

Bei den stahlbewehrten Balken ergab sich diese Überschreitung mindestens ebenso groß wie bei den normalbewehrten Balken. Es wurde z. B. ermittelt, daß sich bei einer Würfel Festigkeit des verwendeten Betons von etwa 250 kg/cm^2 und einer Streckgrenze der verwendeten Stahleinlagen von etwa 4000 kg/cm^2 bei Vornahme der Querschnittsbemessung mit den erhöhten zulässigen Beanspruchungen $\sigma = 100/2000 \text{ kg/cm}^2$ eine etwa 2,5 fache und bei einer Würfel Festigkeit des verwendeten Betons von etwa 400 kg/cm^2 sogar eine etwa 2,7 fache Bruchsicherheit ergibt. Eine vorzeitige Zerstörung des Verbundes infolge Überwindung der Haftfestigkeit des Betons an den Eiseninlagen ist nicht zu befürchten, wenn für eine gute Aufteilung des erforderlichen Eisenquerschnittes gesorgt wird.

Allerdings kann bei derart beanspruchten Tragwerken mit einer ausreichenden Sicherheit gegenüber dem Auftreten der ersten Zugrisse im Bereiche des größten Biegemomentes nur bei Verwendung von besonders zugfestem Beton gerechnet werden. Kommt ein solcher Beton nicht zur Verwendung, so können haarfeine Risse auftreten. Dieselben sind jedoch gewöhnlich ungefährlich, besonders in wettergeschützten Bauwerken.

Wird der Wert n als ein Zahlenwert aufgefaßt, mit welchem die in der Nähe der Bruchlast tatsächlich vorhandene Lage der Nulllinie sowie die tatsächlich auftretenden Querschnittsbeanspruchungen rechnermäßig möglichst zutreffend erfaßt werden sollen, so ist als weiteres wichtiges Ergebnis der vorgenommenen Ermittlungen anzuführen, daß bei Verwendung von gewöhnlichem Beton der übliche Wert $n = 15$ beibehalten werden kann, daß jedoch bei Verwendung von hoch- oder höchstwertigem Beton auf jeden Fall ein geringerer Wert, etwa $n = 10$, zu berücksichtigen ist. Dabei ist als ein besonderer Vorzug der unter Einhaltung bestimmter zulässiger Querschnittsbeanspruchungen nach Zustand II mit $n = 10$ statt mit $n = 15$ bemessenen Platten und Balken anzuführen, daß dieselben bei etwa gleichbleibender Bruchsicherheit eine wesentlich größere Rissesicherheit aufweisen¹⁾.

Übertrifft die Schubwirkung die Biege Wirkung, so kann sich, wenn statt gewöhnlichen Betons hoch- oder höchstwertiger Beton verwendet wird, der Sicherheitsgrad gegenüber der Schubspannung beim Auftreten der ersten Schubrisse sowie gegenüber der Schubspannung unter der Bruchlast wesentlich erhöhen.

Im übrigen zeigt das Schlankheitsverhältnis der Tragwerke einen maßgebenden Einfluß auf die Größe der unter Gebrauchslasten auftretenden Schubspannungen, indem dieselben bei geringeren Spannweiten und größeren Querschnittshöhen größer werden als bei größeren Spannweiten und geringeren Querschnittshöhen.

Hinsichtlich der Inrechnungstellung von erhöhten zulässigen Beanspruchungen ist als bemerkenswert hervorzuheben, daß der für eine volle Schubsicherung notwendige Eisenbedarf unabhängig von diesen Beanspruchungen ist.

b) Der Plattenbalken.

1. Allgemeines.

a) Die Spannungszustände.

Die S. 68 festgelegten Spannungszustände I bis III gelten sinngemäß auch für Plattenbalken. Insbesondere ist für die Querschnittsbemessung und für den Spannungsnachweis von Plattenbalken wiederum der Zustand II zu berücksichtigen.

¹⁾ Für die Querschnittsbemessung von hochbeanspruchten Platten und Balken mit $n = 10$ befindet sich im Anhang eine Bemessungstafel.

β) Ableitung von n .

Nachstehend wird untersucht, inwieweit beim Plattenbalken die in der Nähe der Bruchlast tatsächlich vorhandene Lage der Nulllinie sowie die tatsächlich auftretenden Querschnittsbeanspruchungen bei Verwendung von gewöhnlichem Beton mit $n = 15$ und bei Verwendung von hochwertigem Beton mit $n = 10$ erfaßt werden.

Zunächst soll untersucht werden, inwieweit die Lage der Nulllinie erfaßt wird.

Für die Ermittlung des rechnermäßigen Abstandes der Nulllinie vom gedrückten Rand ist bekanntlich zu berücksichtigen, ob die Nulllinie in die Platte fällt oder ob sie die Rippe des Plattenbalkens schneidet. Im ersten Falle kann die Lage der Nulllinie wie beim biegebeanspruchten Rechteckquerschnitt ermittelt werden, nachdem sich der Plattenbalken zu einem Tragwerk rechteckigen Querschnittes ergänzen läßt, wenn zwei Betonflächen angefügt werden, auf welche nur Zugspannungen treffen.

Schneidet die Nulllinie die Rippe, so ergibt sich eine umständliche Berechnung, wenn der Abstand derselben vom gedrückten Rand ermittelt werden soll. Aus diesem Grunde wird die Berechnung gewöhnlich dadurch vereinfacht, daß die in die Rippe fallenden Druckspannungen vernachlässigt werden.

Bezeichnet

h die wirksame Querschnittshöhe,
 b die wirksame Plattenbreite,
 d die Plattenstärke und
 F_e den Gesamtquerschnitt der
 Zugseisen,

so leitet sich mit einer solchen Vereinfachung

$$(50) \quad x = \frac{b \cdot d^2}{2} + n \cdot F_e \cdot h \quad \text{ab.}$$

Der versuchsmäßige Abstand der Nulllinie geht für einige Beispiele aus den Abb. 26 u. 27 hervor.

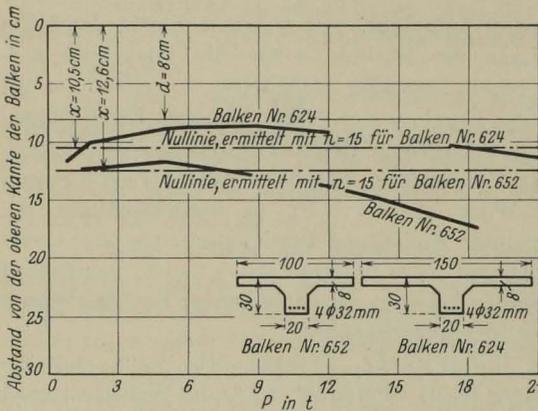


Abb. 26. Vergleich zwischen rechnermäßiger und tatsächlicher Lage der Nulllinie bei Plattenbalken aus gewöhnlichem Beton (nach Versuchen von Bach und Graf).

Abb. 26 enthält die von Bach und Graf bei den in Heft 122 und 123 der Forschungsarbeiten (23) angeführten und aus gewöhnlichem Beton hergestellten Plattenbalken Nr. 624 und 652 unter verschiedenen Belastungsstufen ermittelte Lage der Nulllinie. Die Querschnitte der Balken, die eine Spannweite von 3 m hatten, gehen aus der Abbildung hervor. Die Balken waren mit 4 Rundstählen von 32 mm Durchm. bewehrt, wiesen also eine auf die Fläche $h \cdot b_0$ — b_0 bezeichnet die Rippenbreite — bezogene Bewehrungsstärke von 6% auf. Die Belastung der Balken erfolgte durch zwei Einzelasten P in den Drittelpunkten. Der verwendete Beton wies eine an Würfeln von 30 cm Kantenlänge ermittelte Druckfestigkeit von 146 kg/cm² beim Balken Nr. 624 und von 127 kg/cm² beim Balken Nr. 652 auf.

Wie aus Abb. 26 hervorgeht, ist der Verlauf der Nulllinie mit zunehmender Belastung ein ähnlicher wie bei den Balken der Abb. 9. Insbesondere fällt die Nulllinie in der Nähe der Bruchlast von $P_{t_{\max}} = 25,5$ bzw. 20,5 t gegenüber dem rechnermäßigen mit $n = 15$ nach Gl. 50 ermittelten Abstand von $x = 10,5$ cm beim Balken

Nr. 624 und von $x = 12,6$ cm beim Balken Nr. 652 so stark ab, daß sie erst mit einem wesentlich größeren Wert n , etwa mit $n = 30$ bis 40, einigermaßen zutreffend erfaßt werden kann.

Dieser Abfall ist in der Hauptsache auf die gleiche fehlerhafte Auswertung der an der Ober- und Unterkante der Versuchsbalken gemessenen Längenänderungen zurückzuführen, wie z. B. bei den Balken der Abb. 9. Er ist also in der Nähe der Bruchlast in Wirklichkeit entweder überhaupt nicht oder nicht so stark vorhanden, wie dies in der Abbildung zum Ausdruck kommt.

Aus diesem Grunde dürfte die bei Plattenbalken aus gewöhnlichem Beton in der Nähe der Bruchlast tatsächlich vorhandene Lage der Nulllinie mit $n = 15$ genügend genau erfaßt werden.

Abb. 27 enthält die von Bach und Graf bei den in Heft 38 des D. A. f. E. angeführten und aus hochwertigem Beton hergestellten Plattenbalken Nr. 929, 936 und 939 der Reihe II sowie Nr. 931, 944 und 945 der Reihe 13 unter verschiedenen Belastungsstufen ermittelte Lage der Nulllinie. Die Querschnitte der Balken, die eine Spannweite von 3 m hatten,

sind in der Abbildung dargestellt. Die Balken waren mit 4 Rundeisen von 20 mm Durchm. bewehrt, die Bewehrungsstärke betrug also 1,65 %. Die Belastung erfolgte durch zwei Einzelasten P in den Drittelpunkten. Der verwendete Beton wies eine an Würfeln von 30 cm Kantenlänge ermittelte Druckfestigkeit von 229 kg/cm^2 auf.

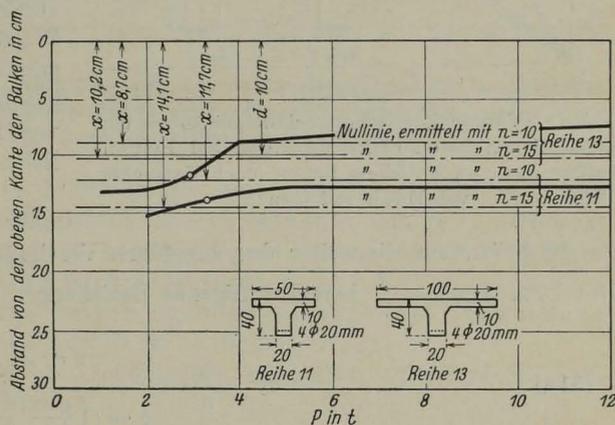


Abb. 27. Vergleich zwischen rechnermäßiger und tatsächlicher Lage der Nulllinie bei Plattenbalken aus hochwertigem Beton (nach Versuchen von Bach und Graf).

Wie aus Abb. 27 hervorgeht, ist der Verlauf der Nulllinie mit zunehmender Belastung ein ähnlicher wie bei den Balken der Abb. 10. Nach

anfänglichem raschen Anstieg weist die Nulllinie bis in die Nähe der mittleren Bruchlast von $P_{\text{max}} = 15,2$ bzw. $15,6$ t einen Beharrungszustand auf¹⁾. Da sich rechnermäßig mit $n = 15$ $x = 14,1$ cm und $x = 10,2$ ergibt, so wird die tatsächliche Lage der Nulllinie auch nicht angenähert erfaßt. Wird dagegen mit $n = 10$ gerechnet, so ergibt sich $x = 11,7$ cm und $x = 8,7$ cm, und damit eine bessere Übereinstimmung zwischen der rechnermäßigen und der tatsächlichen Lage der Nulllinie.

