

TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOI TOIMETUSED

ПУБЛИКАЦИИ ТАЛЛИНСКОЙ ВЫСШЕЙ ТЕХНИЧЕСКОЙ ШКОЛЫ (ЭСТОНСКАЯ ССР)
PUBLICATIONS FROM THE TECHNICAL UNIVERSITY OF ESTONIAN S. S. R. AT TALLINN

Seeria № 16

(Märts 1941)

**Die statische Tragfähigkeit der auf
Biegung und exzentrischen Druck
beanspruchten Eisenbetonkörper**

H. OENGO



**RK „TEADUSLIK KIRJANDUS“
TARTU 1941**

Est. A - 7298

TALLINNA TEHNIKAÜLIKOOLI TOIMETUSED

ПУБЛИКАЦИИ ТАЛЛИНСКОЙ ВЫСШЕЙ ТЕХНИЧЕСКОЙ ШКОЛЫ (ЭСТОНСКАЯ ССР)
PUBLICATIONS FROM THE TECHNICAL UNIVERSITY OF ESTONIAN S. S. R. AT TALLINN

Seeria № 16

(Märts 1941)

Vorwort.

Die statische Tragfähigkeit der auf Biegung und exzentrischen Druck beanspruchten Eisenbetonkörper

H. OENGO



REK "TEADUSLIK KIRJANDUS"

TARTU 1941

Die statische Tragfähigkeit der auf
Biegung und exzentrischen Druck
beanspruchten Eisenbetonkörper

H. OENGO

Peatoimetaja H. Kruus. Vastutav toimetaja A. Parts. Tehniline toimetaja
E. Kollom. Korrektor H. Oengo. Ladumisele antud 2. XII 1940. MB 1383.
Trükkimisele antud 23. IV 1941. Laotihedus trpg. 38600. Trükipoognaid 9,5.
Autoripoognaid 6. Paberi formaat 67×95. Trükiarv 650. Trükitud nats.
K. Mattieseni trükikojas, Tartu, Vallikraavi 4. Tellim. nr. 382.

Г. Оэнго, О статической разрушающей нагрузке железобетонных стержней,
работающих на изгиб и эксцентрическое сжатие. На немецком языке.
Эгосиздат „Научная Литература“, Тарту.

i 51511332

Vorwort.

Die vorstehende Untersuchungsarbeit ist von 1937 bis 1939 in Zürich bei der *Eidgenössischen Technischen Hochschule* und der *Eidgenössischen Materialprüfungs- und Versuchsanstalt für Industrie, Bauwesen und Gewerbe* (E.M.P.A.) ausgeführt worden.

Die Anregung zu dieser Arbeit erhielt der Autor während seiner Arbeit als Stipendiat der Tallinna Technischen Hochschule in der E.M.P.A.: als wissenschaftlicher Mitarbeiter bei Prof. Dr. ing. *M. Roš*, indem er an der Eisenbetonuntersuchung der E.M.P.A. teilnahm. Beim Auswerten der Versuchsergebnisse ergaben sich bei einigen Versuchsreihen, wenn auch nicht weitgehende, so doch systematische Unterschiede zwischen den nach den von Prof. Dr. ing. *M. Roš* im Jahre 1931 veröffentlichten Formeln berechneten und den bei den Versuchen tatsächlich gemessenen Bruchlasten der Biegebalken. Auf Anregung von Prof. *M. Roš* schritt der Autor an die allgemeine Klärung der Gründe für die Unterschiede und der in Verbindung damit vorgekommenen Brucherscheinungen der Eisenbeton-Biegekonstruktionen. Dabei führte der Autor in der E.M.P.A. selbstständig eine Reihe laboratorischer Untersuchungen mit Eisenbeton-Versuchskörpern aus, indem er hauptsächlich den exzentrischen Druck als allgemeinen Biegefall behandelte.

Da die vorstehende Untersuchungsarbeit in den Jahren 1937 u. 1938 ausgeführt und der Bericht 1939 im März beendet wurde, und da der Autor in der Schweiz keine Literatur der Sowjetunion zur Hand hatte, so sind später die entsprechenden Anmerkungen, speziell in bezug auf die diesbezüglichen Untersuchungen in der Sowjetunion, separat in allgemeiner Form dem vorstehenden Text hinzugefügt worden.

Die Verfasser benutzt hierbei gern die Gelegenheit, seinen tiefgefühlten Dank Prof. Dr. ing. *M. Roš* gegenüber auszusprechen, der in jeder Beziehung seine Arbeit unterstützt hat sowohl in moralischen Hinsicht als auch durch Beschaffung der stofflichen Hilfsmittel.

Bezeichnungen:

- b = Breite des Balkens, oder Plattenbreite bei Plattenbalken
 d = Gesamthöhe des Balkens oder Plattenbalkens.
 h = Nutzhöhe des Balkens oder Plattenbalkens.
 b_0 = Stegbreite des Plattenbalkens.
 d_0 = Plattendicke des Plattenbalkens.
 h' = Abstand des Druckeisenmittelpunktes von dem Druckrand.
 h'' = $d - h$
 F_e = Bewehrungsfläche.
 μ = $\frac{F_e}{bh}$ Armierungsgehalt.
 x = Abstand der Neutralen Achse von dem Druckrand.
 α = $x : h$.
 M = Bruchmoment oder Biegemoment (allgemein).
 P = Bruchlast oder Belastung (allgemein).
 e_e = Exzentrizität von Zugeisenmittelpunkt gemessen.
 σ_s = Streckgrenze des Stahles.
 σ_e = Vorhandene Eisenspannung.
 σ_b = Betonspannung, allgemein.
 $\sigma_{1,b}$ = Betonspannung in der Höhe der Druckarmierung.
 $p\beta d$ = Beton Prismendruckfestigkeit.
 $w\beta d$ = Beton Würfeldruckfestigkeit.
 $b\beta z$ = Beton Zugfestigkeit.
 ε_e = Eisendehnung in Zugarmierung.
 ε_e' = Eisendehnung in Druckarmierung.
 E_e = Elastizitätsmodul des Stahles.
 E_b = Elastizitätsmodul des Betons.
 ε_b = Beton Randstauchung (allgemein).
 ε_{br} = Beton Randstauchung bei Höchstlast.
 ε_{bp} = Betonstauchung bei Höchstlast an zentrischgedrückten Prismen.
 $n = \frac{E_e}{E_b}$ (elastisch).
 $n^*_1 = \frac{E_e \varepsilon_{br}}{p\beta d}$ (halbplastisch).
 $n^* = \frac{\sigma_e \varepsilon_{br}}{\varepsilon_e p\beta d}$ (plastisch).
 $m = \frac{M}{p\beta d b h^2}$
 $p = \frac{P}{p\beta d b h}$
 $C_s = \frac{\mu \sigma_s}{p\beta d}$
 $C_q' = \frac{\mu'(\sigma_q - p\beta d)}{p\beta d}$
 $C_0 = (C_s - C_q' + p)$

Einleitung.

Das Problem der Sicherheit der Bauwerke ist eine viel diskutierte Frage. Um den Sicherheitsgrad eines Bauelementes zu studieren, muss seine Tragfähigkeit oder Bruchlast bekannt sein.

Im Bruchzustande kann nicht mit der Gültigkeit des Elastizitätsgesetzes gerechnet werden, welches wohl für die zulässigen Beanspruchungen in den meisten Fällen mit genügender Genauigkeit zutreffend ist. Die erwähnte Tatsache ist auch der Grund gewesen, warum auf dem Gebiet des Eisenbetons in der letzten Zeit viele neue Vorschläge gemacht worden sind, die die Tragfähigkeit der Eisenbetonkonstruktionen beim Bruch unter Berücksichtigung der plastischen Verformungen und der im Bruchzustande vorkommenden Spannungsverteilung berechnen wollen.

Die wichtigsten Beanspruchungsarten in der Eisenbetonpraxis sind:

- zentrischer Druck,
- exzentrischer Druck, mit Lastangriffspunkt auf eine der Hauptachsen des Querschnittes oder ausserhalb,
- Biegung in einer oder beiden Hauptebenen des Querschnittes,
- Biegung mit Querkraft (Schub),
- räumliche Biegung der Platten,
- Torsion, (zusammen mit Biegung).

Dazu kommen noch die Stabilitätsprobleme: zentrisches und exzentrisches Knicken (mit krummen und geraden Stäben) usw. und die Ermüdung.

Die einigermaßen genaue Berechnung der Bruchlasten für alle diese Beanspruchungsarten ist bis jetzt nicht gegeben worden. Man hat sich nur mit den wichtigsten derselben beschäftigt.

Das Problem des zentrischen Druckes, wie auch das Problem des zentrischen und exzentrischen Knickens sind unter genauer Berücksichtigung des Bruchzustandes schon mit praktischer Genauigkeit gelöst.

Es sind auch auf dem Gebiet der Biegung und des exzentrischen Druckes für diejenigen Fälle, wo die Kräfte in einer Sym-

metrieebene des Querschnittes wirken, mehrere Vorschläge bekannt *). Es besteht aber noch eine gewisse Unklarheit auf diesem Gebiet.

Ein Teil der vorgeschlagenen Formeln ist mit praktisch genügender Genauigkeit unter bestimmten Verhältnissen gültig und berücksichtigt auch mehr oder weniger die wirklichen Vorgänge beim Bruch des Eisenbetonkörpers. Leider sind aber die Gültigkeitsgrenzen aller dieser Formeln nicht genügend untersucht worden

Eine andere Gruppe der Vorschläge stützt sich auf Hypothesen, die aber durch keine direkten Versuche bestätigt worden sind. Man hat die Formeln nur durch Nachrechnungen kontrolliert (d. h. durch den Vergleich der Resultate der berechneten und gemessenen Bruchlasten).

Es gibt auch einzelne Vorschläge, die einen Teil der für die Berechnung der Bruchlast nötigen Werte aus dem elastischen und den andern Teil aus dem plastischen Zustand entnehmen. Die Berechnungsweisen dieser Art sind ebenfalls nur durch Vergleichsrechnungen mit einigen Versuchsserien kontrolliert worden.

Viele der oben erwähnten Vorschläge haben den Nachteil, dass sie sich mehr auf den Vergleich der Resultate ihrer Berechnungsweise mit einigen an Versuchen gemessenen Bruchlasten stützen, als auf systematische Beobachtungen oder direkte Untersuchungen der Brucherscheinungen.

Die Bestrebung, in dieser Frage Klarheit zu schaffen und die Grundlagen für den Vergleich der einzelnen Formeln zu erhalten, sowie die Vorgänge beim Bruch der Eisenbetonkörper direkt zu messen, ist der Grund zur Durchführung dieser Arbeit gewesen.

Übersicht über die behandelten Fragen.

In nachfolgender Arbeit hat man sich nur mit der statischen Bruchlast der auf Biegung und exzentrischen Druck beanspruchten Eisenbetonkörper beschäftigt.

Es wurde nur der Fall betrachtet, wo die Kräfte in einer Symmetrieebene des Querschnittes wirken. Beim exzentrischen Druck

*) In der Sowjetunion ist das Problem der Berechnung der Bruchlast des Eisenbetonquerschnittes soweit als gelöst betrachtet, dass in den vom 1. Mai 1939 an geltenden Bestimmungen für Eisenbeton die Dimensionierung nur auf Grund der Bruchsicherheit vorgesehen ist.

hat man nur den Fall untersucht, bei welchem die Armierung auf einer Seite des Querschnittes auf Zug beansprucht wird und die Betonzugzone schon gerissen ist.

Die Frage über die Biegung in zwei Ebenen, die räumliche Biegung der Platten, Schub und Torsion, sind nicht berührt worden.

In der vorliegenden Arbeit sind folgende Hauptfragen behandelt:

Es wird ein kurzer Überblick über die bekanntesten Vorschläge für die Berechnung der Tragfähigkeit von auf Biegung und exzentrischen Druck beanspruchten Eisenbetonkörpern beim statischen Bruch gegeben.

Ferner wird eine besondere Betrachtung über die Frage angestellt, warum die normal- oder schwacharmierten Biegebalken systematisch etwas höhere Bruchmomente zeigen als die mit den vorgeschlagenen Formeln berechneten Werte, die als Stahlspannung die Streckgrenze des Stahles annehmen. Zur Klärung dieser Frage ist eine Zusammenstellung von vielen Versuchsergebnissen aus der Literatur und aus E.M.P.A.-Versuchen gemacht worden.

Es wurde unter Berücksichtigung der bisherigen Vorschläge für die Berechnung der Bruchlast der auf Biegung und exzentrischen Druck beanspruchten Eisenbetonkörper eine allgemeine Berechnungsweise abgeleitet. Die Brucharten sind nach charakteristischen Brucherscheinungen gruppiert und die Berechnungsweise ist allen verschiedenen Brucharten angepasst.

Es wurden einige Spezialuntersuchungen und Messungen an besonders für diese Arbeit hergestellten Versuchskörpern in der E.M.P.A. durchgeführt.

Zur Beschaffung der für die Berechnung nötigen materialtechnischen Werte wurde eine Serie von Vorversuchen ausgeführt, bei denen man so gut als möglich die Bruchvorgänge zu beobachten und zu messen suchte.

Der grösste Teil der Hauptversuche ist mit überarmierten, exzentrisch gedrückten Versuchskörpern durchgeführt worden, auf welchem Gebiet bis jetzt nur wenige Messergebnisse vorhanden sind. Der andere Teil der Hauptversuche ist teilweise mit normal armierten, exzentrisch gedrückten Körpern und teilweise mit schwach- und normal-armierten Biegebalken vorgenommen worden.

Ausser diesen, speziell für diese Arbeit hergestellten Versuchskörpern, ist ein Teil der betreffenden Messungen mit der freundlichen Einwilligung von Prof. Dr. M. Roš, Direktionspräsident der

Eidgenössischen Materialprüfungs- und Versuchsanstalt für Industrie, Bauwesen und Gewerbe (E.M.P.A.), und mit der wertvollen Unterstützung von Dr. A. Voellmy, Abteilungsvorsteher für Eisenbeton an der E.M.P.A., an einer Serie von Versuchsbalken der Eisenbetonuntersuchung der E.M.P.A. ausgeführt worden.

Die oben erwähnte Berechnungsweise (die Formeln mit den materialtechnischen Koeffizienten) wurde mit den Versuchsergebnissen dieser Arbeit, mit den Resultaten der E.M.P.A. Eisenbetonuntersuchung und mit den Ergebnissen verschiedener Autoren aus der Literatur (nur wo alle nötigen Angaben für die Anwendung der vorliegenden Berechnungsweise angegeben waren) verglichen.

Anhand von einigen Beispielen werden nach der vorgeschlagenen Berechnungsweise die Sicherheitsgrade für die nach den bisherigen Schweizerischen Normen dimensionierten Eisenbetonbauelemente angegeben.

Zum Schluss sind als Beispiele einige Kurven für die graphische Ermittlung der Bruchlasten abgebildet.

I.

Übersicht über den bisherigen Stand der Theorie für die Berechnung der Bruchlasten der auf Biegung beanspruchten Eisenbetonkörper.

Ausser den älteren Bestrebungen, die Bruchlast der Eisenbetonkörper nach der sich auf das Elastizitätsgesetz stützenden Berechnungsweise zu erhalten, sind neuerdings mehrere Vorschläge dafür gemacht worden, wie man durch die Berücksichtigung der plastischen Verformungen im Bruchzustand die Tragfähigkeit der Eisenbetonkörper berechnen könnte.

Man unterscheidet gewöhnlich zwischen normal- und überarmierten Betonkörpern, oder genauer: Körper, bei denen der Bruch durch Überschreitung der Streckgrenze des Stahles entsteht sog. Stahlbereich und Körper, bei welchen die Betonzerstörung die Bruchursache bildet sog. Betonbereiche.

Die meisten Vorschläge gelten für die Berechnung der Bruchlasten bei statischer Belastung. Dem Verfasser ist nur eine Formel für die Bestimmung der Ermüdungs-Bruchlasten der Eisenbetonbalken bekannt [1] *).

*) siehe Literaturangaben.

Formeln für die Berechnung der einfach armierten

Rechteckbiegebalken.

a) Stahlbereich.

Eine Gruppe der Formeln ist abgeleitet unter der Annahme, dass die Spannungen im Armierungsstahl beim Bruch des Balkens der Streckgrenze des Stahles entsprechen und ferner, dass die Betonzugspannungen infolge der Risse nicht mitwirken, und dass die Betonranddruckspannungen gleich den Prismen- oder Würfelfestigkeiten des Betons sind.

Unter solchen Annahmen wurden die Formeln von S u e n s o n [2], R o š [3], St ü s s i [4], K a z i n c z y [5] und S a l i g e r [6 u. 7] abgeleitet. (Siehe Zusammenstellung Abb. 1.) Einige Autoren haben unabhängig von den anderen die gleiche Formel bekommen.

Will man alle angegebenen Formeln in einer allgemeinen Form ausdrücken, so bekommt man

$$M = \sigma_s \cdot F_e \cdot h \left(1 - \frac{k}{k_1} \cdot \frac{\sigma_s u}{p \beta_d} \right)$$

Wird dabei angenommen, dass $p \beta_d = 0.80 w \beta_d$ ist, so können alle Formeln wie folgt durch das Verhältnis der Koeffizienten $k:k_1$ verglichen werden:

Formel von S u e n s o n, K a z i n c z y, S a l i g e r (II)	$k:k_1 = 0,50$
Formel von S a l i g e r (I)	$k:k_1 = 0,40$
Formel von R o š (E.M.P.A.) *)	$k:k_1 = 0,53$
Formel von S t ü s s i	$k:k_1 = 0,55$

Man sieht, dass die Formeln, die als Betonrandspannung die Prismenfestigkeit annehmen (alle ausser Formel I von Saliger), praktisch keinen grossen Unterschied aufweisen, besonders für normal- und schwacharmierte Balken, wo das Glied, mit welchem die Koeffizienten in direkter Verbindung stehen, ziemlich klein ist.

*) Die in den seit Jahre 1939 in der Sowjetunion geltenden Eisenbeton-Bestimmungen gegebene entsprechende Formel ist identisch mit der obenangeführten, in allgemeiner Form ausgedrückten Formel und hat den der Formel von M. Roš entsprechenden Koeffizient 0,53, wobei die Bedeutung der Festigkeit der Druckzone der Balken nicht genau dieselbe ist, wie bei den andern obenangeführten Formeln.

Bei der andern Gruppe der Formeln, namentlich bei den Formeln von Steuermann [9, 10 u. 11] und Gebauer [12 u. 13] wird vorausgesetzt, dass ausser den bei der ersten Gruppe der Formeln berücksichtigten Spannungen, noch in der Zugzone des Betons ein Teil der Betonzugfestigkeit bzw. eine Druckvorspannung im Eisen mitwirkt (infolge des Schwindens des Betons) und die Gesamtkraft in der Zugzone und damit auch das Bruchmoment vergrössert im Vergleich mit der oben genannten Gruppe der Formeln.

Zu der dritten Gruppe gehören die Vorschläge von Bittner [14 u. 15] und Saliger [8]. Diese nehmen an, dass die Stahlspannungen bei schwacharmierten Balken infolge der grossen Verformungen im Bruchquerschnitt der Balken höher sein könnten als die Streckgrenze des Stahles. Dieser Fall kann vorkommen, wenn die Dehnungen des Armierungsstahles im Bruchquerschnitt grösser werden, als die Länge des Streckbereiches des Stahles.

Die Grösse der Stahlspannungen kann bei diesen Formeln aus dem Spannungs-Dehnungsdiagramm des Stahles für die betreffende Dehnung der Armierung im Balken abgelesen oder nach der empirischen Formel von Saliger bestimmt werden. Für die bei der Berechnung der Dehnungen der Armierung im Balken nötigen Betonrandstauchungswerte gibt Bittner 3⁰/₀₀ an, sagt aber dabei, dass dieser Wert auch bis 7⁰/₀₀ gehen kann. Saliger gibt für diesen Wert am Anfang 5⁰/₀₀ an.

Ferner ist noch ein Vorschlag von Maillart [16] vorhanden, der das Bruchmoment als statistischen Mittelwert aus mehreren Versuchen bestimmt. Maillart hat auf diese Weise eine rein empirische Formel gefunden, gestützt auf rund 120 Versuchsergebnisse. Die Formel von Maillart in oben erwähnter allgemeiner Form ist in der Zusammenstellung Abb. 1 angegeben.

Ausser diesen Vorschlägen, die den elastischen Zustand nicht als Grundlage für die Berechnung annehmen, weil er beim Bruch nicht gültig sein kann, kann noch der Vorschlag von Heidinger [17] erwähnt werden. Nach diesem Vorschlag wird der Abstand der neutralen Achse der Balken nach dem elastischen Zustand (sog. Zustand II) mit $n=15$ auf übliche Weise berechnet und nachher das Bruchmoment aus der dem plastischen Zustand annähernd angepassten Spannungsverteilung berechnet.

b) Betonbereich.

Der Vorschlag von Stüssi [4] zur Berechnung der Bruchmomente von überarmierten Eisenbetonbalken ist auf ähnliche Weise wie die übliche Eisenbetontheorie abgeleitet, nur ist an Stelle des konstanten und dem elastischen Zustand entsprechenden n -Wert, ein variabler n -Wert gesetzt,

$$\bar{n} = \frac{E_e \cdot \varepsilon_{br}}{\beta_p}$$

wobei als Randstauchung ε_{br} die Prismenbruchstauchung gemeint ist.

Statt einer linearen Spannungsverteilung wurde im allgemeinen als Form eine Kurve angenommen. Der Vorschlag von Stüssi ist mehr theoretisch und den Versuchsergebnissen nicht angepasst.

Brandtzaeg [18] hat für die Auswertung seiner Versuchsergebnisse eine ähnliche Berechnungsweise abgeleitet, nur dass seine Formeln anders ausgedrückt und auch den Versuchsergebnissen angepasst sind. In dieser Berechnungsweise ist als Randspannung des Betons beim Bruch die Prismenfestigkeit des Betons angenommen, und so konnten praktisch einigermaßen gute Übereinstimmungen mit den Versuchsergebnissen erhalten werden. Die Randstauchungen des Betons hat Brandtzaeg durch einige Versuche bestimmt und deren mittleren Verlauf durch ein lineares Gesetz ausgedrückt.

Von Saliger [8] ist auch eine ähnliche Berechnungsweise vorgeschlagen, wo aber für die Betonrandstauchungen ein mittlerer Wert von 50/100 angesetzt ist.

Auch Maillart [16] gibt in seiner empirischen Berechnungsweise einen Vorschlag für überarmierte Balken. Dieser Vorschlag ist als Formel ausgedrückt in der Zusammenstellung Abb. 1 wiedergegeben.

Ausser den erwähnten Vorschlägen existieren für überarmierte Balken auch solche, wo der Abstand der neutralen Achse nach dem sog. Zustand II mit $n=15$ berechnet wird und wo nachher die Bruchmomente mit einer dem plastischen Zustand entsprechenden Annahme der Spannungsverteilung bestimmt werden. Solche Vorschläge sind von Friedrich [19] und Heidinger [17] veröffentlicht worden.

Es sind auch einige ähnliche Berechnungsarten für doppelt-armierte Balken, einfach- und doppeltarmierte Plattenbalken und

für exzentrisch gedrückte Körper von Brandtzaeg [18], Saliger [8] und Langendonck [20] abgeleitet worden. Auf eine nähere Betrachtung aller dieser Formeln kann verzichtet werden, weil sie sich im Allgemeinen auf ähnliche Annahmen stützen, wie die oben erwähnten Formeln der Rechteckbiegebalken. Es muss erwähnt werden, dass die genannten Formeln für die Druckarmierung die Quetschgrenze des Stahles als Stahlspannung annehmen.

Weiter sind über die erwähnte Frage noch die Arbeiten von Coppeé*), Melan**), Emperger**) und Michiel-sen***) bekannt****).

II.

Die Bruchmomente der einfach bewehrten Eisenbetonbalken. Zusammenstellung der Versuchsergebnisse.

Um die Theorie des Bruchmomentes beim einfach bewehrten Eisenbetonbalken mit Versuchsergebnissen zu vergleichen und die vorhandenen Unterschiede zu erklären, wurden die Messergebnisse von rund 550 Probekörpern zusammengefasst¹⁾.

Die Werte der Bruchmomente sind graphisch dargestellt (siehe Abb. 2 und 3)²⁾ und können dort mit der Formel von Prof. M. Roš (E.M.P.A.-Formel) verglichen werden, die als eine Kurve aufgetragen ist. Man hat als Vergleichsbasis für den Stahlbereich eine

*) Abhandlungen der Internationalen Vereinigung für Brücken- und Hochbau, 1935, Bd. 3.

**) Beton und Eisen, 1936, Heft 19.

***) Beton und Eisen, 1936, Heft 9.

****) Gegenwärtig sind in der Sowjetunion Werke erschienen (s. Literaturverzeichnis Nr. 47 u. Nr. 48), in welchen die Berechnungsweise der Bruchlast für sehr verschiedenartige in der Praxis vorkommende Belastungsfälle und Konstruktionstypen ausgeführt ist. In diesen Berechnungsarten wird der sog. Stahlbereich analog den obenangeführten Berechnungsarten behandelt, während der sog. Betonbereich in bezug auf Biegung meist überhaupt beiseite gelassen, jedoch in bezug auf exzentrischen Druck mit gewissen Vereinfachungen erfasst wird.

¹⁾ Die Resultate aus der Literatur, siehe Literaturangaben [7, 18, 19, 21—40].

²⁾ Die Zeichnung 2 ist später ergänzt worden durch die aus der Literatur der Sowjetunion [47, 48 u. 49] erhaltenen Angaben, welche bei den Zeichnungen 4—6 nicht in Betracht gezogen sind.

dieser Gruppe angehörende Formel genommen, welche als Stahlspannung beim Bruch des Balkens die Streckgrenze annimmt, um zu sehen, ob die Versuchswerte wirklich höher liegen, so wie es in den andern Formeln vorausgesetzt wird.

Aufgetragen sind nur die Resultate der Balken, welche auf Biegung, aber nicht auf Schub zerstört worden sind und bei welchen die wichtigsten Materialeigenschaften (Prismen- oder Würfelfestigkeit des Betons und Streckgrenze des Stahles) angegeben waren. Bei diesen Fällen, wo nur die Prismenfestigkeit bekannt war, hat man folgendes Übertragungsverhältnis gebraucht:

$$p\beta_a = 0.80 w\beta_a$$

Dieselben Resultate sind auf dem andern Zeichnungen (Abb. 4—5 u. 7) dargestellt, als Streuungen der gemessenen Bruchmomente gegenüber den mit der E.M.P.A.-Formel berechneten im Zusammenhang mit dem Armierungsgehalt und der Betonfestigkeit des Probekalkens.

Aus diesen Zeichnungen kann man ersehen, dass die meisten Versuchsergebnisse etwas höhere Werte zeigen, als die mit der E.M.P.A.-Formel berechneten Bruchmomente.

Man hat die Versuchswerte auch mit der empirischen Kurve von *Maillart* verglichen und gefunden, dass die Kurve etwas höher liegt als die Mittelwerte der zusammengestellten Versuchsergebnisse.

Die Streuungen gegenüber der E.M.P.A.-Formel sind besonders gross bei kleineren Armierungsgehalten (sie betragen bis 35%, mit einer mittleren Streuung bis rund 15%) *). Daraus dass die Versuchsergebnisse höher sind als die nach der E.M.P.A.-Formel berechneten Werte, kann geschlossen werden, dass die inneren Kräfte in der Zugzone (dementsprechend auch in der Druckzone) des Balkens grösser sind, als in der E.M.P.A.- und den andern ähnlichen Formeln berücksichtigt ist, d. h. dass die Zugkraft grösser sein muss als die Bewehrungsfläche mal die Streckgrenze des Stahles ergibt.

*) Denselben Effekt haben auch die Forscher in der Sowjetunion erhalten (s. Literaturverzeichnis 48 u. 49), indem sie in bezug auf die kleinere Verhältniszahl der Armatur, richtiger ausgedrückt, in bezug auf den kleineren Wert des C ($C \leq 0,15$) eine durchschnittliche Streuung von +27% erhielten, während in bezug auf den grösseren Wert des C ($0,152 < C < 0,58$) die durchschnittliche Streuung +6,2% war.

Streuungen wegen Material- und Versuchsungenauigkeiten.

Bevor man einige Schlüsse ziehen kann, muss näher untersucht werden, ob Ungenauigkeiten beim Versuch ein scheinbar grösseres Bruchmoment ergeben können. Bekannterweise kommen in Versuchsergebnissen immer Streuungen vor. Diese sind verursacht durch Materialverschiedenheiten und teilweise auch durch Ungenauigkeiten in der Durchführung des Versuchs. Diese Streuungen sind unvermeidlich, sie sind aber normalerweise nicht von systematischer Natur. Es können aber auch Streuungen infolge der einzelnen Versuchsfehler und Ungenauigkeiten vorkommen, die wirklich systematischer Art sind und wahrscheinlich einen Teil der oben erwähnten grösseren Versuchswerte bewirkt haben. Es sind nachfolgend einige Beispiele dieser Art gegeben.

Ungenauigkeiten in der Höhe und Breite der Balken. Viele Autoren geben die Masse der Balken als runde Zahlen an, die wahrscheinlich die Masse von Schalungen sind. Bei Versuchen kann man beobachten, dass die Höhe der Balken und die Breite in der Druckzone fast immer grösser sind als die vorgesehenen Masse der Schalungen zeigen.

Die Art der Beobachtung der maximalen Belastung kann ein scheinbar grösseres oder kleineres Bruchmoment ergeben. Ein kleineres Bruchmoment bekommt man, wenn man als maximale Belastung diejenige Last notiert, wo die Durchbiegungen rasch zunehmen (Fließen). Diese Last ist wohl eine kritische Last für die Balken und für praktische Zwecke ist es sehr wichtig sie zu kennen, weil die Verformungen bei dieser Last rasch zunehmen. Es ist aber nicht gesagt, dass diese Last immer der Höchstlast der Balken entspreche.

Bei Versuchen kann man auch scheinbar höhere Lasten ablesen. Die *Geschwindigkeit der Laststeigerung* hat einen Einfluss auf die Versuchsergebnisse. Bei grösserer Geschwindigkeit bekommt man bekannterweise höhere Bruchlasten.

Die *Reibung in der Kolben* gibt auch scheinbar höhere Bruchlasten.

Die *Reibung in den Auflagern*, auch dann, wenn diese wohl drehbar aber nicht beweglich sind, kann eine Entlastung der Balken herbeiführen und dadurch scheinbar höhere Bruchmomente ergeben. Die Reibung in den Auflagern kann normalerweise bei Laboratoriumsversuchen keine grösseren Fehler geben, auch dann, wenn die

Auflager nicht beweglich sind, aber doch eine glatte Zylinderfläche haben, wie bei den gewöhnlichen Biegemaschinen. Einige Parallelversuche in der E.M.P.A. mit zwei verschiedenen Auflagerarten haben keinen nennenswerten Unterschied ergeben.

Es gibt auch *einige Ungenauigkeiten in der Materialeigenschaften*, die systematischer Natur sein könnten. Z. B. wenn die Balken in Holzschalungen und die Kontrollprismen oder -Würfel, die zur Bestimmung der Betonfestigkeit dienen, in eisernen Modellen betoniert werden, kann es vorkommen, dass wegen der Undichtigkeit der Schalungen und des Aufsaugens des Holzes ein Teil des Anmachwassers beim Betonieren abläuft, und der Beton im Balken darum höhere Festigkeiten hat, als die Kontrollkörper.

Wie man aus den vorgenannten Beispielen ersieht, können einige Versuchsfehler und Ungenauigkeiten ein scheinbar höheres Bruchmoment ergeben, als es in Wirklichkeit im Bruchquerschnitt existiert oder durch Berechnung berücksichtigt wird. Wahrscheinlich muss ein Teil von den oben festgestellten grösseren Werten so erklärt werden, dagegen sind aber nicht alle grösseren Werte der Bruchmomente durch diese Versuchsfehler und Materialverschiedenheiten begründet und die Ursache muss auch in den Grundlagen der Formeln dieser Gruppe gesucht werden.

Ungenauigkeiten in den Grundlagen der Formeln.

Ausserhalb der gewöhnlichen Grenzen der Streuungen der Materialeigenschaften und auch der obenerwähnten Versuchsfehler gibt es einige Punkte, wo die Formeln die Mannigfaltigkeit der Materialeigenschaften und Verschiedenartigkeiten der Balkenkonstruktionen nicht erfasst haben.

Neben der Hauptfrage, ob die Stahlspannungen beim Bruch der Streckgrenze gleichzusetzen sind, kann man vorher einige weniger wichtige Fragen betrachten.

Die Betondruckfestigkeit in der Druckzone der Probekörper verschiedener Bauart braucht nicht immer der Prismenfestigkeit des Betons zu entsprechen, wie das in den meisten Formeln angenommen wird. Unterschiede können bestehen zwischen Platten, Balken und Plattenbalken mit dünnen Platten. Es könnten aber auch vom Armierungsanteil herrührende Unterschiede in den Betonfestigkeiten der Druckzone des Balkens vorkommen, weil die

Zerstörung bei überarmierten Balken auf grössere Länge eintritt als bei normal- und schwacharmierten Balken. Es ist möglich, dass hier auch ein Unterschied wie zwischen den Prismen- und Würfel-festigkeiten vorkommt. Einen solchen Unterschied hat Brandtzaeg [18] bei seinen Versuchen feststellen können. Der Fehler wird dann wahrscheinlich kleiner sein, wenn die Stahlspannungen hauptsächlich für den Bruch massgebend sind und wird umso grösser werden, je mehr die Betonspannungen den Bruch verursachen.

Auch die Bügel als Umschnürung des Betons können einen ähnlichen Fehler ergeben, wie auch die Montageeisen als Druckbewehrung, wenn man sie nicht berücksichtigt.

Ausser den erwähnten wenig ins Gewicht fallenden Fragen bleibt aber die Hauptfrage: wie hoch sind die Stahlspannungen im Bruchquerschnitt bei Höchstlast?

Es ist ohne weiteres klar, dass der Bruch des normalarmierten Balkens nicht früher vorkommen kann als die Stahlspannungen die Streckgrenze erreicht haben (vorausgesetzt, dass die Balken genügend auf Schub armiert sind und dass der Bruch nicht deswegen früher eintritt). Man ersieht auch aus der Darstellung (Abb. 2), dass die E. M. P. A.-Kurve, welche als Stahlspannung die Streckgrenze annimmt, die untere Grenze der Versuchsergebnisse bildet.

Die Annahme aber, dass die Stahlspannungen nicht höher sein können als die Streckgrenze, ist im allgemeinen Fall nicht ohne Beweis selbstverständlich.

Die Eisenspannungen im Eisenbetonbalken beim Bruch hängen von den Dehnungen und Stauchungen im Bruchquerschnitt ab. Wenn die Dehnungen in den Bewehrungseisen nicht den Streckbereich des Stahles überschreiten (kleine Eisendehnungen im Balken oder langes Streckbereich des Stahles), kann die Streckgrenze annähernd als die maximale Eisenspannung angenommen werden. Es besteht dann die Frage: wie hoch könnten die Eisendehnungen im Bruchquerschnitt sein und ist es möglich, auf diese Art die höheren Bruchmomente zu erklären?

Für die in dieser Zusammenstellung gezeigten Balken fehlen solche Messungen. Man kann nur durch den indirekten Weg versuchen, die Sache einigermassen zu klären. Es sind daher die Einflüsse von verschiedenen Faktoren auf die Bruchmomente untersucht worden.

Gestützt auf die erwähnten Versuchsangaben war man bemüht, eine Antwort darauf zu erhalten, ob die durch das Schwinden des Betons hervorgerufenen Vorspannungen im Eisen und im Beton beim Bruchzustand wirksam sind und eine merkbare Bedeutung auf das Bruchmoment des Eisenbetonbalkens haben können, wie Gebauer [12 u. 13] und teilweise auch Steuernmann [11] in seinen Formeln annehmen.

Wenn aber das Schwinden einen merkbaren Einfluss auf das Bruchmoment des Eisenbetonbalkens hätte, dann müssten die Balken mit verschiedenen Schwindmassen auch verschiedene Streuungen des Bruchmomentes ergeben gegenüber den mit den üblichen einfachen Formeln (wie E. M. P. A.-Formel und andere) berechneten Werten, die die Vorspannung im Eisen nicht berücksichtigen. Wenn es so wäre, dann müssten die Balken mit feuchter Lagerung zu denjenigen mit trockener Lagerung und auch die jüngeren zu den älteren Balken verschiedene Streuungen ergeben. Solche Erscheinungen konnten aber nicht festgestellt werden. Besonders klar ist dies auch aus den Darstellung ersichtlich (siehe Abb. 5 und 7), dass Faktoren, wie das Alter und die Lagerungsart, keinen besonderen und merkbaren Einfluss auf das Bruchmoment des Eisenbetonbalkens ausüben. Es kann damit kein Einfluss des Schwindens auf das Bruchmoment des Eisenbetonbalkens festgestellt werden.

Weiter hat man versucht zu klären, ob die Höhe der Betonfestigkeit einen besonderen und direkten Einfluss auf die Streuungen des Bruchmomentes haben könnte, bezogen auf die mit der E. M. P. A.-Formel berechneten Werte, wie die Theorie von Steuernmann und Gebauer das annehmen, weil sie einen Bruchteil der Betondruckfestigkeit als Betonzugfestigkeit oder als Vorspannungen im Eisen in Betracht ziehen.

Aus der Darstellung (Abb. 4), auf welcher 408 Versuchsergebnisse von verschiedenen Autoren aufgetragen sind, kann man keinen merklichen und systematischen Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Streuungen der gemessenen Bruchmomente gegenüber den mit der E. M. P. A.-Formel berechneten feststellen.

Es ist auch nicht möglich aus der Darstellung (Abb. 2) mit Resultaten von Viereckbalken und -Platten zusammen mit Plattenbalken einen systematischen und bedeutenden Unterschied im Bruchmoment zwischen Balken (Platten) oder Plattenbalken zu finden. Solch ein Unterschied müsste deutlich erkennbar sein, wenn

die Zugzone der Balken einen so grossen Einfluss auf die Bruchmomente hätte, wie die Theorie von Steuermann und Gebauer das annehmen.

Ein bedeutender Unterschied kommt nur vor bei Plattenbalken mit sehr tief (im Steg) liegender Nullachse, wo die Druckzone mit dem Rechteckbalken nicht mehr vergleichbar ist.

Wohl kann aber aus den Darstellungen (Abb. 2 u. 4) ersehen werden, dass die mittlere Streuung mit der Abnahme des Bewehrungsgehaltes oder mit der Abnahme des Faktors $C = \frac{\mu \sigma_s}{w \beta d}$ (Abb. 4) etwas wächst, was besonders bei kleineren Bewehrungsgehalten deutlich wird. Aus dem letzteren kann man zusammen mit früheren Beobachtungen schliessen, dass die Ursache der systematischen Streuungen auch in den Stahleigenschaften liegen muss.

Durch ein berechnetes Beispiel wurde der Verlauf der Bruchmomente mit Berücksichtigung der Dehnungen und Stauchungen im Bruchquerschnitt und des wirklichen Spannungs-Dehnungsdiagramms des Stahles verfolgt (Abb. 6). Für das Beispiel ist ein Beton mit $w \beta d = 220 \text{ kg/cm}^2$ und mit einer Betonrandstauchung bei Höchstlast von $\epsilon_{br} = 4,54\%$ angenommen worden (nach untengegebener Formel 20. berechnet). Beim Stahl werden zwei Sorten, namentlich St. 37 und St. 55 mit durch Versuche festgestellten Spannungs-Dehnungslinien berücksichtigt.

