

a) Platte und Balken.

1. Allgemeines.

α) Die Spannungszustände.

Um die Berechnung der auf Biegung beanspruchten Platten und Balken aus Eisenbeton zu vereinfachen, wird bekanntlich an Stelle der tatsächlich vorhandenen Spannungsverteilungslinie eine Gerade gesetzt, deren Neigung durch ein mittleres Verformungsmaß E_b bestimmt ist. Wie die Erfahrung lehrt, genügt eine solche Annäherung für praktische Zwecke vollkommen.

Je nach Belastung werden für die Berechnung gewöhnlich folgende Spannungszustände unterschieden:

Zustand I. Bei Beginn der Belastung wirkt der Beton in der Zugzone voll mit. Die Verformungsmaße des Betons für Druck und Zug unterscheiden sich so wenig, daß sie einander gleich gesetzt werden können.

Zustand Ia. Bei weiterer Belastung wirkt der Beton in der Zugzone nur noch teilweise mit. Die Verformungsmaße des Betons für Druck und Zug unterscheiden sich erheblich.

Zustand II. Bei größerer Belastung wird die Zugfestigkeit des Betons überwunden. Es bilden sich Risse, die etwa bis zur Nulllinie verlaufen. Die Eiseneinlagen in der Zugzone nehmen deshalb alle Zugspannungen auf. Dieser Zustand ist vorhanden, bis die Eiseneinlagen die Streckgrenze erreicht haben, falls nicht vorher der Beton in der Druckzone zerstört wird.

Zustand III. Dieser Zustand geht dem Bruch unmittelbar voraus und ist gekennzeichnet durch starke Dehnungen der Eiseneinlagen in der Zugzone sowie durch starke Durchbiegungen.

Der Querschnittsbemessung und Spannungsermittlung wird fast ausschließlich der Zustand II zugrunde gelegt. Wo in den weiteren Ausführungen nichts weiteres bemerkt wird, ist dieser Zustand anzunehmen.

Nach Zustand I wird gewöhnlich gerechnet, wenn es sich entweder um die Ermittlung der Biegezugspannungen des Betons oder um die Berücksichtigung der Formänderungen statisch unbestimmter Tragwerke handelt. Nach Zustand Ia wird nur ausnahmsweise gerechnet.

Nach Zustand III kann deshalb nicht gerechnet werden, weil die in diesem Zustand auftretenden Formänderungen der Tragwerke auch nicht angenähert bestimmbar sind.

β) Ableitung von n .

Bekanntlich berücksichtigte der in den D. B. (§ 17) als Verhältnis der Verformungsmaße von Eisen und Beton vorgeschriebene gleichbleibende Wert $n = 15$ nicht die erheblich gesteigerten Federungs- und Festigkeitseigenschaften des hochwertigen Betons. Dies dürfte in der Hauptsache auf gewisse überlieferte Anschauungen zurückzuführen sein, zu denen vornehmlich jene gehört, daß bei biegebeanspruchten Eisenbetonkonstruktionen $n = 15$ für den Zustand in der Nähe des Bruches hinreichend genaue und gegenüber der Wahl eines Wertes $n < 15$ jedenfalls sicherere Rechnungsergebnisse liefert¹⁾. Möller²⁾ folgert z. B. aus seinen Untersuchungen, daß „der Wert $n = 15$

¹⁾ Vgl. z. B. Hager (12), S. 56.

²⁾ D. A. f. E., Heft 25, S. 1 u. 11.

ein den Verhältnissen angemessener ist“, sowie „daß Eisenbetonträger, nach den amtlichen Bestimmungen unter Zugrundelegung des Größenwertes $n = 15$ berechnet und ausgeführt, den an sie gestellten Anforderungen entsprechen“.

Welcher Veränderlichkeit der Wert n bei biegebeanspruchten Eisenbetonkonstruktionen unterworfen ist, geht am besten aus einer Gegenüberstellung von Versuchen hervor, bei denen unter sonst gleichbleibenden Verhältnissen gewöhnlicher und hochwertiger Beton verwendet wurden. Da es wegen der im Bruchzustand der Versuchskörper vorhandenen verwickelten statischen Verhältnisse nicht möglich ist, den Wert n aus dem jeweiligen Bruchmoment zu ermitteln, so wird er am zweckmäßigsten derart abgeleitet, daß mit ihm und der Berechnungsweise nach Zustand II die in der Nähe der Bruchlast tatsächlich vorhandene Lage der Nulllinie sowie die tatsächlich auftretenden Querschnittsbeanspruchungen möglichst zutreffend erfaßt werden.

Zunächst sei der Wert n derart abgeleitet, daß mit ihm die in der Nähe der Bruchlast tatsächlich vorhandene Lage der Nulllinie möglichst zutreffend erfaßt wird.

