Zeitschrift: IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH Kongressbericht

Band: 2 (1936)

Rubrik: IIc. Anwendung von hochwertigem Stahl

Nutzungsbedingungen

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

Conditions d'utilisation

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

Terms of use

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

Download PDF: 08.08.2025

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

II c

Anwendung von hochwertigem Stahl.

Utilisation des aciers à haute résistance.

Use of high-tensile steel.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIc 1

Anwendung von Stahl mit hochliegender Streckgrenze im Eisenbetonbau.

L'emploi de l'acier à haute limite d'écoulement dans le béton armé.

The Use of Steel of High Yield Stress Limit in Reinforced Concrete.

Ing. A. Brebera,
Sektionsrat im Ministerium für öffentliche Arbeiten, Prag

Die Tragfähigkeit der Eisenbetonbauwerke hängt nicht nur ab von der Güte des Betons, sondern auch von der Haftfestigkeit und der Güte der Bewehrungseisen. Im Hinblick darauf, daß bei Verwendung von guten Zementen und gutem Zuschlagmaterial Qualitätsbeton erzielt wird, bedeutet die sachgemäße Anwendung von Stahl mit hochliegender Streckgrenze als Bewehrungseisen im Eisenbetonbau bei derselben Bausicherheit eine wirtschaftliche Verbesserung des Eisenbetons, die im Interesse der Volkswirtschaft nur zu begrüßen ist.

Alle auf Biegung beanspruchten Eisenbetonbauten werden unter der Voraussetzung eines bestimmten Verhältnisses n der Eisen- und Betonelastizität berechnet. Durch Beanspruchung der Eiseneinlagen über die Streckgrenze sinkt zufolge der großen Dehnung ihr Elastizitätskoeffizient derart, daß die Verhältniszahl n sich bis nahe 1 vermindert. Der Nullinienabstand hängt wieder ab von nFe, wobei Fe den Querschnitt der Zugeisen bedeutet. Die Beanspruchung der Eiseneinlagen über ihre Streckgrenze wirkt also, abgesehen von ihrer Zugfestigkeit, wie die Verminderung des Eisenquerschnittes im Verhältnis der Abnahme des Elastizitätskoeffizienten. Je geringer jedoch der Eisenquerschnitt ist, desto kleiner ist die Höhe der Druckzone und desto größer wird die Druckbeanspruchung des Betons. Mit dem Wandern der Nullinie gegen den Druckrand vergrößert sich aber der Hebelsarm der inneren Kräfte und die Steigerung der Eisenbeanspruchung ist daher nicht groß. Nach Überschreiten der Streckgrenze entstehen im Beton bedeutend größere Druckspannungen, die bis zum Bruche führen, ohne daß die Eisenspannung die Streckgrenze um mehr als 10 %, ausnahmsweise bis 20 % überschreitet. Nur bei Beton verhältnismäßig hoher Festigkeit, oder wenn die Dehnung des Eisens nach Überschreiten der Streckgrenze nicht sehr groß ist, sind noch höhere Eisenspannungen möglich. Stets ist daher für zulässige Eisenbeanspruchung und demnach auch für den Sicherheitsgrad der Eisenbetonbauwerke die Höhe der Streckgrenze — nicht der Zugfestigkeit — maßgebend.

Bei dem gewöhnlichen Flußstahl C 38 wird seit dem heurigen Jahre die Streckgrenze mit 2300 kg/cm² garantiert. Bei den zulässigen Beanspruchungen 1200 beziehungsweise 1400 kg/cm² ist daher im Stahl eine 1,92 bis 1,64-fache Sicherheit vorhanden. Die bleibende Dehnung an der oberen Streckgrenze beträgt ungefähr 0,2 %.

Bei hochwertigen Stählen liegt die Streckgrenze und die zulässige Beanspruchung entsprechend höher. Die Bruchlast von Eisenbetonbalken, welche ziemlich unabhängig von der Druckfestigkeit des Betons ist, wird im allgemeinen durch die Höhe der Streckgrenze des verwendeten Bewehrungseisens bestimmt. Auch das Auftreten der ersten Risse wird auf eine wesentlich höhere rechnerische Eisenbeanspruchung hinausgeschoben. Dagegen zeigen mit hochwertigem Stahl bewehrte Balken zufolge des geringeren Bewehrungsquerschnittes eine wesentlich größere Durchbiegung als mit gewöhnlichem Flußstahl C 38 bewehrte Balken gleicher Tragfähigkeit.

Die Erhöhung der zulässigen Eisenbeanspruchung bringt sowohl in konstruktiver Hinsicht als auch wirtschaftlich große Vorteile mit sich. Die Vorteile erhöhter zulässiger Eisenbeanspruchung äußern sich in verringerten Querschnittsabmessungen, wodurch das Eigengewicht der Eisenbetonkonstruktionen abnimmt und in der Möglichkeit, größere Spannweiten ausführen zu können.

Eine hochliegende Streckgrenze des Stahls kann entweder auf natürlichem Wege *durch hüttenmännische Herstellung* oder künstlich *durch Kaltstreckung* erzielt werden.

Zur ersten dieser beiden Gruppen gehört das Bewehrungseisen *„Roxor“* mit einer Streckgrenze von mindestens 3800 kg/cm². Zur Erzielung einer größeren Haftfestigkeit ist der Querschnitt dieser Bewehrungseisen kreuzförmig (Fig. 1)

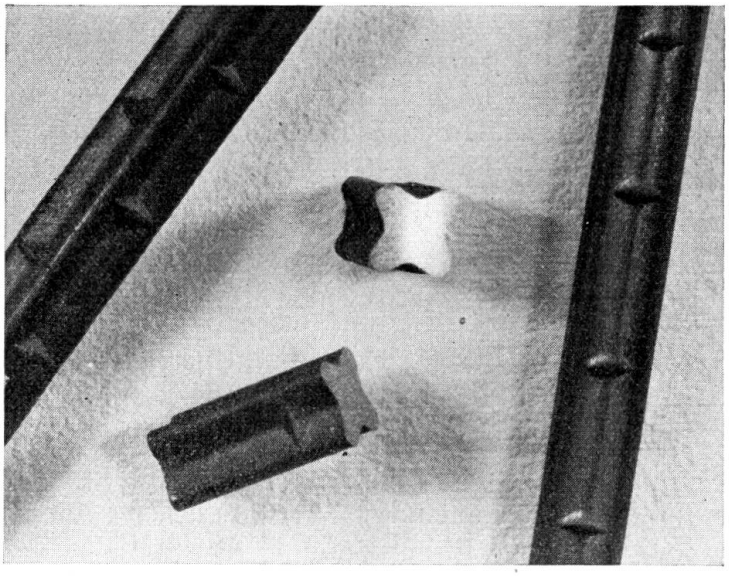

Fig. 1.

und ihre Oberfläche in Abständen von ungefähr dem $1^1/_2$-fachen Größtdurchmesser mit Querrippen versehen. Die Ausmaße dieser Rippen werden so gewählt, daß sie gegen Beschädigung beim Herausziehen der Bewehrungseisen aus dem Beton genügend widerstandsfähig sind und gleichzeitig das Gewicht dieser

Eisen so wenig als möglich vergrößern. Durch die Rippen wird zufolge der Mitwirkung des Abscherwiderstandes des Betons die Haftfestigkeit dieser Bewehrungseisen in bedeutendem Maße vergrößert. Der Raum zwischen zwei benachbarten Rippen bleibt nämlich beim Herausziehen der Bewehrungseisen mit feinkörnigem Beton gefüllt. Die äußere Querschnittgestaltung dieser Bewehrungseisen verhindert gleichzeitig jede Verwechslung mit anderen Stahlsorten.

Die für die Berechnung der Querschnittsfläche und des Umfanges dieser Bewehrungseisen wichtigen Daten sind folgende:

Der Durchmesser des dem Roxoreisen umschriebenen Kreises

$$D = 1{,}2715\,d;$$

der Durchmesser des das Roxoreisen ersetzenden Rundeisens

$$d = 0{,}7865\,D;$$

der Umfang des Roxoreisens

$$U = 3{,}1106\ D = 3{,}9551\,d;$$

der Umfang des Ersatzrundeisens

$$u = 2{,}4708\ D = \pi\,d;$$

die Querschnittfläche des Roxoreisens

$$F = 0{,}4816\ D^2 = 0{,}7786\,d^2.$$

Unter dem das Roxoreisen ersetzenden Rundeisen versteht man hiebei ein Rundeisen desselben Gewichtes pro laufenden Meter. Nachdem aber das Gewicht der Rippen 0,86 % des Gesamtgewichtes beträgt, ist die Fläche des Ersatzrundeisens um 0,86 % größer als die wirkliche Querschnittsfläche des Roxoreisens.

Mittelwerte von Güteproben sind in der Tabelle I zusammengestellt:

Tabelle I.

Güteprobe der Bewehrungseisen aus	Stahl C 38	Roxor
Elastizitätskoeffizient in t/cm²	2050	2092
Streckgrenze in kg/cm²	2718	4037
Festigkeit in kg/cm²	3889	5259
Verhältnis der Streckgrenze zur Festigkeit in %	70	77
Dehnung in %	30	26
Einschnürung in %	64	55

Die Meßlänge betrug hiebei den zehnfachen Durchmesser des Ersatzrundeisens. Die Biegeprobe um einen Dorn von gleichem Durchmesser wie der des dem Roxoreisen umschriebenen Kreises bestanden sämtliche Stäbe.

Vergleichende Prüfungen der Haftfestigkeit von Bewehrungseisen Roxor und aus gewöhnlichem Stahl C 38 wurden durch Herausziehen verschieden lang einbetonierter Eisen aus Würfeln durchgeführt. Bei der Berechnung der Haftfestigkeit wurde vorausgesetzt, daß sich die Spannungen gleichmäßig über die ganze einbetonierte Länge verteilen. Für die Bewehrungseisen Roxor wurde

hiebei der Umfang des Ersatzrundeisens eingeführt. Das Ergebnis aus ungefähr 160 durchgeführten Versuchen[1] ist in Tabelle II zusammengestellt.

Tabelle II.

Würfelfestigkeit des Betons		Haftfestigkeit der Bewehrungseisen in kg/cm²	
		aus Stahl C 38	Roxor
mindestens 250 kg/cm²	Kleinstwert	42	59
	Mittelwert	54	98
	Größtwert	68	161
mindestens 330 kg/cm²	Kleinstwert	48	64
	Mittelwert	69	121
	Größtwert	110	200

Hieraus ist ersichtlich, daß die Haftfestigkeit der Bewehrungseisen Roxor im Mittel ungefähr um 80 % größer ist als die Haftfestigkeit des gewöhnlichen Rundeisens aus Stahl C 38. Rechnet man mit dem wirklichen Umfang der Roxorstäbe 3,1106 D, so beträgt die Zunahme der Haftfestigkeit ungefähr 43 %.

Bei gewöhnlichem Rundeisen aus Stahl C 38 trat das erste Gleiten bei einer Spannung von etwas über der Hälfte der Haftfestigkeit ein. Bei Bewehrungseisen Roxor geschah dies bei einer Spannung etwas unterhalb der halben Haftfestigkeit, dafür entwickelten diese Eisen eine große Zähigkeit gegen das weitere Herausziehen.

Durch Vergleich der Versuchsergebnisse wurde festgestellt, daß die Haftfestigkeit

1. wächst mit der Güte des Betons,
2. wächst mit der Erhärtungsdauer des Betons,
3. sinkt mit zunehmendem Wasserzusatz,
4. sinkt mit Zunahme der Einbettungslänge,
5. sinkt mit der Vergrößerung des Durchmessers des einbetonierten Eisens,
6. wächst bei Luftlagerung nur unbedeutend gegenüber der Haftfestigkeit bei gemischter Lagerung. Die verschiedene Lagerungsart der Betonkörper war demnach von geringem Einfluß.

Auf Grund von 80 Balkenversuchen und durchgeführter Nachrechnung nach den geltenden Vorschriften wurde festgestellt, daß der Bruch durch Überschreitung der Streckgrenze der Eiseneinlagen eingetreten ist. Hiebei wiesen Balken, deren Bewehrung keine Haken hatte, dieselbe Tragfähigkeit auf wie Balken, deren Bewehrungseisen wie gewöhnlich mit Haken versehen waren. Die gesamte Durchbiegung der Balken mit Bewehrungseisen Roxor war bei gleicher Belastung ungefähr nur um 20 % größer als die Durchbiegung der mit gewöhnlichem Stahl C 38 bewehrten Balken, obgleich die Bewehrung um ein Drittel kleiner war. Der elastische Charakter des Stahls übertrug sich

[1] Sämtliche Versuche und Beobachtungen wurden in der Anstalt für die Erforschung und Prüfung von Materialien und Baukonstruktionen an der tschechischen technischen Hochschule in Prag unter Leitung des Prof. Ing. *F. Klokner* und des Dr. Ing. *B. Hacar* durchgeführt.

hiebei größtenteils auf die ganze Konstruktion, so daß die elastischen Durchbiegungen den überwiegenden Teil der gesamten Durchbiegungen ausmachten. Die bleibenden Durchbiegungen von Balken mit Bewehrungseisen Roxor waren ungefähr gleich jenen mit Bewehrungseisen aus Stahl C 38.

Aus 68 Säulenversuchen, teils auf zentrischen, teils auf exzentrischen Druck konnte gefolgert werden, daß die Bewehrungseisen Roxor bedeutend mehr ausgenutzt wurden als Bewehrungseisen aus Stahl C 38. Es ist also möglich, bei den Bewehrungseisen Roxor eine entsprechend größere Querschnittsfläche in die Berechnung einzuführen, was einer Erhöhung der zulässigen Druckbeanspruchung gleichkommt. Dieser Vergrößerungsfaktor kann bei größter Vorsicht mit 1,5 gewählt werden, so daß in gedrückten Teilen nicht wie gewöhnlich mit 15 Fe sondern *mit* $1{,}5 \times 15$ Fe = *22,5 Fe gerechnet werden kann.* Die zulässige Druckbeanspruchung bleibt hiebei dieselbe wie für Bewehrungseisen aus Stahl C 38. Die damit zusammenhängende größere Ausnützung der Zusammendrückbarkeit des Betons erfordert jedoch eine stärkere Querarmierung.

Beträgt für den Stahl C 38 bei einer zulässigen Gesamtbeanspruchung von 1400 kg/cm² der Sicherheitsgrad 1,64 beziehungsweise 1,94, je nach dem man die von den Eisenwerken garantierte Streckgrenze 2300 kg/cm² beziehungsweise die wirklich erreichte Streckgrenze 2718 kg/cm² voraussetzt, so könnte für die Bewehrungseisen Roxor bei denselben Sicherheitsgraden und einer garantierten Streckgrenze von 3800 kg/cm² die zulässige Beanspruchung 2317 kg/cm² beziehungsweise 1960 kg/cm² betragen. Nachdem aber die ersten Risse im Beton bei der Bewehrung mit Stahl C 38 ungefähr bei 850 kg/cm², bei der Bewehrung mit Roxor ungefähr bei 1200 kg/cm² rechnungsmäßiger Eisenbeanspruchung eingetreten sind, wurde die *zulässige Zugbeanspruchung* der Bewehrungseisen Roxor mit rund 1900 kg/cm² festgesetzt.

In besonderen Fällen (Wasserbehältern) kann demnach durch Herabsetzung der zulässigen Zugbeanspruchung der Bewehrungseisen Roxor auf 1200 kg/cm² eine absolute Rißsicherheit erzielt werden, die bei einer Bewehrung mit Stahl C 38 nur bei einer Herabminderung der zulässigen Zugbeanspruchung auf 850 kg/cm² erreichbar ist.

Zufolge der größeren Haftfestigkeit der Bewehrungseisen Roxor können diese bei verhältnismäßig geringer Vergrößerung der üblichen Einbettungslänge *auch* ohne Haken verwendet werden. Diese Eigenschaft wird sie an Stellen großer Eisenanhäufung dem Konstrukteur besonders wertvoll erscheinen lassen.

Die Bewehrungseisen Roxor werden von D = 8 mm bis D = 70 mm in Längen bis zu 35 m bezw. 25 m gewalzt. Ihr Einheitspreis für 1 q beträgt im Durchschnitt 178 Kč, jener der Bewehrungseisen aus Stahl C 38 147 Kč

Außer auf hüttenmännischem Wege durch geeignete Materialzusammensetzung läßt sich Stahl mit hochliegender Streckgrenze auch auf mechanischem Wege aus gewöhnlichem Flußstahl durch Kaltstreckung erzeugen. Diese Tatsache konnte im Eisenbetonbau lange nicht ausgenützt werden, weil der einfache Stab nicht auf seiner ganzen Länge und im ganzen Querschnitt gleichmäßig gestreckt werden konnte. Diese Mängel sind erst bei der Herstellung von *Isteg-Stahl* fast gänzlich beseitigt worden (Fig. 2).

Zwei nebeneinander liegende, an den beiden Enden ortsfest eingespannte Rundeisenstäbe aus gewöhnlichem Stahl C 38 werden in kaltem Zustand durch eine

besondere Maschine in Schraubenlinienform von bestimmter Ganghöhe — unter Beibehaltung gleicher Länge des Verbundstabes — verwunden und vorgestreckt. Die Streckung erfolgt über die ganze Länge des Einzelstabes gleichmäßig und kann jederzeit aus der Ganghöhe der Schraubenwindung festgestellt werden. Nachdem eine Verlängerung der Achse des Verbundstabes nicht eintritt, so ist auch der Nutzquerschnitt des Verbundstabes konstant und gleich dem Gesamtquerschnitt der beiden nicht verwundenen Rundeisenstäbe. Dieser Herstellungsprozeß gewährleistet demnach die gleichmäßige Festigkeit und Einheitlichkeit des Materials und ist gleichzeitig eine Güteprobe, da minderwertiges Material durch diese Behandlung äußerlich erkennbaren Schaden nehmen würde.

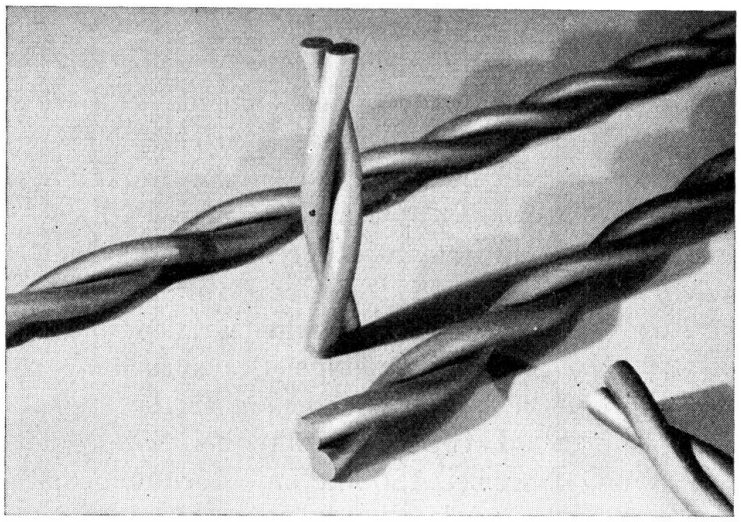

Fig. 2.

Aus zahlreichen Versuchen wurde festgestellt, daß dieser Verwindungsprozeß eine Hebung der Streckgrenze um 40—50 % unter gleichzeitiger ungefähr 10 %iger Erhöhung der Zugfestigkeit bewirkt. Der Elastizitätskoeffizient nimmt dagegen mit dem Grade der Verwindung ab und beträgt bei einer Ganghöhe gleich dem 12,5-fachen Durchmesser des Einzelrundeisens rund 80 % des Elastizitätskoeffizienten vom geraden Eisen. Die Bruchdehnung des Istegstahles beträgt ungefähr die Hälfte derjenigen bei gewöhnlichem Stahl C 38. Bei der Beurteilung der Elastizitätskoeffizienten von Istegstahl und gewöhnlichem Flußstahl C 38 ist zu beachten, daß beim verwundenen Istegstab nicht nur die Längenänderungen, sondern auch gewisse Lagerveränderungen der Einzelstäbe gegeneinander eine Rolle spielen (Seilwirkung). Damit hängt wohl auch die Beobachtung zusammen, daß das Absinken des Elastizitätskoeffizienten im Bereich der niedrigen Spannungen etwas stärker ist als bei höheren Beanspruchungen.

Nachdem die Streckgrenze des Istegstahls bei dem stetigen Verlauf der Spannung — Dehnungskurve nicht so ausgeprägt erscheint wie bei gewöhnlichem Stahl C 38 und da der Bruch erst bei einer Gesamtdehnung von 0,4 % eintritt, wurde bei Istegstahl 0,3 % Gesamtdehnung als bestimmend für die Streckgrenze angenommen. Die Ursprungsfestigkeit von Istegstahl beträgt bei 2 Millionen Lastwechseln (350 in der Minute) 2400 bis 2500 kg/cm². Die

Befürchtung, daß die Streckung des Istegstahles bei wiederholten Stoßwirkungen nachteilig wirkt, ist deshalb unbegründet. Auch die Haftfestigkeit des Istegstahles wurde im Mittel um etwa 25 % größer als jene des gewöhnlichen Rundeisens aus Stahl C 38 festgestellt. Was die Rißsicherheit anbetrifft, so ist nach den durchgeführten Versuchen der Istegstahl dem Bewehrungseisen aus gewöhnlichem Flußstahl C 38 überlegen, obwohl die Feststellung der ersten Haarrisse in Eisenbetonkonstruktionen nur mit großer Vorsicht zu verwenden ist. Tatsache ist aber, daß die Risse bei einer Bewehrung mit Istegstahl gleichmäßig über die ganze Länge verteilt auftraten und auch bei steigender Belastung bedeutend feiner blieben als bei einer Bewehrung mit Stahl C 38, wo vereinzelte Risse auftraten, die sich bei zunehmender Belastung erheblich erweiterten.