Für die beiden Stahlsorten und die angenommenen Betoneigenschaften wurde für verschiedene $C = \frac{\mu \cdot \sigma_s}{w \beta d}$ Werte das Bruchmoment unter Berücksichtigung der Dehnungen in der Zugzone ausgewertet und als eine Kurve im Vergleich mit der E.M.P.A.-Kurve aufgetragen (Näheres über diese Berechnungsweise siehe Seite 30). Neben diesen Kurven sind die beiden Spannungs-Dehnungsdiagramme des Stahles in verzerrtem Massstab wiedergegeben, sodass man für einen bestimmten Wert von $m = \frac{M}{bh^2 w \beta d}$ oder $C = \frac{\mu \sigma_s}{w \beta d}$ die bei diesem Fall vorkommenden Stahlspannungen oder Dehnungen ablesen kann (zur Orientierung sind typische Punkte mit gleichen Bezeichnungen auf den Momentenkurven und Stahldiagrammen angegeben).

Die Streuungen (Unterschiede) dieser Kurven mit der E.M.P.A.-Kurve sind auf der Abb. 8 dargestellt, gemeinsam mit

den mittleren Streuungen der obenerwähnten Zusammenstellung (Abb. 4) der Versuchsergebnisse. Man sieht daraus, dass die Unterschiede der berechneten Kurven mit der E.M.P.A.-Kurve im grossen Ganzen einen ähnlichen Verlauf haben wie die mittleren Streuungen der zusammengestellten 408 Versuchsergebnisse.

Dass die Streuungen einigermassen von den Stahleigenschaften abhängig sind, kann man auch daraus ersehen, dass die Versuchswerte der mit weichem Stahl armierten Balken verhältnismässig gut übereinstimmen mit der E.M.P.A.-Formel. Z. B. geben die Resultate der Technischen Hochschule in Prag (Abb. 7) eine mittlere Streuung von $+5,2\%$ (obgleich die Abmessungen der Balken in runden Zahlen angegeben waren und diese Ungenauigkeit wahrscheinlich nicht berücksichtigt wurde). Der Stahl bei diesen Versuchen war ziemlich weich und hatte ein langes Streckbereich von 6% , (sogar bis 9%) Dehnung.

Gute Übereinstimmung mit der E.M.P.A.-Formel zeigen auch die Resultate von Saliger [7], bei welchen aber als Streckgrenze diejenige Spannung angegeben ist, wo beim Zugversuch der Manometerzeiger des Kolbens der Zugmaschine stehenblieb. Diese Grenze kann etwas höher liegen als die sog. $2^0/00$ -Grenze. Man sollte als Fliessspannung für Balken die wirkliche mittlere Fliessspannung nehmen.

Aus dem oben angegebenen rechnerischen Beispiel und dessen Vergleich mit Versuchsergebnissen, wie auch aus dem vorerwähnten Beispielen aus Versuchsergebnissen kann man ersehen, dass der Grund der höheren Bruchmomente hauptsächlich nur in den Stahleigenschaften liegen kann.

Um die Sache genau zu klären, muss man aber diese Erscheinung durch direkte Versuche und Messungen am Armierungsstahl bei Bruchlast festzustellen. (Die Resultate solcher Messungen sind unten angegeben, s. S. 48—52.)

III.

Allgemeine theoretische Grundlagen für die Berechnung der Bruchlasten der auf Biegung und auf exzentrischen Druck beanspruchten Eisenbetonkörper.

Bevor man ein spezielles Versuchsprogramm aufstellen kann, um die Brucherscheinungen zu erklären und die Theorie über die

Bruchlast zu ergänzen, muss man versuchen die Berechnungsgrundlagen der bisherigen Theorien zusammenzufassen, zu verarbeiten und eine logische allgemeine Berechnungsweise abzuleiten. Aus dieser allgemeinen Theorie kann dann ersehen werden, was eigentlich zu messen und zu beobachten ist, um zu einem auf die wirklichen Brucherscheinungen gestützten Berechnungsverfahren zu gelangen.

Solch eine logische und allgemeine, (vorläufig nur theoretische) Berechnungsweise wurde abgeleitet. Die Uebersicht von dieser ist unten angegeben.

Die praktischen materialtechnischen Koeffizienten sind im IV. Teil dieser Arbeit durch nachherige Versuche bestimmt worden.

Gruppierung der Bruchfälle.

Bevor man sich mit der allgemeinen Theorie beschäftigen kann, müssen alle möglichen Bruchfällen nach typischen Erscheinungen gruppiert und durch einige Definitionen festgelegt werden.

Als Bruch- oder Höchstlast der Eisenbetonkörper wird diejenige Last bezeichnet, welche der Körper gerade noch im Stande ist zu tragen.

Nach dieser Definition kann die Bruchlast bei Biegung oder exzentrischem Druck nicht früher erreicht werden als bis einer der Hauptteile des Verbundkörpers, d. h. die Längsarmierung oder der Beton der Druckzone nicht mehr tragen kann, oder wenn der Verbund zwischen beiden zerstört ist. Bei der Bestimmung der Bruchlast für Biegung oder exzentrischen Druck nimmt man an, dass der Körper nicht auf Schub zerstört werden kann (ausreichend armiert gegen Haupt-Zugspannungen), und dass die Bruchlast nur von in der Richtung der Achse wirkenden Normalkräften und Biegemomenten abhängig ist.

Ausserdem wird noch vorausgesetzt, dass der Verbund zwischen Beton und Eisen soweit erhalten bleibt, dass die Längsarmierung wenigstens ausserhalb der höchstbeanspruchten Stellen sich nicht vom Beton löst.

Darum kann man praktisch annehmen, dass bei den meisten Bruchfällen die Druckfestigkeit des Betons erreicht wird. Charakteristisch für verschiedene Brucharten werden aber die Stahlspannungen in der Zugbewehrung sein, die nach der Bewehrungsstärke, Stahleigenschaften und Betonfestigkeit (beim exzentrischen Druck

auch noch nach der Grösse der Exzentrizität), verschieden sein können.

Im allgemeinen können die Stahlspannungen der Zugbewehrung bei der Bruchlast sich in allen möglichen Phasen des Spannungs-Dehnungsdiagrammes befinden. Es werden folgende Brucharten unterschieden:

1. Die Stahlspannungen der Zugbewehrung bleiben unterhalb der Proportionalitätsgrenze des Stahles (im elastischen Bereich), der Bruch wird nur durch die Zerstörung des Betons eintreten, sog. „**Betonbereich**“. Dieser Fall kommt beim Biegeversuch von Balken mit schwachem Beton oder mit starker Armierung vor sowie beim exzentrischen Druck mit kleineren Exzentrizitäten.

2. Die Stahlspannungen der Zugbewehrung der Eisenbetonkörper werden beim Bruch über der Proportionalitätsgrenze, aber noch unterhalb der Streckgrenze liegen, sog. „**Übergangsbereich**“. Die Stahldehnungen sind grösser als die nach dem Elastizitätsgesetz berechneten, darum wird der Abstand der neutralen Achse (von Druckrand) und dementsprechend auch die Bruchlast kleiner sein als beim ersten Fall. Der Bruch der Eisenbetonkörper wird nur durch die Zerstörung des Betons eintreten.

3. Die Stahlspannungen erreichen die Streckgrenze des Stahles. Der Beton der Druckzone muss zerstört werden, bevor die Dehnungen im Bruchquerschnitt die ganze Länge des Streckbereiches des Stahles durchschritten haben, sog. „**Streckbereich**“ oder „**Stahlbereich I**“. Dieser Fall kommt beim Biegebalken mit weichem Armierungsstahl und mittlerer Bewehrungsstärke vor. Beim exzentrischen Druck wird der obenerwähnte Fall meistens der einzige Stahlbereich sein.

4. Die Dehnungen der Zugbewehrung im Bruchquerschnitt werden grösser als der Streckbereich des Stahles und die Stahlspannungen werden über die Streckgrenze steigen. Die Höchstlast wird erreicht erst wenn auch der Beton zerstört ist, sog. „**Verfestigungsbereich**“ oder „**Stahlbereich II**“. — Dieser Fall kommt meistens vor beim Biegebalken mit hochwertigen und kaltgereckten Armierungsstählen oder mit normalem Baustahl bei niedrigem Bewehrungsanteil und höherer Betonfestigkeit.

5. Ein Sonderfall tritt ein, wenn die Stahlspannungen die Zugfestigkeit des Stahles erreichen. Wegen den grossen Dehnungen des Stahles bei der Höchstspannung (Stahl bricht nicht sofort), wird

der Beton in der Druckzone zerstört und damit ist die Höchstlast der Balken erreicht, sog. „Stahlbereich III“. — Dieser Fall kann ausnahmsweise vorkommen, wenn der Beton sehr fest ist, der Armierungsanteil sehr klein ist und der Armierungsstahl sehr wenig Dehnung vor dem Erreichen der Höchstspannung hat.

Bei allen obenerwähnten Brucharten hat die Stärke der Druckarmierung die gleiche Bedeutung auf die Brucherscheinungen wie eine Vergrößerung der Betonfestigkeit oder eine relative Verkleinerung der Zugarmierung.

Ableitung der Grundformeln.

Die Ableitung der Grundformeln wurde gemacht für den symmetrischen beidseitig armierten Querschnitt und für den Fall, wo die äusseren Kräfte in der Symmetrieebene der Querschnitte wirken.

Es wurde vom exzentrischen Druck ausgegangen als dem allgemeinen Biegefall.

Weiter hat man, wo die allgemeine Form der Formeln nicht mehr vereinfacht werden konnte oder die Gleichungen nicht mehr zu lösen waren, die speziellen Formeln für die Biegung und für den exzentrischen Druck, für Rechteckquerschnitte und für Plattenbalken abgeleitet. Zum Schlusse wurden diese speziellen Formeln auch den obenerwähnten verschiedenen Brucharten angepasst.

Bei diesen letzteren Ableitungen von Sonderformeln ist man auch auf einige in der Literatur schon vorhandene Formeln gestossen, die in ähnlicher Weise, aber nur für Einzelfälle abgeleitet worden sind.

Die Hauptgrundlagen für die Ableitung der Formeln sind:

1. Die Gleichgewichtsbedingungen der im Bruchquerschnitt wirkenden inneren und äusseren Kräfte.
2. Das Ebenbleiben des Bruchquerschnittes (die Betonzugzone, die durch Risse zerstört ist, wird nicht mitgerechnet). Um diese Bedingung zu erfüllen, müssten die Armierungseisen wenigstens beidseitig ausserhalb der höchstbeanspruchten Stellen so verankert sein, dass die Stäbe im Beton nicht gleiten können.
3. Die Zugspannungen des Betons im Bruchquerschnitt müssen infolge der Risse nicht mitwirken.
4. Die Druckarmierung soll wenigstens bis zur Quetschgrenze des Stahles in der Druckzone des Bruchquerschnittes mitwirken.

Zur Erfüllung dieser Bedingung müssten die Druckeisen gegen das Ausknicken mit Bügeln festgehalten sein.

5. Die Körper müssen gegen Schub und schiefe Zugkräfte (die von der Querkraft herrühren) genügend armiert sein, sodass der Bruch der Eisenbetonkörper nur durch Längskräfte und Biegemomente eintreten kann.

6. Die äussern Kräfte müssen, wie oben erwähnt, in der Symmetrieebene der Querschnitte wirken.

Bei Ableitung der Formeln hat man als positives Vorzeichen für Spannungen und für innere und äussere Kräfte die auf der Abb. 9 gegebene Richtung angenommen. Wenn bei der Berechnung nach den abgeleiteten Formeln ein Resultat negativ ausfällt, bedeutet es, dass die Richtung der entsprechenden Grösse im Vergleich zu Abb. 9 umgekehrt sein muss.

Die gesamte Druckkraft der Betonspannungen nach der Abb. 9 (ohne Berücksichtigung der Druckarmierungsflächen) ist:

$$D_b = \int_0^x \sigma_b \cdot b \cdot d\xi; \text{ oder } D_b = k_1 \cdot \max \sigma_b \int_0^x b \cdot d\xi,$$

wenn man als k_1 folgendes bezeichnet:

$$k_1 = \frac{\int_0^x \sigma_b \cdot b \cdot d\xi}{\max \sigma_b \int_0^x b \cdot d\xi}$$

Die gesamte Druckkraft der Stahl-Druckspannungen (unter Abzug der Betonfläche, die schon in die Betondruckkraft einrechnet wird) ist:

$$D_e' = \sum_1^n f_e' (\sigma_e' - \sigma_{1b})$$

Die gesamte Zugkraft der Stahlzugspannungen ist:

$$Z_e = \sum_1^n \sigma_e \cdot f_e$$

Die Gleichgewichtsbedingung der Längskräfte lautet:

$$Z_e - D_e' - D_b + P = 0$$

Oder mit den oben angegebenen Ausdrücken der Einzelwerte:

$$\sum_1^n \sigma_e f_e - \sum_1^n (\sigma_e' - \sigma_{1b}) f_e' - \int_0^x \sigma_b \cdot b \cdot d\xi + P = 0 \quad \dots \quad (1)$$

oder

$$\sum_1^n \sigma_e f_e - \sum_1^n (\sigma_e' - \sigma_{1b}) f_e' - k_1 \cdot \max \sigma_b \int_0^x b \cdot d\xi + P = 0 \quad \dots \quad (1^a)$$

Die Gleichgewichtsbedingung der Momente lautet:

$$P e_e - D_b' (h - kx) - \left[\sum_1^n f_e' (\sigma_e' - \sigma_{1b}) \right] (h - h') = 0 \quad (2)$$

wo k als Koeffizient des Schwerpunktabstandes der gesamten Beton-Druckkräfte bedeutet:

$$k = 1 - \frac{\int_0^x \sigma_b \cdot b \cdot \xi \cdot d\xi}{x \int_0^x \sigma_b \cdot b \cdot d\xi}$$

Die Momentengleichung erhält mit den oben angegebenen Einzelwerten folgende Form:

$$P e_e - (k_1 \cdot \max \sigma_b \int_0^x b \cdot d\xi) (h - kx) - \left[\sum_1^n f_e' (\sigma_e' - \sigma_{1b}) \right] (h - h') = 0 \quad (2^a)$$

Bei der weiteren Ableitung der Formeln müssen nun die verschiedenen Querschnittsformen, und die Biegung sowie der exzentrische Druck getrennt behandelt werden.

Biegung; Rechteckquerschnitt, beidseitig armiert.

Unter Berücksichtigung der Querschnittsform (Abb. 10) wird die Gleichgewichtsgleichung (1) folgende Form bekommen:

$$F_e \sigma_e - F_e' (\sigma_e' - \sigma_{1b}) - \max \sigma_b \cdot b \cdot x \cdot k_1 = 0$$

aus welchem x bestimmt werden kann:

$$x = \frac{F_e \sigma_e - F_e' (\sigma_e' - \sigma_{1b})}{\max \sigma_b b k_1} \quad (3)$$

oder

$$\alpha = \frac{x}{h} = \frac{\mu \cdot \sigma_e - \mu' (\sigma_e' - \sigma_{1b})}{\max \sigma_b k_1} \quad (3^a)$$

wo

$$\mu = \frac{F_e}{bh} \quad \text{und} \quad \mu' = \frac{F_e'}{bh}$$

Die andere Gleichgewichtsgleichung (2) wird wie folgt lauten:

$$M = \max \sigma_b \cdot b \cdot x \cdot k_1 (h - kx) + F_e' (\sigma_e' - \sigma_{1b}) (h - h') \quad (4)$$

oder

$$m = \frac{M}{\max \sigma_b \cdot b h^2} = \alpha k_1 (1 - k\alpha) + \frac{\mu' (\sigma_e' - \sigma_{1b})}{\max \sigma_b} \left(1 - \frac{h'}{h}\right) \quad (4^a)$$

Exzentrischer Druck; Rechteckquerschnitt, beidseitig armiert.

Die Gleichgewichtsgleichung (1) wird folgende Form erhalten:

$$F_e \sigma_e - F_e' (\sigma_e' - \sigma_{1b}) - \max \sigma_b \cdot b \cdot x \cdot k_1 + P = 0$$

daraus x abgeleitet:

$$x = \frac{F_e \sigma_e - F_e' (\sigma_e' - \sigma_{1b}) + P}{\max \sigma_b \cdot b \cdot k_1} \dots \dots \dots (5)$$

Die andere Gleichgewichtsgleichung (2) ergibt:

$$P e_e = \max \sigma_b \cdot b \cdot x \cdot k_1 (h - xk) + F_e' (\sigma_e' - \sigma_{1b}) (h - h') \dots \dots (6)$$

Aus den beiden Gleichungen (5) und (6) zusammen erhält man in allgemeiner Form:

$$P = - \left[\frac{\max \sigma_b b (e_e - h) k_1}{2k} + F_e \sigma_e - F_e' (\sigma_e' - \sigma_{1b}) \right] + \left\{ \left[\frac{\max \sigma_b b (e_e - h) k_1}{2k} \right]^2 + \frac{\max \sigma_b \cdot b \cdot k_1}{k} \left[F_e \sigma_e e_e - F_e' (\sigma_e' - \sigma_{1b}) (e_e - h + h') \right] \right\}^{\frac{1}{2}} \dots \dots (7)^*$$

oder

$$p = \frac{P}{\max \sigma_b b h} = - \left[\frac{\frac{e_e}{h} - 1}{2 \frac{k}{k_1}} + \frac{\mu \sigma_e}{\max \sigma_b} - \frac{\mu' (\sigma_e' - \sigma_{1b})}{\max \sigma_b} \right] + \sqrt{\left[\frac{\frac{e_e}{h} - 1}{2 \frac{k}{k_1}} \right]^2 - \frac{\mu \sigma_e k_1}{\max \sigma_b \cdot k} \cdot \frac{e_e}{h} - \frac{\mu' (\sigma_e' - \sigma_{1b})}{\max \sigma_b} \cdot \frac{k_1}{k} \left(\frac{e_e}{h} - 1 + \frac{h'}{h} \right)} \dots \dots (7^a)$$

Die Formeln für den Rechteckquerschnitt sind unter den oben genannten Annahmen, (dass der Beton in der Zugzone nicht mitwirkt) auch für die Plattenbalken (T -Querschnitt) gültig, wenn die neutrale Achse in die Platte fällt.

Biegung; Plattenbalken, beidseitig armiert.

Die Betonspannungen und die entsprechenden Druckkräfte werden für den Steg D_{st} (bis Druckrand des mittleren Teiles Abb.

*) Die zweite Lösung der Gleichung, d. h. die Lösung mit einem negativen Vorzeichen vor der Quadratwurzel, fällt fort, da diese Lösung in Wirklichkeit nicht möglich ist. Wenn man den erwähnten zweiten Wert des P in die Gleichung (5) hineinsetzt, erhält man auch einen negativen Wert für x , das hiesse also, dass die ganze Druckzone des Betons ausserhalb des berechneten Querschnittes liegen muss, was aber unmöglich ist.

12) und für die Platte D_p (nur der Teil mit der Dicke d_0) getrennt angenommen. Dementsprechend sind auch die Koeffizienten bezeichnet: k und k_1 für den Steg (wie für den Rechteckquerschnitt) und k_0 und k_0^1 für die Platte.

Aus der Gleichung (1) bekommt man:

$$x = \frac{F_e \sigma_e - F_e'(\sigma_e' - \sigma_{1b}) - \max \sigma_b \cdot d_0 k_0^1 (b - b_0)}{\max \sigma_b k_1 b_0} \quad (8)$$

und aus der Gleichung (2):

$$M = \max \sigma_b b_0 x k_1 (h - kx) + \max \sigma_b k_0^1 d_0 (b - b_0) (h - d_0 k_0) + F_e'(\sigma_e' - \sigma_{1b})(h - h') \quad (9)$$

Exzentrischer Druck; T-Querschnitt, beidseitig armiert.

In ähnlicher Weise wie oben wird erhalten:

$$x = \frac{F_e \sigma_e - F_e'(\sigma_e' - \sigma_{1b}) - \max \sigma_b d_0 k_0^1 (b - b_0) + P}{\max \sigma_b b_0 k_1} \quad (10)$$

$$P \cdot e_e = \max \sigma_b \cdot b_0 x k_1 (h - h \cdot x) + \max \sigma_b d_0 k_0^1 (b - b_0) (h - d_0 k_0) + F_e'(\sigma_e' - \sigma_{1b})(h - h') \quad (11)$$

$$P = - \left[\frac{\max \sigma_b \cdot b_0 (e_e - h) k_1}{2 k} + F_e \sigma_e - F_e'(\sigma_e' - \sigma_{1b}) - \max \sigma_b d_0 k_0^1 (b - b_0) \right] + \left\{ \left[\frac{\max \sigma_b b_0 (e_e - h)^2}{2 k} + \frac{\max \sigma_b \cdot b_0 \cdot k_1}{k} [F_e \sigma_e e_e - F_e'(\sigma_e' - \sigma_{1b})(e_e - h + h') - \max \sigma_b d_0 k_0^1 (b - b_0) (e_e - h + k_0 d_0)] \right]^{\frac{1}{2}} \right\} \quad (12)$$

Ableitung der Spezialformeln für die verschiedenen Brucharten.

In den oben abgeleiteten allgemeinen Formeln ist der Zusammenhang zwischen den Eisen- und Betonspannungen nicht ausgedrückt und die Höchstwerte der Spannungen sind nicht eingesetzt. Das kann man nun unter Berücksichtigung der verschiedenen Brucharten tun.

*) Die andere Lösung fällt aus denselben Gründen fort, wie auf S. 25 in bezug auf die Formel (7) angeführt.

Im allgemeinen wird als Betonrandspannung beim Bruch die Prismendruckfestigkeit angenommen

$$\max \sigma_b = p\beta_d$$

Diese Annahme soll noch durch einen Vergleich der berechneten Bruchlasten mit Versuchswerten bestätigt werden (siehe Seite 55—61).

Als Stahlspannung in der Druckbewehrung des Eisenbetonkörpers wird die Quetschgrenze des Stahles dann angenommen, wenn die Stauchungen dementsprechend hoch sind. Im anderen Falle, wo die Stahldruckspannungen im elastischen Bereich bleiben, hat man sie wie gewöhnlich nach dem Elastizitätsgesetz ausgewertet.

Biegung; Rechteckquerschnitt, beidseitig armiert.

1) Wenn: $\sigma_e =$ beliebig; $\sigma_e' = \sigma_q$; $\max \sigma_b = p\beta_d$ und $\sigma_{1b} = \max \sigma_b = p\beta_d$;

Wenn man die Formeln (3) und (4) unter Annahme des Ebenbleibens des Querschnittes, mit dem von Emperger vorgeschlagenen sog. verallgemeinerten oder plastischen n^* -Wert gebraucht, wo

$$n^* = \frac{\sigma_e \cdot \varepsilon_{br}}{\varepsilon_e \cdot p\beta_d}$$

so erhält man die Formel für x :

$$x = \frac{1}{2bk_1} \left[F_e n^* + \frac{F_e'(\sigma_q - p\beta_d)}{p\beta_d} \right] \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{4k_1 b F_e n^*}{\left[F_e n^* + \frac{F_e'(\sigma_q - p\beta_d)}{p\beta_d} \right]^2}} \right] \quad (13)$$

oder

$$a = \frac{x}{h} = \frac{\mu n^* + C_q'}{2k_1} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{4k_1 \mu n^*}{(\mu n^* + C_q')^2}} \right] \quad (13)$$

wo

$$C_q' = \frac{\mu'(\sigma_q - p\beta_d)}{p\beta_d}$$

Und die Formel für das Bruchmoment:

$$M = p\beta_d \cdot b \cdot x \cdot k_1 (h - kx) + F_e'(\sigma_q - p\beta_d) \cdot (h - h') \quad (14)$$

oder

$$m = \frac{M}{p\beta_d \cdot b \cdot h^2} = ak_1(1 - ka) + C_q' \left(1 - \frac{h'}{h} \right) \quad (14^a)$$

2) Wenn: $\sigma_e = \text{Beliebig}$; $\sigma_e' < \sigma_p'$; $m_a \sigma_b = p \beta_d$ und $\sigma_{1b} = m_a \sigma_b = p \beta_d$.

Für diesen Sonderfall wird für die Spannungen in der Druckbewehrung das Hooke'sche Gesetz angewendet:

$$\sigma_e' = E_e \varepsilon_e';$$

und aus dem Ebenbleiben des Querschnittes:

$$\varepsilon_e' = \left(1 - \frac{h'}{h}\right) \varepsilon_{br}$$

Wenn man in der Druckzone als n_1^* (halbplastisch) den von Stüssi (und anderen) gebrauchten Wert nimmt:

$$n_1^* = \frac{E_e \varepsilon_{br}}{p \beta_d}$$

so bekommt man:

$$x = \frac{F_e n^* + F_e' (n_1^* - 1)}{2 k_1 b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{4 b k_1 (F_e n^* h + F_e' n_1^* h')}{[F_e n^* + F_e' (n_1^* - 1)]^2}} \right] \dots (15)$$

oder

$$\alpha = \frac{x}{h} = \frac{\mu n^* + \mu' (n_1^* - 1)}{2 k_1} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{4 k_1 (\mu n^* + \mu' n_1^* \frac{h'}{h})}{[\mu n^* + \mu' (n_1^* - 1)]^2}} \right] \dots (15^a)$$

Und für das Bruchmoment:

$$M = p \beta_d \cdot b x k_1 (h - kx) + p \beta_d \cdot F_e' \left[(n_1^* - 1) - \frac{h'}{x} n_1^* \right] (h - h') \dots (16)$$

oder

$$m = \frac{M}{p \beta_d \cdot b \cdot h^2} = \alpha k_1 (1 - k\alpha) + \mu' \left[(n_1^* - 1) - \frac{h'}{h} \cdot \frac{1}{\alpha} \cdot n_1^* \right] \left(1 - \frac{h'}{h}\right) \dots (16^a)$$

Die Formeln (13) bis (16) sind für alle im Anfang dieser Kapitels erwähnten Brucharten gültig, nur muss man jedes Mal durch Probieren den n^* -Wert suchen, wenn die Werte für die Betonrandstauchungen und die Koeffizienten k und k_1 bekannt sind. Das im n^* -Wert vorkommende σ_e und ε_e müssen dem Spannungs-Dehnungsdiagramm des Armierungsstahles entsprechen und gleichzeitig muss auch der durch diese Werte berechnete x -Wert mit dem Ebenbleiben des Querschnittes übereinstimmen:

$$\varepsilon_e = \left(\frac{h}{x} - 1\right) \cdot \varepsilon_{br}$$

oder

$$\varepsilon_e = \left(\frac{1}{\alpha} - 1 \right) \cdot \varepsilon_{br}$$

Die Werte für die Betonrandstauchungen und die Koeffizienten k und k_1 müssten durch Versuche bestimmt werden (siehe Seite 52 u. 54).

Für einzelne Brucharten können die obenerwähnten Formeln in bequemer und brauchbarer Form ausgedrückt werden.

Betonbereich: $\sigma_e < \sigma_p$; $\sigma_e' = \sigma_b$ (oder $\sigma_e' < \sigma_p'$); $\max \sigma_b = = {}_p\beta_d$ und $\sigma_{1b} = {}_p\beta_d$.

Die Stahlspannungen in der Zugzone (oder auch in der Druckzone) folgen dem Hooke'schen Gesetze. Die Formeln sind durch $n_1^* = \frac{E_e \varepsilon_{br}}{{}_p\beta_d}$ (halbplastisches — n) statt $n^* = \frac{\sigma_e \varepsilon_{br}}{E_e {}_p\beta_d}$ (plastisches — n) ausdrückbar. In diesem Fall erhält man aus den Formeln (13) und (14) für überarmierte Biegebalken die gleichen Ausdrücke, die Stüssi für diesen Fall abgeleitet hat.

Streckbereich (Stahlbereich I): $\sigma_e = \sigma_s$; $\sigma_e' = \sigma_q$; $\max \sigma_b = {}_p\beta_d$ und $\sigma_{1b} = {}_p\beta_d$.

Hier kann ohne n^* -Wert ausgekommen werden, weil alle Höchstspannungen bekannt sind. Die Gleichgewichtsbedingung (3) ergibt dann:

$$x = \frac{F_e \cdot \sigma_s + F_e' (\sigma_q - {}_p\beta_d)}{k_1 b {}_p\beta_d}$$

oder

$$\alpha = \frac{x}{h} = \frac{1}{k_1} (C_s - C_q')$$

$$\text{wo} \quad C_s = \frac{\mu \sigma_s}{{}_p\beta_d} \quad \text{und} \quad C_q' = \frac{\mu' (\sigma_q - {}_p\beta_d)}{{}_p\beta_d}$$

Das Bruchmoment erhält man aus der Gleichgewichtsbedingung der Momente:

$$M = \sigma_s \cdot F_e \cdot h \left[1 - \frac{k}{k_1} (C_s - C_q') \right] + F_e' \cdot h \cdot (\sigma_q - {}_p\beta_d) \cdot \left[(C_s - C_q') \frac{k}{k_1} - \frac{h'}{h} \right] \dots (17)$$

oder

$$m = \frac{M}{{}_p\beta_d \cdot b \cdot h^2} = C_s - C_q' - \frac{h_1}{h} \frac{k}{k_1} (C_s - C_q')^2 \dots (17^a)$$

Die Formel (17) ist für einfach armierte Balken (wenn $F_e' = 0$ ist) gleich der Formel von Stüssi für den Stahlbereich, und ist ähnlich den andern Formeln dieser Gruppe (wie E.M.P.A. und andere Formeln).

Stahlbereich III: $\sigma_e = \varepsilon \beta_e$; $\sigma_e' = \sigma_q$; $\max \sigma_b = \nu \beta_d$ und $\sigma_{1b} = \nu \beta_d$.

In dieser Formel wird statt C_s ein Wert $C_z = \frac{\varepsilon \beta_e \cdot \mu}{\nu \beta_d}$ eingeführt:

$$M = \varepsilon \beta_e \cdot F_e \cdot h \left[1 - \frac{k}{k_1} (C_z - C_q') \right] + F_e' h' \cdot (\sigma_q - \nu \beta_d) \cdot \left[(C_z - C_q') \frac{k}{k_1} - \frac{h'}{h} \right] \quad (18)$$

oder $m = \frac{M}{\nu \beta_d \cdot b \cdot h^2} = C_z - C_q' \frac{h'}{h} - \frac{k}{k_1} (C_z - C_q')^2 \dots (18^a)$

Für alle angegebenen Brucharten mit $\sigma_e' = \sigma_q$, ausser dem Betonbereich, kann man die Berechnung ohne den verallgemeinerten oder plastischen n^* -Wert in viel einfacherer Weise ausdrücken:

Aus der Gleichung (3) bekommt man:

$$x = \frac{F_e \sigma_e - F_e' (\sigma_q - \nu \beta_d)}{\nu \beta_d b k_1} \quad (19)$$

oder

$$\alpha = \frac{x}{h} = \frac{1}{k_1} (C_e - C_q') \quad (19^a)$$

wo

$$C_e = \frac{\mu \cdot \sigma_e}{\nu \beta_d}$$

Und für das Bruchmoment aus der Gleichgewichtsbedingung der Momente:

$$M = \sigma_e \cdot F_e \cdot h \left[1 - \frac{k}{k_1} (C_e - C_q') \right] + F_e' h (\sigma_q - \nu \beta_d) \cdot \left[(C_e - C_q') \frac{k}{k_1} - \frac{h'}{h} \right] \quad (20)$$

oder

$$m = \frac{M}{\nu \beta_d \cdot b h^2} = C_e - C_q' \frac{h'}{h} - \frac{k}{k_1} (C_e - C_q')^2 \quad (20^a)$$

Der Wert σ_e muss man (wie oben bei der Berechnung mit n^*) durch Probieren aus dem Spannungs-Dehnungsdiagramm des Armierungsstahles entnehmen. Der mit dem angenommenen σ_e -Wert berechnete ε_e -Wert (siehe S. 29), muss dem σ_e im Spannungs-Dehnungsdiagramm entsprechen. (Dieser Gedankengang ist gleich dem Vorschlag von Bittner für den Verfestigungsbereich).

Eine Übersicht der verschiedenen Brucharten mit den charakteristischen Höchstspannungen und den abgeleiteten Formeln zur Berechnung der Bruchmomente ist in der Zusammenstellung unten gegeben.

Zusammenstellung.

Die Brucharten:	Charakteristische Höchstspannungen			Die Formeln mit n^*		Die Formeln ohne n^* für x , für M
	in der Zugarmierung σ_e	in der Druckarmierung σ_e'	im Betonrand $max\sigma_b$	für x , für M	Die n^* und n_1^* Werte	
Betonbereich	a $\sigma_e < \sigma_p$	$\sigma_e' = \sigma_q$	$p\beta_d$	(13) (14)	$n_1^* = \frac{E_e \cdot \varepsilon_{br}}{p\beta_d}$	— —
	b $\sigma_e < \sigma_p$	$\sigma_e' < \sigma_p$	$p\beta_d$	(15) (16)	$n_1^* = \frac{E_e \cdot \varepsilon_{br}}{p\beta_d}$	— —
Übergangsbereich	a $\sigma_p < \sigma_e < \sigma_s$	$\sigma_e' = \sigma_q$	$p\beta_d$	(13) (14)	$n^* = \frac{\sigma_e \cdot \varepsilon_{br}}{\varepsilon_e \cdot p\beta_d}$	(19) (20)
	b $\sigma_p < \sigma_e < \sigma_s$	$\sigma_e' < \sigma_p'$	$p\beta_d$	(15) (16)	$n^* = \frac{\sigma_e \cdot \varepsilon_{br}}{\varepsilon_e \cdot p\beta_d}; n_1^* = \frac{E_e \cdot \varepsilon_{br}}{p\beta_d}$	— —
Streckbereich (Stahlb.I)	$\sigma_e = \sigma_s$	$\sigma_e' = \sigma_q$	$p\beta_d$	—	—	(17)
Verfestigungsbereich (Stahlb. II)	a $\sigma_s < \sigma_e < z\beta_e$	$\sigma_e' = \sigma_q$	$p\beta_d$	(13) (14)	$n^* = \frac{\sigma_e \cdot \varepsilon_{br}}{\varepsilon_e \cdot p\beta_d}$	(19) (20)
	b $\sigma_s < \sigma_e < z\beta_e$	$\sigma_e' < \sigma_p$	$p\beta_d$	(15) (16)	$n^* = \frac{\sigma_e \cdot \varepsilon_{br}}{\varepsilon_e \cdot p\beta_d}; n_1^* = \frac{E_e \cdot \varepsilon_{br}}{p\beta_d}$	— —
Stahlbereich III	$\sigma_e = z\beta_e$	$\sigma_e' = \sigma_q$	$p\beta_d$	—	—	(18)

Biegung, Plattenbalken.

Ähnlich wie die Rechteckquerschnitte können auch die Plattenbalken (T -Querschnitte) betrachtet werden.

Die alle Brucharten umfassenden Formeln bekommt man aus den Formeln (8) und (9):

1) wenn $\sigma_e = \text{beliebig}$; $\sigma_e' = \sigma_b$; $max\sigma_b = p\beta_d$ und $\sigma_{1b} = p\beta_d$:

$$x = \frac{1}{2k_1 b_0} \left[F_e n^* + \frac{F_e' (\sigma_e - p\beta_d)}{p\beta_d} + d_0 k_0' (b - b_0) \right] \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{4k_1 b_0 F_e n^* h}{\left[F_e n^* + \frac{F_e' (\sigma_e - p\beta_d)}{p\beta_d} + d_0 k_0' (b - b_0) \right]^2}} \right] \quad (21)$$

oder

$$\alpha = \frac{x}{h} = \frac{1}{2k_1} \cdot \frac{b}{b_0} \left[\mu n^* + C_q' + \frac{d_0}{h} \cdot k_0' \left(1 - \frac{b_0}{b} \right) \right] \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{4k_1 \mu n^* \frac{b_0}{b}}{\left[\mu n^* + C_q' + \frac{d_0}{h} k_0' \left(1 - \frac{b_0}{b} \right) \right]^2}} \right] \dots \dots \dots (21_a)$$

$$M = {}_p\beta_a \cdot b_0 x k_1 (h - kx) + {}_p\beta_a k_0' d_0 (b - b_0) (h - d_0 k_0) + F_e' (\sigma_a - {}_p\beta_a) (h - h') \dots \dots (22)$$

oder

$$m = \frac{M}{{}_p\beta_a b h^2} = a k_1 \frac{b_0}{b} (1 - ka) + k_0' \frac{d_0}{h} \left(1 - \frac{b_0}{b} \right) \left(1 - \frac{d_0}{h} \cdot k_0 \right) + C_q' \left(1 - \frac{h'}{h} \right) \dots \dots (22^a)$$

2) wenn $\sigma_e =$ beliebig; $\sigma_e' < \sigma_p'$; $\max \sigma_b = {}_p\beta_a$ und $\sigma_{1b} = {}_p\beta_a$:

$$x = \frac{1}{2k_1 b_0} \left[F_e n^* + F_e' (n_1^* - 1) + d_0 k_0' (b - b_0) \right] \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{4k_1 b_0 (F_e n^* h + F_e' n_1^* h')}{[F_e n^* + F_e' (n_1^* - 1) + d_0 k_0' (b - b_0)]^2}} \right] \dots \dots (23)$$

oder

$$\alpha = \frac{x}{h} = \frac{1}{2k_1} \cdot \frac{b}{b_0} \left[\mu n^* + \mu' (n_1^* - 1) + \frac{d_0}{h} \cdot k_1' \left(1 - \frac{b_0}{b} \right) \right] \cdot \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{4k_1 \frac{b_0}{b} (\mu n^* + \mu' n_1^* \frac{h'}{h})}{\left[\mu n^* + \mu' (n_1^* - 1) + \frac{d_0}{h} \cdot k_0' \left(1 - \frac{b_0}{b} \right) \right]^2}} \right] \dots \dots (23^a)$$

$$M = {}_p\beta_a b_0 x k_1 (h - kx) + {}_p\beta_a k_0' d_0 (b - b_0) (h - d_0 k_0) + {}_p\beta_a F_e' \left[(n^* - 1) - \frac{h'}{x} \cdot n_1^* \right] (h - h') \dots \dots (24)$$

oder

$$m = \frac{M}{{}_p\beta_a b h^2} = a k_1 \frac{b_0}{b} (1 - ka) + k_0' \frac{d_0}{h} \left(1 - \frac{b_0}{b} \right) \left(1 - \frac{d_0}{h} k_0 \right) + \mu' \left[(n_1^* - 1) - \frac{h_1}{h} \cdot \frac{1}{a} \cdot n_1^* \right] \left(1 - \frac{h'}{h} \right) \dots \dots (24^a)$$

Die Werte für n^* und n_1^* haben die gleiche Bedeutung für die verschiedenen Brucharten, wie in der Tafel Seite 31 angeführt.

Wie schon bei den Rechteckquerschnitten erwähnt, kann man die Formeln für die Brucharten mit $\sigma_e' = \sigma_q$, ausser dem Betonbereich, ohne n^* oder n_1^* ausdrücken:

$$x = \frac{F_e \sigma_e - F_e' (\sigma_q - p\beta_d) - p\beta_d d_0 k_0' (b - b_0)}{p\beta_d k_1 b_0} \dots (25)$$

oder

$$\alpha = \frac{x}{h} = \frac{1}{k_1} \frac{b}{b_0} \left[C_e - C_q' - \frac{d_0}{h} k_0' \left(1 - \frac{b_0}{b} \right) \right] \dots (25^a)$$

$$M = F_e \sigma_e (h - kx) + F_e' (\sigma_q - p\beta_d) (kx - h') + p\beta_d k_0' d_0 (b - b_0) (kx - k_0 d_0) \dots (26)$$

oder

$$m = \frac{M}{p\beta_d b h^2} = C_e (1 - k\alpha) + C_q' \left(k \cdot \alpha - \frac{h'}{h} \right) + p\beta_d k_0' \frac{d_0}{h} \left(1 - \frac{b_0}{b} \right) \left(k\alpha - k_0 \frac{d_0}{h} \right) \dots (26^a)$$

Für den Übergangsbereich und für den Verfestigungsbereich (Stahlbereich II) müssen die σ_e -Werte durch Probieren, wie oben bei den Rechteckbalken angegeben, gesucht werden.

