

Zeitschrift:	Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber:	Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band:	47/48 (1906)
Heft:	26
Artikel:	Untersuchungen von armiertem Beton auf reine Zugfestigkeit und auf Biegung unter Berücksichtigung der Vorgänge beim Entlasten
Autor:	[s.n.]
DOI:	https://doi.org/10.5169/seals-26210

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 17.01.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

INHALT: Abonnements-Einladung. — Untersuchungen von armiertem Beton auf reine Zugfestigkeit und auf Biegung unter Berücksichtigung der Vorgänge beim Entlasten. — Die katholische Pfarrkirche zu Küsnacht bei Zürich. — Strassennamen einst und jetzt. — Das Einfache. — Miscellanea: Eidgenössisches Polytechnikum. Oberst P. E. Huber.

Weltpostdenkmal in Bern. Eine internationale Ausstellung der neuesten Erfindungen in Olmütz. — Konkurrenzen: Krankenhaus der jüdischen Gemeinde in Berlin.

Hiezu Tafel XV: Die katholische Pfarrkirche zu Küsnacht bei Zürich, Ansicht der Kirche von Westen.

Abonnements-Einladung.

Auf den mit dem 5. Januar 1907 beginnenden XXV. Jahrgang der *Schweizerischen Bauzeitung* kann bei allen Postämtern der Schweiz, Deutschlands, Oesterreichs, Frankreichs und Italiens, ferner bei sämtlichen Buchhandlungen, sowie auch bei den Herren **Rascher & Cie.**, Meyer & Zellers Nachfolger in **Zürich** und bei dem Unterzeichneten zum Preise von 20 Fr. für die Schweiz und 25 Fr. für das Ausland abonniert werden. Mitglieder des Schweizerischen Ingenieur- und Architekten-Vereins oder der Gesellschaft ehemaliger Polytechniker geniessen das Vorrecht des auf 16 Fr. bzw. 18 Fr. (für Auswärtige) ermässigten Abonnementspreises, sofern sie ihre Abonnementserklärung einsenden an den

Zürich, den 29. Dezember 1906.

Untersuchungen von armiertem Beton auf reine Zugfestigkeit und auf Biegung unter Berücksichtigung der Vorgänge beim Entlasten.

Die Untersuchungen der eidg. Materialprüfungsanstalt am Polytechnikum über armierten Beton sind vor einigen Monaten in einem neuen Heft der „Mitteilungen“ von deren Direktor, Prof. *F. Schüle*, veröffentlicht worden.¹⁾ Neben der Wiedergabe der Versuchsresultate enthält diese Arbeit sehr wichtige Erklärungen und Schlüsse über die Bedeutung der bleibenden Deformationen im Eisenbeton und über den Einfluss der Belastungswiederholungen, die in diesem Umfange bei den anderweitigen Versuchen nicht durchgeführt werden konnten.

Diese Untersuchungen sind in drei Teilen der erwähnten Publikation geschildert.

Der I. Teil behandelt zwei Serien von armierten Beton-Probekörpern, die auf Zug beansprucht worden sind, mit folgenden Hauptergebnissen: Die Entlastung, d. h. die Rückkehr auf die Anfangsbelastung hat die beträchtliche Grösse der bleibenden Deformation des Betons festzustellen ermöglicht. Durch gleichzeitige Deformationen von Eisen und Beton treten remanente Spannungen hervor, die auch nach dem Erscheinen der Risse weiter bestehen bleiben.

Der II. Teil behandelt eine Serie Balken, armiert und nicht armiert, von $20 \times 30 \text{ cm}$ Querschnitt und $1,70 \text{ m}$ Länge, die durch zwei symmetrisch, in 30 cm Abstand von einander stehende Lasten auf Biegung beansprucht wurden. Die Ergebnisse dieser Versuche sind die folgenden:

* Die Hypothese, dass der Querschnitt nach der Deformation noch eben sei, bestätigt sich beim Eisenbeton nicht. Die auf Grund eines bei Druck elastischen und in der Zugzone gerissenen Materials berechneten Spannungen im Eisen sind grösser als die tatsächlich vorhandenen. Die Ursache dieser Differenz, die bis zu dem Augenblicke besteht, in dem die Spannungen im Eisen die Streckgrenze erreichen, liegt in dem Zustand remanenter, innerer Spannungen, die von den bleibenden Dehnungen des Betons und des einbeto-

nierten Eisens des Zuggurtes hervorgerufen werden, indem die Entlastung eine Zusammenpressung des auch rissig gewordenen Betons der Zugseite zur Folge hat, die bei einer neuen Belastung zuerst überwunden werden muss.

Im III. Teil, dem umfangreichsten, werden zwei Serien T-förmiger Balken von 33 cm Höhe, 60 cm Hordibreite und $4,30 \text{ m}$ Länge, die auf $4,00 \text{ m}$ Stützweite auf der Biegemaschine für verteilte Last erprobt wurden, behandelt. Einige Resultate dieser Versuche sind die folgenden:

Die T-Balken der ersten Serie waren ein Jahr alt, diejenigen der zweiten nur sechs Wochen; letztere wurden dazu im Spätherbst erzeugt, sodass die Betonfestigkeit eine relativ niedrige war. Sie zeigten ein anderes Verhalten

Die katholische Pfarrkirche zu Küsnacht bei Zürich.