Für die möglichst zutreffende Ableitung der in der Nähe der Bruchlast tatsächlich vorhandenen Lage der Nulllinie ist demnach bei Plattenbalken aus hochwertigem Beton ein geringerer Wert n , etwa $n = 10$, zu berücksichtigen.

Inwieweit die in der Nähe der Bruchlast tatsächlich auftretenden Querschnittsbeanspruchungen des Betons bei Verwendung von gewöhnlichem Beton mit $n = 15$

¹⁾ Recht augenfällig zeigt sich dieser Beharrungszustand der Nulllinie z. B. auch bei den in Heft 45 bis 47 der Forschungsarbeiten (23) angeführten Plattenbalken, dessen Beton eine an Würfeln von 30 cm Kantenlänge ermittelte Druckfestigkeit von 247 kg/cm^2 aufwies (vgl. die Abb. 263 u. 278 dortselbst).

und bei Verwendung von hochwertigem Beton mit $n = 10$ erfaßt werden, geht für einige Beispiele aus den Abb. 28 u. 29 hervor.

Abb. 28 enthält die von Bach und Graf bei den in Heft 90 und 91 der Forschungsarbeiten (23) angeführten und aus gewöhnlichem Beton hergestellten Plattenbalken Nr. 323 und 329 der Reihe 3 sowie Nr. 390, 392 und 394 der Reihe 5 unter verschiedenen Belastungsstufen ermittelten

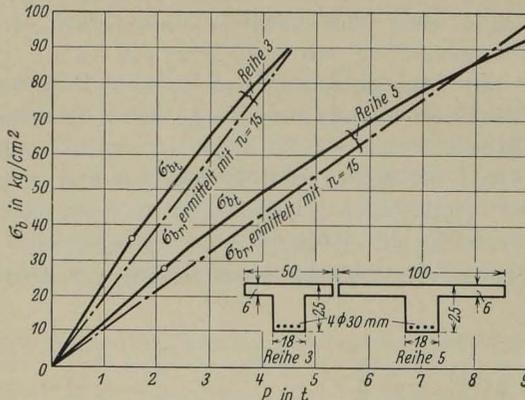


Abb. 28. Vergleich zwischen rechnermäßigen und tatsächlichen Betondruckspannungen bei Plattenbalken aus gewöhnlichem Beton (nach Versuchen von Bach und Graf).

aus der bekannten, die weiter oben angeführte Vereinfachung sowie den etwas zu kleinen Hebelarm $z = h - \frac{d}{2}$ berücksichtigende Beziehung¹⁾

$$(51a) \quad \sigma_b = \frac{\sigma_e}{n} \cdot \frac{\frac{b \cdot d^2}{2} + n \cdot F_e \cdot h}{b \cdot d \cdot \left(h - \frac{d}{2}\right)}$$

mit $n = 15$ ermittelten rechnermäßigen Betondruckspannungen, wenn

$$(51b) \quad \sigma_e = \frac{M}{F_e \cdot \left(h - \frac{d}{2}\right)}$$

gesetzt wird.

Wie aus Abb. 28 hervorgeht, besteht unter den größeren Belastungsstufen bis in die Nähe der mittleren Bruchlast von $P_{t,max} = 6,2$ bzw. $12,9$ t eine recht gute Übereinstimmung zwischen den rechnermäßigen und tatsächlichen Betondruckspannungen.

Abb. 29 enthält die bei den bereits angeführten und aus hochwertigem Beton hergestellten Plattenbalken des Heftes 38 des D. A. f. E. (vgl. S. 115) unter verschiedenen Belastungsstufen ermittelten tatsächlichen Betondruckspannungen sowie die mit $n = 15$ und $n = 10$ nach Gl. 51a errechneten Betondruckspannungen.

Wie aus Abb. 29 ersichtlich, besteht sowohl bei den Balken der Reihe 11 wie bei den Balken der Reihe 13 unter den größeren Belastungsstufen bis in die Nähe der Bruchlast eine verhältnismäßig gute Übereinstimmung zwischen den rechnermäßigen

¹⁾ Die Abweichung des genauen Wertes für z gegenüber dem angeführten Näherungswert ist sehr gering, wie einigen Beispielen von Mörsch zu entnehmen ist [vgl. (25), S. 293 u. 295].

mit $n = 10$ ermittelten und den tatsächlichen Betondruckspannungen. Wird $n = 15$ berücksichtigt, so weichen rechnermäßige und tatsächliche Betondruckspannungen erheblich voneinander ab.

Die angeführten Beispiele lassen bereits erkennen, daß es auch für die Berechnung von Plattenbalken berechtigt erscheint sowohl hinsichtlich einer möglichst zutreffenden Ableitung der in der Nähe der Bruchlast tatsächlich vorhandenen Lage der Nulllinie wie hinsichtlich der tatsächlich auftretenden Querschnittsbeanspruchungen des Betons bei Verwendung von gewöhnlichem Beton $n = 15$, bei Verwendung von hochwertigem Beton jedoch einen geringeren Wert n , etwa $n = 10$, zu berücksichtigen.

Wie weitere Ermittlungen zeigen, genügt es auch bei Verwendung von höchstwertigem Beton etwa $n = 10$ zu berücksichtigen.

Versuche, mittels denen die bei Plattenbalken tatsächlich auftretenden Querschnittsbeanspruchungen der Eiseneinlagen einwandfrei ermittelt wurden, liegen seither nicht vor. Werden z. B. die bei den vorbehandelten Versuchen an der unteren Rippenfläche gemessenen Längenänderungen des Betons bei bekannter Lage der Nulllinie im Verhältnis des Abstandes der Eiseneinlagen von dieser Fläche umgerechnet, so ergeben sich die in Abb. 30 dargestellten Versuchswerte für σ_{e_i} .

Wie aus dieser Abbildung hervorgeht, weichen unter großen Belastungsstufen die aus Gl. 51b ermittelten Eisenzugspannungen σ_{e_r} nur unerheblich von den tatsächlichen Eisenzugspannungen ab.

γ) Die wirksame Plattenbreite.

Die wirksame Plattenbreite von Plattenbalken hängt vornehmlich vom Schubwiderstand in den senkrechten An-

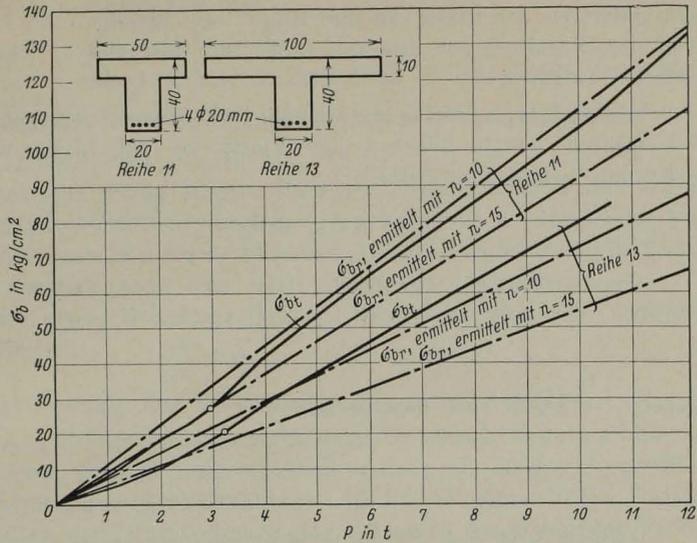


Abb. 29. Vergleich zwischen rechnermäßigen und tatsächlichen Betondruckspannungen bei Plattenbalken aus hochwertigem Beton (nach Versuchen von Bach und Graf).

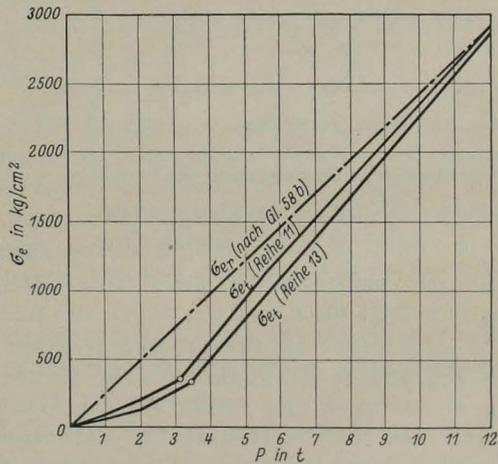


Abb. 30. Vergleich zwischen rechnermäßigen und tatsächlichen Eisenzugspannungen bei Plattenbalken aus hochwertigem Beton (nach Versuchen von Bach und Graf).

schlußflächen der Platte an die Rippe ab, nachdem die Platte an der Übertragung von Druckkräften nur insoweit mitwirkt, als dieser Schubwiderstand nicht überschritten wird.

Bezeichnet τ_0 die in der Rippe vorhandene Schubspannung, so ist die in den senkrechten Anschlußflächen der Platte an die Rippe wirkende mittlere Schubspannung τ_p bestimmt durch¹⁾

$$(52) \quad \tau_p = \frac{\tau_0 \cdot b_0}{2 \cdot d} \cdot \frac{b - b_0}{b}$$

Die wirksame Plattenbreite leitet sich ohne weiteres aus dieser Beziehung ab. Wird

$$\gamma = \frac{\tau_p}{\tau_0}$$

gesetzt, so ergibt sich dieselbe zu

$$(53) \quad b = \frac{1}{1 - 2 \cdot \gamma \cdot \frac{d}{b_0}} \cdot b_0$$

Beträgt z. B. $b_0 = 2,5 d$, so wird mit $\gamma = 0,8$ $b = 2,8 b_0$, mit $\gamma = 1,0$ $b = 5 b_0$ und mit $\gamma = 1,2$ $b = 25 b_0$. Bei größerer Rippenbreite nimmt die wirksame Plattenbreite rasch ab. Beträgt z. B. $b_0 = 3 d$, so wird mit $\gamma = 0,8$ $b = 2,1 b_0$, mit $\gamma = 1,0$ $b = 3 b_0$ und mit $\gamma = 1,2$ $b = 5 b_0$.

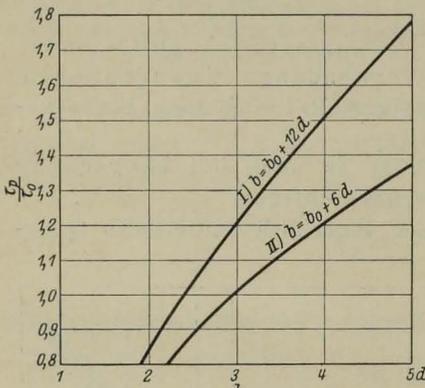


Abb. 31.

Der Zusammenhang zwischen den Verhältnissen $\frac{b_0}{d}$ und $\frac{\tau_p}{\tau_0}$ bei Plattenbalken.

Diese Zusammenhänge lassen bereits erkennen, daß schon bei Inrechnungstellung von verhältnismäßig geringen Plattenbreiten $\gamma \geq 1$ werden kann.

Da in den D. B. (§ 25,3) die wirksame Plattenbreite beim beiderseitigen Plattenbalken ohne Deckenverstärkung mit

$$(54a) \quad b = b_0 + 12 d$$

begrenzt wurde, soll der Zusammenhang zwischen den Verhältnissen $\frac{d}{b_0}$ und γ unter Berücksichtigung dieser Gleichung klargestellt werden. Zu diesem Zwecke wird Gl. 54a in Gl. 53 eingesetzt.

Schaulinie I der Abb. 31 zeigt diesen Zusammenhang. Danach beträgt z. B. für $b_0 = 1,9 d$

$\gamma = 0,8$ und für $b_0 = 2,4 d$ $\gamma = 1$. Für größere Rippenbreiten nimmt γ rasch zu, z. B. beträgt für $b_0 = 3 d$ $\gamma = 1,2$ und für $b_0 = 5 d$ ²⁾ sogar $\gamma = \text{rd. } 1,8$.

