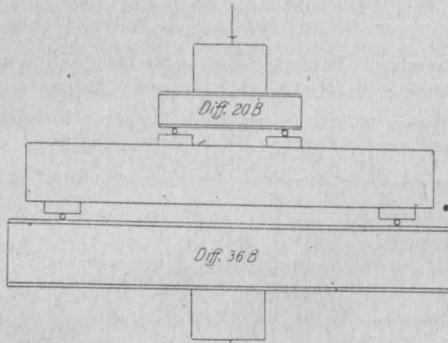


Fig. 2.

Zur Aufnahme der schiefen Hauptzugspannungen werden Bügel aus Band- oder Flacheisen in die etwa 3 mm starken Fugen zwischen den Steinen eingelegt. Diese Bügel verhindern auch ein evtl. Ausbiegen der Klinkerplatte nach oben. Die Fugen zwischen den Klinkern werden mit Zementmörtel 1c:2s gefüllt. Es hat sich bei praktischen Ausführungen erwiesen, daß das Einbauen der Klinker und Ausfüllen der Fugen mit Zementmörtel, einigermaßen genaue Arbeit vorausgesetzt, keine Schwierigkeiten bot. Man stampft den Beton in die Betonform bis zur Höhe e—f (Fig. 1) und danach werden die Klinker und Bandeisen eingesetzt.

Der größte Vorteil, den diese Konstruktion bietet, liegt darin, daß die Konstruktionshöhe sich bedeutend niedriger hält als bei gewöhnlichem Eisenbeton.

Der Verfasser hat nach diesem Verfahren Balken konstruiert, welche sogar niedriger waren als die derselben Belastung entsprechenden eisernen I-Träger.

Nach ausgeführten Ver-

suchen zu urteilen, bietet auch die Berechnung derartiger Konstruktionen keine Schwierigkeiten, obgleich sie aus drei Konstruktionselementen mit je verschiedener Elastizitätszahl bestehen.

Die Konstruktion dürfte ein weites Feld für interessante theoretische Erwägungen eröffnen. Es wäre wünschenswert, wenn Versuche in größerem Umfange ausgeführt würden.

Der Verfasser hat bis jetzt nur einige Biegeversuche mit Balken vorgenommen, welche folgende Ergebnisse lieferten:

Der für die Versuche verwendete Zement war schwedischer Portlandzement und erfüllte nach vorgenommenen Proben die schwedischen Normen, die im großen und ganzen mit den deutschen übereinstimmen.

Der verwendete Sand- und Granitkleinschlag wurde auf seine Zusammensetzung durch

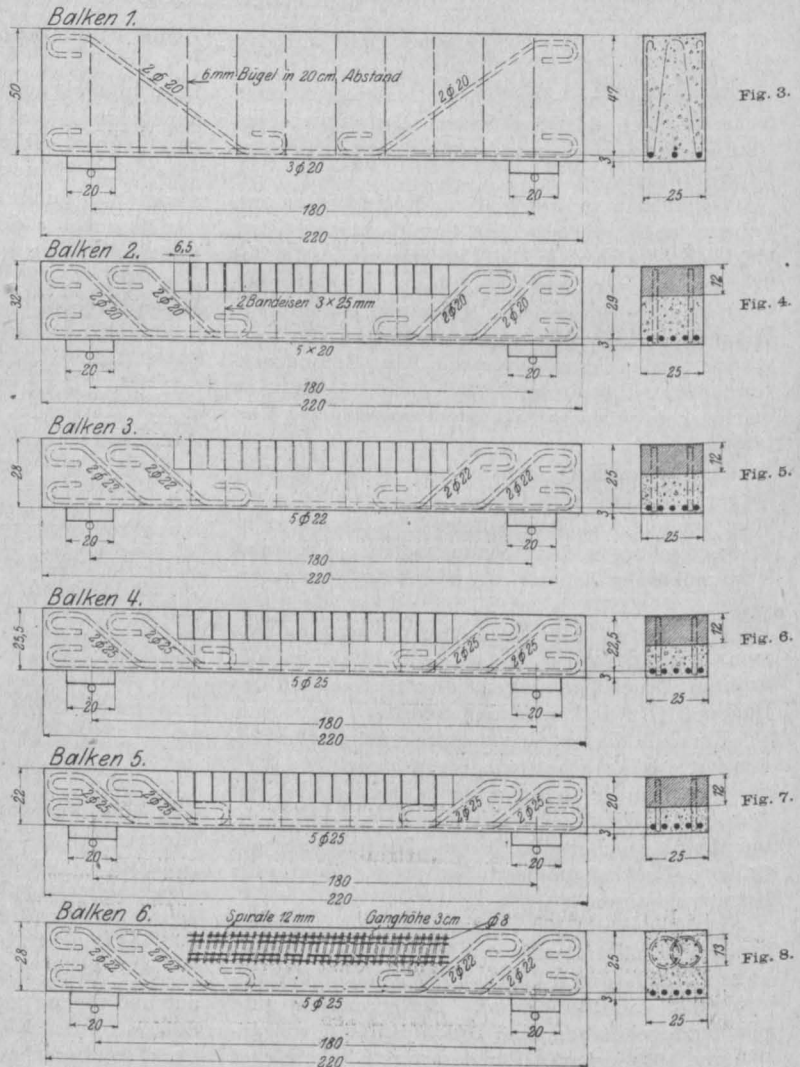


Fig. 3.

Fig. 4.

Fig. 5.

Fig. 6.

Fig. 7.

Fig. 8.

mechanische Analyse nach ideellen Kurven untersucht. Weiter wurde auch der Feuchtigkeitsgrad ermittelt.

Aus dem Beton wurden Probewürfel in hölzernen Formen mit 25 cm Seitenlänge hergestellt, die nach 28 Tagen eine Druckfestigkeit i. M. von 157 kg/cm<sup>2</sup> ergaben. Der Wasserzusatz war hierbei 12 v. H. des Gewichtes für Zement, Sand und Granitkleinschlag. Der Zementmörtel für die Klinkerfugen wurde in der Mischung 1 Zement: 2 Sand ausgeführt, mit Sand bis zu 2 mm Durchmesser. Würfel von 7 cm zeigten nach 7—8 Tagen i. M. 247 kg/cm<sup>2</sup>. Die Klinker, Skromberga Fabrikat, hatten das Format 250 × 120 × 65 mm und eine Bruchfestigkeit von mindestens 850 kg/cm<sup>2</sup>. Die Klinkerproben wurden in der bekannten Weise

Werte für Klinker = 120 und für Eisen = 1000 kg/cm<sup>2</sup>, bei Balken Nr. 5 für Klinker = 140 und für Eisen = 1000 kg/cm<sup>2</sup>.

Bei Balken Nr. 6 wurde die Druckzone in spiralbewehrtem Beton ausgeführt. Der Versuch mit diesen Balken zeigte, daß selbst die stärkste Spiralbewehrung dem Balken nicht dieselbe Biegezugfestigkeit verleiht wie die Einfügung der Klinker.

Die Balken waren bei der Prüfung 6 Wochen alt. Ihre Abmessungen waren so gewählt worden, daß die obengenannten Druck- und Zugspannungen im Beton und den Klinkern bzw. im Eisen bei einem Biegemoment von 375 000 kg/cm<sup>2</sup> auftraten, entsprechend einer ungefähr dreifachen Sicherheit.

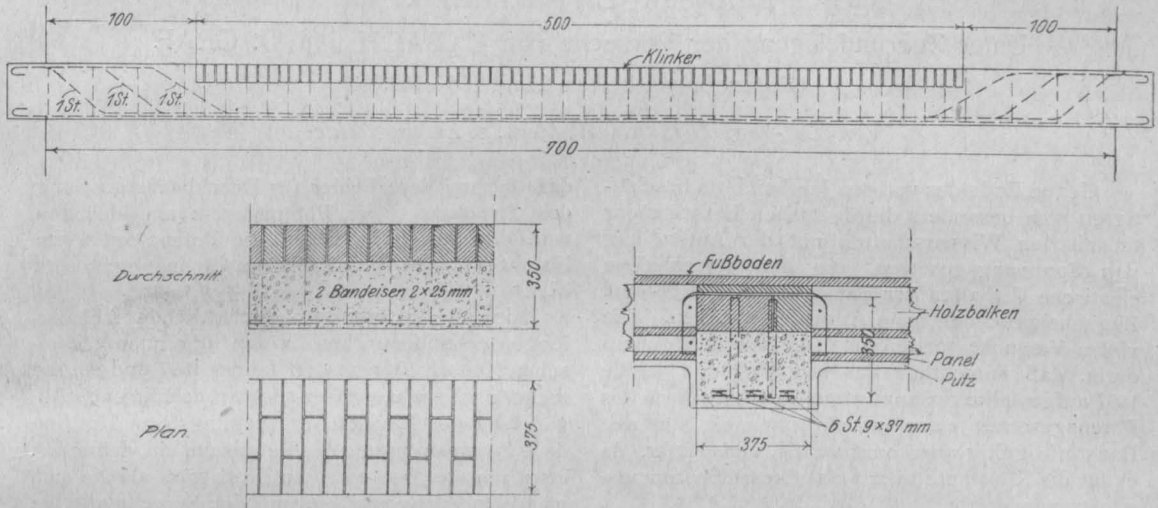


Fig. 9.

ausgeführt, daß je ein Stein in der Mitte geteilt und die beiden Hälften durch Zementmörtel zusammengefügt wurden.

Das Eisen hatte eine Streckgrenze von 2500 kg/cm<sup>2</sup> und eine Dehnbarkeit von 25 v. H. der normalen Meßlänge.

Fig. 2 zeigt die Aufstellung für Biegeprobe.

Aus den oben erwähnten Baustoffen wurden 6 Stück Balkentypen hergestellt, deren Abmessungen aus den Fig. 3—8 hervorgehen.

Balken Nr. 1 war so bemessen, daß die Betondruckspannung in Balkenmitte 40 kg/cm<sup>2</sup> und die entsprechende Zugspannung in Eisen 1000 kg/cm<sup>2</sup> betrug.