Für den Streckbereich (Stahlbereich I) und für den Stahlbereich III sind die Stahlspannungen für die Formel (26) schon bekannt ($\sigma_e = \sigma_s$ oder $\sigma_e = z\beta_e$).

Exzentrischer Druck; Rechteckquerschnitt, beidseitig armiert.

Die für alle Brucharten gültigen Formeln erhält man aus den Formeln (5) und (6), wenn $\sigma_e =$ beliebig, $\sigma_e' = \sigma_q$, $\max \sigma_b = p\beta_d$ und $\sigma_{1b} = p\beta_d$:

$$x^3 + x^2 \frac{e_e - h}{k} + x \frac{n^* F_e e_e + \frac{F_e' (\sigma_q - p\beta_d)}{p\beta_d} (e_e - h + h')}{k \cdot k_1 b} - \frac{n^* F_e h e_e}{k \cdot k_1 b} = 0 \dots (27)$$

oder

$$\alpha^3 + \frac{\alpha^2}{k} \left(\frac{e_e}{h} - 1 \right) + \frac{\alpha}{k \cdot k_1} \left[\mu n^* \frac{e_e}{h} + C_q' \left(\frac{e_e}{h} - 1 + \frac{h'}{h} \right) \right] - \frac{\mu n^*}{k k_1} \cdot \frac{e_e}{h} = 0 \dots (27^a)$$

$$P = p\beta_d \left[b k_1 x - F_e n^* \left(\frac{h}{x} - 1 \right) \right] + F_e' (\sigma_q - p\beta_d) \dots (28)$$

oder

$$p = \frac{P}{p\beta_d \cdot bh} = ak_1 - \mu n^* \left(\frac{1}{a} - 1 \right) + C'_q \quad \dots \quad (28^a)$$

Für den Betonbereich ist $n_1^* = \frac{E_e \cdot \varepsilon_{br}}{p\beta_d}$

Für den Übergangsbereich und für den Stahlbereich II (Verfestigungsbereich) wird $n^* = \frac{\sigma_e \cdot \varepsilon_{br}}{\varepsilon_e \cdot p\beta_d}$,

welchen Wert man, wie schon früher angegeben, durch Probieren bestimmen muss.

Der Verfestigungsbereich kann normalerweise bei exzentrischem Druck nur bei Stählen ohne deutlichen Streckbereich (bei kaltgereckten oder speziellen Stählen) vorkommen.

Für den Streckbereich (Stahlbereich I) bekommt man aus der Formel (7), wenn $\sigma_e = \sigma_s$; $\sigma'_e = \sigma_q$; $\max \sigma_b = p\beta_d$; $\sigma_{1b} = p\beta_d$:

$$P = - \left[\frac{p\beta_d \cdot b(e_e - h)}{2 \frac{k}{k_1}} + F_e \sigma_s - F'_e (\sigma_b - p\beta_d) \right] + \\ + \sqrt{ \left[\frac{p\beta_d b(e_e - h)}{2 \frac{k}{k_1}} \right]^2 + \frac{p\beta_d \cdot b \cdot k_1}{k} \left[F_e \sigma_s e_e - F'_e (\sigma_b - p\beta_d)(e_e - h + h') \right] } \quad \dots \quad (29)$$

oder

$$p = \frac{P}{p\beta_d bh} = - \left[\frac{\frac{e_e}{h} - 1}{2 \frac{k}{k_1}} + C_s - C'_q \right] + \\ + \sqrt{ \left[\frac{\frac{e_e}{h} - 1}{2 \frac{k}{k_1}} \right]^2 + \frac{k_1 \cdot C_s}{k} \cdot \frac{e_e}{h} - \frac{k_1 C'_q}{k} \left(\frac{e_e}{h} - 1 + \frac{h'}{h} \right) } \quad \dots \quad (29^a)$$

Annähernd ähnliche Formeln wie die Formel (29) geben auch Saliger (8) und Brandtzaeg (18) für den Stahlbereich.

Exzentrischer Druck; T-Querschnitt, beidseitig armiert.

Die für alle Brucharten gültigen Formeln werden aus den Formeln (10) und (11) erhalten, wenn $\sigma_e =$ beliebig, $\sigma'_e = \sigma_q$, $\max \sigma_b = p\beta_d$ und $\sigma_{1b} = p\beta_d$ ist:

$$x^3 + \frac{x^2}{k} (e_e - h) + \frac{x}{k \cdot k_1 b_0} \left[F_e n^* e_e + \frac{F_e' (\sigma_q - p\beta_d)}{p\beta_d} (e_e - h + h') + d_0 k_0' (b - b_0) (e_e - h + k_0 d_0) \right] - \frac{F_e n^* h e_e}{b_0 k \cdot k_1} = 0 \quad \dots (30)$$

$$\alpha^3 + \frac{\alpha^2}{k} \left(\frac{e_e}{h} - 1 \right) + \frac{\alpha}{k \cdot k_1} \cdot \frac{b}{b_0} \left[n^* \mu \frac{e_e}{h} C_q' \left(\frac{e_e}{h} - 1 + \frac{h'}{h} \right) + \frac{d_0}{h} \cdot k_0' \left(1 - \frac{b_0}{b} \right) \left(\frac{e_e}{h} - 1 + \frac{d_0}{h} \cdot k_0 \right) \right] - \frac{\mu n^*}{k k_1} \cdot \frac{b}{b_0} \cdot \frac{e_e}{h} = 0 \quad \dots (30^a)$$

$$P = p\beta_d \left[k_1 b_0 x + d_0 k_0' (b - b_0) - F_e n^* \left(\frac{h}{x} - 1 \right) \right] + F_e (\sigma_q - p\beta_d) \cdot (31)$$

$$p = \frac{P}{p\beta_d b h} = \alpha k_1 \cdot \frac{b_0}{b} + \frac{d_0}{h} \cdot k_0' \left(1 - \frac{b_0}{b} \right) - \mu n^* \left(\frac{1}{\alpha} - 1 \right) + C_q' \quad \dots (31^a)$$

Die n^* und n_1^* Werte für den Betonbereich und für den Übergangs- und Verfestigungsbereich werden wie oben bestimmt werden.

Für den Streckbereich (Stahlbereich I) ergibt die Formel (12) wenn $\sigma_e = \sigma_s$, $\sigma_e' = \sigma_q$, $ma \cdot \sigma_b = p\beta_d$ und $\sigma_{1b} = p\beta_d$:

$$P = - \left[\frac{p\beta_d b_0 (e_e - h)}{2 \frac{k}{k_1}} + F_e \sigma_s - F_e' (\sigma_q - p\beta_d) - p\beta_d d_0 k_0' (b - b_0) \right] + \left\{ \left[\frac{p\beta_d b_0 (e_e - h)}{2 \frac{k}{k_1}} \right]^2 - \frac{p\beta_d b_0 k_1}{k} [F_e \sigma_s e_e - F_e' (\sigma_q - p\beta_d) (e_e - h + h') - p\beta_d d_0 k_0' (b - b_0) (e_e - h + k_0 d_0)] \right\}^{\frac{1}{2}} \quad \dots (32)$$

oder

$$p = \frac{P}{p\beta_d \cdot b \cdot h} = - \left[\frac{b_0}{b} \cdot \frac{(e_e - 1)}{2 \frac{k}{k_1}} + C_s - C_q' - \frac{d_0}{h} \cdot k_0' \left(1 - \frac{b_0}{b} \right) \right] + \left\{ \left[\frac{b_0}{b} \cdot \frac{(e_e - 1)}{2 \frac{k}{k_1}} \right]^2 - \frac{b_0 \cdot k_1}{b \cdot k} \left[C_s \frac{e_e}{h} - C_q' \left(\frac{e_e}{h} - 1 + \frac{h'}{h} \right) - \frac{d_0}{h} \cdot k_0' \left(1 - \frac{b_0}{b} \right) \left(\frac{e_e}{h} - 1 + \frac{d_0}{h} \cdot k_0 \right) \right] \right\}^{\frac{1}{2}} \quad \dots (32^a)$$

Schlusswort zu den theoretischen Grundlagen.

Von den oben in einfacher Weise abgeleiteten Formeln kann ein Teil ihrer Struktur nach mit den bisherigen mit elastischem n gebrauchten Formeln verglichen werden. Für den Bruchzustand können, wie bereits erwähnt, schon ähnliche Vorschläge für Einzelfälle in der Literatur gefunden werden.

Die Formeln (ohne n) sind ihrer Struktur nach durch einzelne Vorschläge schon bekannt.

In den oben wiedergegebenen Betrachtungen hat man alle Formeln nach dem gleichen Gedankengang abgeleitet und versucht, sie kurz auszudrücken. Bei den meisten praktisch vorkommenden Fällen war es möglich, ohne n -plastisch auszukommen und damit eine Vereinfachung zu erzielen.

Die Brucharten sind nach typischen Brucherscheinungen untersucht und gruppiert worden. Man hat auch den bis jetzt nicht näher behandelten Brucharten Aufmerksamkeit geschenkt.

Die Berechnungsweise wurde den verschiedenen Brucharten angepasst und so hat man für die meisten möglichen Fälle Berechnungsverfahren bekommen, wo bis jetzt nur für einzelne Fälle solche Vorschläge bekannt waren.

Dabei wurde gefunden, dass ausser den Stahleigenschaften (E , σ_s , und das Spannungs-Dehnungsdiagramm), die leicht zu bestimmen sind, noch die von den Betoneigenschaften abhängigen Werte ε_{br} , k und k_1 nötig sind. Diese Werte sind aber nicht immer leicht zu bestimmen, wegen den grossen Streuungen bei Einzelversuchen. Ausserdem muss auch die Annahme über die Betonhöchstspannungen kontrolliert werden.

Durch einfache Vergleichsrechnungen, d. h. durch Vergleich der berechneten und gemessenen Bruchlasten, wie es oft gemacht wird, kann man alle diese materialtechnischen Grössen nicht bestimmen oder nachkontrollieren. Für diesen Zweck gäbe es zu wenig „Gleichungen“, um die grosse Anzahl der „Unbekannten“ daraus zu erhalten.

Es gibt nur einen einzigen Weg: Es müssen die nötigen materialtechnischen Werte durch direkte Messungen an möglichst vielen Versuchsobjekten mit verschiedenen Betonfestigkeiten bestimmt werden, um die mittlere Gesetzmässigkeit im Zusammenhang mit der Betonfestigkeit zu finden. Auf diese Weise kann man k , k_1 und ε_{br} ermitteln und die Annahme über die Betonrandspannungen nachher durch Vergleichsrechnung kontrollieren.

Es wurde versucht, die materialtechnischen Werte für die Berechnung durch Messungen an Prismen und exzentrisch gedrückten Eisenbetonkörpern zu bestimmen und durch Vergleichsrechnungen mit den Bruchlasten nachzuprüfen. Man hat dabei angenommen, dass das Verhalten des Betons in der Druckzone der auf Biegung beanspruchten Körper ähnlich sein wird; und durch Vergleichsrechnungen mit aus der Literatur bekannten Versuchsergebnissen ist diese Annahme praktisch kontrolliert worden.

Die Ergebnisse der durchgeführten Versuche und die Nachrechnungen sind unten angegeben.

IV.

Erklärungen zu den durchgeführten Versuchen.

Der Zweck der Versuche war:

Die für die Berechnung der Bruchlasten nötigen materialtechnischen Werte durch direkte Messung zu bekommen, die Brucherscheinungen bei den Versuchen zu beobachten u. für die überarmierten, auf exzentrischen Druck beanspruchten Eisenbetonkörper, wo bis jetzt nur wenig Versuchsergebnisse vorliegen, die Bruchresultate für den Vergleich der Berechnung mit den Versuchen zu erhalten.

Versuchsprogramm.

Die Versuche umfassen 24 armierte Vorversuchskörper (Tafel 1), 18 armierte Hauptversuchskörper (Tafel 2) und 112 unarmierte Betonprobekörper-Prismen.

Die armierten Vorversuchskörper hatten alle die gleiche Bauart nach Abb. 13 c: Rechteckquerschnitt von rund 15 cm Breite, 10 cm Höhe und 8 cm Nutzhöhe. Sie hatten Armierungsanteile von rund 2,5% bis 6,5% und waren aus Beton mit verschiedenen Zementdosierungen betoniert worden. (Die genauen Masse der Einzelkörper und die Angaben über die Materialeigenschaften sind unten angegeben.) Die armierten Vorversuchskörper wurden alle auf exzentrischen Druck geprüft. Die Exzentrizität (vom Eisenmittelpunkt gemessen) war für 12 Körper gleich der Nutzhöhe angenommen worden, und für die andern 12 gleich 1,5 mal die Nutzhöhe. Die Abmessungen, der Armierungsgehalt und die Betonfestigkeiten wurden so gewählt, dass alle Körper auf Beton zerstört werden sollten.

Bei diesen Vorversuchskörpern sind nur die Randstauchungen des Betons gemessen worden und zugleich wurde die Bruchlast notiert.

Die Hauptversuchskörper für den exzentrischen Druck (16 Stück) wurden in zwei Bauarten nach Abb. 13 a und b ausgeführt: 7 Körper waren für eine Exzentrizität (vom Eisenmittelpunkt gemessen) von gleich der Nutzhöhe vorgesehen, nach Bauart Abb. 13 b und die andern 9 für Exzentrizitäten von rund 2 und 3 mal die Nutzhöhe, nach Bauart Abb. 13 a.

Der Körperquerschnitt war rechteckig, von 20 cm Breite und 20 cm Höhe (ausser 2 Körpern mit 18 cm Höhe); die Nutzhöhe sollte 15 bis 15,5 cm betragen. Der Armierungsanteil wurde zwischen rund 2% bis 8,2% gewählt. Beim Beton hat man den einen mit 250 kg/m^3 und den andern mit 300 kg/m^3 Zement. gehalt ange-macht.

Die Armierungen, die Armierungsstärke, die Betonfestigkeiten und die Exzentrizitäten sind für die Einzelkörper so gewählt worden, dass die meisten Körper auf Beton zerstört werden sollten, aber neben diesen auch einige in den Stahl- und in den Übergangsbereich zu liegen kamen.

Zwei ähnliche Körper mit 165 cm Länge, 20 cm Breite, 20 cm Höhe und 15,5 cm Nutzhöhe wurden zum Vergleich auf Biegung geprüft. Die Stützweite betrug 150 cm und die Belastung bestand aus 2 symmetrischen Einzellasten mit 50 cm Abstand.

Von den unarmierten Betonkörpern (Prismen $12 \times 12 \times 36$ cm) war ein Teil für die Ermittlung der Betoneigenschaften der Vor- und Hauptversuchskörper vorgesehen, d. h. für die Bestimmung der Prismenfestigkeit β_a , des E-Moduls, der Stauchung bei Höchstlast, der Biegezugfestigkeit und der Würfel-festigkeit (aus der Hälfte der Biegeprismen).

Der andere Teil der Prismen diente als selbständige Vorversuchsserie für Stauchungsmessungen an zentrisch und exzentrisch gedrückten Prismen von verschiedener Betonfestigkeit.

Zement.

Für die ersten Vorversuche wurde gewöhnlicher Portlandzement verwendet (Prismen „A“, „B“, „C“ und „D“ und die armierten Vorversuche mit Bezeichnung I), Marke „Pferd“ der Zementfabrik Würenlingen-Siggental und für die weitem Versuche Marke Portlandzement der Zementfabrik Unterterzen.

Die mittleren Festigkeitseigenschaften dieser Zemente sind nach den in der E.M.P.A. durchgeführten Normenprüfungen (nach S.I.A.-Normen):

Für die Marke „Pferd“:

Alter Tage	Raumgewicht kg/dm ²	Biegefestig-	Druckfestig-
		keit kg/cm ²	keit kg/cm ²
7	2,20	51,7	262
28	2,21	69,1	405

Für die Marke „Portlandzement Unterterzen“:

7	2,20	52,2	287
28	2,20	68,2	437

Sand-Kies.

Es wurde Sand-Kies von „Oberhard“ bis 15 mm Korngrösse verwendet. Mischungsverhältnis Sand (0—8 mm) zu Kies (8—15 mm) 5:3 in Gewichtsteilen gemessen. Für einzelne Vorversuche wurde auch das Verhältnis 3:5 genommen.

Die mittleren Siebangaben für das Mischungsverhältnis 5:3 und 3:5 sind unten angegeben:

Siebloch Durchmesser mm	Durchgang durch den bestimmten Sieb in Gewichts- prozenten für das Mischungsverhältnis: (Sand zu Kiess)	
	5:3	3:5
15	100	100
8	62,5	37,5
4	50,0	30,0
2	40,1	24,0
1	29,9	16,7
0,5	13,2	7,9
900 Maschon pro cm ²	4,4	2,7

Man hat für die meisten Versuchskörper so sandreiche Mischungen gewählt, um den Wasserzusatz des Betons ungefähr auf der in der Baupraxis gewöhnlich vorhandenen Höhe zu halten und dabei die für die Betonierung nötig (infolge der Form der Körper) schwache oder mittelplastische Konsistenz zu bekommen.

Stahl.

Der erforderliche normale Baustahl wurde als fertig abgebogene Armierung, zugleich mit den aus dem gleichen Material entnommenen Kontrollstäben von der „Gesellschaft der Ludwig von Roll'schen Eisenwerke aus Gerlafingen“ geliefert. Sämtliche Kontrollstäbe wurden auf Zug geprüft. Bei einer Serie der Kontrollstäbe (je 2 bis 3 Stäbe des gleichen Stahldurchmessers) wurde die gesamte Dehnungslinie auf der Diagrammvorrichtung der Zerreißmaschine von Amsler für eine Messlänge von 25 cm aufgenommen. Für die andern Kontrollstäbe (je 2 pro Stahldurchmesser) wurden die Dehnungen mit 2 Tensometern (2 cm Messlänge) bis zur Streckgrenze gemessen und von dort an wurde der Abstand zweier Marken, die ursprünglich 10 cm voneinander entfernt waren, mit dem Stechzirkel abgegriffen.

Die Werte der Stahlprüfung sind in der Tafel Nr. 3 und auf der Abb. 14 zusammengestellt.

Bei sämtlichen Probestäben trat das Fliessen nicht bei der gleichen Last auf der ganzen Länge des Stabes ein. Das Fliessen fing gewöhnlich in der Nähe der Einspannstellen an, also beidseitig ausserhalb der Messstrecken, und war somit durch die Tensometer- oder Zirkelmessung nicht notierbar. Der Beginn des Fliessens wurde durch die auf der Oberfläche des Stahles erschienenen Fliessfiguren festgestellt. Durch einige Schwankungen, aber hauptsächlich beim Steigen der Last, dehnte sich das Fliessen aus, bis der mittlere Teil des Stabes mit den Tensometern ebenfalls als letzter zum Fliessen kam. In der Zusammenstellung sind als Streckgrenze die beiden Werte des Fliessens angegeben. Als Streckgrenze für die Berechnung der Bruchmomente der Eisenbetonbalken hat man den Mittelwert der beiden angenommen.

Herstellung der Versuchskörper.

Schalungen: Die Schalungen für die armierten Vorversuchskörper bestanden aus 3 cm dicken gehobelten Brettern. Die Körper wurden in horizontaler Lage betoniert, sodass die Zugeisen unten und der Druckrand oben waren.

Für die Hauptversuchskörper waren Eisenmodelle ($20 \times 20 \times 165$ cm) vorhanden, nur für die Köpfe wurden hölzerne Zusatzteile aus ungehobelten Brettern verwendet. Die Hauptversuchskörper sind in ähnlicher Weise wie die Vorversuchskörper, d. h. in horizontaler Lage, betoniert worden.

Für die Betonprismen ($12 \times 12 \times 36$ cm) waren Eisenmodelle vorhanden.

Betonierung und Lagerung der Probekörper.
Der Beton für sämtliche Probekörper wurde durch Arbeiter auf dem glatten Boden des Betonprüfraumes der E.M.P.A. gemischt. Die trockene Mischung wurde 2—3 mal und die mit Wasserzusatz 4—5 mal gründlich umgeschaufelt. Für jede Betonzusammensetzung (nicht für jede Mische) wurde das Raumgewicht des Betons bestimmt und die Rüttelprobe (Ausbreitmass) oder Setzprobe durchgeführt. (Setzrichter, Höhe 30 cm, unterer und oberer Durchmesser 20 und 10 cm.) Die Angaben für sämtliche Betonzusammensetzungen sind in der Tafel Nr. 4 zusammengestellt.

Bei den armierten Vorversuchskörpern wurden je zwei Körper mit zwei Prismen zur Ermittlung der Betonfestigkeit aus der gleichen Mische betoniert. Die Körper wurden nach zwei oder drei Tagen ausgeschalt und im Nasslagerraum der E.M.P.A. in feuchter Luft bei rund 20° C aufbewahrt. Die Serie I ist nach 14, die Serien II und III nach 28 Tagen geprüft worden.

Die Vorversuchsprismen (für Stauchungsmessungen) sind aus fünf verschiedenen Betonzusammensetzungen betoniert mit 8 Prismen aus je einer Mische. Diese Prismen wurden 14 Tage lang in feuchter Luft bei rund 20° C (im Nasslagerraum der E.M.P.A.) und nachher bei Zimmerfeuchtigkeit bei rund 18° C (im Zementprüfraum der E.M.P.A.) aufbewahrt. Vier Prismen von jeder Serie sind im Alter von 28 Tagen (ein Teil durch eine Störung etwas später) und die andern nach 90 Tagen geprüft worden.

Die Hauptversuchskörper wurden in 6 Gruppen, je 2 bis 4 Körper und 8 Kontrollprismen, aus der gleichen Mische betoniert. Die Körper wurden rund 14 Tage lang unter feuchten Tüchern im Zementprüfraum der E.M.P.A. bei rund 20° C gehalten und nachher bei Zimmerfeuchtigkeit gelagert. Die Körper wurden im Alter von rund 28 Tagen geprüft; am gleichen Tag oder höchstens mit einem Tag Unterschied hat man auch die dazu gehörigen Kontrollprismen gemessen.

Betonversuche und Stauchungsmessungen.

An den meisten Betonprismen wurden Druckversuche mit Stauchungsmessungen vorgenommen. Dabei hat man bei den Vorversuchsprismen parallel zu den auf zentrischen Druck geprüften

auch einige Prismen auf exzentrischen Druck untersucht und auf vier oder zwei Seiten der Prismen die Stauchungen möglichst bis zum Bruch gemessen.

Die gleichzeitig mit den armierten Vorversuchs- und Hauptversuchskörpern hergestellten und geprüften Prismen^o dienen als Masstab für die Betonfestigkeiten dieser Körper. Als Prismendruckfestigkeit wurde bei den Vorversuchen der Mittelwert von zwei und bei den Hauptversuchen von sechs einzelnen Resultaten genommen. Bei den Hauptversuchen wurde auch die Biegezugfestigkeit (mit Stützweite 30 cm, eine Einzellast in der Mitte) und die Würfeldruckfestigkeit an den halbierten Biegeprismen bestimmt.

Die Einzelwerte von allen Betonprüfungen sind in den Tafeln Nr. 5—7 zusammengestellt.

Bei den Stauchungsmessungen hat man bei den Hauptversuchsprismen den E-Modul (Mass der federnden Stauchungen) bei drei verschiedenen Spannungsstufen (rund $\frac{1}{3}$, $\frac{1}{2}$ und $\frac{4}{5}$ der Druckfestigkeit) bestimmt.

Bei sämtlichen zentrisch gedrückten Prismen wurde die Stauchung bei Höchstspannung gemessen. Als Stauchung bei Höchstspannung (Bruchlaststauchung) hat man direkt die beim Erreichen der Höchstlast gemessenen Stauchungen bezeichnet. Weil die Höchstlast, und noch mehr die Höchstlaststauchung, von der Belastungsgeschwindigkeit abhängig ist, hat man die Druckversuche mit einheitlicher mittlerer Belastungsgeschwindigkeit durchgeführt. Vor der Bruchlast wurde die Pumpe auf langsamen Lauf eingestellt und nachher ohne Umstellen bis zum Bruch belastet, sodass man das Stehenbleiben des Druckanzeigers noch deutlich beobachten und die Höchstlaststauchung gerade in diesem Augenblick ablesen konnte.

Die Messungen bis zum Bruch sind bekannterweise mit Schwierigkeiten verbunden. Man kann die Tensometer, die man für die gewöhnliche E-Messung verwendet, für diesen Zweck nicht brauchen. Es wurde darum eine Serie von Messungen mit dem Deformeter (Messlänge 10 cm) durchgeführt. Man müsste aber bei höheren Betonfestigkeiten eine andere Methode suchen, da die Prismen bei Höchstlast platzen können (was auch bei einigen Versuchen passiert ist). Nachher wurden Messungen an einer Reihe von Pris-

men mit Stoppani-Messuhren auf die ganze Länge (Messlänge 36 cm) auf zwei gegenüberstehenden Seiten (von welcher eine gewöhnlich die Stampffläche war) durchgeführt. Die Messuhren waren an die Stahlplatten der Druckmaschine befestigt und die Prismen selbst in die Schutzkiste gestellt. (Die Schutzkiste war nur 3 mm kürzer als das Prisma, sodass, wenn das Prisma geplatzt wäre, — was auch passiert ist, — die Schutzkiste das Messinstrument geschützt hätte.) Auf diese Art war es möglich, an Prismen bis zu 400 kg/cm² Festigkeit, die Höchstlaststauchung zu messen.

Wie zu erwarten ist, stimmen die Werte der letzten Messung nicht mit den oben erwähnten Deformetermessungen überein. Die Stauchungen (in ‰ ausgedrückt) für die ganze Prismenlänge (zwischen den Maschinenplatten gemessen) waren bedeutend grösser als die auf 10 cm Messlänge im mittleren Teil des Prismas gemessenen. Der Unterschied rührt wahrscheinlich von der örtlichen Zusammendrückung der Auflagerflächen her.

Um diese Erscheinung näher zu untersuchen und einen Korrektionsfaktor für die obenerwähnten Versuchsergebnisse zu erhalten, wurden an 12 Prismen der Hauptversuche (zwei aus jeder Betonmische) Messungen mit Tensometern (Messlänge 10 und 20 cm) auf allen vier Seiten der Prismen im Vergleich mit gleichzeitigen Messungen mit Messuhren vorgenommen. Die Vergleichsmessungen sind bis zu möglichst hohen Lasten durchgeführt worden (bei 10 Prismen bis 80—86% der Bruchlast). Vor dem Bruch wurden die Tensometer entfernt und die Messungen bis zur Höchstlast mit Messuhren wie früher durchgeführt.

Bei diesen Messungen konnte festgestellt werden:

1. dass die Stauchungen, mit Tensometern gemessen (in ‰ ausgedrückt), auf 10 und auf 20 cm Messlänge keinen wesentlichen Unterschied zeigen, und

2. dass die Stauchungen auf die ganze Prismenlänge mit Messuhren (zwischen den Maschinenplatten) gemessen im Vergleiche mit den Tensometermessungen bei kleineren Spannungen viel grösser waren, und dass die beiden Stauchkurven bei höheren Spannungen ungefähr die gleiche Form bekommen (siehe einige Beispiele, Abb. 16).

Gestützt auf diese Feststellung wurden die Tensometermessungen durch den letzten Teil der Uhrenmessungen ergänzt, und dadurch wurden einigermaßen zu den obenerwähnten Deformetermessungen vergleichbare Höchstlaststauchungswerte erhalten.

Die Resultate der auf beide Arten gemessenen Werte sind im Zusammenhang mit der Betonfestigkeit in den Abb. 15 und 17 zusammengestellt und in der Tafel Nr. 7 gegeben.

Es zeigte sich, dass die Beziehung zwischen Prismendruckfestigkeit und Höchstlaststauchung annähernd geradlinig ist. Die Gerade der auf die ganze Länge gemessenen Werte ist annähernd parallel mit den Geraden der Tensometer- und Deformetermessungen; nur ist sie etwa um $0,45\text{‰}$ nach rechts verschoben. Ungefähr so gross war auch der mittlere Unterschied bei Vergleichsmessungen zwischen den Stauchkurven der Tensometer- und Messuhrmessungen.

Wichtig ist, dass die beiden Messungen fast genau den gleichen relativen Einfluss der Betonfestigkeit auf die Höchstlaststauchung zeigen.

Es wurde auch versucht, die Beziehung zwischen der Prismendruckfestigkeit und der Höchstlaststauchung rechnerisch zu finden mit Hilfe der bekannten E.M.P.A.-Formel für den E-Modul des Betons. Wenn man auch hier die vielfach gebräuchte Annahme verwendet, dass die Stauchkurve grob genommen eine Parabel ist, deren Scheitelpunkt die Höchstspannungen und dementsprechend auch die Höchstlaststauchungen bestimmt, und wenn der E-Modul der federnden Stauchung die Anfangstangente dieser parabolischen Stauchkurve darstellt, so erhält man zusammen mit der E.M.P.A.-E-Formel folgende Beziehung zwischen Prismendruckfestigkeit und Höchstlaststauchung:

$$\varepsilon_{bp} = \left(0,546 + 364 \frac{m^2 d}{100} \right) \frac{1}{1000} \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \quad (33)$$

Die Gerade zeigt mit den mit dem Deformeter und Tensometer gemessenen Werten eine praktisch gute Übereinstimmung (s. Abb. 17).

Interessanterweise ergeben die Resultate von Brandtzaeg (18) auch annähernd ein ähnliches geradliniges Gesetz (s. Abb. 18), nur ist die Gerade stark verschoben gegenüber der oben gefundenen Geraden (der Grund dieses Unterschiedes wird wahrscheinlich von der Versuchsmethode herrühren).

Exzentrisch gedrückte Prismen. Die Prismen der Vorversuche „A“, „B“ und „C“ (je 2 Stück) wurden mit einer Exzentrizität von 1 oder 2 cm (von der Mitte gemessen) gedrückt

und die Stauchungen an 4 (bezw. 2) Seiten mit dem Deformeter auf einer Messlänge von 10 cm gemessen. Auf der am meisten beanspruchten Druckseite wurden die Stauchungen bis zur Höchstlast beobachtet. (Auch hier könnte man die Versuche nicht bei höheren Betonfestigkeiten infolge des Platzens der Prismen durchführen.)

Die mittleren Höchstlaststauchungen bei exzentrischem Druck für die höchstbeanspruchte Druckseite sind im Vergleich zu den mittleren Höchstlaststauchungen bei zentrischem Druck für den gleichen Beton unten zusammengestellt.

Aus den gegebenen Werten kann ersehen werden, dass bei exzentrischem Druckversuch bei Höchstlast die Randstauchungen beim Beton mit mittlerer Festigkeit grösser sind als die Höchstlaststauchungen beim zentrischen Druckversuch. Ob dieser Unterschied bei höheren Betonfestigkeit wirklich verschwindet, wie man einigermassen aus den angegebenen Zahlen schliessen könnte, kann nicht bestimmt vorausgesagt werden. Die angegebenen letzten Werte (von der Serie „C“) sind gemessen an Prismen, die bei Höchstlast geplatzt sind, darum ist es möglich, dass besonders beim exzentrischen Druck die Höchstlaststauchung etwas zu früh abgelesen worden ist.

Versuche mit armierten Vorversuchskörpern.

Die 24 armierten Vorversuchskörper wurden, wie früher erwähnt, auf exzentrischen Druck geprüft und die Randstauchungen bis zur Höchstlast gemessen. Die Versuchskörper sind auf dem Bilde (Abb. 21) zu sehen.

Die Stauchungsmessungen wurden mit dem Deformeter (Messlänge 12,7 cm) durchgeführt. Die Höchstlaststauchung wurde genau so wie bei den Prismen bestimmt. Beim Erreichen der Höchstlast (d. h. auch beim Ablesen der Höchstlaststauchung) konnte man mit blossem Auge keine Risse auf der Druckseite der Körper feststellen. Die Zerstörung des Betons wurde erst sichtbar, wenn der Druckzeiger der Maschine anfang zu sinken.

Die Bruchstelle trat bei den meisten Probekörpern in der Messstrecke auf.

Die Versuchsergebnisse sind in der Tafel Nr. 9 und auf Abb. 19 und 20 angegeben.

Die in der Tafel Nr. 9 eingetragene Nutzhöhe der Körper wurde nach dem Versuche durch das Freilegen der Eisen bestimmt.

Hauptversuche.

Exzentrisch gedrückte Körper.

1. Versuchsanordnung.

Die Hauptversuche mit exzentrisch gedrückten Körpern sind auf der 500 t und der 250 t Amsler-Presse in der E.M.P.A. durchgeführt worden. Bei der 500 t Presse hat man die 100 t Skala gebraucht, wo die Teilung 0,5 t anzeigt (0,05 t geschätzt), und bei der 250 t Presse hat man die 20 t Skala verwendet, wo die Teilung 0,1 t angibt (0,01 t geschätzt).

Die Körper waren gelenkig (in der Linienlagerung) gelagert. Die Versuchsanordnung ist aus den Bildern Abb. 22 und 23 zu ersehen.

Die Stauchungen des Betons wurden auf der Druckseite der Körper mit 2 Huggenberger-Tensometern (Typ B) gemessen. Die Messlänge betrug 20 cm. Die Tensometer waren im Mittelschnitt 3 cm von der Aussenkante aufgestellt. Ausser diesen Stauchungsmessungen im Mittelschnitt der Körper wurden in der Mitte der Druckseite alle 12,7 cm Messpunkte versetzt, um im Ganzen auf 4 (bezw. 3) nacheinander folgenden Messtrecken die Stauchungen mit dem Deformeter messen zu können. Damit wollte man die grössten Stauchungen (in der Bruchstelle) beobachten, weil die Bruchstelle nicht immer in der Messtrecke der mittleren Tensometer auftritt.

An anderen fünf Körpern wurden statt Deformetermessungen in der Längsrichtung noch zwei Tensometer (Typ C), mit kleinerer Übertragungszahl und grösserem Messbereich mit Messlänge 20 cm (bezw. 10 cm) beidseitig ausserhalb der mittleren Messtrecken befestigt. So wurden die Stauchungen längs der Druckseite auf eine Länge von 60 cm (bezw. 40 cm) gemessen.

Zur Bestimmung des Abstandes der neutralen Achse wurden die Betonstauchungen rund 8,5 cm vom Druckrand und die Dehnungen rund in der Höhe der Eisenmittelpunkte auf den beiden Seiten der Körper mit Tensometer (Messlänge 20 cm) bestimmt.

Man sah davon ab, die Tensometer direkt auf die Eisenstäbe zu setzen, um keine Löcher machen zu müssen. Der Verbund zwischen Beton und Armierung sollte nicht gestört werden.

Die Möglichkeit, dass die in der Zugzone auf dem Beton angebrachten Instrumente infolge der Risse teilweise zufällige Werte zeigen könnten, hat man bei Auswertung der Resultate so berück-

sichtigt, dass man in zweifelhaften Fällen dem auf dem gedrückten Beton gemessenen Wert grösseres Vertrauen geschenkt hat (die Nullachse wurde dann nur durch zwei Messresultate bestimmt, statt durch drei).

Die Durchbiegung in der Mitte der Körper wurde mit einer Stoppani-Messuhr festgestellt.

Zur Kontrolle, ob der Armierungsstahl bei der Bruchlast geflossen, und wie weit er gereckt worden ist, hat man einige Armierungsstäbe von jedem Körper vor dem Einbetonieren mit feinen und scharfen Strichen von je 1 cm (bzw. 0,5 cm) Abstand mit der Verteilungsmaschine versehen. Nach dem Versuch wurde die Betonschicht sorgfältig entfernt, und die lokalen bleibenden Dehnungen auf die ganze Länge des Stabes gemessen. (Näheres über diese Methode s. S. 48—52.)

2. Versuchsvorgang.

Als angegebene Lasten hat man nur die Auflast notiert. Das Eigengewicht des Körpers wurde vernachlässigt (der Druckanzeiger der Maschine wurde nach dem Einbauen des Versuchskörpers auf Null eingestellt). Der Fehler, entstanden durch die Vernachlässigung des Eigengewichtes, kann nicht bedeutend sein, weil das Eigengewicht nicht mit einer so grossen Exzentrizität wie die Auflast wirkt.

Die Anfangslast, bei der die ersten Ablesungen erfolgten, wurde möglichst niedrig gewählt, aber doch so hoch, dass die exzentrisch eingebauten Probekörper in der Maschine gut festgehalten waren. Für die Körper mit einer Bruchlast von 10—20 t wurde als Anfangslast 1 t gewählt und für die Körper mit einer höheren Bruchlast eine solche von 2,5 t.

Die Laststeigerung erfolgte in Stufen von 1,0 t und vor dem Bruch in Stufen von 0,5 t, bei Körpern mit einer Bruchlast von 10—20 t und in Stufen von 2,5 bzw. 1,0 t bei Körpern mit einer höheren Bruchlast.

Bei jeder Laststufe wurde die Last wenigstens 2—3 Minuten lang konstant gehalten, um sämtliche Instrumente ablesen zu können.

Während dem Versuche sind wenigstens zwei Entlastungen (stufenweise bis zur Anfangslast) angeordnet worden; die eine bei rund $\frac{1}{3}$ und die andere bei rund $\frac{1}{2}$ der geschätzten Bruchlast.

Bei mehreren Versuchskörpern wurde bei höheren Lasten die Durchbiegung auf jeder Laststufe zweimal abgelesen (rd. 2 Minuten zwischen beiden Ablesungen), um den Beginn der grösseren Zeiteinflüsse festzustellen. Vor der Höchstlast wurden auch die Zeiteinflüsse an den andern Instrumenten notiert.

Sämtliche Instrumente versuchte man so lange wie möglich bis zur Höchstlast abzulesen; doch konnte man normalerweise nicht alle Instrumente bis zur Höchstlast bedienen, weil der Bruch gewöhnlich plötzlich eintrat und man keine Zeit hatte, die Instrumente umzustellen, die wegen den grossen Verformungen vor dem Bruch über die Skala hinaus gelaufen waren.

Die Hauptresultate der Versuche und die genauen Abmessungen der Probekörper können der Tafel Nr. 10 entnommen werden.

Die Einzelwerte der Stauchungsmessungen sind als Stauchkurven in der Abb. 24 angegeben.

Die Resultate über die Beobachtung der neutralen Achse sind graphisch dargestellt in der Abb. 25.

Die Einzelwerte der Durchbiegungsmessungen sind als Kurven in der Abb. 26 angegeben.

Biegeversuche.

Zum Vergleich wurden zwei Biegeversuche mit Balken von gleichem Querschnitt wie die exzentrisch gedrückten Hauptversuchskörper durchgeführt.

Die Anordnung der Messinstrumente und der Versuchsvorgang waren ungefähr dieselben wie beim exzentrisch gedrückten Körper, nur wurden die Stauchungen auf der Druckseite in der Mitte gemessen, aber nicht auf die ganze Länge.

Die Hauptresultate dieser Biegeversuche sind in der Tafel Nr. 11 zusammengestellt.

Bestimmung der Stahlspannungen im Bruchzustand.

Da die Höhe der Stahlspannungen beim Bruch der normal- oder schwacharmierten Biegebalken (oder der exzentrisch gedrückten Körper) gewissermassen bis jetzt eine Streitfrage gewesen ist, so ist der Verfasser der Meinung gewesen, dass ein endgültiger und sicherer Beweis in dieser Frage nur durch direkte Messungen erbracht werden könne, obwohl die Frage schon einigermassen durch Studien an Balkenresultaten aus der Literatur (am Anfang) geklärt werden konnte.

Aus der Literatur sind Messresultate bekannt (Saliger [7], Saliger und Bittner [41] und Abeles [42]), wonach man bei Probekörpern im Laufe der Versuche eine weit über den Anfang des Streckens gehende Eisendehnung gemessen hat (sogar bis rund $35\frac{0}{100}$ Dehnung). Durch diese Messungen kann wohl bewiesen werden, dass die Spannungen bei Armierungen aus hochwertigem oder kaltgerecktem Stahl bei Höchstlast der Balken höher sein könnten als die Streckgrenze oder sog. $2\frac{0}{100}$ -Grenze. Das ergibt aber noch keinen Beweis, dass bei normalem Armierungsstahl die Spannungen durch dieselbe Erscheinung höher sein könnten, als die mittlere Streckspannung, weil die Länge des Streckbereiches beim normalen Baustahl rund bis 4% (und sogar bis 10%) betragen kann.