Im Hinblick darauf, daß sich bei hochbeanspruchten Plattenbalken mit beschränkter Rippenhöhe sehr breite Rippen und sehr große Werte τ_0 ergeben können und deshalb $\gamma = 1$ nicht überschritten werden sollte, ergibt sich die Notwendigkeit für derartige Plattenbalken die in Rechnung zu stellende wirksame Plattenbreite möglichst zu beschränken.

¹⁾ Vgl. Mörsch (25), 1. Bd., 2. Hälfte, S. 15.

²⁾ Diese Rippenbreite ist denkbar, nachdem in den praktisch vorkommenden Fällen b_0 bis zu 60 cm und darüber betragen kann [vgl. z. B. Berger (1)].

Wird die wirksame Plattenbreite z. B. mit

$$(54b) \quad b = b_0 + 6 d$$

begrenzt, so ergibt sich der in Abb. 31 durch die Schaulinie II dargestellte Zusammenhang zwischen den Verhältnissen $\frac{d}{b_0}$ und γ . Danach beträgt z. B. für $b_0 = 2,4 d$ $\gamma = 0,85$, für $b_0 = 3 d$ $\gamma = 1$ und für $b_0 = 5 d$ $\gamma = \text{rd. } 1,4$.

Der Hinweis, daß bei sehr großen Werten für $\tau_0 \gamma = 1$ nicht überschritten werden sollte, ist in den vorliegenden Versuchsergebnissen¹⁾ begründet, nach denen beim Vorhandensein von genügenden Quereisen für τ_p höchstens die gleichen Werte in Rechnung gestellt werden können wie für τ_0 .

Beim Vorhandensein einer Deckenverstärkung vergrößert sich die wirksame Plattenbreite um deren Breite.

d) Vorausbestimmung der zu erwartenden Bruchursache.

Wie beim rechteckigen Eisenbetonquerschnitt kann der Bruch eines auf Biegung beanspruchten Plattenbalkens, solange nicht die Schubwirkung die Biege Wirkung übertrifft, entweder durch Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen in der Zugzone oder aber durch Überwinden der Druckfestigkeit des Betons in der Druckzone herbeigeführt werden.

Die Vorausbestimmung der jeweils zu erwartenden Bruchursache soll wegen der Vielgestaltigkeit der beim Plattenbalken möglichen Querschnittsausbildung darauf beschränkt werden, eine Beziehung wiederzugeben, die es ermöglicht, bei gegebener Streckgrenze und Bewehrungsstärke der Eiseneinlagen die Druckfestigkeit $\sigma_{b_{\max}}$ des Betons abzuleiten, die erforderlich ist, damit die Streckgrenze der Eiseneinlagen und die Druckfestigkeit des Betons gleichzeitig erreicht werden.

$$\begin{aligned} \text{Bezeichnet} \quad & b = \alpha \cdot b_0, \\ & d = \beta \cdot h \quad \text{und} \\ & \mu = \frac{F_e}{b_0 \cdot h} \end{aligned}$$

und werden diese Ausdrücke in Gl. 51a eingesetzt, so ermittelt sich diese Beziehung zu

$$(55) \quad \sigma_{b_{\max}} = \frac{\sigma_s}{n} \cdot \frac{2 \cdot n \cdot \mu + \alpha \cdot \beta^2}{\alpha \cdot \beta \cdot (2 - \beta)}.$$

Wird diese Gleichung für eine Reihe von Beispielen ausgewertet, so ergibt sich, daß selbst bei Verwendung von Eiseneinlagen aus hochwertigem Baustahl nur bei sehr stark bewehrten Plattenbalken die Druckfestigkeit des Betons in der Druckzone überwunden werden kann, bevor die Eiseneinlagen in der Zugzone die Streckgrenze erreicht haben. In solchen Ausnahmefällen werden jedoch meistens die Schubkräfte in der Rippe oder in den Anschlußflächen der Platte an die Rippe schon vorher für den Bruch entscheidend sein.

Die bei biegebeanspruchten Plattenbalken zu erwartende Bruchursache ist also gewöhnlich im Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen zu sehen.

ε) Die zusammengesetzte Sicherheit.

Wegen der im Verhältnis zur Breite der Rippe meistens wesentlich größeren Plattenbreite ist damit zu rechnen, daß in der Druckzone von biegebeanspruchten

¹⁾ Vgl. (23), Heft 90 u. 91 sowie 122 u. 123.

Plattenbalken gewöhnlich ein erheblich größerer Sicherheitsgrad vorhanden sein wird als in der Zugzone. Wird also die Streckgrenze der Eiseneinlagen überschritten, und klappt einer der Zugrisse auf, so kann eine erhebliche Zusatzbelastung notwendig werden, bis die Druckzone derart eingeeignet ist, daß die größte Kantenpressung der Betonfestigkeit entspricht.

Die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades kann demnach bei biegebeanspruchten Plattenbalken unter Umständen beträchtlich werden.

2. Der rechnungsmäßige Sicherheitsgrad.

Das rechnungsmäßige Größtmoment $M_{r_{max}}$ vom biegebeanspruchten Plattenbalken mit der Bewehrungsstärke μ und der Plattenstärke $d = \beta \cdot h$ ermittelt sich, wenn die Zerstörung des Verbundes von der Zugzone ausgeht, mit dem Hebelarm der Innenkräfte $z = h - \frac{d}{2}$ aus Gl. 51b zu

$$(56) \quad M_{r_{max}} = \mu \cdot \sigma_s \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) \cdot b_0 \cdot h^2.$$

Dieser Ausdruck ist also unabhängig von n .

Zwischen dem meistens gegebenen Gebrauchsmoment M und der unter diesem Moment vorhandenen Eisenzugspannung $\sigma_{e_{zul}}$ besteht die Beziehung

$$(56a) \quad M = \mu \cdot \sigma_{e_{zul}} \cdot \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) \cdot b_0 \cdot h^2.$$

Damit ergibt sich der rechnungsmäßige Sicherheitsgrad ohne weiteres zu

$$(57) \quad \nu_r = \frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}.$$

In den wenigen Fällen, in denen die Zerstörung des Verbundes von der Druckzone ausgeht, ermittelt sich dagegen mit der unter dem Gebrauchsmoment vorhandenen Betondruckspannung $\sigma_{b_{zul}}$

$$(58) \quad \nu_r = \frac{\sigma_{b_{max}}}{\sigma_{b_{zul}}}.$$

Der Sicherheitsgrad von biegebeanspruchten Plattenbalken, bei denen die Schubwirkung die Biegewirkung übertrifft, wird besonders behandelt.

3. Der tatsächliche Sicherheitsgrad.

Vorbemerkung.

Auch beim Plattenbalken sind die Abweichungen λ zwischen rechnungsmäßigem und tatsächlichem Bruchmoment bzw. zwischen rechnungsmäßigem und tatsächlichem Sicherheitsgrad in der Hauptsache auf die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkten Erhöhung des nach Gl. 57 durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades zurückzuführen.

Um ein Bild über die Größe dieser Erhöhung zu gewinnen, werden nachstehend zunächst Versuche mit normalbewehrten aus gewöhnlichem und hochwertigem Beton hergestellten Plattenbalken sowie Versuche mit Plattenbalken von verschiedener Platten-

breite behandelt, aus denen der Einfluß der Güte des Betons sowie jener der Plattenbreite auf die Größe dieser Erhöhung zu entnehmen ist. Anschließend werden weitere Versuche mit stahlbewehrten Plattenbalken behandelt, aus denen der Einfluß der Eisensorte auf die Größe dieser Erhöhung hervorgeht.

α) Versuche mit normalbewehrten Plattenbalken
aus gewöhnlichem und hochwertigem Beton.

Versuche an Plattenbalken, bei denen die Belastung bis zum vollständigen Bruch durchgeführt wurde, liegen nur spärlich vor. Dies ist darauf zurückzuführen, daß gewöhnlich nur bis zu jener Belastungsgrenze belastet wird, mit deren Überschreitung eine beträchtliche Zunahme der Durchbiegungen und ein starkes Öffnen der Zugrisse einsetzt.

Unter dieser Belastungsstufe ist aber das Tragvermögen noch nicht erschöpft; es kann vielmehr noch weiter belastet werden, wobei sich immer noch ein Gleichgewichtszustand für das allerdings stark zerstörte Tragwerk ergibt.

Abb. 32 zeigt das Bruchbild eines vollständig zerstörten Plattenbalkens. Aus dieser Abbildung ist neben der erheblichen Durchbiegung und dem damit verbundenen starken Öffnen des Bruchrisses auch die weitgehende Zerstörung des Betons in der Druckzone zu erkennen.

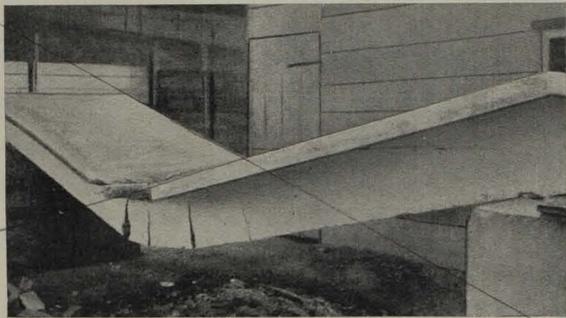


Abb. 32.

Bruchbild eines vollständig zerstörten Plattenbalkens¹⁾.

Nachstehend werden in der Hauptsache Versuche behandelt, bei denen die Belastung möglichst weit getrieben wurde.

Zunächst werden Versuche behandelt, die den Einfluß der Betongüte auf die Größe der infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkten Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e,zul}}$ bestimmten Sicherheitsgrades erkennen lassen. Es sind dies Versuche von Amos (29), Heft 54; Melan (24), Heft 2; Probst-Scheit (27), S. 530, sowie von Deppe (31).

Die Querschnittsabmessungen, Bewehrungsstärken und Spannweiten der bei diesen Versuchen verwendeten Plattenbalken sind in Tafel 26 zusammengestellt. Wie aus dieser Zusammenstellung hervorgeht, wick das Verhältnis der Platten- zur Rippenbreite, das Verhältnis der Plattenstärke zur wirksamen Querschnittshöhe sowie die Bewehrungsstärke der verschiedenen Balken nicht so erheblich voneinander ab, daß dieselben nicht untereinander in Abhängigkeit von der Betongüte verglichen werden könnten.

Die Würfelfestigkeit des verwendeten Betons geht ebenfalls aus Tafel 26 hervor. Danach wurde nur bei den Versuchen von Amos gewöhnlicher²⁾, bei den übrigen Versuchen dagegen hochwertiger Beton verwendet. Auch die Streckgrenze der Eisenlagen ist in der Tafel enthalten.

¹⁾ Entnommen aus Heft 2 der Mitt. des österr. Eisenbetonausschusses (24).

²⁾ Da bei allen sonstigen Versuchen mit Plattenbalken aus gewöhnlichem Beton so starke Bewehrungen verwendet wurden, daß die Zerstörung des Verbundes durch Überwindung der Druckfestigkeit des Betons eingeleitet wurde, können hier lediglich einige Versuche von Amos angeführt werden.

Tafel 26. Vergleich zwischen rechnermäßigem und tatsächlichem Sicherheitsgrad von normalbewehrten Plattenbalken aus gewöhnlichem und hochwertigem Beton.
 $n = 15$.