Bezeichnet für einen Rechteckquerschnitt

h die wirksame Querschnittshöhe,

b die Querschnittsbreite und

F_e den Gesamtquerschnitt der Zugeisen,

so ermittelt sich der rechnungsmäßige Abstand der Nulllinie vom gedrückten Rand bekanntlich zu

$$(39) \quad x = \frac{n \cdot F_e}{b} \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot h}{n \cdot F_e}} \right].$$

Der versuchsmäßige Abstand der Nulllinie geht für einige Beispiele aus den Abb. 9 u. 11 hervor.

Abb. 9 enthält die von Schüle bei den in Heft 13 der Mitt. des eidg. Materialprüfungsamtes Zürich angeführten Balken B_1 und E_1 unter verschiedenen Belastungsstufen ermittelte Lage der Nulllinie. Diese aus gewöhnlichem Beton hergestellten Balken hatten einen Querschnitt von 15 auf 12 cm, eine Spannweite von 1,5 m und waren mit 4 Rundeisen von 11 bzw. 15 mm Durchm. bewehrt. Die Bewehrungsstärke betrug also $\mu = \frac{F_e}{b \cdot h} = 2,55$ bzw. $4,91$ ‰. Die Belastung der Balken erfolgte durch

zwei Einzellasten P in den Drittelpunkten. Der verwendete Beton wies eine an Würfeln von 12 cm Kantenlänge ermittelte Druckfestigkeit von 105 kg/cm^2 beim Balken B_1 und von 143 kg/cm^2 beim Balken E_1 auf.

Wie aus Abb. 9 hervorgeht, steigt die Nulllinie beim Balken B_1 mit zunehmender Belastung, etwa bis zu $P = 0,6 \text{ t}$, rasch an, um dann bei weiterer Zunahme der Belastung, etwa bis zu $P = 1,5 \text{ t}$, stark abzufallen. Die Bruchlast dieses Balkens betrug $P_{l_{\text{max}}} = 1,56 \text{ t}$. Beim stärker bewehrten Balken E_1 blieb die Nulllinie, etwa bis zu $P = 1,2 \text{ t}$, in fast gleich-

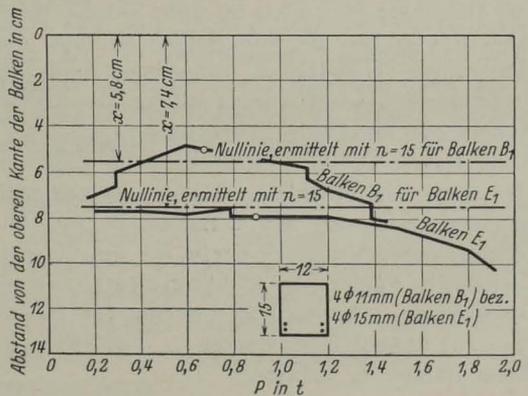


Abb. 9. Vergleich zwischen rechnungsmäßiger und tatsächlicher Lage der Nulllinie bei Reckteckbalken aus gewöhnlichem Beton (nach Versuchen von Schüle).

bleibender Höhe, um dann bei weiterer Zunahme der Belastung, etwa bis zu $P = 1,9$ t, ebenfalls stark abzufallen. Die Bruchlast dieses Balkens betrug $P = 2,0$ t. Da der rechnermäßige, aus Gl. 39 mit $n = 15$ ermittelte Abstand der Nulllinie vom gedrückten Rand beim Balken B_1 $x = 5,8$ cm, beim Balken E_1 $x = 7,4$ cm beträgt, besteht beim erstgenannten Balken bis zu etwa $P = 1,2$ t, beim letztgenannten Balken bis zu etwa $P = 1,5$ t eine verhältnismäßig gute Übereinstimmung zwischen Rechnung und Versuch. Unter den größeren Belastungsstufen, besonders aber in der Nähe der Bruchlast, weicht der tatsächliche Abstand der Nulllinie vom rechnermäßigen mit $n = 15$ ermittelten Abstand jedoch so erheblich ab, daß dieser erst mit einem wesentlich größeren Wert n , etwa mit $n = 30$ bis 40, einigermaßen zutreffend erfaßt werden kann.

Auf diesen starken Abfall der Nulllinie, der etwa unter den in der Abbildung durch Ringe gekennzeichneten Belastungsstufen, die gleichzeitig die ersten Risse aufwiesen, einsetzte und der bei fast allen vorliegenden Versuchen mit Balken aus gewöhnlichem Beton festgestellt wurde, ist im Schrifttum wiederholt hingewiesen worden¹⁾. Er dürfte in der Hauptsache auf eine fehlerhafte Auswertung der Versuchsbeobachtungen zurückzuführen sein.