Auf Grund der durchgeführten Versuche konnte deshalb für den Istegstahl unter Zugrundelegung einer *Mindeststreckgrenze von 3600 kg/cm²* bei einer Gesamtdehnung von 0,3 %, einer Mindestfestigkeit von 4000 kg/cm² und einer Bruchdehnung von mindestens 10 % *eine zulässige Zugbeanspruchung von 1800 kg/cm²* vorgeschrieben werden. Hiebei ist für die Querschnittsbemessung das Verhältnis der Elastizitätskoeffizienten von Stahl und Beton mit $n = 15$ anzunehmen, während elastische Formänderungen, sowie statisch unbestimmte Größen, mit $n = 8$ zu berechnen sind. Schweißungen und Warmbiegungen sind unzulässig. Im übrigen gelten für Istegstahl dieselben Konstruktionsgrundsätze (Haftlänge, Hakenbildung und ähnliches) wie für Bewehrungseisen aus gewöhnlichem Flußstahl C 38.

Die Bewehrungseisen aus Istegstahl werden von 5,5 mm bis 30 mm Durchmesser in Längen bis zu 30 m hergestellt. Ihr Einheitspreis für 1 q beträgt im Durchschnitt 168 Kč, jener der Bewehrungseisen aus Stahl C 38 147 Kč.

Zufolge der angeführten Güteeigenschaften und Eigentümlichkeiten der beiden Bewehrungseisen *Roxor* und *Isteg* ist ihnen eine wirtschaftliche und technische Überlegenheit gegenüber der normalen Bewehrung mit Rundeisenstäben aus gewöhnlichem Flußstahl C 38 zuzusprechen. Die hohe Streckgrenze steigert die Tragfähigkeit der Betonkonstruktionen und bedingt eine bedeutende Ersparnis an Querschnitt und Gewicht des Bewehrungsmaterials und damit entsprechend auch an Frachtkosten, an Schneide-, Biege- und Verlegelohn. Das Verlegen auf dem Bau ist günstiger wegen des kleineren Gewichtes und wegen der Unmöglichkeit einer Verwechslung von normalem und hochwertigem Baustahl; auch ist hochwertiger Zement für diese Bewehrungsstähle nicht Bedingung. *Trotz der höheren Einheitspreise kommt eine Ersparnis von rund 20 % der Volkswirtschaft zugute.*

Die weitgehende Erschließung der Anwendung hochwertiger Baustähle beim Bau von Eisenbetonbrücken begann in der Tschechoslovakei im Jahre 1931 durch die Einführung des „*Isteg*"-Stahles.

Eine der ersten Anwendungen erfolgte beim Bau der *Brücke über den Waagfluß in Pieštany* (Fig. 3). Sie verbindet den Ort Pieštany am rechten Flußufer mit den Thermalquellen und den Heilanstalten auf der Insel und dient ausschließlich dem Badeverkehr. Die ganze Brückenplanung ist an und für sich schon dadurch ganz eigenartig, daß es sich um eine teilweise gedeckte

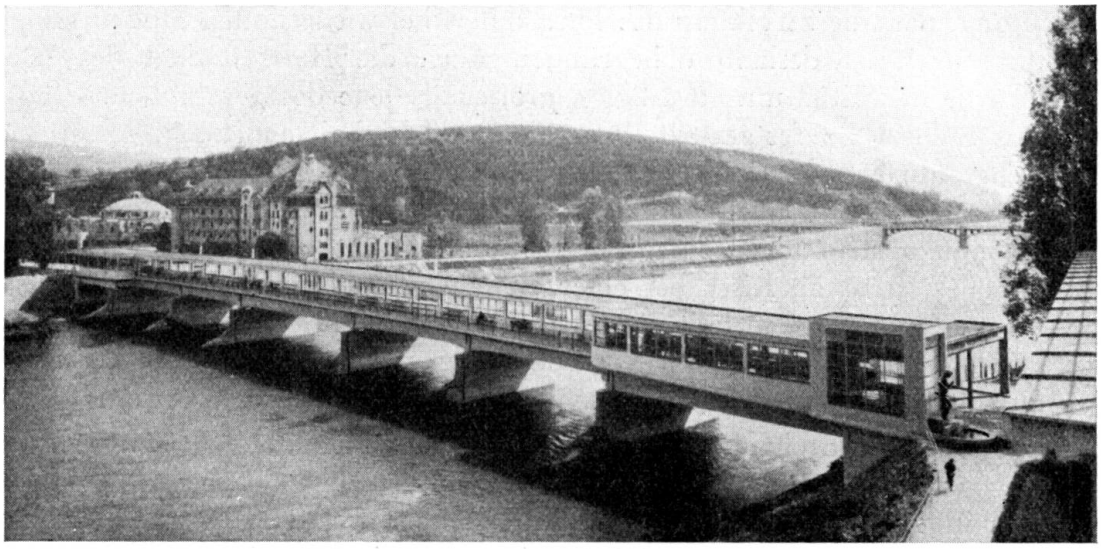

Fig. 3.

Brücke handelt, die in ihrer gedeckten Hälfte eine Kolonnade für die Badegäste bildet (Fig. 4).

Die Brücke ist 148 m lang und hat sieben Öffnungen, die mittlere von 28 m Länge, alle übrigen von 20 m Länge. Die Tragkonstruktion bilden je

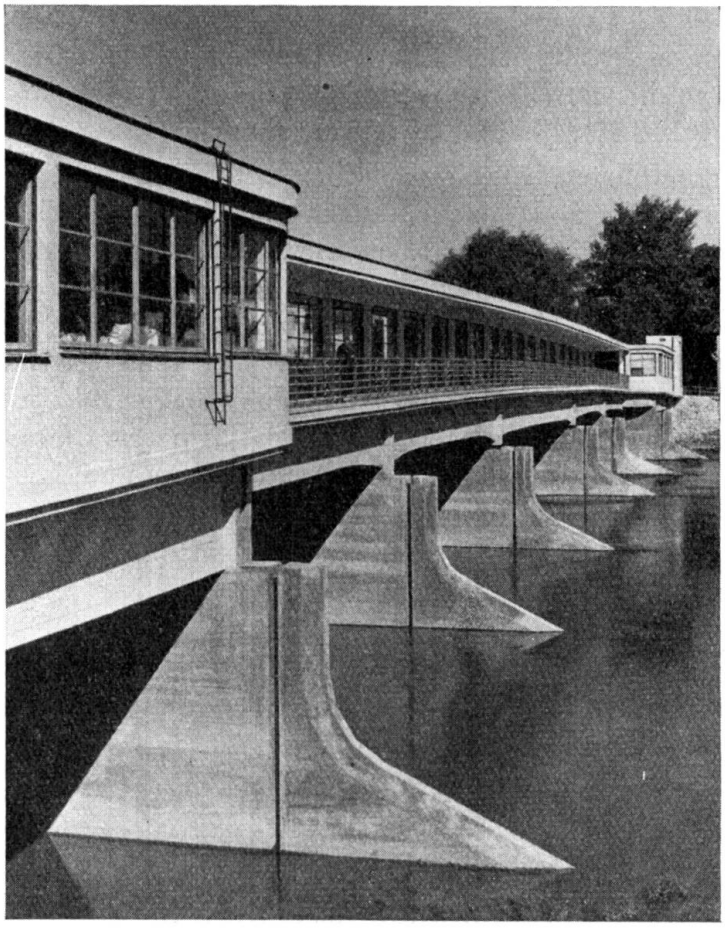

Fig. 4.

über drei Felder durchlaufende Plattenbalken aus Eisenbeton, die mit Ausnahme der Endwiderlager mit den Pfeilern rahmenartig verbunden und an ihren beiden Enden mit Kragarmen versehen sind, die einerseits 4,3 m weit über die Endwiderlager hinaus reichen, während die in die Mittelöffnung reichenden Kragarme zur Auflagerung der 20 m langen Einhängeträger dienen.

Die lichte Breite der Brücke in den fünf mittleren Öffnungen beträgt 12,34 m, wovon 5,00 m auf die asphaltierte Fahrbahn entfallen und 6,40 m auf die nutzbare Breite des gedeckten Säulenganges (Fig. 5). Die in der Mitte des breiten Gehweges 5 m von einander entfernt stehenden Säulen sind oben durch einen das Eisenbetondach tragenden Balken verbunden. Durch die Anwendung von Glaswänden wird der gedeckte Gehweg in zwei selbständige Teile

Fig. 5.

zerlegt, so daß die Badegäste beim Übergang über den Fluß bei Benützung der windgeschützten Hälfte jederzeit vor Wind und Wetter geschützt sind. In den Endfeldern münden die beiden Kolonnaden in eine gemeinsame, allseitig geschlossene Halle, in welcher ständige Ausstellungen des tschechoslovakischen Kunstgewerbes untergebracht sind. Aus diesem Grunde ist die Brücke in diesen Feldern durch Hinzufügung eines Plattenbalkens um 2,5 m verbreitert.

Außer der Nutzlast von 4 t-Wagen bezw. 400 kg/m² Grundrißfläche wird die Tragkonstruktion der Brücke durch die schweren Aufbauten außerordentlich stark belastet. Die Anwendung des „Isteg"-Stahles als Bewehrungsmaterial (Fig. 6) bot daher hier die Möglichkeit, die äußeren Abmessungen des Eisenbetontragwerkes zu verringern und dadurch namhafte Ersparnisse zu erzielen.

Der Gesamtverbrauch an Baumaterialien betrug rund 30 Waggons Eisen, 10 Waggons Bauximent und 100 Waggons Portlandzement. Verarbeitet wurden ungefähr 4000 m³ Beton und 1000 m³ Holz.

Eine der interessantesten Ausführungen unter Verwendung von „Isteg"-Stahl als Bewehrungsmaterial im Brückenbau bietet der *Bau der Staatsstraßenbrücke*

über den Střelafluß in Plasy bei Pilsen (Fig. 7), wo an Stelle der alten eisernen Fachwerkkonstruktion eine neue Eisenbeton-Balkenbrücke von 30,58 m Stützweite ausgeführt wurde.

Fig. 6.

Die Tragkonstruktion besteht aus vollwandigen Trägern mit versenkter Fahrbahn. Die lichte Breite der Brücke zwischen den beiden Hauptträgern beträgt 6,00 m, wovon 5,20 m auf die gepflasterte Fahrbahn und je 0,40 m auf den beiderseitigen Schrammbord entfallen. Außerhalb der Hauptträger sind beiderseitig auf Konsolen Gehwege von 1,30 m lichter Breite angeordnet (Fig. 8a, b).

Die Höhe der 76 cm breiten Tragwände beträgt 2,80 m d. h. rund $^1/_{11}$ der Spannweite. Die Hauptträger ragen um 1,30 m über die Gehwege und die Schrammborde, so daß sie größtenteils durch die 1,10 m hohen Geländer verdeckt werden. Die Querträger der im Grundriß schiefen Brücke liegen in Abständen von 1,39 m rechtwinklig zu den beiden Hauptträgern. Zur Herabminderung des Eigengewichtes sind im mittleren Teil der Hauptträger Aussparungen angeordnet.

Fig. 7.

Die Fahrbahnplatte und die Querträger sind mit gewöhnlichen Rundeisen aus Stahl C 38 bewehrt, während für die Zugbewehrung der Hauptträger „Isteg"-Eisen von 30 mm Durchmesser verwendet wurden. Die Eisen wurden in voller Länge angeliefert, so daß Stoßverbindungen nicht erforderlich waren. Die größte Länge der in einem Stück eingebauten „Isteg"-Eisen betrug 38,59 m.

Die Fahrbahnplatte und die Querträger wurden unter Berücksichtigung des Stoßzuschlages mit einer zulässigen Betonbeanspruchung von 48 kg/cm² und

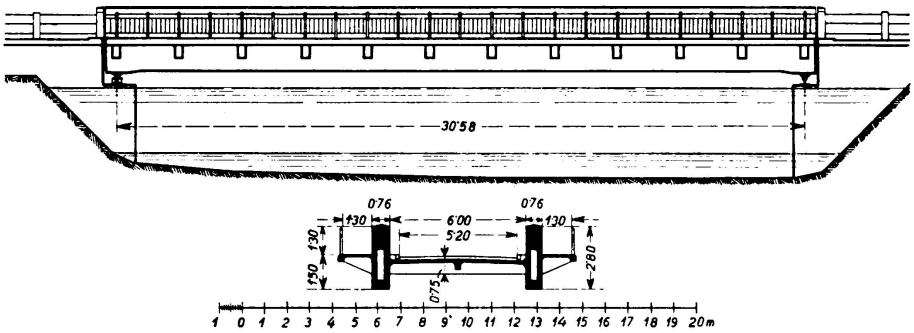

Fig. 8a.

einer zulässigen Eisenspannung von 1200 kg/cm² bemessen. In den Hauptträgern betrugen die größten Spannungen 69,4 kg/cm² (zulässig 70 kg/cm²) bezw. 1662 kg/cm² (zulässig 1800 kg/cm²). Zur Vermeidung von Zugrissen in den Hauptträgern wurden um die Zugbewehrung außer den Bügeln Drahtgewebe eingelegt, welche den Zugwiderstand der Deckschichte vergrößern sollen.

Als Belastungsannahmen waren die tschechoslovakischen Vorschriften für die Belastung von Straßenbrücken 1. Klasse maßgebend, also 22 t-Dampfpflug und Menschengedränge von 500 kg/m².

Die vorgeschriebene Würfeldruckfestigkeit des Betons nach 28-tägiger Erhärtung betrug für die Fahrbahn- und Gehwegkonstruktion 170 kg/cm², für die

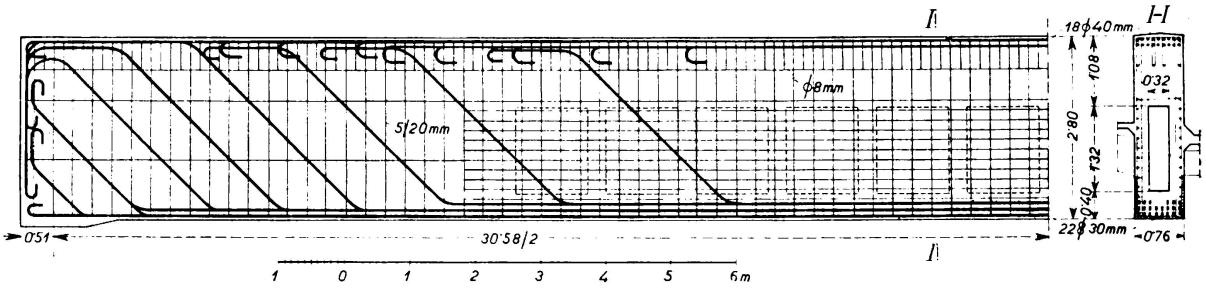

Fig. 8b.

Hauptträger 330 kg/cm². Erreicht wurden bei der Ausführung 334 kg/cm² bezw. 486 kg/cm², wobei der Zementzusatz 250 kg bezw. 420 kg Portlandzement auf 1 m³ trockenes Gemenge von Sand und Schotter und der Körnungsmodul der Zuschlagstoffe 5,70 bezw. 6,30 betrug.

Das Ergebnis der Güteproben der verwendeten Stahlsorten ist in Tabelle III zusammengestellt.

Tabelle III.

Güteproben der beiden Stahlsorten	Bewehrungseisen aus „Isteg"-Stahl	Bewehrungseisen aus Stahl C 38
Streckgrenze in kg/mm²	40,7	29,2
Festigkeit in kg/mm²	48,6	46,1
Dehnung in %	15,2	28,6
Einschnürung in %	52,6	58,6

Die Belastungsprobe der Brücke wurde mit vier Fahrzeugen von je 12 t Gewicht durchgeführt. Die größte elastische Durchbiegung der Hauptträger betrug hiebei 2,60 mm gegenüber der berechneten von 3,10 mm, die der Querträger 0,15 mm gegenüber der berechneten von 1,30 mm. Bleibende Durchbiegungen wurden keine festgestellt.

Pro 1 m² Grundrißfläche der Brücke beträgt der gesamte Betonverbrauch 38,5 cm, der gesamte Eisenverbrauch 133 kg; hievon entfallen 48 kg auf „Isteg"-Stahl, der Rest auf gewöhnliches Rundeisen C 38.

Außer dem künstlich durch Kaltstreckung aus gewöhnlichem Baustahl C 38 erzeugten „Isteg"-Stahl wird in der Tschechoslovakei seit dem Jahre 1933 der durch hüttenmännische Erzeugung auf natürlichem Wege erzeugte „Roxor"-Stahl als Bewehrungsmaterial in Eisenbetonbauten verwendet.

Eine der ersten Anwendungen erfolgte beim *Bau der Brücke über die Svratka in Brünn* (Fig. 9) im Zuge der Wiener Staatsstraße von 31,20 m schiefer Lichtweite.

Für die Wahl des Tragsystems und für die Ausarbeitung des Brückenprojektes war die geringe zur Verfügung stehende Konstruktionshöhe, sowie die Bedingung

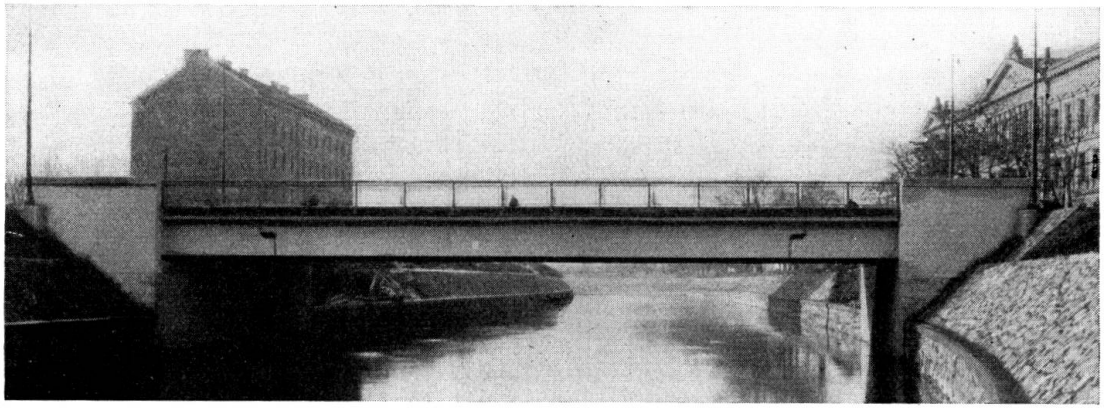

Fig. 9.

maßgebend, daß die Brücke jederzeit beiderseits verbreitbar sein muß und die Geleise der städtischen Straßenbahn beliebig verlegt werden können. Schließlich wurde verlangt, daß sämtliche Bewehrungseisen über Hochwasser liegen müssen.

Mit Rücksicht auf das Stadtbild wurden als Tragkonstruktion durchlaufende Plattenbalken über drei Felder mit Gelenken in der Mittelöffnung gewählt (Fig. 10a, b, c). Dadurch blieb der bei den durchlaufenden Trägern erzielte

Vorteil der Verringerung der Biegungsmomente in der Brückenmitte gewahrt, wogegen die Nachteile, die bei etwaigen Stützsenkungen zu befürchten waren, vermieden wurden.

Der eingehängte Träger in der 32,20 m weiten Mittelöffnung hat 22,80 m Stützweite. Die Lage der Gelenke in der Mittelöffnung, sowie die Spannweite

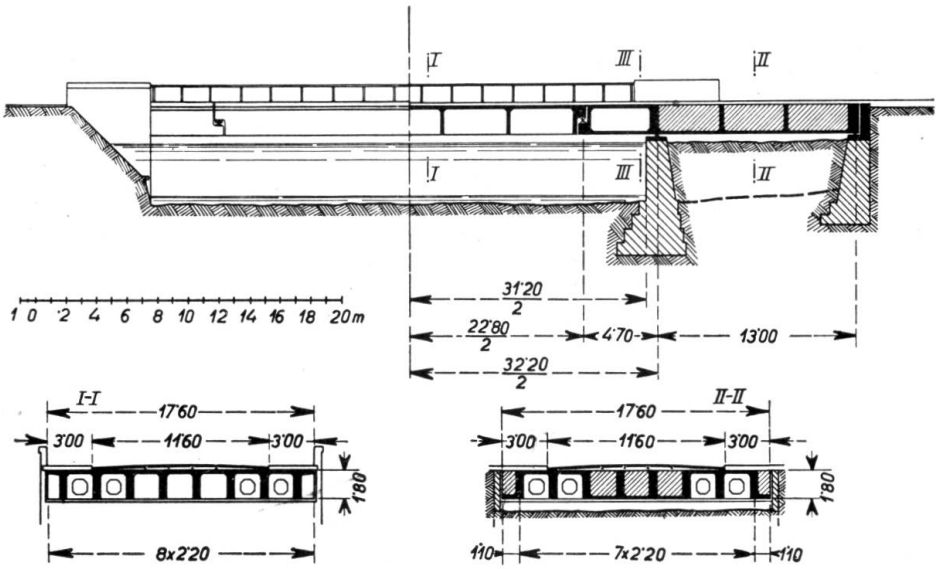

Fig. 10a.

der beiden Randfelder, welche zufolge der Flußregulierung zugeschüttet wurden, wurde derart gewählt, daß das positive Feldmoment des eingehängten Trägers gleich wurde den negativen Momenten über den beiden Mittelstützen. Dies ergab eine Länge der Kragarme von 4,70 m und eine Spannweite der beiden Randfelder von 13,00 m. Dadurch war es möglich mit einer Konstruktionshöhe von

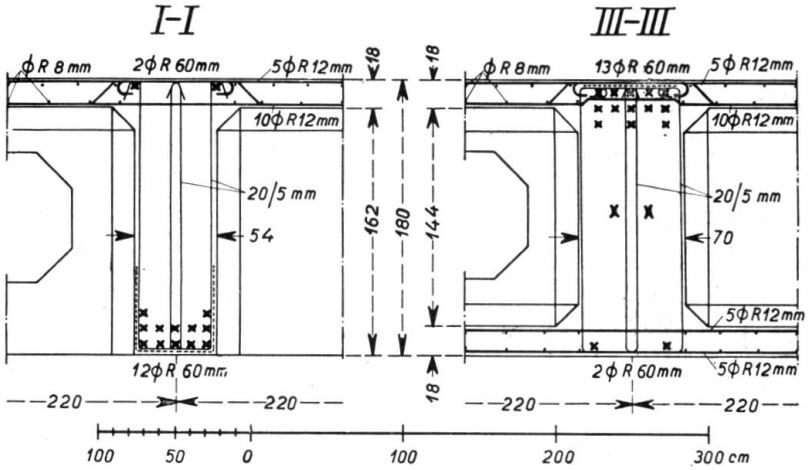

Fig. 10b.