Balken Nr. 2 war so bemessen, daß die Klinkerdruckspannung in Balkenmitte 40 kg/cm<sup>2</sup> und die Eisenzugspannung 1000 kg/cm<sup>2</sup> betrug.

Balken Nr. 3 war so bemessen, daß die Klinkerdruckspannung in Balkenmitte 100 und die Eisenzugspannung 1000 kg/cm<sup>2</sup> betrug.

Bei Balken Nr. 4 waren die entsprechenden

Als Ergebnisse der Bruchbelastungen sind in folgender Tabelle die Biegemomente beim Bruch angegeben:

Balken 1.	$M_{\max} = 1,125,000$ kgcm,
" 2.	$M_{\max} = 1,035,000$ "
" 3.	$M_{\max} = 975,000$ "
" 4.	$M_{\max} = 1,110,000$ "
" 5.	$M_{\max} = 975,000$ "
" 6.	$M_{\max} = 725,000$ "

Schubspannungsriss traten nirgends auf, sondern der Bruch zeigte sich durch senkrechte Risse in der Mitte der Balkenunterkanten.

Diese Probenreihe sollte nur eine Voruntersuchung für weitere Proben bilden; demgemäß wurde auch nur ein Balken jeder Type hergestellt und untersucht. Dessenungeachtet stimmen die Resultate recht gut mit der Berechnung überein, besonders wenn man bedenkt, daß nur ein oder zwei höher oder niedriger liegende Stücke der Eisenbewehrung einen verhältnismäßig großen Einfluß auf die niedrigen Balken ausübt.

Wie bereits oben erwähnt, sollte durch diese Proben nur die praktische Anwendbarkeit des Systems untersucht werden. Es war hierbei also nicht beabsichtigt, Koeffizienten und Erfahrungszahlen für die Berechnung aus den Versuchen herzu- leiten. Hierzu bedarf es viel umfangreicherer Untersuchungen.

Da infolge des Krieges gegenwärtig in Schweden Mangel an Eisenträgern herrscht,

können Balken aus Eisenziegelbeton solche I-Träger in geeigneter Weise ersetzen, wie Fig. 9 beispielsweise zeigt.

Das System kann natürlich auch für andere Konstruktionen als Balken auf zwei Stützen Anwendung finden. Bei Rahmenkonstruktionen, Gewölben und durchlaufenden Trägern dürfte es oft erwünscht sein, durch Anordnung von Klinkern die Konstruktionshöhe zu verringern.

## ÜBER DEN SICHERHEITSGRAD VON BEWEHRTEN UND UNBEWEHRTEN BETONKÖRPERN, DIE AUF ZENTRISCHEN UND EXZENTRISCHEN DRUCK BEANSPRUCHT WERDEN.

Unter Zugrundelegung der Versuche von C. BACH und O. GRAF.

(Forschungsarbeiten Heft 166—169.)

Von Dr.-Ing. Heinrich Wohlers, z. Zt. im Felde<sup>1)</sup>.

Gegen Ende des vorigen Jahrhunderts beschäftigten sich besonders die deutschen Forscher der technischen Wissenschaften mit der Aufstellung von Spannungsgesetzen, die das verschiedene elastische Verhalten der Baustoffe bei Druck- und Zugbeanspruchung zum Ausdruck bringen. Die vielen Versuche fanden einen gewissen Abschluß darin, daß namentlich das von Bach und Schüle 1897 aufgestellte Spannungsgesetz in der Form des Potenzgesetzes  $\epsilon = \alpha \cdot \sigma^m$  als allgemein für alle Baustoffe gültig anerkannt wurde, umsomehr, da es für die Konstante  $m = 1$  das lineare Spannungsgesetz wiedergibt.

Professor R. Mehmcke, Stuttgart, betonte in seiner Abhandlung: „Zum Gesetz der elastischen Dehnungen“, die 1897 im Schlußheft der Zeitschrift für Mathematik und Physik erschien, daß die Grundlage der Elastizitätstheorie; das Hookesche Gesetz, infolge seiner Nichtgültigkeit für gewisse Baustoffe, z. B. Gußeisen und Beton, erschütterter wäre und untersuchte die Genauigkeit der aufgestellten Spannungsgesetze auf Grund der Bachschen Versuchsergebnisse für die gebräuchlichen Baustoffe. Unter anderem kam er zu dem Schluß,

daß der mittlere Fehler für Druckbeanspruchung des Gußeisens beim Potenzgesetz am kleinsten war, dagegen beim Beton die Potenzformel im Nachteil zum parabolischen Spannungsgesetz blieb.

Eine Reihe von wissenschaftlichen Abhandlungen erschienen dann in den führenden technischen Zeitschriften in den Jahren 1897 und 98, die rechnerisch nachzuweisen suchten; daß die unter Anwendung der Navierschen Biegungsformel gefundene Zuganstrengung des Betons um ein vielfaches, etwa um das Doppelte, zu groß war, als sie sich nach den Zugversuchen und der Berechnung bei Anwendung des Potenzgesetzes ergab. (Siehe L. Geusen, Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1898, S. 463). Zu ähnlichem Ergebnis kam später auch Mörsch in seinem Werk „Der Eisenbetonbau“. Zu erwähnen ist auch der Aufsatz: Über die Berechnung von Monierplatten von Prof. v. Thullie in der Zeitschrift des Österreichischen Architekten- und Ingenieur-Vereins, Jahrgang 97, in welchem die Veränderlichkeit des Elastizitätskoeffizienten mit der Größe  $\sigma$  bei der Berechnung durch Festlegung einer den Versuchen entsprechenden Konstanten zwischen zwei Spannungswerten vorgeschlagen wurde. Das Ziel, unter Beobachtung der Gültigkeit des Potenzgesetzes analytisch oder graphisch die Spannungen der auf reiner und auf Biegung mit achsialem Druck beanspruchten Betonkörper zu berechnen, war infolge der mathematischen Schwierigkeiten schwer zu erreichen. Dipl.-Ing. Petermann unterzog sich in seiner Doktorarbeit, die 1914 von der Technischen Hochschule in Berlin genehmigt wurde, der Aufgabe, unter Zugrundelegung des Potenzgesetzes die verwickelten Beziehungen zwischen Randspannungen und Moment-, bzw. Randspannungen und exzentrisch angreifender Normalkraft auf einfache Nähe-

### 1) Verzeichnis der verwendeten Werke.

1. Versuche mit bewehrten und unbewehrten Betonkörpern, die durch zentrischen und exzentrischen Druck belastet wurden. Von C. Bach und O. Graf. Heft 166—169 Forschungsarbeiten, herausgegeben vom Verein deutscher Ingenieure.
2. Handbuch für Eisenbetonbau, Band I, herausgegeben von Dr.-Ing. v. Emperger.
3. Elastizität und Festigkeit. Von Baudirektor Prof. Dr.-Ing. C. Bach.
4. Der Eisenbetonbau. Seine Theorie und Anwendung. Von Prof. Dr.-Ing. Mörsch.
5. Neue Versuche mit ringbewehrten Eisenbetonsäulen. Von Dr.-Ing. Kleinogel.
6. In der Abhandlung angeführte Aufsätze technischer Zeitschriften.

rungsformel zu bringen. Eine brauchbare Lösung erzielte er für die Beurteilung der Spannungsverhältnisse für Körper aus bewehrtem und unbewehrtem Beton nicht.

Die nachfolgende Arbeit soll dem Zwecke dienen, die umfangreichen Versuche, die im Auftrage des Eisenbetonausschusses der Jubiläumstiftung der Deutschen Industrie von der Materialprüfungsanstalt an der Kgl. Techn. Hochschule in Stuttgart 1914 ausgeführt wurden, als Grundlage zu benutzen, um über den Sicherheitsgrad von bewehrten und unbewehrten Betonkörpern, die auf zentrischen und exzentrischen Druck beansprucht wurden, ein klares Bild zu gewinnen. Die besondere Eignung dieser Versuche als Unterlage für solche Feststellungen rechtfertigt sich durch die zutreffende Voraussetzung, daß die Bürgschaft besteht, daß alle vorher gemachten Erfahrungen im Versuchswesen des bewehrten und unbewehrten Betons bei diesen Versuchen zur vollen Geltung gekommen sind. Hervorzuheben ist auch, daß die Ablesungen der gesamten und federnden Dehnungen, an einer 100 cm langen Meßstrecke bei 2,50 m hohen Versuchskörpern vorgenommen, alle Nebenerscheinungen wie Formänderungen durch die Querkraft und Gleiten der Eiseneinlagen durch Überwindung der Haftfestigkeit durch die zweckmäßige Versuchsanordnung ausgeschaltet und endlich ein in der Bauindustrie für Beton und Eisenbeton gebräuchliches Mischungsverhältnis

- 1 Raumteil Portlandzement,
- 2 Raumteile Rheinsand und
- 3 Raumteile Rheinkies

gewählt wurden.

## I.

### Allgemeines über das Spannungsgesetz.

Stoffe von durchaus gleichmäßiger Beschaffenheit (homogenes Material) wie Schmiedeeisen, Stahl usw. folgen innerhalb der Proportionalitätsgrenze einem Spannungsgesetz für Zug und Druck. Die Spannungen und Dehnungen sind innerhalb bestimmter Grenzen verhältnismäßig, also

$$\epsilon = \pm a \cdot \sigma = \frac{\sigma}{E}$$

$\epsilon$  bezeichnet die Dehnung,  $\sigma$  die Spannung,  $a$  die Dehnungsziffer und  $E = \frac{1}{a}$  die Elastizitätszahl.