Veröffentlichung	Versuchsbezeichnung	σ_{s30} (σ_{s30}) kg/cm ²	σ_s kg/cm ²	Abmessungen der Versuchskörper					Gebrauchsmoment		Mittleres Bruchmoment		Sicherheitsgrad		Bruchursache		
				l	h	d	b	b ₀	μ	M	σ_b/σ_b	M _l max cmkg	σ_b/σ_e	$\frac{\sigma_s}{\sigma_{ezul}}$		$\frac{M_{l,max}}{M}$	Δ %
D. A. f. E., Heft 64 (Versuche von Amos)	647, 648	(139)	2526	5,0	35	10	100	25	1,6	500 000	35/1200	985 000	69/2360	2,1	2,0	—	Erreichen der Streckgrenze der Eiseneinlagen
Versuche des österr. Eisenbetonausschusses, Heft 2 (Versuche von Melan)	1 a	~300	3000	4,25	28	6	60	16,5	1,1	153 000	30/1200	470 000	93/3700	2,5	3,1	24	Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen und anschließende Zerstörung des Betons in der Druckzone
Probst (27) Versuche von Probst-Scheit	I _{1,2}	303	2956	3,0	47	8	60	25	1,1	655 000	45/1200	1 930 000	133/3550	2,5	3,0	20	Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen und anschließende Zerstörung des Betons in der Druckzone
Deutsche Bauztg. 1921, Heft 15 u. 16 (Versuche von Deppe)	R ₁₋₃	370	3000	3,25	32	4	37	17	1,3	214 000	40/1200	711 400	100/3000	2,5	3,3	32	Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen und anschließende Zerstörung des Betons in der Druckzone

Die jeweils zulässige Gebrauchslast wurde so gewählt, daß bei sämtlichen Balken die Eiseneinlagen rechnermäßig mit $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$ und der Beton unter Berücksichtigung von $n = 15$ rechnermäßig mit $\sigma_b = 30$ bis 45 kg/cm^2 beansprucht wurde.

Die Versuchskörper wurden in einem Alter von etwa 45 bis 60 Tagen geprüft. Die Anzahl der jeweils gleichlaufenden Einzelversuche ist der Tafel 26 zu entnehmen.

Diese Tafel enthält auch die Versuchsergebnisse.

Die Bruchursache sämtlicher Balken war im Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen zu sehen.

Wie aus Tafel 26 ersichtlich, ergab sich bei den Balkenversuchen von Amos ein mittleres Bruchmoment von 985 000 cmkg und bei einem Gebrauchsmoment von 500 000 cmkg mit den zugehörigen Beanspruchungen $\sigma = 35/1200 \text{ kg/cm}^2$ ein etwa 2,0facher Sicherheitsgrad, während der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{ezul}}$ bestimmte Sicherheitsgrad ein 2,1facher war.

Bei diesen Balken wurde also der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{ezul}}$ bestimmte Sicherheitsgrad knapp erreicht.

Beim Balkenversuch von Melan ergab sich ein Bruchmoment von 470 000 cmkg und bei einem Gebrauchsmoment von 153 000 cmkg mit den zugehörigen Beanspruchungen $\sigma = 30/1200 \text{ kg/cm}^2$ ein 3,1facher Sicherheitsgrad, während der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{ezul}}$ bestimmte Sicherheitsgrad ein 2,5facher war.

Die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{ezul}}$ bestimmten Sicherheitsgrades betrug demnach 24%.

Diese Erhöhung war also recht beträchtlich.

Bei den Balkenversuchen von Probst-Scheit, bei denen der Beton die gleiche Druckfestigkeit aufwies wie bei vorstehenden Versuchen, ermittelte sich ein ähnliches Ergebnis. Bei diesen Versuchen ergab sich ein mittleres Bruchmoment von 1 930 000 cmkg und bei einem Gebrauchsmoment von 655 000 cmkg mit den zugehörigen Beanspruchungen $\sigma = 45/1200 \text{ kg/cm}^2$ ein 3,0facher Sicherheitsgrad, während der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmte Sicherheitsgrad ein 2,5facher war.

Die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades betrug demnach 20⁰/₀.

Diese Erhöhung war also wiederum recht beträchtlich.

Bei den Balkenversuchen von Deppe, bei denen ein besonders druckfester Beton verwendet wurde, ergab sich ein mittleres Bruchmoment von 711 400 cmkg und bei einem Gebrauchsmoment von 214 000 cmkg mit den zugehörigen Beanspruchungen $\sigma = 40/1200 \text{ kg/cm}^2$ ein 3,3facher Sicherheitsgrad, während der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmte Sicherheitsgrad ein 2,5facher war.

Die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades betrug demnach 32⁰/₀.

Diese Erhöhung war also außerordentlich groß.

Die angeführten Versuche lassen bereits erkennen, daß die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades bei Verwendung von gewöhnlichem Beton auf jeden Fall bedeutungslos sein wird, daß sie aber bei Verwendung von hochwertigem Beton recht beträchtlich werden kann.

In den weiteren Ausführungen soll der Einfluß der Plattenbreite auf die Größe dieser Erhöhung gezeigt werden.

β) Versuche mit normalbewehrten Plattenbalken

von verschiedener Plattenbreite aus hochwertigem Beton.

Versuche mit normalbewehrten Plattenbalken von verschiedener Plattenbreite wurden von Melan (24), Heft 2, z. B. mit den Plattenbalken Nr. 4a, 5a und 6a vorgenommen. Dieselben wiesen, wie der Tafel 27 zu entnehmen ist, gleichen Rippenquerschnitt sowie gleiche Plattenstärke, Spannweite und Bewehrungsstärke auf. Sie unterschieden sich nur durch die Plattenbreite, die 90, 120 und 150 cm betrug.

Die an Würfeln von 20 cm Kantenlänge ermittelte Druckfestigkeit des Betons ergab sich zu etwa 300 kg/cm². Die Streckgrenze der Eiseneinlagen betrug 3000 kg/cm².

Die jeweils zulässige Gebrauchslast wurde so gewählt, daß bei sämtlichen Balken die Eiseneinlagen rechnermäßig mit $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$ und der Beton unter Berücksichtigung von $n = 15$ und der zunehmenden Plattenbreite rechnermäßig mit $\sigma_b = 50, 40$ und 35 kg/cm^2 beansprucht wurde.

Tafel 27. Vergleich zwischen rechnungsmäßigem und tatsächlichem Sicherheitsgrad von normalbewehrten Plattenbalken aus hochwertigem Beton mit verschiedener Plattenbreite.

$n = 15.$

Veröffentlichung	Versuchsbezeichnung	σ_{w30} kg/cm ²	σ_s kg/cm ²	Abmessungen der Versuchskörper						Gebrauchsmoment		Bruchmoment		Sicherheitsgrad		Bruchursache	
				l in	h cm	d cm	b cm	b_0 cm	μ %	M cmkg	σ_b/σ_e kg/cm ²	M_{tmax} cmkg	σ_b/σ_e kg/cm ²	$\frac{\sigma_s}{\sigma_{e zul}}$	$\frac{M_{tmax}}{M}$		λ %
Versuche des österr. Eisenbetonausschusses, Heft 2 (Versuche von Melan)	4a	~ 300	3000	4,25	26	6	90	16,5	3,5	421 000	50/1200	1 320 000	157/3750	2,5	3,1	24	Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen und anschließende Zerstörung des Betons in der Druckzone.
	5a	~ 300	3000	4,25	26	6	120	16,5	3,5	421 000	40/1200	1 500 000	142/4260	2,5	3,5	40	
	6a	~ 300	3000	4,25	26	6	150	16,5	3,5	421 000	35/1200	1 480 000	122/4200	2,5	3,5	40	

Die Versuchskörper wurden im Alter von etwa 45 bis 60 Tagen geprüft. Von jeder Balkenform wurde ein Einzelversuch vorgenommen¹⁾.

Tafel 27 enthält die Versuchsergebnisse.

Sämtliche Balken wurden durch Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen zum Bruch gebracht.

Wie aus Tafel 27 hervorgeht, ergab sich beim Balken Nr. 4a ein Bruchmoment von 1 320 000 cmkg und bei einem Gebrauchsmoment von 421 000 cmkg mit den zugehörigen Beanspruchungen $\sigma = 50/1200$ kg/cm² ein 3,1facher Sicherheitsgrad, während der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e zul}}$ bestimmte Sicherheitsgrad ein 2,5facher war.

Die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e zul}}$ bestimmten Sicherheitsgrades betrug demnach 24 %.

Beim Balken Nr. 5a ergab sich dagegen ein Bruchmoment von 1 500 000 cmkg und bei demselben Gebrauchsmoment wie vorher mit den zugehörigen Beanspruchungen $\sigma = 40/1200$ kg/cm² ein 3,5facher Sicherheitsgrad, während der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e zul}}$ bestimmte Sicherheitsgrad gleich blieb.

Die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e zul}}$ bestimmten Sicherheitsgrades betrug demnach 40 %.

Diese Erhöhung war also erstaunlich groß.

Beim Balken Nr. 6a ergab sich ein Bruchmoment von 1 480 000 cmkg und bei dem gleichen Gebrauchsmoment wie beim Balken Nr. 4a mit den zugehörigen Beanspruchungen $\sigma = 35/1200$ kg/cm² ein 3,5facher Sicherheitsgrad, während der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e zul}}$ bestimmte Sicherheitsgrad wiederum ein 2,5facher war.

Die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e zul}}$ bestimmten Sicherheitsgrades betrug demnach 40 %.

¹⁾ Bei den gleichlaufenden Versuchen mit den Plattenbalken 4b, 5b und 6b, die eine etwas andere Belastungsverteilung aufwiesen, lassen sich ähnliche Ergebnisse nachweisen wie bei den oben behandelten Plattenbalken.

Diese Erhöhung hat sich also gegenüber der beim Balken Nr. 5a ermittelten nicht geändert.

Die angeführten Versuche zeigen somit, daß die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e\text{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades mit zunehmender Plattenbreite beträchtlich größer werden kann. Von einer gewissen Plattenbreite ab scheint sie allerdings nicht mehr zuzunehmen, wie dies dem Versuche an dem Balken Nr. 6a, bei dem das Verhältnis $\frac{b}{b_0} = 9$ war, zu entnehmen ist¹⁾.

Da beim Balken Nr. 5a das Verhältnis $\frac{b}{b_0} = 7,3$ war, sei noch bemerkt, daß bei dem bisher nicht angeführten Balken Nr. 7a der Versuche von Melan, der aus gleichem Beton hergestellt wurde wie die übrigen Balken, und der ein Verhältnis $\frac{b}{b_0} = 6,8$ aufwies, die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e\text{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades sogar 45% betrug.

γ) Versuche mit stahlbewehrten Plattenbalken aus hochwertigem Beton.

Versuche mit stahlbewehrten Plattenbalken aus hochwertigem Beton liegen nur in geringer Zahl vor. Am bekanntesten sind die Versuche von Saliger (45) sowie die in neuester Zeit in Heft 66 des D. A. f. E. veröffentlichten Versuche.

Wie aus Tafel 28 hervorgeht, wiesen die bei den Versuchen von Saliger verwendeten Plattenbalken gleichbleibende Querschnittsabmessungen und gleichbleibende Spannweite

¹⁾ Das gleiche Ergebnis läßt sich auch bei den in Fußnote 1, S. 124, angeführten Versuchskörpern nachweisen.

Tafel 28. Vergleich zwischen rechnerischem Sicherheitsgrad und tatsächlichem Sicherheitsgrad von stahlbewehrten Plattenbalken aus hochwertigem Beton. (Versuche von Saliger.)
n = 15.

Versuchsreihe	σ_{p20} kg/cm ²	σ_s kg/cm ²	Abmessungen der Versuchskörper					Gebrauchsmoment		Moment unter der mittleren Riblast M' omkg	σ_{b_g} kg/cm ²	Rissicherheit $\frac{M'}{M}$	Mittleres Bruchmoment				Sicherheitsgrad		Bruchursache		
			l	h	d	b	b_0	μ	M				σ_b/σ_e	$M_{t\text{max}}$ omkg	σ_b/σ_e kg/cm ²	τ_0 kg/cm ²	τ_1 kg/cm ²	$\frac{\sigma_s}{\sigma_{e\text{zul}}}$		$\frac{M_{t\text{max}}}{M}$	A %
4	284	4680	2,4	29,6	10	38	16	1,3	310 000	65/2000	170 600	33,6	0,55	760 000	156/4800	21,5	34,5	2,34	2,46	5	Bei einem Balken Überwindung der Haftfestigkeit des Betons, beim anderen Balken Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen. Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen. Überwindung der Haftfestigkeit des Betons an den Eiseneinlagen.
5	284	4770	2,4	29,0	10	38	16	1,3	290 000	65/2000	212 600	41,8	0,73	788 600	176/5350	23,4	21,8	2,39	2,72	14	
10	318	4680	2,4	28,7	10	38	16	2,7	590 000	100/2000	348 000	54,0	0,59	1 340 000	224/4480	41,4	33,9	2,34	2,28	—	

auf. Die Bewehrungsstärke war veränderlich, indem sie bei den Balken der Reihe 4 und 5 1,3 ‰, bei den Balken der Reihe 10 2,7 ‰ betrug.