Diese fehlerhafte Auswertung ist darin zu sehen, daß bei den meisten der vorliegenden Versuche die Lage der Nulllinie lediglich mittels der an der Ober- und Unterkante der Versuchsbalken gemessenen Längenänderungen abgeleitet wurde, indem entweder diese Längenänderungen von einer Achse aus maßstäblich aufgetragen und die Endpunkte geradlinig verbunden wurden, oder aber, indem die Lage der Nulllinie in entsprechender Weise rechnermäßig ermittelt wurde²⁾. Welche Fehler durch eine derartige Ableitung entstehen können, geht aus Versuchen hervor, bei denen die Messung der Längenänderungen gleichzeitig an mehreren über den Querschnitt verteilten Stellen vorgenommen wurde.

Bei den Versuchen von Tetmajer (36) wurden z. B. die Längenänderungen an drei Stellen, nämlich 3 cm von der Ober- und Unterkante entfernt sowie in halber Querschnittshöhe gemessen. Die dabei verwendeten Balken hatten einen Querschnitt von 30 auf 20 cm und eine Spannweite von 1,56 m. Die Belastung erfolgte durch zwei Einzellasten P in den Drittpunkten.

In Abb. 10a wurden von einer senkrechten Achse aus die beim Balken C_4 unter der Belastung $P = 5,5$ t, in Abb. 10b die beim Balken B_4 unter der Belastung $P = 7,5$ t und in Abb. 10c die beim Balken A_4 unter der gleichen Belastung gemessenen Längenänderungen maßstäblich aufgetragen und die Endpunkte miteinander geradlinig verbunden. Außerdem wurden die an den beiden äußeren Meßstellen ermittelten Längenänderungen miteinander geradlinig verbunden. Die angeführten Belastungen entsprechen beim Balken C_4 der 0,8fachen, beim Balken B_4 der 0,86fachen und beim Balken A_4 der 0,8fachen Bruchlast. Da die Balken nicht nur gleiche Abmessungen aufwiesen, sondern durchweg mit 2 Rundeisen von 20 mm Durchm. bewehrt waren, ist ein unmittelbarer Vergleich der durch die übliche Ableitung der Lage der Nulllinie entstehenden Fehler in Abhängigkeit von der Betongüte möglich, nachdem der verwendete Beton eine an Prismen von 20 auf 20 auf 30 cm ermittelte Druckfestigkeit von 161 kg/cm² beim Balken C_4 , von 184 kg/cm² beim Balken B_4 und von 320 kg/cm² beim Balken A_4 aufwies.

¹⁾ Vgl. z. B. Mörsch (25), S. 342 u. 343; Mitt. über Forschungsarbeiten (23), Heft 90 bis 91, S. 56. Schüle (22), Heft 13, S. 11, führt sogar an, daß „das Sinken der Nulllinie mit zunehmender Belastung eine Erscheinung ist, welche bei Balken geringerer Festigkeit zu erwarten ist“.

²⁾ Vgl. auch Probst (27), S. 327.

In Abb. 10a ermittelt sich aus dem Linienzug ABC $x = 11,1$ cm, dagegen aus der Geraden AC $x = 12,3$ cm. Der letztere Wert ist also um 11 % zu groß. In Abb. 10b ermittelt sich in gleicher Weise $x = 9,9$ und $x = 10,5$ cm. Der letztere Wert ist also um 6 %

zu groß. Dagegen ermittelt sich in Abbild. 10c der Unterschied zwischen der sich aus dem Linienzug ABC und der Geraden AC ergebenden Lage der Nullinie nur noch so gering, daß er praktisch bedeutungslos ist.

Abb. 10 zeigt somit, daß bei Verwendung von gewöhnlichem Beton sich nicht unbeträchtliche Fehler ergeben können, wenn die Lage der Nullinie

lediglich mittels der an der Ober- und Unterkante der Versuchsbalken gemessenen Längenänderungen abgeleitet wird. Da bei den Versuchen von Tetmajer nur drei Meßstellen vorhanden waren, hätten sich die ermittelten Fehler zweifellos noch größer ergeben, wenn mehrere Meßstellen vorhanden gewesen wären.

Damit ist der in Abb. 9 wiedergegebene Abfall der Nullinie 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 Platten und Balken aus gewöhnlichem Beton in der Nähe der Bruchlast tatsächlich vorhandene Lage der Nullinie mit $n = 15$ genügend genau erfaßt werden.

Der Abb. 10 ist weiter zu entnehmen, daß sich diese Fehler bei Verwendung von hochwertigem Beton geringer ergeben als bei Verwendung von gewöhnlichem Beton. Dies ist auf die bekannte Tatsache zurückzuführen, daß die Spannungsverteilungslinie mit zunehmender Druckfestigkeit des Betons einen immer weniger gekrümmten Verlauf über dem Querschnitt aufweist, sich somit immer mehr einer Geraden nähert.