Bei den vorgenannten Messungen sind in der Zugzone im Beton Löcher bis zu den Eisenstäben gemacht worden, um die Instrumente direkt auf die Eisen anzubringen. Dadurch ist bei diesen Messungen der Verbund zwischen Beton und Eisen teilweise schon gestört worden.

Von Interesse ist es und zugleich zur Klärung der höheren Biegemomente ist es notwendig, die Dehnungen und somit auch die Spannungen auf die ganze Länge des mit Beton umhüllten Eisenstabes und besonders in der Nähe der grösseren Risse beim Bruchzustand zu kennen.

Es wurden einige Versuche nach dem vom Verfasser vorgeschlagenen Messverfahren in der E.M.P.A. durchgeführt. Nach dem ersten Vorschlag werden die Armierungsstäbe des bis zum Bruch geprüften Balkens sorgfältig herausgenommen. Nachher werden Zerreißversuche mit diesen Stäben vorgenommen. Der Zerreißversuch ergibt das Spannungs-Dehnungsdiagramm von dem Stabteil, wo der klaffende Bruchriss des Balkens war. Dieses Spannungs-Dehnungsdiagramm hat man mit dem Spannungs-Dehnungsdiagramm von demselben Material, das aber nicht vorher beansprucht war, verglichen. Das erste Diagramm kann als ein, nach der Entlastung des ursprünglichen Materials, weiter gemessener Teil des Diagrammes betrachtet werden. Wenn man den Anfangspunkt des Diagrammes des aus dem Bruchquerschnitt herausgenommenen Stabes, auf dem anderen Diagramm horizontal verschiebt, bis der höhere Teil des ersten Diagrammes mit dem Diagramm des ursprünglichen Materials zusammenfällt, bekommt man den Entlastungspunkt annähernd dort, wo die beiden Linien sich treffen.

Das Verfahren gibt praktisch ziemlich brauchbare Werte, wenn man das Spannungs-Dehnungsdiagramm auf möglichst kurze Messtrecken (nicht mehr als 10 cm) genau an der Bruchstelle des Balkens auf dem Stab misst.

Ein Beispiel von einem solchen Messresultat ist auf der Abb. 27 angegeben.

Auf den gleichen Stäben konnte man nach dem Zerreißversuch durch Messen der bleibenden Dehnungen (gemessen auf je 1 cm) über die ganze Länge des Stabes ein Bild darüber erhalten, wieweit der Stab beim Biegeversuch durch zugbeanspruchung gereckt worden ist. Aus der Darstellung (Abb. 28) ^{*}, wo ein Beispiel von solchen Messungen wiedergegeben ist, kann deutlich ersehen werden, dass alle vier Stäbe, die aus dem gleichen Balken herausgenommen sind, in der Nähe des Bruchrisses nur auf eine Länge von 6—8 cm vorgereckt worden sind.

Man hat auch die lokalen bleibenden Dehnungen der Stäbe aus dem Balken mit denen des vorher nicht beanspruchten Stabes verglichen. Der mittlere Unterschied der lokalen bleibenden Dehnungen (ausserhalb der Einschnürung beim Zerreißen) kann als der beim Vorrecken schon verbrauchte Teil der bleibenden Dehnungen angesehen werden. Durch diese beim Bruch des Balkens eingetretenen bleibenden Dehnungen kann man grob die Spannungen bestimmen (aus dem Spannungs-Dehnungsdiagramm des ursprünglichen Materials).

Durch diese beiden angegebenen Methoden konnte bei mehreren schwacharmierten Versuchsbalken festgestellt werden, dass die Stahlspannungen beim Bruch (in einem oder zwei Querschnitten des Balkens) weit über die Streckgrenze des Stahles steigen können, auch bei Armierungen aus normalem Baustahl. Durch diese Methode wurden Dehnungen im Bruchquerschnitt von 5—15% ermittelt. Die letzte Zahl ist nur dort bei Balken gemessen worden, wo der Beton sehr hart und der Stab nur auf kurze Länge (6—8 cm) gereckt war. Man hat damit einen Beweis erhalten, dass die höheren Spannungen (auch bei normalem Baustahl) bei schwacharmierten Balken vorkommen können, und dass sie besonders bei höheren Betonfestigkeiten nur auf eine kurze Länge nahe des Risses eintreten.

^{*}) Der in der EMPA als Doktorand arbeitende dipl. ing. M. Cioc aus Rumänien gestattete freundlichst dem Autor, die erwähnten Messungen an von ihm hergestellten und untersuchten Balken auszuführen.

Bei weiteren Versuchen wird ein anderes Messverfahren vorgeschlagen. Man hat vor dem Einbetonieren einige Stäbe von jedem Balken mit feinen und scharfen Strichen (die aber durch die Walzhaut gehen müssen) auf je 1 cm (bezw. 0,5 cm) versehen. Nach dem Biegeversuch ist die Betonschicht sorgfältig entfernt worden und die lokalen bleibenden Dehnungen sind mit einem Mikroskop auf 1 cm (bezw. 0,5 cm) Messlänge oder mit einem genauen Masstab auf 5 cm Messlänge (oder länger, je nach dem Fall) über die ganze Länge des höchstbeanspruchten Balkenteiles gemessen worden. Auf diese Weise konnten die bleibenden Dehnungen mit einer Ablesegenauigkeit von 2‰ Dehnung festgestellt werden.

Aus den gemessenen bleibenden Dehnungen ist es möglich, die Spannungen (die über die Streckgrenze gestiegen sind) an den jeweiligen Stellen der Armierung bei der Bruchlast des Balkens, mit Hilfe des Spannungs-Dehnungsdiagrammes des vorher unbeanspruchten Stabes zu bestimmen. Auf diese Weise bekommt man schon mit etwas grösserer Genauigkeit als bei den früheren Vorschlägen den Verlauf der Spannungen längs den Armierungsstäben und auch im Bruchquerschnitt bei Höchstlast.

Zu diesem Messverfahren muss gesagt werden, dass alles mit grösster Sorgfalt und Genauigkeit durchgeführt werden muss, um einigermaßen einwandfreie Resultate zu erhalten. Die Erfahrungen haben aber gezeigt, dass das Verfahren sich bei solchen Anwendungen gut bewährt hat.

Die Resultate von nach dieser Methode durchgeführten Messungen sind teilweise in der Tafel Nr. 10 und einige Beispiele auf der Abb. 29 wiedergegeben. Die gegebenen Beispiele sind die typischen Fälle der durchgeführten Messungen.

Die erwähnten Messungen der lokalen bleibenden Dehnungen geben ein Bild vom Verlauf der vorhandenen Dehnungen bei Bruchlast des Balkens und damit auch vom Verlauf der über die Streckgrenze steigenden Spannungen längs den Armierungsstäben; solche Messresultate sind bis jetzt in der Literatur nicht bekannt.

Die Hauptergebnisse obengenannter Messungen kann man folgendermassen zusammenfassen:

1. Bei kleinerem Armierungsgehalt und grösseren Betonfestigkeiten treten die grösseren Dehnungen und dementsprechend auch die höheren Eisenspannungen auf eine kurze Strecke in der Nähe des Risses ein.

2. Bei mittlerem Armierungsgehalt oder bei kleineren Betonfestigkeiten wird diese Erscheinung nicht so scharf auftreten, aber immerhin können die Stahlspannungen auch bei diesem Fall etwas über die Streckgrenze steigen.

3. Bei Plattenbalken können die Armierungsstäbe auf die ganze Länge des hochbeanspruchten Balkenteils fließen.

Auswertung der Versuche.

Randstauchungen bei Höchstlast.

Die Werte der Randstauchungen, gemessen an armierten, exzentrisch gedrückten Versuchskörpern bei Höchstlast, sind auf der Abb. 17 im Zusammenhang mit der Betonfestigkeit aufgetragen. Angegeben sind nur die Werte der Messstrecken, in denen die Bruchstelle war. Die gemessenen Werte streuen sehr stark; das ist auch begreiflich, weil der Bruchzustand einigermaßen einen unstabilen Zustand bildet, bei dem man von einem gemessenen Einzelwert keine grosse Genauigkeit erwarten kann. Um eine Gesetzmässigkeit zwischen der Betonfestigkeit und der Randstauchung bei Höchstlast festzustellen, müsste man sehr viele Messresultate von einheitlich durchgeführten Versuchen zur Verfügung haben; das hat man aber vorläufig nicht. Die Zusammenstellung (Abb. 17) wurde noch ergänzt durch die aus der Literatur bekannten ähnlichen Messresultate *), um möglichst weitgehend den Verlauf der Höchstlast-Randstauchungswerte zu bekommen.

Die Werte der Zusammenstellung (Abb. 17) zeigen trotz grösseren Einzelstreuungen im grossen und ganzen die Tendenz zu einer Beziehung zwischen der Prismendruckfestigkeit und der Höchstlast-Randstauchung von armierten Körpern. Diese Tendenz hat man durch eine hyperbolische Formel erfasst, die dem mittleren Verlauf der angegebenen Versuchswerte angepasst ist:

$$\varepsilon_{br} = \left(3,50 + \frac{200}{p\beta_d} \right) \frac{1}{1000} \dots \dots \dots (34)$$

Aus der Darstellung (Abb. 17), wo auch eine Serie der an Prismen gemessenen Höchstlaststauchungen bei zentrischem Druckversuch, mit dem mittleren Verlauf dieser Werte aufgetragen ist, kann ersehen werden, dass die Randstauchungen einen anderen Verlauf haben, als die Prismenstauchungen.

*) Saliger [40] u [44]; Brandtzaeg [18].

Einige Folgerungen aus den Stauchungs- und Durchbiegungskurven.

Aus den Stauchungs- und Durchbiegungskurven der überarmierten, exzentrisch gedrückten Körper (die auf Beton zerstört worden sind), hat man den Punkt näher ins Auge gefasst, bei welchem die Randstauchungen den Prismenhöchstlaststauchungen entsprechen.

Man könnte sich vorstellen, dass dieser Punkt einigermassen charakteristisch für die Verformungen der Betonkörper sein dürfte, wie es der oben erwähnte Anfang des Fliessens bei schwach- oder normalarmierten Biegebalken ist.

Man versuchte diesen Punkt rechnerisch zu bestimmen. Bei diesem Punkt müsste die Spannungsverteilung in der Druckzone der Körper zu der Stauchungskurve der Prismen ähnlich sein. Durch die Form der Spannungsverteilung sind die in den Formeln nötigen Koeffizienten k und k_1 bestimmt.

Wenn die Randstauchung auch als Prismenstauchung angenommen werden darf, so kann man den n_1^* -Wert erhalten und dementsprechend die Last berechnen.

Bei allen erwähnten Versuchskörpern wurde für mehrere Lasten eine Vergleichsberechnung durchgeführt, um zu bestimmen, bei welchen gemessenen Randstauchungen die gemessene Last mit der berechneten übereinstimmt, und um zu kontrollieren, ob die so bestimmte Stauchung dieselbe Gesetzmässigkeit mit der Betonfestigkeit aufweist, wie die Prismenhöchstlaststauchung.

Man hat für diese Vergleichsrechnung die k - und k_1 -Werte nach der parabolischen Spannungsverteilung angenommen: $k = 0,375$ und $k_1 = 0,667$. Als E-Modul für den Stahl wurde $2\,100\,000\text{ kg/cm}^2$ eingesetzt. Für die Berechnung der äusseren Kraft P sind die Formeln (27) und (28) verwendet worden. Die berechneten Resultate sind auf den Darstellungen der gemessenen Stauchkurven (Abb. 19 und 20) aufgetragen und die Schnittpunkte der gemessenen und berechneten Kurven wurden für alle erwähnten Versuchskörper gefunden.

Die diesem Schnittpunkte entsprechenden Randstauchungen, bei welchen die durch die parabolische Spannungsverteilung und die gemessenen Randstauchungen berechneten Lasten mit den tatsächlichen Lasten übereinstimmen, hat man in Zusammenhang mit der Betonfestigkeit ausgetragen (Abb. 30). Aus dieser Darstellung ersieht man, dass die Werte praktisch gut mit dem früher festge-

stellten mittleren Verlauf der Prismen-Höchstlaststauchungen übereinstimmen.

Aus den Stauchkurven kann man ersehen, dass annähernd von dem Punkt an, wo die Randstauchungen die Prismen-Höchstlaststauchungen erreicht haben, die grösseren Verformungen anfangen; der Verlauf der Stauchkurven ändert sich und bei manchen Körpern ist sogar ein Knick in der Stauchkurve erkennbar.

Wenn man dieselbe Last auf den Durchbiegungskurven beobachtet, so sieht man annähernd dieselbe Erscheinung (aber nicht so deutlich) und ausserdem noch, dass die grösseren und merkbaren Zeiteinfluss ungefähr bei diesen Lasten beginnen.

Diese Betrachtung der Stauchungs- und Durchbiegungskurven zeigt, dass die Last, bei welcher die Randstauchungen eines überarmierten Eisenbetonkörpers (mit einfacher Bewehrung) die Prismen-Höchstlaststauchung erreichen, einigermaßen den Anfang der grösseren Verformungen und Zeiteinflüsse bedeutet und somit als eine kritische Last bezeichnet werden darf.

Zugleich hat man auch gefunden, dass mit der parabolischen Spannungsverteilung und den oben angegebenen Prismen-Höchstlaststauchungswerten (Formel 33) als Randstauchungen die Formeln (27) und (28) für die Berechnung der erwähnten kritischen Last praktisch dienen könnten.

Die k - und k_1 -Werte der Rechteckquerschnitte für den Bruchzustand.

Zur Bestimmung der k - und k_1 -Werte für eine bestimmte Querschnittsform muss eine Annahme über die Spannungsverteilung in der Druckzone der Körper getroffen werden und nachher muss diese Annahme durch Vergleichsrechnungen (mit den gemessenen Drucklasten) kontrolliert werden.

Es wurde eine Voraussetzung gemacht, dass die Spannungen in dem Teil des Querschnittes, wo die Stauchungen die Prismen-Höchstlaststauchung überschritten haben, nicht über die Prismendruckfestigkeit steigen können und somit dort annähernd konstant sein müssen. Für den Teil der Druckzone, in der die Stauchungen die Prismen-Höchstlaststauchung nicht erreicht haben, hat man eine parabolische Spannungsverteilung angenommen (welche annähernd der Stauchkurve des Betons entspricht).

Gestützt auf diese Annahmen und die des Ebenbleibens des Querschnittes, hat man die Formeln für den Rechteckquerschnitt (nach Abb. 31) abgeleitet:

$$k_1 = 1 - \frac{\varepsilon_{bp}}{3 \cdot \varepsilon_{br}} \quad \dots \quad (35)$$

$$k = 1 - \frac{\frac{3}{2} \cdot \varepsilon_{br} - \frac{1}{4} \cdot \frac{\varepsilon_{bp}^2}{\varepsilon_{br}}}{3 \cdot \varepsilon_{br} - \varepsilon_{bp}} \quad \dots \quad (36)$$

Werden in diese Ausdrücke die weiter vorn angegebenen empirischen Formeln (33) und (34) für die mittleren Rand- und Prismen-Höchstlaststauchungen eingeführt, so können Kurven für k , k_1 und n_1^* erhalten werden, die nur abhängig sind von der Prismendruckfestigkeit (Abb. 42).

Berechnung der Bruchlasten im Vergleich mit den Versuchswerten.

Sämtliche gemessenen Bruchlasten sind mit den berechneten Werten verglichen worden.

Für die Berechnung der Bruchlasten wurden die früher abgeleiteten Formeln verwendet, unter Berücksichtigung der durch Versuche bestimmten ε_{bp} - und ε_{br} -Werte (oder der aus diesen erhaltenen k -, k_1 - und n_1^* -Werten). Man hat für die Berechnung nicht jedes Mal die gemessenen ε_{bp} - und ε_{br} -Werte verwendet, sondern die empirischen Formeln gebraucht, die den mittleren Verlauf dieser Werte darstellen.

Die Resultate der Berechnung, gruppiert nach den Brucherscheinungen, sind zusammen mit den Versuchsergebnissen in den Tafeln Nr. 12. u. 13. angeführt.

Wie aus den Tafeln zu ersehen ist, stimmen die berechneten Werte durchschnittlich gut mit den gemessenen überein. Man sieht, dass die mittlere Streuung (Mittelwert von Einzelstreuungen) für den Beton- und den Stahlbereich bei den Vorversuchen, wie auch bei den Hauptversuchen, fast Null ist (Vorversuche: Betonbereich + 1,70%; Hauptversuche: Betonbereich — 0,73%; Stahlbereich + 0,63%). Grössere Einzelstreuungen bei den Vorversuchen müssen durch die kleineren Abmessungen der Körper erklärt werden.

Auf der Abb. 32 wurden die Einzelstreuungen von 35 im Betonbereich befindlichen Bruchfällen aufgetragen, in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit, um zu erforschen, ob die Streuungen irgend

eine systematische Tendenz zu diesem Materialwert haben. Abb. 32 zeigt ein gewöhnliches Bild von zufälligen Streuungen von keiner Systematik.

Hieraus ersieht man, dass die Berechnungsweise unter Verwendung von den durch Versuche bestimmten materialtechnischen Konstanten für die Berechnung der im Betonbereich befindlichen Bruchfällen praktisch brauchbar ist, und dass die Einzelfaktoren bei den Versuchskörpern und die Materialeigenschaften durchschnittlich richtig erfasst worden sind.

Die drei Beispiele aus dem Stahlbereich ergeben ebenfalls eine gute Übereinstimmung der berechneten Werte mit den Versuchsergebnissen.

An den zwei Beispielen, die sich im sog. Übergangsbereich befinden, erkennt man, dass die Versuchswerte bedeutend tiefer liegen als die berechneten Werte nach dem Stahl- oder nach dem Betonbereich. Daraus kann ersehen werden, dass es in Wirklichkeit keinen solchen Punkt gibt (über den man oft diskutiert hat), wo der Beton- und Stahlbereich sich treffen und dass in Wirklichkeit ein Übergangsbereich vorhanden ist, wie es nach der logischen Vorstellung denkbar ist. Die zwei Beispiele genügen aber nicht, um diese Erscheinung näher zu untersuchen.

V.

Auswertung verschiedener Versuchsergebnisse nach der angegebenen Berechnungsweise.

Ausser eigenen Versuchen wurden die Resultate der angegebenen Berechnungsweise (Formeln und Materialkoeffizienten) auch mit andern Versuchsergebnissen verglichen, besonders in dem Gebiet, wo keine oder nur wenige eigene Versuche durchgeführt worden sind. Damit sollte auch kontrolliert werden, ob die Randstauchungswerte, die für exzentrisch gedrückte, überarmierte Körper bestimmt worden sind, auch für die Berechnung der auf Biegung beanspruchten Balken Gültigkeit haben.

Exzentrischer Druck; Betonbereich, Rechteckquerschnitt.

Es wurden die Resultate von Brandtzaeg [18] von einfacharmierten und die von Bach und Graf [45] von doppeltarmierten Eisenbetonkörpern nach der angegebenen Berechnungsweise ausgewertet. Die näheren Angaben und die berechneten und gemessenen Bruchlasten sind in der Tafel Nr. 14 zusammengestellt und die Streuungen, be-

zogen auf die Betonfestigkeiten, können aus der Abb. 33 entnommen werden.

Man ersieht daraus, dass die gemessenen Werte bei den Versuchen von Brandtzaeg durchschnittlich etwas grösser und bei Bach und Graf etwas kleiner sind als die berechneten Werte. Der Mittelwert von allen Streuungen liegt aber nicht viel höher (+ 4,84%) als bei den eigenen Versuchen. Die einzelnen maximalen Streuungen gehen bis + 25,3% und — 14,7%. Aus der Abb. 33 erkennt man, dass die Streuungen, bezogen auf die Betonfestigkeit, keine systematische Tendenz haben.

Exzentrischer Druck; Stahlbereich, Rechteckquerschnitt.

Es sind die Resultate von Brandtzaeg [18], Bach und Graf [45] an einfach-armierten und bei Bach und Graf auch an doppeltarmierten Körpern nach der angegebenen Berechnungsweise ausgewertet worden. Die näheren Angaben und die gemessenen und berechneten Bruchlasten wurden in der Tafel Nr. 15 zusammengestellt.

Die Werte sind auch graphisch auf der Abb. 34 dargestellt, im Vergleich zu den Versuchsergebnissen dieser Arbeit. (Näheres über diese Darstellungsart, bei welcher die verschiedenen Faktoren, wie Exzentrizität, Zug- und Druckarmierung sowie Betonfestigkeiten auf der gleichen Zeichnung in übersichtlicher Weise wiedergegeben sind und es erlauben, die Versuchswerte mit der Berechnung zu vergleichen, siehe S. 64—66.)

Man ersieht aus der Tafel Nr. 15, dass der Mittelwert der Einzelstreuungen + 1,75% ist (bei den Versuchen von Bach und Graf + 1,34% und bei Brandtzaeg + 5,0%); die maximalen Einzelstreuungen betragen + 11,3% und — 6,0% (bei den Versuchen von Bach und Graf nur + 7,8% und — 5,1%). Die Darstellung (Abb. 34) ergibt ebenfalls, dass die Streuungen keine systematische Tendenz zeigen.

Die berechneten Werte stimmen durchschnittlich gut mit den Versuchsergebnissen überein, und wie es zu erwarten ist, im Stahlbereich besser als im Betonbereich.

Biegung; Betonbereich, Rechteckquerschnitt. Es sind hier die Resultate von Bach und Graf [30], Brandtzaeg [18], Schüle [23] und Saliger [40] an einfach- und beidseitigarmierten Platten verwendet worden. Es wurden nur die Resultate von Balken genommen mit einer Betonwürfelfestigkeit, die nicht kleiner als rund 100 kg/cm² war.

Die näheren Angaben darüber und die gemessenen und berechneten Bruchmomente sind in den Tafeln Nr. 16. und 17. eingetragen und die Streuungen sind auf den Abb. 35 und 36 in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit dargestellt.

Man erkennt, dass der Mittelwert der Streuungen für einfach-armierte Balken — 2,8% ist und für doppeltarmierte — 4,4%. Die maximalen Streuungen betragen + 15,3% und — 28,3% für einfach-armierte, und + 3,7% und — 11,0% für doppeltarmierte Balken. Die Versuchswerte liegen etwas tiefer als die berechneten. Wie aus den Darstellungen Abb. 35 und 36 zu sehen ist, sind die Streuungen nicht systematischer Natur.

Biegung; Betonbereich, einfacharmierte Plattenbalken. Dem Verfasser sind nur die Versuchsergebnisse von Bach und Graf (30) bekannt. Diese Plattenbalken sind aus verhältnismässig schwachen Beton hergestellt. Es wurden hier auch diejenigen Werte ausgewertet, bei denen die Betonwürfel Festigkeiten kleiner als 100 kg/cm^2 waren, in voller Erkenntnis, dass solche Festigkeiten für die heutige Eisenbetonpraxis keine bedeutung haben können.

Die näheren Angaben und die gemessenen und berechneten Bruchmomente sind in der Tafel Nr. 18. zusammengestellt und die Streuungen bezüglich der Betonfestigkeit können aus der Abb. 37 entnommen werden.

Bei der Berechnung wurden im mittleren Teil (Steg bis Druckrand) die Koeffizienten k und k_1 des Rechteckquerschnittes verwendet, bei der Platte dagegen mussten $k_0 = 0,5$ und $k_0' = 1,0$ durch Probieren erhalten werden (die Platte befindet sich vollständig in dem Bereich, in welchem die Stauchungen höher als die Prismen-Höchstlaststauchungen sind).

Wie man aus der Tafel Nr. 18 und aus der Abb. 37 ersieht, sind die Streuungen durchschnittlich klein; der Mittelwert der Einzelstreuungen ist + 4,2%, die maximalen Einzelstreuungen betragen + 23,2% und — 8,2%. Dabei liegen die einzelnen Streuungen bei sehr kleinen Betonfestigkeiten bedeutend höher als diejenigen bei höheren Betonfestigkeiten. Ob diese Erscheinung systematischer Natur ist, kann man aus diesen Einzelwerten nicht beurteilen. Die Streuungen bei Versuchskörpern mit grösser als rund 100 kg/cm^2 Würfel Festigkeit zeigen aber keine systematische Tendenz und sind überhaupt klein (Mittelwert — 0,33%, einzelne Maximalwerte + 9,8% und — 8,2%).

Es kann auch kein deutlicher systematischer Einfluss der Plattenbreite auf die Streuungen festgestellt werden.

Zum Vergleich hat man dieselben Versuchsergebnisse nach dem Vorschlag von Saliger [8] ausgewertet (der erwähnte Vorschlag von Saliger vernachlässigt die Druckzone des Steges unterhalb der Unterkante der Platte). Die berechneten Werte nach diesem Vorschlag, zusammen mit den Streuungen der gemessenen Werte, sind in der Tafel Nr. 19. angegeben. Die Mittelwerte der Streuungen nach dieser Berechnungsweise betragen $+19,1\%$ und die einzelnen Extremwerte $+35\%$ und $+4,2\%$ (es gibt keinen negativen Wert). Auch eine Aenderung der Plattenbreite scheint nach dieser Berechnungsweise für die letzte Gruppe der Versuchswerte einen systematischen Einfluss auf die Streuungen auszuüben.

Man ersieht aus diesem Vergleich der Berechnungsweisen, dass die Vernachlässigung einzelner Faktoren einen deutlichen Einfluss auf die berechneten Werte geben kann.

Biegung; Verfestigungsbereich. Es wurde versucht, den Verfestigungsbereich, d. h. diese Bruchart, bei welcher die Stahlspannungen des schwacharmierten Balkens (oder Plattenbalkens) über die Streckgrenze steigen, auch mit den gleichen Materialkoeffizienten (k , k_1 und ϵ_{br}) zu berechnen. Es ist ohne weiteres klar, dass man von einer solchen Berechnung keine sehr grosse Genauigkeit erwarten kann. In der Berechnung wird angenommen, dass die Stauchungen und Dehnungen bei Höchstlast annähernd auf die gleiche Länge eintreten (Ebenbleiben des Querschnittes). Das wird aber nicht immer der Fall sein beim Bruch im Verfestigungsbereich. Wenn das Eisen nur auf eine sehr kurze Strecke fliesst und der Beton dagegen auf einer grösseren Strecke zerstört wird, werden die tatsächlichen Stahldehnungen (bezogen auf die Längeneinheit), und dementsprechend auch die Stahlspannungen, grösser sein als die berechneten. Das Umgekehrte wird der Fall sein, wenn die Armierung auf eine grössere Strecke fliesst als der Beton zerstört wird. Solche Möglichkeiten konnten bei den Versuchen festgestellt werden (bei einigen Plattenbalken hat das Eisen auf die ganze Länge des höchstbeanspruchten Balkenteiles geflossen).

Eine Berechnungsweise kann nie diese gewissermassen zufälligen Feinheiten erfassen. Es muss genügen, wenn die berechneten Werte durchschnittlich mit den Versuchsergebnissen übereinstimmen und die Streuungen, bezogen auf die einzelnen Faktoren, keine systematische Tendenz zeigen.

Es wurden diejenigen Versuchsergebnisse mit der Berechnung verglichen, bei welchen die Spannungs-Dehnungsdiagramme des Armierungsstahles bekannt waren.

Für die Berechnung der Bruchmomente hat man die Formel (20) gebraucht; der Wert σ_e ist aus dem Spannungs-Dehnungsdiagramm des Stahles und aus der Formel (S. 28) für ε_e durch Probieren gefunden worden (d. h. der angenommene σ_e -Wert und der berechnete ε_e -Wert müssen mit dem wirklichen Punkt auf dem Spannungs-Dehnungsdiagramm zusammenfallen).

Die Hauptangaben über die Balken, wie auch die gemessenen und berechneten Bruchmomente sind in der Tafel Nr. 20. angegeben und auf der Abb. 38 dargestellt.

Die Einzelstreuungen, bezogen auf die verschiedenen Faktoren, sind auf den Abb. 39—41 graphisch aufgetragen. Aus diesen Darstellungen kann kein systematischer Einfluss der untersuchten Faktoren auf die Streuungen festgestellt werden. Der totale Mittelwert der Einzelstreuungen ist + 2,08% und die maximalen Einzelwerte betragen + 15,2% und — 10,5%. Aus den Einzelresultaten kann ausserdem noch ersehen werden, dass nach der Berechnung die Platten od. Balken mit Armierung aus normalem Baustahl meist etwas höhere Werte zeigen, dagegen treten aber bei Versuchen mit Plattenbalken und bei Armierungen aus hochwertigem Baustahl meistens etwas kleinere Werte auf als nach der Berechnung. Es liegen aber nicht genügend unter verschiedenen Bedingungen durchgeführte Versuchswerte vor, um weitere Schlüsse daraus ziehen zu können.

In Ergänzung zu den obenstehenden Versuchangaben sind unten der Literatur der Sowjetunion [48] entnommene Versuchsergebnisse aus der Verfestigungsbereich angeführt.

Da für den Verfestigungsbereich die zur Berechnung erforderlichen Spannungs-Dehnungsdiagramme fehlen, so sind die Versuchsergebnisse mit der gewöhnlichen, für den Streckbereich geltenden Berechnungsweise verglichen, wobei angegeben ist, wie gross die berechnete Dehnungen des Armierungsseisens im Bruchquerschnitt sein würden (nach Formel

$$\varepsilon_e = \left(\frac{1}{\alpha} - 1 \right) \varepsilon_{br} = \left(\frac{k_1 n \beta a}{\mu \sigma_s} - 1 \right) \varepsilon_{br} \text{ berechnet).}$$

Wie aus den in der Tafel Nr. 21 ausgeführten Resultaten zu ersehen ist, übersteigen die berechneten Dehnungen des Armatur-

eisens bei Weitem die Grenze, auf welcher bei gewöhnlichem Armierungseisen der Streckbereich liegt.

Schlusswort zum Vergleich der Berechnung mit den Versuchsergebnissen.

Wie aus den vielen in verschiedenen Bruchbereichen befindlichen und unter verschiedenen Bedingungen durchgeführten Beispielen gesehen werden kann, zeigen die berechneten Bruchlasten durchschnittlich befriedigende Uebereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Einzelne grössere Streuungen liegen in den Grenzen: im Betonbereich rund $\pm 25\%$, im Stahlbereich und im Verfestigungsbereich rund $\pm 15\%$, was für Eisenbeton seinen Materialverschiedenheiten zufolge als normal angenommen werden kann.

Im allgemeinen ist der Mittelwert der einzelnen Streuungen ungefähr gleich Null gewesen und die Einzelstreuungen bezüglich verschiedener Faktoren haben keine merkbare systematische Tendenz gezeigt.

Es muss auch erwähnt werden, dass einige Serien der überarmierten Biegebalken durchschnittlich etwas kleinere Versuchswerte ergeben haben als berechnet (die Mittelwerte der Streuungen betragen $-2,8\%$ und $-4,4\%$). Es ist möglich, dass man bei diesen Balken bei Höchstlast nicht mehr mit der vollständigen Mitwirkung der Randfaser der Druckzone rechnen darf, wie dies bei der Ableitung der Koeffizienten k und k_1 angenommen wurde. (Diese Frage wird unten noch einmal berührt, siehe S. 64.)

Sicherheitsgrad an einigen Beispielen aus den Schweizerischen Normen.

Gestützt auf die in dieser Arbeit vorgeschlagene Berechnungsweise (Formeln und materialtechnische Werte) wurden an einigen Beispielen die rechnerischen Sicherheitsgrade von auf Biegung und exzentrischen Druck beanspruchten, einfacharmierten Rechteckquerschnitten untersucht.

Bei den berechneten Beispielen sind die zulässigen Kräfte nach den Art. 109 und 110 der Schweizerischen Normen für die Berechnung, die Ausführung und den Unterhalt der Bauten aus Stahl, Beton und Eisenbeton [50] mit den angegebenen zulässigen Spannungen für die Platten und die Balken rechteckigen Querschnittes von mehr als 20 cm Dicke, mit $n = 10$ berechnet.

Es wurden zwei Gruppen nach den Materialeigenschaften untersucht, nämlich der normale Beton ($w\beta_d = 220 \text{ kg/cm}^2$) mit normalem Stahl ($\sigma_s = 2400 \text{ kg/cm}^2$) und der hochwertige Beton ($w\beta_d = 300 \text{ kg/cm}^2$) mit hochwertigem Stahl ($\sigma_s = 3500 \text{ kg/cm}^2$).

Die zulässigen Spannungen sind für die erwähnten Beispiele für die Hauptkräfte, d. h. ohne Zuschlag für Temperatur, Schwinden usw. wie folgt angenommen worden:

für normalen Stahl	$\sigma_e = 1400 \text{ kg/cm}^2$
für hochwertigen Stahl	$\sigma_e = 1700 \text{ kg/cm}^2$
für normalen Beton	$\sigma_b = 70 \text{ kg/cm}^2$
für hochwertigen Beton	$\sigma_b = 100 \text{ kg/cm}^2$.

Für den Fall, wo die berechneten Stahlspannungen (σ_e^*) unterhalb der zulässigen Stahlspannungen (σ_e) bleiben, wurde nach den Normen ein Zuschlag zu den zulässigen Betonspannungen (Kantenpressungen) von:

$0,05 (\sigma_e - \sigma_e^*)$ bis höchstens 20 kg/cm^2 angenommen.

Die berechneten Bruchkräfte und die zulässigen Kräfte wurden als Kurven aufgetragen (Abb. 44) für die Biegung und für den exzentrischen Druck (mit 2 Exzentrizitäten, nämlich mit $e_e : h = 1,0$ und $1,5$, wo e_e die Exzentrizität vom Eisenmittelpunkt gemessen ist).

Auf der gleichen Darstellung sind auch die rechnerischen Sicherheitsgrade als Kurven aufgetragen.

Bei der Auswertung der Sicherheitsgrade hat man die Bruchlast der schwacharmierten Körper auch nach dem Stahlbereich I (Streckbereich) statt nach dem Verfestigungsbereich berechnet, (weil die Spannungs-Dehnungsdiagramme des Stahles im allgemeinen nicht gegeben sind).

Ausserdem wurde noch eine Untersuchung vorgenommen, um die Beziehung zwischen dem Sicherheitsgrad und der Exzentrizität in diesem Gebiet, wo die Sicherheitsgrade am tiefsten sind, erforschen und speziell an der Stelle, wo die zulässigen Stahl- und Betonspannungen gleichzeitig ausgenützt werden. Man hat auch den Punkt näher betrachtet, in welchem der Zuschlag zu den zulässigen Betonspannungen den vorgeschriebenen Höchstwert (20 kg/cm^2) erreicht hat.

Die Resultate dieser beiden Berechnungen sind auf den Abb. 43 u. 44 als Kurven angegeben. Man sieht aus den Darstellungen, dass der Sicherheitsgrad seinen Höchstwert dort erreicht, wo sich der Uebergang vom Stahlbereich zum Betonbereich befindet, d. h. wo bei Bruch die Stahlspannungen fast bis zur Streckgrenze steigen, der Stahl aber doch noch nicht fließt, weil der Beton früher zerstört wird. Dieser Höchstwert ist für Biegung und exzentrischen Druck fast gleich (für Biegung rund 3,55 und für exzentrischen Druck mit $e_c : h = 1,0$ rund 3,25, unter annähernder Berücksichtigung des sog. Uebergangsbereiches).

Der tiefste Wert des Sicherheitsgrades befindet sich wie schon erwähnt dort, wo die beiden zulässigen Spannungen (für Stahl und Beton) gleichzeitig ausgenützt sind. Dieser Wert ist stark von der Exzentrizität abhängig und schwankt von rund 1,8 bei Biegung bis rund 2,5 bei exzentrischem Druck mit $e_c : h = 1,0$ (bei normalem Beton und normalem Stahl).

In dem Bereich, wo man mit variablen zulässigen Spannungen rechnet, wird der Einfluss der Exzentrizität auf den Sicherheitsgrad geringer. Der Endpunkt dieses Bereiches (wo die zulässigen Betonspannungen den vorgeschriebenen Höchstwert erreicht haben) weist einen von der Grösse der Exzentrizität fast unabhängigen, konstanten Sicherheitsgrad auf.

Im Allgemeinen sieht man, dass die Unterschiede zwischen den tieferen und den höheren Werten des Sicherheitsgrades mit der Zunahme der Exzentrizität wachsen und bei Biegung das Maximum erreichen.

Der Sicherheitsgrad ist im allgemeinen für hochwertige Materialien etwas höher als derjenige für solche von normaler Qualität.

Das erwähnte Beispiel gibt ein anschauliches Bild dafür, wie weit die nach der bisherigen sog. klassischen Theorie dimensionierten Eisenbeton-Querschnitte keine einheitliche Bruchsicherheit besitzen. Besonders hoch ist der Sicherheitsgrad in dem Gebiet, wo auf Grund der sog. klassischen Berechnungsweise die Druckspannungen des Betons bei der Dimensionierung massgebend sind, welcher Fall bei exzentrischen Druck häufig vorkommt.

Solche hohe Sicherheitsgrade erfordern unnützlich zu starke Dimensionen. Daher ist es auch völlig begründet, dass man in den in der Sowjetunion vom 1. Mai 1939 an geltenden neuen Bestimmungen für Eisenbeton [51] vollständig von der sog. klassischen

Eisenbetontheorie abgesehen und als Basis für die Dimensionierung die einheitliche Bruchsicherheit angenommen hat.

Kurven für die Berechnung der Bruchlast.

Als Beispiele sind einige von diesen Formeln als Kurven dargestellt (Abb. 34, und 45—50), die für die Berechnung eine umständliche Form haben. Das graphische Verfahren musste für die Berechnung der Bruchlasten oder zum Kontrollieren der Sicherheitsgrade genügend sein.

Die Kurven sind mit etwas korrigierten k - und k_1 -Werten für den Betonbereich berechnet. Wie früher erwähnt wurde (S. 61), haben einige Serien von überarmierten Biegebalken (Resultate aus der Literatur) eine systematisch etwas kleinere gemessene Bruchlast gezeigt, als die mit den obenangegebenen k - und k_1 -Werten berechneten Bruchlasten. Der Grund dazu dürfte von der Lagerungsart der Balken kommen. Wenn die Oberfläche der Balken zu rasch nach dem Betonieren und Erhärten des Balkens austrocknet, wird der Beton an der Oberfläche (Druckrand) etwas kleinere Festigkeiten haben als die mittlere Betonfestigkeit beträgt. Diese Zone wird wahrscheinlich bei grösseren Stauchungen auch nicht mit der vollen Festigkeit mitwirken und dadurch das Bruchmoment etwas heruntersetzen.

Um diese Möglichkeit zu berücksichtigen und für die Praxis eher zutreffende Werte zu erhalten, hat man die von der Spannungsverteilung in der Druckzone des Betons abhängigen Koeffizienten k und k_1 in zurückhaltendem Sinne etwas korrigiert. Die berechneten Bruchlasten mit den korrigierten k - und k_1 -Werten zeigen etwa um 4—5% kleinere Werte, als diejenigen mit den früheren Koeffizienten.

Im Stahlbereich, wo die Koeffizienten nur als Verhältnis $k : k_1$ vorkommen — welcher Wert aber nicht stark von der Betonfestigkeit beeinflusst wird —, hat man eine feste Zahl $k : k_1 = 0,51$ angenommen, die ebenfalls in zurückhaltendem Sinne einen abgerundeten Mittelwert darstellt.

Die meisten angegebenen graphischen Tafeln (Abb. 45—50) dürften ohne besondere Erklärung verständlich sein. Einige nähere Angaben sind vielleicht nur für die Anwendung der Tafel (Abb. 34) nötig. Diese Tafel zeigt ein allgemeines graphisches Berechnungsverfahren für den Stahlbereich I (Streckbereich), für Biegung und auch für exzentrischen Druck, für einfach- und beidseitig

armierte Rechteckquerschnitte und auch für solche Plattenbalken, wo die neutrale Achse annähernd in der Platte bleibt.