Körper von ungleichmäßigem Gefüge sind für Zug und Druck verschiedenen Spannungsgesetzen unterworfen; die Dehnung  $\epsilon$  ist eine Funktion der Spannung

$$\begin{aligned} \epsilon_z &= f(\sigma_z) \text{ für Zug- und} \\ \epsilon_d &= f(\sigma_d) \text{ für Druckbeanspruchung.} \end{aligned}$$

Die Biegezugfestigkeit eines Stoffes ist durch

das Zusammenwirken seiner Zug- und Druckfestigkeit bedingt

bleiben nun bei einem auf Biegung beanspruchten Körper von symmetrischem Querschnitt nach eingetretener Formveränderung die Querschnitte nicht eben, dann ist die Dehnung des Körperelementes  $d_k$  auch abhängig von dem Abstände  $y$  der Nulllinie. Die Dehnung ist also eine Funktion der Spannung und des Nulllinienabstandes:

$$\epsilon = f(y, \sigma).$$

Entsprechend den zugrunde gelegten Versuchsergebnissen von Bach und Graf wird bei der folgenden Betrachtung die **Voraussetzung** gemacht, daß die Querschnitte der auf Biegung beanspruchten Körper nach eingetretener Formänderung eben bleiben<sup>2)</sup>.

Bei homogenen Körpern von symmetrischem Querschnitt, d. h. bei solchen mit gleichem Spannungsgesetz  $\epsilon = a \cdot \sigma$  für Zug und Druck, hat, wenn Körper auf Biegung beansprucht werden, jedes kleinste Teilchen zweier unendlich benachbarter Querschnitte beiderseits der Spannungsnulllinie die gleiche Dehnungsziffer, ist also gleichwertig bezüglich der Spannungsaufnahmefähigkeit.

Bei reiner Biegung (Fig. 1 a) ergibt sich aus der Gleichgewichtsbedingung

$$\int_{-y_2}^{+y_1} \sigma \cdot dF = \frac{\sigma_1}{y_1} \int_{-y_2}^{y_1} y \cdot dF = 0,$$

daß das statische Moment auf die Spannungsnulllinie = 0 wird. Die Nulllinie geht also durch den Schwerpunkt des Querschnittes.

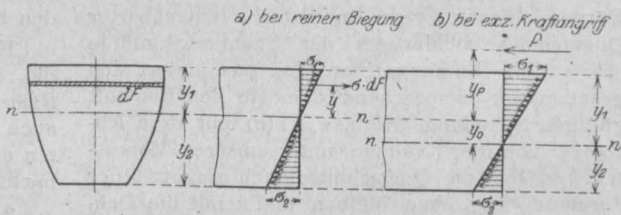


Fig. 1.

Bei exzentrischem Kraftangriff (Fig. 1 b) folgt aus den Gleichgewichtsbedingungen

<sup>2)</sup> Daß nach der Fußnote auf S. 28 der vorliegenden Forschungsarbeiten diese Voraussetzung für Beton, der sich ganz ähnlich wie Gußeisen verhält, ausreichend zutrifft, ist seit den über ein Vierteljahrhundert zurückliegenden Versuchen von Bach mit Gußeisen, an die sich Mitte der neunziger Jahre des vorigen Jahrhunderts die Elastizitätsversuche mit Beton anschlossen, bekannt. Wenn die Lage der Nulllinie unter der gemachten Voraussetzung bestimmt wird, so geschieht dies der Einfachheit wegen und mit Rücksicht darauf, daß die bisher für Körper mit rechteckigem Querschnitt tatsächlich festgestellten Abweichungen nicht bedeutend sind (vergl. auch O. Graf im Handbuch für Eisenbeton, 2. Aufl., Bd. I S. 404 u. f.).

$$P = \int_{y_2}^{y_1} \sigma \cdot dF = \frac{\sigma_1}{y_1} \int_{y_2}^{y_1} y \cdot dF = \frac{\sigma_1}{y_1} \cdot S_n$$

$$(y_p + y_0)P = \int_{y_2}^{y_1} \sigma \cdot dF \cdot y = \frac{\sigma_1}{y_1} \int_{y_2}^{y_1} y^2 \cdot dF = \frac{\sigma_1}{y_1} \cdot J_n$$

$$y_p + y_0 = \frac{J_n}{S_n} = \frac{\text{Trägheitsmom. bez. a. d. Nulllin.}}{\text{Stat. Moment bez. a. d. Nulllin.}} \quad (1)$$

für  $J_n = J_0 + F \cdot y_0^2$  und  $S_n = F \cdot y_0$

$$y_0 = \frac{J_0}{F \cdot y_p} \dots \dots \dots (1a)$$

Gl. (1) ist, wie später gezeigt wird, die allgemeine Formel zur Bestimmung des Nulllinienabstandes bei exzentrischem Kraftangriff. Gl. (1a) läßt erkennen, daß die Verschiebung der Nulllinienlage lediglich durch die Größe des Abstandes der angreifenden Kraft vom Schwerpunkt bedingt wird, wenn das Hook'sche Spannungsgesetz gilt.

Körper von ungleichmäßigem Gefüge (Beton, Holz, Stein usw.) folgen einem für Zug und Druck verschiedenem Spannungsgesetz. Betrachtet man auf gleiche Weise einen solchen auf Biegung beanspruchten Körper, so hat jedes

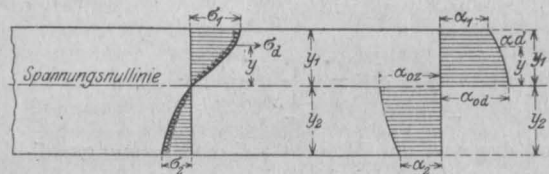


Fig. 2.

Körperelement zweier unendlich benachbarter Querschnitte beiderseits der Spannungsnulldlinie eine andere Dehnungsziffer. Letztere ändert sich gesetzmäßig entsprechend dem für den Baustoff gültigen Spannungsgesetz  $\epsilon = f(\sigma)$  mit dem Abstände von der Nulllinie unter unserer Voraussetzung, daß die Querschnitte nach eingetretener Formänderung eben bleiben und somit die Dehnungen verhältnismäßig den Nulllinienabständen sind.

Die Spannungsnulldlinie geht nicht mehr durch den Schwerpunkt bei einem auf reiner Biegung beanspruchten Körper symmetrischen Querschnitts, auch wird sie nicht mehr beim exzentrischen Kraftangriff durch die Exzentrizität allein in ihrer Lage bestimmt; sondern die Spannungsnulldlinie wird je nach dem für den Körper gültigen Spannungsgesetz eine Verrückung erfahren, auf die vor allem auch die Größe der auftretenden Randspannungen und die im ursächlichen Zu-

sammenhang damit stehende Größe der äußeren Kraftwirkungen von maßgebendem Einfluß sind.

Figur 2 veranschaulicht z. B. die Verteilung der im Querschnitte auftretenden Spannungen eines solchen auf Biegung beanspruchten Körpers. Bezeichnet man mit  $\alpha$  die im Abstände  $y$  zutreffende Dehnungsziffer, dann sind die Randspannungen

$$\sigma_2 = \frac{\epsilon_2}{\alpha_2} \quad \text{und} \quad \sigma_1 = \frac{\epsilon_1}{\alpha_1}$$

Die der Nulllinie unendlich nahen Körperteilchen haben die unendlich kleinen Spannungen  $d\sigma$  und werden im allgemeinen die endlichen Dehnungsziffern  $\alpha_{0d}$  und  $\alpha_{0z}$  besitzen. Es findet somit das allgemeine Spannungsgesetz seinen Ausdruck durch eine bestimmte, gesetzmäßige Änderung der Dehnungszahl  $\alpha$  zwischen der Nulllinie und den Randfasern, deren Werte zwischen  $\alpha_{0z}$  und  $\alpha_2$  bzw.  $\alpha_{0d}$  und  $\alpha_1$  liegen. Führt man die Dehnungszahlen der Randfasern mit  $\alpha_{1,2}$  als

Einheit ein, dann gibt  $\frac{\alpha}{\alpha_{1,2}}$  das Maß an, um welches die Dehnungsziffer sich gesetzmäßig ändert. Sobald also das Gesetz für die Änderung der Dehnungsziffer und die Randspannungen bekannt sind, liegt die Spannungsverteilung über dem Querschnitt unter Berücksichtigung der äußeren Kräftewirkungen ohne weiteres fest<sup>3)</sup>.

1. Beim Hookschen Spannungsgesetz  $\sigma = \frac{\epsilon}{\alpha}$ ,

das innerhalb der Proportionalitätsgrenze für homogene Körper gilt, ist die Dehnungsziffer  $\frac{d\epsilon}{d\sigma} = \alpha$  konstant; die Spannungen eines solchen auf Biegung beanspruchten Körpers nehmen mit den Nulllinienabständen gradlinig zu.

Für die Körper mit ungleichartigem Gefüge, die keine Elastizitätsgrenze besitzen, ist eine Reihe von Spannungsgesetzen mit 2 und mehreren, auch für Zug und Druck verschiedenen Konstanten aufgestellt worden, deren Dehnungsziffer sich mit der Spannung gesetzmäßig ändert<sup>4)</sup>.

2. Nach C. Bach und W. Schüle gilt in guter Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen für die meisten Baustoffe das Potenzgesetz:

$$\epsilon = \alpha_0 \cdot \sigma^m$$

Die beiden Konstanten  $\alpha$  und  $m$  haben auch für Zug und Druck andere Werte. Die Dehnungszahl  $\alpha_0$  bei der Spannung  $\sigma$  ergibt sich aus dem Gesetz der elastischen Dehnungen

<sup>3)</sup> Siehe auch Fr. Engesser, Zeitschr. des Vereins Deutscher Ingenieure, Jahrgang 1898, S. 903 und 927.

<sup>4)</sup> Siehe R. Mehmke-Stuttgart: „Zum Gesetz der elastischen Dehnungen“ im Schlußheft der Zeitschrift für Mathematik und Physik. Jahrgang 1897.

$$\epsilon = \alpha_0 \cdot \sigma^m = \int_0^\sigma \alpha_0 \cdot d\sigma$$

zu 
$$\frac{d\epsilon}{d\sigma} = \alpha_\sigma = m \cdot \alpha_0 \cdot \sigma^{m-1}.$$

Im Querschnitt würde für die der Nulllinie unendlich nahen Fasern, also für den spannungslosen Zustand, die Dehnungsziffer  $\alpha_\sigma = 0$  bzw.  $E_\sigma = \frac{1}{\alpha_\sigma} = \infty$  sein, ein Wert, welcher der Wahrscheinlichkeit widerspricht.