1,80 m, d. h. ungefähr $^1/_{18}$ der Spannweite der Mittelöffnung bezw. $^1/_{13}$ der Spannweite des eingehängten Trägers, auszukommen. Um bei Vollbelastung des Mittelfeldes eine 1,4fache Sicherheit gegen Kippen gewährleisten zu können, wurden die Randfelder in den Teilen, welche nicht durch Leitungen in Anspruch genommen waren, kastenförmig ausgebildet und mit Füllbeton belastet.

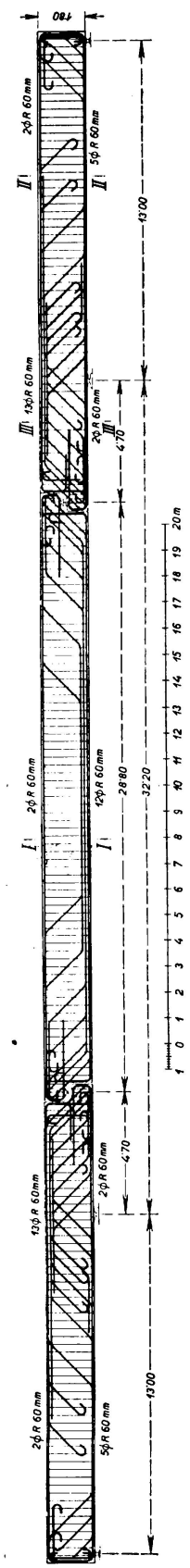

Fig. 10 c.

Die lichte Breite der Brücke beträgt 17,60 m, wovon 11,60 m auf die gepflasterte Fahrbahn und je 3,00 m auf die beidseitigen Gehwege entfallen. Insgesamt sind 8 Plattenbalken in 2,20 m gegenseitiger Entfernung angeordnet.

Die Schienenunterlage besteht aus einer 13 mm starken, stoßdämpfenden „Contravibron"-Platte zwischen 3 mm starken Bleiplatten.

Die statische Berechnung der Brücke erfolgte außer für die Belastung von Straßenbrücken I. Klasse gemäß der tschechoslovakischen Vorschrift, einerseits für 22 t schwere, von elektrischen Lokomotiven gezogene Eisenbahnwagen, anderseits für 21 t schwere Spritzwagen oder Motorwagen mit 13 t schweren Anhängewagen der elektrischen Straßenbahn. Überdies dient die Brücke zur Überführung von drei Wasserleitungsrohren, der Gasleitung, sowie von Elektrizitäts- und Telefonkabeln. Aus diesem Grunde, sowie um den Zutritt zu den Gelenken im Mittelfeld zu ermöglichen, wurden in den Querversteifungen der Hauptträger Öffnungen ausgespart.

Mit Ausnahme der Bügel sind sämtliche Bewehrungseisen der Brücke aus „Roxor"-Stahl (Fig. 11 und 12). Der Vorteil der Anwendung dieses hochwertigen Materials liegt in der Verringerung der erforderlichen Querschnittfläche der Bewehrungseisen und der besseren Ausnützung der zur Verfügung stehenden Konstruktionshöhe, da bei Anwendung von Bewehrungseisen aus gewöhnlichem Baustahl C 38 mindestens vier Reihen Eiseneinlagen erforderlich wären, wodurch die ideelle Querschnittshöhe verringert worden wäre.

Die größte Betonbeanspruchung der 18 cm dicken Fahrbahnplatte beträgt 42,2 kg/cm², die größte Eisenbeanspruchung 1623 kg/cm². In den Hauptträgern betragen die größten Spannungen 69,2 kg/cm² (zulässig 70 kg/cm²) bezw. 1750 kg/cm² (zulässig 1900 kg/cm²).

Zur Vermeidung von Zugrissen wurden an den Orten der größten Zugspannungen, d. h. im unteren Teile der Einhängeträger, sowie im oberen Teile der Balken über den Mittelpfeilern, um die Bewehrungseisen geschweißte Drahtgeflechte eingelegt.

Die vorgeschriebene Würfeldruckfestigkeit des Tragwerkbetons betrug nach 28-tägiger Erhärtung 330 kg/cm². Erreicht wurde bei der Ausführung bei einem Zementzusatz von 350 kg Portlandzement auf 1 m³ trockenes Zuschlagmaterial vom Körnungsmodul 6,06 eine Würfelfestigkeit von 431 kg/cm².

Das Ergebnis der Güteproben des verwendeten „Roxor"-Stahles beträgt:

Streckgrenze durchschnittlich	41,1 kg/mm²
Festigkeit durchschnittlich	59,2 kg/mm²
Dehnung durchschnittlich	24,4 %
Einschnürung durchschnittlich	54,2 %.

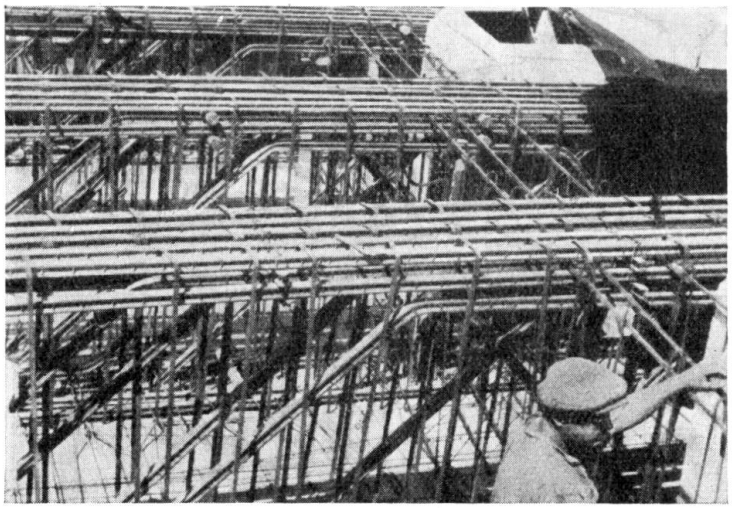

Fig. 11.

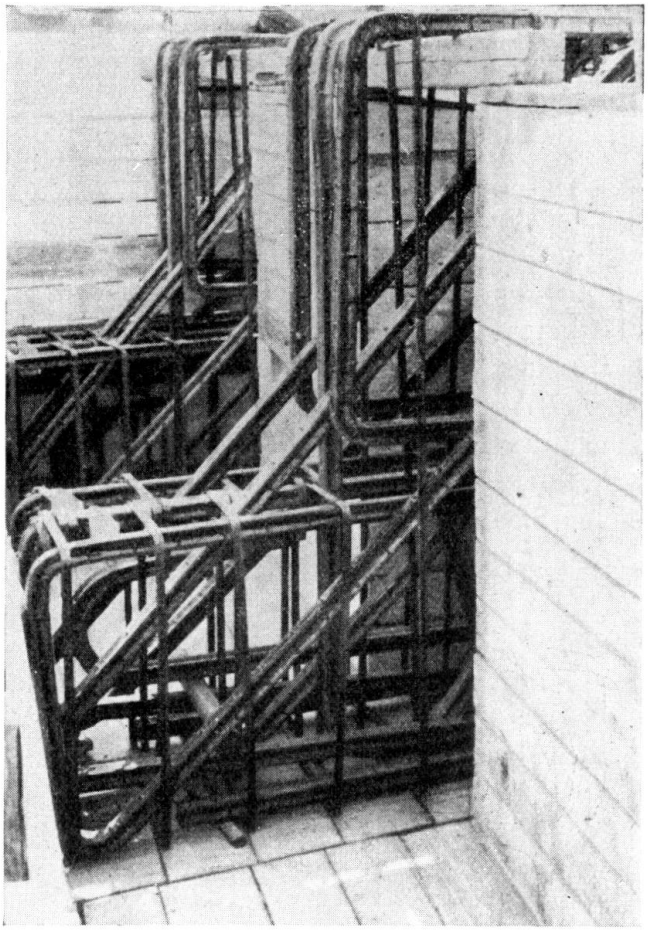

Fig. 12.

Bei der Ausführung des Baues wurde darauf Rücksicht genommen, daß sich das Gerüst unter den Betonmassen setzt. Deshalb wurde der Betonierungsvorgang derart eingerichtet, daß die Querschnitte der größten Biegungsmomente zuletzt betoniert wurden. Dies gilt hauptsächlich von den Querschnitten über

den beiden Mittelpfeilern, sowie vom Mittelquerschnitt der Einhängeträger. Nachdem die Brücke schief (d = 81° 30′) und verhältnismäßig breit ist, wurden die Einhängeträger im Mittelfeld erst nach erfolgter Ausrüstung der Randfelder und Kragträger betoniert. Dadurch wurde vermieden, daß etwaige Verdrehungen in der Querrichtung in das Mittelfeld übertragen wurden.

Bei der Belastungsprobe der Brücke wurden verwendet: 2 Spritzwagen der elektrischen Straßenbahn von je 21 t Gewicht, 2 Motorwagen von je 20,5 t Gewicht, 1 Benzinwalze von 14 t Gewicht, 1 Naphtawalze von 12 t Gewicht, sowie Pflastersteine auf den Gehwegen von 85,5 t Gewicht. Die gesamte Probelast betrug demnach 180,5 t. Die größte elastische Durchbiegung der Hauptträger unter den Geleisen betrug hiebei 2,35 mm, gegenüber der berechneten von 4,47 mm, die der übrigen Hauptträger 2,05 mm gegenüber 2,90 mm. Das Ergebnis der Belastungsprobe war demnach ein äußerst befriedigendes.

Pro 1 m² Grundrißfläche der Brücke beträgt der gesamte Betonverbrauch — ausschließlich des Füllbetons — 79 cm, der gesamte Eisenverbrauch nur 128 kg; hievon entfallen 10 kg auf die Bügelbewehrung aus gewöhnlichem Baustahl C 38, der Rest auf „Roxor"-Stahl.

Zusammenfassung.

Von theoretischen Erwägungen ausgehend, behandelt der Bericht die beiden in der Tschechoslovakei im Eisenbetonbau angewandten hochwertigen Stahlsorten „Roxor" und „Isteg", deren hochliegende Streckgrenze beim „Roxor"-Stahl auf natürlichem Wege durch hüttenmännische Herstellung und beim „Isteg"-Stahl künstlich durch Kaltstreckung erzielt wird.

Der Bericht beschreibt ferner die Anwendung von „Isteg"- und „Roxor"-Stahl beim Bau einiger Staats-Straßenbrücken.

IIc 2

Anwendung des hochwertigen Stahles im Eisenbetonbau.

Application de l'acier à haute résistance dans le béton armé.

Use of High-Grade Steel in Reinforced Concrete.

Dr. Ing. W. Gehler,
ord. Professor an der Technischen Hochschule,
Direktor beim Staatl. Versuchs- und Materialprüfungsamt, Dresden.

Während im Stahlbau die Sicherheit von Tragwerken aus *hochwertigem Baustahl* im Vergleich zu *Handelsbaustahl*[1] verhältnismäßig einfach zu beurteilen ist, führt die gleiche Aufgabe im Eisenbetonbau wegen des Verbundes von Beton und Eisen zu einem vielseitigen Problem, das nur durch gründliche Versuche geklärt werden kann. Einen wesentlichen Beitrag hierzu liefern die Versuchsreihen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (insbesondere auch die Dresdner Versuche), über deren Erkenntnisse hier berichtet werden soll.

A. Der hochwertige Baustahl im Stahlbau.

Zur *Kennzeichnung des einen maßgebenden Elementes, des Baustahles mit seinen Kennziffern,* und zugleich zur *Darlegung des Unterschiedes zwischen Stahlbau und Eisenbetonbau* empfiehlt es sich, zunächst unsere heutige Auffassung über die *Verwendung des hochwertigen Baustahles im Stahl-Hoch- und Brückenbau kurz darzulegen.*

I. Der hochwertige Baustahl St. 52 bei ruhender oder vorwiegend ruhender Belastung, also bei stählernen Hochbauten und bei stählernen Straßenbrücken.

Während der Mindestwert der Zugfestigkeit z. B. $\sigma_B = 52$ kg/mm² oder 37 kg/mm² allgemein zur Benennung der Stahlsorte dient (z. B. St. 52 oder St. 37), bildet die Grundlage für die zulässigen Beanspruchungen beider Sorten das Verhältnis der jeweiligen *Streckgrenze*

$$\sigma_{zul\,52} : \sigma_{zul\,37} = \sigma_{s\,52} : \sigma_{s\,37} = 36 : 24 = 3 : 2 \qquad (1)$$

so daß sich für $\sigma_{zul\,37} = 1400$ kg/cm² entsprechend

$$\sigma_{zul\,52} = 2100 \text{ kg/cm}^2 \qquad (2)$$

ergibt. Die volle Ausnutzung des Vorteiles der um 50 % höheren zulässigen Spannung bei St. 52 ist aber leider auf zwei Teilgebieten der statischen Unter-

[1] Handelsbaustahl ist ein Flußstahl mit einer Mindest-Zugfestigkeit von 37 kg/mm², einer Höchstzugfestigkeit von 50 kg/mm², einer Mindestbruchdehnung von 18 % am langen Normalstab und muß dem Faltversuch mit einem Dorndurchmesser D = 2a, Biegewinkel 180° genügen. (Für Handelsbeton-Rundeisen werden diese Abnahmewerte noch nicht gewährleistet.)

suchung nicht möglich, weil das Elastizitätsmaß $E = 2\,100\,000$ kg/cm² für alle Baustahlsorten praktisch gleich groß ist.

a) Obwohl die Durchbiegung f im allgemeinen durch Vorschriften nicht begrenzt ist, besteht doch der Nachteil, daß sie bei gleichbleibendem Trägerquerschnitt proportional mit der Spannung wächst, weil z. B. beim freigestützten Balken von der Höhe h $\left(\text{mit } M = \sigma \cdot W = \sigma \cdot \frac{2\,J}{h}\right)$ die Durchbiegung

$$f = \frac{5}{48} \cdot \frac{Ml^2}{EJ} = \frac{5}{24} \cdot \frac{l^2}{h} \cdot \frac{\sigma}{E} \tag{3}$$

ist, was sich besonders im Hochbau ungünstig auswirkt.

b) Da die Knicklast im Eulerbereich $P_k = \frac{\pi^2 EJ}{s_k^2}$, also bei einer bestimmten Stablänge s_k für alle Stahlsorten gleich groß ist, bringt *hochwertiger Baustahl* bei schlanken Druckstäben (mit $s_k : i < 100$) keinen Vorteil.

Die Hauptvorteile des hochwertigen Baustahles bestehen in der Verminderung des Eigengewichtes besonders bei größeren Stützweiten (z. B. um 26 % bei der kleinen Beltbrücke mit $l = 200$ m), und damit in der Möglichkeit, z. B. sehr große Kohleförderbrücken auf wenig festem Baugrund überhaupt auszuführen, endlich in der Gewichts- und Zoll-Verminderung bei Ausfuhrwaren.

Als einfache Kennziffer der Baustahlgüte statisch beanspruchter Bauwerke wird die Bruchdehnung δ_B deshalb angenommen, weil sie, ähnlich wie das Verhalten beim Faltversuch, die *Zähigkeit bei Kaltbearbeitung in der Werkstatt und an der Baustelle* kennzeichnet. Aus den Spannungs-Dehnungs-Linien des Zugversuches der Fig. 1 (s. auch Übersicht I), geht hervor, daß für die üblichen

Übersicht I.

Art des Stahles	Bruchfestigkeit σ_B (kg/mm²)	Streckgrenze σ_S (kg/mm²)	Dehnung δ_B %	Einschnürung %	Güteziffer $\sigma_B \cdot \delta_B$ (kg/cm³)	Bezogene Formänderungsarbeit: Brucharbeit A_B (kg cm/cm³)	Bezogene Formänderungsarbeit: Arbeitsvermögen A_{ges} (kg cm/cm³)	$\frac{A_B}{\sigma_B \cdot \delta_B}$
St. 37 (min)	42,8	31,0	18	59,7	770	490	650	0,637
St. 37 (max)	42,8	31,0	30	59,7	1284	860	1180	1,11
St. 48	56,8	33,9	21	48,7	1193	760	1000	0,637
St. 52	56,0	38,2	26,5	59,5	1484	910	1280	0,614
St. 52	56,4	42,5	27	56,0	1523	940	1290	0,617
								i. M. rd. ²/₃

Baustahlsorten die Fläche der bezogenen Formänderungsarbeit (bis zum Punkt B der Zugfestigkeit) im Mittel

$$A_B = {}^2/_3\, \sigma_B \cdot \delta_B \tag{4}$$

ist, und daß daher die Fläche des umschriebenen Rechteckes

$$A = \sigma_B \cdot \delta_B, \tag{5}$$

die sogenannte Brucharbeit, als eine *praktische Güteziffer für die Zähigkeit des Baustahles* gelten kann, die hier nach Übersicht I zwischen 800 und 1500 kg/cm² schwankt.[2]

II. Der hochwertige Baustahl St. 52 bei häufig wechselnder Belastung genieteter Brücken unter Eisenbahngleisen.

Während der dynamische Einfluß bei Straßenbrücken durch reichliche Annahmen der Verkehrslasten und durch Multiplikation der von ihnen hervorgerufenen Stabkräfte und Momente mit einer Stoßzahl φ in Abhängigkeit von der Stützweite l (wobei $\varphi = 1{,}4 - 0{,}0015\ l$ ist) hinreichend berücksichtigt,[3] die Untersuchung also lediglich für statische Lasten durchgeführt werden kann, ist bei Eisenbahnbrücken die Dauerfestigkeit der genieteten oder geschweißten

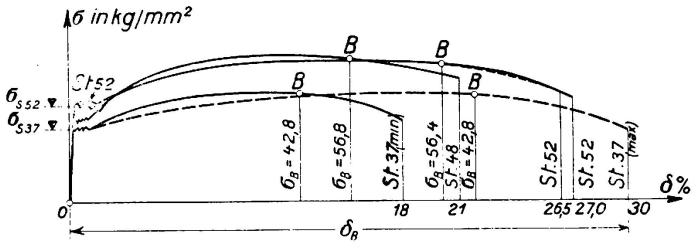

Fig. 1. Die Spannungs-Dehnungslinie für verschiedene Stahlsorten.

Stabverbindungen maßgebend.[4] Ihre Sicherheit beruht daher auf der *statistischen* Grundlage, weil die Ermüdung beim Dauerversuch durch die Anzahl n der Lastwechsel und in der Brücke durch die Zahl der Zugüberfahrten gekennzeichnet wird. Die *Dauerfestigkeit* hängt aber sehr stark von der Beanspruchungsart ab, z. B. auf Wechsel-, Ursprungs- oder Schwellfestigkeit, oder auch von dem *Verhältnis der Grenzwerte der Stabkräfte.*

$$\xi = S_{min} : S_{max}. \tag{6}$$

Nach den Ergebnissen der Versuche steht die Dauerfestigkeit σ_D der genieteten Stabverbindungen bei St. 52 und St. 37 nicht mehr im Verhältnis der Streckgrenzen (s. Gl. 1) und damit auch nicht der jeweils zulässige Wert $\sigma_{D\,zul}$, *der bei St. 52 nur zu 1800 kg/cm², dagegen bei St. 37 wiederum zu 1400 kg/cm²* anzunehmen ist. Wesentlich ist die Erkenntnis, daß hier *für die Beurteilung der Sicherheit die Streckgrenze ausscheidet,* an deren Stelle die sogen. *Kohäsions- oder Trennfestigkeit* tritt, und daß die *Sicherheit nur auf Grund von Dauerversuchen* festgestellt werden kann.

III. *Bei geschweißten Stabverbindungen* sowohl bei Hochbauten, als auch bei Straßen- und Eisenbahnbrücken aus Baustahl müssen auf Grund der Versuche die zulässigen Beanspruchungen mit Rücksicht auf die verschiedenen Formen der Schweißnähte noch verschieden stark durch eine *Formziffer* α abge-

[2] S. *W. Gehler:* Die Entwicklung und Bedeutung der hochwertigen Baustähle im Eisenbau und Eisenbetonbau. Weltingenieur-Kongreß Tokio 1929, Paper Nr. 218.

[3] S. *W. Gehler:* Taschenbuch für Bauingenieure, V. Aufl., II. Bd., S. 375 (Berlin 1928, Julius Springer).

[4] S. *W. Gehler:* Diskussions-Beitrag zu IIIb.

mindert werden, je nachdem es sich um Stumpf- oder Kehlnähte (Stirn- oder Flankennähte) und um eine landläufige oder eine besonders sorgfältige Ausführungsweise handelt.

IV. Durch die beiden bedeutsamen Fortschritte des vergangenen Jahrzehntes, die Einführung des hochwertigen Baustahles und der elektrischen Schweißung im Stahlbau, deren jede eine Preisverminderung von etwa 15 % (und noch mehr bei großen Stützweiten) herbeiführen kann, wurden hinsichtlich der Sicherheit unserer Stahlbauwerke die unter I. bis III. angedeuteten Fragen aufgerollt. Grundsätzlich die gleichen Fragen, nur wegen des Verbundes in veränderter Form, treten auch im Eisenbetonbau bei der Anwendung des hochwertigen Baustahles auf.