Die an Würfeln von 20 cm Kantenlänge ermittelte Druckfestigkeit des verwendeten Betons ergab sich für die in Tafel 28 angeführten Versuchsreihen mit 284 und 318 kg/cm². Die Streckgrenze der Eiseneinlagen wurde für diese Versuchsreihen mit 4680 und 4770 kg/cm² ermittelt.

Die jeweils zulässige Gebrauchslast wurde so gewählt, daß bei sämtlichen Balken die Eiseneinlagen rechnungsmäßig mit $\sigma_e = 2000$ kg/cm² und der Beton unter Berücksichtigung von $n = 15$ rechnungsmäßig mit $\sigma_b = 65$ kg/cm² bei den Balken der Reihe 4 und 5 sowie mit $\sigma_b = 100$ kg/cm² bei den Balken der Reihe 10 beansprucht wurde.

Die Versuchskörper wurden im Alter von 25 bis 29 Tagen geprüft. Für jede Versuchsreihe war der Mittelwert aus 2 Einzelversuchen maßgebend.

Tafel 28 enthält die Versuchsergebnisse.

Die Versuche von Saliger sind insofern bemerkenswert, als sowohl bei einem der Balken der Reihe 4 wie bei den Balken der Reihe 8 der Verbund vorzeitig infolge Überwindung der Haftfestigkeit des Betons an den Eiseneinlagen zerstört wurde. Nur bei den Balken der Reihe 5 wurde die Zerstörung des Verbundes durch Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen eingeleitet.

Wie der Tafel 28 zu entnehmen ist, ergab sich bei den Balken der Reihe 4 ein mittleres Bruchmoment von 760 000 cmkg und bei einem Gebrauchsmoment von 310 000 cmkg mit den zugehörigen Beanspruchungen $\sigma = 65/2000$ kg/cm² ein 2,46facher Sicherheitsgrad, während der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmte Sicherheitsgrad ein 2,34facher war.

Die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades betrug demnach 5 ‰.

Daß bei diesen Balken überhaupt eine Erhöhung festgestellt werden konnte, ist nur auf die bessere Verbundwirkung eines der beiden Balken zurückzuführen. Die erzielte mittlere Haftspannung errechnet sich bei diesen Balken mit $\tau_1 = 34,5$ kg/cm².

Bei den Balken der Reihe 5, die sich von den Balken der Reihe 4 nur durch eine bessere Aufteilung der Eiseneinlagen unterschieden, indem statt 3 Rundeisen von 16 mm Durchm. 9 Rundeisen von 9 mm Durchm. zur Verwendung gelangten, ergab sich ein mittleres Bruchmoment von 788 600 cmkg und bei einem Gebrauchsmoment von 290 000 cmkg mit den gleichen zugehörigen Beanspruchungen wie vorher ein 2,72facher Sicherheitsgrad, während der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmte Sicherheitsgrad ein 2,39facher war.

Die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades betrug demnach 14 ‰.

Bei den Balken der Reihe 5 wurde also gegenüber den Balken der Reihe 4 lediglich durch eine bessere Aufteilung des erforderlichen Eisenquerschnittes eine vorzeitige Zerstörung des Verbundes infolge Überwindung der Haftfestigkeit des Betons an den Eiseneinlagen vermieden. Dabei verringerte sich die Haftspannung auf $\tau_1 = 21,8$ kg/cm². Die bei diesen Balken erzielte verhältnismäßig geringe Erhöhung

des oben angeführten Sicherheitsgrades läßt allerdings die Frage offen, ob die Balken der Reihe 5 auch tatsächlich im Sinne der Ausführungen S. 121 bis zum vollständigen Bruch belastet wurden¹⁾.

Bei den Balken der Reihe 10 ergab sich ein Bruchmoment von 1 340 000 cmkg und bei einem Gebrauchsmoment von 590 000 cmkg mit den zugehörigen Beanspruchungen $\sigma = 100/2000 \text{ kg/cm}^2$ ein 2,28facher Sicherheitsgrad, während der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e \text{ zul}}}$ bestimmte Sicherheitsgrad ein 2,34facher war.

Bei diesen Balken wurde also der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e \text{ zul}}}$ bestimmte Sicherheitsgrad knapp erreicht.

Die bei diesen Balken beobachtete vorzeitige Zerstörung des Verbundes infolge Überwindung der Haftfestigkeit des Betons an den Eiseneinlagen wäre zweifellos vermieden worden, wenn die Balken statt mit 6 Rundeisen von 16 mm Durchm. z. B. mit 10 Rundeisen von 12 mm Durchm. bewehrt worden wären. Damit hätte sich die Oberfläche der Eiseneinlagen um 25 % vergrößert und die Haftspannung entsprechend verringert.

Die Versuche von Saliger zeigen also augenfällig, mit welcher besonderen Sorgfalt hochbeanspruchte Plattenbalken sowohl entworfen wie ausgeführt werden müssen. Dabei ist die wirksame Plattenbreite bei Inrechnungstellung von erhöhten zulässigen Betondruckspannungen möglichst einzuschränken.

Soweit bei den angeführten Versuchen die Zerstörung des Verbundes durch Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen eingeleitet wurde, ist denselben weiter zu entnehmen, daß auch bei Verwendung von Bewehrungseisen aus Stahl im allgemeinen ein wesentlich größerer Sicherheitsgrad zu erwarten ist, als sich aus dem Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e \text{ zul}}}$ ergibt.

Wie aus Tafel 28 noch hervorgeht, wurden bei den Balken verhältnismäßig hohe Werte τ_0 erreicht.

Über die in Heft 66 des D. A. f. E. enthaltenen Versuche mit Plattenbalken von 40 cm Höhe, 100 cm Plattenbreite und 300 cm Spannweite, bei denen Bewehrungseisen mit einer Streckgrenze von 3770 bzw. 3680 kg/cm² verwendet wurden, soll hier nur berichtet werden, daß die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e \text{ zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades je nach Güte des verwendeten Betons zwischen 4 und 21 % schwankte. Dabei betrug $\sigma_{w_{20}} = 202$ bis 380 kg/cm².

Die bei verschiedenen dieser Balken erzielte verhältnismäßig geringe Erhöhung des oben angeführten Sicherheitsgrades läßt allerdings ebenfalls die Frage offen, ob diese Balken auch tatsächlich im Sinne der Ausführungen S. 121 bis zum vollständigen Bruch belastet wurden²⁾.

Da bei den sonst vorliegenden Versuchen mit stahlbewehrten Plattenbalken auch höchstwertiger Beton verwendet wurde, so werden dieselben nachstehend besonders behandelt.

¹⁾ Die Bruchbilder dieser Balken weisen keine oder eine nur geringe Zerstörung des Betons in der Druckzone auf.

²⁾ Die Bruchbilder dieser Balken zeigen eine nur geringe Zerstörung des Betons in der Druckzone.

Tafel 29. Vergleich zwischen rechnermäßigem und tatsächlichem
 $n = 15$.

Veröffentlichung	Versuchs- bezeich- nung	$\sigma_{w_{20}}$	σ_s	Abmessungen der Versuchskörper						Gebrauchs- moment	
				l	h	d	b	b_0	μ	M	σ_b/σ_e
		kg/cm ²	kg/cm ²	m	cm	cm	cm	cm	%	cmkg	kg/cm ²
Zement 1927, Heft 34 (Versuche von Gessner)	b	407	4700	1,2	10	5	15	7	2,2	23 600	100/2000
D. Bauztg. 1921, Heft 15 u. 16 (Versuche von Deppe)	S	449	7090	3,25	33	12	37	17	0,5	162 000	45/2000

d) Versuche mit stahlbewehrten Plattenbalken aus höchstwertigem Beton.

Versuche mit stahlbewehrten Plattenbalken aus höchstwertigem Beton wurden von Gessner (34) und Deppe (31) durchgeführt.

Die Querschnittsabmessungen, Bewehrungsstärken und Spannweiten der bei diesen Versuchen verwendeten Plattenbalken sind in Tafel 29 zusammengestellt.

Die an Würfeln von 20 cm Kantenlänge ermittelte Druckfestigkeit des Betons betrug bei den Versuchen von Gessner 407 kg/cm², bei den Versuchen von Deppe 449 kg/cm². Die Streckgrenze der Eiseneinlagen wurde mit 4700 und 7090 kg/cm² ermittelt.

Die jeweils zulässige Gebrauchslast wurde so gewählt, daß bei sämtlichen Balken die Eiseneinlagen rechnermäßig mit $\sigma_e = 2000$ kg/cm² und der Beton unter Berücksichtigung von $n = 15$ mit $\sigma_b = 100$ bzw. 45 kg/cm² beansprucht war.

Die Balken wurden im Alter von 14 bzw. 58 Tagen geprüft.

Maßgebend ist bei den Versuchen von Gessner der Mittelwert aus 2×3 , also aus 6 Einzelversuchen, bei den Versuchen von Deppe der Mittelwert aus 3 Einzelversuchen.

Tafel 29 enthält die Versuchsergebnisse.

Der Bruch sämtlicher Balken wurde durch Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen eingeleitet.

Wie aus Tafel 29 hervorgeht, ergab sich bei den Balkenversuchen von Gessner ein mittleres Bruchmoment von 68 130 cmkg und bei einem Gebrauchsmoment von 23 600 cmkg mit den zugehörigen Beanspruchungen $\sigma = 100/2000$ kg/cm² ein 2,9facher Sicherheitsgrad, während der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmte Sicherheitsgrad ein 2,3facher war.

Die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades betrug demnach 26 %.

Diese Erhöhung war also so recht beträchtlich.

Bei den Balkenversuchen von Deppe ergab sich ein mittleres Bruchmoment von 891 400 cmkg und bei einem Gebrauchsmoment von 162 000 cmkg mit den zugehörigen Beanspruchungen $\sigma = 45/2000$ kg/cm² ein 5,5facher Sicherheitsgrad, während der durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e_{zul}}}$ bestimmte Sicherheitsgrad ein 3,5facher war.

Sicherheitsgrad von stahlbewehrten Plattenbalken aus höchstwertigem Beton.

$n = 15.$

Moment unter der mittleren Riבלast M' cmkg	σ_{b_2} kg/cm ²	Rissesicherheit $\frac{M'}{M}$	Mittleres Bruchmoment				Sicherheitsgrad		λ %	Bruchursache
			$M_{t,max}$ cmkg	σ_b/σ_e kg/cm ²	τ_0 kg/cm ²	τ_1 kg/cm ²	$\frac{\sigma_s}{\sigma_e}$	$\frac{M_{t,max}}{M}$		
—	—	< 1	68 130	290/5800	21,7	24,0	2,3	2,9	26	Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen
156 000	33,2	0,97	891 400	248/11 000	17,4	20,5	3,5	5,5	57	

Die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e,zul}}$ bestimmten Sicherheitsgrades betrug demnach 57 %.

Diese Erhöhung war also erstaunlich groß. Sie ist neben der besonderen Güte des verwendeten Betons zum großen Teil aber auch auf die bei diesen Balken in Rechnung gestellte erheblich geringere zulässige Betondruckspannung und die sich damit gegenüber den vorbehandelten Balken ergebende wesentlich größere Bruchsicherheit des Betons in der Druckzone zurückzuführen.