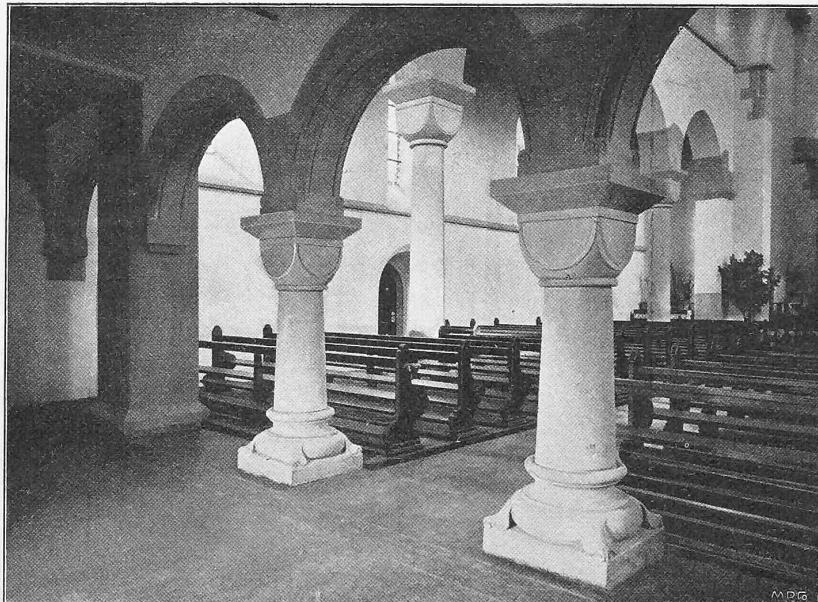


Abb. 7. Blick in das Kirchenschiff durch die Emporen-Arkaden.

und einen Widerstand, der nur zwei Drittel desjenigen der gleicharmierten älteren Balken betrug.

Die Wiederholung einer über den ganzen Balken gleichmassig verteilten Belastung hat nicht nur in der Mitte, wo das Moment am grössten war, Risse hervorgerufen, sondern es waren diese vielmehr auf eine Länge verteilt, die für die ein Jahr alten Balken die Hälfte, für die sechs Wochen alten aber drei Viertel der Stützweite erreichte. Es beweist dies, dass der Zusammenhang zwischen Eisen und Beton schon dann vernichtet sein kann, wenn

¹⁾ Mitteilungen der eidgen. Materialprüfungsanstalt am Schweiz. Polytechnikum. X. Heft. — Resultate der Untersuchung von armiertem Beton auf reine Zugfestigkeit und auf Biegung unter Berücksichtigung der Vorgänge beim Entlasten; bearbeitet von *F. Schüle*, Ing. und Professor am schweiz. Polyt., Direktor der eidgen. Materialprüfungsanstalt. Mit 7 Lichtdrucktafeln und 70 Textfiguren. In Kommission bei E. Speidel, Zürich IV.

die Eisenspannung viel tiefer liegt als die Streckgrenze des Eisens.

Die unter der Annahme eines elastischen Materials berechneten Betonspannungen sind kleiner als die direkt beobachteten; es liegt die Ursache dieser Differenz in dem remanenten Spannungszustand, welchen die Belastungswiederholung hervorruft.

Fünf der ein Jahr alten Balken gingen infolge Ueberschreiten der Streckgrenze des Eisens in der Mitte der Spannweite zugrunde, ein einziger infolge der Scherbeanspruchung am Auflager. Sämtliche sechs Wochen alten Balken gaben dagegen durch Abscheren an den Enden nach, bevor die Streckgrenze des Metalls in Trägermitte erreicht war.

* * *

Mit gefl. Zustimmung des Verfassers lassen wir hier ein Kapitel aus dem zweiten Teil der Schrift folgen, das uns dadurch ein besonderes aktuelles Interesse zu bieten scheint, dass es einen allgemeinen Vergleich der Berechnung nach den beiden üblichen Verfahren bietet, wie sie je in *Deutschland* und in der *Schweiz* für rechteckige, einseitig armierte Balken angewendet zu werden pflegen:

Vergleich der beiden üblichen Berechnungsverfahren.

Die beiden angewandten Berechnungsverfahren gehen von Hypothesen aus, welche der Versuch nicht bestätigt hat; immerhin sind beide einfach und es kann die Frage gestellt werden, ob durch Änderung des Verhältnisses n der Spannungen im Eisen und im Beton nicht eine bessere Uebereinstimmung erzielt werden kann. Außerdem ist es von Wert, die Resultate beider Verfahren für verschiedene Armierungen zu vergleichen. Diese Aufgabe lässt sich ohne Schwierigkeit für den einfach armierten Balken von rechteckigem Querschnitt lösen.

Es sei h die Nutzhöhe des Balkens, Abstand des Schwerpunktes der Armierungsstäbe von der Balkenoberkante; b die Breite des Balkens in cm,

$\frac{F_e}{b}$ der Eisenquerschnitt in cm^2 ;

$\frac{F_e}{b} = a$ die Dicke der Armierung auf 1 cm Breite des Balkens reduziert;

$\frac{1}{m}$ der durch die Armierung dargestellte Bruchteil der Nutzhöhe, sodass $a = \frac{h}{m}$;

n das Spannungsverhältnis zwischen Eisen und Beton;

$M_1 = \frac{M}{b}$ das auf 1 cm Balken- oder Plattenbreite reduzierte Biegemoment, in cmt .