B. Der Maßstab für die Bruch- und Rißsicherheit bei Eisenbeton-Tragteilen.

1. *Die Bruchsicherheit auf Grund der gemessenen Last-Eisendehnungs-Linien (q — ε_e-Linien).*

In Fig. 2a—c sind für einen Plattenbalken, einen Plattenstreifen mit Rechteck-Querschnitt und einer allseitig aufliegenden Platte die gemessenen Last-

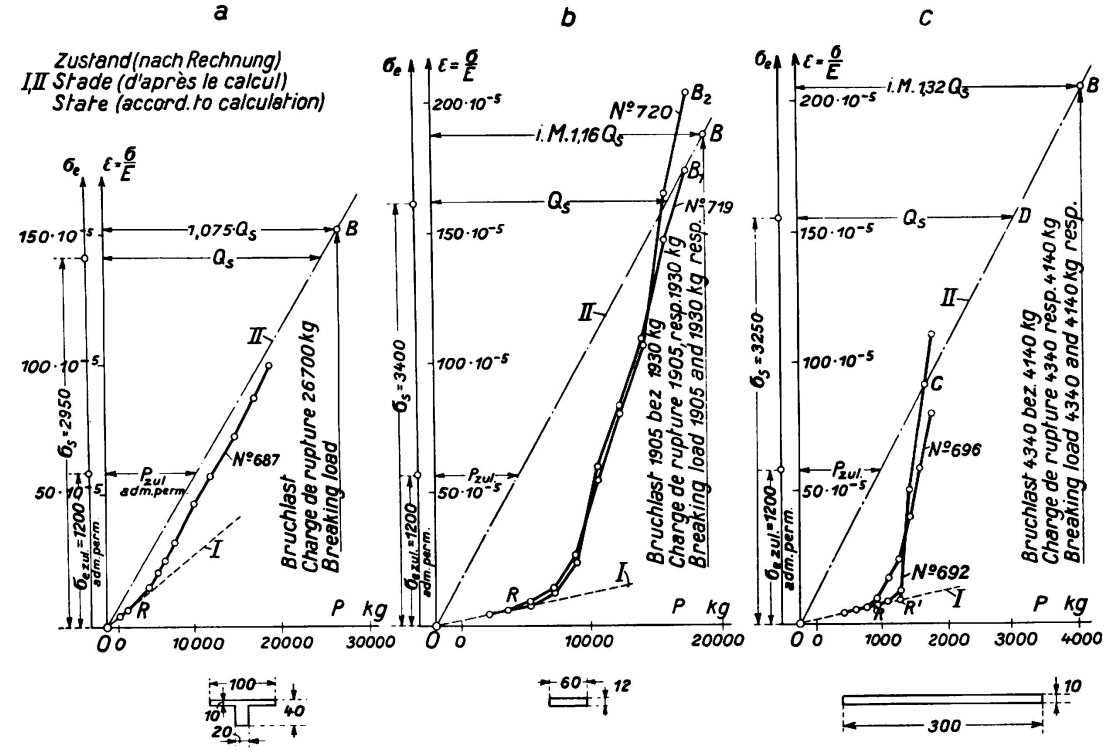

Fig. 2a—c.

Belastungs-Eisendehnungslinien für:

a Plattenbalken b Plattenstreifen c allseitig aufliegende, kreuzweise bewehrte Platten.

Eisendehnungslinien (ausgezogene Linien) den (strichpunktierten) Linien der üblichen Rechnung gegenübergestellt.[5] (Der Ableitung der Spannungen aus den gemessenen Dehnungen sind dabei die gesamten Dehnungen zu Grunde gelegt.)

a) *Plattenbalken* Fig. 2a (Dresdner Versuche[5] 1928, Heft 66, S. 65, Nr. 687, bewehrt mit St. 37 berechnet für $M = \frac{1}{8} ql^2$). *Im Stadium I stimmen Versuche und Rechnung überein.* Da die Betonzugzone klein ist, übt sie auf das Ansteigen der Linie keinen großen Einfluß aus. Die Werte nach der üblichen Rechnung im Stadium II fallen daher mit den gemessenen Werten schon für niedere Laststufen nahezu zusammen. *Die aus der Bruchlast berechnete Eisenspannung* max σ_e liegt nur 7,5 % über der Streckgrenze $\sigma_s = 2950$ kg/cm² (vgl. unter D, III)

$$\max \sigma_e = 3170 = 1{,}075\, \sigma_S \quad \text{oder} \quad \beta = \frac{\max \sigma_e - \sigma_S}{\sigma_S} = 7{,}5$$

Die *Bruchsicherheit* ist nun:

$$\nu_B = \frac{q_B}{q_{zul}} = \frac{\sigma_S}{\sigma_{zul}} = \frac{2950}{1200} = 2{,}5$$

Bei der Angabe der Bruchsicherheit wird zweckmäßig $\nu_B = \sigma_S : \sigma_{zul}$, also die Streckgrenze zu Grunde gelegt und nicht etwa

$$\nu'_B = \frac{\max \sigma_e}{\sigma_{e\,zul}} = \frac{3170}{1200} = 2{,}63$$

(wie auch aus den Erörterungen im Abschnitt D III hervorgeht).

b) *Plattenstreifen* (mit rechteckigem Querschnitt) (Dresdner Plattenversuche 1932, Heft 70, S. 179 und 180, Nr. 719 und 720, Stützweite 3,0 m, bewehrt mit St. 37, berechnet für $M = \frac{1}{8} ql^2$, Fig. 2b). Im Stadium I besteht gute Übereinstimmung zwischen Rechnung und Messung. Die Linie OR steigt stark an, weil die Betonzugzone hier groß ist und daher das Eisen beträchtlich entlastet. Bis zum Auftreten der ersten Risse (s. Punkt R) ist deshalb die gemessene Eisendehnung noch sehr klein.

Im Punkte R weichen die beiden Linien OR der gemessenen und OB der berechneten Eisendehnungen stark voneinander ab. Von nun ab übernimmt das Eisen allein die Zugarbeit und die Eisendehnungen wachsen mit fortschreitender Belastung wesentlich stärker. Am Ende des Versuches (bei Erreichung der Streckgrenze $\sigma_S = 3400$ kg/cm²) treffen sich beide Linien OB und OB_1 (oder OB_2) nahezu in einem Punkte, so daß für die Bruchsicherheit wiederum mit voller Berechtigung die Streckgrenze des Stahles zu Grunde gelegt wird und zwar

$$\nu_B = \frac{q_B}{q_{zul}} = \frac{\sigma_S}{\sigma_{zul}} = \frac{3400}{1200} = 2{,}8$$

c) *Allseitig gelagerte, kreuzweise bewehrte Platte* (Dresdner Plattenversuche 1932,[6] Heft 70, S. 52 und 100, Nr. 692 und 696, $l_x = l_y = 3{,}0$ m, bewehrt mit St. 37, berechnet für $M = \frac{1}{27{,}4} ql^2$, Fig. 2c). Die berechneten und gemessenen Werte stimmen im Stadium I sehr gut überein. Grundsätzlich gilt

[5] S. auch Dissertation *Walter Heide:* „Die Dresdner Versuche mit kreuzweise bewehrten Eisenbetonplatten im Vergleich mit der üblichen Berechnung". Lehrstuhl Prof. *Gehler,* T. H.

[6] Siehe Vorbericht des I. Kongresses der I. V. B. H. Paris 1932, S. 205 bzw. 237.

das Gleiche wie für den Plattenstreifen (s. oben unter b). Nachdem die Risse (s. Punkt R) aber aufgetreten sind, wächst die Eisendehnung verhältnismäßig stark. Die Linien der berechneten und gemessenen Werte schneiden sich im Punkte C. Für den Bruch (im Punkte B) erhält man:

$$\nu_B = \frac{q_B}{q_{zul}} = \frac{4200}{990} = 4{,}2$$

Da sich beide Linien im Punkte D der Streckgrenze nicht treffen, *kann hier der Wert der Streckgrenze,* also

$$\frac{\sigma_S}{\sigma_{zul}} = \frac{3250}{1200} = 2{,}7$$

für die Sicherheit nicht maßgebend sein.

Ergebnis: Bei Platten (mit rechteckigem Querschnitt) und bei Plattenbalken ist die Bruchsicherheit zu

$$\nu_B = \frac{q_B}{q_{zul}} = \frac{\sigma_S}{\sigma_{zul}} \tag{7}$$

anzunehmen. Dagegen ist diese Beziehung bei allseitig aufliegenden, kreuzweise bewehrten Platten nicht zutreffend, sondern nur das Verhältnis der Bruchlast zur Gebrauchslast.

$$\nu_B = \frac{q_B}{q_{zul}} \tag{8}$$

2. *Die Rißsicherheit.*

Bezeichnet q_R bei gleichmäßig verteilter Belastung die Laststufe, bei der der erste sichtbare Riß auftritt, und q_{zul} die Gebrauchslast (oder zulässige Last), so ist die Rißsicherheit

$$\nu_R = \frac{q_R}{q_{zul}} \tag{9a}$$

(Belastungs-Maßstab). Bei Einzellasten treten an Stelle von q_R und q_{zul} die Biegemomente M_R und M_{zul} oder auch die aus ihnen (mit n = 15, Stadium II) berechneten Eisenspannungen $\overline{\sigma_{eR}}$ und $\sigma_{e\,zul}$, die ihnen proportional sind, so daß allgemein gilt

$$\nu_R = \frac{q_R}{q_{zul}} = \frac{M_R}{M_{zul}} = \frac{\overline{\sigma_{eR}}}{\sigma_{e\,zul}} \tag{9b}$$

Wird jedoch die Eisendehnung ε_R gemessen, also die Rißspannung $\sigma_{eR} = E \cdot \varepsilon_R$ versuchsmäßig gefunden und sodann (nach dem Spannungs-Maßstab)

$$\nu'_R = \frac{\overline{\sigma_{eR}}}{\sigma_{e\,zul}} \tag{10}$$

gebildet, so entsteht die Frage, ob dieser Wert ν'_R ebenso groß ist, wie die Rißsicherheit ν_R (nach Gl. 9b). Dies ist offenbar nur dann der Fall, wenn die Last-Eisendehnungslinie oder die Last-Eisenspannungslinie OA der Fig. 3 bis zur Stufe der Gebrauchslast geradlinig ist. Dann fällt der Rißpunkt R nach R′, also auf die Gerade OA und mit $\sigma_{eR} = \overline{\sigma_{eR}}$ geht Gl. 10 in Gl. 9b über. Dies ist für Plattenbalken gemäß Fig. 2a praktisch hinreichend genau zu erwarten, was durch Fig. 4 nachgewiesen wurde. In Fig. 4 wurden ν_R und ν'_R (nach

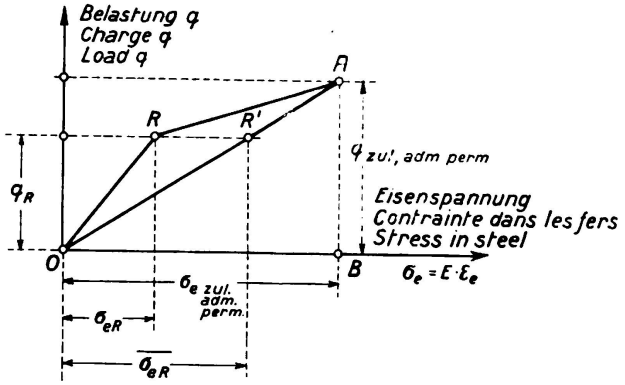

Fig. 3.
Der Verlauf der Belastungs-Eisenspannungslinie

Gl. 9 und 10) in Abhängigkeit von der Rißspannung σ_{eR} aufgetragen, wobei σ_{eR} jeweils mit Hilfe der Eisendehnungen gemessen wurde. Bei den Plattenbalken der neueren Dresdner Versuche (1935) fallen, wie die Linien CD und EF zeigen,

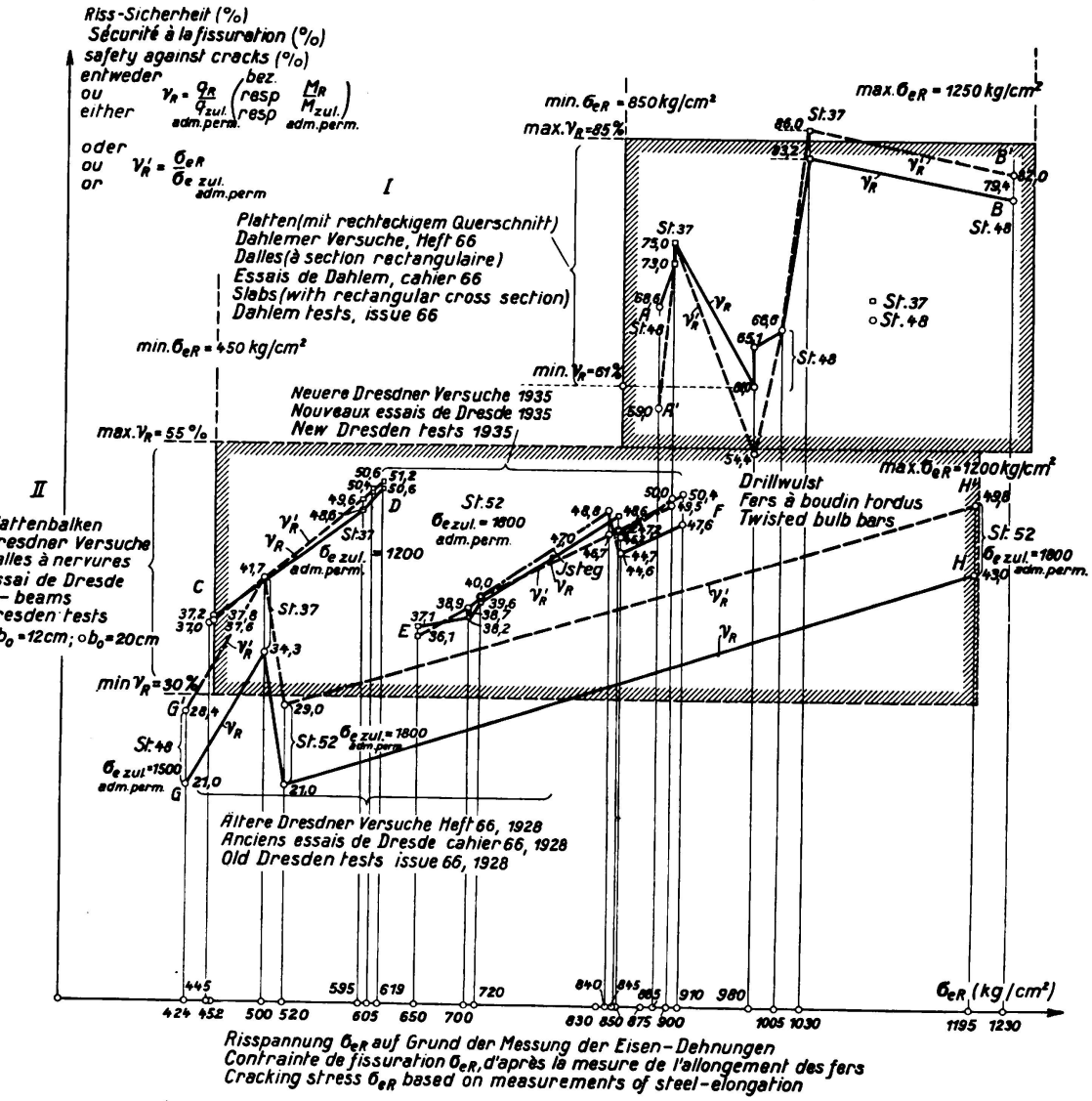

Fig. 4.
Abhängigkeit der Rißsicherheit ν_R (Belastungs-Maßstab) oder ν'_R (Dehnungs-Maßstab) von der Rißspannung σ_{eR} für Platten und Plattenbalken.

diese Werte ν_R und ν'_R befriedigend zusammen, was bei den früheren Versuchen, 1928, Heft 66 noch nicht der Fall war (ein Zeichen dafür, daß für diese genaueren Untersuchungen der Rißsicherheit eine besonders entwickelte Versuchstechnik erforderlich ist). Für die Platten mit Rechteckquerschnitt (s. die Linienzüge AB und A'B') für die derartig neuere Versuche fehlen, bleibt diese Frage bis zum Abschluß der laufenden Dresdner Versuche zunächst offen. *Für diese Platten empfiehlt es sich daher nur den Belastungs-Maßstab also* $\nu_R = q_R : q_{zul}$ *(Gl. 9) zu Grunde zu legen. Dagegen ist der Spannungsmaßstab, also* $\nu'_R = \sigma_{eR} : \sigma_{e\,zul}$ *(Gl. 10) für Plattenbalken neben Gl. 9 ebenfalls gültig.*

C. Die Rißsicherheit von Platten und Plattenbalken aus Eisenbeton bei Verwendung von hochwertigem Stahl.

I. Die beim Versuch zu messenden Größen sind:

1. *die Eisendehnung* ε_{eR} beim Auftreten des ersten Risses und die daraus sich ergebende Rißspannung

$$\sigma_{eR} = E \cdot \varepsilon_{eR},$$

2. *die Rißtiefe*

t_l bei $\sigma_{e\,zul} = 1200$ kg/cm² für St. 37

t_l bei $\sigma_{e\,zul} = 1800$ kg/cm² für St. 52 und Sonderstähle,

3. *die Rißbreite* bei verschiedenen Laststufen, insbesondere:

b_R bei $\sigma_{e\,zul}$,

b'_R bei der Streckgrenze σ_S.

Bei den neueren Versuchen 1935 wurde hierbei wie folgt verfahren:

a) In der Schwerpunktlage der Eiseneinlagen wurde für jeden Balken an den drei zuerst aufgetretenen Rissen die Rißbreite gemessen und zwar mittels eines Mikroskopes mit aufgesetztem Okularmikrometer. Zwei Risse wurden an jedem Balken in 23facher Vergrößerung photographisch aufgenommen (s. Fig. 5).

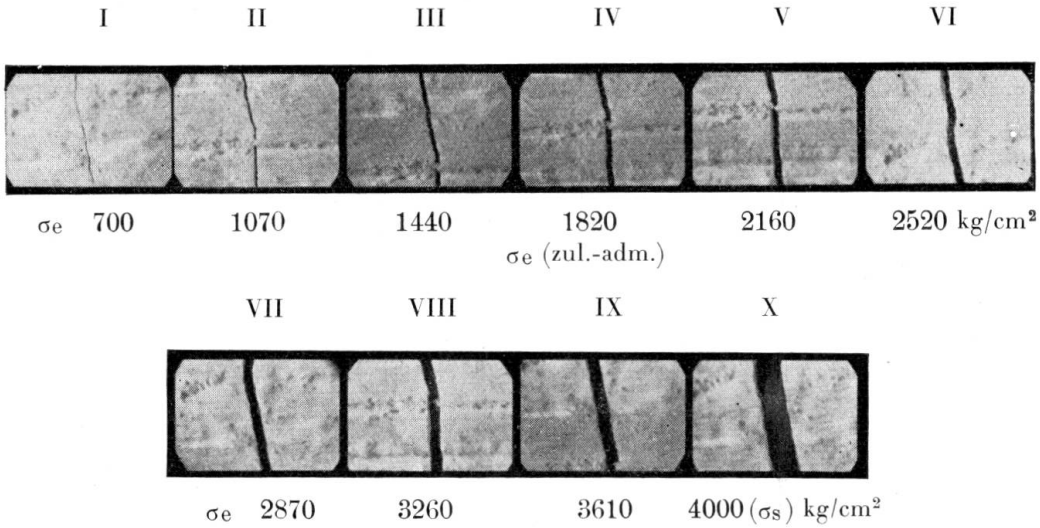

Fig. 5. Messung der Rißbreiten bei den Dresdner Versuchen 1935/36 mittels Mikroskop in 11,5 facher Vergrößerung.

b) Sobald die rechnungsmäßige zulässige Spannung erreicht war, wurde in die Risse zunächst Alkohol eingespritzt, um die Rißflächen anzunetzen. Hierauf wurde eine farbige Flüssigkeit eingespritzt. Nach Beendigung des Versuches wurde der Riß bloßgelegt und gesehen, wie weit die Flüssigkeit eingedrungen war. Diese Tiefe wird als Rißtiefe t bezeichnet.

II. Die Abhängigkeit der Rißspannung σ_{eR} von der Querschnittsform, der Stützungsart, der Betongüte und dem Bewehrungsverhältnis.

1. Die Größen, von denen die Rißsicherheit abhängt.

a) Hinsichtlich der *Querschnittsform* sind bei einachsigen Spannungszuständen (z. B. bei Balken auf zwei und mehreren Stützen) zu unterscheiden:

α) *Platten mit rechteckigem Querschnitt* (Heft 66),[7]

β) *Plattenbalken mit breitem Steg* und desgleichen *mit schmalem Steg* (Dresdner Versuche 1935),

γ) *verschiedene Querschnittsformen (z. B. bei fabrikmäßig hergestellten Eisenbetonbauteilen* (Heft 75).[8]

b) *Die allseitige Stützung* kreuzweise bewehrter Platten führt zu einem zweiachsigen Spannungszustand, der sich hinsichtlich der Rißsicherheit sehr günstig auswirkt (Dresdner Plattenversuche, Heft 70).[9]

c) Die Betongüte wird am zuverlässigsten durch die Würfelfestigkeit nach 90 Tagen:[9]

$$W_{b90} = 1{,}15\ W_{b28} \tag{11}$$

gekennzeichnet und die zugehörige Betonzugfestigkeit[9] durch

$$K_z = 0{,}09\ W_b. \tag{12}$$

d) Als Bewährungsverhältnis wird, wie üblich[10]

$$\mu = \frac{F_e}{b \cdot h} \tag{13}$$

bezeichnet (F_e = Eisenquerschnitt, b = Druckgurtbreite und h = Nutzhöhe eines Rechteckquerschnittes oder Plattenbalkens).

2. *Die Rißspannung σ_{eR} von St. 37 und St. 48 bei Platten (mit Rechteckquerschnitt) in Abhängigkeit von der Würfelfestigkeit W_{b90} und dem Bewehrungsverhältnis μ ist auf Grund der Dahlemer Versuche* 1928 in Fig. 6 dargestellt und die Rißsicherheit aus Fig. 4 zu entnehmen. Trotz der Streuungen, die wegen der Schwierigkeiten der rechtzeitigen Rißerkennung auftreten und die erst im Laufe der Zeit durch verfeinerte Meßverfahren verringert werden konnten, lassen sich folgende Ergebnisse feststellen:

---

[7] Vgl. Heft 66, Deutscher Ausschuß für Eisenbeton (D.A.f.E.B.), *H. Burchartz* und *L. Krüger:* Dahlemer Versuche mit stahlbewehrten Balken, I. Teil, S. 31 (Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn.)

[8] Vgl. Heft 75, D.A.f.E.B., *W. Gehler* und *H. Amos,* Versuche mit fabrikmäßig hergestellten Eisenbetonbauteilen, S. 42 (Berlin 1934, Wilh. Ernst & Sohn).