Die von der Null aus abgelesenen Ordinaten der Kurve entsprechen der Formel

$$m' = C_0 \left(1 - \frac{k}{k_1} C_0 \right).$$

Die allgemeine Formel für Biegung und exzentrischen Druck lautet

$$m = C_0 \left(1 - \frac{k}{k_1} C_0 \right) + C'_q \left(1 - \frac{h'}{h} \right),$$

für die Biegung wird:

$$C_0 = (C_s - C'_q)$$

und für den exzentrischen Druck

$$C_0 = \left(C_s - C'_q + \frac{P}{bh_p \beta_d} \right).$$

Für die Biegung macht die Benutzung der Kurve keine Schwierigkeiten.

Für den exzentrischen Druck kennt man aber den P-Wert im Ausdrucke von C_0 nicht, sodass der Wert m' nicht direkt aus der Kurve abgelesen werden kann. Dieses Glied wird aber formelmäßig berücksichtigt, wenn man auf dem von Null nach unten gerichteten Koordinatensystem, von dem den Werten $C'_q \left(1 - \frac{h'}{h} \right)$ und $(C_s - C'_q)$ entsprechenden Punkte aus eine schiefe Gerade unter der Neigung $h : e_e$ (oder $1 : \frac{e_e}{h}$) bis auf die Kurve zieht. Im

Schnittpunkt der Geraden mit der Kurve wird dann als Abszisse der Wert $C_0 = \left(C_s - C'_q + \frac{P}{bh_p \beta_d} \right)$ erhalten, und die Ordinate wird m' sein. Der totale m -Wert $\left(m = \frac{M}{p \beta_d b h^2} \right)$ erhält man aus der Formel

$$m = m' + C'_q \left(1 - \frac{h'}{h} \right)$$

oder als Ordinatenabstand, bezogen auf den Punkt im untern Koordinatensystem.

Auf diese Weise können auch die im Stahlbereich I sich befindenden Versuchsergebnisse von Balken mit verschiedenen Exzentri-

zitäten, Armierungen und Materialeigenschaften übersichtlich dargestellt werden, um sie mit der Berechnung zu vergleichen (was auch auf der Abb. 34 gemacht worden ist).

Bei benutzen der Formeln für den Stahlbereich muss darauf achtgegeben werden, dass die Berechnungsweise bei starker Druckarmierung nicht mehr gültig ist. Als untere Grenze für C_0 gilt für die Biegung und auch für den exzentrischen Druck die Bedingung $C_0 \geq 2 \frac{h'}{h}$. Im Falle kleinerer Wert für C_0 , wird die Druckarmierung nicht mehr bis zur Quetschgrenze des Stahles beansprucht, wie das bei der Ableitung der Formeln für die Bruchlasten angenommen worden ist.

Allgemein soll noch zu allen gegebenen graphischen Tafeln bemerkt werden, dass man die Tafeln nur für den entsprechenden Bruchbereich verwenden darf.

Wenn es nicht ohne Weiteres klar ist, ob der berechnete Fall sich im Stahlbereich (Streckbereich) oder im Betonbereich befindet, kann man zur rascheren Orientierung die Bruchlast nach beiden bestimmen; von beiden wird der kleinste Wert massgebend sein. Wenn beide Werte annähernd gleich sind, liegt der Fall im sog. Uebergangsbereich, wo die wirklichen Bruchlasten etwas tiefer liegen als die nach beiden Arten berechneten Werte. Eine durch Versuche kontrollierte Berechnungsweise gibt es bis jetzt für diesen Bereich nicht. Man kann vorläufig den Uebergang (Knick) zwischen beiden erwähnten Bereichen für praktische Berechnungen einfach abrunden.

Zusammenfassung.

Die Hauptergebnisse der vorliegenden Arbeit lassen sich folgendermassen zusammenfassen:

1. Gestützt auf die Versuchsergebnisse verschiedener Autoren an schwach- und normalarmierten Biegebalken wurde festgestellt, dass die gemessenen Bruchmomente durchschnittlich etwas höher liegen als die nach den Formeln berechneten Werte, die als Höchstspannung in der Zugbewehrung die Streckgrenze des Stahles annehmen (wie die Formeln von Suenson, Roš, Stüssi, Kazinczy u.s.w.).

2. Anhand derselben Versuchsergebnisse wurde durch einen Vergleich der verschiedenen Ergebnisse begründet, dass die durch das Schwinden des Betons hervorgerufenen Druckvorspannungen in den Zugeisen nicht die Ursache dieser obenerwähnten höheren

Bruchlasten sein können, sondern dass der Grund hauptsächlich in den Stahleigenschaften liegen muss.

3. Als Ursache der höheren Bruchmomente wurde an mehreren Versuchsbalken (dieser Arbeit und der E.M.P.A.-Eisenbetonuntersuchung) die Ueberschreitung der Streckgrenze des Stahles, infolge grösserer Dehnungen im Bruchquerschnitt, durch direkte Messung festgestellt. Für diese Messung wird eine einfache Methode angegeben.

4. Es wurde anhand der erwähnten Messungen festgestellt, dass die Armierungsstäbe in Platten und Viereckbalken nur in der Nähe des grössten Risses stark fließen, und dass dementsprechend auch die höheren (über die Streckgrenze steigenden) Spannungen nur auf eine bestimmte Strecke nahe dem Risse vorkommen. (Solche Messresultate sind bis jetzt in der Literatur nicht bekannt.)

5. Weiter könnte beobachtet werden, dass bei Plattenbalken die Armierungsstäbe auf eine grössere Strecke fließen können, sogar über das ganze Bereich des Maximalmomentes, und dass dementsprechend die Ueberschreitung der Streckgrenze sehr wahrscheinlich kleiner sein wird.

6. Gestützt auf einige der obengenannten Versuchsergebnisse verschiedener Autoren wurde festgestellt, dass man bei den Bewehrungseisen aus weichem Stahl, die einen ausgesprochenen und langen Streckbereich haben, im Falle normaler Armierungsstärke mit der mittleren Streckspannung (nicht die sog. $20/_{00}$ -Grenze) als Stahlspannung beim Bruch des Balkens rechnen darf.

7. Ferner konnte aus einigen der obenangegebenen Versuchserien ersehen werden, dass die Formeln, die als Stahlspannung die Streckgrenze annehmen, im Allgemeinen für schwach- und normalarmierte Balken (auch für verschiedene Stahlqualitäten) diejenige Last bestimmen, bei welcher die grösseren Verformungen der Balken deutlich erkennbar werden. Damit dürften diese Formeln als eine einheitliche Grundlage gelten für die für den praktischen Zweck wichtige Traglast, von welcher an die grösseren Verformungen auftreten.

8. Weiter wurde festgestellt, dass das Problem der Bruchlasten bei Zugarmierung aus kaltgereckten tordierten Stählen, die auf der Oberfläche einen gewindeartigen Verlauf haben, anders betrachtet werden muss, als dasjenige mit der Rundstahlbewehrung. Wegen der gewindeartigen Oberfläche wird der Beton in der Zugzone des Balkens auch mitwirken, und das freie Fließen der

Armierung wird auch auf eine kürzere Strecke gestört. Die Versuchsergebnisse der Balken mit diesen Armierungen liegen, im Vergleich zu den berechneten Bruchlasten der obenerwähnten Formeln, höher als diejenigen mit Rundstahlarмирование. Auf eine nähere Untersuchung dieser Armierungen ist im Rahmen dieser Arbeit verzichtet worden.

9. Angenähert auf ähnliche Weise wie im elastischen Bereich und teilweise auch bei einzelnen aus der Literatur schon bekannten Bruchformeln wurde, gestützt auf das Ebenbleiben des Querschnittes, die Gleichgewichtsbedingungen und die plastischen Verformungen im Bruchzustand, eine allgemeine Berechnungsweise zur Bestimmung der Bruchlasten der auf Biegung und exzentrischen Druck beanspruchten Eisenbetonkörper abgeleitet.

10. Die möglichen Brucharten sind nach den charakteristischen Brucherscheinungen gruppiert und die allgemeine Berechnungsweise ist den einzelnen Bruchfällen und deren charakteristischen Erscheinungen angepasst. Dabei wurde auch einigen, bis jetzt nicht näher untersuchten, Brucharten Aufmerksamkeit geschenkt.

Bei der erwähnten Ableitung der Sonderformeln für einzelne Bruchfälle ist man auch, wie zu erwarten, auf einige schon bekannte Formeln gestossen.

Es war auch möglich, für einzelne schon bekannte Vorschläge eine übersichtlichere und leichter brauchbare Formel anzugeben.

11. Die für die Berechnung nötigen materialtechnischen Werte wurden an speziell für diese Arbeit hergestellten Versuchskörpern bestimmt. Hauptsächlich sind Stauchungsmessungen bei Höchstlast an unarmierten Betonprismen und an armierten, exzentrisch gedrückten Körpern durchgeführt worden.

12. Für die Prismen-Höchstlaststauchung hat man, gestützt auf die erwähnten eigenen Versuchsergebnisse, eine empirische Formel aufgestellt. Praktisch genau kommt man auch rechnerisch auf dieselbe Formel, wenn man annimmt (wie das oft gemacht wird), dass die Stauchkurve des Betons annähernd eine Parabel ist, und dabei noch voraussetzt, dass die Anfangstangente dieser Parabel durch den E-Modul des Betons nach der bekannten Formel von M. Roš. sog. E.M.P.A.-Formel bestimmt ist.

13. Für die Betonrandstauchungen der armierten Körper bei Höchstlast hat man, gestützt auf die eigenen Versuche, und auf ähnliche Ergebnisse aus der Literatur, ebenfalls eine empirische

Formel aufgestellt. Da die Streuungen der einzelnen Versuchswerte ziemlich gross waren, hat man die angegebene Formel dem mittleren Verlauf der Versuchsergebnisse angepasst und die hyperbolische Form der Formel als Hypothese auch für den Bereich ausserhalb der vorhandenen Messergebnisse vorgeschlagen.

14. In den beiden empirischen Formeln ist vorausgesetzt worden, dass die Höchstlaststauchungen nur von der Betonfestigkeit abhängig sein müssten. Es ist möglich, dass andere Faktoren auch gewisse Einflüsse auf die Stauchwerte haben könnten, welche aber wahrscheinlich verhältnismässig klein sein dürften, wenn der Beton genügend erhärtet ist, und der Zement und die Zuschlagstoffe keine aussergewöhnlichen Eigenschaften besitzen (Versuche zur Klärung dieser Frage sind nicht bekannt.)

15. Als Nebenerscheinung wurde bei den Stauchungsmessungen an überarmierten Körpern festgestellt, dass die Randstauchungen des Betons längs dem Körper im gleich beanspruchten Bereich bei höheren Lasten nicht überall gleich gross sind. Die grössten Werte befinden sich dort, wo nachher der Bruch eintritt.

Die angegebenen Stauchungsmessungen und einige Nachrechnungen zeigen, dass diejenige Last, bei welcher die Randstauchungen des Betons die Prismen-Höchstlaststauchung (bei zentrischem Druck bestimmt) erreicht haben, eine charakteristische Bedeutung für die Verformungen der überarmierten Eisenbetonbiegebalken und der exzentrisch gedrückten Körper besitzt. Ungefähr beim Erreichen dieser Last fangen die grösseren Verformungen an, die grösseren Durchbiegungen, Betonstauchungen und deutlich erkennbare Zeiteinflüsse.

Für die Berechnung dieser Last wurde eine Berechnungsweise mit Materialkoeffizienten angegeben, die bei den eigenen Versuchen eine befriedigende Uebereinstimmung gezeigt hat.

16. Die in den Bruchformeln vorhandenen k -, k_1 und n_1 *-Werte sind, gestützt auf die oben aufgestellten empirischen Formeln für die Stauchungen der armierten Körper und Betonprismen und unter einigen Annahmen, rechnerisch für Rechteckquerschnitte abgeleitet und ausgewertet worden. Für die Spannungsverteilung in der Betondruckzone hat man die von mehreren Autoren gebrauchte Annahme verwendet, dass die Betonspannungen in diesem Teil der Druckzone, in welchem die Stauchungen höher sind als die Prismen-Höchstlaststauchungen, konstant und gleich der Prismen-

Druckfestigkeit des Betons sind, und dass in dem Teil mit den kleineren Stauchungen eine parabolische Form gilt.

17. Die in allgemeiner Weise für verschiedene Brucharten angegebenen Formeln, zusammen mit den obenerwähnten empirischen Formeln für die materialtechnischen Werte (oder den aus diesen berechneten k -, k_1 - und n^*_1 -Werte), bilden eine Berechnungsweise der Bruchlasten für Biegung und exzentrischen Druck für die vielen in der Praxis möglichen Fälle.

Dabei hat man angenommen, dass die von den Betoneigenschaften abhängigen Werte nicht von der Angriffsart der äusseren Kräfte beeinflusst werden (dass die gleichen Werte für Biegung und exzentrischen Druck gelten). Es ist aber wohl möglich, dass diese Werte von der Tiefe der Druckzone und der Länge der Betonzerstörung beim Bruch der Balken etwas beeinflusst werden könnten, was aber bei der obenerwähnten Berechnungsweise nicht berücksichtigt worden ist.

18. Die angegebene Berechnungsweise hat bei den eigenen Versuchsergebnissen für exzentrischen Druck (total 40 armierte Versuchskörper) eine praktisch gute Uebereinstimmung gezeigt.

19. Es wurde durch diese Versuche (zwei Beispiele) bestätigt, dass zwischen dem Betonbereich und dem Stahlbereich I (Streckbereich) wirklich ein Uebergangsbereich besteht (wie das bei der Ableitung der Formeln schon erwähnt worden ist), wo die tatsächlichen Bruchmomente tiefer liegen, als die nach dem Stahl- oder nach dem Betonbereich berechneten Werte. Für die nähere Untersuchung dieses Gebietes liegen noch keine systematisch durchgeführten Versuchsergebnisse vor.

20. Die erwähnte Berechnungsweise hat auch mit vielen andern Versuchsergebnissen aus der Literatur, die unter sehr verschiedenen Bedingungen durchgeführt worden sind, befriedigende Uebereinstimmung ergeben.

Dabei hat man neben Anderem eine gute Übereinstimmung auch im sog. Betonbereich gefunden, welches Gebiet bis jetzt nicht viel behandelt worden ist. Der sog. Betonbereich kommt bei Biegekonstruktion nur bei sehr hohem Bewehrungsanteil vor und hat deswegen für diesen Fall in der Praxis eine geringere Bedeutung; bei dem exzentrischen Druck aber, besonders mit kleineren Exzentrizitäten, wo die Stahl-Zugspannungen unterhalb der Streckgrenze bleiben, bietet die Berechnungsweise für den sog. Betonbereich ein grosses Anwendungsgebiet.

21. Die Berechnungsweise zeigt auch für den sog. Verfestigungsbereich (Stahlbereich II) einigermaßen befriedigende Resultate. Der Vergleich der berechneten und gemessenen Bruchlasten von 34 aus der Literatur bekannten Versuchsbalken und den Balken der E.M.P.A.-Eisenbetonuntersuchung, hat durchschnittlich keine schlechtere Übereinstimmung ergeben, als in den anderen Bruchbereichen. Doch darf daraus noch nicht geschlossen werden, dass die Berechnungsweise für jeden Einzelfall immer mit derselben Genauigkeit stimmen wird. In diesem Gebiet sind höchstwahrscheinlich grössere Streuungen zu erwarten, weil die der Berechnung zugrundeliegenden Bedingungen, das Ebenbleiben des Querschnittes, für diese Bruchart praktisch nicht immer erfüllt ist, was auch die Versuche gezeigt haben. Es kann vorkommen, dass die Armierungsstäbe auf grössere oder auch auf kleinere Strecke fließen, als die entsprechenden Stauchungen des Druckrandes bei Höchstlast betragen.

Die Berechnungsweise für den sog. Verfestigungsbereich (Stahlbereich II) hat neben theoretischem Interesse eine für die Praxis wichtige Bedeutung. Sie wird ein Anwendungsgebiet für die Biegekonstruktionen mit Bewehrung aus kaltgereckten Stahl, wie Baustahlgewebe, tordierte Stähle wie Isteg, Tor und andere, welche keine ausgeprägte Streckgrenze besitzen, finden.

22. Zum Schlusse hat man einige Beispiele nach den Schweizerischen Normen mit den Ergebnissen der Bruchlasten nach der angegebenen Berechnungsweise verglichen. Es wurde für diese Beispiele aus den Normen, wo die grösste zulässige Betonspannung für die Dimensionierung massgebend ist gefunden, dass der rechnerische Sicherheitsgrad für die Biegung und den exzentrischen Druck ungefähr gleich ist. Für den Bereich, in dem die zulässigen Stahlspannungen massgebend sind, ist aber der rechnerische Sicherheitsgrad für die Biegung wesentlich tiefer als beim exzentrischen Druck. Der Unterschied wächst mit der Abnahme der Exzentrizität.

In diesem Gebiet, in dem man mit variablen zulässigen Betonspannungen (nach der in den Normen gegebenen Formel) rechnet, werden die Unterschiede zwischen den Sicherheitsgraden für Biegung und exzentrischen Druck kleiner. Im Anfangspunkt dieses Gebietes, wo die zulässigen Beton und Stahlspannungen gleichzeitig ausgenützt werden, sind die Unterschiede am grössten, dagegen am Ende, wo die zulässigen Betonspannungen den vorgeschriebenen

Höhepunkt erreicht haben, sind die Sicherheitsgrade fast unabhängig von der Exzentrizität.

23. Für die Berechnung der Bruchlasten sind einige für die Praxis wichtige Formeln als Kurven dargestellt. Für die Auswertung dieser graphischen Tafeln hat man die materialtechnischen Werte (die Koeffizienten k und k_1) in zurückhaltendem Sinne etwas korrigiert.

Schlusswort.

Das Ziel dieser Arbeit war nicht eine grundsätzlich neue Berechnungsweise für die Bestimmung der Bruchlasten bei Biegung und exzentrischem Druck vorzuschlagen. Das war auch nicht nötig, weil bis jetzt auf diesem Gebiet schon sehr viel geleistet worden ist. Man wollte aber:

1. Klarheit schaffen über einige noch nicht eindeutig gelöste und noch unter Diskussion stehende Fragen durch direkte Messungen und Beobachtungen bei Bruchversuchen an Eisenbetonkörpern;

2. die bisherigen Formeln und Vorschläge soweit als möglich zusammenfassen, ergänzen und auf eine auf gleicher Basis beruhende und logisch abgeleitete allgemeine Berechnungsweise bringen, für alle in der Praxis normalerweise möglichen Brucharten für Viereck- und T-Querschnitte (Plattenbalken) bei Biegung und exzentrischem Druck (wo Zugspannungen im Eisen vorkommen);

3. die für diese Berechnungsweise nötigen materialtechnischen Werte bei Bruchversuchen möglichst durch direkte Messungen bestimmen;

4. auf diesem Gebiet, wo bis jetzt nur sehr wenige Versuchsergebnisse vorliegen (namentlich mit überarmierten, exzentrisch gedrückten Versuchskörpern, deren Bruch im Beton- und Übergangsbereich liegen) ein Versuchsprogramm durchführen.

Ein Beitrag zur Lösung dieser Probleme ist in der vorliegenden Arbeit gegeben. Die vorgeschlagene Berechnungsweise hat eine praktisch befriedigende Übereinstimmung mit vielen, unter verschiedenen Verhältnissen und von verschiedenen Autoren durchgeführten Versuchsergebnissen gezeigt.

Краткая сводка.

Нижеописанная исследовательская работа производилась при Цюрихском Техническом Университете и швейцарской Государственной Палате испытания материалов (Е.М.Р.А.) с 1937 по 1939 год.

То обстоятельство, что опытные данные значений действительных разрушающих изгибающих моментов исследованных в Цюрихе за этот период времени железобетонных балок — образцов, хотя и не на много, но все же систематически отличались от результатов, полученных по формуле для расчета разрушающих изгибающих моментов железобетонных балок, предложенной др. инж. М. Рош в 1931 г. [3]¹, послужило поводом к более точному исследованию явления разрушения железобетонных конструкций.

В начале настоящей исследовательской работы дано краткое обследование наиболее известных из предложенных методов для расчета разрушающего изгибающего момента при статической нагрузке.

Эти предложенные методы сравнены между собою посредством формул для расчета разрушающих изгибающих моментов применительно к сечениям с одиночной арматурой (см. сводку, черт. 1.).

Предложенные формулы разделены на три группы соответственно величине предполагаемой растягивающей силы Z , действующей в растянутой зоне и вызванной наибольшей нагрузкой.

Далее приведены автором из известной ему литературы данные относительно разрушающих моментов более чем 550 пробных железобетонных балок, каковые данные переработаны с общей точки зрения и представлены графически на чертеже 2, а кроме того сравнены с результатами, полученными на основании формулы проф. Рош (или т. н. Е.М.Р.А.).

Из вышеупомянутой сводки следует, что действительные разрушающие изгибающие моменты обычно и слабо-армированных балок несколько больше, чем те же, исчисленные по формуле проф. Рош, причем расхождение между этими величинами особенно заметно для слабо-армированных балок.

Автору оказалось возможным выяснить, посредством переработки результатов некоторых испытаний, что причина повышения разрушающих изгибающих моментов не заключается в усадке бетона, как это, между прочим, предполагают некоторые авторы (Гебауэр и Штейэрман); по мнению автора причина этого явления обусловлена совершенно иными факторами.

Автору удалось посредством предложенного им сравнительно простого метода измерить действительные напряжения железной арматуры целого ряда исследуемых балок при наибольшей или разрушающей нагрузке.

¹ См. в конце литературу.

Эти измерения впервые дали обоснованное подтверждение предположения Э. Битнера о том, что повышенные значения разрушающих изгибающих моментов вызваны превышением напряжения железа предела текучести.

Те же измерения показали, что в балках и плитах из бетона с сравнительно высоким временным сопротивлением стержни арматуры получают большие удлинения и, следовательно, превышающие предел текучести напряжения лишь на коротком участке вблизи трещин, образовавшихся при разрушении балок, тогда как в балках таврового сечения явление текучести железа наблюдается на более длинном участке и превышение напряжения железа предела текучести не столь заметно.

На основании этих измерений и некоторых исследований, не представленных в настоящей работе, автором высказано заключение, что в железе, подверженном холодной обработке растяжением и, в особенности, кручением (имеющем поверхность винтообразной формы), напряжение, соответствующее разрушению железобетонной балки, превосходит предел текучести (в данном случае т. н. предел $2\sigma_{00}$) в значительно большей степени, чем при употреблении обыкновенной арматуры, и что поэтому указанное явление может быть вне всяких сомнений учтено в применении к практическим заданиям.

Для правильной оценки результатов опытов и применения расчетов все возможные случаи разрушения железобетонных балок разделены автором, в зависимости от характерных явлений при разрушении, на 5 групп. Главным основанием для разделения на группы послужили величины напряжений растянутой арматуры в сечении имевшего место разрушения.

Для означенных случаев разрушения даны автором выведенные на общем основании формулы для расчета разрушающих нагрузок как при изгибе, так и при внецентренном сжатии (при наличии в железе растягивающих напряжений).

Разумеется, что при этом автор наткнулся на некоторые уже ранее известные в литературе формулы.

Находящиеся в формулах величины, зависящие от свойств материала, определены автором на основании произведенных им испытаний.

Из них следует упомянуть о произведенных измерениях неармированных и армированных образцов для определения относительного укорочения бетона при достижении нагрузки наибольшей величины (разрушающей нагрузки).

Исходя из призменной прочности бетона и на основании средних значений результатов вышеупомянутых опытов даны эмпирические формулы для расчета относительного укорочения бетона при достижении нагрузки наибольшего значения как для центрально сжатых призм, так и для сжатого края подверженных изгибу армированных сечений.

Произведенная автором серия главных испытаний охватила проверку разрушающей нагрузки внецентренно-сжатых сечений в тех случаях, когда при разрушении сечения в арматурном железе имело место наличие растягивающего напряжения, однако последнее не достигало предела пропорциональности и, следовательно, при разрушении решающее значение имела прочность бетона.

При некоторых из этих испытаний напряжение железа достигало предела текучести.

Результаты испытаний над всеми вышеупомянутыми образцами (общей сложностью 38) показали сравнительно хорошее совпадение с данными расчета.

Кроме того, два испытания соответствовали случаю, когда напряжение железа находилось по всей вероятности между пределом пропорциональности и пределом текучести.

Кроме данных испытаний, произведенных автором лично, автором приведены и расчеты (формулы и зависящие от свойств материала коэффициенты). Последние сравнены с заимствованными из литературы данными разрушающей нагрузки 126 испытаний, причем обнаружено достаточно полное соответствие между результатами испытаний и данными расчетов.

Приведенные сравнения расчетов с данными испытаний, описанных в литературе, и исследования, произведенные автором лично, подтверждают, между прочим, высказанное А. Брандцега (A. Brandtzaeg) предположение, что сопротивление сжатой зоны внецентренно-сжатых железобетонных элементов практически можно считать равным призменной¹, а не кубиковой прочности бетона.

На основании нескольких примеров и применении вышеупомянутых способов расчета освещены недостатки в отношении неодинакового запаса прочности, имеющего место при пользовании т. н. классической теорией железобетона по швейцарским Нормам 1935 г., что проявилось особенно отчетливо при внецентренном сжатии.

Наконец, приведен ряд диаграмм для расчета внецентренно-сжатых сечений в случае, когда растягивающие напряжения арматуры равны пределу текучести и в случае, когда те же напряжения ниже предела пропорциональности.

¹ Это заключение явно противоречит новым Нормам СССР (1938 г.) для расчета железобетонных элементов, в которых, как известно, при внецентренном сжатии за сопротивление сжатой зоны принимается 1,25-кратная призменная прочность бетона.

Schrifttumsverzeichnis.

1. M. Roš, *Vereinheitlichung der materialtechnischen Erkenntnisse und des Sicherheitsgrades im Stahlbeton*. „Monatsnachrichten“ des Österreichischen Betonvereines IV. Jahrgang, Festschrift 1937.
2. E. Suenson, *Jaernbeton*, vierte Auflage 1931.
3. M. Roš, Internationaler Verband für Materialprüfung, Kongress Zürich 1931. Diskussion, Bd. 1. S. 1180.
4. F. Stüssi, *Über die Sicherheit des einfach bewehrten Eisenbetonrechteckbalkens*. I. Bd. der „Abhandlungen“ der Internationalen Vereinigung für Brücken und Hochbau. Zürich 1932.
5. G. Kazinczy, *Die Plastizität des Eisenbetons*, Beton und Eisen 1933, Heft 5 u. 6.
6. R. Saliger, Beton und Eisen, 1933, Heft 15, Seite 85.
7. R. Saliger, *Dauerversuche an Eisenbetonbalken mit verschiedenen Stahlbewehrungen*. Mitteilungen über Versuche, ausgeführt vom Österreichischen Eisenbeton-Ausschluss, Heft 15 Wien 1935.
8. R. Saliger, *Der elastische und plastische Bereich im Eisenbeton*, Bericht über die 40. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins, Berlin 1937. Seite 409—457.
9. S. Steuermann, *Das Widerstandsmoment eines Eisenbetonquerschnittes*, Beton und Eisen 1933, Heft 4 u. 5.
10. M. Steuermann, *Wirtschaftliche Bemessung von einseitig bewehrten Eisenbetonbalken*, Beton und Eisen 1935, Heft 3.
11. М. Я. Штаерман. *Новый метод расчета железобетонных конструкций*. 1935.
12. F. Gebauer, *Berechnung der Eisenbetonbalken unter Berücksichtigung der Schwindspannungen im Beton*, Beton und Eisen 1933, Heft 9.
13. Gebauer, *Das alte n-Verfahren und die neuen n-freien Berechnungsweisen des Eisenbetons*, Beton und Eisen 1936, Heft 2.
14. E. Bittner, *Zur Klärung der n-Frage bei Eisenbetonbalken*, Beton und Eisen 1935, Heft 14.
15. E. Bittner, *Die Berechnung der Eisenbetonbalken nach Zustand III*, Beton und Eisen 1936, Heft 9.
16. R. Maillart, *Aktuelle Fragen des Eisenbetonbaues*, Schweizerische Bauzeitung, 1938, Nr. 1.
17. S. Heidinger, *Die Tragfähigkeit von Eisenbetonkörpern beim Bruch*, Stuttgart 1937.
18. A. Brandtzaeg, *Der Bruchspannungszustand und der Sicherheitsgrad von rechteckigen Eisenbetonquerschnitten unter Biegung oder aussermittigem Druck*, Norges Tekniske Høiskole, Avhandlingar til 25 Års Jubileet 1935, Seite 677—764.

19. E. Friedrich, *Die Tragfähigkeit von auf Biegung beanspruchten Eisenbetonbauteilen*. Berlin 1937. (Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 85).
20. T. Langendonck, *Os novos methodos de dimensionamento das pecas flectidas de concreto armado*. São Paulo 1937 (Instituto de Pesquisas Technologicas de São Paulo).
21. F. Schüle, *Untersuchung von armiertem Beton*, Mitteilungen der E. M. P. A. Heft 10, Zürich 1906.
22. F. Schüle, *Resultate der Untersuchung von Eisenbeton*, Mitteilungen der E. M. P. A. Heft 12, Zürich 1907.
23. F. Schüle, *Untersuchung des Einflusses der Druckspannungen in Eisenbetonbalken*, Mitteilungen der E. M. P. A. Heft 13, Zürich 1909.
24. E. Volterra, *Risultati di ricerche sperimentali sul beton e sul beton armato*, Roma 1934, (Ricerche die Ingegneria Anno II, nn, 2—3 1934 — XII Roma).
25. R. Saliger, *Der Eisenbetonbau*, VI Auflage 1933.
26. R. Saliger, *Beton und Eisen* 1930, Heft 17.
27. E. Mörsch, *Eisenbetonbau*.
28. Möller, *Beton und Eisen* 1907, Heft 8.
29. Engineering experiment station of the University of Illinois Urbana. Bulletin 166, 1927.
30. C. Bach und O. Graf, *Versuche mit Eisenbetonbalken*, Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, 1910, Heft 90/91 u. 1922, Heft 254.
31. O. Graf, *Versuche mit Eisenbetonbalken*, Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 67, 1931.
32. F. Gebauer, *Balkenversuche des n-Ausschusses*, Mitteilungen über Versuche ausgeführt vom Österreichischen Eisenbeton-Ausschuss, Heft 14, 1933.
33. *Versuche mit Stahlbewehrten Balken*, Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 66, 1931.
34. F. Gebauer, *Neue Balkenversuche des österreichischen Eisenbeton-Ausschusses*, Beton und Eisen 1933 u. 1934.
35. H. Olsen, *Über den Sicherheitsgrad von hochbeanspruchten Eisenbetonkonstruktionen*, Berlin 1932.
36. F. Emperger, *Über Balken mit Bewehrung aus hochwertigem Eisen*, Mitteilungen über Versuche ausgeführt vom Österreichischen Eisenbeton-Ausschuss, Heft 7, 1918.
37. Griffel, *Über eine neue Bewehrungsart mit hochwertigem Stah von hoher Streckgrenze*, Beton und Eisen 1936, Heft 18.
38. F. Emperger, *Hochwertige Baustoffe im Eisenbetonbalken*, Beton und Eisen 1936, Heft 4.
39. P. Abeles, *Über die Verwertung hochwertiger Baustoffe im Eisenbetonbau*, Beton und Eisen 1936, Heft 8 u. 9.
40. R. Saliger, *Versuche über zielsichere Betonbildung und an druckbewehrten Balken*, Beton und Eisen 1935, Heft 1 u. 2.

41. R. Saliger und E. Bittner, *Versuche an Eisenbetonbalken unter ruhenden und herabfallenden Lasten*, Wien 1936.
42. P. Abeles, *Versuche mit Rechteckbalken mit besonders hochwertigem Stahl, Beton und Eisen* 1937, Heft 17.
43. F. Gebauer, *Vergleichsversuche über den Einfluss der Eisenüberdeckung und über den Einfluss der Bügellage auf das Tragvermögen von Eisenbetonbalken*, Beton und Eisen 1937, Heft 8.
44. R. Saliger, *Versuche an Betonbalken mit hochwertigen Stahleinlagen und an Platten mit Tragnetzbewehrung*, Mitteilungen über Versuche ausgeführt vom österreichischen Eisenbeton-Ausschuss, Heft 14, Wien 1933.
45. C. Bach und O. Graf, *Versuche mit bewehrten und unbewehrten Betonkörper, die durch zentrischen und exzentrischen Druck belastet wurden*, Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, Heft 166 bis 169, 1914.
46. R. Saliger, *Hochwertige Stähle im Eisenbetonbau*, Kongress für Brücken und Hochbau, Berlin 1936.
47. К. В. Сахновский, *Железобетонные конструкции*. 1939.
48. И. Т. Иванов-Дятлов, *Основы расчета железобетонных конструкций по разрушающим усилиям*. 1940.
49. А. А. Гвоздев, *О пересмотре способов расчета железобетонных конструкций*. О. Н. Т. И. 1934.
50. *Verordnung über die Berechnung, die Ausführung und den Unterhalt der der Aufsicht des Bundes unterstellten Bauten aus Stahl, Beton und Eisenbeton* (von 14. Mai 1935). Bern, 1935.
51. *Нормы и технические условия проектирования железобетонных конструкций*. ОСТ 90003—38. ТОССТРОЙИЗДАТ 1939.

Tafel Nr. I
 Versuchsplan, Armierte Vorversuche

Bezeichnung der Probekörper	Arbeits- spannung			Zementhoehung im Beton kg/cm ²
	σ ₁	σ ₂	σ ₃	
V. 1. 1 (10x10)	1875	108	23	100
V. 1. 2	1875	108	23	100
V. 1. 3	1875	108	23	100
V. 1. 4	1875	108	23	100
V. 1. 5	1875	108	23	100
V. 1. 6	1875	108	23	100
V. 1. 7	1875	108	23	100

TAFELN

Versuchsplan, Hauptversuche

Bezeichnung der Probekörper	Arbeits- spannung			Zementhoehung im Beton kg/cm ²
	σ ₁	σ ₂	σ ₃	
H. 1. 1	24,20	1,25	20	100
H. 1. 2	24,20	1,25	20	100
H. 1. 3	24,20	1,25	20	100
H. 1. 4	24,20	1,25	20	100
H. 1. 5	24,20	1,25	20	100
H. 1. 6	24,20	1,25	20	100
H. 1. 7	24,20	1,25	20	100
H. 2. 1	30,20	1,40	20	100
H. 2. 2	30,20	1,40	20	100
H. 2. 3	30,20	1,40	20	100
H. 2. 4	30,20	1,40	20	100
H. 2. 5	30,20	1,40	20	100
H. 2. 6	30,20	1,40	20	100
H. 2. 7	30,20	1,40	20	100
H. 3. 1	36,20	1,60	20	100
H. 3. 2	36,20	1,60	20	100
H. 3. 3	36,20	1,60	20	100
H. 3. 4	36,20	1,60	20	100
H. 3. 5	36,20	1,60	20	100

Tafel Nr. 1.
Versuchsplan. Armierete Vorversuche.

Bezeichnung der Probekörper	Armierung		$e_e : h$	Zementdosierung im Beton kg/m^3	
		$F_e \text{ cm}^2$			$\mu \%$
V. 1. 3. I bis III	2 Ø 14	3,08	2,6	1,0	220
V. 1. 4. „ „	3 Ø 14	4,62	4,0	1,0	250
V. 1. 6. „ „	4 Ø 14	6,16	5,3	1,0	300
V. 1. 7. „ „	5 Ø 14	7,07	6,0	1,0	350
V. 2. 3. „ „	2 Ø 14	3,08	2,6	1,5	220
V. 2. 4. „ „	3 Ø 14	4,62	4,0	1,5	250
V. 2. 6. „ „	4 Ø 14	6,16	5,3	1,5	300
V. 2. 7. „ „	5 Ø 14	7,07	6,0	1,5	350

Tafel Nr. 2.
Versuchsplan. Hauptversuche.

Bezeichnung der Probekörper	Armierung		$e_e : h$	Zementdosierung im Beton kg/m^3	
		$F_e \text{ cm}^2$			$\mu \%$
H. 1. 2.	2 Ø 20	6,28	2,0	1,0	250
H. 1. 3.	3 Ø 20	9,42	3,0	1,0	250
H. 1. 5.	4 Ø 22	15,21	5,0	1,0	250
H ¹ . 1. 2.	2 Ø 20	6,28	2,0	1,0	300
H ¹ . 1. 3.	3 Ø 20	9,42	3,0	1,0	300
H ¹ . 1. 6.	3 Ø 28	18,47	6,1	1,0	300
H ¹ . 1. 8.	4 Ø 28	24,63	8,2	1,0	300
H. 2. 3.	3 Ø 20	9,42	3,0	2,0	250
H. 2. 5.	4 Ø 22	15,21	5,0	2,0	250
H. 2. 6.	3 Ø 28	18,47	6,1	2,0	250
H ¹ . 2. 3.	3 Ø 20	9,42	3,0	2,0	300
H ¹ . 2. 8.	4 Ø 28	24,63	8,2	2,0	300
H. 3. 4.	3 Ø 22	11,40	3,7	3,0	250
H. 3. 5.	4 Ø 22	15,21	5,0	3,0	250
H. 3. 6.	3 Ø 28	18,47	6,1	3,0	250
H ¹ . 3. 8.	4 Ø 28	24,63	8,2	3,0	300
H. 8. 4.	3 Ø 22	11,40	3,7	∞	250
H. 8. 5.	4 Ø 22	15,21	5,0	∞	250

Tafel Nr. 3.
Stahlproben.

\emptyset mm	E t/cm ²	σ_s km/cm ²	$\lambda\beta$ kg/cm ²	λ_{10}^0	Ein- schnü- rung %	Stahlproben aus armierten Körper:
13,95	—	2800*	2930	29,4	—	Vorversuche I u. II Serie
14,2	—	2980*	4105	31,1	66,9	Vorversuche III Serie
20,0	—	2910*	4035	30,5	66,9	Hauptversuche
20,1	—	2870*	4070	—	68,3	
Mittel		2890*	4050	—	67,6	H. 1. 2., H. 1. 3., H. 2. 3.
20,0	2000	2830—2960	3960	31,9	69,1	Hauptversuche
20,0	2130	2900—2930	3960	36,5	69,7	
Mittel	2065	2905	3960	34,2	69,4	H ¹ . 1. 2., H ¹ . 1. 3., H ¹ . 2. 3.
22,15	—	2580*	3710	34,2	71,5	Hauptversuche
22,15	—	2790*	3790	35,9	71,5	
22,25	—	2790*	3740	39,3	71,4	H. 1. 5., H. 2. 5., H. 3. 4., H. 3. 5., H. 8. 4., H. 8. 5.
22,1	2025	2570—2660	3830	35,9	71,0	
22,1	2060	2600—2745	3840	34,1	71,9	
Mittel	2042	2700	3780	34,1	71,5	
28,35	—	2800*	3990	32,2	69,5	Hauptversuche
28,14	—	2890*	3890	32,5	67,9	
28,1	2010	2840—2850	3840	32,6	67,5	H ¹ . 1. 6., H ¹ . 1. 8., H. 2. 6., H ¹ . 2. 8., H. 3. 6., H ¹ . 3. 8.
28,55	2050	2930—2945	4150	30,5	68,0	
Mittel	2030	2876	3970	31,9	68,2	

*) Streckgrenze nach Stillstand des Manometerzeigers bestimmt.

Tafel Nr. 4.
Betonzusammensetzung.