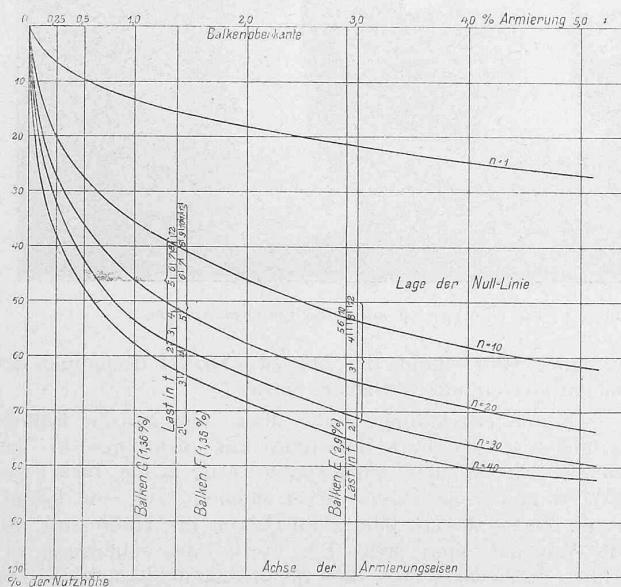


Abb. 1. Lage der Nulllinie. Beton des Zuggurtes gerissen.

Am einfachsten ist die Aufgabe beim zweiten Verfahren unter Verzicht auf die Zugfestigkeit des Beton zu lösen.

Die Ordinate y der Nulllinie von der Balkenoberkante aus gemessen, ist bekanntlich (siehe deutsche Leitsätze):

$$y = \frac{n F_e}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 b h}{n F_e}} \right];$$

diese Formel verändert sich nach obigen Bezeichnungen in:

$$y = n a \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 m}{n}} \right] = \\ = h \cdot \frac{n}{m} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 m}{n}} \right] = \alpha \cdot h$$

Die Berechnung wurde durchgeführt für

$$n = 1, 10, 20, 30 \text{ und } 40;$$

$$m = 400, 200, 100, 33,3, 20$$

entsprechend einer

Armierung von: $\frac{1}{4}, \frac{1}{2}, 1, 3, 5\%$ des Gesamt-Nutzquerschnittes des Beton ($b \cdot h$).

Es ergibt sich folgende Tabelle der Lage der Nulllinie, in % der Höhe h nach der Formel:

Armierung	$m = 400$	200	100	$33,3$	20
%	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{2}$	1	3	5
$n = 1$	$\alpha = 6,5$	$9,5$	$13,3$	$21,7$	$27,0\%$
$n = 10$	$20,0$	$27,0$	$35,8$	$53,1$	$61,5\%$
$n = 20$	$27,1$	$35,8$	$46,4$	$64,8$	$73,0\%$
$n = 30$	$32,0$	$41,7$	$53,7$	$71,1$	$79,5\%$
$n = 40$	$38,2$	$46,4$	$58,0$	$75,6$	$82,0\%$

Diese Werte sind in Abbildung 1 aufgetragen und durch Kurven veranschaulicht worden.

Die Druckspannung im Beton ist dargestellt durch den Ausdruck $\sigma_b = \frac{2 M_1}{b y \left(h - \frac{y}{3} \right)}$ oder für $b = 1$ und $y = \alpha h$

$$\sigma_b = \frac{M_1}{h^2} \cdot \frac{1}{\alpha \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right)} = \delta \cdot \frac{M_1}{h^2}.$$

Es ergibt sich für die Betonspannungen an der äußersten Faser der Druckgurtung:

Armierung	$m = 400$	200	100	$33,3$	20
%	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{2}$	1	3	5
$n = 1$	$\delta = 32,8$	$21,74$	$15,72$	$9,90$	$8,13$
$n = 10$	$10,72$	$8,13$	$6,33$	$4,76$	$4,08$
$n = 20$	$8,13$	$6,33$	$5,08$	$3,95$	$3,61$
$n = 30$	$6,99$	$5,56$	$4,54$	$3,69$	$3,42$
$n = 40$	$5,99$	$5,08$	$4,27$	$3,53$	$3,36$

Die entsprechenden Kurven sind in Abbildung 2 eingezeichnet worden.

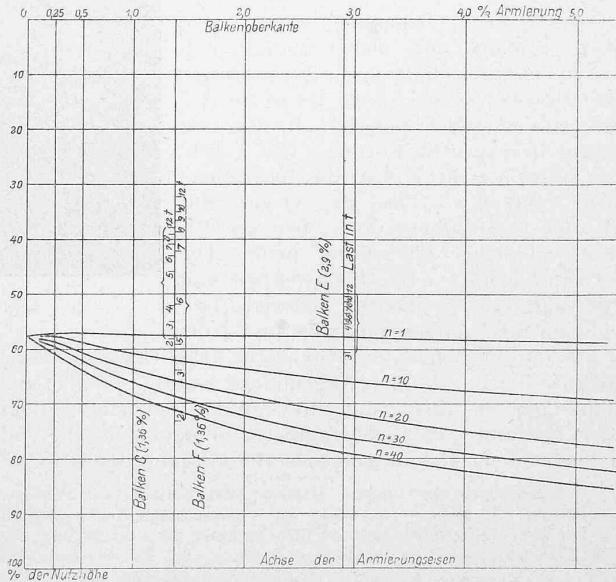


Abb. 4. Lage der Nulllinie. Beton elastisch.