[9] Vgl. Heft 70, D.A.f.E.B., *W. Gehler, H. Amos* und *M. Bergsträßer:* Versuche mit kreuzweise bewehrten Platten, S. 119 (Berlin 1932, Wilh. Ernst & Sohn).

[10] Vgl. *W. Gehler:* Erläuterungen zu den Eisenbetonbestimmungen 1932, V. Aufl., S. 33, 300 und 302 (Berlin 1933, Wilh. Ernst & Sohn).

a) Die Rißsicherheit (Fig. 4) und auch die Rißspannung σ_{eR} (Fig. 5) liegt bei dem Rechteckquerschnitt dieser in einer Richtung bewehrten Platten (h = 16 bis 18 cm, d = 18 bis 20 cm, b = 30 cm) höher als bei Plattenbalken (vgl. Fig. 6), und zwar ist nach den Linien ABC und DEF (Mittelwerte) für diese Platten:

$$\text{bei St. 37 } \sigma_{eR} = 875 \text{ bis } 1000 \text{ kg/cm}^2,$$
$$\text{bei St. 48 } \sigma_{eR} = 930 \text{ bis } 1175 \text{ kg/cm}^2, \tag{14}$$

wobei die Streckgrenzen $\sigma_{s37} = 3000$ und $\sigma_{s48} = 3900$ kg/cm² und die Bruchdehnungen 34 % bezw. 28 % betrugen. Als Rißsicherheit erhält man nach Fig. 4:

$$\text{bei St. 37 } \nu_R = \frac{q_R}{q_{zul}} = 0{,}73 \text{ bis } 0{,}83, \text{ also i. M. } 0{,}78$$
$$\text{bei St. 48 } \nu_R = \frac{q_R}{q_{zul}} = 0{,}61 \text{ bis } 0{,}79, \text{ also i. M. } 0{,}70 \tag{15}$$

Hiernach darf die *Rißsicherheit der Platten* i. M. zu

$$\nu_R = \frac{q_R}{q_{zul}} = \frac{3}{4} \tag{16}$$

angenommen werden.

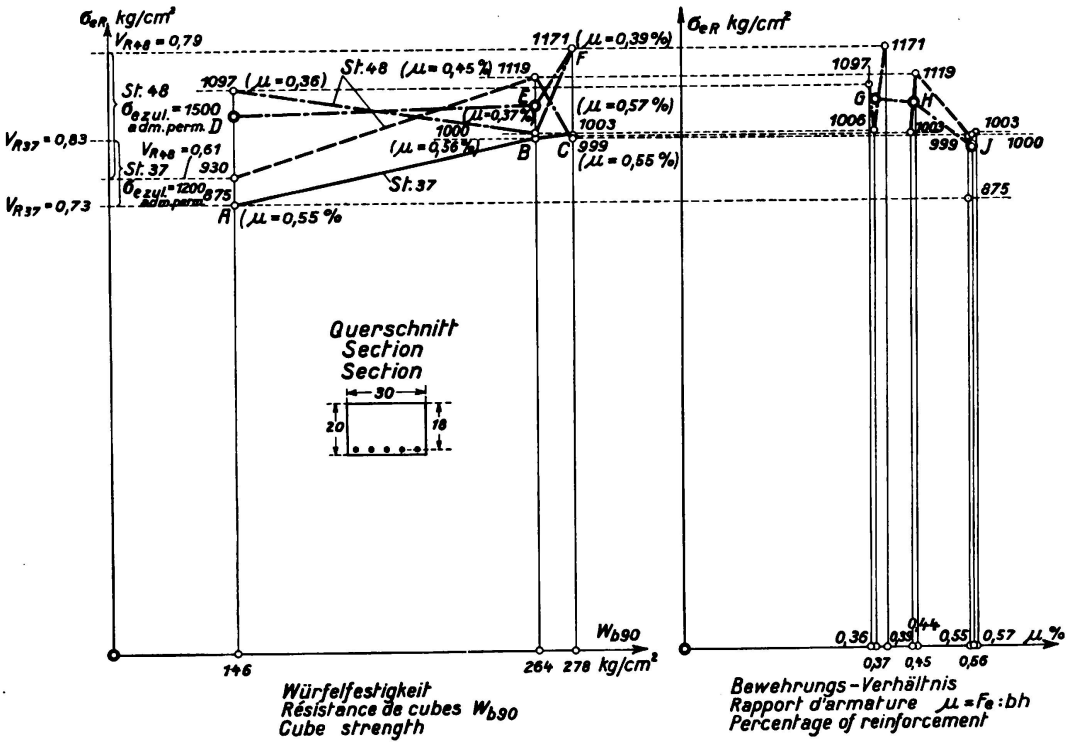

Fig. 6.

Die Rißspannung σ_{eR} von St. 37 und St. 48 bei Platten in Abhängigkeit von der Würfelfestigkeit $W_{b\,90}$ und dem Bewehrungsverhältnis μ.

b) Mit wachsender Würfelfestigkeit wächst auch die Rißspannung σ_{eR} (siehe die Linien ABC und DEF)

c) und *nimmt mit wachsendem Bewehrungsverhältnis* $\mu = \frac{F_e}{b \cdot h}$ *ab* (siehe Linie GHJ).

d) Bei der gewählten zulässigen Spannung $\sigma_{e\,zul} = 1500$ kg/cm² *für St. 48 ist die Rißsicherheit nahezu die gleiche* (siehe Gl. 15), *wie bei St. 37* mit $\sigma_{e\,zul} = 1200$ kg/cm².

3. *Die Rißsicherheit* ν_R *bei kreuzweise bewehrten, allseitig aufliegenden Rechteck-Platten* wurde auf Grund der Dresdner Plattenversuche 1932 eingehend erörtert.[11] Die *überraschend großen Werte* ν_R *waren bei allseitiger Auflagerung und quadratischem Grundriß:*

$$\nu_R = \frac{q_R}{q_{zul}} = 1{,}36 \text{ bis } 2{,}05 \text{ und i. M. } 1{,}8, \tag{17}$$

also für St. 37 bei $\sigma_{e\,zul} = 1200$ kg/cm² die zugehörigen Eisenspannungen:

$$\sigma_{eR} = 1630 \text{ bis } 2460 \text{ und i. M. } 2160 \text{ kg/cm}^2. \tag{18}$$

In der Belastungs-Durchbiegungs-Linie der Fig. 2c wird das Auftreten der ersten Risse durch den Knick R gekennzeichnet, der jeweils in der Höhe der zulässigen Belastung q_{zul} liegt. Für die statische Wirkung der Platten ist als Rißpunkt R′ maßgebend, der Schnittpunkt der beiden Geraden $\overline{OR'}$ und $\overline{CR'}$, der sich vor allem in den Belastungs-Durchbiegungs-Linien scharf kennzeichnet und dieselbe Bedeutung hat wie die Proportionalitätsgrenze der Spannungs-Dehnungs-Linie des Baustahles (Fig. 1). Diese Feststellung war deshalb von grundsätzlicher Bedeutung, weil hiernach diese Eisenbetonplatten bis zu dieser Laststufe $q_R = q_{zul}$ als isotrope Platten berechnet werden dürfen. Daher ist es hier auch statthaft, Gl. 10 neben Gl. 9 für die Rißsicherheit zugrunde zu legen.

Bei den *auf den vier Eckpunkten gelagerten Platten* (Vorversuche für Pilzdecken) ergab sich bei quadratischem und rechteckigem Grundriß ($l_x : l_y = 2 : 1$)

$$\nu_R = 1{,}38 \text{ bis } 1{,}40, \tag{19}$$

also für $\sigma_{e\,zul} = 1200$ kg/cm². (St. 37)

$$\sigma_{eR} = 1650 \text{ bis } 1680 \text{ kg/cm}^2. \tag{20}$$

4. *Die Rißspannung von St. 37 und St. 52 bei Plattenbalken in Abhängigkeit von der Würfelfestigkeit* W_{b90}. (Dresdner Versuche 1928, Heft 66 und 1935/36),[12] s. Fig. 7 und 4.)

a) Für St. 37 bei Beton mit geringer Güte ($W_{b28} = 104$ kg/cm² und 145 kg/cm²) bei $\mu = 0{,}34$ % wurde

$$\sigma_{eR} = 590 \text{ bis } 615, \text{ i. M. } 600 \text{ kg/cm}^2 \text{ und } \mu_R = 0{,}4 \text{ bis } 0{,}5 \tag{21}$$

(s. Linie CD in Fig. 4) gefunden, und zwar sowohl für die Rippenbreite $b_o = 20$ cm, als auch $b_o = 12$ cm, womit die bekannten Zahlenwerte der Versuchsreihen des D. A. f. E. B. mit Plattenbalken von neuem bestätigt sind (siehe AB in Fig. 7). Bei früheren Versuchen 1928 (Heft 66) hatten sich für St. 37 und St. 48 noch erheblich kleinere Werte $\sigma_{eR} = 424$ bis 520, i. M. rd. 500 kg/cm² ergeben (s. die Punkte K bis M in Fig. 7 und GH in Fig. 4).

[11] S. Fußnote 9.

[12] Vgl. Heft 66, D. A. f. E. B. *W. Gehler* u. *H. Amos*. II. Teil. (Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn.)

b) Die entsprechenden Versuche mit St. 52 (bei $\sigma_s = 4310$ kg/cm²) bei mittlerer und hoher Betongüte und der Rippenbreite $b_o = 20$ cm führten (nach der Linie CDE in Fig. 7 und EF in Fig. 4) zu:

$$\sigma_{eR} = 830 \text{ bis } 910, \text{ i. M. } 870 \text{ kg/cm}^2,$$
$$\nu_R = \frac{\sigma_{eR}}{\sigma_{zul}} = \frac{870}{1800} = \text{rd. } \frac{1}{2}, \tag{22}$$

dagegen bei $b_o = 12$ cm (s. die Linie FGH in Fig. 7 oder die steigende Linie JH, wobei J Schwerpunkt von FG ist) zu:

$$\sigma_{eR} = 650 \text{ bis } 845 \text{ kg/cm}^2,$$
$$\text{also } \nu_R = 0{,}36 \text{ bis } 0{,}47. \tag{23}$$

Hieraus folgt die Erkenntnis: *Bei Rippenbalken mit St. 52 ist nicht nur die Betongüte, sondern auch die Rippenbreite b_o von Einfluß auf die Rißsicherheit. Bei ausreichender Rippenbreite (hier $b_o = 20$ cm) und $W_{b28} \geqq 200$ kg/cm² ist die Rißsicherheit $\nu_R = 1/2$ gewährleistet, dagegen bei kleinerer Rippenbreite (hier $b_o = 12$ cm) nur dann, wenn $W_{b28} \geqq 250$ kg/cm² ist.*

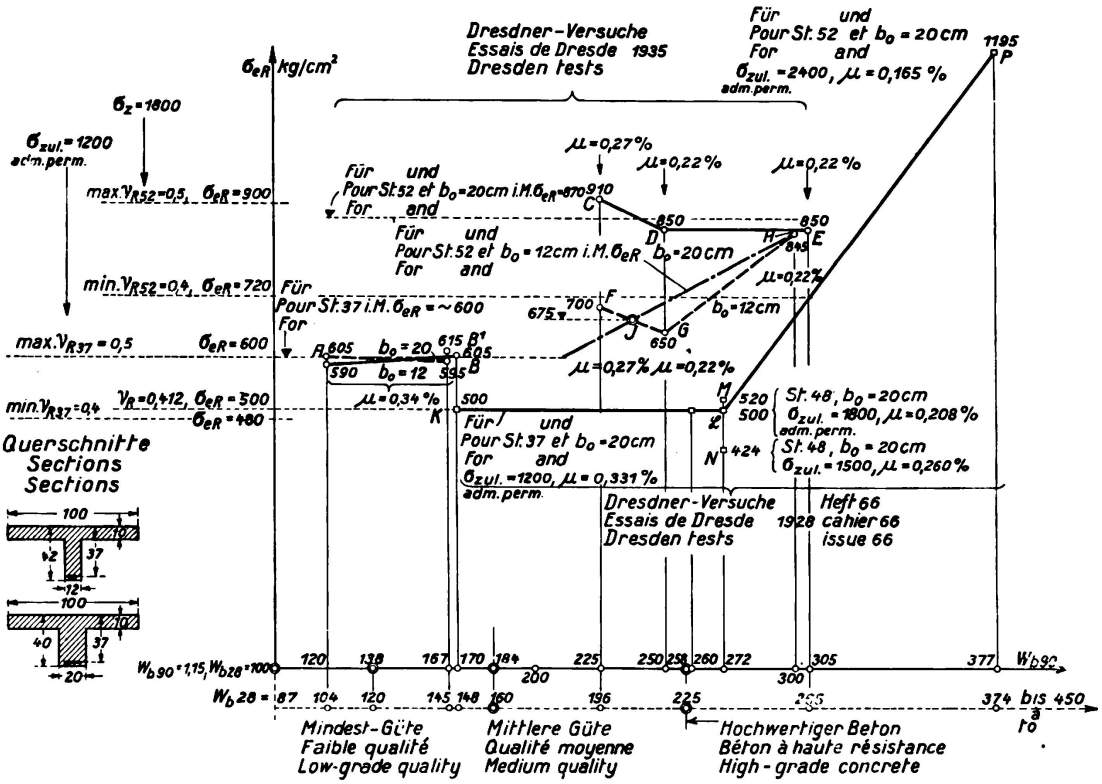

Fig. 7.

Die Rißspannung σ_{eR} von St. 37 und St. 52 bei Plattenbalken mit $b_o = 20$ und 12 cm Rippenbreite in Abhängigkeit von der Würfelfestigkeit.

c) Bei den Dresdner Versuchen 1927 (Heft 66) wurde für Plattenbalken mit St. 52 und $b_o = 20$ cm Rippenbreite auch noch ein Sonderzement mit $W_{b28} = 374$ kg/cm² verwendet, wobei aber die Eiseneinlagen für $\sigma_{zul} = 2400$ kg/cm²

bemessen wurden, so daß sich $\mu = 0{,}165$ % ergibt. Die Rißspannung betrug dann:

$$\sigma_{eR} = 1195 \text{ kg/cm}^2 \text{ und } \nu_R = \frac{1195}{2400} = \text{rd. } \frac{1}{2} \tag{24}$$

(s. Punkt P der Fig. 7 und H der Fig. 4). *Je größer* W_{b28} *und je kleiner* μ *ist, umso größer ist somit die Rißspannung* σ_{eR}.

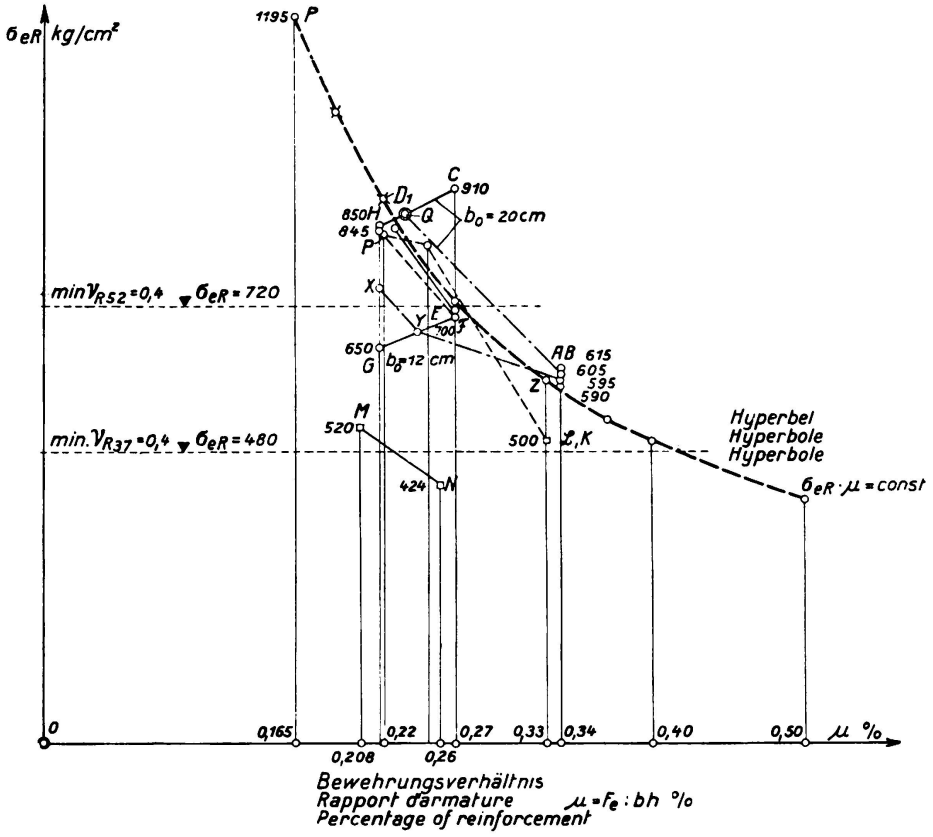

Fig. 8.

Die Rißspannung σ_{eR} von St. 37, St. 52 und Sonderstählen bei Plattenbalken mit $b_0 = 20$ und 12 cm Rippenbreite in Abhängigkeit von dem Bewehrungsverhältnis μ.

5. *Die Rißspannung* σ_{eR} *von St. 37 und St. 52 bei Plattenbalken in Abhängigkeit von dem Bewehrungsverhältnis* μ (s. Fig. 8).

Trägt man für die Punkte A bis P der Fig. 7 als Abscissen die μ-Werte und als Ordinaten wiederum σ_{eR} auf, so ergeben sich trotz der Streuungen im einzelnen deutlich nach rechts fallende Linien, wie z. B. PLK und MN. Bildet man weiter die Schwerpunkte X, Y und Z, so erkennt man auch, daß diese fallenden Linien voraussichtlich keinen geradlinigen Verlauf haben. Hieraus folgt, daß, *je geringer unter sonst gleichen Umständen der Eisenquerschnitt (bei Beachtung der erforderlichen Bruchsicherheit) gewählt werden kann, umso größer die Rißspannung* σ_{eR} *ist.* Liegt bei einer Stahlsorte die Streckgrenze σ_s höher als bei einer anderen, so darf mit Rücksicht auf die Bruchsicherheit auch die zulässige Spannung σ_{ezul} grundsätzlich höher angenommen werden. Umso

kleiner wird aber dann der erforderliche Eisenquerschnitt F_e und damit der Wert $\mu = \frac{F_e}{b \cdot h}$ und umso größer die Rißspannung σ_{eR}. Der Erhöhung von σ_{ezul} ist aber dadurch eine Grenze gezogen, daß $\nu_R = \frac{\sigma_{e\,zul}}{\sigma_{eR}} \geqq 1/2$ sein soll. Da das Elastizitätsmaß für alle Stahlsorten gleich groß ist, wächst auch die Dehnung und damit die Rißgefahr proportional zur Spannung, also *unabhängig von der Streckgrenze*, die hiernach zwar *unmittelbare Bedeutung für die Bruchsicherheit*, aber nur *mittelbare für die Rißsicherheit hat.*

6. *Die Rißspannung* σ_{eR} *von Sonderstählen bei Plattenbalken* (Fig. 9).

a) Werden nach den Dresdner Versuchen 1936 entsprechend den Fig. 7 und 8 für zwei Sonderstähle (Drillwulststahl mit $\sigma_s = 4640$ kg/cm² und $\sigma_B = 6050$ kg/cm² und Isteg-Stahl mit $\sigma_s = 3720$ kg/cm² und $\sigma_B = 4940$ kg/cm²) dieselben σ_{eR}-W_b-Linien und σ_{eR}-μ-Linien aufgetragen, so erhält man (nach Fig. 9 und 4)

$$\sigma_{eR} = 700 \text{ bis } 900 \text{ kg/cm}^2 \text{ und } \nu_R = 0{,}4 \text{ bis } 0{,}5, \text{ i. M. } 0{,}45 \qquad (25)$$

also etwa die gleiche Größenordnung, wie bei St. 52.

b) Auch hier fällt σ_{eR} mit wachsendem μ (s. die Linien TU und RS).

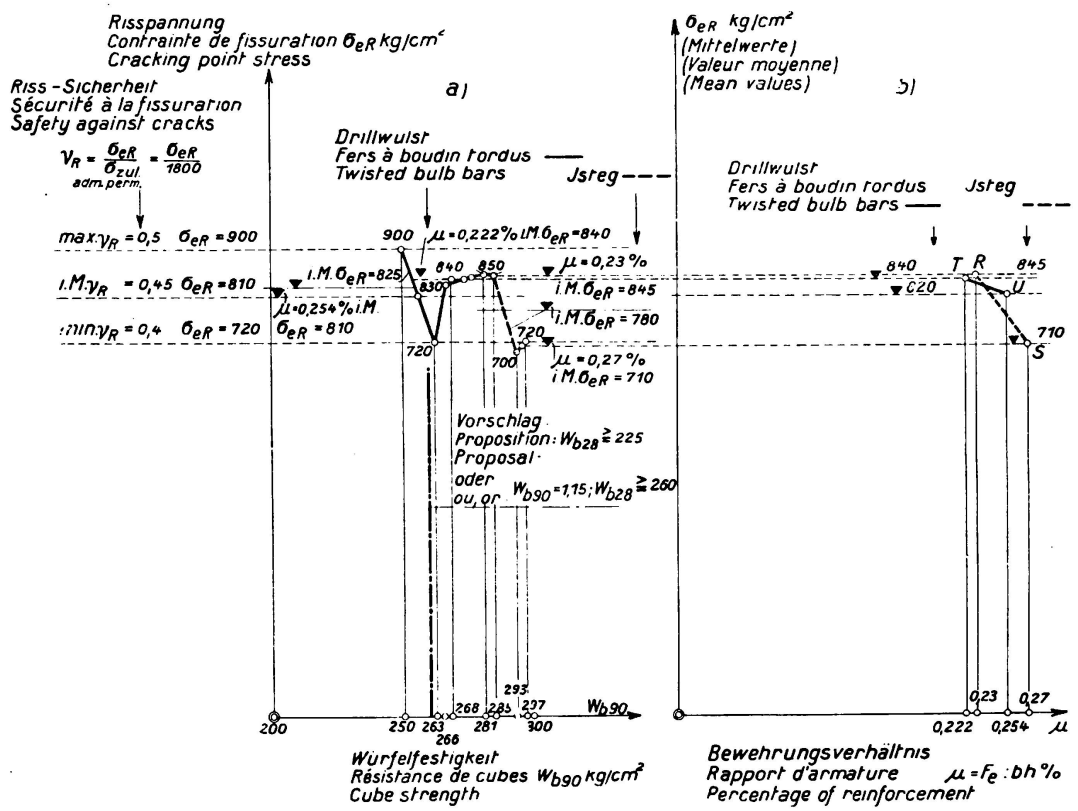

Fig. 9.