Der Abb. 10 ist außerdem noch zu entnehmen, daß die Nullinie mit zunehmender Druckfestigkeit des Betons gegen den gedrückten Rand wandert. Während beim Balken C_4 $x = 11,1$ cm betrug, verringerte sich dieser Abstand bei den Balken B_4 und A_4 auf $x = 9,9$ und $x = 10,5$ cm¹⁾. Rechnungsmäßig ergibt sich mit $n = 15$ $x = 12$ cm. Dieser Wert ist also nur beim Balken C_4 einigermaßen zutreffend. Bei den Balken B_4 und A_4 wird dagegen die Lage der Nullinie nur dann einigermaßen zutreffend erfaßt, wenn sie mit $n = 10$ zu $x = 10,2$ cm errechnet wird.

¹⁾ Der etwas größere Wert für x beim Balken A_4 gegenüber dem Balken B_4 ist darauf zurückzuführen, daß er bereits unter der 0,8fachen Bruchlast abgeleitet wurde, während beim Balken B_4 für die Ableitung die 0,86fache Bruchlast maßgebend war.

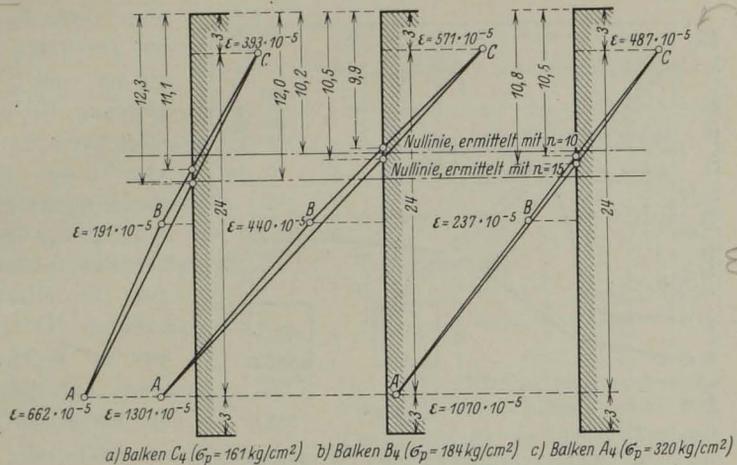


Abb. 10. Versuchsmäßige Ermittlung der Lage der Nullinie (nach Tetmajer).

$\epsilon = 500$
E-Linie

Handwritten notes in the left margin, including a question mark and some illegible scribbles.

|| hört!
Beispiel?

2

Abb. 11 enthält die von Bach und Graf bei den in Heft 38 des D.A.f.E. angeführten und aus hochwertigem Beton hergestellten Balken Nr. 870, 896, 897 der Reihe 1 sowie Nr. 873, 907, 908 der Reihe 3 unter verschiedenen Belastungsstufen ermittelte Lage der Nulllinie. Diese Balken hatten einen Querschnitt von 30 auf 30 cm,

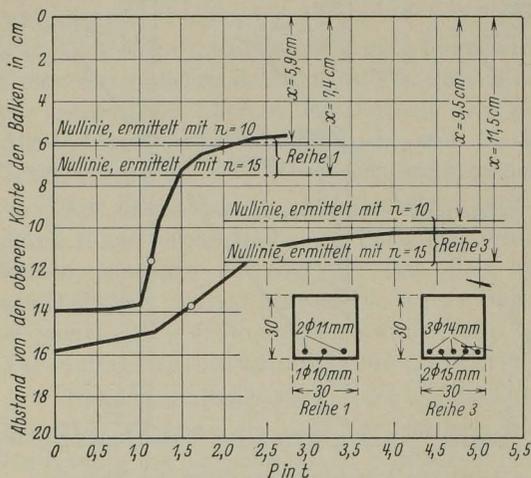


Abb. 11. Vergleich zwischen rechnermäßiger und tatsächlicher Lage der Nulllinie bei Rechteckbalken aus hochwertigem Beton (nach Versuchen von Bach und Graf).

eine Spannweite von 3 m und waren bei der Reihe 1 mit 1 Rundeseisen von 10 mm und 2 Rundeseisen von 11 mm Durchm., bei der Reihe 3 mit 3 Rundeseisen von 14 mm und 2 Rundeseisen von 15 mm Durchm. bewehrt. Die Bewehrungsstärke betrug demnach 0,29 bzw. 0,91 %. Die Belastung der Balken erfolgte wiederum durch zwei Einzellasten P in den Drittelpunkten. Der verwendete Beton wies eine an Würfeln von 30 cm Kantenlänge ermittelte Druckfestigkeit von 229 kg/cm² auf.