Die Zugspannung im Eisen ist gegeben durch die Formel:

$$\sigma_e = \frac{M_1}{F_e \left(h - \frac{y}{3} \right)} = \frac{M_1}{\frac{h}{m} \left(h - \frac{\alpha h}{3} \right)} = \frac{M_1}{h^2 \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right)};$$

diese Spannung ist mit dem Armierungsquerschnitt sehr verschieden; eine bessere Uebersicht wird deshalb erhalten durch die Bestimmung des Abstandes von Zug- und Druckmittelpunkt für m und n variabel und durch diejenige der gesamten Zugkraft in der Armierung.

Abstand von Zug- und Druckmittelpunkt, in % der Nutzhöhe, nach dem Ausdruck

$$\frac{h - \frac{y}{3}}{h} \cdot 100:$$

Armierung	$m = 400$	200	100	$33,3$	20
%	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{2}$	1	3	5
$n = 1$	97,8	96,8	95,6	92,8	91,0 %
$n = 10$	93,3	91,0	88,1	82,3	79,5 "
$n = 20$	91,0	88,1	84,5	78,4	75,7 "
$n = 30$	89,3	86,1	82,1	76,3	73,5 "
$n = 40$	87,3	84,5	80,7	74,8	72,7 "

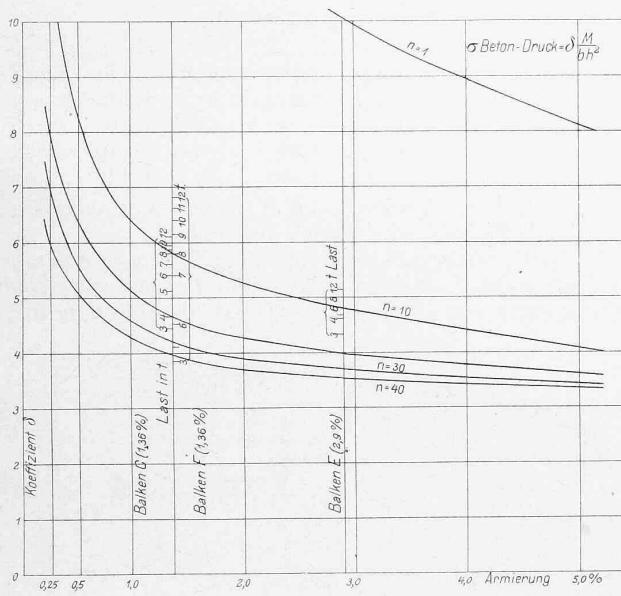


Abb. 2. Druckspannung im Beton. Beton des Zuggurtes gerissen.

Die auf 1 cm Balkenbreite reduzierte Zugkraft im Eisen ist

$$Z = \frac{M_1}{h - \frac{y}{3}} \text{ oder } Z = \frac{M_1}{h} \cdot \frac{1}{\left(1 - \frac{\alpha}{3} \right)} = \frac{M_1}{h} \cdot \zeta.$$

Der Wert $\zeta = \frac{1}{1 - \frac{\alpha}{3}}$ ist in nachfolgender Tabelle

gegeben:

$n = 1$	$\zeta = 1,022$	$1,033$	$1,046$	$1,078$	$1,099$
$n = 10$	$1,072$	$1,099$	$1,135$	$1,215$	$1,258$
$n = 20$	$1,099$	$1,135$	$1,183$	$1,275$	$1,321$
$n = 30$	$1,120$	$1,160$	$1,218$	$1,311$	$1,360$
$n = 40$	$1,145$	$1,183$	$1,239$	$1,337$	$1,375$

Die entsprechenden Kurven sind in der Abbildung 3 (Seite 312) eingezeichnet worden.

Das erste Verfahren, welches ein elastisches Verhalten des Beton ohne Risse voraussetzt, kann in ähnlicher Weise behandelt werden. Unter Beibehaltung derselben Bezeichnungen, wie auf Seite 310, sei ferner e der Abstand von der Balkenunterkante zum Mittelpunkt der Armierungsstäben, sodass $h + e$ die gesamte Trägerhöhe darstellt.

Um zu einfacheren Ausdrücken zu gelangen, sei $e = 0,14 h$ gesetzt; zum Beispiel ist bei den vorliegenden Versuchen für $h = 26 \text{ cm}$, $e = 3,65 \text{ cm}$, $h + e = 29,65 \text{ cm}$ Gesamtträgerhöhe an Stelle von 30 cm .