Die Rißspannung σ_{eR} von Sonderstählen bei Plattenbalken mit $b_o = 20$ cm Rippenbreite in Abhängigkeit:

a) von der Würfelfestigkeit W_{b90} b) vom Bewehrungsverhältnis μ

III. Versuch des Aufbaues einer Funktion für die Rißspannung in Abhängigkeit von der Betongüte, der Querschnittsform und dem Bewehrungsverhältnis.

1. Aus den Versuchen (Fig. 4 bis 9) geht hervor, daß

a) σ_{eR} proportional mit der Betongüte W_b und auch mit der Zugfestigkeit $\sigma_{bz} = 0{,}09\ W_b$ wächst,

b) σ_{eR} aber mit wachsendem μ abnimmt.

c) Diese beiden Forderungen werden durch die Funktion erfüllt:

$$\sigma_{eR} \cdot \mu = (0{,}09\ W_b) \cdot C \tag{26}$$

oder auch, da $\mu = \frac{F_e}{F_b}$ ist, und zu dem Ausdruck der linken Seite $(\sigma_{eR} \cdot F_e) = Z_e$ (Zugkraft des Eisens), dann auf der rechten Seite wohl die Zugkraft des Betons

$$Z_b = \sigma_{bz} \cdot F_{bz} = (0{,}09\ W_b) \cdot F_{bz}$$

gehört, durch die Beziehung:

$$k \cdot \sigma_{eR} \left(\frac{F_e}{F^b}\right) = 0{,}09 \cdot W_b \left(\frac{F_{bz}}{F_b}\right) \tag{27}$$

oder

$$k \cdot \sigma_{eR} \cdot F_e = (0{,}09 \cdot W_b) \cdot F_{bz} \tag{28a}$$

$$k \cdot Z_e = Z_b \cdot \tag{28}$$

Hierin bedeutet F_{bz} die gerissene Zugzone = Rißtiefe t mal Rippenbreite b_o und k ein noch festzulegender Beiwert oder Prozentsatz.

Diese lediglich durch die statistische Auswertung der Versuchsergebnisse gefundene Gl. 28 läßt folgende physikalische Auffassung als berechtigt erscheinen. Wenn in der Betonzugzone F_{bz} ein Riß bei der in diesem Augenblick im Eisen wirkenden Spannung σ_{eR} plötzlich durch Überwindung der Betonzugfestigkeit σ_{bz} entsteht, so entladet sich die bisher vom Beton übertragene Zugkraft

$$Z_b = \sigma_{bz} \,.\, F_{bz} = (0{,}09\ W_b) \cdot F_{bz}$$

und wird von den Eiseneinlagen zusätzlich übernommen. Die Größe dieser Betonzugkraft Z_b kann (s. unten unter 2.) je nach der Betongüte zu einem bestimmten Bruchteil (in % ausgedrückt) der in diesem Augenblick wirkenden Eisenzugkraft

$$Z_e = \sigma_{eR} \cdot F_e$$

angegeben werden, so daß $Z_b = kZ_e$ ist.

In der Grundgleichung (27) tritt auf der linken Seite (der Eisenseite) das Bewehrungsverhältnis $\frac{F_e}{F_b} = \mu$ auf, das als *Formziffer des Eisenquerschnittes* angesehen werden kann und entsprechend auf der rechten Seite (der Betonseite) ein neuer Verhältniswert

$$\frac{F_{bz}}{F_b} = \alpha, \tag{29}$$

den wir als Formziffer der Betonzugzone bezeichnen wollen. Dann geht Gl. (27) über in

$$k \cdot \sigma_{eR} \cdot \mu = (0{,}09\ W_b) \cdot \alpha. \tag{30}$$

2. a) Hiernach bleibt nur noch die Bestimmung der Ziffer k übrig. Während bei gedrückten Eisenbetonquerschnitten ($F = F_b + 15\,F_e$) der Betonquerschnitt nur $\frac{1}{n}$ von der Spannung des Eisenquerschnittes übernimmt und die Zahl

$$n = \frac{E}{E_b} = \frac{2\,100\,000}{140\,000} = 15 \quad (\text{oder für } E_b = 210\,000\ \text{kg/cm}^2\ \ n = 10)$$

ist, so wird hier in der Zugzone als entsprechender *elastischer Beiwert*

$$n_z = \frac{E}{E_{bz}} = \frac{2\,100\,000}{250\,000} = 8{,}4 \tag{31}$$

(mit der Elastizitätszahl E_{bz} für Zug gemäß Heft 66) einzuführen sein.

b) Das Eintreten des Trennungsbruches in der Zugzone hängt aber nicht nur von dem elastischen Verhalten, sondern auch von der *Sprödigkeit des Betons ab.* Da bekanntlich die Zugfestigkeit mit der wachsenden Druckfestigkeit des Betons leider nicht in gleichem Maße Schritt hält, möge für *die drei gebräuchlichen Betongütestufen mit den Mindestwürfelfestigkeiten* W_{b28} = *120, 160 und 225 kg/cm²* je ein *Beiwert für die Sprödigkeit s* eingeführt werden, so daß nach Gl. 31

$$k = \frac{s}{n_z} = \frac{s}{8{,}4} \tag{32}$$

ist.

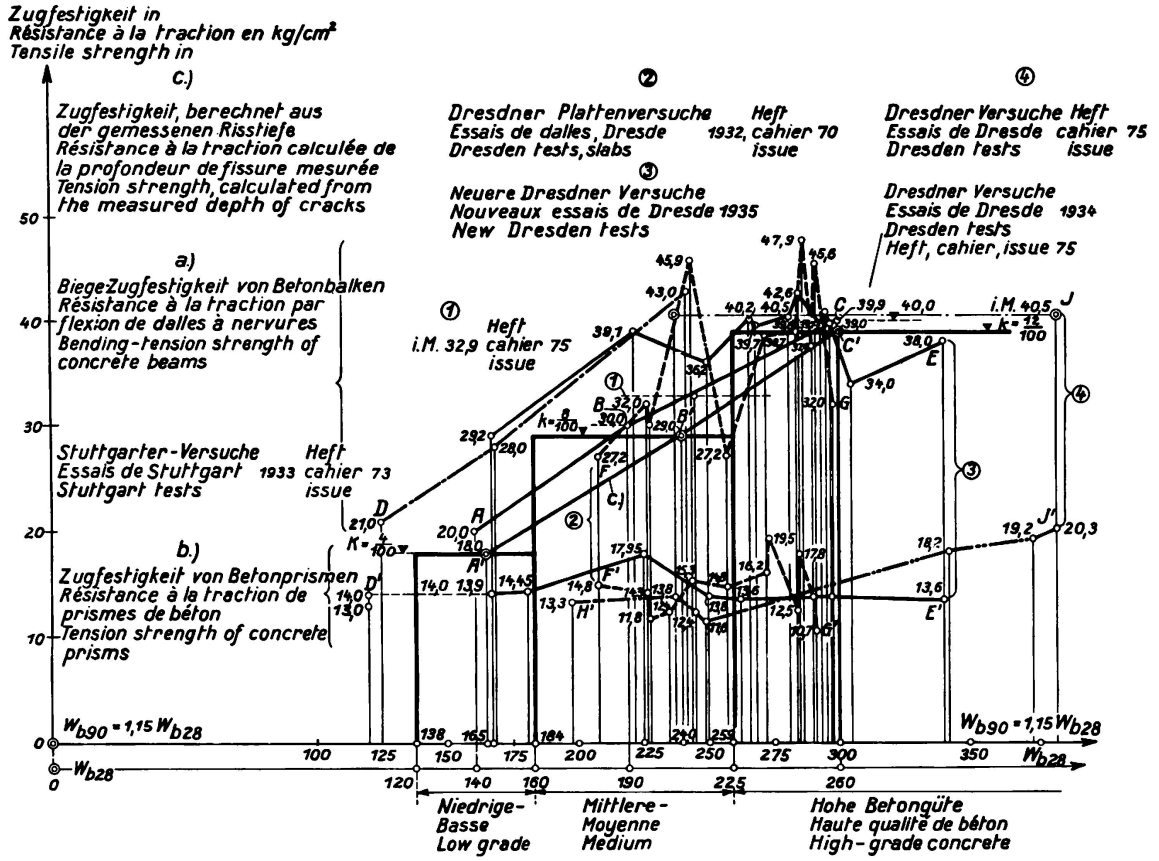

Fig. 10.

Abhängigkeit der Beton-Zugfestigkeit von der Würfelfestigkeit (Dresdner Versuche 1928 bis 1936).

c) In Fig. 10 wurde zunächst die Betonzugfestigkeit K_{bz} von unbewehrten Betonbalken (zumeist von 55 · 15 · 10 cm³ Größe mit zwei Einzellasten beansprucht) in Abhängigkeit von W_{b90} aufgetragen (s. z. B. Linie DE und FG). Für die drei genannten Betongütestufen kann etwa angenommen werden (s. die Punkte A, B und C)

$$K_{bz} = 20 \text{ bezw. } 30 \text{ bezw. } 40 \text{ kg/cm}^2. \tag{33}$$

Die ebenfalls eingetragenen Werte der Zugfestigkeit von Betonprismen (von zumeist 75 · 20 · 16 cm³ Größe) bleiben mit wachsender Würfelfestigkeit deshalb stark zurück, weil eine genau mittige Zugwirkung äußerst schwer zu erreichen ist (s. die Linien D'E', F'G' und H'J'). Sie sind daher für Festigkeitsbetrachtungen nicht brauchbar.

Setzt man nun in Gl. 28ᵃ anstatt $(0{,}09\, W_b)$ die hier gesuchte Betonfestigkeit K_{bz} ein, so kann diese *aus den gemessenen Rißtiefen* t dann ohne weiteres berechnet werden, wenn man jeweils für jede der drei Betongüten einen bestimmten Festwert für k (oder für s) annimmt. Wählt man die leicht einprägbaren Zahlenwerte (vgl. Gl. 32)

$$\begin{aligned} s &= {}^1/_3, \text{ also } k = \frac{s}{8{,}4} = \frac{4}{100} && \text{bei niedriger Betongüte } (W_{b\,28} = 120 \text{ bis } 165 \text{ kg/cm}^2) \\ s &= {}^2/_3, \qquad k = \frac{8}{100} && \text{bei mittlerer Betongüte } (W_{b\,28} = 160 \text{ bis } 225 \text{ kg/cm}^2) \\ s &= 1 \qquad k = \frac{12}{100} && \text{bei hoher Betongüte } (W_{b\,28} = 225 \text{ kg/cm}) \end{aligned} \tag{34}$$

so erhält man als Mittelwerte aus unseren Versuchen für diese drei Bereiche die Werte $K'_{bz} = 18$, 29 und 39 kg/cm², also die Punkte A', B' und C', die den gleichen Anstieg wie die Punkte A, B und C zeigen. Somit lautet nach Gl. 30 unsere Beziehung für die Rißspannung in diesen drei Bereichen:

$$\sigma_{eR} = \frac{9}{4} W_b \cdot \frac{F_{bz}}{F_e} \text{ bezw. } \sigma_{eR} = \frac{9}{8} W_b \cdot \frac{F_{bz}}{F_e} \text{ bezw. } \sigma_{eR} = \frac{9}{12} W_b \cdot \frac{F_{bz}}{F_e}, \tag{35}$$

wobei $F_{bz} = b_o \cdot t$ die gerissene Zugzone bedeutet.

3. *Beispiele:*

a) Für den Punkt B_1 der Fig. 7 (St. 37) mit $b_o = 12$ cm, $F_e = 12{,}72$ cm², $W_{b90} = 167$ kg/cm² soll für die Laststufe der zulässigen Spannung $\sigma_{e\,zul} = 1200$ kg/cm² die Rißtiefe berechnet werden. Nach Gl. 34 ergibt sich für die niedrigste Betonstufe mit $k = \frac{4}{100}$ aus Gl. 28ᵃ

$$t = \frac{F_{bz}}{b_o} = \frac{1}{b_o} \cdot \frac{k \cdot \sigma_{eR} \cdot F_e}{0{,}09 \cdot W_b} = \frac{1}{12} \cdot \frac{4}{100} \cdot \frac{1200 \cdot 12{,}72}{0{,}09 \cdot 167} = 3{,}4 \text{ cm}, \tag{36a}$$

während $t_1 = 3{,}5$ cm gemessen wurde.

b) Für den Punkt D der Fig. 7 (St. 52 mit $b_o = 20$ cm, $F_e = 8{,}15$ cm², $W_b = 250$ kg/cm²) soll wiederum für die Laststufe der zulässigen Belastung, also hier für $\sigma_{e\,zul} = 1800$ kg/cm², die Rißtiefe berechnet werden. Da

$W_{b28} = W_{b90} : 1{,}15 = 217$ kg/cm² ist, somit die mittlere Betonstufe in Betracht kommt, ergibt sich (nach Gl. 34) $k = \frac{8}{100}$, also nach Gl. 28.

$$t = \frac{1}{20} \cdot \frac{8}{100} \cdot \frac{1800 \cdot 8{,}15}{0{,}09 \cdot 250} = 2{,}6 \text{ cm}, \tag{36b}$$

während $t_l = 3$ cm gemessen wurde.

c) Für den Punkt E der Fig. 7 soll aus der bei der Laststufe $\sigma_{e\,zul} = 1800$ kg/cm² gemessenen Rißtiefe $t_l = 3{,}0$ cm für $W_{b90} = 305$ kg/cm², $b_o = 20$ cm und $F_e = 8{,}17$ cm² die Spannung beim Auftreten des ersten Risses σ_{eR} berechnet werden. Nimmt man an, daß sich die Rißtiefen etwa proportional mit der Spannung verändern, und daß die Rißsicherheit $\nu_R = 0{,}5$ durchschnittlich gewährleistet ist, so ist beim Auftreten des ersten Risses seine Tiefe zu $t = 0{,}5 \cdot 3{,}0 = 1{,}5$ cm anzunehmen. Somit ergibt sich nach Gl. 34 und 35 wiederum für $k = \frac{12}{100}$ (hohe Betongüte)

$$\sigma_{eR} = \frac{0{,}09 \cdot W_b \cdot b_o \cdot t}{k \cdot F_e} = \frac{9}{12} \cdot \frac{305 \cdot 20 \cdot 1{,}5}{8{,}17} = 840 \text{ kg/cm}^2$$

anstatt des durch Messung festgestellten Wertes $\sigma_{eR} = 850$ kg/cm².

4. Schreibt man Gl. 28 und 30 in der Form:

$$\sigma_{eR} = \frac{1}{k} \cdot 0{,}09 \cdot W_b \cdot \frac{F_{bz}}{F_e} = \frac{1}{k} \cdot 0{,}09 \cdot W_b \cdot \frac{\alpha}{\mu}, \tag{37}$$

so können hieraus folgende Schlüsse gezogen werden:

a) Die Rißspannung σ_{eR} und damit auch die Rißsicherheit $\nu'_R = \frac{\sigma_{eR}}{\sigma_{e\,zu}}$ ist unter sonst gleichen Umständen proportional der Würfelfestigkeit W_b und, da $F_{bz} = b_o \cdot t$ ist, auch proportional der Rippenbreite b_o,

b) dagegen umgekehrt proportional dem Eisenquerschnitt F_e oder dem Bewehrungsverhältnis μ. Da unter sonst gleichen Umständen

$$\sigma_{eR} \cdot \mu = \text{const.} \tag{38}$$

ist, sind die σ_{eR}-μ-Linien der Fig. 6, 8 und 9 Teilstücke einer quadratischen Hyperbel, deren Verlauf in Fig. 8 gestrichelt angedeutet ist.

c) *Die neue Formziffer des Betonquerschnittes* (s. Gl. 29):

$$\alpha = \frac{F_{bz}}{F_b}$$

entspricht der Formziffer des Eisenquerschnittes, die als Bewehrungsverhältnis $\mu = \frac{F_e}{F_b}$ bekannt ist (ebenfalls in % ausgedrückt), wobei $F_b = b \cdot h$ bedeutet.

IV. *Die Bedeutung der Querschnittsform für die Rißsicherheit.*

Bei den Dresdner Versuchen mit fabrikmäßig hergestellten Eisenbetonbauteilen (1934, Heft 75 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton) wurde die Rißsicherheit sehr schlanker Balken ($l : h = 5{,}82 : 0{,}181 = 32$) nach Gl. 9b durch das Verhältnis $\nu_R = M_R : M_{zul}$ festgestellt, wobei bei dreifacher Sicherheit als zulässiges Biegemoment $M_{zul} = \frac{1}{3} M_B$ bestimmt worden war. Außerdem wurde für M_{zul} die Eisenspannung σ_{e1} errechnet. Die Rißspannung erhält man dann angenähert zu:

$$\sigma_{eR} = \nu_R \cdot \sigma_{e1}. \tag{39}$$

Für die 8 Querschnitte der Fig. 11 kann nunmehr nach Gl. 36a die Rißtiefe t berechnet und durch das Verhältnis t : e (e = Umhüllung der Eiseneinlagen von Betonunterkante bis Mitte Eiseneinlagen gemessen) eine *Güteziffer*

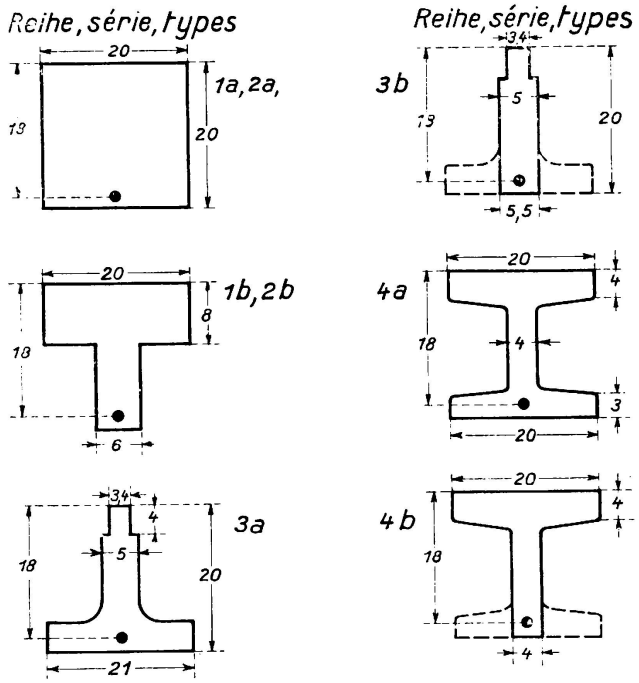

Fig. 11.
Querschnittsform und Rißsicherheit.

der Rißsicherheit für die einzelnen Querschnittsformen angegeben werden. In diesem Falle wurde nach Übersicht II der *elastische Beiwert* $n_z = \frac{E}{E_{bz}}$ (Gl. 31) aus dem für die einzelnen Betonsorten festgestellten Wert E_{bz} ermittelt. Zu beachten ist nur noch, daß es sich bei der Querschnittsform 1a mit $W_{b28} = 198$ kg/cm² um Beton mittlerer Güte mit dem *Beiwert der Sprödigkeit* $s = \frac{2}{3}$ (Gl. 34) handelt, dagegen bei den anderen Formen 1b bis 4b um hochwertigen Beton mit $s = 1$. Für den gleichbleibenden Querschnitt $F_e = 2{,}55$ cm² wurde dann nach Gl. 36a die Rißtiefe t und eine *Güteziffer der Rißsicherheit* e : t (Eisenumhüllung e = 1,9 cm) berechnet.

Übersicht II.

Querschnittsform	b_0 cm	W_b kg/cm²	$\nu_R \cdot \sigma_{e\,zul} = \sigma_{eR}$ kg/cm²	$n_z = E : E_{bz}$	s	$\frac{l}{k} = \frac{n_z}{s}$	t (nach Gl. 36a) cm	e : t (e = 1,9 cm)
1a	20	198	965	11,05	2/3	16,6	0,41	4,6
1b	6	237	998	9,46	1	9,46	2,10	0,9
2a	20	367	1440	7,14	1	7,14	0,78	2,4
2b	6	384	1270	7,14	1	7,14	2,18	0,9
3a	21	394	875	7,14	1	7,14	0,42	4,5
3b	5,5	377	680	7,14	1	7,14	1,30	1,5
4a	20	374	980	7,27	1	7,27	0,51	3,7
4b	4	342	785	7,50	1	7,50	2,16	0,9

Nach Übersicht II ist diese Güteziffer der Rißsicherheit $e : t > 2$ nicht nur für die beiden Rechteckquerschnitte der Formen 1a und 2a, sondern auch der Form 3a (umgekehrter Plattenbalkenquerschnitt) und der Form 4a (I-förmiger Querschnitt, während die ungünstigste Güteziffer der Rißsicherheit ($e : t = 0{,}9 < 1$) übereinstimmend die Plattenbalkenquerschnitte der Form 1b, 2b und 4b aufweisen und der Rechteckquerschnitt 3b mit der geringen Breite $b_0 = 5{,}5$ cm zwischen beiden Güteklassen steht.[13]

Diese Betrachtung läßt die Hoffnung berechtigt erscheinen, daß die in Fig. 12 vorgeschlagenen Querschnittsformen e bis h für Balkenbrücken größerer Spannweite erhöhte Rißsicherheit bieten.

V. *Die zulässige Rißbreite* wurde bei den Dresdner Versuchen 1936 durch die Erfahrung festgelegt, nach der sich die in der Baupraxis *vorschriftsmäßig bemessenen Plattenbalken mit* $\sigma_{e\,zul} = 1200$ *kg/cm² bei Verwendung von St. 37 als rostsicher erwiesen haben.* Die in der Höhe der Eisen bei 23facher Vergrößerung (s. Lichtbild Fig. 5) gemessenen Rißbreiten sind in Übersicht III zusammengestellt.