Wie aus Abb. 11 hervorgeht, steigt die Nulllinie der Balken mit zunehmender Belastung, etwa bis zu $P = 1,75$ bzw. 2,5 t, rasch an, um bei weiterer Zunahme der Belastung bis in die Nähe der mittleren Bruchlast

von $P_{t_{max}} = 3,2$ bzw. 5,8 t einen Beharrungszustand aufzuweisen¹⁾. Da sich rechnermäßig mit $n = 15$ $x = 7,4$ und $x = 11,5$ cm ergibt, so wird die tatsächliche Lage der Nulllinie auch nicht angenähert erfaßt. Wird dagegen mit $n = 10$ gerechnet, so ermittelt sich in der Nähe der Bruchlast mit $x = 5,9$ und $x = 9,5$ cm eine recht gute Übereinstimmung zwischen der rechnermäßigen und tatsächlichen Lage der Nulllinie.

Diese gute Übereinstimmung läßt sich auch bei sonstigen Versuchen mit Balken aus hochwertigem Beton nachweisen, z. B. bei den in Fußnote ¹⁾ angeführten Versuchen.

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

Es sei noch an einigen Beispielen gezeigt, daß auch die in der Nähe der Bruchlast auftretenden Querschnittsbeanspruchungen des Betons recht zutreffend erfaßt werden, wenn bei Verwendung von gewöhnlichem Beton $n = 15$ und bei Verwendung von hochwertigem Beton $n = 10$ berücksichtigt wird.

Abb. 12 enthält die von Bach und Graf bei den in Heft 90 und 91 der Forschungsarbeiten (23) angeführten und aus gewöhnlichem Beton hergestellten Balken Nr. 322 und 328 unter verschiedenen Belastungsstufen aus den Formänderungen des Betons ermittelten tatsächlichen Betondruckspannungen σ_b . Diese Balken hatten einen Querschnitt von 25 auf 18 cm, eine Spannweite von 3 m und waren mit 4 Rundeseisen von

¹⁾ Ein ähnlicher Verlauf der Nulllinie wurde auch bei sonstigen Versuchen an Balken aus hochwertigem Beton festgestellt [vgl. z. B. (22), Heft 10, Abb. 10; (22), Heft 13, Abb. 2; (23), Heft 45 bis 47, u. a. Abb. 106, 112, 139, 145].

30 mm Durchm. bewehrt. Die Bewehrungsstärke betrug also 7,2 ‰¹⁾. Die Belastung erfolgte durch zwei Einzellasten P in den Drittelpunkten. Der verwendete Beton wies eine Würfelfestigkeit von $\sigma_{w,30} = 114 \text{ kg/cm}^2$ auf.

Außerdem enthält Abb. 12 die unter verschiedenen Belastungsstufen aus der bekannten Beziehung

$$(40a) \quad \sigma_b = \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot \left(h - \frac{x}{3}\right)}$$

mit $n = 15$ ermittelten rechnermäßigen Betondruckspannungen $\sigma_{b,r}$.

Wie aus Abb. 12 hervorgeht, besteht eine recht gute Übereinstimmung zwischen den rechnermäßigen und tatsächlichen Betondruckspannungen.

Die mittlere Bruchlast der Balken betrug $P_{t,max} = 3,25 \text{ t}$.

Abb. 13 enthält die bei den bereits angeführten, aus hochwertigem Beton hergestellten Balken des Heftes 38 des D.A.f.E. (vgl. S. 72) unter verschiedenen Belastungsstufen ermittelten tatsächlichen Betondruckspannungen sowie die mit $n = 15$ und $n = 10$ nach Gl. 40a ermittelten rechnermäßigen Betondruckspannungen.

Wie aus Abb. 13 ersichtlich, besteht sowohl bei den Balken der Reihe 1 wie bei den Balken der Reihe 3 unter den größeren Belastungsstufen und in der Nähe der Bruchlast (vgl. S. 72) eine verhältnismäßig gute Übereinstimmung zwischen den rechnermäßigen 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 sowohl hinsichtlich einer möglichst zutreffenden Ableitung der in der Nähe der Bruchlast tatsächlich vorhandenen Lage der Nulllinie wie hinsichtlich der tat-

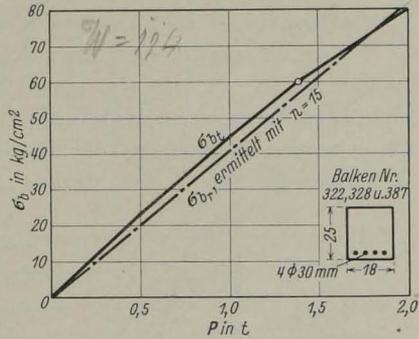


Abb. 12 Vergleich zwischen rechnermäßigen und tatsächlichen Betondruckspannungen bei Rechteckbalken aus gewöhnlichem Beton (nach Versuchen von Bach und Graf).