Es ergibt sich nun für den Querschnitt des Balkens

mit dem in Beton umgerechneten Querschnitt der Armierungsstäben auf 1 cm Balkenbreite:

$$F_{\text{beton}}^* + n F_{\text{eisen}} = h + 0,14 h + n a = h \left(1 + 0,14 + \frac{n}{m} \right);$$

Statisches Moment S bezüglich Balkenoberkante:

$$S = \frac{(h + 0,14 h)^2}{2} + \frac{n h^2}{m} = h^2 \left(\frac{1,14}{2} + \frac{n}{m} \right).$$

Die Ordinate der Nulllinie $y = \alpha h$ ist gegeben durch den Ausdruck:

$$y = h \frac{\left(\frac{1,14}{2} + \frac{n}{m} \right)}{1,14 + \frac{n}{m}} = h \cdot \frac{0,65 + \frac{n}{m}}{1,14 + \frac{n}{m}} = h \cdot \alpha.$$

Nachfolgende Tabelle gibt die Lage der Nulllinie, in % der Nutzhöhe h ausgedrückt.

Armierung	$m = 400$	200	100	$33,3$	20
%	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{2}$	1	3	5
$n = 1$	57,0	57,2	57,4	58,0	58,8 %
$n = 10$	57,5	58,8	60,5	66,0	69,0 "
$n = 20$	58,8	60,5	63,5	72,0	77,0 "
$n = 30$	59,6	62,0	66,0	76,0	81,5 "
$n = 40$	60,5	63,5	68,3	79,0	84,4 "

In der Abbildung 4 (Seite 310) sind die entsprechenden Kurven eingetragen.

Die Ermittlung der Maximalspannungen im Beton in der gedrückten Gurtung erfordert die Kenntnis des Trägheits- und des Widerstandsmomentes.

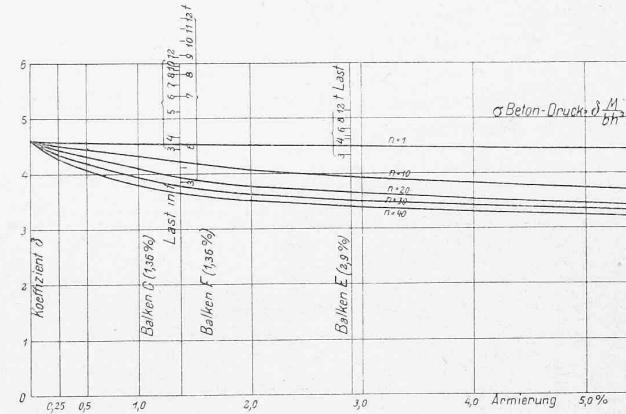


Abb. 5. Druckspannung im Beton. Beton elastisch.

Das Trägheitsmoment bezüglich der Balkenoberkante J_o kann aus dem statischen Momenten leicht ermittelt werden zu:

$$J_o = \frac{1,14 h^3}{3} + \frac{n}{m} \cdot h^3 = h^3 \left(\frac{1,14}{3} + \frac{n}{m} \right)$$

Das Trägheitsmoment J_s in Bezug auf die Nulllinie ergibt sich zu:

$$J_s = J_o - \left(1,14 + \frac{n}{m} \right) h \cdot \left(\frac{0,65 + \frac{n}{m}}{1,14 + \frac{n}{m}} \right)^2 h^2;$$

durch Einsetzung des Wertes für J_o erhält man das Trägheitsmoment J_s mit:

$$J_s = h^3 \left[\frac{1,14}{3} + \frac{n}{m} - \left(1,14 + \frac{n}{m} \right) \frac{\left(0,65 + \frac{n}{m} \right)^2}{\left(1,14 + \frac{n}{m} \right)^2} \right] = \\ = h^3 \left[\frac{1,14}{3} + \frac{n}{m} - \frac{\left(0,65 + \frac{n}{m} \right)^2}{1,14 + \frac{n}{m}} \right].$$

* Streng genommen wäre hier der vom Eisen eingenommene Platz in Abzug zu bringen; nach der üblichen Berechnungsweise ist dies nicht geschehen.

Das Widerstandsmoment für Balkenoberkante W_o ist gleich:

$$W_o = \frac{J_s}{y} = h^2 \left[\frac{\frac{1,14}{3} + \frac{n}{m} - \frac{(0,65 + \frac{n}{m})^2}{1,14 + \frac{n}{m}}}{0,65 + \frac{n}{m}} \right]$$

Die Maximal-Druckspannung im Beton $\sigma = \frac{M_1}{W_o}$ ergibt sich zu:

$$\sigma_{bd} = \frac{M}{h^2} \left[\frac{0,65 + \frac{n}{m}}{1,14 + \frac{n}{m}} \right] = \frac{M_1}{h^2} \cdot \frac{0,65 + \frac{n}{m}}{\left(\frac{1,14}{3} + \frac{n}{m} \right) \left(1,14 + \frac{n}{m} \right) - \left(0,65 + \frac{n}{m} \right)^2}$$

Bei der Ausrechnung des Nenners verschwindet der Wert $\left(\frac{n}{m}\right)^2$ und es kommt zuletzt als vereinfachter Ausdruck:

$$\sigma_{bd} = \frac{M_1}{h^2} \cdot \frac{0,65 + \frac{n}{m}}{0,1407 + 0,334 \cdot \frac{n}{m}} = \frac{M_1}{h^2} \cdot \delta$$

Auch hier bedeutet M_1 das auf 1 cm Balkenbreite reduzierte Biegunsmoment.