Serie	* Mischung pro 1 m ³						Raumge- wicht kg/m ³	Ausbreit- mass cm	Setzmass cm	
	Sand (0—8 mm)	Kies (8—15 mm)	Zement	Wasser						
				kg	%	Wasser- Zement- Faktor				
A	1185	708	234	194	9,1	0,800	2330	46	8,5	Vorver- suchs- prismen
B	1200	718	302	184	8,4	0,610	2404	—	0,5	
B ¹	1171	703	301	190	8,7	0,633	2365	40,5	8,0	
C	731	1219	297	178	7,9	0,600	2425	49	10,5	
D	1160	691	341	205	9,3	0,601	2395	43,5	6,0	
										Armierte Vorver- suche:
I, 3	1252	750	229	169	7,6	0,737	2400			I, V. 1.3., V. 2.3.
I, 4	1235	740	258	167	7,5	0,646	2400			I, V. 1.4., V. 2.4.
I, 6	1191	716	305	178	8,1	0,584	2390			I, V. 1.6., V. 2.6.
I, 7	1146	690	351	183	8,4	0,523	2370			I, V. 1.7., V. 2.7.
II, 3	1260	753	220	167	7,5	0,760	2400			II u. III, V. 1.3., V. 2.3.
II, 4	1238	742	250	170	7,6	0,680	2400			„ „ V. 1.4., V. 2.4.
II, 6	1200	723	300	177	8,0	0,591	2400			„ „ V. 1.6., V. 2.6.
II, 7	1170	705	350	175	7,9	0,501	2400			„ „ V. 1.7., V. 2.7.
H ¹	1200	723	300	177	7,7	0,598	2400			Hauptversuche
H	1238	742	250	170	7,6	0,680	2400			

Tafel Nr. 5.
Betonversuche — Vorversuchsprismen.

Serie	Zementdosierung im Beton kg/m ³	Wasser-zement-Faktor	Alter Tage	$\frac{p}{p_d}$ kg/cm ²	Höchstlast-Stauchung 0/00
A	243	0,800	28	165	—
"	"	"	"	159	1,16*
			Mittel	162	
A	243	0,800	90	240	1,90
"	"	"	"	236	1,75
"	"	"	"	239	2,03
"	"	"	"	252	2,03
			Mittel	242	1,92
B	302	0,610	28	285	1,63*
"	"	"	"	290	1,78*
			Mittel	288	1,70*
B	302	0,610	90	378	2,22
"	"	"	"	366	2,09
"	"	"	"	396	2,17
"	"	"	"	374	2,46
			Mittel	381	2,23
B ¹	301	0,633	38	262	1,94
"	"	"	"	262	1,76
"	"	"	"	263	1,93
"	"	"	"	253	1,84
"	"	"	"	233	—
"	"	"	"	216	—
			Mittel	248	1,87
B ¹	301	0,633	90	270	2,08
"	"	"	"	271	1,98
			Mittel	270	2,03
C	297	0,600	28	319	1,55*
"	"	"	"	290	1,45*
			Mittel	305	1,50*
C	297	0,600	90	353	2,60
"	"	"	"	396	2,67
"	"	"	"	356	2,10
"	"	"	"	337	2,40
			Mittel	360	2,44
D	341	0,601	41	337	2,22
"	"	"	"	329	2,18
"	"	"	"	335	2,04
"	"	"	"	336	2,25
			Mittel	334	2,17
D	341	0,601	90	340	2,11
"	"	"	"	343	1,95
"	"	"	"	361	1,28
"	"	"	"	343	2,25
			Mittel	348	2,15

*) Gemessen mit Deformeter auf 10 cm Messlänge. Die andere Werte sind auf die ganze Prismenlänge (36 cm) zwischen den Maschinenplatten gemessen.

Tafel Nr. 6.

Betonversuche — Prismen bei armierten
Vorversuchen.

Bezeichnung	Zementdo- sierung kg/m ³	Wasser- Zement- Faktor	Alter Tage	$\frac{p}{\sigma_d}$ kg/cm ²	Höchstlast- stauchung* ‰
I. V. 1. 3.	229	0,737	14	164	1,46
I. V. 2. 3.	"	"	"	165	1,53
			Mittel	165	1,50
II. V. 1. 3.	220	0,760	28	202	1,79
II. V. 2. 3.	"	"	"	192	—
			Mittel	197	—
III. V. 1. 3.	220	0,760	28	167	1,94
III. V. 2. 3.	"	"	"	168	1,74
			Mittel	168	1,84
I. V. 1. 4.	258	0,646	14	219	1,80
I. V. 2. 4.	"	"	"	222	1,72
			Mittel	221	1,76
II. V. 1. 4.	250	0,680	28	244	1,88
II. V. 2. 4.	"	"	"	240	1,93
			Mittel	242	1,90
III. V. 1. 4.	250	0,680	28	236	1,92
III. V. 2. 4.	"	"	"	234	2,10
			Mittel	235	2,01
I. V. 1. 6.	305	0,584	14	248	1,82
I. V. 2. 6.	"	"	"	258	1,86
			Mittel	253	1,84
II. V. 1. 6.	300	0,591	28	281	2,02
II. V. 2. 6.	"	"	"	265	2,34
			Mittel	273	2,18
III. V. 1. 6.	300	0,591	28	318	1,90
III. V. 2. 6.	"	"	"	312	2,11
			Mittel	315	2,01
I. V. 1. 7.	351	0,523	14	272	1,90
I. V. 2. 7.	"	"	"	261	1,85
			Mittel	267	1,87
II. V. 1. 7.	350	0,501	28	329	2,26
II. V. 2. 7.	"	"	"	330	2,16
			Mittel	330	2,21
III. V. 1. 7.	350	0,501	28	362	2,32
III. V. 2. 7.	"	"	"	337	2,70
			Mittel	350	2,51

* Die Höchstlast-Stauchungen sind auf die ganze Prismenlänge (36 cm) zwischen den Maschinenplatten gemessen.

Tafel Nr. 7.
Betonversuche — Prismen bei Hauptversuchen.

Bezeichnung der Haupt- versuchen	E-Modul in t/cm ² (elastisch)			$p\beta_d$ kg/cm ²	Höchstlast- Stauchung in ‰		Biegezug- festigkeit kg/cm ²	***) $w\beta_b$ kg/cm ²
	$\sigma_e \cong \frac{1}{3}p\beta_d$	$\sigma_e \cong \frac{1}{2}p\beta_d$	$\sigma_b \cong \frac{4}{5}p\beta_d$		*)	**)		
H. 1. 2.}	—	—	—	218	1,81	—	42,5	289
H. 1. 3.}	—	—	—	246	2,20	—		
H. 1. 3.}	369	336	—	226	1,95	1,43	35,2	288
H. 2. 3.}	313	296	—	206	1,82	1,45		
	—	—	—	236	—	—	—	248
	—	—	—	212	—	—		
Mittel	341	316	—	224	1,93	1,44	38,8	275
H. 1. 5.}	—	—	—	216	2,08	—	40,5	305
H. 2. 5.}	—	—	—	234	1,62	—		
H. 2. 6.}	—	—	—	240	1,60	—	38,5	280
	—	—	—	218	1,81	—		
	341	325	279	221	1,98	1,40	—	272
	335	—	297	219	1,83	1,40		
Mittel	338	—	288	225	1,28	1,40	39,5	292
H. 3. 5.}	—	—	—	250	1,64	—	38,5	280
H. 3. 6.}	—	—	—	247	1,94	—		
	—	—	—	241	1,81	—	36,3	280
	—	—	—	240	2,04	—		
	352	—	265	227	1,87	1,48	—	280
	373	—	295	240	2,08	1,28		
Mittel	363	—	280	241	1,90	1,38	37,3	283
H. 3. 4.}	—	308	287	235	2,26	1,52	42,6	283
H. 8. 4.}	—	334	315	245	1,92	1,43		
H. 8. 5.}	—	—	—	234	1,94	—	46,1	294
	—	—	—	234	1,96	—		
	—	—	—	240	1,96	—	—	295
	—	—	—	235	1,95	—		
Mittel	—	321	301	237	2,00	1,47	44,3	286
H ¹ . 1. 6.}	—	—	—	316	1,80	—	53,2	358
H ¹ . 2. 8.}	—	—	—	328	1,80	—		
H ¹ . 3. 8.}	—	—	—	299	2,20	—	42,5	352
	—	—	—	319	2,35	—		
	384	371	325	300	2,26	1,54	—	350
	—	356	316	295	2,15	1,55		
Mittel	—	363	320	309	2,09	1,55	47,8	358
H ¹ . 1. 2.}	356	340	300	318	2,22	1,64	47,9	375
H ¹ . 2. 3.}	359	—	299	323	2,29	1,69		
H ¹ . 1. 3.}	—	—	—	318	2,19	—	54,7	400
H ¹ . 1. 8.}	—	—	—	327	1,87	—		
	—	—	—	330	2,22	—	—	406
	—	—	—	337	2,02	—		
Mittel	358	—	300	326	2,14	1,66	51,3	387

Alter der Probekörper rd. 28 Tage.

*) Gemessen zwischen Maschinenplatten auf die ganze Prismenlänge (36 cm).

**) Gemessen in dem mittleren Teil des Prismas.

***) Gemessen an halbierten Biegeprismen.

Tafel Nr. 8.
Exzentrisch gedrückte Prismen.
Stauchungsmessungen.

Versuchs- serie	Prismendruck- festigkeit kg/cm ²	Stauchung bei Höchstlast in ‰		Exzentrizität in cm
		zentrisch	exzentrisch	
A	162	1,16	2,13	2
B	287	1,70	2,31	1
C	305	~1,50*	~1,54*	1

Tafel Nr. 9.
Versuchsergebnisse — Armierete Vorversuche.

Bezeich- nung	Querschnitt- größen in cm			Armierung			e_e cm	Bruch- last t	ϵ_{br} ‰
	b	d	h		F_e cm ²	μ ‰			
I. V. 1. 3.	15,0	10,1	7,9	2 Ø 14	3,08	2,60	7,9	9,40	4,00
II. V. 1. 3.	15,3	10,35	8,2	"	"	2,46	8,2	14,96	—
III. V. 1. 3.	15,35	10,1	7,75	"	"	2,60	7,75	10,70	4,25
I. V. 1. 4.	14,9	9,6	7,5	3 Ø 14	4,62	4,13	7,5	12,70	4,17
II. V. 1. 4.	15,2	10,0	7,8	"	"	3,95	7,8	12,18	4,34
III. V. 1. 4.	15,25	9,9	7,35	"	"	4,02	7,55	10,73	4,40
I. V. 1. 6.	15,0	10,5	8,1	4 Ø 14	6,16	5,08	8,1	14,30	3,97
II. V. 1. 6.	15,15	9,75	7,0	"	"	5,80	7,0	15,88	4,36
III. V. 1. 6.	15,2	10,3	7,88	"	"	5,15	7,9	17,98	4,44
I. V. 1. 7.	15,1	10,3	7,7	5 Ø 14	7,07	6,09	7,7	15,23	—
II. V. 1. 7.	15,05	9,9	7,4	"	"	6,35	7,5	17,32	4,14
III. V. 1. 7.	15,1	9,8	7,35	"	"	6,37	7,35	17,56	—
I. V. 2. 3.	14,9	10,2	8,0	2 Ø 14	3,08	2,59	11,8	6,62	4,17
II. V. 2. 3.	15,25	10,2	8,0	"	"	2,53	12,0	8,11	—
III. V. 2. 3.	15,35	9,95	7,65	"	"	2,63	11,5	6,38	4,80
I. V. 2. 4.	15,0	10,1	7,9	3 Ø 14	4,62	3,90	11,8	6,82	5,10
II. V. 2. 4.	15,15	10,2	8,1	"	"	3,76	12,1	8,40	4,00
III. V. 2. 4.	15,4	10,1	7,8	"	"	3,85	11,7	7,68	4,38
I. V. 2. 6.	15,1	10,5	7,9	4 Ø 14	6,16	5,16	11,9	10,68	4,26
II. V. 2. 6.	15,05	9,85	7,4	"	"	5,53	11,3	7,70	—
III. V. 2. 6.	15,05	10,6	8,14	"	"	5,03	12,25	11,99	4,38
I. V. 2. 7.	15,3	10,4	7,5	5 Ø 14	7,07	6,16	11,6	9,30	4,34
II. V. 2. 7.	15,2	9,6	6,9	"	"	6,73	10,5	10,93	—
III. V. 2. 7.	15,25	9,95	7,23	"	"	6,41	11,1	11,08	4,36

*) Die Prismen beim Höchstlast geplatzt.

Tafel Nr. 10.

Versuchsergebnisse — Hauptversuche.
Exzentrischer Druck.

Bezeichnung	Querschnittgrößen in cm			Armierung			e_e in cm		Bruchlast P t	Bleibende Eisendehnung in Bruchstelle ‰
	b	d	h		F_e cm ²	μ ‰	Ursprüngliche	bei Höchstlast		
H. 1. 2.	20,05	17,45	13,91	2 Ø 20,1	6,34	2,27	13,9	15,0	22,40	—
H. 1. 3.	20,10	17,40	14,02	3 Ø 20,0	9,51	3,37	14,0	15,0	29,30	—
H. 1. 5.	20,00	20,05	15,50	4 Ø 22,15	15,40	4,97	15,5	16,5	31,40	0
H ¹ . 1. 2.	20,05	20,10	15,60	2 Ø 20,0	6,28	2,00	14,9	16,0	41,45	25
H ¹ . 1. 3.	20,15	20,10	15,52	3 Ø 20,0	9,43	3,02	15,4	16,5	42,70	0
H ¹ . 1. 6.	20,05	20,05	15,07	3 Ø 28,2	18,74	6,20	15,0	15,9	41,20	—
H ¹ . 1. 8.	20,05	20,05	14,80	4 Ø 28,1	24,80	8,37	14,8	15,8	41,50	0
H. 2. 3.	20,15	20,05	16,92	3 Ø 20,1	9,51	2,78	34,4	35,0	14,98	10
H. 2. 5.	20,00	20,10	15,30	4 Ø 22,15	15,40	5,04	30,7	31,8	14,08	0
H. 2. 6.	20,00	20,05	15,18	3 Ø 28,2	18,74	6,18	30,1	31,0	16,00	0
H ¹ . 2. 3.	20,10	20,00	14,90	3 Ø 20,0	9,43	3,15	30,6	31,6	15,49	15
H ¹ . 2. 8.	20,05	20,05	14,93	4 Ø 28,1	24,80	8,34	30,3	31,3	18,10	—
H. 3. 4.	20,10	20,00	15,41	3 Ø 22,15	11,52	3,72	45,4	46,5	8,54	0,2
H. 3. 5.	20,15	20,05	15,33	4 Ø 22,15	15,40	4,98	45,2	46,3	11,02	—
H. 3. 6.	20,10	20,05	15,05	3 Ø 28,2	18,74	6,20	45,0	46,0	10,98	—
H ¹ . 3. 8.	20,15	20,05	15,07	4 Ø 28,3	25,20	8,23	44,8	45,7	13,00	—

Tafel Nr. 11.

Versuchsergebnisse — Biegung.

Bezeichnung	Querschnittgrößen in cm			Armierung		Bruchmoment M t. m	Bleibende Eisendehnung ‰	
	b	d	h	F_e cm ²	μ ‰			
H. 8. 4.	20,15	20,15	15,55	3 Ø 22,15	11,52	3,68	4,00	30
H. 8. 5.	20,10	20,10	15,40	4 Ø 22,1	15,35	4,96	4,63	~ 10

Tafel Nr. 12.

Berechnete Bruchlasten — Exzentrischer Druck.

Vorversuche.

Bezeichnung	Masse in cm		Armierung		σ_s kg/cm ²	$\nu\beta a$ kg/cm ²	e_e cm	$e_e:h$	Bruchlast in t		Streuung in %
	b	h	F_e cm ²	μ %					ge-mess.	be-rechn.	
I.V.1.3.	15,0	7,9	3,08	2,60	2800	165	7,9	1,00	9,40	9,23	+ 1,8
II.V.1.3.	15,3	8,2	„	2,46	2800	197	8,2	1,00	14,96	11,52	+23,0
III.V.1.3.	15,35	7,75	„	2,60	2980	168	7,75	1,00	10,70	9,56	+11,6
I.V.1.4.	14,9	7,5	4,62	4,13	2800	221	7,5	1,00	12,70	11,64	+ 8,3
II.V.1.4.	15,2	7,8	„	3,95	2800	242	7,8	1,00	12,18	13,41	-10,1
III.V.1.4.	15,25	7,55	„	4,02	2980	235	7,75	1,00	10,73	12,70	-18,1
I.V.1.6.	15,0	8,1	6,16	5,08	2800	254	8,1	1,00	14,30	14,53	- 1,6
II.V.1.6.	15,15	7,0	„	5,80	2800	273	7,0	1,00	15,88	13,63	+14,2
III.V.1.6.	15,2	7,88	„	5,15	2980	315	7,88	1,00	17,98	17,03	+ 5,3
I.V.1.7.	15,1	7,7	7,07	6,09	2800	267	7,7	1,00	15,23	14,55	+ 4,5
II.V.1.7.	15,05	7,4	„	6,35	2800	330	7,5	1,00	17,32	16,60	+ 4,2
III.V.1.7.	15,1	7,35	„	6,37	2980	350	7,35	1,00	17,56	18,40	- 4,8
											Mittel + 3,16
I.V.2.3.	14,9	8,0	3,08	2,59	2800	165	11,8	1,48	6,62	6,14	+ 7,2
II.V.2.3.	15,25	8,0	„	2,53	2800	197	12,0	1,50	8,11	7,22	+11,0
III.V.2.3.	15,35	7,65	„	2,63	2980	168	11,47	1,50	6,38	6,03	+ 5,0
I.V.2.4.	15,0	7,9	4,62	3,90	2800	221	11,8	1,50	6,82	8,03	-17,7
II.V.2.4.	15,15	8,1	„	3,76	2800	242	12,1	1,49	8,40	8,53	- 1,5
III.V.2.4.	15,4	7,8	„	3,85	2980	235	11,7	1,50	7,68	8,50	-10,7
I.V.2.6.	15,1	7,9	6,16	5,16	2800	254	11,9	1,51	10,68	9,27	+13,2
II.V.2.6.	15,05	7,4	„	5,53	2800	373	11,3	1,53	7,70	9,11	-18,3
III.V.2.6.	15,05	8,14	„	5,03	2980	315	12,24	1,51	11,99	11,10	+ 7,4
I.V.2.7.	15,3	7,5	7,07	6,16	2800	267	11,6	1,55	9,30	9,25	+ 0,5
II.V.2.7.	15,2	6,0	„	6,73	2800	330	10,5	1,52	10,93	9,73	+11,0
III.V.2.7.	15,25	7,23	„	6,41	2980	350	11,08	1,53	11,08	11,60	- 4,7
											Mittel + 0,24
											Totales Mittel + 1,70

Tafel Nr. 13.
Berechnete Bruchlasten — Exzentrischer
Druck.
Hauptversuche.

Bezeichnung	Masse in cm		Armierung		σ_s	$p\beta_d$	e_e	$e_e:h$	Bruchlast in t		Streuung in %		
	b	h	F_e	μ	kg/cm ²				ge-	be-		re-	chn.
			cm ²	%									
Betonbereich													
H. 1. 3.	20,10	14,02	9,51	3,37	2890	224	15,0	1,07	29,30	27,37	+ 6,4		
H. 1. 5.	20,00	15,50	15,40	4,97	2700	225	16,5	1,06	31,40	31,05	+ 1,1		
H ¹ . 1. 3.	20,15	15,52	9,43	3,02	2905	326	16,5	1,065	42,70	42,00	+ 1,6		
H ¹ . 1. 6.	20,05	15,07	18,74	6,20	2876	309	15,9	1,05	41,20	41,13	+ 0,2		
H ¹ . 1. 8.	20,05	14,80	24,80	8,37	2876	326	15,8	1,07	41,50	42,30	- 1,9		
H. 2. 5.	20,00	15,30	15,40	5,04	2700	225	31,8	2,08	14,08	15,21	- 8,0		
H. 2. 6.	20,00	15,18	18,74	6,18	2876	225	31,0	2,04	16,00	15,58	+ 2,6		
H ¹ . 2. 8.	20,05	14,93	24,80	8,34	2876	309	31,3	2,07	18,10	20,19	-11,5		
H. 3. 5.	20,15	15,33	15,40	4,98	2700	241	46,3	3,02	11,02	11,16	- 1,3		
H. 3. 6.	20,10	15,05	18,74	6,20	2876	241	46,0	3,05	11,50	10,98	+ 5,5		
H ¹ . 3. 8.	20,15	15,07	25,20	8,23	2876	309	45,7	3,04	13,00	13,22	- 0,7		
										Mittel	- 0,73		
Stahlbereich I													
H ¹ . 1. 2.	20,05	15,60	6,28	2,00	2905	326	16,0	1,025	41,45	40,50	+ 2,3		
H ¹ . 2. 3.	20,10	14,90	9,43	3,15	2905	326	31,6	2,12	15,49	15,82	- 2,1		
H. 3. 3.	20,15	16,92	9,51	2,78	2890	224	35,0	2,06	14,98	14,73	+ 1,7		
										Mittel	+ 0,63		
Übergangsbereich													
H. 1. 2.	20,05	13,91	6,34	2,27	2890	224	15,0	1,08	22,40	{ 26,40 26,06	{ -17,9* -16,3**		
H. 3. 4.	20,10	15,41	11,52	3,72	2700	237	46,5	3,02	8,54	{ 9,86 10,70	{ -15,5* -25,9**		

*) Nach Stahlbereich berechnet.

**) Nach Betonbereich berechnet.

Tafel Nr. 14.
Berechnete Bruchlasten.
Exzentrischer Druck — Betonbereich.

Bezeichnung	Masse in cm		Armierung in %		σ_s	σ_q	$p\beta_d^*$	e_e	Bruchlast in t		Streuung in %
	b	h	μ	μ'					kg/cm ²		
Versuche von Brandtzaeg [18]											
11	16,10	13,48	1,24	—	3435	—	236	0,661	45,06	36,80	+18,4
12	16,13	13,50	3,07	—	3350	—	317	1,189	25,06	25,20	— 0,6
13	16,14	13,33	4,63	—	2650	—	268	1,854	15,06	13,95	+ 7,4
15	16,12	13,64	1,39	—	2980	—	268	0,727	41,04	37,40	+ 9,0
21	16,13	13,59	0,70	—	2825	—	193	0,668	40,06	29,95	+25,3
22	16,16	13,64	1,74	—	2620	—	246	0,876	31,56	28,15	+10,8
23	16,14	13,48	2,44	—	3095	—	232	1,335	19,06	16,81	+11,8
11a	15,99	13,52	1,23	—	2950	—	198	0,666	34,56	30,80	+11,2
13a	16,07	13,48	4,64	—	2640	—	209	1,843	10,87	11,40	— 4,7
										Mittel + 9,84	
Versuche von Bach und Graf [45]											
107	40,0	36,5	0,556	0,561	3773	3680	173	0,726	200,00	208,20	— 4,1
108	40,0	36,5	0,557	0,555	3773	3680	173	0,726	205,00	208,10	— 1,5
140	40,0	36,5	1,051	1,041	3672	3754	173	0,724	215,00	246,60	—14,7
141	40,1	36,6	1,040	1,048	3672	3754	173	0,724	235,00	247,50	— 5,3
										Mittel — 6,4	
										Totales Mittel + 4,84	

*) Bei Versuchen von Brandtzaeg hat man, statt $p\beta_d$, $0,8 w\beta_d$ genommen, ausser 11a und 13a, wo man die Resultate von Zilinder genommen hat.

Tafel Nr. 15.
Berechnete Bruchlasten.
Exzentrischer Druck — Stahlbereich.

Bezeichnung	Masse in cm		Armierung in %		σ_s	σ_q	$p\beta_d^*$	$\frac{e_e}{h}$	Bruchlast in t		Streuung in %
	b	h	μ	μ'					ge- mess. rechn.		
Versuche von Brandzaeg [18]											
14	16,13	13,50	2,45	—	2455	—	276	1,852	9,52	10,09	— 6,0
16	16,14	13,64	0,71	—	2700	—	255	1,180	12,04	11,39	+ 5,4
24	16,13	13,61	1,42	—	2645	—	213	1,334	13,04	11,81	+ 9,4
25	16,15	13,60	0,71	—	2700	—	197	1,360	8,34	7,40	+11,3
Mittel										+ 5,0	
Versuche von Bach und Graf [45]											
85	39,8	36,4	0,570	—	3773	—	173	1,000	89,00	93,50	— 5,1
91	40,0	36,4	0,568	—	3773	—	173	1,000	96,00	93,70	+ 2,4
94	40,0	36,7	0,560	—	3773	—	173	0,997	94,00	94,80	— 0,8
86	39,9	36,4	0,568	—	3773	—	173	1,275	59,00	57,00	+ 3,4
92	40,0	36,6	0,567	—	3773	—	173	1,271	62,00	57,70	+ 6,9
95	40,1	36,6	0,564	—	3773	—	173	1,275	60,00	57,40	+ 4,3
87	39,9	36,3	0,571	—	3773	—	173	1,826	29,00	29,00	0,0
93	40,1	36,0	0,572	—	3773	—	173	1,833	30,90	28,75	+ 7,0
96	40,1	36,4	0,562	—	3773	—	173	1,820	30,00	29,18	+ 2,7
99	40,1	36,6	0,561	0,555	3773	3680	173	1,000	125,00	118,80	+ 5,0
102	40,1	36,6	0,554	0,554	3773	3680	173	0,997	124,00	119,10	+ 3,9
110	40,1	36,4	0,559	0,559	3773	3680	173	1,000	123,00	118,10	+ 3,2
100	40,0	36,9	0,555	0,552	3773	3680	173	1,269	71,00	69,00	+ 2,8
103	40,2	36,8	0,552	0,552	3773	3680	173	1,269	68,20	69,00	— 1,2
101	40,2	36,8	0,555	0,553	3773	3680	173	1,812	32,40	32,20	+ 0,6
104	40,2	36,8	0,556	0,546	3773	3680	173	1,812	32,30	32,18	+ 0,4
119	40,0	36,8	0,555	0,554	3773	3680	173	0,997	120,00	119,20	+ 0,7
120	40,3	36,5	0,560	0,555	3773	3680	173	0,997	130,00	119,80	+ 7,8
121	40,1	36,6	0,559	0,556	3773	3680	173	1,000	120,00	118,90	+ 0,9
63	39,9	36,3	1,065	1,056	2515	~2515	173	1,000	132,00	132,00	0,0
122	40,2	36,3	1,042	1,052	3672	3754	173	0,997	160,00	161,10	— 0,7
137	40,2	36,4	1,048	1,042	3672	3754	173	1,000	155,00	162,10	— 4,6
123	40,1	36,3	1,043	1,050	3672	3754	173	1,276	104,40	104,40	— 0,4
138	40,2	36,5	1,042	1,040	3672	3754	173	1,271	106,00	105,00	— 0,9
65	39,9	36,3	1,050	1,056	2515	~2515	173	1,826	38 00	38,00	0,0
124	40,2	36,3	1,049	1,049	3672	3754	173	1,824	53,00	54,60	— 3,0
139	40,2	36,5	1,048	1,042	3672	3754	173	1,820	54,00	54,60	— 1,1
Mittel										+ 1,34	
Totales Mittel										+ 1,75	

*) Bei Versuchen von Brandtzaeg hat man, statt $p\beta_d$, 0,8 $w\beta_d$ genommen.

Tafel Nr. 16.

Berechnete Bruchlasten.

Biegung, Rechteckquerschnitt-Betonbereich.

Bezeichnung	Masse in cm		μ %	σ_s kg/cm ²	$w\beta_d^*$	Bruchmomente in t. m.		Streuungen in ‰
	b	h				gemess.	berechn.	
Versuche von Brandzaeg [18]								
5a	15,50	14,20	4,74	2924	132	1,292	1,588	-22,8
5b	14,95	14,30	4,79	2918	164	1,662	1,898	-14,0
6a	15,00	14,42	4,69	2950	102	1,077	1,242	-15,5
6b	15,00	14,10	4,79	2850	98	1,233	1,146	+ 7,1
Da	15,10	13,06	5,07	2892	173	1,710	1,684	+ 1,5
Db	15,35	13,22	4,95	2944	134	1,425	1,388	+ 2,6
Ea	15,00	13,02	5,12	2930	162	1,532	1,570	- 2,3
4a	15,20	14,65	4,54	2922	162	2,005	1,995	+ 0,5
4b	15,00	13,52	5,01	2924	171	1,382	1,773	-28,3
Cb	15,30	13,14	4,95	2994	190	1,881	1,878	+ 0,2
Mittel								- 7,10
Versuche von Bach und Graf [30] (Heft 90/91)								
322	18,1	21,8	7,70	3400	105	3,250	3,550	- 9,2
328	18,2	22,1	7,57	"	122	4,250	4,290	- 1,0
387	18,3	22,4	7,20	"	109	4,000	3,940	+ 1,5
269	15,0	18,0	9,38	"	128	2,250	2,430	- 8,0
270	15,4	18,2	9,08	"	100	2,060	2,018	+ 2,1
278	15,4	18,1	9,18	"	131	2,160	2,588	-19,8
281	15,3	18,3	9,05	"	114	2,720	2,305	+15,3
294	15,3	18,2	9,06	"	123	2,440	2,455	- 0,6
Mittel								- 2,46
Versuche von Schüle — E. M. P. A.** [23]								
E	12,0	12,0	7,07	2750	143	1,040	0,953	+ 8,4
E ₁	12,0	12,0	7,07	2820	132	0,990	0,890	+10,1
B	12,0	12,0	3,80	3070	105	0,840	0,752	+10,5
B ₁	12,0	12,0	3,80	3070	108	0,770	0,774	- 0,5
Mittel								+ 9,50
Totales Mittel								- 2,82

*) Als max σ_b hat man 0,8 $w\beta_d$ angenommen.

**) Die Resultate von Balken mit $w\beta_d < 100$ kg/cm² sind weggelassen.

Tafel Nr. 17.
Berechnete Bruchlasten.
Biegung, Rechteckquerschnitt-
Betonbereich.

Bezeichnung	Masse in cm		Armierung in %		σ_q in kg/cm ²	$w\beta_d$	$h-h'$ h	Bruchmomente		Streuung in %
	b	h	μ	μ'				ge-mess.	be-rechn.	
Versuche von Bach und Graf (30)										
383	18,3	22,6	6,80	0,432	3034	103	0,854	4,50	4,83	- 7,2
384	18,3	22,8	6,54	0,393	"	104	0,846	4,75	4,76	- 0,2
385	18,3	22,6	6,64	0,396	"	109	0,854	4,875	4,955	- 1,8
366	17,9	22,2	7,01	1,589	2487	98	0,869	6,00	6,41	- 6,9
367	18,7	21,7	6,84	1,561	"	106	0,889	6,25	6,69	- 7,0
368	18,1	22,5	6,74	1,555	"	108	0,858	6,50	6,88	- 6,0
369	18,2	22,2	6,83	1,561	"	113	0,869	6,50	6,96	- 7,1
370	18,2	22,7	6,71	1,512	"	117	0,850	7,00	7,27	- 3,9
371	18,1	22,2	6,79	1,570	"	112	0,869	6,25	6,945	-11,0
379	18,2	22,5	6,78	1,562	"	104	0,858	6,50	6,80	- 4,7
381	18,4	22,2	6,80	1,551	"	110	0,869	6,50	6,92	- 6,6
382	18,2	22,7	6,76	1,529	"	108	0,850	6,50	6,985	- 7,5
									Mittel	- 5,82
Versuche von Saliger (40)										
45a	19,8	21,2	4,46	0,11	2500*	143	0,85*	4,95	5,05	- 2,0
45b	19,3	21,0	4,62	0,11	"	143	"	4,86	4,835	+ 0,5
48a	20,0	21,2	4,42	0,11	"	209	"	6,80	6,98	- 2,6
48b	20,0	21,0	4,45	0,11	"	209	"	7,24	6,97	+ 3,7
									Mittel	- 0,10
									Totales Mittel	- 4,40

*) Annähernd angenommen.

Tafel Nr. 18.

Berechnete Beruchlasten.
Biegung, Plattenbalken-Betonbereich.

Bezeichnung	Masse in cm				μ %	σ_s kg/cm ²	$w\beta d$	Bruchmomente in t. m.		Streuungen in %
	b	h	b ₀	d ₀				ge- mess.	be- rechn.	
Versuche von Bach und Graf [30]										
1045	240,5	27,1	40,0	6,0*	0,994	4245	65	30,00	23,05	+23,2
1046	121,2	27,3	20,1	6,1	0,978	"	54	12,00	9,80	+18,3
1047	121,1	27,7	20,0	6,2	0,984	"	67	12,00	12,53	- 4,4
1048	241,5	27,1	40,3	6,1	0,992	"	70	30,00	24,90	+17,0
1049	121,5	27,6	20,1	6,2	0,972	"	80	16,50	14,70	+10,9
1050	121,2	27,4	20,2	6,2	0,978	"	97	17,00	17,62	- 3,6
Mittel										+10,2
323	48,2	21,9	18	6,1	2,88	3400	108	6,00	6,21	- 3,5
329	48,1	22,1	18	6,1	2,86	"	116	7,15	6,80	+ 4,9
391	75,0	22,0	18	6,1	1,81	"	133	11,00	10,85	+ 1,4
393	75,1	22,2	18	6,1	1,73	"	117	10,00	9,73	+ 2,7
395	75,3	22,1	18	6,1	1,73	"	120	11,00	9,92	+ 9,8
390	100,2	22,3	18	6,1	1,35	"	127	12,60	13,63	- 8,2
392	100,3	22,4	18	6,1	1,35	"	125	13,00	13,56	- 4,3
394	100,2	22,1	18	6,1	1,32	"	130	13,00	13,70	- 5,4
Mittel										- 0,33
Totales Mittel										+ 4,20

*) Bei Auswertung der Bruchmomente hat man auch die Wuten Berücksichtigt.

Tafel Nr. 19.

Bruchmomente nach dem Vorschlag von Saliger [8] berechnet. *) Versuche von Bach und Graf [30], (siehe Tafel. Nr. 18) Plattenbalken.

Bezeichnung	Bruchmomente in t. m.		Streuung in %
	gemess.	berechn.	
1045	30,00	19,51	+ 35,0
1046	12,00	8,30	+ 30,9
1046	12,00	10,61	+ 11,6
1048	30,00	21,10	+ 29,6
1049	16,50	12,51	+ 24,1
1050	17,00	15,07	+ 11,5
323	6,00	4,74	+ 21,0
329	7,15	5,19	+ 27,5
391	11,00	9,19	+ 16,5
393	10,00	8,25	+ 17,5
395	11,00	8,40	+ 23,6
390	12,60	12,07	+ 4,2
392	13,00	12,00	+ 7,6
394	13,00	12,12	+ 6,7
Totale Mittel			+ 19,1

*) Saliger gibt ([8] Seite 445) für die stark bewehrten Plattenbalken die Formel:

$$M = k b d_0 p \beta a \left(h - \frac{k d_0}{2} \right)$$

In dieser Formel wird die Druckbeanspruchung im Steg vernachlässigt.

Für die Auswertung hat man $k = 1$ angenommen.

Tafel Nr. 20.

Berechnete Bruchmomente.
Biegung-Verfestigungsbereich.

Bezeichnung	Masse in cm		μ %	σ_s	σ_e^*	$w\beta d^{**}$	Bruchmomente in t. m.		Streuung in %
	b	h					gemess.	berechn.	
Versuche von Saliger [44], Plattenbalken.									
35 a	37,5	29,1	1,470	3720	3900	212**	15,10	15,55	- 3,0
35 b	38,1	28,9	1,440	„	3900	„	15,30	15,36	- 0,4
36 a	38,0	28,7	1,087	„	4050	„	12,30	12,24	+ 0,5
36 b	36,7	28,8	1,120	„	4050	„	12,15	12,24	- 0,7
37 a	37,2	28,7	0,735	„	4350	„	8,95	9,01	- 0,7
37 b	36,1	29,5	0,739	„	4350	„	8,83	9,26	- 4,9
38 a	38,0	30,2	0,343	„	5150	„	5,30	5,856	- 10,5
38 b	38,0	29,4	0,349	„	5150	„	5,15	5,638	- 9,5
Versuche von Saliger und Bittner [41], Balken.									
51 a	19,5	21,8	1,224	2400	2410	163,2	2,930	2,484	+ 15,2
51 b	20,4	22,4	1,140	„	2445	217,5	2,690	2,664	+ 1,0
53 a	20,2	21,9	0,701	3930	4090	163,2	2,840	2,532	+ 10,8
53 b	21,4	22,0	0,659	„	4440	217,5	2,840	2,823	+ 0,6
54 a	19,7	22,3	0,506	4805	6000	163,2	2,670	2,693	- 0,9
54 b	20,3	22,4	0,488	„	6400	217,5	2,760	2,926	- 6,0
Versuche von Abeles [39], Balken.									
52	20,05	20,56	0,838	7400	8400	307**	5,65	5,282	+ 6,5
53	19,40	21,16	1,500	7200	7550	352	8,40	8,234	+ 2,0
70	21,70	21,53	0,341	7900	11300	400	3,64	3,678	- 1,0
71	21,60	21,73	0,324	7900	11400	400	3,84	3,588	+ 6,6
Versuche von Gebauer [43], Balken (Mittelwerte aus 2 Balken).									
49/51	20,0	20,0	0,590	2950	3660	336**	1,7175	1,6705	+ 2,7
51/52	„	„	„	„	3660	„	1,845	1,6705	+ 9,5
53/54	„	„	„	„	3660	„	1,7925	1,6705	+ 6,8
57/58	„	„	„	„	3730	389	1,7237	1,7095	+ 0,8
E. M. P. A. — Eisenbetonuntersuchung I937/39, Platten. (Nicht publiziert)									
NS. 300. 12.	43,0	16,8	0,627	3061	3330	265	2,560	2,428	+ 5,2
NS. 250. 12.	43,0	17,0	0,620	„	3230	209	2,600	2,362	+ 9,1
CS. 300. 10.	43,0	17,0	0,431	4883	5600	250	2,952	2,844	+ 3,6
CS. 250. 10.	43,0	17,0	0,431	„	5270	180	2,760	2,634	+ 4,6
CS. 300. 14.	42,5	17,0	0,853	4028	4510	299	4,360	4,416	- 1,3
CS. 250. 14.	42,5	17,0	0,853	„	4300	234	4,320	4,145	+ 4,0
52. S. 300. 10.	43,0	17,0	0,431	4488	4910	266	2,576	2,516	+ 2,3
52. S. 250. 10.	43,0	17,0	0,431	„	4730	203	2,648	2,398	+ 9,5

Totales Mittel + 2,08

*) Nach Berechnung und Spannungs-Dehnungsdiagramm bestimmt.

**) Oder $0,8 w\beta d$.

Tafel Nr. 21.

Berechnete Bruchmomente und Eisendehnungen. Biegung-Verfestigungsbereich (Die berechnete Bruchmomente sind nach der für den Streckbereich geltende Berechnungsweise ausgewertet und die Eisendehnung nach

Formel $\epsilon_e = \left(\frac{k_1 \nu \beta d}{\mu \cdot \sigma_s} - 1 \right) \epsilon_{br}$ berechnet).

Versuche der Sowjetunion [48, S. 92].