Diese Versuche lassen somit erkennen, daß unter der Voraussetzung gleichbleibender zulässiger Eisenzugspannung bei Plattenbalken mit wirtschaftlicher Rippenhöhe¹⁾ ein größerer Sicherheitsgrad zu erwarten ist als bei Plattenbalken mit beschränkter Rippenhöhe. Darunter sind Plattenbalken zu verstehen, bei denen die jeweils zulässige Betondruckspannung voll ausgenutzt wird.

4. Die Rissesicherheit.

Bei hochbeanspruchten Plattenbalken ist im allgemeinen mit einer recht geringen Rissesicherheit zu rechnen, was sich schon aus der im Verhältnis zur Plattenbreite gewöhnlich recht geringen Rippenbreite erklärt. Dabei ist bei gleichbleibender zulässiger Eisenzugspannung die Rissesicherheit von Plattenbalken mit wirtschaftlicher Rippenhöhe naturgemäß größer als von Plattenbalken mit beschränkter Rippenhöhe.

So ergab sich nach den früheren Untersuchungen des Verfassers²⁾ für Plattenbalken mit wirtschaftlicher Rippenhöhe unabhängig vom Moment je nach Plattenstärke bei Inrechnungstellung von $\sigma_e = 1200$ kg/cm² mit $n = 15$ $\sigma_{b_2} = 30$ bis 45 kg/cm² und bei Inrechnungstellung von $\sigma_e = 2000$ kg/cm² $\sigma_{b_2} = 50$ bis 70 kg/cm². Dagegen ergaben sich für Plattenbalken mit beschränkter Rippenhöhe die in Tafel 30 enthaltenen Werte für σ_{b_2} , die bei Inrechnungstellung von $\sigma_e = 1200$ kg/cm² zwischen $\sigma_{b_2} = 30$ bis 60 kg/cm² und bei Inrechnungstellung von $\sigma_e = 2000$ kg/cm² sogar zwischen $\sigma_{b_2} = 70$ bis 110 kg/cm² schwanken.

Diese teilweise außerordentlich hohen Werte für σ_{b_2} dürfen allerdings nicht zu einer übertriebenen Ängstlichkeit vor der Ausführung von hochbeanspruchten Plattenbalken mit beschränkter Rippenhöhe führen. Es ist vielmehr zu beachten, daß derartige Plattenbalken gewöhnlich erhebliche Bewehrungsstärken aufweisen und deshalb nach den Ausführungen S. 104ff. die an

¹⁾ Vgl. Olsen (26), S. 37ff. — ²⁾ Vgl. Olsen (26), S. 39 u. 75.

Tafel 30.

Größe der Betonzugspannungen σ_{b_z} in kg/cm^2 beim Plattenbalken mit beschränkter Rippenhöhe.
 $n = 15$. $a = 3$ bis 6 cm.

σ_b/σ_e	$d = 10$ cm				$d = 20$ cm			
	$\frac{M}{b} = 50$ mkg		$\frac{M}{b} = 500$ mkg		$\frac{M}{b} = 200$ mkg		$\frac{M}{b} = 1000$ mkg	
	$b = 100$ cm	$b = 300$ cm	$b = 100$ cm	$b = 300$ cm	$b = 100$ cm	$b = 300$ cm	$b = 100$ cm	$b = 300$ cm
kg/cm^2								
40/1200	51,5	62,5	33,4	39,2	45,2	53,5	36,0	40,5
60/1500	69,2	83,0	48,4	56,5	59,3	72,2	51,0	57,4
80/2000	89,5	109,8	72,0	82,4	81,0	96,5	73,5	82,7

sich unzutreffende Berechnungsweise nach Zustand I mit $n = 15$ ein zu ungünstiges Bild über die auftretenden Betonzugspannungen ergibt. Bei Anwendung dieser Berechnungsweise kann aus diesem Grunde auf jeden Fall verlangt werden, daß als Maßstab für die zu erwartende Rissesicherheit die früher behandelten Versuchsergebnisse von z. B. Rüth, Otzen, Gessner sowie jene des Verfassers¹⁾, bei denen mittels dieser Berechnungsweise für σ_{b_z} Werte bis zu etwa 100 kg/cm^2 ermittelt wurden, entsprechend berücksichtigt werden.

Es sei auch darauf hingewiesen, daß z. B. bei den in Tafel 29 angeführten, sehr sorgfältig durchgeführten Plattenbalkenversuchen von Gessner sogar bei den zulässigen Beanspruchungen $\sigma = 100/2000 \text{ kg/cm}^2$ immer noch eine mehr als einfache Sicherheit gegenüber dem Auftreten des ersten haarfeinen Zugrisses festgestellt wurde. Allerdings wurde bei diesen Versuchen höchstwertiger Beton verwendet.

Demgegenüber wurde bei den in Tafel 28 angeführten Plattenbalkenversuchen von Saliger bei denselben zulässigen Beanspruchungen trotz der Verwendung von hochwertigem Beton im Mittel eine nur 0,59fache Rissesicherheit und bei den in Tafel 29 angeführten Plattenbalkenversuchen von Deppe schon bei den zulässigen Beanspruchungen $\sigma = 45/2000 \text{ kg/cm}^2$ eine nur etwa einfache Rissesicherheit ermittelt²⁾.

Im allgemeinen ist, wenn nicht ganz hervorragender Beton verwendet wird, damit zu rechnen, daß schon unter der Gebrauchslast von hochbeanspruchten Plattenbalken haarfeine Risse vorhanden sein können. Wegen der Ungefährlichkeit dieser Risse bei ausreichender Betondeckschicht sei auf die Ausführungen S. 102 verwiesen.

Sollen diese Risse jedoch aus irgendeinem Grunde vermieden werden, so kommt neben der Verwendung von besonders zugfestem Beton vor allem die möglichste Einschränkung der in Rechnung zu stellenden wirksamen Plattenbreite in Betracht, wie dies auch die in Tafel 30 angeführten Werte σ_{b_z} in Abhängigkeit von der Plattenbreite erkennen lassen.

Eine wesentliche Erhöhung der Rissesicherheit läßt sich aber auch erreichen, wenn bei Plattenbalken mit beschränkter Rippenhöhe die wirk-same Querschnittshöhe so gewählt wird, daß die einzuhaltende zulässige Betondruckspannung beim Spannungsnachweis nach Zustand II mit $n = 10$ statt mit $n = 15$ nicht überschritten wird.

¹⁾ Vgl. Olsen (26), S. 84ff.

²⁾ Über die Ursache der geringen Rissesicherheit der in Heft 66 des D. A. f. E. angeführten stahlbewehrten Plattenbalken sei auf die Ausführungen des Verfassers in B. u. E. 1932, Heft 4, S. 67, verwiesen.

Liegt z. B. der in Abb. 33a im Querschnitt dargestellte Plattenbalken mit $h = 54$ cm und $F_e = 30,2$ cm² vor, dessen Beanspruchungen sich für ein Gebrauchsmoment von $M = 30\,000$ mkg mit $n = 15$ zu $\sigma = 80/2000$ kg/cm² ermitteln, so errechnet sich für diesen Querschnitt nach Zustand I mit $n = 15$, ein Widerstandsmoment $W_i = 38\,000$ cm³ und für dieses Gebrauchsmoment eine Zugbeanspruchung des Betons von $\sigma_{b_2} = 79,6$ kg/cm².

Wird das gleiche Gebrauchsmoment beibehalten und darf die zulässige Betondruckspannung von $\sigma_b = 80$ kg/cm² beim Spannungsnachweis nach Zustand II mit $n = 10$ nicht überschritten werden, so muß die wirksame Querschnittshöhe auf $h = 59$ cm vergrößert werden, und es ergibt sich der in Abb. 33b im Querschnitt dargestellte Plattenbalken, dessen Eisenquerschnitt $F_e = 28,0$ cm² beträgt. Das zu diesem Querschnitt gehörige Widerstandsmoment errechnet sich, wenn — lediglich

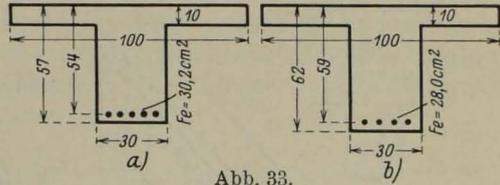


Abb. 33.

zu Vergleichszwecken — der Zustand I mit $n = 15$ berücksichtigt wird, jedoch zu $W_i = 43\,500$ cm³, und die Zugbeanspruchung des Betons unter dem Gebrauchsmoment beträgt $\sigma_{b_2} = 68,5$ kg/cm².

Der Querschnitt nach Abb. 33b weist demnach eine um 14% größere Rissesicherheit auf als der Querschnitt nach Abb. 33a.

Dabei ist der Kostenunterschied zwischen diesen beiden Querschnitten gering. Wird z. B. das S. 103 angeführte Preisverhältnis $\eta = 50$ zwischen Eisen und Beton berücksichtigt, so ergibt sich der Kostenbeiwert der Rippe

für den Querschnitt nach Abb. 33a zu $c = 47 \cdot 30 + 50 \cdot 30,2 = 2920$ cm³ und

„ „ „ „ „ 33b „ $c = 52 \cdot 30 + 50 \cdot 28 = 2960$ cm³.

Die Rippe nach Abb. 33b ist also nur um 2% teurer als jene nach Abb. 33a.

Im übrigen sei hinsichtlich der für die Erhöhung der Rissesicherheit sonst zu berücksichtigenden Umstände auf die früheren Ausführungen verwiesen.

5. Die Schubsicherheit.

α) Allgemeines.

Wie aus den früheren Ausführungen hervorgeht, erreichen die Schubspannungen bei Platten und meistens auch bei Balken recht geringe Werte. Beim Plattenbalken bewirkt jedoch die im Verhältnis zur Plattenbreite gewöhnlich recht geringe Rippenbreite b_0 , daß die aus der Gleichung

$$(59) \quad \tau_0 = \frac{Q}{b_0 \cdot z}$$

ermittelten Schubspannungen beträchtlich sein können.

Der Gl. 59 ist zu entnehmen, daß bei gleichbleibender Querkraft für die Veränderlichkeit von τ_0 mit zunehmenden zulässigen Beanspruchungen der jeweilige Wert z , der gewöhnlich mit $z = h - \frac{d}{2}$ berücksichtigt wird, maßgebend ist.

Wie Vergleichsrechnungen zeigen, ergibt sich diese Veränderlichkeit unter sonst gleichbleibenden Verhältnissen in ähnlicher Weise, wie sie in Abb. 23 für Rechteckquerschnitte dargestellt wurde. Wird demnach ein Plattenbalken statt mit $\sigma = 40/1200$ kg/cm²

z. B. mit $\sigma = 80/1200 \text{ kg/cm}^2$ beansprucht, so erhöht sich τ_0 auf das etwa 1,8fache. Wird er dagegen mit $\sigma = 80/2000 \text{ kg/cm}^2$ beansprucht, so erhöht sich τ_0 auf das etwa 1,5fache.

Inwieweit das Schlankheitsverhältnis von Plattenbalken für bestimmte zulässige Beanspruchungen zu begrenzen ist, damit $\tau_0 = 18 \text{ kg/cm}^2$ nicht überschritten wird, geht für den allgemeinsten Belastungsfall der gleichmäßig verteilten Belastung $q \text{ (kg/lfdm)}$ aus folgender Ableitung hervor.