Übersicht III.

Gemessene Rißbreiten b_R bei $\sigma_{e\,zul}$ in 1/1000 mm.

Art der Eisen	St. 37	St. 52	Isteg	Drillwulst
Anzahl der Balken	2 + 3	4 + 4	4	4
Rippenbreite $b_0 = 20$ cm	70 bis 70 i. M. *70*	40 bis 130 i. M. *90*	80 bis 110 i. M. *94*	75 bis 120 i. M. *89*
$b_0 = 12$ cm	25 bis 60 i. M. *41*	10 bis 70 i. M. *35*	—	—

[13] Hinsichtlich der Tragfähigkeit der verschiedenen Querschnitte ergibt sich naturgemäß eine andere Reihenfolge wie auch aus Heft 75 hervorgeht.

Von dieser bei der Laststufe $\sigma_{e\,zul}$ gemessenen Rißbreite kann man am einzelnen Körper aus dem Abstand und der Anzahl der Risse nach dem Proportionalitäts-Gesetz $\frac{\Delta l_1}{l} = \frac{\sigma_e}{E}$ auf die Eisenspannung schließen (Verlängerung $\Delta l_1 = b_R$, betrachtete Länge oder Meßlänge $= l_1$) und weitere Schlüsse ziehen (wie z. B. nach Fig. 17 s. unter E, 2). Aus der Zusammenstellung der Übersicht III ergibt sich:

1. Als zulässige Rißbreite darf etwa

$$b_{R\,zul} = \frac{125}{1000}\,\text{mm} = \frac{1}{8}\,\text{mm} \tag{40}$$

angenommen werden.

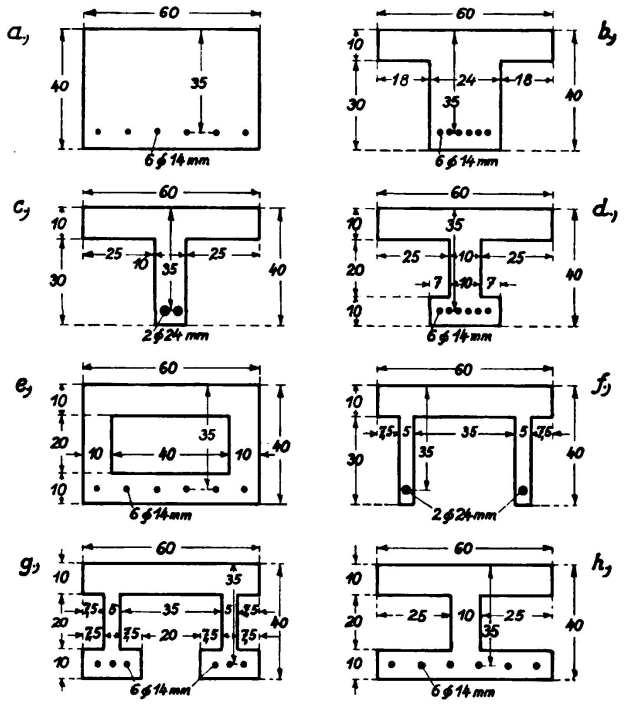

Fig. 12.
Querschnittsformen für künftige Versuche.

2. Der auffallende Unterschied der größeren Rißbreiten bei $b_o = 20$ cm gegenüber $b_o = 12$ cm bildet eine Bestätigung der physikalischen Auffassung (s. unter VI, 1), die in unserer Grundgleichung (28) zum Ausdruck kommt. Bei der gleichen Rißtiefe (z. B. $t = 3$ cm) verhalten sich in beiden Fällen die beim Auftreten des ersten Risses frei werdenden Beton-Zugkräfte wie die Flächen $b_o \cdot t$, also

$$Z_{b20} : Z_{b12} = (20 \cdot t) : (12 \cdot t) = 5 : 3 = 1{,}7,$$

während nach Übersicht III die gemessenen Rißbreiten $w_{20} : w_{12} = 70 : 41 = 1{,}7$, also denselben Wert ergeben. *Je größer die plötzlich freiwerdende Zugkraft Z_b ist, umso weiter klafft offenbar der Riß. Wird nach Gl. 40 die zulässige Rißbreite $b_{R\,zul} = \frac{1}{8}$ mm festgelegt, so verhindert diese Grenze eine zu weit gehende Verringerung des Eisenquerschnittes F_e. (Hier betrug $\mu = 0{,}34$ bis $0{,}22$ %.)* Diese verwickelten Zusammenhänge können allerdings erst durch weitere Versuche geklärt werden.

VI. *Zusammenfassung der Folgerungen hinsichtlich der Rißsicherheit auf Grund der Dresdner Versuchsreihen 1928 und 1935.*

1. *Physikalische Vorstellung.* Im Augenblicke des Auftretens des ersten Risses wird der Querschnitt $F_{bz} = t \cdot b_o$ ausgeschaltet und damit auch die Zugkraft, die bisher in ihm gewirkt hatte. Für die Größe dieser Zugkraft gibt die Gl. 28 Aufschluß. Sie wird als ein Bruchteil, und zwar nach Gl. 34 je nach der Betongüte zu 4 bezw. 8 oder 12 %, der Zugkraft des Eisens $Z = \sigma_{eR} \cdot F_e$ ausgedrückt. Bemerkt sei noch, daß dieser Zuwachs zur Eisenzugkraft nur an der Rißstelle hinzutritt, nicht aber an den nicht gerissenen Querschnitten.

2. Nach diesen Versuchen tritt hinsichtlich der Rißsicherheit der Einfluß der *Querschnittsform der Eiseneinlagen* stark zurück. Dagegen ist die *Größe des Bewährungsverhältnisses* μ von ausschlaggebender Bedeutung. *Je kleiner der Eisenquerschnitt* im Vergleich zum Betonquerschnitt und zur Breite b_o der Betonzugzone ist, *umso größer ist die Rißsicherheit.* Eine Einschränkung ergibt sich durch die Festlegung der *zulässigen Rißbreite* (nach Gl. 40), die zu $b_{R\,zul} = {}^1/_8$ mm anzunehmen ist. Je größer die Rippenbreite, umso größer ist auch die Rißweite (wenn F_e gleich groß bleibt).

3. Mit *steigender Betongüte* wächst auch die Rißsicherheit erheblich. Da aber die Sprödigkeit bei Verwendung von Zementen mit hoher Druckfestigkeit größer (oder das Verhältnis der Zugfestigkeit Z zur Druckfestigkeit D kleiner) wird, vermag sich diese Gütesteigerung der Würfelfestigkeit hinsichtlich der Rißsicherheit bei den heute üblichen Zementarten leider nur in geringem Maße auszuwirken.

4. *Hinsichtlich der Querschnittsformen* ist zu erwarten, daß die *Anwendung I-förmiger und kastenförmiger Querschnitte* für Tragwerke mit großen Stützweiten sich sowohl hinsichtlich der Rißsicherheit, als auch der Tragfähigkeit günstig auswirkt. Daher wurde dem Deutschen Ausschuß für Eisenbeton vorgeschlagen, Versuche mit derartigen Querschnitten unter Verwendung von hochwertigem Beton mit etwa $W_b = 450$ kg/cm² und hochwertigem Stahl (sowie unter Anwendung von Abmessungen, die etwa halb so groß wie in Wirklichkeit sind) auszuführen (s. Fig. 12).

5. In Anbetracht der höheren Rißsicherheit (s. Gl. 16 und 18) von Platten mit rechteckigem Querschnitt ($\nu_R = {}^3/_4$) gegenüber Plattenbalken ($\nu_R = 0{,}4$ bis 0,5) kann die *Anwendung von hochwertigem Baustahl* bei Platten sehr empfohlen werden unter möglichster Einschränkung des Eisenquerschnittes F_e, soweit es die zulässige Rißbreite $b_{R\,zul}$ gestattet. Derartige Plattenversuche sind dringend erwünscht.

6. Hinsichtlich der *Rißsicherheit statisch beanspruchter Plattenbalken unter Verwendung von St. 52* ist die *Annahme der zulässigen Spannung* $\sigma_{e\,zul} = 1800$ kg/cm² berechtigt, wie aus den Vergleichsversuchen mit St. 37 ($\sigma_{e\,zul} = 1200$ kg/cm²) hervorgeht.

D. Die Bruchsicherheit von Platten und Plattenbalken bei Verwendung von hochwertigem Stahl.

I. *Die Tragfähigkeits-Bewehrungsgehalt-Linie.*

1. *Die rechnungsmäßige Tragfähigkeit von rechteckigen Querschnitten mit verschiedenem Bewehrungsgehalt bei St. 37 und St. 52.*

Die Tragfähigkeit von Eisenbetonbalken wird nach den Deutschen Eisenbeton-Bestimmungen auf Biegung unter den beiden Annahmen berechnet:

a) Von der Mitwirkung des Betons auf der Zugseite wird abgesehen (sogen. Rechnung nach Stadium II).

b) Das Verhältnis des Elastizitätsmaßes von Stahl und Beton ist zu $n = E : E_b = 15$ anzunehmen.

Ferner ist die zulässige Spannung festgelegt:

c) für den Beton durch die 3fache Sicherheit ($\nu_B = 3$), also $\sigma_{b\,zul} = \frac{1}{3} W_b$ (W_b = Würfelfestigkeit),

d) für den Betonstahl durch die 2fache Sicherheit ($\nu_e = 2$), also $\sigma_{e\,zul} = \frac{1}{2} \sigma_s$ (σ_s = Streckgrenze des Stahles).

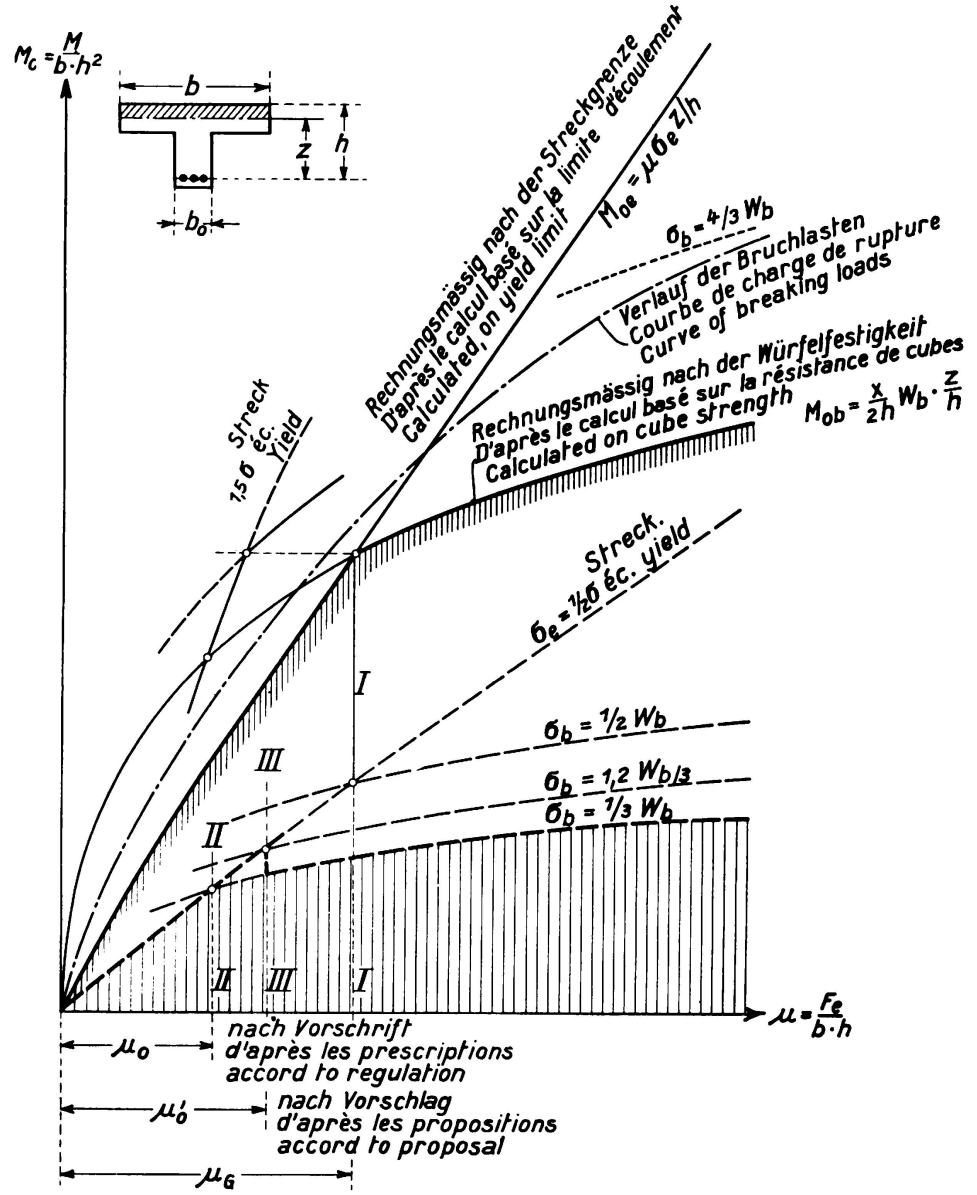

Fig. 13.

Die Tragfähigkeit von Eisenbetonbalken in Abhängigkeit vom Bewehrungsgehalt (nach Emperger und Haberkalt).

In Fig. 13 sind die Rechnungsergebnisse für *Rechteckquerschnitte,* bewehrt mit St. 37 bezw. St. 52, in Abhängigkeit vom Bewehrungsgehalt

$$\mu = \frac{F_c}{b \cdot h}$$

aufgetragen und als Ordinaten die Werte

$$y = \frac{M}{bh^2} \text{ (in kg/cm}^2\text{)}, \tag{41}$$

(wobei die Bruchspannung $\sigma_B = \frac{M}{W_i}$ und das Widerstandsmoment $W_i = \alpha \cdot bh^2$ ist).[14] Hierbei können bekanntlich die beiden Gebiete unterschieden werden:

a) der *Bereich der schwach bewehrten Querschnitte* (Bruch durch *Überschreiten der Streckgrenze* σ_s *des Stahles),*

b) der *Bereich der stark bewehrten Querschnitte* (Bruch durch *Überschreiten der Biegedruckspannung* des Betons).

Die Versuche des D.A.f.E.B., insbesondere die Dresdner Versuche mit hochwertigem Stahl, führten zu dem Ergebnis, daß die durch Rechnung gefundene Tragfähigkeit im ersten Bereich (schwach bewehrte Querschnitte) mit den Versuchsergebnissen befriedigend übereinstimmt. *Die Streckgrenze des Stahles ist hier für den Bruch maßgebend* (s. Abschnitt B und Gl. 7). *Im zweiten Bereich (stark bewehrte Querschnitte)* sind aber die durch den Versuch gefundenen tatsächlichen Tragfähigkeiten wesentlich größer, als die berechneten Werte. Der Zweck der Dresdner Versuche (1935/36) war daher:

I. die Bewehrungsgrenze versuchsmäßig festzustellen, die den ersten vom zweiten Bereich trennt,

II. die Überschreitung der Beton-Druckspannung im Bruchzustand festzustellen, die sich beim Versuch ergibt, gegenüber der durch Rechnung gefundenen Tragfähigkeit, wobei der Rechnung die Würfelfestigkeit zugrunde gelegt wird.

II. *Bedeutung der Versuche für das Rechnungsverfahren. Grenzbestimmung.*

Die Frage der Tragfähigkeit von Eisenbetonplatten und -plattenbalken in Abhängigkeit vom Bewehrungsgehalt wurde vom Österreichischen Eisenbeton-Ausschuß unter Führung seines Vorsitzenden, Ministerialrat *F. Gebauer,* aufgerollt und soweit geklärt, daß ein Vorschlag von *F. v. Emperger* und *C. Haberkalt* in die Österreichischen Eisenbetonbestimmungen aufgenommen werden soll (s. Fig. 13). Er besteht darin, daß die Grenze zwischen den beiden Bereichen, in denen die Streckgrenze bezw. die Würfelfestigkeit maßgebend ist, gegenüber den bisherigen Vorschriften (s. Punkt II) etwas heraufgesetzt worden ist (s. Punkt III). Sie entspricht einer zulässigen Betonspannung, die um 20 % höher als die bisherige zulässige Spannung liegt. Da man aber die zulässigen Spannungen beibehalten hat, entsteht in der Tragfähigkeitslinie an der Bewehrungsgrenze (Punkt III) ein Sprung. Diese Lösung ist deshalb noch nicht recht befriedigend, weil sie

[14] *F. v. Emperger:* Die Normen für Eisenbeton 1935 in Österreich, Beton und Eisen 1935, Bd. 34, Heft 16, S. 254.

nur für Rechteckquerschnitte begründet ist und weil Fälle eintreten können, in denen durch Hinzulegen von Bewehrungseisen die rechnungsmäßige Tragfähigkeit sinkt. An den Stellen hoher Betondruckspannungen werden bekanntlich Schrägen im Aufriß oder Verbreiterungen der Rippen im Grundriß angeordnet, nötigenfalls auch Druckeisen eingelegt, die niemals voll ausgenutzt werden und vor allem die Zugänglichkeit beim Betonieren und daher die Güte des Verbundes beeinträchtigen. Da vielfach auch mit Rücksicht auf die Formgebung bei Hochbauten und Brücken Balkenschrägen besonders im Wettbewerb mit Stahlbauten nicht erwünscht sind, liegt ein Bedürfnis zur vollen Klärung dieser Frage vor.[15]

a) Für den ersten Bereich, in dem die Streckgrenze des Eisens maßgebend ist, brachten die Dresdner Versuche 1936 mit Balken rechteckigen Querschnittes (Fig. 14), die mit St. 37 bezw. Isteg-Eisen bewehrt waren, folgendes Ergebnis: Die Tragfähigkeitslinie läuft nahezu geradlinig, wobei die Ordinaten i. M. um 12,5 % größer sind als die berechneten Werte. Dadurch ergibt sich eine willkommene Sicherheitsreserve. Die Streckgrenze ist somit in diesem ersten Bereich wiederum als für die Sicherheit maßgebend erwiesen. Eine Veranlassung zur Abänderung des bisherigen Rechnungsverfahrens liegt nicht vor. Bei diesen Dresdner Versuchen (Fig. 14) wurden auch folgende Bewehrungsgrenzen festgestellt, die jeweils den ersten Bereich, in dem die Streckgrenze des Eisens maßgebend ist, von dem zweiten Bereich, in dem die Würfelfestigkeit des Betons maßgebend ist, trennen. Es ergaben sich

für St. 37 mit $\sigma_s = 2800$ kg/cm² und $W_b = 110$ kg/cm² $\mu_G = 1{,}82$ %,
für Isteg-Stahl mit $\sigma_s = 4100$ kg/cm² und $W_b = 110$ kg/cm² $\mu_G = 0{,}72$ %,
für Isteg-Stahl mit $\sigma_s = 4100$ kg/cm² und $W_b = 150$ kg/cm² $\mu_G = 0{,}95$ %.

Die durch den Versuch im zweiten Bereich gefundenen Linien CD für St. 37 und EF für Isteg-Stahl liegen wesentlich höher als die nach der Rechnung ermittelte Linie AB der Tragfähigkeit. Bemerkt sei noch, daß bei einem Bewehrungsgehalt von 1,6 % die vier versuchsmäßig gefundenen Punkte bei J zur Hälfte zu $W_b = 110$ kg/cm² und zur anderen Hälfte zu $W_b = 150$ kg/cm² gehören, daß also hier im ersten Bereich die Tragfähigkeit unabhängig von der Würfelfestigkeit ist.

b) Neue Versuchsreihen zur Bestimmung der Bewehrungsgrenze μ_G für Platten und Plattenbalken mit verschiedenen Arten von Bewehrungseisen sind im Gange.

Im Anschluß an die Dresdner Versuche hat *Dr. E. Friedrich,* wissenschaftlicher Mitarbeiter im Versuchs- und Materialprüfungsamt Dresden, ein bemerkenswertes Verfahren zur rechnerischen Bestimmung dieses Grenzwertes vorgeschlagen.[16] Eine übersichtliche Darstellung erhält man dann, wenn für die Ordinaten die sogenannte Tragfähigkeit $T = \frac{m \cdot h}{J_i}$ und als Abscissen die Werte $\frac{1}{s'} = \frac{h}{x}$ aufgetragen werden. Legt man für den Bruchzustand in der Betondruckzone die Prismenfestigkeit $\sigma_p = 0{,}75\ W_b$ zugrunde und nicht den bekannten

[15] Siehe auch *R. Saliger*-Wien: Versuche über zielsichere Betonbildung und an druckbewehrten Balken. Beton und Eisen 1935, Heft 1, S. 12.