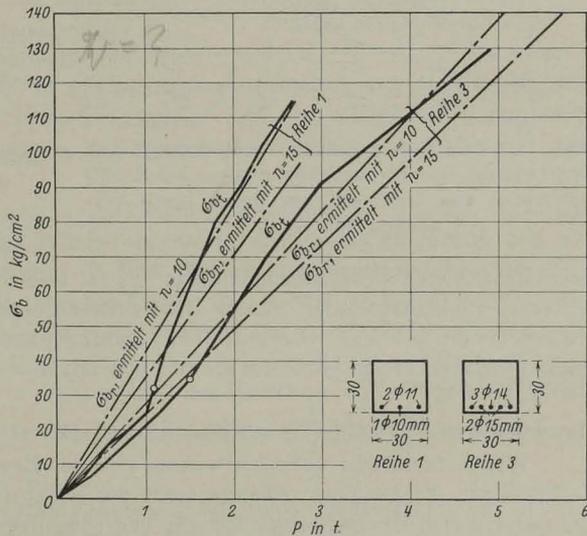


Abb. 13. Vergleich zwischen rechnermäßigen und tatsächlichen Betondruckspannungen bei Rechteckbalken aus hochwertigem Beton (nach Versuchen von Bach und Graf).

¹⁾ Diese überaus stark bewehrten Balken werden hier nur deshalb angeführt, weil andere Versuchsbalken aus gewöhnlichem Beton und geringerer Bewehrungsstärke, bei denen gleichzeitig die Formänderungen des Betons gemessen wurden, nicht bekannt sind.

sächlich auftretenden Querschnittsbeanspruchungen des Betons berechtigt erscheint, für die Berechnung von Platten und Balken bei Verwendung von gewöhnlichem Beton $n = 15$, bei Verwendung von hochwertigem Beton jedoch einen geringen Wert n , etwa $n = 10$, zu berücksichtigen.

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

Abb. 14 enthält noch für die in Heft 45 bis 47 der Forschungsarbeiten angeführten Balken Nr. 98, 99 und 100 einen Vergleich zwischen den rechnermäßigen und tatsächlichen Querschnittsbeanspruchungen der Eiseneinlagen. Diese Balken hatten einen Querschnitt von 20 auf 15 cm, eine Spannweite von 2 m und waren mit 3 Flacheisen von 7 mm Stärke, die mit herausstehenden Zapfen versehen waren,

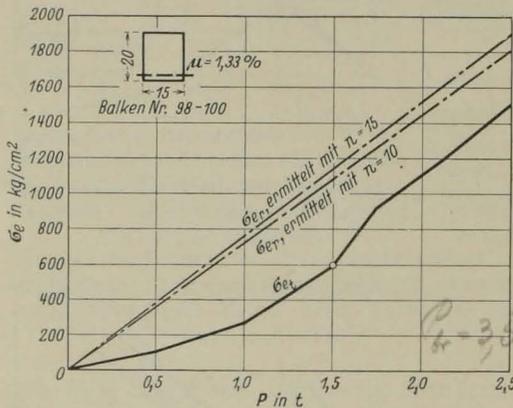


Abb. 14. Vergleich zwischen rechnermäßigen und tatsächlichen Eisenzugspannungen bei Rechteckbalken aus hochwertigem Beton (nach Versuchen von Bach).

die tatsächlichen Eisenzugspannungen ganz beträchtlich überschreiten. Erst unter größeren Belastungsstufen nimmt diese Überschreitung ab. Dabei sind die Unterschiede zwischen den mit $n = 10$ ermittelten Eisenzugspannungen und den tatsächlichen Eisenzugspannungen etwas geringer als bei den mit $n = 15$ ermittelten Eisenzugspannungen.

γ) Vorausbestimmung der zu erwartenden Bruchursache.

Wie bekannt und bereits erwähnt, wird der Bruch eines auf Biegung beanspruchten rechteckigen Tragwerkes, solange nicht die Schubwirkung die Biegewirkung übertrifft, entweder durch Überschreiten der Streckgrenze der Eiseneinlagen in der Zugzone oder aber durch Überwinden der Druckfestigkeit des Betons in der Druckzone herbeigeführt. In besonderen Fällen können beide Bruchursachen gleichzeitig auftreten.

Für die Vorausbestimmung der jeweils zu erwartenden Bruchursache wird zunächst untersucht, welche Druckfestigkeit $\sigma_{b \max}$ der Beton bei gegebener Streckgrenze σ_s und Bewehrungsstärke μ der Eiseneinlagen aufweisen muß, damit die Streckgrenze der Eiseneinlagen und die Druckfestigkeit des Betons gleichzeitig erreicht werden.