Wird

$$Q = \frac{q \cdot l}{2}$$

und

$$M = \frac{q \cdot l^2}{k}$$

in Gl. 59 eingesetzt, so ermittelt sich

$$\tau_0 = \frac{q \cdot l}{2 \cdot b_0 \cdot z} = \frac{k \cdot M}{2 \cdot b_0 \cdot l \cdot z}$$

Da mit $d = \beta \cdot h$ und $x = s \cdot h$ nach Mörsch (25), S. 300,

$$\frac{M}{b} = \frac{\sigma_e \cdot \beta}{n \cdot (1-s)} \cdot \left(s - \frac{\beta \cdot s}{2} - \frac{\beta}{2} + \frac{\beta^2}{3} \right) \cdot h^2$$

beträgt und sich mit

$$r'^2 = \frac{n \cdot (1-s)}{\beta \cdot \sigma_e \cdot \left(s - \frac{\beta \cdot s}{2} - \frac{\beta}{2} + \frac{\beta^2}{3} \right)}$$

wie beim Rechteckquerschnitt

$$M = \frac{h^2}{r'^2} \cdot b$$

ergibt, so geht vorstehende Gleichung für τ_0 mit $b = \alpha \cdot b_0$ über in

$$(60) \quad \tau_0 = \frac{\alpha \cdot k}{2 \cdot r'^2 \cdot \left(1 - \frac{\beta}{2} \right)} \cdot \frac{h}{l} = c_2 \cdot \frac{h}{l}$$

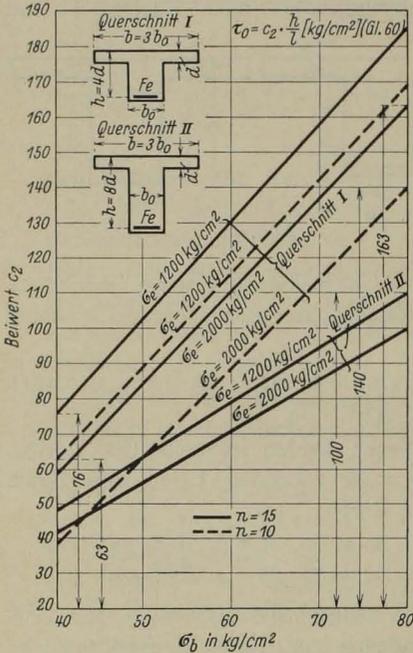


Abb. 34. Darstellung der Beiwerte c_2 zur Ermittlung der Schubspannungen τ_0 von biegebeanspruchten Plattenbalken bei gegebenen zulässigen Beanspruchungen σ_b/σ_e und gegebenem Schlankheitsverhältnis h/l .

Die für Beanspruchungen von $\sigma = 40/1200 \text{ kg/cm}^2$ bis zu $\sigma = 80/2000 \text{ kg/cm}^2$ bei freier Endauflagerung mit $n = 15$ und $n = 10$ ermittelten Beiwerte c_2 sind in Abb. 34 für Plattenbalken dargestellt, bei denen entweder $\alpha = 3$ und $\beta = 0,25$ (Querschnitt I) oder aber $\alpha = 3$ und $\beta = 0,125$ (Querschnitt II) beträgt.

Wird für den erstgenannten Querschnitt mit Hilfe der Werte c_2 die vorgenannte Begrenzung des Schlankheitsverhältnisses abgeleitet, so ermittelt sich dieselbe z. B. für $\sigma = 40/1200 \text{ kg/cm}^2$ mit $n = 15$ und $c_2 = 76$ zu $h/l = 1/4$, für $\sigma = 80/2000 \text{ kg/cm}^2$ mit $c_2 = 163$ zu $h/l = 1/9$.

Wird mit $n = 10$ gerechnet, so ergibt sich im ersten Falle mit $c_2 = 63$ $h/l = 1/3,5$, im letzten Falle mit $c_2 = 140$ $h/l = 1/8$.

Es darf also für den behandelten Querschnitt bei Inrechnungstellung von $\sigma = 80/2000 \text{ kg/cm}^2$ die Rippenhöhe äußerstenfalls rd. 1/9 bzw. 1/8 der Spannweite betragen.

Ist die Rippenhöhe im Verhältnis zur Plattenstärke größer, so nehmen die Werte c_2 ab. So ermittelt sich für den Querschnitt II der Abb. 34 für $\sigma = 80/2000 \text{ kg/cm}^2$ mit $n = 15$ $c_2 = 100$ und damit $h/l = 1/5,5$.

Mit zunehmender Plattenbreite werden die Werte c_2 im Verhältnis dieser Zunahme größer. Sie können damit beträchtlich werden.

Diese Ableitungen lassen bereits erkennen, daß sich bei hochbeanspruchten Plattenbalken erhebliche Schubspannungen ergeben können. Der Bedarf an abgebogenen Eisen zur Erzielung einer vollen Schubsicherung geht aus folgender Ableitung hervor.

Wird, um einen Maßstab für diesen Bedarf zu erzielen, derselbe auf den Querschnitt F_e der im Bereiche des größten Feldmomentes erforderlichen Zugeisen bezogen, so leitet sich der Querschnitt F_{e_s} der abgebogenen Eisen unter der Voraussetzung gleicher zulässiger Eisenbeanspruchungen $\sigma_e = \sigma_{e_s}$ zu

$$(61) \quad F_{e_s} = \frac{\tau_0 \cdot b_0 \cdot l}{4 \cdot \sqrt{2} \cdot \sigma_{e_s}} = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot \sqrt{2} \cdot \sigma_{e_s} \cdot z} = \frac{k}{8 \cdot \sqrt{2}} \cdot F_e$$

ab, d. h. dieser Querschnitt ist wie bei Platte und Balken unabhängig von den jeweils in Rechnung gestellten Beanspruchungen und beträgt wie bei denselben z. B. für $k = 8$ das 0,71fache, für $k = 24$ jedoch das 2,13fache des Querschnittes der im Bereiche des größten Feldmomentes erforderlichen Zugeisen.

β) Die Schubsicherheit nach Versuchen.

Die folgenden Ausführungen befassen sich mit Versuchen an Plattenbalken aus hochwertigem Beton mit teilweiser oder voller Schubsicherung, aus denen der Einfluß dieser Sicherung auf die erreichbaren Schubspannungen $\tau_{0\text{max}}$ hervorgeht.

Diese Versuche sind in Tafel 31 zusammengestellt. Die Tafel enthält neben einem Hinweis auf die benutzten Veröffentlichungen die jeweiligen Abmessungen der Versuchskörper, die Bewehrungsstärke derselben, die Würfelfestigkeiten des verwendeten Betons sowie die Versuchsergebnisse.

Zur Erhöhung der Übersicht wurde eine Unterteilung der Versuchskörper je nach Art der Schubsicherung in 5 Gruppen vorgenommen. Gruppe 1 enthält die Versuchskörper mit nur geraden Eisen, Gruppe 2 jene mit einem abgebogenen Eisen, Gruppe 3 und 4 jene mit 2 und 3 abgebogenen Eisen sowie Gruppe 5 jene mit 4 und mehr abgebogenen Eisen.

Die einzelnen Gruppen wurden wiederum derart unterteilt, daß neben der Bezeichnung der Versuchskörper und den erreichten Versuchswerten $\tau_{0\text{max}}$ auch das Verhältnis $\frac{F_{e_s}}{F_e}$ ersichtlich ist.

Das Alter der Versuchskörper betrug bei den Versuchen von Saliger vom Jahre 1928 und von Probst 25 und 28 Tage, bei den Versuchen von Weidert (48) 35 Tage und bei den übrigen Versuchen 40 bis 50 Tage.

Bei den meisten Versuchskörpern erfolgte der Bruch infolge der Wirkung zu großer Querkräfte. Soweit der Bruch auf andere Ursachen zurückzuführen ist, sind die in der Tafel eingetragenen Versuchswerte $\tau_{0\text{max}}$ eingeklammert.

Die Versuchskörper, bei denen Bügel verwendet wurden, sind in der Tafel dadurch gekennzeichnet, daß die erreichten Versuchswerte $\tau_{0\text{max}}$ fett gedruckt wurden.

Die Gruppierung der Versuchskörper in Tafel 31 ermöglicht es, den Einfluß, den die Anzahl der abgebogenen Eisen auf die erreichbaren Werte $\tau_{0\max}$ ausübt, zu verfolgen. Dabei zeigt sich, daß $\tau_{0\max}$ mit zunehmender Anzahl der abgebogenen Eisen im allgemeinen größer wird.

Werden zunächst die Versuchsbalken betrachtet, bei denen keine Bügel verwendet wurden, so ermittelte sich bei den Versuchen der Dyckerhoff & Widmann AG. mittels des Balkens mit nur geraden Eisen $\tau_{0\max} = 19,3 \text{ kg/cm}^2$, dagegen mittels der Balken mit einem oder zwei abgebogenen Eisen $\tau_{0\max} = 34,3$ und $39,2 \text{ kg/cm}^2$. Bei den Versuchen des D. A. f. E. ergab sich mittels der Balken mit nur geraden Eisen $\tau_{0\max} = 17,9$ bis $20,2 \text{ kg/cm}^2$, mittels der Balken mit einem abgebogenen Eisen $\tau_{0\max} = 27,6$ und $35,2 \text{ kg/cm}^2$, mittels der Balken mit zwei abgebogenen Eisen $\tau_{0\max} = 32,2$ und $39,5 \text{ kg/cm}^2$ und mittels der Balken mit drei oder mehr abgebogenen Eisen $\tau_{0\max} = (36,4)$ bis $(41,6) \text{ kg/cm}^2$. Sehr hohe Werte $\tau_{0\max}$ wurden bei den Versuchen von Saliger vom Jahre 1913 erzielt. So wurde mittels der Balken mit nur geraden Eisen $\tau_{0\max} = 30,2$ und $32,7 \text{ kg/cm}^2$, mittels der Balken mit zwei abgebogenen Eisen $\tau_{0\max} = 34,1$ und $39,5 \text{ kg/cm}^2$ und mittels der Balken mit drei abgebogenen Eisen sogar $\tau_{0\max} = 44,7$ bis $88,3 \text{ kg/cm}^2$ ermittelt.

Bei Verwendung von Bügeln erhöht sich $\tau_{0\max}$ nicht unwesentlich. So ergab sich bei den Versuchen des D. A. f. E. mittels der Balken mit nur geraden Eisen $\tau_{0\max} = 29,0$ bis $34,6 \text{ kg/cm}^2$ und mittels der Balken mit einem abgebogenen Eisen $\tau_{0\max} = 39,9 \text{ kg/cm}^2$. Bei den Versuchen von Weidert wurde mittels des Balkens mit nur geraden Eisen sogar $\tau_{0\max} = 50,3 \text{ kg/cm}^2$ und mittels des Balkens mit drei abgebogenen Eisen $\tau_{0\max} = 59,4 \text{ kg/cm}^2$ erzielt. Bei den Versuchen von Saliger vom Jahre 1928 ermittelte sich mittels Balken mit sechs abgebogenen Eisen $\tau_{0\max} = (41,4)$ und $(50,3) \text{ kg/cm}^2$, während sich bei den Versuchen von Probst mittels Balken mit fünf oder sechs abgebogenen Eisen $\tau_{0\max} = (33,6)$ bis $46,2 \text{ kg/cm}^2$ ergab.

Wegen der verschiedenen Querschnittsabmessungen, der verschiedenen hohen Streckgrenze der verwendeten Eiseneinlagen sowie wegen der verschiedenartigen Verankerungen der abgebogenen Eisen im Beton ist ein unmittelbarer Vergleich der erreichten Schubspannungen in Abhängigkeit von der Betongüte nicht möglich. Es geht aber aus den angeführten Versuchen hervor, daß wegen der wirkungsvolleren Verankerung der abgebogenen Eisen bei Verwendung von hochwertigem Beton die Versuchswerte $\tau_{0\max}$ bei genügenden Eisenabbiegungen sowie bei Verwendung von Bügeln beträchtlich werden können. Die Versuchsergebnisse der Balken der Gruppen 3 und 4 lassen einwandfrei erkennen, daß dieselben bei sorgfältiger Ausführung der Schubsicherung mindestens 45 bis 60 kg/cm^2 betragen können. Die bei den Versuchen von Saliger erzielten außerordentlich hohen Schubspannungen bis zu fast 90 kg/cm^2 zeigen sogar, daß sich die Versuchswerte $\tau_{0\max}$ durch entsprechende Vorkehrungen wesentlich steigern lassen, wenn hierfür ein Bedürfnis besteht.