3. Aus dem bereits 1849 von Hodgkinson aufgestellten parabolischen Spannungsgesetz

$$\sigma = a \cdot \epsilon - b \cdot \epsilon^2$$

mit den beiden Konstanten a und b folgt die Beziehung

$$\frac{d\epsilon}{d\sigma} = \alpha_\sigma = \frac{1}{a \left(1 - \frac{2b}{a} \cdot \epsilon\right)}$$

oder, wenn statt  $\frac{1}{\alpha_\sigma}$  der Elastizitätsmodul  $E_\sigma$  bei der Spannung  $\sigma$  und  $a = E_0$  derjenige für den spannungslosen Zustand  $\sigma = 0$  und  $\frac{2b}{a} = \alpha$  eingeführt wird,

$$\frac{d\sigma}{d\epsilon} = E_\sigma = E_0 (1 - \alpha \cdot \epsilon).$$

Es nimmt also der Elastizitätsmodul gradlinig mit den Dehnungen ab; für  $\sigma = 0$  wird E ein Größtwert und für  $\sigma_{\max}$  im Augenblicke des Bruches erreicht der Elastizitätsmodul seinen Kleinstwert.

4. Das kubisch-parabolische Spannungsgesetz

$$\sigma = \alpha \cdot \epsilon + \beta \cdot \epsilon^2 + \gamma \cdot \epsilon^3$$

(Cox 1850) hat 3 Konstanten  $\alpha$ ,  $\beta$  und  $\gamma$

$$\frac{d\sigma}{d\epsilon} = E_\sigma = E_0 (1 + a \cdot \epsilon + b \cdot \epsilon^2).$$

Der Elastizitätsmodul nimmt mit den Dehnungen parabolisch bis zu seinem Kleinstwerte ab.

5. Hodgkinson stellte 1849 das biquadratisch-parabolische Spannungsgesetz mit 4 Konstanten

$$\gamma = E \cdot \epsilon (1 - a \cdot \epsilon - b \cdot \epsilon^2 - c \cdot \epsilon^3 - d \cdot \epsilon^4)$$

auf.

$$E_\sigma = \frac{d\sigma}{d\epsilon} = E \cdot (1 - \alpha \cdot \epsilon - \beta \cdot \epsilon^2 - \gamma \cdot \epsilon^3).$$

Der Elastizitätsmodul nimmt mit den Dehnungen kubisch-parabolisch ab.

6. Von Cox wurde 1850 durch Versuche das hyperbolische Spannungsgesetz

$$\epsilon = \frac{\sigma}{a - b \cdot \sigma}$$

gefunden, welches später Professor Lang unter Berücksichtigung von Temperatureinwirkung erweiterte. Danach ist

$$\frac{d\sigma}{d\epsilon} = E_\sigma = \frac{a - b \cdot \sigma}{1 + b \cdot \epsilon};$$

für den spannungslosen Zustand wird der Elastizitätsmodul  $E_0 = a$ , welcher mit wachsenden Spannungen schneller abnimmt, als beim parabolischen Spannungsgesetz.

## II. Das für die Versuchskörper gültige Spannungsgesetz.

Um die Elastizität des für die Versuchskörper verwendeten Betons (in dem für die Herstellung der Betonbauten üblichen Mischungsverhältnis) 1 Teil Zement:2 Teile Rheinsand und 3 Teile Rheinkies, festzustellen, wurden Betonprismen von  $20 \times 20$  cm Querschnitt unter verschiedenen Belastungen zentrisch auf Druck und Zug beansprucht, und die eingetretenen Dehnungen, die Zusammendrückungen an einer 50 cm langen und die Verlängerungen an einer 45 cm betragenden Meßstrecke, als gesamte, bleibende und federnde ermittelt.

Die Versuchsergebnisse über das elastische Verhalten der Betonprismen bei den verschiedenen Belastungsstufen und ihre Druckfestigkeiten und Zugfestigkeiten sind für 7 bzw. 8 solche Körper einzeln und als Mittelwerte in Zusammenstellung 22 und 23 niedergelegt worden. Wichtig ist die strenge Unterscheidung zwischen der gesamten, federnden und bleibenden Dehnung für die Beurteilung der Elastizität des Betons. Einen möglichst einwandfreien Maßstab für das elastische Verhalten des Betons geben nur die federnden Zusammendrückungen und Verlängerungen, da nur sie als Formänderungen durch das Zurückgehen in den spannungslosen Zustand allein ausgelöst werden. Die wechselseitigen Beziehungen, die zwischen den federnden Dehnungen und den Spannungen bestehen, sind in mathematische Formen gebracht und, wie weiter oben angegeben ist, in bestimmte, auf Versuchsergebnisse gegründete Spannungsgesetze gekleidet worden.

Alle bisher auf Grund umfangreicher Versuche aufgestellten Spannungsgesetze sind eine Funktion (F) zwischen den beiden unabhängigen Veränderlichen, der Spannung  $\sigma$  und der Dehnung  $\epsilon$ , und einer bzw. mehreren Unveränderlichen  $\alpha, \beta, \gamma, \dots$ , die als Konstanten bezeichnet werden. Durch Beobachtungen von gleichem Gewicht werden durch Versuche eine große Reihe von Werten für F ermittelt, die denen von  $\sigma$  und  $\epsilon$  entsprechen, so daß die unbekanntenen Konstanten mittels der Ausgleichsrechnung nach der Methode der kleinsten Quadrate zu berechnen sind.

Werden mit F die bekannte Funktion benannt, mit x, y, z ... die unabhängig Veränderlichen und





gesetz ab (Spalte 3). Auffallend gut stimmen die Rechnungsergebnisse nach den parabolischen Spannungsgesetzen (Spalte 4) mit den wahren Spannungswerten überein, so daß ihre durchschnittlichen Abweichungen, namentlich auch bei den höheren Belastungsstufen, praktisch ohne jede Bedeutung sind (siehe Fig. 3).

also selbst bei der hohen Druckbeanspruchung von 146,2 kg/cm<sup>2</sup> und Zugbeanspruchung von 11,12 kg/cm<sup>2</sup> dem parabolischen Spannungsgesetz ohne merklichen zahlenmäßigen Unterschied so sicher, daß wohl anzunehmen ist, daß die Gültigkeit dieses Gesetzes bis zu der Druck- und Zugfestigkeit bestehen bleibt. Daß diese Annahme zutrifft, wird weiter unten festgestellt.

Der für die Versuche verwendete Beton folgt

Tabelle 1.

Abweichungen der nach den linearen, Bach-Schüleschen, parabolischen und hyperbolischen Spannungsgesetzen ermittelten Spannungsgrößen von den wahren Werten nach den Versuchen zur

Ermittlung der

Druckelastizität der Betonprismen (Zusammenstellung 22).

	Versuchswerte		$\epsilon_d = \frac{\sigma_d}{228\,000}$		$\epsilon_d = \frac{1}{414\,000} \cdot \sigma_d^{1,12}$			$\epsilon_d = \frac{\sigma_d}{275\,000 - 412\sigma_d}$			$\sigma_d = 286\,000 \cdot \epsilon_d$ (1 - 394 · ε <sub>d</sub> )		
	$\sigma_d$	$\epsilon_d$	$\sigma_d$	Abweichung + -	$\sigma_d$	Abweichung + -		$\sigma_d$	Abweichung + -		$\sigma_d$	Abweichung + -	
1	12,1	0,000 042	9,58	2,52	12,80	0,70		11,35	0,75	11,81		0,29	
2	24,3	0,000 086	19,61	4,69	24,30			22,84	1,46	23,76		0,54	
3	36,5	0,000 134	30,55	5,95	36,06	0,44		34,92	1,58	36,30		0,20	
4	48,7	0,000 183	41,72	6,98	47,60	1,10		46,80	1,90	48,57		0,13	
5	60,9	0,000 235	53,58	7,32	59,56	1,34		58,92	1,98	60,98	0,08		
6	73,1	0,000 288	65,66	7,44	71,37	1,73		70,81	2,29	72,98		0,12	
7	85,3	0,000 345	78,66	6,64	83,95	1,35		83,08	2,22	85,25		0,05	
8	97,5	0,000 407	92,80	4,70	97,35	0,15		95,86	1,64	97,78	0,28		
9	121,9	0,000 540	123,12	1,22	125,10	3,20		121,47	0,43	121,54		0,36	
10	146,2	0,000 706	160,97	14,77	159,12	12,92		150,44	4,24	145,78		0,42	
$\Sigma$ der Abweichungen													
durchschnittliche			15,99	46,24	16,82	6,09		4,24	14,25		0,36	2,11	
Abweichungen			8,00	5,78	5,61	1,02		4,24	1,58		0,18	0,26	

Zugelastizität der Betonprismen (Zusammenstellung 23)

	Versuchswerte		$\epsilon_z = \frac{\sigma_z}{281\,000}$		$\epsilon_z = \frac{1}{324\,000} \cdot \sigma_z^{1,06}$			$\epsilon_z = \frac{\sigma_z}{316\,000 - 3800 \cdot \sigma_z}$			$\sigma_z = 311\,000 \cdot \epsilon_z$ (1 - 3130 ε <sub>z</sub> )		
	$\sigma_z$	$\epsilon_z$	$\sigma_z$	Abweichung + -	$\sigma_z$	Abweichung + -		$\sigma_z$	Abweichung + -		$\sigma_z$	Abweichung + -	
1	1,24	0,0000 039	1,10	0,14	1,25	0,01		1,21	0,03	1,20		0,04	
2	3,71	0,0000 124	3,48	0,23	3,71			3,74	0,03	3,71			
3	6,18	0,0000 211	5,93	0,25	6,13	0,05		6,16	0,01	6,13		0,05	
4	8,65	0,0000 307	8,63	0,02	8,73	0,08		8,69	0,04	8,63		0,02	
5	11,12	0,0000 406	11,41	0,29	11,38	0,26		11,12		11,02		0,10	
$\Sigma$ der Abweichungen													
durchschnittliche				0,64	0,35	0,05		0,07	0,04		0	0,21	
Abweichungen				0,16	0,12	0,03		0,02	0,02		0	0,25	

Die allgemeine Betrachtung dieses Spannungsgesetzes (Spalte 4)

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \cdot (1 - a \cdot \varepsilon)$$

zeigt, daß die Spannungen nicht verhältnismäßig, sondern parabolisch mit den Dehnungen zunehmen. Wird die Konstante  $a = 0$ , dann geht die Gleichung in die lineare Form, das Spannungsgesetz in das Hooksche Gesetz über.