Bezeichnung	μ 0/0	σ_s	$\nu \beta d$	Bruchmomente in t m		Streuung in 0/0	ϵ_e 0/00
				gemess.	berechn.		
31	0,195	4526	162	2,162	1,551	+ 39,3	75,2
33	0,185	4290	144	1,920	1,390	+ 38,1	77,3
32	0,192	4282	120	2,230	1,421	+ 57,0	70,5
16	0,234	3482	120	1,780	1,417	+ 25,7	66,0
18	0,239	3892	119	2,004	1,571	+ 27,8	58,3
17	0,231	3954	113	1,914	1,574	+ 21,6	55,9
1	0,225	3312	44	1,620	1,212	+ 33,6	38,3
35	0,850	2782	138	4,730	3,880	+ 21,9	21,9
34	0,840	2768	131	4,640	3,790	+ 22,4	21,4
3	0,280	4230	48	1,800	1,462	+ 23,0	22,5

Versuche von Götaver [43] Balken (Mittelwerte aus 2 Balken)

Bezeichnung	μ	σ_s	$\nu \beta d$	Bruchmomente	Streuung	ϵ_e
17	0,180	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
18	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
19	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
20	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
21	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
22	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
23	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
24	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
25	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
26	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
27	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
28	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
29	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
30	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
31	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
32	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
33	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
34	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
35	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
36	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
37	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
38	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
39	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
40	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
41	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
42	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
43	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
44	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
45	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
46	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
47	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
48	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
49	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
50	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
51	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
52	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
53	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
54	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
55	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
56	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
57	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
58	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
59	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
60	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
61	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
62	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
63	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
64	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
65	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
66	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
67	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
68	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
69	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
70	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
71	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
72	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
73	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
74	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
75	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
76	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
77	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
78	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
79	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
80	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
81	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
82	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
83	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
84	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
85	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
86	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
87	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
88	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
89	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
90	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
91	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
92	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
93	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
94	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
95	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
96	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
97	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
98	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
99	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3
100	0,170	3178	110	1,700	+ 21,8	58,3

ABBILDUNGEN

<p>1. $\frac{1}{2} \pi$</p> <p>Graph 1: A coordinate system with a curve starting at the origin and increasing towards a horizontal asymptote.</p>	<p>2. $\frac{1}{3} \pi$</p> <p>Graph 2: A coordinate system with a curve starting at the origin and increasing towards a horizontal asymptote.</p>	<p>3. $\frac{1}{4} \pi$</p> <p>Graph 3: A coordinate system with a curve starting at the origin and increasing towards a horizontal asymptote.</p>	<p>4. $\frac{1}{6} \pi$</p> <p>Graph 4: A coordinate system with a curve starting at the origin and increasing towards a horizontal asymptote.</p>
<p>5. $\frac{1}{8} \pi$</p> <p>Graph 5: A coordinate system with a curve starting at the origin and increasing towards a horizontal asymptote.</p>	<p>6. $\frac{1}{10} \pi$</p> <p>Graph 6: A coordinate system with a curve starting at the origin and increasing towards a horizontal asymptote.</p>	<p>7. $\frac{1}{12} \pi$</p> <p>Graph 7: A coordinate system with a curve starting at the origin and increasing towards a horizontal asymptote.</p>	<p>8. $\frac{1}{15} \pi$</p> <p>Graph 8: A coordinate system with a curve starting at the origin and increasing towards a horizontal asymptote.</p>
<p>9. $\frac{1}{20} \pi$</p> <p>Graph 9: A coordinate system with a curve starting at the origin and increasing towards a horizontal asymptote.</p>	<p>10. $\frac{1}{30} \pi$</p> <p>Graph 10: A coordinate system with a curve starting at the origin and increasing towards a horizontal asymptote.</p>	<p>11. $\frac{1}{40} \pi$</p> <p>Graph 11: A coordinate system with a curve starting at the origin and increasing towards a horizontal asymptote.</p>	<p>12. $\frac{1}{60} \pi$</p> <p>Graph 12: A coordinate system with a curve starting at the origin and increasing towards a horizontal asymptote.</p>

Abb. 1.
Die Formeln für die Berechnung der Konstanten der auf Biegung bezogenen Bruchzustände.

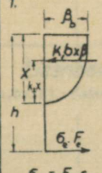
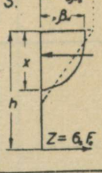
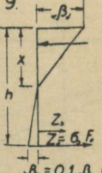
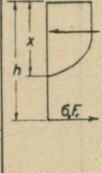
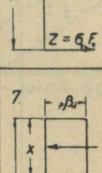
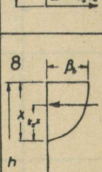
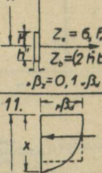
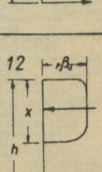
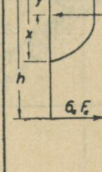
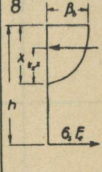
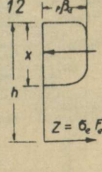
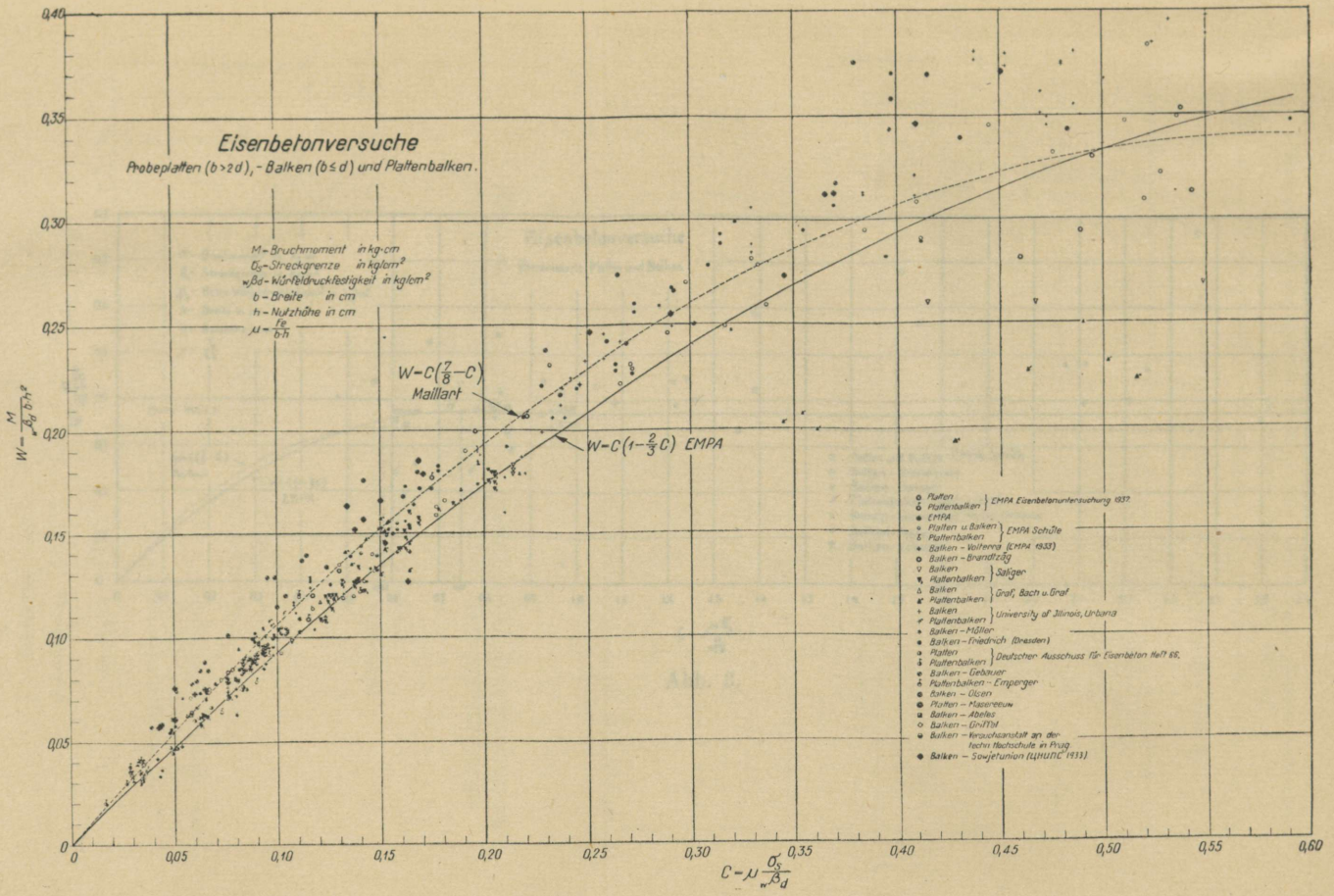
$Z < \frac{6}{3} F_e$	$Z = \frac{6}{3} F_e$	$Z > \frac{6}{3} F_e$
<p>1. <u>Stüssi</u></p>  $x = \frac{\eta F_e}{2kb} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{4kbh}{\eta F_e}} \right)$ $M = k \cdot b \cdot b \cdot x \cdot (h - k \cdot x)$ $\bar{\eta} = \frac{E_s \cdot \epsilon_s}{A}$ $\epsilon_s = \epsilon_c \cdot \xi$ <p>$\epsilon_s = \text{Prismenbruchtauch.}$</p>	<p>5. <u>Roß (EMPA)</u></p>  $M = \frac{6}{3} F_e h \left(1 - \frac{2}{3} \frac{6}{\beta} \mu \right)$ <p>oder</p> $M = \frac{6}{3} F_e h \left(1 - \frac{8}{15} \frac{6}{\beta} \mu \right)$	<p>9. <u>Steuermann</u></p>  $M = bh^2 \beta \frac{\alpha + 3C - 2C^2}{3(1+\alpha)}$ $\alpha = \frac{\beta A}{\beta_s} = 0,1 \text{ oder } = \frac{1}{\sqrt{\beta}}$ $C = \frac{G_e}{\beta_s} \mu$ <p>$\beta_s = 0,1 \beta$ oder $\sqrt{\beta}$</p>
<p>2. <u>Brandtzaeg</u></p>  $M = bh^2 \beta_s \left(\alpha \left(1 - \frac{\alpha}{2} \right) - \frac{\alpha}{3\eta} \left(1 - \alpha + \frac{\alpha^2}{4\eta} \right) \right)$ $\alpha = n \lambda \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{n\lambda}} \right)$ $\lambda = \frac{3\eta}{3\eta - 1} \mu; \quad n = \frac{E_s}{E_c} \text{ (elastisch)}$ $\eta = 1,15 + \frac{420}{\beta_s} - 0,24 \frac{\beta_s}{100}$ <p>oder</p> $\eta = \frac{5500 - 7,5 \beta_s}{550 + 2,6 \beta_s}$	<p>6. <u>Saliger (I)</u></p>  $M = \frac{6}{3} F_e h \left(1 - \frac{1}{2} \frac{6}{\beta} \mu \right)$ <p>7. <u>Suenson Saliger (II) Kazinczy</u></p>  $M = \frac{6}{3} F_e h \left(1 - \frac{6}{2} \frac{6}{\beta} \mu \right)$	<p>10. <u>Gebauer</u></p>  $M = bh^2 \beta_s \left(1 - \frac{1}{2} \alpha \right)$ $\alpha = \frac{6}{\beta_s} \mu + 0,2 \frac{h}{h} - 0,1 \mu$ <p>$Z_s = \frac{6}{3} F_e$ $Z_s = (2 \eta b - E_s) \beta_s$ $\beta_s = 0,1 \beta$</p> <p>11. <u>Billner</u></p>  $M = \frac{6}{3} F_e h \left(1 - \frac{1}{2} \frac{6}{\beta_s} \mu \right)$ $\xi = \frac{h-x}{y} \epsilon_s; \quad \epsilon_s = 3 \text{‰}$ <p>ξ - aus Spannungs-Dehnungsdiagramm</p>
<p>3. <u>Saliger</u></p>  $M = \frac{6}{3} F_e h \left(1 - \frac{1}{2} \frac{6}{\beta} \mu \right)$ $\xi = \epsilon_c \cdot \xi = \frac{h-x}{y} \epsilon_s$ $kb_s \beta_s x + \epsilon_s E_s F_e x = \epsilon_s E_s F_e h$ $k = 0,85, \quad y = 0,425 \cdot x$ $\epsilon_s = 5 \text{‰}$	<p>8. <u>Stüssi</u></p>  $M = \frac{6}{3} F_e h \left(1 - 0,55 \frac{6}{\beta} \mu \right)$	<p>12. <u>Saliger</u></p>  $M = \frac{6}{3} F_e h \left(1 - \frac{1}{2} \frac{6}{\beta_s} \mu \right)$ $\frac{6}{\beta_s} = 0,9 + \frac{0,07}{\beta_s} \mu \cdot \frac{E_s}{E_c}$ <p>gültig bis $\frac{6}{\beta_s} \leq 1,35$, $\epsilon_s = 5 \text{‰}$ ξ - Ende des Fließbereiches</p>
<p>4. <u>Maillart</u>; $M = 0,34 \beta_s bh^2$; bis $\frac{6}{\beta_s} \mu > 0,58$.</p>	<p>13. <u>Maillart</u>; $M = \frac{6}{3} F_e h \left(\frac{2}{6} - \frac{6}{\beta_s} \mu \right)$; bis $\frac{6}{\beta_s} \mu \leq 0,58$.</p>	

Abb. 1. Die Formeln für die Berechnung der Bruchlasten der auf Biegung beanspruchten Eisenbetonkörper.

Abb. 2.



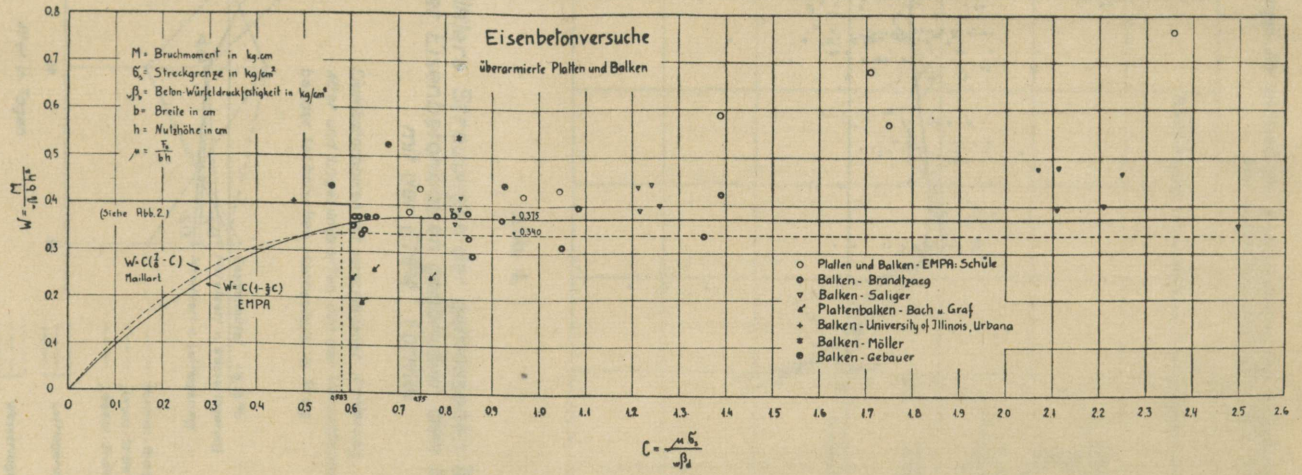


Abb. 3.

Streuungen der gemessenen Bruchmomente der Eisenbetonbalken gegenüber den berechneten mit der EMPA Formel.

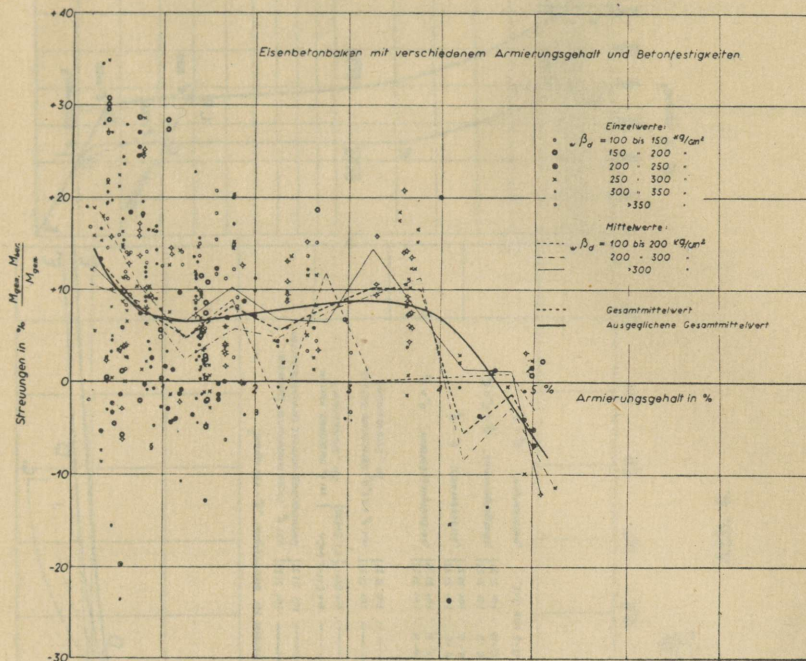


Abb. 4.

Mittlere Streuungen der gemessenen Bruchmomente der Eisenbetonbalken gegenüber den berechneten mit der „EMPA“ Formel

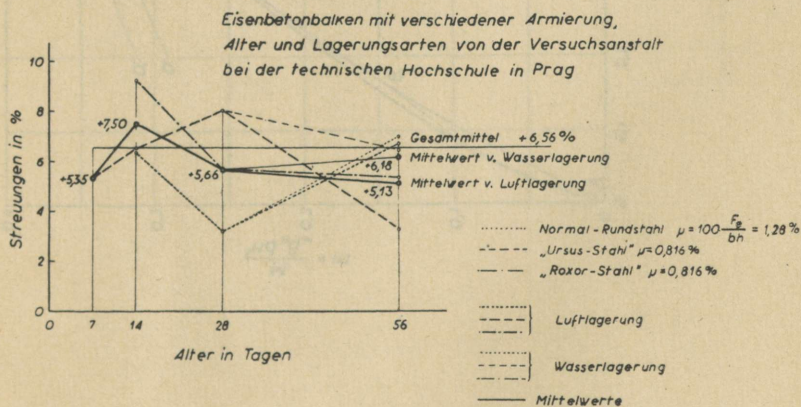


Abb. 5.

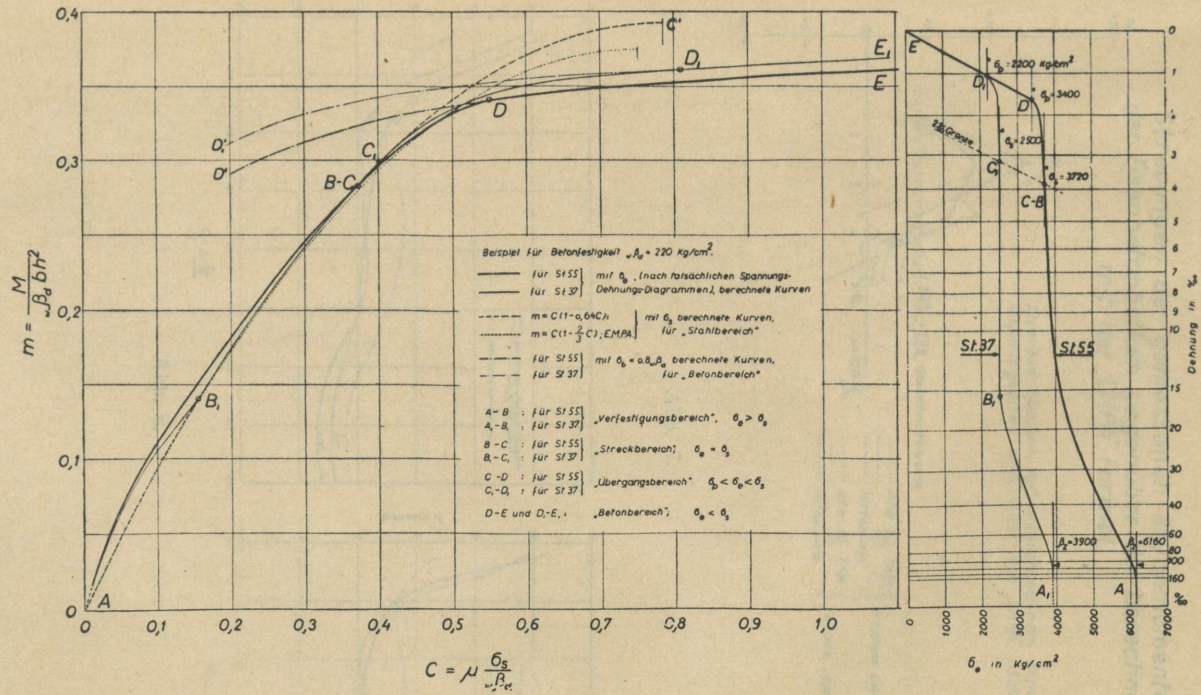


Abb. 6.

**Streuungen der gemessenen Bruchmomente
der Eisenbetonbalken gegenüber der berechneten
mit der „EMPA“ Formel.**

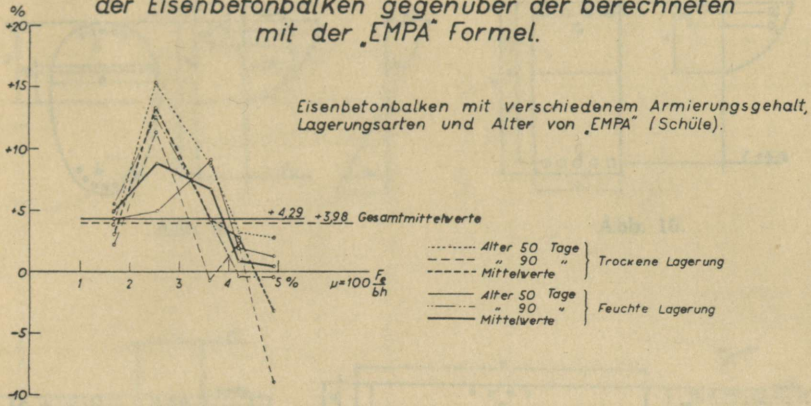


Abb. 7.

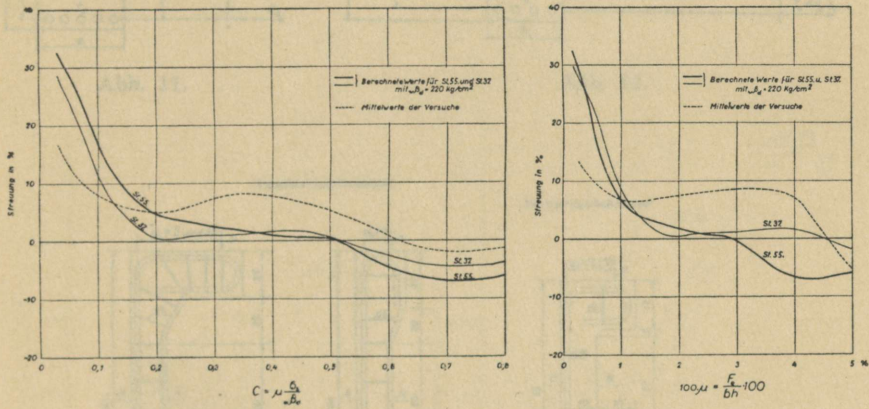


Abb. 8.

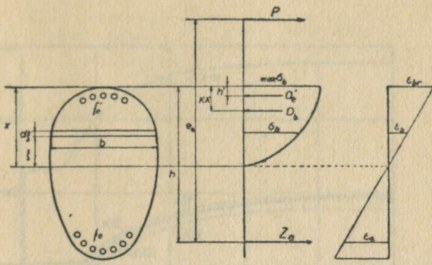


Abb. 9.

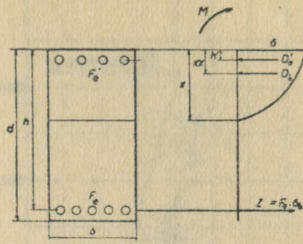


Abb. 10.

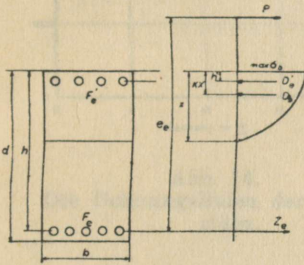


Abb. 11.

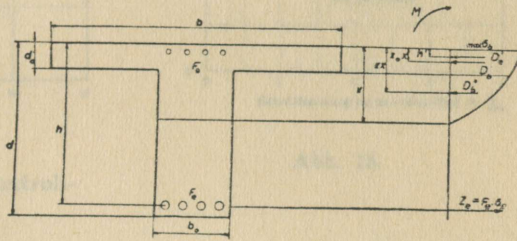
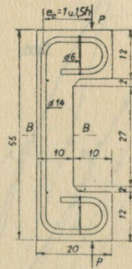
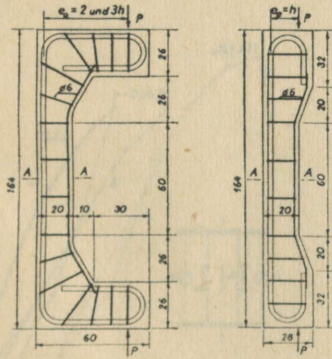


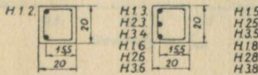
Abb. 12.

Hauptversuchskörper

Vorversuchskörper



Schnitt A-A für Probekörper:



Schnitt B-B für Probekörper:

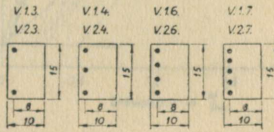


Abb. 13.

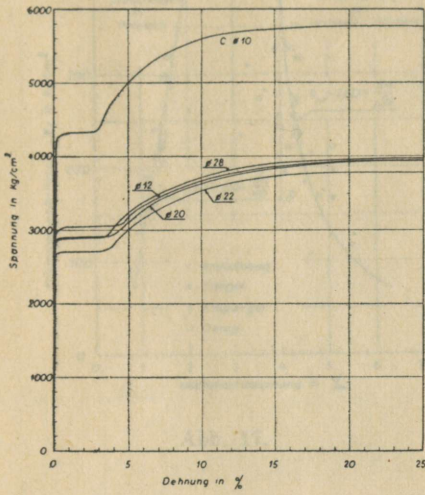


Abb. 14.
Die Dehnungslinien der Kontrollstäbe.

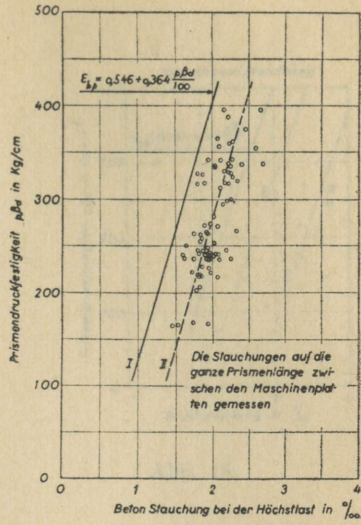


Abb. 15.

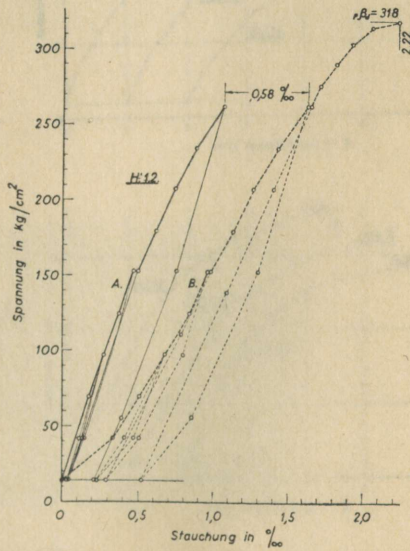
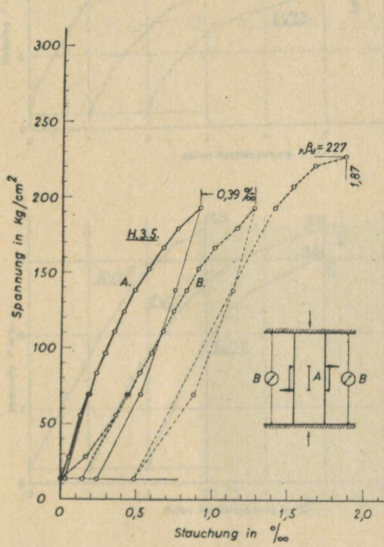


Abb. 16.
Die Resultate der Stauchungsmessungen an Betonprismen.

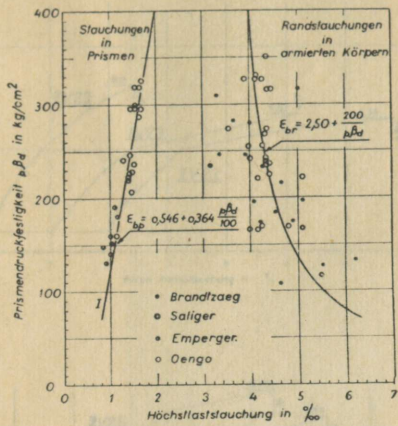


Abb. 17.

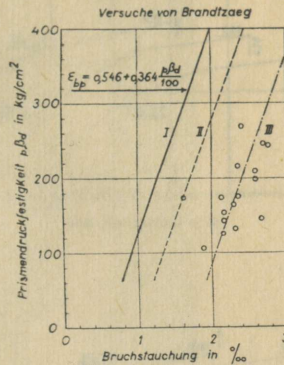


Abb. 18.

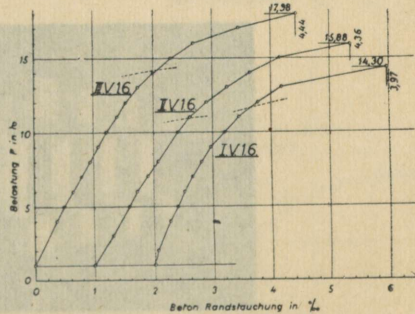
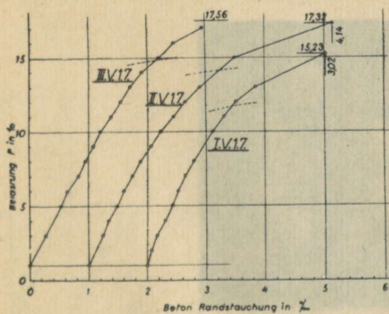
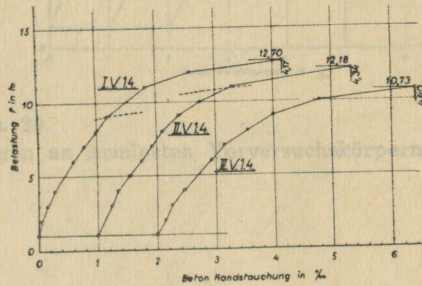
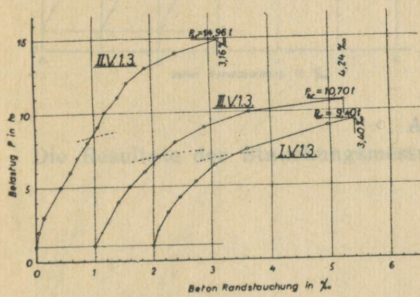


Abb. 19.

Die Resultate der Stauchungsmessungen an armierten Vorversuchskörpern.

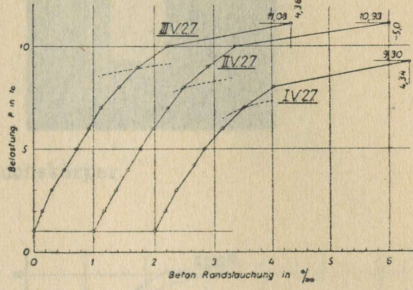
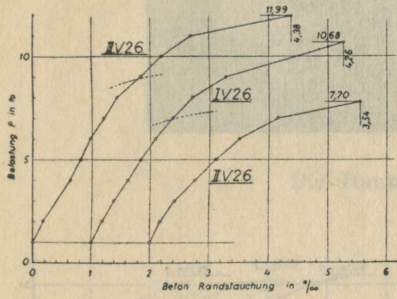
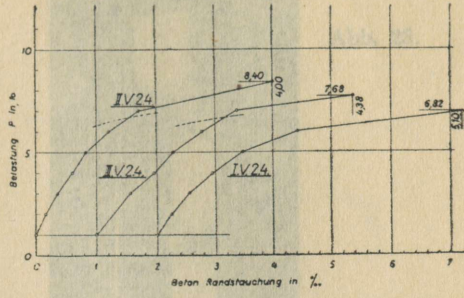
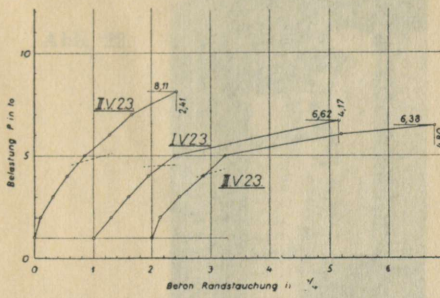


Abb. 20.

Die Resultate der Stauchungsmessungen an armierten Vorversuchskörpern.

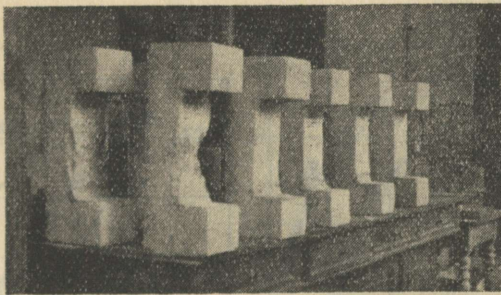


Abb. 21.

Die armierten Vorversuchskörper.

Die Resultate der Stauchungsmessungen an Hauptversuchskörpern.

Abb. 22.

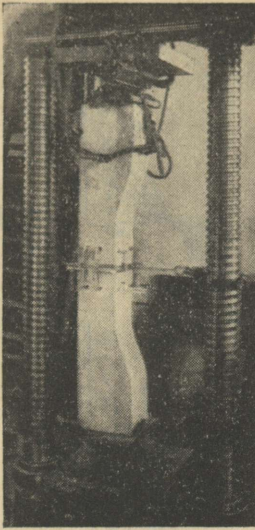
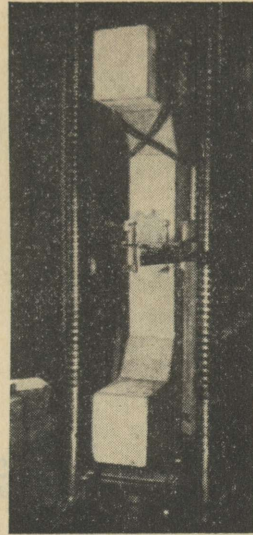


Abb. 23.



Die Hauptversuchskörper.

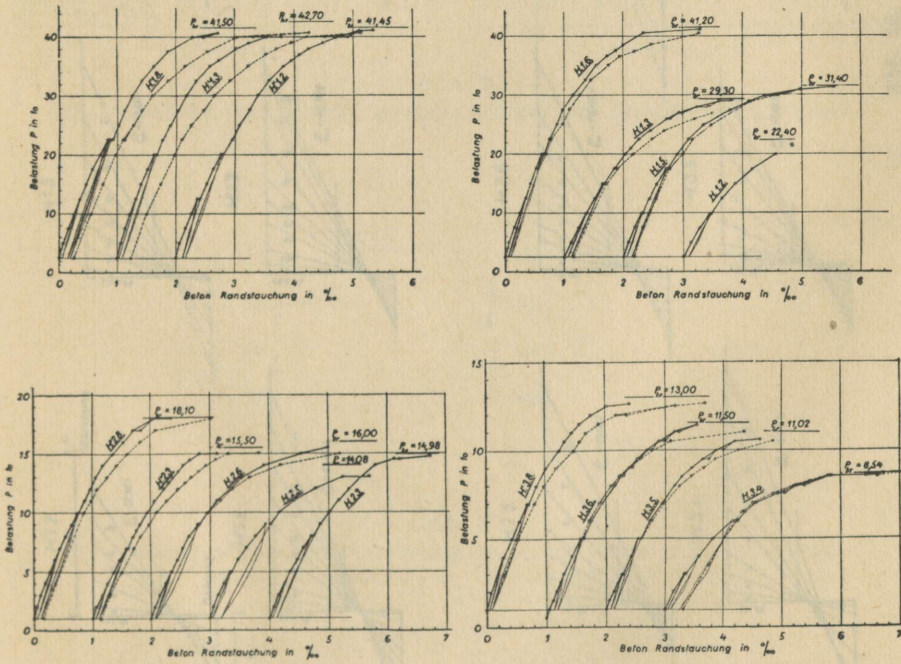


Abb. 24.

Die Resultate der Stauchungsmessungen an Hauptversuchskörpern.

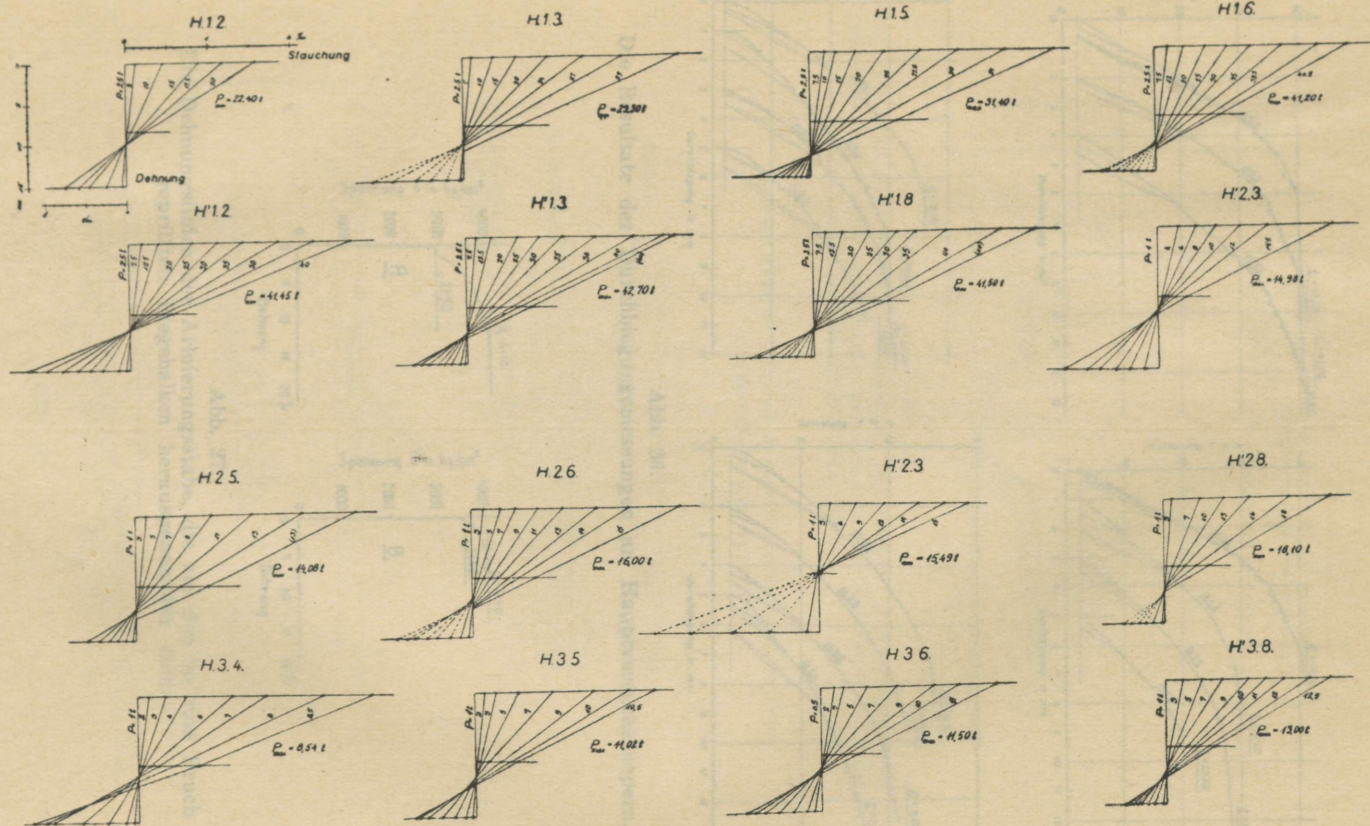


Abb. 25.
Die Resultate über die Beobachtung der neutralen Achse.