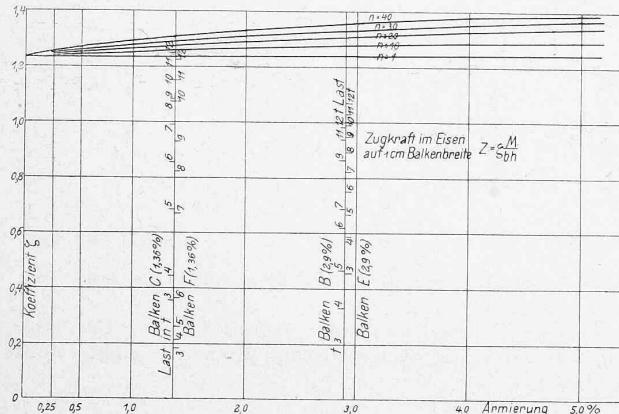


Abb. 3. Zugkraft im Eisen. Beton des Zuggurtes gerissen.

Die Betondruckspannungen an der äussersten Faser der Druckgurtung sind in folgender Tabelle als Koeffizienten δ des Wertes $\frac{M}{h^2}$ gegeben:

Armierung	$m = 400$	200	100	$33,3$	20
$\%$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{2}$	1	3	5
$n = 1$	4,61	4,60	4,57	4,51	4,45
$n = 10$	4,53	4,45	4,32	3,95	3,74
$n = 20$	4,47	4,32	4,10	3,67	3,48
$n = 30$	4,37	4,19	3,95	3,52	3,36
$n = 40$	4,31	4,10	3,82	3,47	3,28

Diese Werte wurden in Abbildung 5 aufgetragen und durch Kurven miteinander verbunden. Zu bemerken ist, dass für $m = \infty$, d. h. wenn keine Armierung vorhanden, der Wert $\delta = 4,62$ wird, also $\sigma = \frac{M}{h^2} \cdot 4,62$; in diesem Falle ist

$$y = 0,57 \text{ } h, \quad W = \frac{(1,14 \cdot h)^2}{6}, \quad \sigma = \frac{M}{W} = \frac{M}{\frac{(1,14 \cdot h)^2}{6}} = \frac{6}{(1,14 \cdot h)^2} \cdot 4,62,$$

wie vorhin.

Der Abstand von Zug- und Druckmittelpunkt für die Dimensionierung der Eiseneinlagen wird auch bei diesem Verfahren ohne Rücksicht auf die Mitwirkung des auf Zug beanspruchten Betons bestimmt; in diesem Falle ist wiederum dieser Abstand gegeben durch den Ausdruck $h - \frac{y}{3}$. In Prozenten der Nutzhöhe ausgedrückt, ergibt sich folgende Tabelle:

Armierung	$m = 400$	200	100	$33,3$	20
$\%$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{2}$	1	3	5
$n = 1$	81,0	80,9	80,8	80,7	80,4 %
$n = 10$	80,8	80,4	79,8	78,0	77,0 "
$n = 20$	80,4	79,8	78,8	76,0	74,3 "
$n = 30$	80,1	79,3	78,0	74,7	72,8 "
$n = 40$	79,8	78,7	77,3	73,7	71,9 "

Die auf 1 cm Balkenbreite reduzierte Zugkraft im Eisen ist auch hier, wie beim andern Verfahren, gegeben durch den Ausdruck $Z = \frac{M_1}{h} \cdot \frac{1}{1 - \frac{a}{3}} = \frac{M_1}{h} \cdot \zeta$.

In nachfolgender Tabelle sind die Koeffizienten $\zeta = \frac{1}{1 - \frac{a}{3}}$ enthalten.

$n = 1$	$\zeta = 1,235$	$1,236$	$1,238$	$1,239$	$1,244$
$n = 10$	$1,238$	$1,244$	$1,253$	$1,282$	$1,299$
$n = 20$	$1,244$	$1,253$	$1,269$	$1,316$	$1,346$
$n = 30$	$1,248$	$1,261$	$1,282$	$1,339$	$1,374$
$n = 40$	$1,253$	$1,271$	$1,294$	$1,357$	$1,391$

Auch diese Werte wurden in Abbildung 6 aufgetragen und durch Kurven miteinander verbunden.

Zur Benutzung dieser graphischen Zusammenstellungen sei noch erwähnt, dass bei Balken *B* und *E* mit vier Armierungsstangen von 22 mm Durchmesser, die auf 1 cm Breite

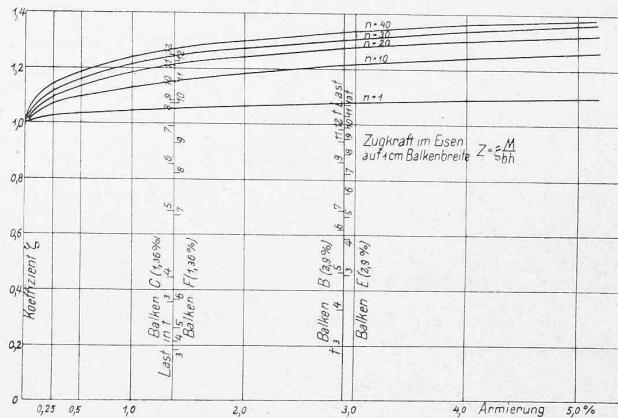


Abb. 6. Zugkraft im Eisen. Beton elastisch.

reduzierte Dicke der Armierung sich auf $\frac{15,2}{20} = 0,76 \text{ cm} = 2,9 \%$ der zu 26 cm angenommenen Nutzhöhe h stellt.