Der Elastizitätsmodul  $E_{\sigma}$

$$\frac{d\sigma}{d\varepsilon} = E_{\sigma} = E_0 (1 - 2a \cdot \varepsilon)$$

ändert sich verhältnismäßig mit dem Nulllinienabstande unter der zugrunde gelegten Voraussetzung, daß die Querschnitte nach eingetretener Formänderung eben bleiben (siehe Fußnote <sup>2</sup>, Seite 85)

Für den **Beton der Versuchskörper** gilt das Elastizitätsmodulgesetz (siehe S. 87):

für Druck:

$$E_{\sigma_d} = 286\,000 \cdot (1 - 788 \varepsilon)$$

und für Zug:

$$E_{\sigma_z} = 311\,000 (1 - 6260 \varepsilon).$$

Im spannungslosen Zustand hat der Elastizitätsmodul seinen Größtwert und erreicht seinen Kleinstwert im Augenblick des Bruches. Da eine Elastizitätsgrenze bisher beim Beton nicht beobachtet wurde, so ist mit der Gültigkeit dieses Spannungsgesetzes bis zum Bruche vorläufig zu rechnen. Einfach in seiner Form und bequem in seiner Anwendung, wie später dargelegt wird, hat dieses Gesetz mit der vorzüglichen Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen den Vorzug vor den übrigen, daß es nächst dem Hookschen Spannungsgesetz

in die bequemste mathematische Form zu kleiden ist; der Elastizitätsmodul bleibt nicht mehr konstant, sondern ändert sich geradlinig mit den Nulllinienabständen, d. h. das Elastizitätsmodulgesetz ist linear.

Die Spannungen werden am größten für

$$\frac{d\sigma}{d\varepsilon} = E_{\sigma} = E_0 (1 - 2a \varepsilon) = 0.$$

Es liegt demnach die Vermutung nahe, daß der Bruch bei einem belasteten Betonkörper in dem Augenblick erfolgt, wo die Spannungen ihren Größtwert erreichen, also  $E_{\sigma} = 0$  für

$$\varepsilon_{\max} = \frac{1}{2a}$$

wird.

Das ermittelte Spannungsgesetz liefert die Werte:

bei Druckbeanspruchung:

$$\varepsilon_d = \frac{1}{2a_d} = 0,00127,$$

$$\sigma_{d_{\max}} = 181,5 \text{ kg/cm}^2,$$

bei Zug:

$$\varepsilon_z = \frac{1}{2a_z} = 0,000131,$$

$$\sigma_{z_{\max}} = 24,9 \text{ kg/cm}^2.$$

Diese Ergebnisse befriedigen augenscheinlich nicht, da die Versuche eine höhere Druckfestigkeit im Mittel von  $210 \text{ kg/cm}^2$  und eine niedrigere Zugfestigkeit von  $18,6 - 1,2 = 17,4 \text{ kg/cm}^2$  im Durchschnitt erzielten. Hier liegt ein Widerspruch, der durch die folgenden Darlegungen aufgeklärt werden soll.

(Fortsetzung folgt.)

## BEITRAG ZUR BESTIMMUNG EXZENTRISCH BELASTETER EISENBETONQUERSCHNITTE.

Von H. Paelow, Ingenieur bei Kell & Löser, Hamburg.

(Fortsetzung und Schluß von S. 65.)

In dem folgenden Kapitel soll noch eine für die Untersuchung des Rahmenquerriegels, wenn derselbe ein Plattenbalken ist, vorteilhafte Methode vorgeführt werden.

Bei der Berechnung des Plattenbalkens ist in der Praxis die Näherung üblich, daß für den Abstand der inneren Kräfte der Wert  $h - \frac{d}{2}$  eingesetzt wird. Da hierdurch die ganze Rechnung ohne erheblichen Fehler bedeutend abgekürzt wird, soll auch in dem folgenden Verfahren diese Annahme gemacht werden. Die Ableitung der Formeln ist allgemein verständlich, sodaß sie hier ganz kurz vorgeführt werden kann.

Bekanntlich ergeben sich die Abmessungen eines exzentrisch belasteten Querschnitts, wenn

man ihn nach dem auf die Zugeiseneinlage bezogenen Moment  $M_0$  dimensioniert und die Zugbewehrung um den Betrag  $\frac{N}{\sigma_e}$  vermindert.

$M_0$  wird nach Fig. 5

$$M_0 = M + N s_e \dots \dots \dots (10)$$

worin  $s_e$  den Abstand des Schwerpunktes des statisch wirksamen Teils von den Eisen  $f_e$  bedeutet. Als statisch wirksamer Teil ist hier, wie üblich, die Platte und die Zugbewehrung angesehen und der Teil im Steg vernachlässigt. Daher wird

$$s_e = \frac{b d \left( h - \frac{d}{2} \right)}{b d + n f_e}$$

Der Abstand des Druckmittelpunktes vom Zug-

mittelpunkt sei, wie oben erwähnt, zu  $h - \frac{d}{2}$  angenommen.

Aus Gleichung 10 folgt nach Division mit  $h - \frac{d}{2}$

$$D = Z \left. \begin{aligned} &= \frac{M_0}{h - \frac{d}{2}} = \frac{M}{h - \frac{d}{2}} + \frac{N}{h - \frac{d}{2}} \frac{b d \left( h - \frac{d}{2} \right)}{b d + n f_e} \\ &= \frac{M}{h - \frac{d}{2}} + N \frac{b d}{b d + n f_e} \end{aligned} \right\} (11)$$

Subtrahiert man  $N$  und dividiert durch  $\sigma_e$ , so ergibt sich

$$f_e = \frac{Z}{\sigma_e} = \frac{M}{\sigma_e \left( h - \frac{d}{2} \right)} + \frac{N}{\sigma_e} \frac{b d}{b d + n f_e} - \frac{N}{\sigma_e}$$

Da  $M = N e$ , so vereinfacht sich diese Gleichung, wenn man noch  $h - \frac{d}{2} = z$  setzt, zu

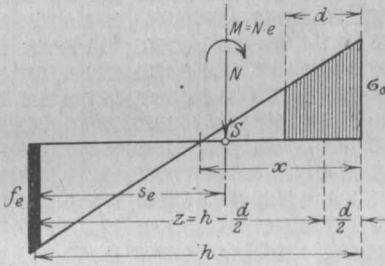


Fig. 5.

$$f_e = N \left( \frac{e}{z} + \frac{b d}{b d + n f_e} - 1 \right) \frac{1}{\sigma_e}$$

Hieraus folgt leicht:

$$\frac{b d}{N} = \frac{\frac{e}{z} - \frac{n f_e}{b d}}{\sigma_e \frac{f_e}{b d}} = k_1 \dots (12)$$

Wie man aus Gleichung (12) sieht, kann man für die verschiedenen Verhältnisse  $\frac{e}{z}$  und Bewehrungsteile der Druckfläche  $\frac{f_e}{b d}$  die Werte  $\frac{b d}{N}$  für ein beliebiges  $\sigma_e$  bestimmen und tabellarisch zusammenstellen. Das ist in Tafel II geschehen, und zwar für  $\frac{e}{z} = 1,0$  bis  $3,5$  und  $\frac{f_e}{b d} = 0,0050$  bis  $0,0225$  mit den Intervallen  $0,0005$ . Als Eisenspannung ist  $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$  gewählt.

Da  $f_e$  in den Formeln (11) und (12) von der Druckspannung im Beton ganz unabhängig ist, so bleibt noch zu untersuchen, wie  $\sigma_0$  jeweils festzustellen

ist, damit die Maximalbeanspruchung nicht überschritten wird.

$$\text{Aus } D = \frac{M}{z} + N \frac{1}{1 + \frac{n f_e}{b d}} \quad (\text{Gl. 11})$$

folgt nach Division mit  $b d$  die mittlere Betondruckspannung

$$\sigma_m = \frac{D}{b d} = \frac{N}{b d} \left( \frac{e}{z} + \frac{1}{1 + \frac{n f_e}{b d}} \right) \dots (13)$$

Da  $\frac{N}{b d} = \frac{1}{k_1}$  ist, so erhält man  $\sigma_m$  zu

$$\sigma_m = \frac{\frac{e}{z} + \frac{1}{1 + \frac{n f_e}{b d}}}{k_1} = k_2 \dots (14)$$

Aus Fig. 6 ist weiter leicht abzulesen:

$$x = \frac{\sigma_m h + \frac{\sigma_e d}{n}}{\frac{\sigma_e}{n} + \sigma_m} \dots (15)$$

und

$$\sigma_0 = \frac{\sigma_e x}{n h - x} \dots (16)$$

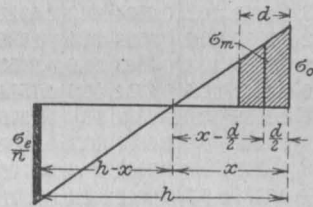


Fig. 6.

Gleichung (15) in (16) eingesetzt, ergibt nach Vereinfachung

$$\sigma_0 = \frac{\sigma_m h - \frac{\sigma_e d}{n}}{h - \frac{d}{2}} \dots (17)$$

Der Wert  $\sigma_m$  ist in Tafel II schon ermittelt und steht neben dem zugehörigen  $\frac{b d}{N}$ . Es kann nun durch eine einfache Rechnung die Maximalbeanspruchung im Beton jeweils nachgeprüft werden; meistens sieht man aber schon an dem in der Tabelle stehenden  $\sigma_m$ , ob die Höchstspannung erreicht wird oder nicht, und kann die Berechnung des  $\sigma_0$  unterlassen.