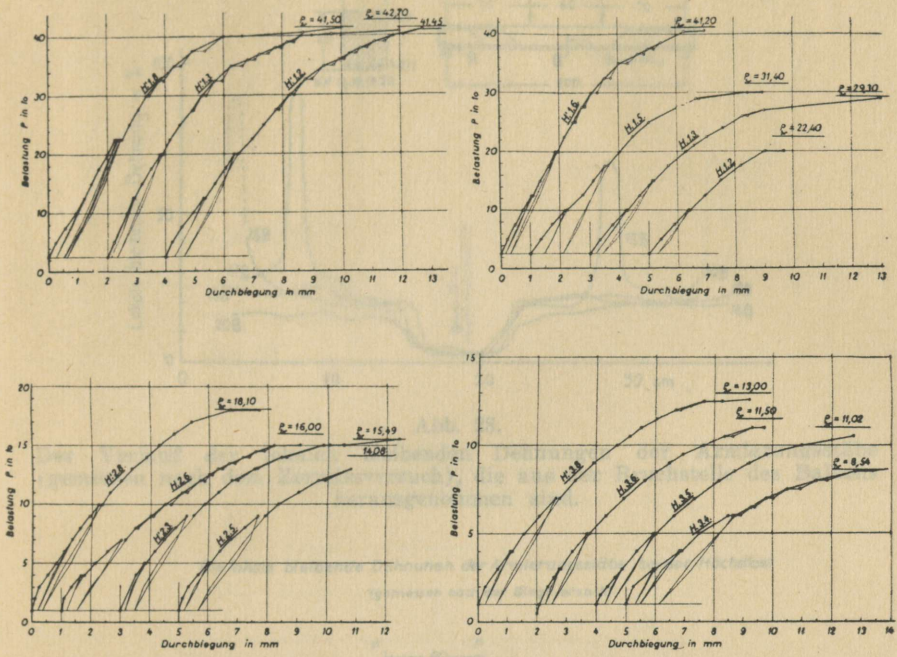


Abb. 26.

Die Resultate der Durchbiegungsmessungen an Hauptversuchskörpern.

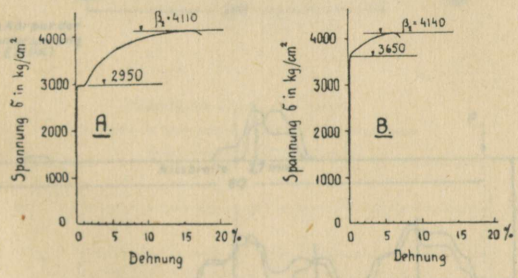


Abb. 27.

Die Dehnungslinien der Armierungsstäbe, die aus den bis zum Bruch geprüften Biegebalken herausgenommen sind.

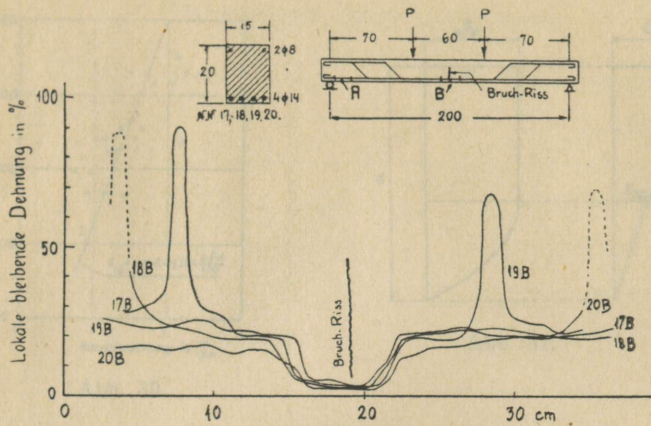
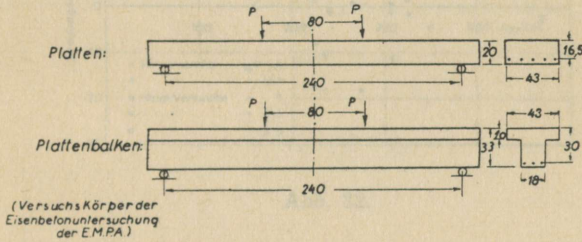


Abb. 28.

Der Verlauf der lokalen bleibenden Dehnungen der Armierungsstäbe (gemessen nach dem Zerreißversuch), die aus der Bruchstelle des Balkens herausgenommen sind.

Die lokale bleibende Dehnungen der Armierungsstäbe bei der Höchstlast
(gemessen nach der Biegeversuch)



(Versuchskörper der Eisenbetonuntersuchung der EMPA)

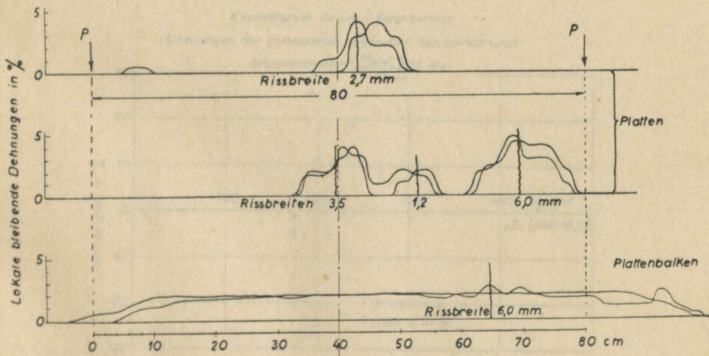


Abb. 29.

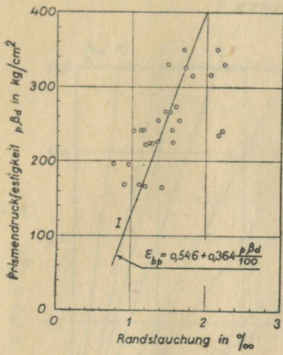


Abb. 30.

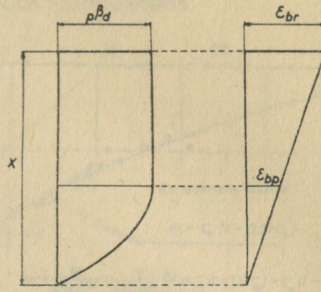


Abb. 31.

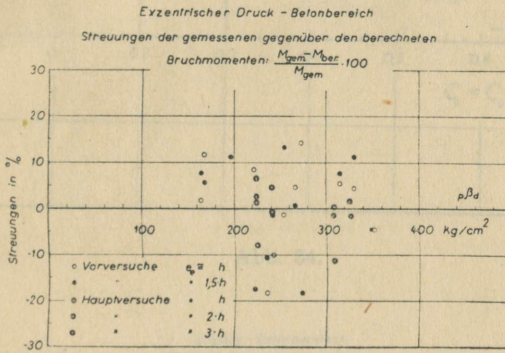


Abb. 32.

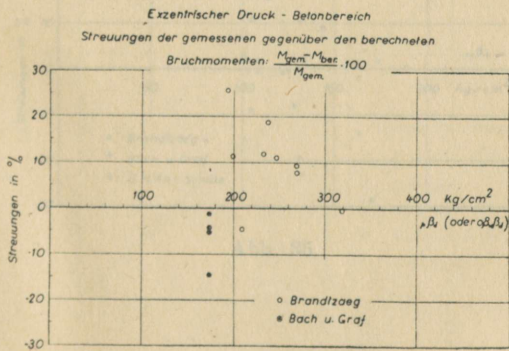


Abb. 33.

Exzentrischer Druck - Stahlbereich

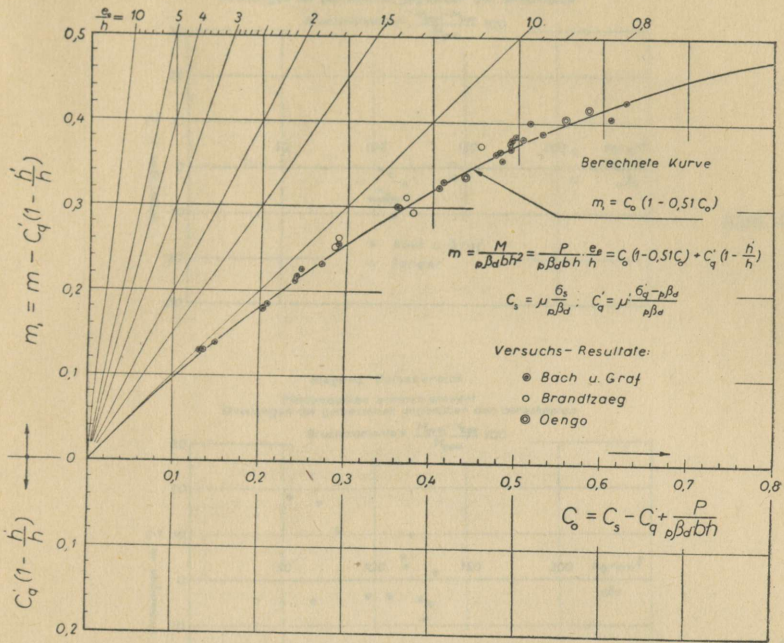


Abb. 34.

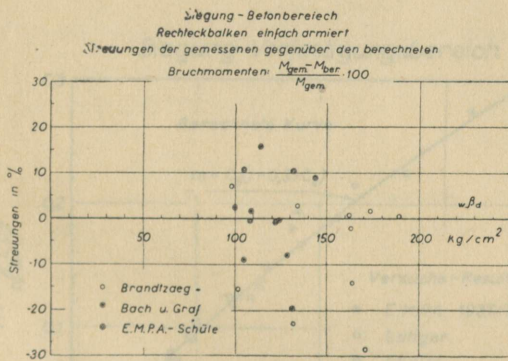


Abb. 35.

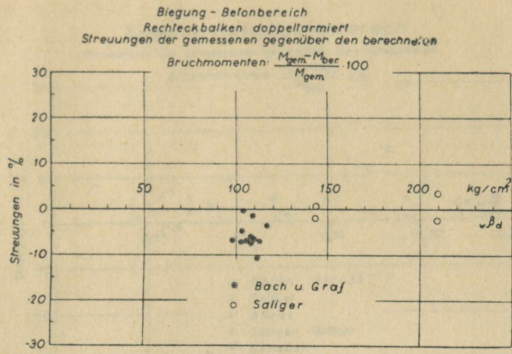


Abb. 36.

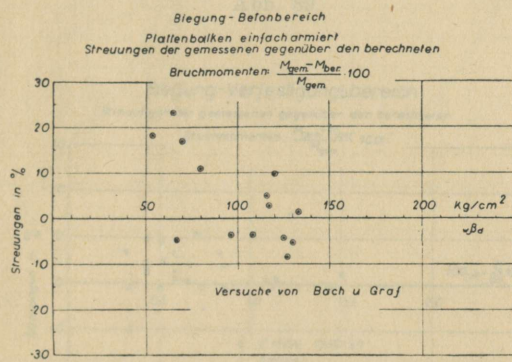


Abb. 37.

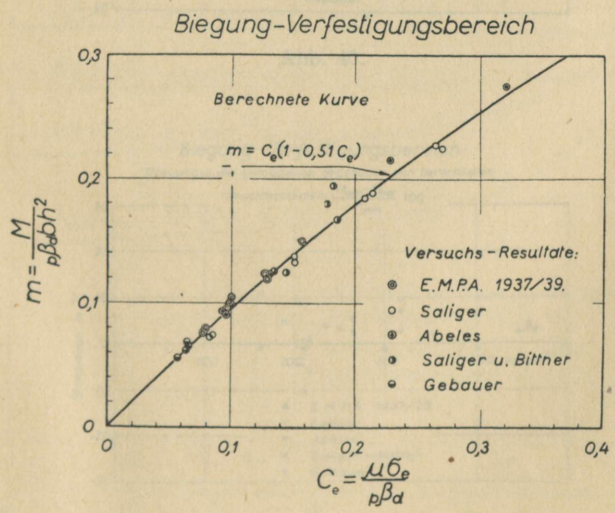


Abb. 38.

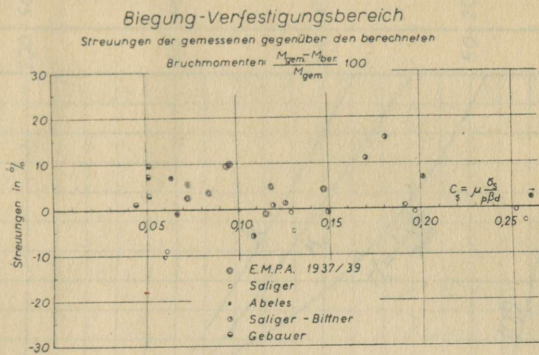


Abb. 39.

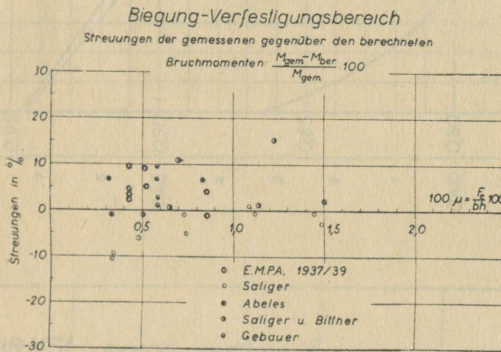


Abb. 40.

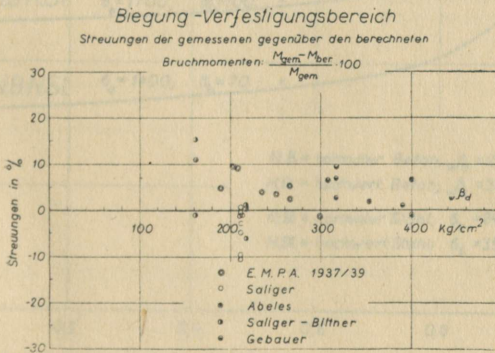


Abb. 41.

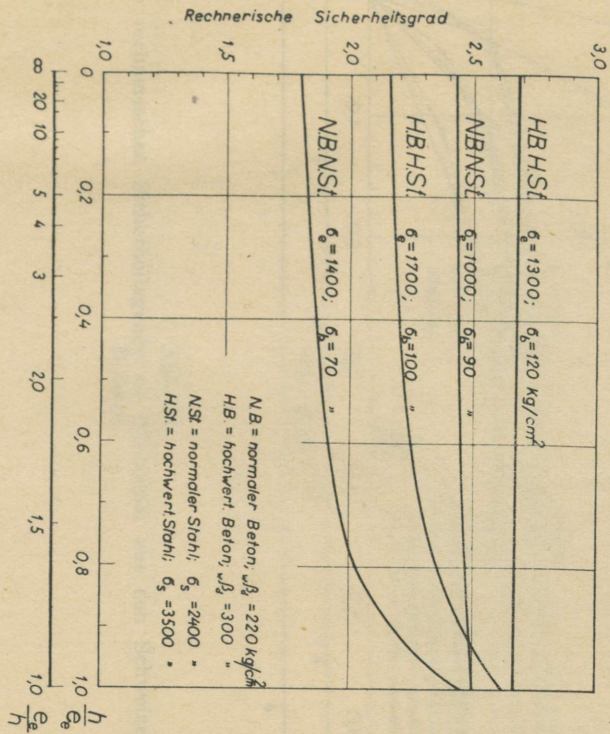


Abb. 43.

Die rechnerischen Sicherheitsgrade an Beispielen aus den Schweizerischen Normen.

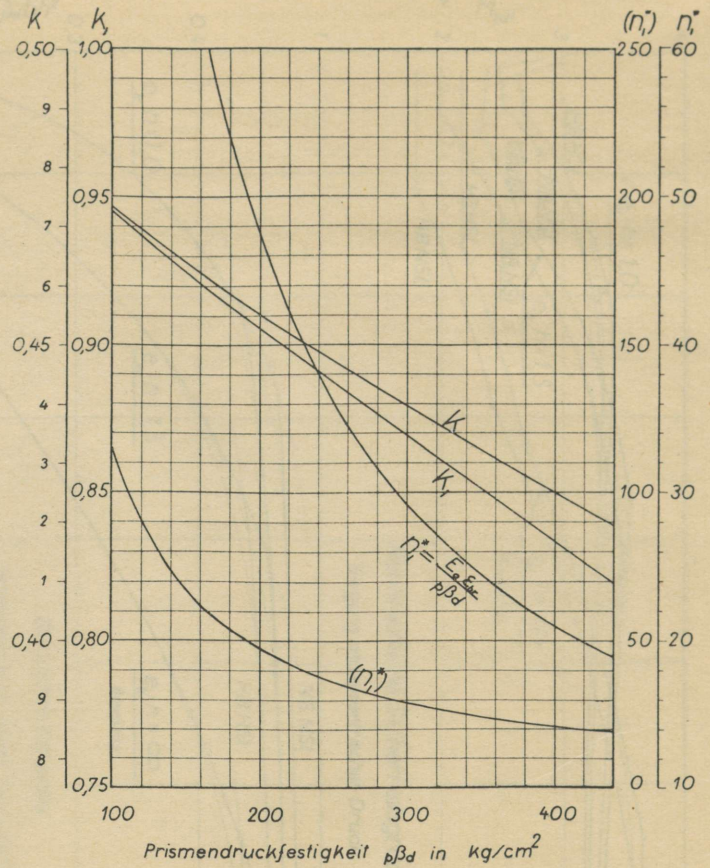


Abb. 42.

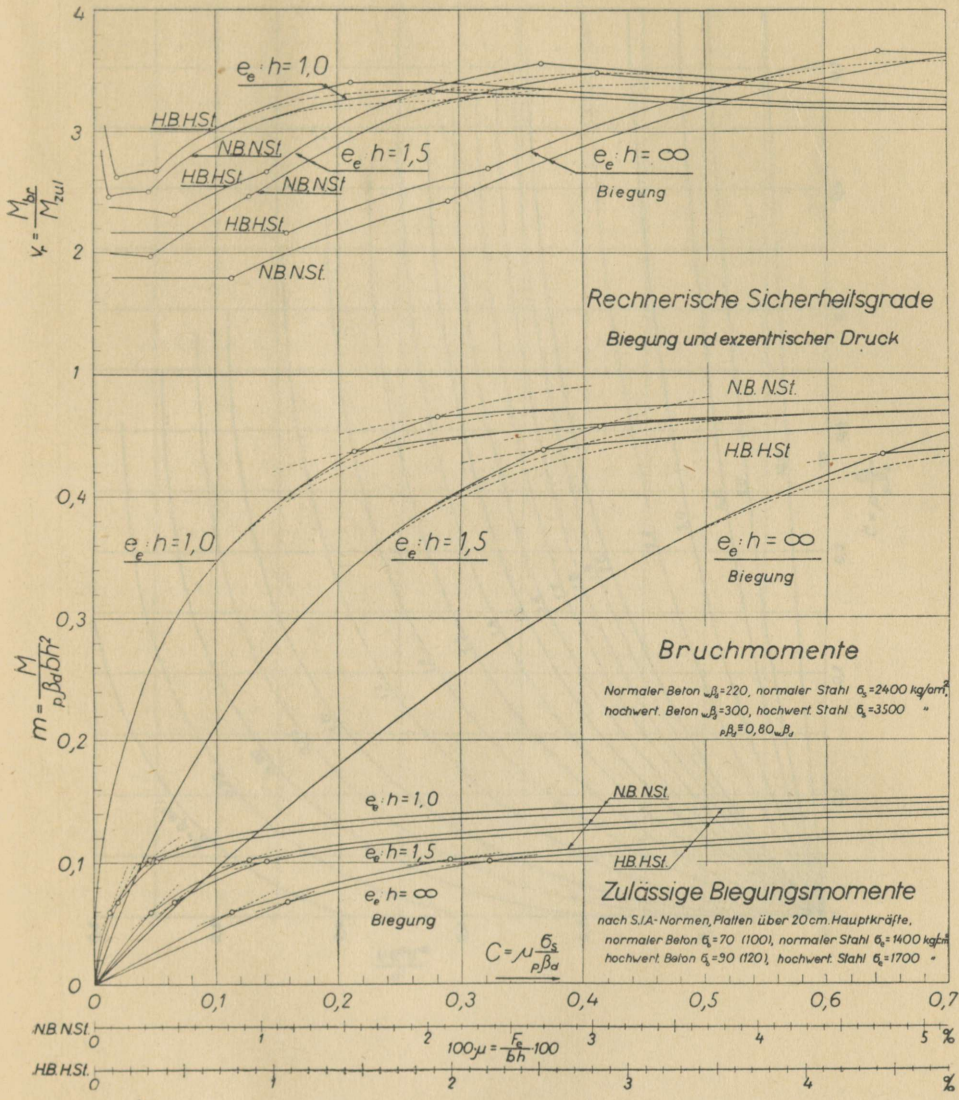


Abb. 44.
Die rechnerischen Sicherheitsgrade an Beispielen aus den Schweizerischen Normen.

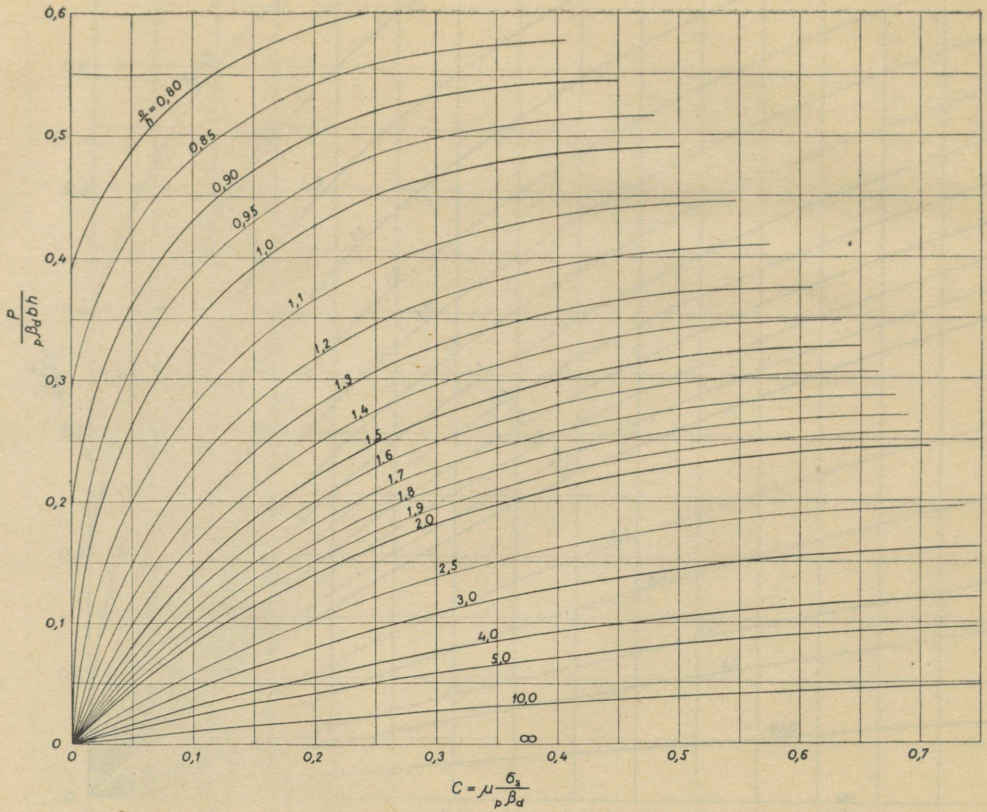


Abb. 45.
 Kurven für die Berechnung der Bruchlast. Stahlbereich; einfacharmiert,
 $C'_q = 0$.

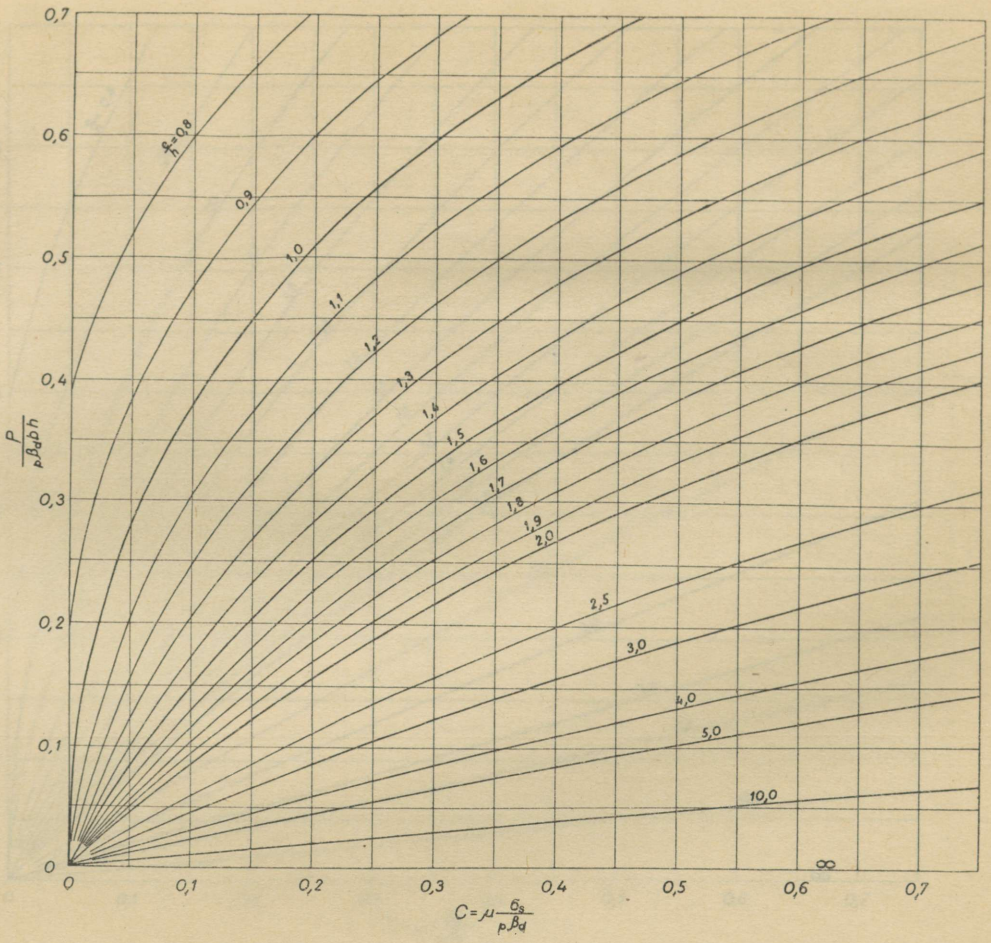


Abb. 46.
 Kurven für die Berechnung der Bruchlast. Stahlbereich; doppeltarmiert,
 $C_9 = 0,5C$.

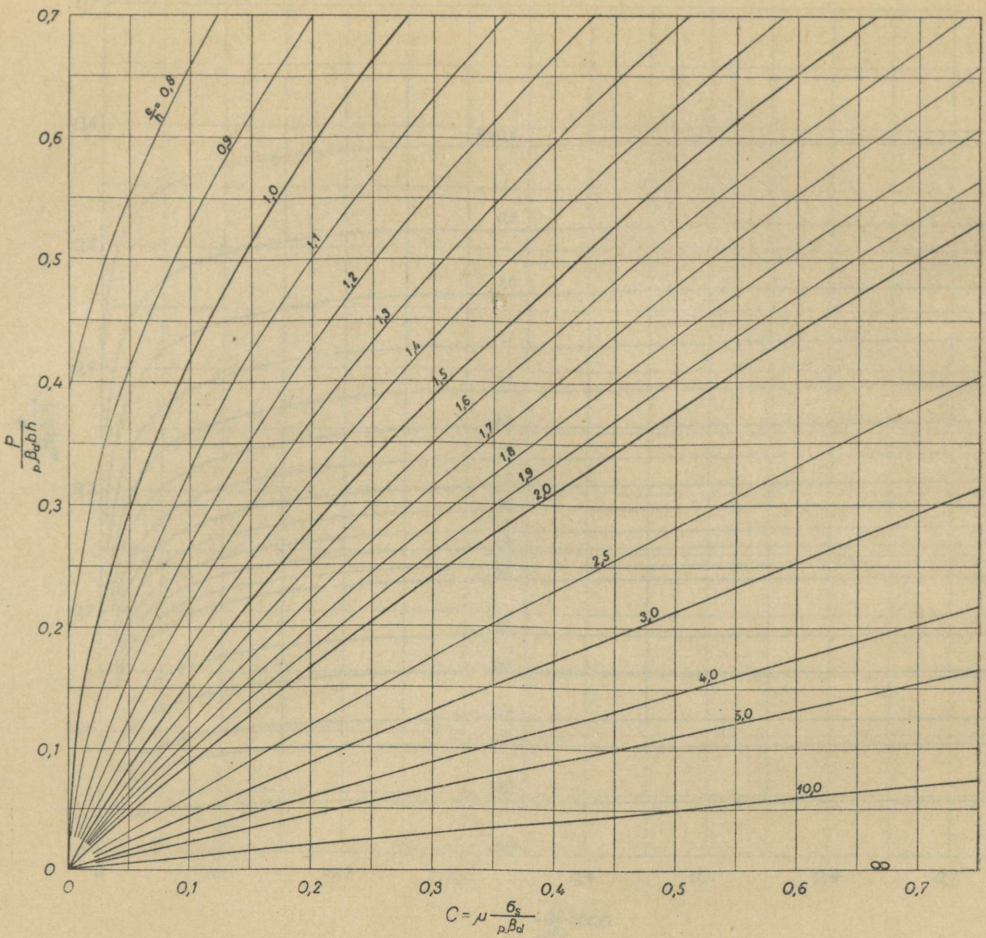


Abb. 47.
 Kurven für die Berechnung der Bruchlast. Stahlbereich; doppeltarmiert,
 $C^0 = C$.

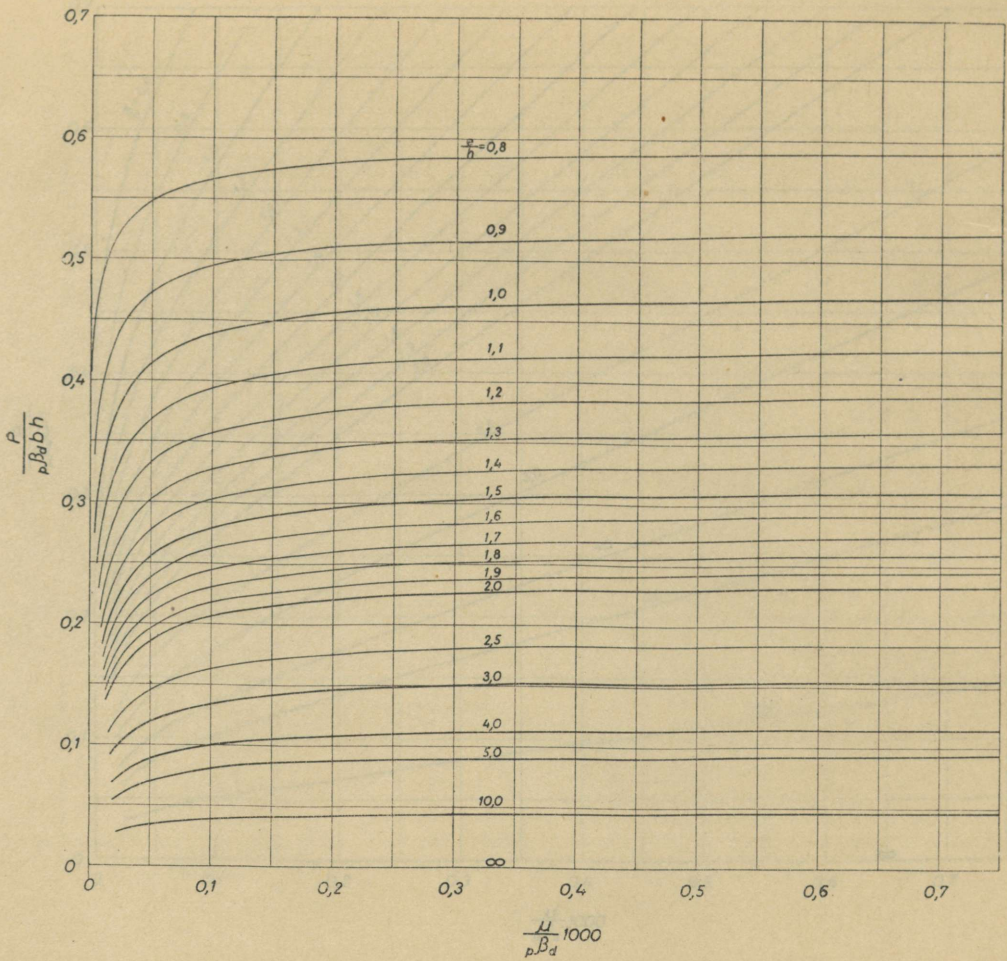


Abb. 48.
 Kurven für die Berechnung der Bruchlast. Betonbereich; einfacharmiert,
 $\mu' = 0$.

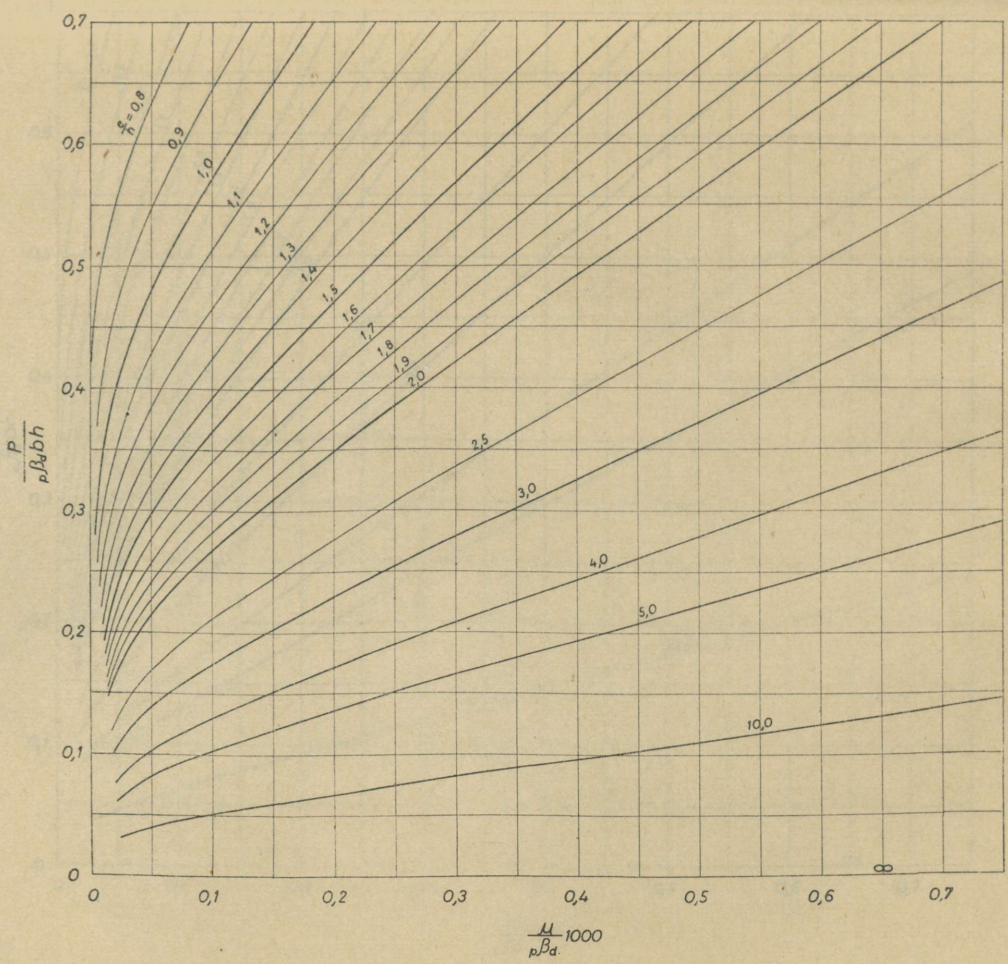


Abb. 49.
 Kurven für die Berechnung der Bruchlast. Betonbereich; doppeltarmiert,
 $\mu' = 0,5\mu$.

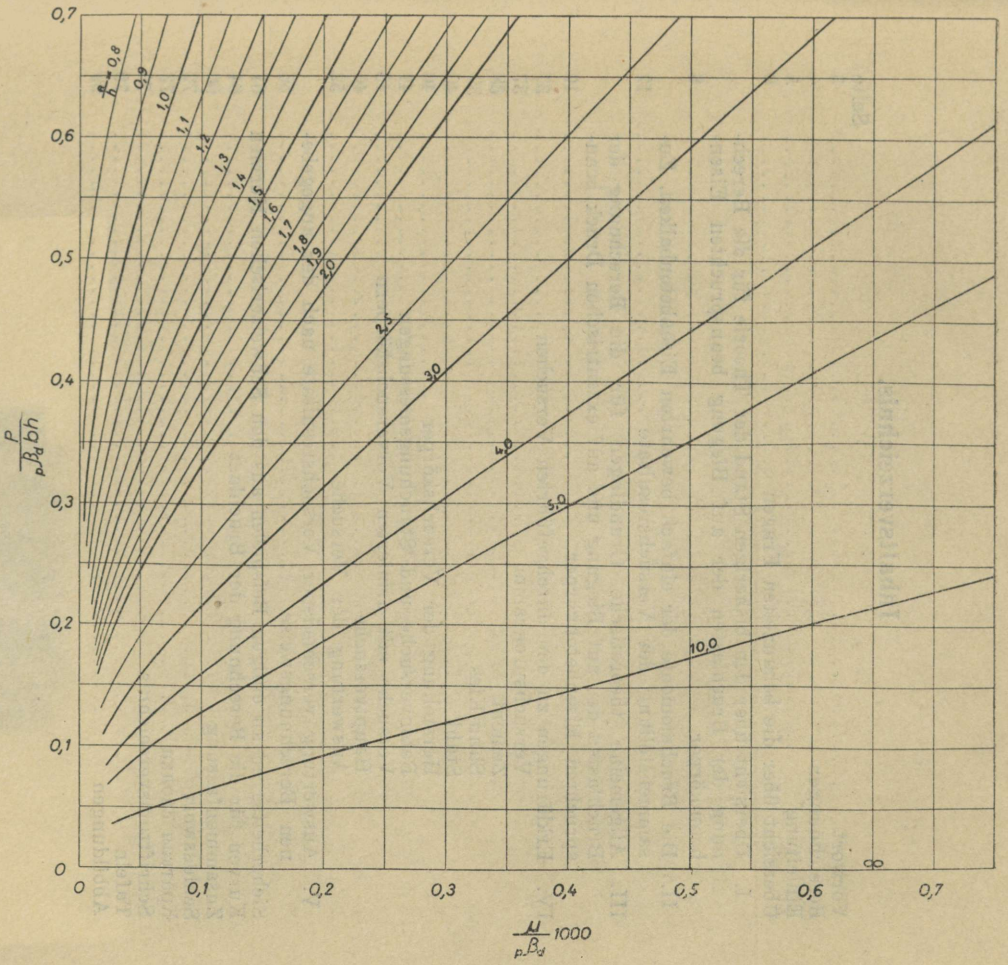


Abb. 50.
 Kurven für die Berechnung der Bruchlast. Betonbereich; doppeltarmiert,
 $\mu' = \mu$.

Inhaltsverzeichnis.

	Seite
Vorwort	3
Bezeichnungen	4
Einleitung	5
Übersicht über die behandelten Fragen	6
I. Übersicht über den bisherigen Stand der Theorie für die Berechnung der Bruchlasten der auf Biegung beanspruchten Eisenbetonkörper	8
II. Die Bruchmomente der einfach bewehrten Eisenbetonbalken. Zusammenstellung der Versuchsergebnisse	12
III. Allgemeine theoretische Grundlagen für die Berechnung der Bruchlasten der auf Biegung und auf exzentrischen Druck beanspruchten Eisenbetonkörper	19
IV. Erklärungen zu den durchgeführten Versuchen	37
Versuchsprogramm	37
Zement	38
Sand-Kies	39
Stahl	40
Herstellung der Versuchskörper	40
Betonversuche und Stauchungsmessungen	41
Versuche mit armierten Vorversuchskörpern	45
Hauptversuche	46
Auswertung der Versuche	52
V. Auswertung verschiedener Versuchsergebnisse nach der angegebenen Berechnungsweise	56
Sicherheitsgrad an einigen Beispielen aus den Schweizerischen Normen	61
Kurven für die Berechnung der Bruchlast	64
Zusammenfassung	66
Schlusswort	72
Краткая сводка	73
Schrifttumsverzeichnis	76
Tafeln	79
Abbildungen	99

Abb. 60
Kurven für die Berechnung der Bruchlast Betonkörper; doppelseitig

TÜ RAAMATUKOGU



10300015893599

Est. A - 7298

1941 (mäcts) Nr. 16