Beträgt das Bruchmoment M_{\max} und wird in Gl. 40a $\sigma_b = \sigma_{b \max}$ und in Gl. 40b $\sigma_e = \sigma_s$ gesetzt, so ermittelt sich mit

$$x = s \cdot h$$

bewehrt. Die Bewehrungsstärke betrug 1,33 %. Die Belastung der Balken erfolgte durch zwei Einzellasten P , die je 50 cm von Feldmitte entfernt waren. Der verwendete Beton wies eine Würfel-
festigkeit von $\sigma_{w30} = 228 \text{ kg/cm}^2$ auf.

Die Messung der Längenänderungen wurde bis zu $P = 2,5 \text{ t}$ vorgenommen. Die Bruchlast betrug $P_{t \max} = 3,5 \text{ t}$.

Die rechnermäßigen Eisenzugspannungen wurden aus der Beziehung

$$(40b) \quad \sigma_e = \frac{M}{F_e \cdot \left(h - \frac{x}{3} \right)}$$

ermittelt.

Aus Abb. 14 geht hervor, daß sowohl die mit $n = 15$ wie die mit $n = 10$ berechneten Eisenzugspannungen

diese Druckfestigkeit allgemein aus dem Verhältnis

$$\frac{\sigma_{b \max}}{\sigma_s} = \frac{2 \cdot F_e}{b \cdot x} = \frac{2 \cdot \mu}{s}$$

zu

$$(41) \quad \sigma_{b \max} = \frac{2 \cdot \mu}{s} \cdot \sigma_s.$$

Dabei ist

$$(39a) \quad s = n \cdot \mu \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{n \cdot \mu}} \right)$$

zu setzen.

In Abb. 15 sind für $n = 15$ in Form von ausgezogenen Schaulinien die Beziehungen zwischen den Streckgrenzen $\sigma_s = 2400, 3000, 3500$ und 4000 kg/cm^2 , den Bewehrungsstärken von $\mu = 0,4$ bis 2% und den Druckfestigkeiten $\sigma_{b \max}$ so dargestellt, daß bei gegebener Bewehrungsstärke als Abszisse die zugehörige Ordinate bis zum Schnittpunkt mit jener Schaulinie, die der jeweiligen Streckgrenze entspricht¹⁾, den gesuchten Wert für $\sigma_{b \max}$, der an der Ordinatenachse abgelesen werden kann, ergibt.

Aus Abb. 15 geht hervor, daß bei Bewehrungsstärken von $0,4$ bis 2% die Höchstspannungen $\sigma_{b \max}$ durch die Verwendung von Eiseneinlagen mit $\sigma_s = 2400 \text{ kg/cm}^2$ Werte von $\sigma_{b \max} = 67$ bis 188 kg/cm^2 erreichen, die sich durch die Verwendung von Eiseneinlagen mit $\sigma_s = 3000 \text{ kg/cm}^2$ auf $\sigma_{b \max} = 82$ bis 226 kg/cm^2 , mit $\sigma_s = 3500 \text{ kg/cm}^2$ auf $\sigma_{b \max} = 96$ bis 264 kg/cm^2 und mit $\sigma_s = 4000 \text{ kg/cm}^2$ auf $\sigma_{b \max} = 110$ bis 301 kg/cm^2 erhöhen.

Da die Werte $\sigma_{b \max}$ Biegedruckfestigkeiten darstellen, so ergeben sich die entsprechenden, jeweils erforderlichen Würfelfestigkeiten des Betons so gering, daß sie praktisch meistens überschritten werden. Selbst für eine Bewehrungsstärke von 2% genügt bei Verwendung von gewöhnlichem Beton und normalen Eiseneinlagen mit einer Streckgrenze von z. B. $\sigma_s = 2400 \text{ kg/cm}^2$ der Nachweis einer Würfelfestigkeit von etwa $\sigma_{w20} = 125 \text{ kg/cm}^2$, bei Verwendung von hochwertigem Beton und Stahleinlagen mit einer Streckgrenze von z. B. $\sigma_s = 4000 \text{ kg/cm}^2$ der Nachweis einer Würfelfestigkeit von etwa $\sigma_{w20} = 225 \text{ kg/cm}^2$, wenn die Übertragungsziffer $\beta = \frac{3}{2}$ bzw. $\frac{4}{3}$ berücksichtigt wird (vgl. S. 12 ff.).

Welche zulässigen Spannungsverhältnisse σ_b/σ_e für Bewehrungsstärken bis zu 2% in Betracht kommen, geht aus folgender Abb. 16 hervor. In derselben sind für $n = 15$ in Form von ausgezogenen Schaulinien die Beziehungen zwischen den zulässigen Betondruckspannungen von 20 bis 100 kg/cm^2 , den zulässigen Eisenzugspannungen von 800 bis 2000 kg/cm^2 und den zu bestimmten Spannungsverhältnissen σ_b/σ_e gehörigen Bewehrungsstärken μ dargestellt.

Abb. 16 zeigt, daß bei einer Begrenzung der Bewehrungsstärke mit 2% wohl alle für die praktische Bauanwendung in Frage kommenden zulässigen Spannungsverhältnisse σ_b/σ_e erfaßt werden.