Aus den angeführten Versuchen geht weiter hervor, daß mit einer oberen Begrenzung der in Rechnung zu stellenden Schubspannungen mit 18 kg/cm^2 bei Verwendung von hochwertigem Beton und bei sorgfältiger Ausbildung der Schubsicherung mit einer etwa 2,5- bis 3,5fachen und sogar noch größeren Schubsicherheit gerechnet werden kann.

Es sei noch bemerkt, daß die beim Auftreten der ersten Schubrisse vorhandenen Schubspannungen bei den in Tafel 31 angeführten Versuchen zwischen 15 und 25 kg/cm^2 schwankten, im Mittel also etwa 20 kg/cm^2 betragen.

Tafel 31. Die Größe der Schubspannungen $\tau_{0\max}$ nach Versuchen.

Ver- öffentlichung	Abmessungen der Versuchskörper						σ_w kg/cm ²	Gruppe 1		Gruppe 2			Gruppe 3			Gruppe 4			Gruppe 5			Bemerkungen
	Spann- weite <i>l</i>	Querschnitt						Ver- suchs- Nr.	$\tau_{0\max}$ kg/cm ²	Ver- suchs- Nr.	$\frac{F_{e_s}}{F_e}$	$\tau_{0\max}$ kg/cm ²	Ver- suchs- Nr.	$\frac{F_{e_s}}{F_e}$	$\tau_{0\max}$ kg/cm ²	Ver- suchs- Nr.	$\frac{F_{e_s}}{F_e}$	$\tau_{0\max}$ kg/cm ²	Ver- suchs- Nr.	$\frac{F_{e_s}}{F_e}$	$\tau_{0\max}$ kg/cm ²	
		<i>h</i>	<i>d</i>	<i>b</i>	<i>b</i> ₀	μ																
Beton-Verein (2), 1908 (Versuche der Dyckerhoff & Widmann AG.)	2,5	27	10	45	15	4,7	$\sigma_{w_{30}} = 307$	3	19,3	9	0,5	34,3	4	0,5	39,2							Einzelversuche.
D. A. f. E., Heft 10 u. 12 (Versuche von Bach u. Graf)	3 0	35	10	50	20	3,6	$\sigma_{w_{30}} = 245$	7 8 15	20,2 29,0 34,2	29 30	0,46 0,46	35,2 39,9	47	0,91	39,5	38	0,70	(40,3)	42	0,68	38,4	Mittelwert aus je 3 Versuchen.
D. A. f. E., Heft 20 (Versuche von Bach u. Graf)	4,0	35	10	60	20	3,6	$\sigma_{w_{30}} = 233$	53 54	19,2 34,6	55	0,50	27,6				58/60	0,60	(36,4)	66	0,70	38,8	Mittelwert aus je 3 Versuchen.
D. A. f. E., Heft 48 (Versuche von Bach u. Graf)	5,4	64	10	120	25	2,5	$\sigma_{w_{30}} = 282$	1024	17,9				1032	0,25	32,2				1025 1026	0,50 0,62	(41,6) (40,8)	Einzelversuche.
Ztschr. f. Betonbau 1913/14 (Versuche von Saliger)	2,4 2,4	29 29	10 10	38 38	7,5 7,5	3,4 7,4	$\sigma_{w_{30}} = 250$	1 22	30,2 32,7				4 10	0,67 0,80	34,1 39,5	16 24 26 28	0,75 0,25 0,50 0,75	44,7 67,4 80,5 88,3				Mittelwert aus je 2 Versuchen. (Bei den Balken 26 u. 28 wurde der Beton in der Richtung der Hauptdruckspan- nungen zerstört.)
Baug. 1923, Heft 8 (Versuche von Weidert)	1,0	15	5	25	5	7,3	$\sigma_{w_7} = 360$	<i>b</i> ₁	50,3							<i>c</i> ₁	0,57	59,4				Einzelversuche.
Baug. 1929, Heft 7 (Versuche von Saliger)	2,4	28	10	16	38	2,7 3,3	$\sigma_{w_{20}} = 318$ $\sigma_{w_{20}} = 318$												10 14	0,66 0,66	(41,4) (50,3)	Mittelwert aus je 2 Versuchen.
Baug. 1931, Heft 12/13 (Versuche von Probst)	3,5	35	8	60	18	5,3 3,8 3,8 3,8	$\sigma_{w_{20}} = 245$												1 2 3 4	0,71 0,78 0,74 0,78	46,2 (33,6) (40,9) (39,8)	Einzelversuche.

Der Plattenbalken. — Die Schub Sicherheit.

6. Folgerungen.

Als wichtigstes Ergebnis der Ermittlungen ist anzuführen, daß der Sicherheitsgrad von hochbeanspruchten Plattenbalken aus hoch- oder höchstwertigem Beton, bei denen der Bruch durch Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen in der Zugzone eingeleitet wird, also die Biegewirkung die Schubwirkung übertrifft, den durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e\text{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrad infolge der Wirkung der zusammengesetzten Sicherheit erheblich überschreitet.

Diese Überschreitung wurde bei den bis zum vollständigen Bruch belasteten Plattenbalken mit etwa 20 bis 60 % ermittelt, sie war also wesentlich größer wie beim Rechteckquerschnitt. Dabei ergaben sich die größeren Hundertsätze bei Plattenbalken mit nicht zu geringer Plattenbreite sowie bei Plattenbalken aus höchstwertigem Beton.

Soweit die wenigen bisher vorliegenden Versuche mit stahlbewehrten Plattenbalken einen allgemeinen Schluß zulassen, ist damit zu rechnen, daß unter sonst gleichen Verhältnissen die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e\text{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades mindestens ebenso groß wird wie bei normalbewehrten Plattenbalken. Dabei ist Voraussetzung, daß durch eine entsprechende Aufteilung des erforderlichen Eisenquerschnittes eine vorzeitige Zerstörung des Verbundes infolge Überwindung der Haftfestigkeit des Betons an den Eiseneinlagen vermieden wird.

Werden z. B. Stahleinlagen mit einer Streckgrenze von etwa 4000 kg/cm² verwendet, so kann demnach bei Inrechnungstellung einer zulässigen Eisenzugspannung von $\sigma_e = 2000$ kg/cm² mit einer wesentlich größeren als 2fachen Bruchsicherheit, z. B. mit einer etwa 2,5fachen Bruchsicherheit gerechnet werden. Bei Verwendung von höchstwertigem Beton kann sich u. U. sogar eine etwa 3fache Bruchsicherheit ergeben.

Die Rissesicherheit von hochbeanspruchten Plattenbalken ist allerdings recht gering, weshalb die in Rechnung gestellte wirksame Plattenbreite möglichst beschränkt werden sollte. Eine solche Beschränkung ist auch im Hinblick auf die sich bei hochbeanspruchten Plattenbalken in den meisten Fällen ergebenden beträchtlichen Schubspannungen in den senkrechten Anschlußflächen der Platte an die Rippe erforderlich.

Als weiteres Ergebnis der Ermittlungen ist anzuführen, daß sowohl die in der Nähe der Bruchlast tatsächlich vorhandene Lage der Nulllinie wie die tatsächlich auftretenden Querschnittsbeanspruchungen bei Verwendung von gewöhnlichem Beton rechnungsmäßig recht zutreffend mit $n = 15$ erfaßt werden; bei Verwendung von hoch- oder höchstwertigem Beton ist dies jedoch nur mit einem geringeren Wert n , etwa mit $n = 10$, der Fall. Dabei ist ein besonderer Vorzug der unter Einhaltung bestimmter zulässiger Querschnittsbeanspruchungen nach Zustand II mit $n = 10$ statt mit $n = 15$ bemessenen Plattenbalken mit beschränkter Rippenhöhe in der wesentlich größeren Rissesicherheit zu sehen.

In den Fällen, in denen die Schubwirkung die Biegewirkung übertrifft, ist bei Verwendung von hoch- oder höchstwertigem Beton und bei sorgfältiger Ausführung der

Schubsicherung ein so wirkungsvoller Schubwiderstand zu erwarten, daß selbst bei Inrechnungsstellung von $\tau_0 = 18 \text{ kg/cm}^2$ immer noch mit einer etwa 2,5- bis 3,5 fachen und sogar noch größeren Schubsicherheit gerechnet werden kann.

IV. Die Bauwerkssicherheit.

Selbstverständliche Voraussetzung einer sachgemäßen Entwurfsbearbeitung von hochbeanspruchten Bauwerken aus Eisenbeton ist die, daß in der statischen Berechnung sowohl hinsichtlich der Wahl der Belastungen wie des statischen Grundwerkes jeweils der ungünstigste Fall berücksichtigt wird. Nur so ist es möglich, daß die Einzelsicherheiten der verschiedenen Konstruktionsteile im Bauwerk an keiner Stelle unterschritten werden.

Im übrigen ergibt sich infolge der üblichen vereinfachenden Annahmen bei der statischen Berechnung der Sicherheitsgrad der verschiedenen Konstruktionsteile im Bauwerk meistens mehr oder weniger günstiger als dieser Berechnung zu entnehmen ist.

So kann sich bei den durch eine Druckkraft mittig belasteten Säulen der beabsichtigte Sicherheitsgrad dadurch erhöhen, daß in einem mehrstöckigen Gebäude, selbst wenn es sich um ein Lagerhaus handelt, sämtliche Stockwerke selten gleichzeitig vollbelastet sind. Soweit Säulen durch eine Druckkraft außermittig belastet werden, kann noch der die Sicherheit begünstigende Umstand hinzukommen, daß zur Vereinfachung der Berechnung gewöhnlich die steife Verbindung der Säulen mit den Balken der Decke entweder vernachlässigt oder nicht voll berücksichtigt wird.

Da Platten, Balken und Plattenbalken im Bauwerk meistens als über mehrere Stützen durchlaufend ausgeführt werden, so kann sich der beabsichtigte Sicherheitsgrad dieser Tragwerke dadurch erhöhen, daß dieselben allgemein als über frei bewegliche Stützpunkte durchlaufend gerechnet werden, obwohl sie meistens mit den Stützpunkten fest verbunden sind und eine volle oder teilweise Endeinspannung aufweisen. Es werden also die Feldmomente größer und die Stützmomente geringer ermittelt, als sie es in Wirklichkeit sind. Damit erhöht sich zunächst der Sicherheitsgrad der Tragwerke im Feld. Er kann sich aber trotz des zu gering ermittelten Stützenmomentes auch an der Stütze erhöhen, wenn dieselbe in üblicher Weise durch Anschlußsträgen, durch reichliche Eisenabbiegungen von beiden Seiten des Feldes her sowie durch Bügel und gegebenenfalls durch Zulageeisen ausgebildet wird.

Der Sicherheitsgrad durchlaufender Tragwerke kann sich auch dadurch erhöhen, daß die gewöhnlich von Mitte zu Mitte der Stützen in Rechnung gestellten Stützweiten vielfach unberechtigt groß sind.

Der größere Sicherheitsgrad der verschiedenen Konstruktionsteile im Bauwerk kann sich aber auch dadurch ergeben, daß dieselben derart miteinander verbunden sind, daß rahmenförmige Tragwerke (Stockwerkrahmen, zwei- oder mehrstielige Rahmen u. a.) entstehen, deren rechnermäßige Behandlung z. B. dadurch vereinfacht wird, daß die Eckversteifungen nicht berücksichtigt werden. Auch gelangen solche rahmenförmige Tragwerke, z. B. im Hochbau, wegen der versteifenden Wirkung sowohl der Geschoßdecken wie der Umfassungs- und Trennungswände, die, soweit sie nicht zu Tür- oder Fensteröffnungen Verwendung finden, in der Regel ausgemauert werden, vielfach gar nicht zur vollen statischen Wirkung.