Zu der Tafel II ist weiter zu bemerken, daß zwischen den Werten  $\frac{b d}{N}$  auch interpoliert werden kann. Das betreffende  $\frac{f_e}{b d}$  ist dann durch Schätzung zu bestimmen, doch sind die Intervalle so klein gewählt, daß sich ein Interpolieren meistens nicht verlohnt. Eine Erweiterung der Tabelle über  $\frac{e}{z} = 3,5$  hinaus ist leicht möglich. Bei höheren









Exzentrizitäten ist es aber wohl durchweg gestattet, die Normalkraft zu vernachlässigen.

Das folgende Berechnungsbeispiel soll die Vorteile des Verfahrens zeigen.

Beispiel:

Gegeben:

$$M = 6\,300\,000 \text{ kgcm,}$$

$$N = 18\,000 \text{ kg,}$$

$$e = \frac{M}{N} = 350 \text{ cm.}$$

Plattenstärke:

$$d = 22,5 \text{ cm.}$$

Gewählt:

$$H = 135 \text{ cm,}$$

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

$$z = 130 - 11,25 = 118,5 \text{ cm,}$$

$$b_0 = 30 \text{ cm,}$$

$$b_{1 \max} = 4 \cdot 30 \cdot 2 = 240 \text{ cm.}$$

Um festzustellen, wann ein Minimum der Eiseneinlagen erreicht wird, sei die Rechnung mit verschiedenen Nutzbreiten  $b_1$  durchgeführt.

$$1. \quad b_1 = b_{\max} = 240 \text{ cm,}$$

$$\frac{b d}{N} = \frac{240 \cdot 22,5}{18\,000} = 0,300.$$

Wir finden in der Tabelle II unter  $\frac{e}{z} = 2,95$  und dem Bewehrungsprozentsatz 0,008 den Wert 0,2961.

$$f_e = 0,008 \cdot 240 \cdot 22,5 = 43,15 \text{ cm}^2.$$

Aus der Tabelle folgt weiter:

$$\sigma_m = 13,0 \text{ kg/cm}^2$$

und hieraus:

$$\sigma_0 = \frac{13,0 \cdot 130 + \frac{1200}{15} \cdot 11,25}{118,5} = 21,9 \text{ kg/cm}^2.$$

$$2. \quad b_1 = 180 \text{ cm,}$$

$$\frac{b d}{N} = \frac{180 \cdot 22,5}{18\,000} = 0,225.$$

In der Tabelle steht unter  $\frac{f_e}{b d} = 0,0105$  der Wert 0,2233.

$$f_e = 0,0105 \cdot 180 \cdot 22,5 = 42,5 \text{ cm}^2,$$

$$\sigma_m = 17,1 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_0 = \frac{17,1 \cdot 130 + \frac{1200}{15} \cdot 11,25}{118,5} = 26,4 \text{ kg/cm}^2.$$

$$3. \quad b_1 = 1,00 \text{ m}$$

$$\frac{b d}{N} = \frac{100 \cdot 22,5}{18\,000} = 0,125.$$

Dieser Wert steht unter  $\frac{e}{z} = 2,95$  ungefähr in der Mitte zwischen  $\frac{f_e}{b d} = 0,0180$  und 0,0185. Wir schätzen  $\frac{f_e}{b d} = 0,0182$ .

$$f_e = 0,0182 \cdot 100 \cdot 22,5 = 41,0 \text{ cm}^2.$$

Die mittlere Betonspannung ergibt sich ungefähr zu

$$\sigma_m = 30,0 \text{ kg/cm}^2.$$

Daher wird

$$\sigma_0 = \frac{30,0 \cdot 130 + \frac{1200}{15} \cdot 11,25}{118,5} = 40,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Das letzte  $f_e$  stellt somit bei der Höchstspannung im Beton das Minimum an Zugbewehrung dar. Dem Konstrukteur ist es also an Hand des in der Tafel stehenden  $\sigma_m$  leicht möglich, die wirtschaftlichsten Abmessungen zu bestimmen.

## ZUSCHRIFTEN AN DIE SCHRIFTFLEITUNG.

In der „Zeitschriftenschau“ des Heftes Nr. 1 vom Jahrgang 1918 der geschätzten Zeitschrift „Armierter Beton“ wird auch auf den im „Beton und Eisen“, Heft 19/20 von 1917 erschienenen Aufsatz „Über eine Beziehung zwischen den Wirkungen einer Einzellast und eines Drehmomentes“ von Dr.-Ing. O. Fröhlich, k. u. k. Lt. i. d. Res. hingewiesen.

Ich erlaube mir hiermit festzustellen, daß der darin enthaltene Satz, daß die Gleichung der Einflußlinie für ein Drehmoment = 1 tm durch Differenzierung der entsprechenden Gleichung für eine lotrechte Einzellast = 1 t erhalten wird, von mir bereits im Jahre 1912 in der „Österr. Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst“ („Statische Berechnung der eingespannten Bogenträger bei beliebigen Lastangriffen“) veröffentlicht worden ist, nachdem ich auf diese Beziehung schon in der im Jahre 1904 überreichten Doktordissertation hingewiesen hatte. Von diesem Satze habe ich

auch gelegentlich der Untersuchung des Einflusses sekundärer Belastungen auf gewölbte Brücken vielfach erfolgreichen Gebrauch gemacht und auch einige andere Beziehungen zwischen verschiedenen Kräftepaaren abgeleitet. („Österr. Wochenschrift für den öffentl. Baudienst“, 1913, Hefte 13 und 14).

Hochachtungsvoll

Dr.-Ing. Siegmund Schwätzer,

k. k. Professor an der Staatsgewerbeschule in Czernowitz, dzt., Wien, II/1, Glockengasse 25.

Beobachtungen bei der statischen Untersuchung eines eingespannten Eisenbetongewölbes. Von Dr.-Ing. W. Kunze. Zu diesem in Heft 4 des Armierten Beton erschienenen Artikel ist folgende Fußnote nachzuholen:

Diese zunächst für den Gebrauch der Studierenden erfolgte Bearbeitung des bekannten Stoffes ist in dieser



Zeitschrift verpflichtet worden in der Annahme, daß eine erneute Darstellung auch Praktikern vielleicht nicht unwillkommen sein dürfte, zumal da die ursprüngliche Ver-

öffentlichung von Prof. Mörsch lange zurückliegt und auch nicht überall bequem zugänglich ist.

Der Verf.

## LITERATURSCHAU.

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

### I. Der Baustoff.

Seine Herstellung, Bearbeitung und Eigenschaften. Baustoffuntersuchungen.

Dichtigkeitsgrad und Undichtigkeitsgrad. In Tonind.-Ztg. 1918 Nr. 31 wird betont, daß versuchsmäßig festgestellter Luftdurchgang (eine einfache Versuchsanordnung nach Dr. Hans Hirsch wird vorgeführt) bessere Aufschlüsse für die Bedürfnisse der Praxis gebe als das Verhältnis: Raumgewicht zu Spez. Gewicht.

Verein deutscher Eisenportlandzementwerke. „Stahl & Eisen“ 1918 Nr. 11 (S. 222) bringt in ihrem Berichte über die Hauptversammlung 1918 dieses Vereins Mitteilungen von allgemeinem Interesse. Die Eisenportlandzementherzeugung ist 1917 bedeutend größer als in Friedensjahren gewesen. Bemerkungen über die Versuche betr. Moorwassereinfluß und betr. Schachtwassereinfluß. Versuche über das Schwinden haben u. a. einen günstigen Einfluß von Chloralkalziumzusatz gezeigt. Hierbei ist eine bedeutende Festigkeitszunahme (noch unerklärt) zu Tage getreten u. a. m.

Zerstörung von Beton durch Gaswasser. Zu den Ausführungen in Nr. 22 der Chemiker Zeitung 1917 schreibt der D. Beton-Verein in der D. Bau-Ztg., Mitteilungen für Zement und Beton 1918 Nr. 5, daß Beton und Eisenbeton zur Herstellung von Gaswasser und Ammoniakwasser-Behältern unbedenklich verwendet werden könnten. Seit den 80er Jahren sind derartige Behälter in Betrieb und in einwandfreiem Zustande. Schutzanstriche sind von Vorteil, aber nicht unerläßlich. Wegen des Fehlens von überschüssigem Kalke werden die Anwendung von Eisenportlandzement, Hochofenzement, Traß und kalkarmem Portlandzement in Erwägung gezogen. D. Bau-Ztg. 1918 Mitt. für Zement und Beton Nr. 5.

Versuche über die Einwirkung von Magnesiumsulfatlösung auf Zemente verschiedener Art. Aus dem Inhalte des Heftes 4/5 des Materialprüfungsamtes Lichtenfelde, das über diese Versuche berichtet, bringt die D. Bau-Ztg. 1918 Mitteilungen f. Zement und Beton Nr. 7 das Wesentlichste. Die 3 Arten (Portland-, Eisenportland- und Hochofenzement) haben sich etwa gleichmäßig bewährt.

Kalkhydrat — Zementhydrat — neu? Dipl.-Ing. Gustav Hall, Fabrikdirektor, Stettin, greift die 3 in der Literaturschau Heft 4 besprochenen neuen Patente an. Nr. 293825 sei nicht neu

und schon vor der Anmeldung praktisch angewendet worden; Nr. 300397 und 301118 stimmten mit Jahrzehnte alten, teils veralteten Arbeitsweisen überein, es gebe vollkommeneren Verfahren zur besseren Ausnutzung des gebr. Kalkes und Herstellung erstklassiger Zementkalke. Tonind. Ztg. 1918 Nr. 27.

Neue Mörtelstoffe. Auch Dr.-techn. Heinrich Fabesch bestreitet die Neuheit des D.R.P. 293825 des Herrn Joh. Mühlen, da das patentierte Verfahren in Königshofen (Wien) schon seit 18 Jahren fabrikmäßig betrieben werde. Tonind. Ztg. 1918 Nr. 32.

### II. Theorie.

Statik, Festigkeitslehre, Bemessungsverfahren.