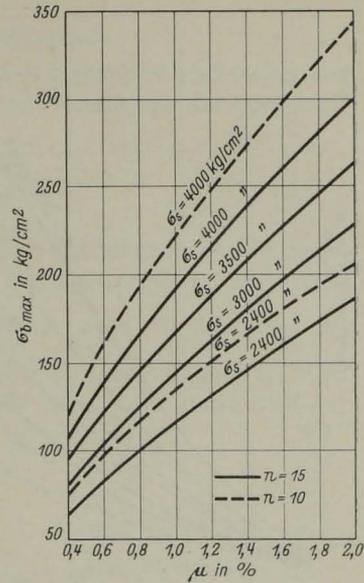


Abb. 15.

Der Zusammenhang zwischen σ_s, μ und $\sigma_{b \max}$ bei biegebeanspruchten Rechteckquerschnitten.

¹⁾ Zwischenwerte sind geradlinig einzumitteln.

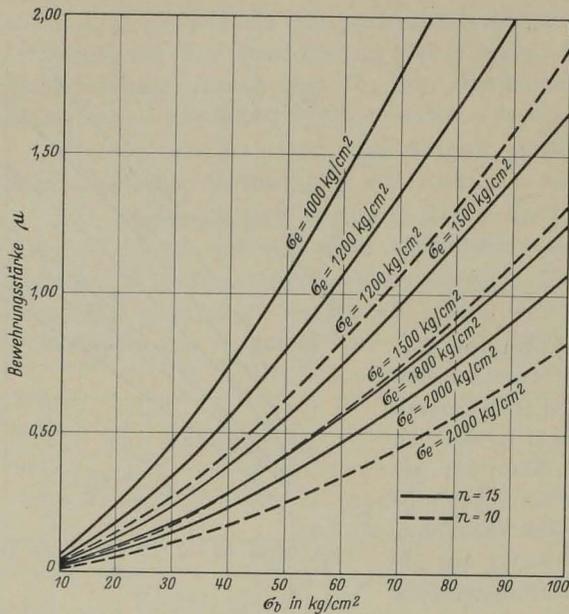


Abb. 16. Beziehungen zwischen σ_b , σ_e und μ bei biegebeanspruchten Rechteckquerschnitten.

schnittsbemessung mit $n=10$ statt $n=15$ vorgenommen, so wird damit eine größere Querschnittshöhe erzielt, doch nimmt die Bewehrungsstärke ab (vgl. die gestrichelten Schaulinien der Abb. 16).

d) Die zusammengesetzte Sicherheit.

Den vorstehenden Ausführungen ist zu entnehmen, daß in der Zugzone von biegebeanspruchten Platten und Balken gewöhnlich ein geringerer Sicherheitsgrad vorhanden ist als in der Druckzone. Die Folge davon ist, daß mit dem Erreichen der Streckgrenze der Eiseneinlagen in der Zugzone der Bruchzustand noch nicht erreicht ist. Um diesen zu erreichen, ist es vielmehr nötig, so lange weiter zu belasten, bis durch das Strecken der Eiseneinlagen und durch das Klaffen des Bruchrisses die Druckzone derart eingeengt wird, daß die größte Kantenpressung der Betonfestigkeit entspricht. Mit dieser Einengung ist gleichzeitig eine Vergrößerung des Hebelarmes der Innenkräfte verbunden.

Die Tragfähigkeit von biegebeanspruchten Platten und Balken kann also über die durch die Streckspannung gegebene Grenze hinaus gesteigert werden, und zwar um so mehr, je druckfester der verwendete Beton ist.

Unter „zusammengesetzte Sicherheit“¹⁾ ist in den weiteren Ausführungen die Gesamtsicherheit der aus Zug- und Druckzone bestehenden biegebeanspruchten Tragwerke zu verstehen, während der in der Zugzone durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e,zul}}$ bestimmte Sicherheitsgrad als solcher jeweils besonders gekennzeichnet werden soll.

¹⁾ Diese Bezeichnung stammt von M. Möller (38), S. 68.

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

Wird statt mit $n=15$ mit $n=10$ gerechnet, so ändert sich an diesem Ergebnis nichts. Dies ist darauf zurückzuführen, daß sich bei gleichbleibenden

Querschnittsabmessungen und gleichbleibender Bewehrungsstärke $\sigma_{b,max}$ mit $n=10$ zwar größer ergibt als mit $n=15$ (vgl. die gestrichelten Schaulinien der Abb. 15), gleichzeitig aber eine entsprechende Vergrößerung der Übertragungsziffer β zu berücksichtigen ist. Wird dagegen bei gleichbleibender Gebrauchslast und bei gleichbleibenden zulässigen Beanspruchungen die Quer-