Bei Balken *C* und *F* mit vier Armierungsstangen von 15 mm Durchmesser ist die auf 1 cm Balkenbreite reduzierte Dicke der Armierung $\frac{7,08}{20} = 0,354 \text{ cm}$ oder $1,36 \%$ der zu 26 cm angenommenen Nutzhöhe.

Aus diesen Diagrammen geht hervor, dass beide Verfahren um so grössere Unterschiede in der Lage der Nulllinie (s. Abb. 1 und 4) ergeben, je schwächer die Armierung; bei der untersten Grenze ($F_e = 0$) ist der Unterschied gleich 0,57 der Nutzhöhe; die Armierung muss rund 5% betragen, um dieselbe Lage der Nulllinie nach beiden Verfahren zu geben. Ein Vergleich der Versuchswerte wird für jede Belastung verschiedene Lagen der Nulllinie angeben; diese Verhältnisse sind für die untersuchten Balken auf der Ordinate der entsprechenden Armierung aufgetragen worden.

Die Grösse der Zugkraft in der Armierung ist nur zwischen engen Grenzen veränderlich (siehe Abb. 3 u. 6); auch hier tritt der grösste Unterschied bei schwacher Armierung auf.

Für $m = \infty$ ist im Ausdruck $Z = \frac{M_1}{h} \left(\frac{1}{1 - \frac{\alpha}{3}} \right)$
 $\alpha = 0$ und $Z = \frac{M_1}{h} \cdot 1$, nach dem Verfahren, welches Risse
im Beton voraussetzt, und $\alpha = 57\%$ und $Z = \frac{M_1}{h} \cdot 1,235$,
nach dem Verfahren, welches elastisches Verhalten des Balkens für die Bestimmung der Nulllinie voraussetzt, jedoch bei der Ermittlung von Z im Eisen die Zugspannung im Beton vernachlässigt.

Auch hier sind die nach den Versuchen bestimmten Kräfte auf der Ordinate der entsprechenden Balkenarmierung aufgetragen worden. Der Ausdruck $\frac{M_1}{h}$ für 1 t Totalbelastung wird im vorliegenden Fall $\frac{30\,000}{26 \cdot 20} = 57,7$ für die untersuchten Balken.

Die Maximal-Druckspannungen im Beton zeigen nach den Abbildungen 2 und 5 geringe Unterschiede bei stärkeren Armierungen, hingegen gewaltige bei ganz schwachen Armierungen. Für $m = \infty$, d. h. wenn die Armierung verschwindet, gibt das Verfahren mit Rissen im Beton eine unendlich grosse Betondruckspannung und das Verfahren mit elastischem Material $\sigma_{bz} = \frac{M}{h^2} \cdot 4,62$.

Die Resultate der Versuche mit den untersuchten Balken wurden in den Figuren für verschiedene Lasten eingetragen. Zu bemerken ist, dass hier für die Totalbelastung $P = 1$, $\frac{M}{h^2} = \frac{30\,000}{20 \cdot 26^2} = 2,22$ wird.

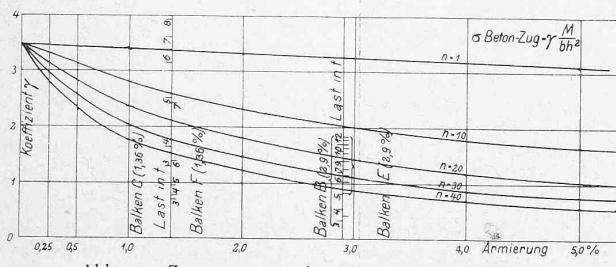


Abb. 7. Zugspannungen im Beton. Beton elastisch.

Die Berechnungsmethode, welche ein Rissigwerden des Beton voraussetzt, erlaubt es nicht, für die Anfangsbelastungen, d. h. vor Auftreten von Rissen, einen Anhaltspunkt über die in der Zuggurtung herrschenden Spannungen zu erhalten. Das Verfahren, welches elastisches Material annimmt, gibt hingegen die *Zugspannung im Beton* an. Es ist wichtig, bei Balken rechteckigen Querschnittes für variable Armierung und für variables Spannungsverhältnis zwischen Eisen und Beton den Verlauf dieser Spannungen graphisch darzustellen. Am besten werden diese σ_{bz} in der Höhe des Schwerpunktes der Armierungen berechnet; die Spannungen im Eisen nach diesem Verfahren sind dann das n -fache.