Wirtschaftliche Dimensionierung von Eisenbetonkonstruktionen. Von Engesser. Wissenschaftliche Behandlung der Frage, welche Verhältnisse von Eisen- zu Betonquerschnitt unter den verschiedensten Preisverhältnissen die wirtschaftlichsten sind. Die Untersuchung erstreckt sich nur auf den Rechtecksquerschnitt (Platten). I. Ohne Rücksicht auf die Änderung des Eigengewichts infolge wechselnder Plattenstärke. II. Berücksichtigung der Zementersparnis bei geringerer Betonspannung. III. Berücksichtigung der Veränderlichkeit des Eigengewichts. IV. Berücksichtigung der Betonqualität und des Eigengewichts. In knapper Form wird hier das Problem (auf 4 Seiten) unter Beifügung zweier Diagramme vollkommen erledigt. Der Normalfall, Ausnutzung von  $\sigma_{e_{zul}}$  und  $\sigma_{b_{zul}}$ , erweist sich — wie zu erwarten — bei normalen Preisverhältnissen als der günstigste. Außer ihrem wissenschaftlichen Werte hat die Arbeit auch für die Praxis Nutzen, sofern absonderliche Preisverhältnisse vorliegen. Betonbau 1918 Nr. 3.

Biegung mit Achsialkraft. Eine Tabelle zur direkten Dimensionierung nach dem Verfahren von Wuczkowski. Von Dipl.-Ing. Georg Ehlers in Charlottenburg. Arm. Beton 1918 Heft 3. Die im Februarheft des A. B. durch die Tabellen von Dr.-Ing. Kunze gebotene Erleichterung beim Dimensionieren konzentrisch belasteter Eisenbetonquerschnitte wird hier durch andere Tabellen ermöglicht. Die Querschnittshöhe wird zunächst vergleichsweise angenommen und eine Reihe von Paaren  $f_e$  und  $f_e'$  werden gefunden, zwischen denen gewählt werden kann. Nicht ganz bequem sind

die Tabellen, wenn man ein festes Verhältnis  $f_c : f_c'$  (z. B. = 1,0) einzuhalten wünscht. Während diese Tabellen auch für sehr niedrige Verhältnisse  $\frac{e}{N}$  brauchbar sind, bedürfen die von Kunze für solche Fälle noch einer Ergänzung. Innerhalb ihres Bereiches dürften jedoch die letzteren bedeutend rascher zum Ziele führen.

Zur Dimensionierung exzentrisch gedrückter T-Querschnitte. Von Dr. Max R. v. Thullie. Tabellen und ihre Ableitung sowie Anwendungsbeispiel. Der Gedanke von Direktor Spangenberg (Gedächtnisschrift zu Otto Mohrs 80. Geburtstag) wird hier fruchtbar auf Plattenbalken angewendet. In Anbetracht der vielen einwirkenden Größen enthalten die Tabellen ziemlich erhebliche Intervalle und berücksichtigen einen verhältnismäßig geringeren Bereich von Grundwerten. Österr. Wochenschrift für den öffentl. Baudienst 1918 Nr. 9.

Zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme. Mit 77 kleinen Abbildungen. Von W. Fr. Andree (dem Verfasser von „Statik des Eisenbaues“) in Der Brückenbau 1918 Nr. 5.

Berechnung des Rahmenbinders der Markthalle Mühlhausen. Nachrechnung dieses Binders nach der Methode von Ing. A. Straßner, Frankfurt a. M., in der D. Bauzeitung 1918 Mitt. für Zem. und Beton Nr. 6.

### III. Versuche mit Eisenbeton.

Vergelijkende proeven op gewapend bimsbeton en — grindbeton. Von F. Poot. Gewapend Beton 1918 Nr. 4, 5, 6, 7. Mitteilung von Untersuchungsergebnissen.

Proefbelasting van riolen. Von Ir. C. M. Lugten. Die unter dieser Überschrift in Gewapend Beton 1918 Nr. 7 veröffentlichten Zeilen bezwecken, Einheitlichkeit in die Prüfung von Zementrohren zu bringen.

### IV. Vorschriften und Leitsätze.

#### V. Anwendungen und Ausführungen.

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

Untersuchung von 4 Eisenbetonbrücken im Bereich der württembergischen Eisenbahnverwaltung auf Riß- und Rostbildung. Von L. Wörnle, Rgbmstr. bei der Württemberg. Staatseisenbahn, Stuttgart. Im Anschlusse an die Ergebnisse der Perkuhnschen Untersuchungen im Eisenbahn-Direktionsbezirk Breslau und Kattowitz sind in Württemberg 4 Brücken untersucht worden. Risse sind allenthalben beobachtet worden, jedoch ist ihre Ausdehnung nicht bedenklich. Der Rost, der sich an den Rißstellen auf den Eiseneinlagen gezeigt hat, ist ein dünner Beschlag von hellrotbrauner Farbe. Abgesprengte Schalen von

Beton sind nur selten vorgekommen. Sehr lesenswert sind die eingehenden Schlußfolgerungen, deren Beachtung allen, die Eisenbetonbau betreiben, dringend zu empfehlen ist. Weitere Prüfungen werden von der Württembergischen Eisenbahnverwaltung geplant. Eine regelmäßige Untersuchung aller Eisenbetonbrücken soll alle 10 Jahre vorgenommen werden. Beton und Eisen 1917 Heft 19/20; 1918 Heft 1, 2/3, 4/5, 6.

Ergebnisse der Untersuchung von Eisenbetonbrücken der Schweizer Bundesbahnen. Von Ing. A. Bühler, Bern. Im Anschluß an die bekannten Perkuhnschen Veröffentlichungen hat man auch in der Schweiz 6 Brücken verschiedenster Verhältnisse untersucht, überall mehr oder weniger viele und ausgebildete Risse gefunden, die aber durchweg bedeutend geringer sind, als die von P. gefundenen: 0,1 mm Rißweite wird kaum je erreicht und noch seltener überschritten. Die Überdeckung der Eisen wurde oft so gering befunden, daß die Eisen „durchschienen“. Auch auf dies schlechte Anbinden des Vorsatzbetons und seine Porosität wird der stellenweise angetroffene Rost zurückgeführt, Kiesnester, Betonierungsfugen, poröse Stellen — grobe Mängel der Ausführung — wurden mehrfach angetroffen. Die Schlußfolgerungen des Verfassers verdienen vollste Zustimmung. Schweizer Bauzeitung 1918 Nr. 8.

Zukunftsfragen des Eisenbetons. Zu den Kleinlogelschen Anregungen nimmt Prof. Hager, München, auf Ansuchen der Schriftl. in Beton und Eisen 1918 Heft 6 Stellung. Weiterhin behandelt er Forderungen, die künftig an die Baustoffe zu stellen sein werden. Wenig schwindende Zemente, hochwertige Zemente nur für ganz besondere Zwecke, leichte Betone. (Hier wird die Zusammensetzung des patentierten Schiffbau-Leichtbetons von Max Rüdiger, Hamburg mitgeteilt: Kieselgur, Traß, Mg O, Mg SO<sub>4</sub>). Geeignete Körnung des Betons durch selbsttätiges Abmessen an den Mischmaschinen. Zugeisen mit höherer Streckgrenze. Auf den dann folgenden sehr beachtenswerten Hinweis für eine wirtschaftliche Gestaltung der Arbeitsausführung bei Eisenbetonbauten sei verwiesen.

Desgleichen Zuschrift an die Schriftleitung von Beton und Eisen (1918 Heft 6) von Dipl.-Ing. Tornieport, Baumeister der Baupolizeibehörde, Hamburg, in welcher vom Standpunkte der Baupolizei zu den Kleinlogelschen Anregungen (betr. Überwachungsingenieure) Stellung genommen wird.

Unfallstatistik des d. A. f. E. 17. Einsturz einer Hohlsteindecke. Fehlerhafte Berechnung einer Verstärkungsrippe, Betonieren in nicht miteinander verbundenen Schichten, Auslaugung des frischen Betons durch Regen haben zusammengewirkt. Zentralblatt d. Bauv. 1918 Nr. 26. D. Bau-

Zeitung 1918, Mitt. f. Zement u. Beton Nr. 6, Beton und Eisen 1918 Heft 6. Arm. Beton Nr. 4.

### 2. Hochbau.

Schutz gegen die Hellhörigkeit von Eisenbeton- und Steineisendecken, sollen — nach Zentralblatt d. Bauv. 1918 Nr. 26 die „schwebenden Estriche“ nach Reg.-Bmstr. Trautwein † bieten, die auf geschüttetem Korkschröt ruhen und — nach dem Kriege von Fa. Körner & Pleitz, Weißfels, ausgeführt werden.

Kokksiebereinlage aus Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. Skall, Leipzig. Mit 5 Abbildungen gibt Verf. eine kurze Beschreibung des Bauwerks, dem er einige Mitteilungen über die statische Berechnung beifügt, die trotz aller Kürze für denjenigen, der an eine ähnliche Entwurfsaufgabe herantritt, von Wert sein dürften, insbesondere gilt dies von den Hinweisen auf die zur statischen Behandlung mit Vorteil zu benutzende Literatur. Der Betonbau 1918 Heft 3.

### 3. Brückenbau.

Über den Bau der Verbindungslinie Jedlersdorf-Leopoldau mit besonderer Berücksichtigung des Betonviaduktes. Von Ingenieur Emil Engel, Oberstaatsbahnrat, Wien. Eine 6—8 m über Gelände liegende Vollbahnstrecke ist auf 2127 m Länge auf Kunstbauten (fast durchweg Betonsegmentbogen) verlegt worden. Ursprünglich waren Eisenbetonbalken in Aussicht genommen. Eingehende Mitteilungen über die Bauausführung. Zeitschrift des österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1918 Nr. 11.

Ausgeführte Lehrgerüstkonstruktionen für Bogen- und Balkenbrücken. Von Oberingenieur O. Muij der A.-G. Wayß & Freytag, Neustadt a. d. Hardt. Nach sehr beachtlichen Winken für das Entwerfen zweckmäßiger Lehrgerüste folgen einige vorbildlich durchgeführte Beispiele (I. Lehrgerüste des Eisenbahnviaduktes Martinsfuhrn, II. Lehrgerüst für die Kaiserstraßen-Überführung in Kaiserslautern, III. für die Eisenbahnbrücke über die Saar bei Völklingen, IV. für die Schlackenbahn der Adolf-Emil-Hütte in Esch, V. für die Überführung der Möschwitzter Straße in Plauen). Zahlreiche Abbildungen und reichlich erläuternder Text. Armierter Beton 1918 Heft 2 und 3.