Wir erhalten mit den bereits eingeführten Bezeichnungen:

$$\sigma_{bz} = \sigma_d \cdot \frac{h-y}{y} = \sigma_d \cdot \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right) = \frac{M_1}{h^2} \cdot \delta \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right) = \gamma \cdot \frac{M_1}{h^2}$$

Es ergibt sich für die *Zugspannungen des Beton in der Höhe des Armierungsschwerpunktes*:

Armierung %	$m = 400$	200	100	$33,3$	20
	$1/4$	$1/2$	1	3	5
$n = 1$	3,48	3,44	3,39	3,27	3,12
$n = 10$	3,35	3,12	2,82	2,03	1,68
$n = 20$	3,13	2,82	2,36	1,43	1,04
$n = 30$	2,96	2,57	2,03	1,11	0,76
$n = 40$	2,81	2,36	1,77	0,91	0,61

beim Verschwinden der Armierung wird $\sigma_{bz} = \frac{M_1}{h^2} \cdot 3,48$.

In Abbildung 7 sind diese Werte aufgetragen und zu Kurven vereinigt worden. Für die untersuchten Balken wurde auf der Ordinate der entsprechenden Armierung die im Eisen bei den Versuchen wahrgenommene Spannung,

auf 1 cm Balkenbreite reduziert und mit $n = 20$ dividiert, als Betondruckspannung für einige Laststufen aufgetragen. An Hand einer solchen Figur könnte die Gültigkeitsgrenze der fraglichen Methode für verschiedene Fälle festgestellt werden.

Dass die gegebenen Diagramme für die Ermittlung der statischen Verhältnisse in der Praxis von Wert sein können, indem sie das rechnerische auf ein Minimum beschränken, braucht nicht hervorgehoben zu werden. Die hier geschilderten Versuche sind bei weitem noch nicht hinreichend, um die Frage des bessern Berechnungsverfahrens und namentlich des am besten übereinstimmenden Spannungsverhältnisses n zu beantworten. Jedenfalls genügt aber diese Untersuchung, um die Dürftigkeit der Berechnungsmethoden klarzulegen.

Die katholische Pfarrkirche zu Küsnacht bei Zürich.

Erbaut von Baudirektor Max Meckel in Freiburg i. B.
(Mit Tafel XV.)

II. (Schluss.)

Betritt man das Innere durch das Hauptportal, so wird man durch die stimmungsvollen Raumverhältnisse des Mittelschiffes und der Chorpartie überrascht. Auch hier fanden überall Formen der besten romanischen Zeit in schlichter Einfachheit und Grösse Verwendung: Die Rundbogenarkaden der Seitenschiffe ruhen auf mächtigen Säulen mit Würfelkapitälern; die sich darüber hinziehenden Hochschiffwände, die noch der malerischen Ausstattung entbehren, werden durch ein Gurtgesims quergeteilt, auf dem die kleinen Fenster des Mittelschiffes aufruhen. Die niedern gedrungenen Säulen der Empore, zu der man in einem seitlich angebauten Treppentürmchen emporsteigt, entsprechen in den Formen ihrer Kapitale und Basen jenen der Langhausarkaden. Flache, durch Leisten gegliederte und kräftig rot gestrichene Decken schliessen Mittel- und Seitenschiffe ab. Der durch Abtreppung gegliederte Triumphbogen, an dem seitlich die Steinkanzel in schlichten Formen und einfacherem Ornamentenschmuck angebaut ist, öffnet sich nach dem hochgezogenen, gleichfalls mit flacher Decke abgedeckten Vorchor, der in der halbkreisförmigen Apsis endigt. Auf ihren besonderen Schmuck durch Wandarkaden mit originell und abwechslungsreich ornamentierten Säulchen wurde bereits aufmerksam gemacht. Seitlich im Vorchor führt je eine Tür nach der Sakristei und nach dem Turme, der auf einer in das Mauerwerk eingebauten Treppe erstiegen wird. Auch das Altarhaus wartet noch der farbigen Dekoration, ist aber auch jetzt schon in seiner schlichten Einfachheit von eindrucksvoller Wirkung.

Der Kirchenraum enthält, die Empore nicht mitgerechnet, Sitzplätze für 500 bis 600 Personen; die Baukosten, die namentlich durch unvorhergesehene Schwierigkeiten bei den Fundamentarbeiten wesentlich verteuert wurden, stellten sich auf ungefähr 150 000 Fr., Altäre und Glocken nicht inbegriffen.

Unter schwierigen Verhältnissen entstanden, ist dieser Kirchenbau in Küsnacht doch zu gutem Ende gelangt und kann in seiner zweckentsprechenden, formvollendeten Ausführung als Vorbild für einfachere katholische Landkirchen gelten.

Strassennamen einst und jetzt.¹⁾

Von Bruno Schwan in Zabrze O.-S. (früher Posen).

Als in der ersten Hälfte des XIX. Jahrhunderts besonders auf baukünstlerischem Gebiete die Naivität im Schaffen zu Grabe getragen wurde, um einer sozusagen wissenschaftlichen Architektur Platz zu machen, da war das Einschlafen dessen, was man in der Kunstgeschichte einen Stil nennt,

¹⁾ Wir entnehmen den Artikel, der zwar deutsche Verhältnisse betrifft, aber mit Leichtigkeit durch schweizerische Beispiele erweitert werden könnte, mit gütiger Erlaubnis des Verlags und des Verfassers, der Zeitschrift «Der Städtebau», Verlag von Ernst Wasmuth A.-G., Berlin.