Außerdem: Siehe Abt. V 1: Ergebnisse der Untersuchung von Brücken auf Risse und Rost.

### 4. Wasserbau.

— — —

### 5. Grundbau.

Pfahlgründungsbauweise.

Betonpalen. Von Jr. J. G. Christiaan, Ijmuiden. Theoretische Betrachtungen zu den Mitteilungen von Jr. Disselkoe in De Ingenieur 1917. Nr. 47. — De Ingenieur 1918. Nr. 4.

Desgleichen Betrachtungen hierzu von Ir. J. Th. Thijsse. De Ingenieur 1918. Nr. 7.

Betonpalen Postgebouw Rotterdam von Ir. C. M. Lugten. Gewapend Beton 1918. Nr. 7.

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

— — —

### 7. Schiffbau.

Vorschriften für den Bau von Seeschiffen aus Eisenbeton. Von Prof. E. Suenson, Kopenhagen. Auf Veranlassung der Schriftleitung von „Beton und Eisen“ äußert sich Verf. in Heft 6 1918 über Forderungen, die er für den Bau von Eisenbeton-Seeschiffen gestellt sehen möchte. Der Stoff wird im Anschlusse an die Vorschriften des dänischen Ausschusses für Eisenbetonschiffe (April 1917) und diejenigen der Norsk Veritas (Sept. 1918) behandelt.

Nachdem sich die Erkenntnis, daß nur eine reichliche Überdeckung der Eiseneinlagen für die Dauer einen guten Rostschutz bietet, immer mehr verbreitet, dürften gegen Wandungen von 3 cm und wenig mehr Stärke wohl allgemein Bedenken bestehen.

### VI. Sonstiges.

Nationalwirtschaftliche Aufgaben der deutschen Zement- und Betonindustrie. Nach einem Vortrage von Prof. Dr.-Ing. Gehler, z. Zt. Vorstand der Bautenprüfstelle im Kriegsamt, gehalten auf der Werktagung des Deutschen Zement-Bundes am 28. II. 1918 zu Berlin. Rückblicke auf die Leistungen im Kriege, Ausblicke und Anregungen für die Übergangszeit. Viele Zahlenangaben über Preise, Umsätze, Kapitalien, Dividenden, Erzeugung u. a. D. Bau-Ztg. 1918. Mitt. f. Zement u. Beton. Nr. 6.

## SELBSTANZEIGE.

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung.)

### Verfahren zur Herstellung von Eisenbetondecken ohne Schalung („Setz“-Decke).

Das vom Baumeister Setz, Aachen, in den meisten Staaten zum Patent angemeldete Verfahren bezweckt, und erreicht auch einwandfrei auf richtiger statischer Grundlage gestützt, das vollständige Ausschalten der so überaus

teuren Holzverschalung bei der Ausführung von Platten- und Plattenbalkenkonstruktionen in Eisenbeton.

Unter Berücksichtigung des Umstandes, daß die Plattenbalkendecke die billigste und beste Form einer jeden Deckenkonstruktion darstellt, hat Baumeister Setz dieses Verfahren auch für Plattenbalkenkonstruktionen ausgearbeitet und erreicht damit, daß alle Decken, für

Wohnhäuser, Villen, Schulen, Fabriken und jeden anderen Zweck, mit nur einer, stets gleichbleibenden Normal-schalddiele (aus Zementbeton 1:4) ausgeführt werden, welche für alle Fälle immer 1,92 m lang, 25 cm breit und 4 cm stark ist und auch meist dieselben Eiseneinlagen erhält, nämlich 2 Zugeisen 8 mm und ein wellenförmiges Verbindungseisen 5 mm stark. Es ist nun für die Zementwarenfabriken, welche das alleinige Herstellungs- und Verkaufsrecht besitzen, leicht, sich für die Fabrikation der „Setz-Dielen“ einzurichten und diese an die Baugeschäfte zu verkaufen. — Formen und Modelle sind dazu nicht notwendig. Es genügt ein Holzrahmen aus 4 cm starken KANTHÖLZERN und ein ebener Arbeitsboden (am besten Zementfußboden).

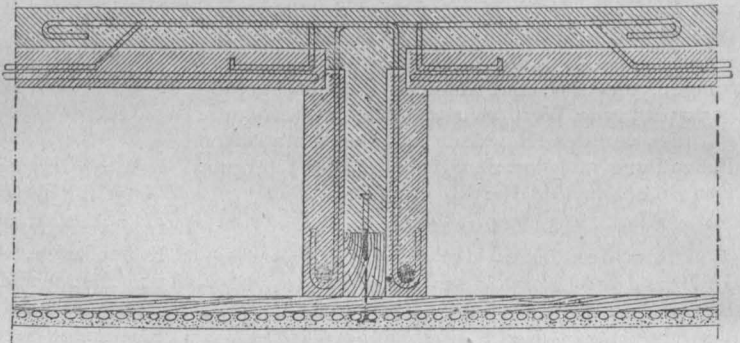
Die Ausführung der Plattenbalkendecke ist folgende (siehe Fig.): Entsprechend der stets gleichen Dielenlänge, werden auch die Eisenbetonunterzüge immer in einem Abstand von 2,00 m von Mitte zu Mitte angeordnet, soweit dies der Grundriß zuläßt. Über und unter den Zwischenwänden läßt man am besten die Decke einfach durchgehen und verteilt die Unterzüge ohne Rücksicht auf die Wände, da man dieselben doch durch die Unterputzdecke unsichtbar macht. Für die eventuell übrig bleibenden Endfelder gibt Baumeister Setz genaue Angaben, um auch dabei ohne besondere Dielenlängen auszukommen.

Die Seitenwandschalung der Unterzüge wird nun ebenfalls aus je 2 vorher fertiggestellten Schalddiehlen aus Eisenbeton hergestellt. Diese haben einen einfachen rechteckigen Querschnitt, sind 4–6 cm stark und 22 bis 42 cm hoch. Ihre Länge ist gleich der lichten Spannweite plus 50 cm für die Auflager. Jede Schalwanddiel enthält auch schon die Hälfte der für den Unterzug notwendigen Eiseneinlagen und außerdem eine Reihe von 5 mm Bügeln, welche die Eiseneinlage umfassen und nach oben noch mit einem etwa 60 cm langen Ende aus der Diel hervorsteht. Dieses Ende wird sodann umgeogen und greift tief in den später einzustampfenen Druckbeton der Deckenplatte ein, wodurch eine vollkommen innige Verbindung des Unterzuges mit der Platte erzielt wird. Auch nehmen diese Bügel die negativen Momente der durchlaufenden Platte über den Unterzügen auf.

Diese Wandschalddiehlen tragen sich nun, infolge ihres hohen Querschnittes und des großen Widerstandsmomentes nicht nur selbst, sondern sie sind auch mit absoluter Sicherheit imstande, die ganze Decke bis zu deren Fertig-

stellung zu tragen, wodurch jede Einsehalung und Unterstützung vollkommen wegfällt. — Die Wandschalddiehlen werden also paarweise auf die Umfassungswände verlegt und daselbst bis zu ihrer Oberkante eingemauert, so daß nur der Raum zwischen den Dielen frei bleibt. Zwischen die beiden Wandschalddiehlen eines Unterzuges legt man nun je eine 4×6 cm starke Dachlatte, in deren obere Fläche man in kurzen Abständen Holzschrauben derart einschraubt, daß diese noch ein großes Stück vorstehen. Mit diesen Holzschrauben hängt sich nun die Holzlatte in den zwischen die Dielen eingestampften Druckbeton ein. Diese Holzlatten bilden nun erstens den Boden des Schalkastens und zweitens dienen sie später als Träger einer beliebigen Unterputzdecke.

Damit sich die schwachen Holzlatten nicht vorher



durchhängen, werden sie von unten durch einige außen angesetzte Schraubzwingen in ihrer Lage festgehalten.

Alle zum Einbau gelangenden Dielen sind handlich und nicht zu schwer und besitzen einen einfachen rechteckigen Querschnitt. Sie lassen sich leicht herstellen, transportieren und verlegen, so daß auch die Arbeitslöhne für diese Arbeiten sehr niedrig in Rechnung gestellt werden können.

Die Deckenplatte selbst wird einschließlich der Schalddiehlen stets nur 8 cm stark und kann als durchlaufende Platte mit sehr niedrigen Momenten berechnet werden.

Diese neue Eisenbetonbauweise ist geeignet, die Holzbalkendecke auch aus dem privaten Wohnhausbau zu verdrängen und den Zementwarenfabriken ein neues großes Arbeitsfeld zu schaffen, denn sie vereinigt einen Mindestaufwand an Beton und Eisen mit einer sehr raschen und leichten Herstellungsart unter vollkommener Beseitigung jeder Wandschalung und Unterstützung.

## EHRUNG EINES DER ALTMEISTER DES EISENBETONBAUES.

Dem Aufsichtsratsvorsitzenden der Weiß & Freytag Aktiengesellschaft, Kommerzienrat Freytag, hat die Technische Hochschule zu Darmstadt in Anerkennung seiner Verdienste für die Einführung und Entwicklung des Eisenbetons in Deutschland und in Würdigung seiner großzügigen Förderung der wissenschaftlichen Erforschung dieser Bauweise die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber verliehen. Freytag hat bekanntlich im Jahre 1884 die sogenannten

Monierpatente in Paris erworben und diese Bauweise nach Deutschland verpflanzt. Später hat er gemeinsam mit G. A. Wayß und Professor Dr.-Ing. h. c. Mörsch durch bahnbrechende wissenschaftliche Versuche die vielseitige Bedeutung des Eisenbetons für die gesamte Bautechnik dargetan und dadurch die Einführung dieser Bauweise in Deutschland und anderen Kulturstaaten vorbereitet und gefördert.

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