[16] S. Diskussionsbeitrag: *E. Friedrich.*

Zustand IIb mit dreieckförmiger Spannungsverteilung, sondern einen neuen Zustand IIc mit rechteckiger Spannungsverteilung (mit Rücksicht auf die plastische Verformbarkeit des Betons), so ergibt sich als Grenzwert

$$s'_g = \frac{x}{h} = \frac{3}{2} - \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{3\,(1+3k)}{3+k}} \tag{49}$$

wobei der Beiwert

$$k = \frac{\sigma_s}{n \cdot \sigma_p} \tag{50}$$

ist. Als Bewehrungsgrenze erhält man dann

$$\mu_G = s'_g \cdot \frac{\sigma_{b\,zul}}{\sigma_{e\,zul}}. \tag{51}$$

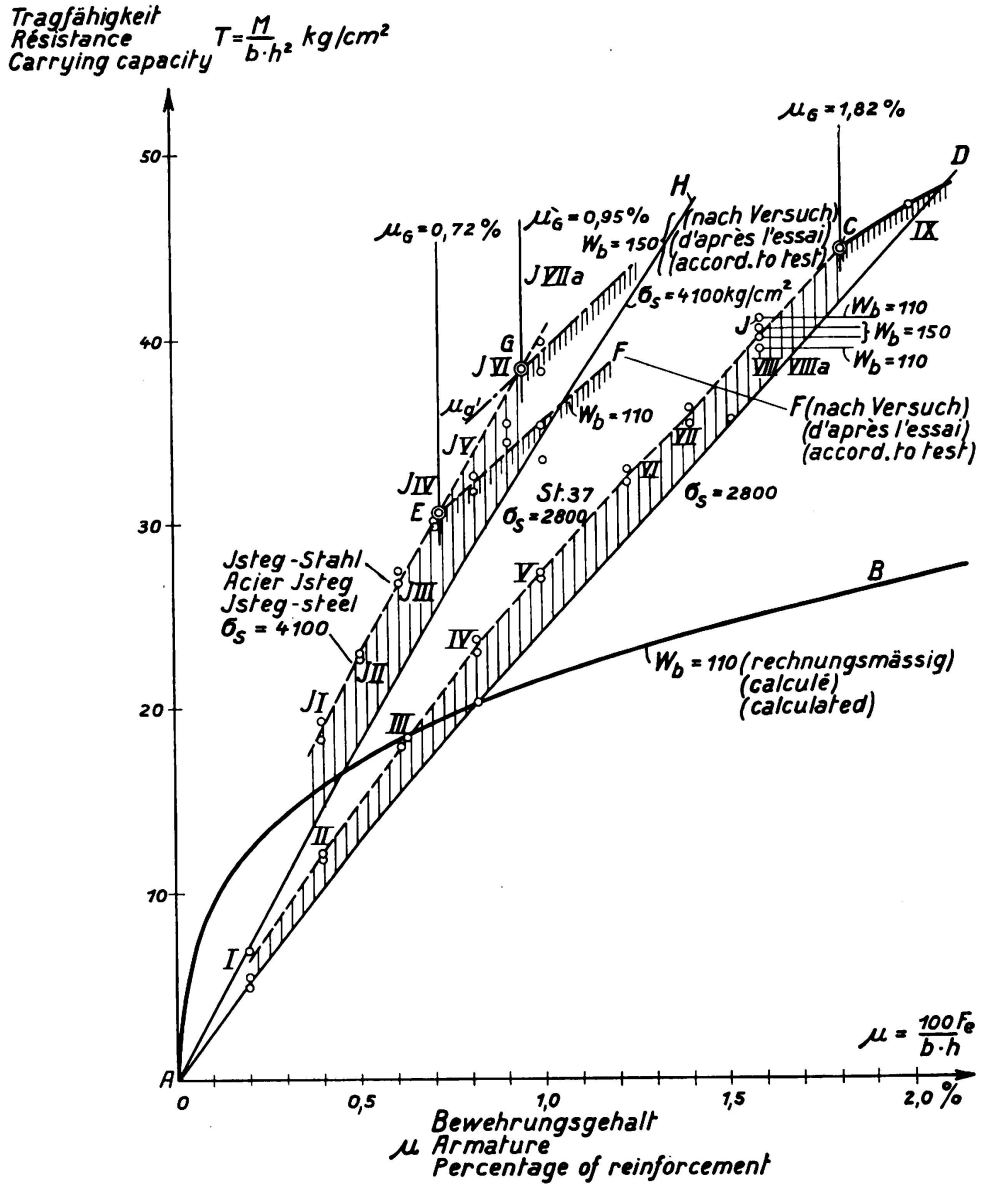

Fig. 14.

Die Tragfähigkeit von Eisenbetonbalken rechteckigen Querschnitts in Abhängigkeit vom Bewehrungsgehalt nach den Dresdner Versuchen.

Der Vergleich mit den Ergebnissen von Balken rechteckigen Querschnittes (Dresdner Versuche 1936) ergibt eine befriedigende Übereinstimmung.

c) Für die Ausnutzung der Tragfähigkeit in dem zweiten Bereich, in dem die Würfelfestigkeit des Betons für den Bruch maßgebend ist, können erst nach Abschluß der im Gang befindlichen Dresdner Versuche mit Platten und Plattenbalken unter Verwendung von St. 37, St. 52 und anderen hochwertigen Stählen bestimmte Vorschläge gemacht werden, die an Stelle der bisher ausnahmsweise zulässigen Spannungserhöhung bei Rahmen und an den Balkenschrägen (volle Rechteckquerschnitte, § 29, Tafel IV und Ziffer 5, b, β und δ) treten können.

Diese Betrachtung führt zu dem Ergebnis, daß im ersten Bereich der schwach bewehrten Balken an dem üblichen Berechnungsverfahren nichts geändert zu werden braucht, daß aber künftig dieser Bereich bis zu der zu berechnenden

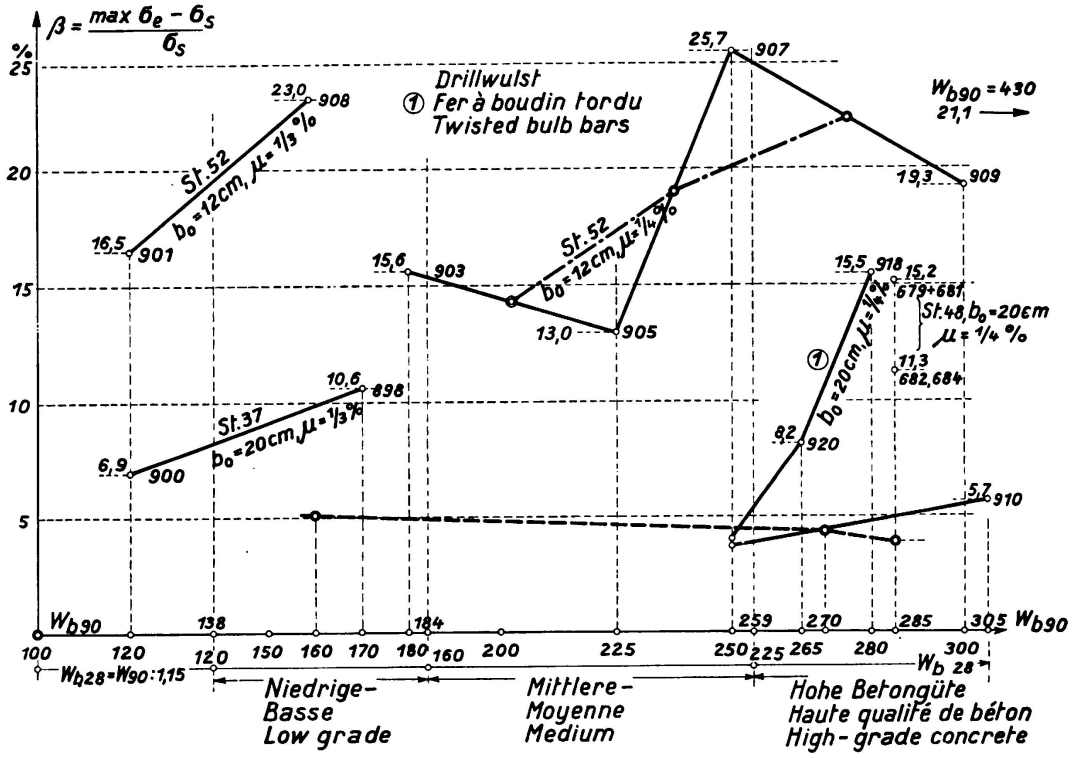

Fig. 15.

Die Abhängigkeit des Wertes der plastischen Verformbarkeit β von der Betongüte W_{b90}. (Dresdner Versuche 1936 mit Plattenbalken).

Bewehrungsgrenze μ_G, die durch die laufenden Versuche noch zu bestätigen ist, ausgedehnt werden darf, und daß im zweiten Bereich jenseits dieser Grenze die Betondruckspannungen zur Vermeidung von Druckeisen und Balkenschrägen nach einem neuen Verfahren berechnet werden können.

III. Gegen die Annahme der Streckgrenze σ_s als Grundlage für die Bruchsicherheit ($\nu_B = \sigma_s : \sigma_{c\,zul}$; Gl. 7) bei schwach bewehrten Eisenbetonbauteilen wird der Einwand erhoben, daß sich infolge der *plastischen Verformbarkeit des* Betons bei vielen Bruchversuchen ein höherer rechnerischer Wert als die Streckgrenze, also

$$\max \sigma_c > \sigma_s$$

ergibt, daß also diese Sicherheits-Reserve noch nutzbringend ausgenutzt werden könnte.[17] In Fig. 15 wurden daher diese „Überschußwerte"

$$\beta = \frac{\max \sigma_e - \sigma_s}{\sigma_s} \tag{42}$$

in Abhängigkeit von der Würfelfestigkeit W_{b90} aufgetragen, wie sie sich für Plattenbalken bei den neueren Dresdner Versuchen ergeben haben, bei denen dieser Beobachtung besondere Sorgfalt zugewendet wurde. Mit wachsender Betongüte kann hiernach wohl grundsätzlich auch ein Ansteigen dieses Wertes β festgestellt werden, der bei Plattenbalken zwischen 4 % und 26 % schwankt (im Falle der Fig. 14 war i. M. β = 12,5 %). Dagegen konnte eine Gesetzmäßigkeit nicht gefunden werden. *Es empfiehlt sich daher, auf die Ausnutzung dieser stark schwankenden Sicherheitsreserve zu verzichten und nach wie vor die Streckgrenze der Bruchsicherheit schwach bewehrter Eisenbetonbalken zu Grunde zu legen.*

IV. *Die Größe der Bruchsicherheit* nach den neuesten Dresdner Versuchen mit Plattenbalken ist in Übersicht IV zusammengestellt.

Übersicht IV.

Stahlart	St. 37	St. 52	Isteg	Drillwulst
σ_s i. M.	2610 bis 2935 2790 = rd. *2800*	3840 bis 4445 3980 = rd. *4000*	4035 bis 4425 4110 = rd. *4100*	4000 bis 4390 *4200*
$\sigma_{e\,zul}$	*1200*	*1800*	*1800*	*1800*
$\nu_B = \sigma_s : \sigma_{e\,zul}$	*2,33*	*2,22*	*2,28*	*2,33*

Die geforderte zweifache Mindest-Bruchsicherheit ist somit bei statischer Beanspruchung von St. 37 mit 1200 kg/cm² und diesen hochwertigen Betonstählen mit 1800 kg/cm² reichlich gewährleistet.

E. Die Anwendung des hochwertigen Stahles als Schwindbewehrung im Beton-Straßenbau.

Aus Stuttgarter Versuchen hat Professor *E. Mörsch* hergeleitet, daß durch das Einlegen einer Eisenbewehrung das Maß des Schwindens des Betons um etwa die Hälfte vermindert wird, woraus sich auch grundsätzlich die Berechtigung der Anwendung einer Schwindbewehrung für Betonstraßen ergibt. Wendet man den gleichen Eisenquerschnitt F_e als Schwindbewehrung an, so entsteht die Frage, ob hier wegen der Rißsicherheit St. 37 oder hochwertiger Baustahl, z. B. das bekannte Baustahlgewebe, auf Grund der Dresdner Versuche vorzuziehen ist.

[17] Vgl. *W. Gehler:* Internat. Verband für Materialprüfung, Kongreß Zürich, 1931, Referat: Festigkeit, Elastizität und Schwinden von Eisenbeton, S. 1079 bis 1087, wo diese Art der Plastizität des Betons im Vergleich zum Baustahl eingehend behandelt wurde. (Kongreßbuch, Zürich 1932, Verlag I. V. M.)

1. *Der Vergleich der Spannungs-Dehnungs-Linien von Baustahlgewebe* und Rundeisen St. 37 (Fig. 16) zeigt, daß bei dem Baustahlgewebe ein Fließen nicht festgestellt werden kann, während bei St. 37 die Streckgrenze deutlich ausgeprägt ist. Nach DIN 1602 ist daher die 0,2 %-Grenze für die bleibenden Dehnungen als Streckgrenze anzusehen, die, wie durch die Dresdner Versuche nachgewiesen wurde, mit der 0,4 %-Grenze der gesamten Dehnungen praktisch zusammenfällt, so daß sich für das Baustahlgewebe $\sigma_s = 5940$ kg/cm² bei $\sigma_B = 7020$ kg/cm² und einer Bruchdehnung $\delta = 9{,}1$ % ergab.

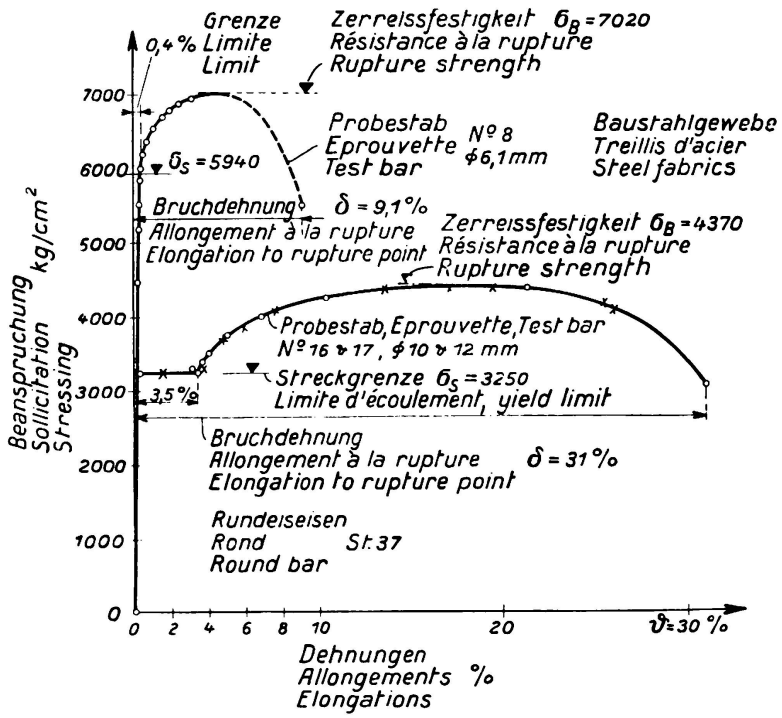

Fig. 16.

Spannungs-Dehnungslinien von Baustahlgewebe und Rundeisen St. 37.

2. Die Betonstraßendecke wird aber auch durch Formänderungen infolge der Verkehrslasten im Regelverkehr beansprucht. Auf Biegung beanspruchte Plattenstreifen mit Baustahlgewebe (Dresdner Versuche 1934) führten zur Unterscheidung von folgenden drei Bereichen (Fig. 17): *die ungerissene Platte (Rißbreite $b_1 = 0$), die Platte mit Haarrissen (Rißbreite $b_2 < b_{R\,zul} = \frac{1}{8}$ mm, vgl. Gl. 40) und die Platte mit feinen Rissen ($\frac{1}{8}$ mm $< b_R < \frac{1}{4}$ mm).*

1. Bereich: Ungerissene Platte. Bis zu einer Eisendehnung oder Betondehnung von $\varepsilon = 0{,}02$ %, also einer Eisenspannung von $\sigma = \varepsilon \cdot E = 420$ kg/cm² bleibt die Platte ohne Betonzugrisse. (Untere Rißgrenze auf Grund Dresdner Versuche mit unbewehrten Betonbalken $55 \cdot 15 \cdot 10$ cm³ und Baustahlgewebe-Platten).

2. Bereich: Die Platte mit Haarrissen. Für die nach Gl. 40 zulässige Rißbreite $b_{R\,zul} = \frac{1}{8}$ mm berechnet sich bei einer Gesamtlänge der mittleren gerissenen

Strecke (der untersuchten Balken s. Fig. 18) von 950 mm und bei 11 Rissen die Summe der Rißbreiten an dieser Grenze zu:

$$11 \cdot \frac{1}{8}\,\text{mm} = 1{,}375\,\text{mm}$$

und die Eisen-Dehnung auf dieser Strecke zu:

$$\varepsilon_1 = 1{,}375\ \text{mm} : 950\ \text{mm} = 0{,}145\ \%.$$

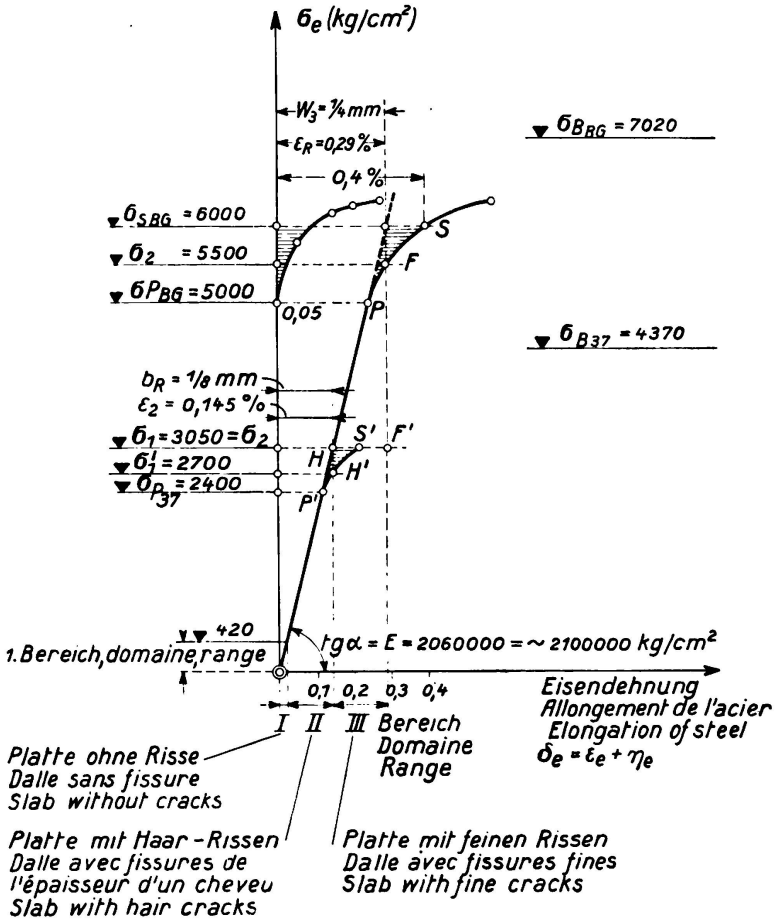

Fig. 17.

Die Spannungs-Dehnungslinien für St. 37 und für Baustahlgewebe und die Rißbreiten nach den Dresdner Versuchen.

Da in Fig. 17 OP′S′ die gefundene Spannungs-Dehnungs-Linie für St. 37 und OPS die Linie für das Baustahlgewebe darstellt (vgl. auch Fig. 16), so erhält man für deren Schnittpunkt H′ und H mit der Lotrechten im Abstande $\delta = \varepsilon_2 = 0{,}145\ \%$ von der Koordinatenachse die Spannungsordinaten $\sigma_2' = 2700\ \text{kg/cm}^2$ und $\sigma_2 = 3050\ \text{kg/cm}^2$.

Die obere Grenze der Haarrißbreite $b_R = \frac{1}{8}$ *mm wird somit bei Baustahlgewebe auf einer um 13 % höheren Laststufe erreicht, als bei St. 37.*

3. Bereich: Die Platte mit feinen Rissen. Als obere Grenze der Breite der „feinen Risse" möge das doppelte Maß von $b_{R\,zul} = \frac{1}{8}$ mm, also $b_3 = \frac{1}{4}$ mm

angenommen werden. In diesem Bereich ist der Rostschutz nach den bisherigen Erfahrungen zwar nicht mehr völlig, aber doch in der Regel noch gewährleistet. Diese obere Grenze $b_3 = \frac{1}{4}$ mm wird bei der Eisendehnung $\varepsilon_3 = 2 \cdot \varepsilon_2 = 2 \cdot 0{,}145\,\% = 0{,}29\,\%$ erreicht. Zu dieser Abscisse gehören in Fig. 17 die Punkte F′ und F der beiden Linienzüge mit den Koordinaten $\sigma'_3 = \sigma_{s37} = 3070$ kg/cm² und $\sigma_3 = 5500$ kg/cm².

Die obere Grenze ($b_3 = \frac{1}{4}$ mm) der feinen Risse wird bei St. 37 bereits an der Streckgrenze $\sigma_s = 3000$ kg/cm² erreicht, dagegen bei dem Baustahlgewebe erst bei $\sigma_e = 5500$ kg/cm², also bei einer um 80 % höheren Laststufe. *Die Rostsicherheit, die von der Rißbreite b_R abhängt, ist daher bei Baustahlgewebe größer als bei St. 37 (unter der Annahme gleicher Eisenquerschnitte).*

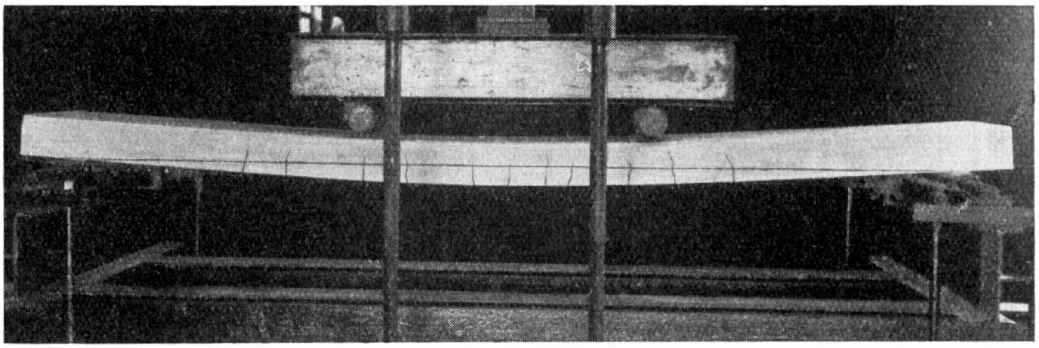

Fig. 18. Platte mit Baustahlgewebe bewehrt (Dresdner Versuche 1934).

F. Schwingungs-Beanspruchung von Eisenbetonbauteilen bei Verwendung hochwertiger Stähle.

Um aus den Ergebnissen von Dauerversuchen mit auf Biegung beanspruchten Eisenbetonbauteilen unter Verwendung von Baustählen mit hoher Streckgrenze bestimmte Folgerungen hinsichtlich des Sicherheitsgrades zu ziehen, wird folgendes Verfahren vorgeschlagen:

1. Als sogenannte *Verkehrssicherheit* wird der Ausdruck

$$\nu = \frac{w_V}{w_k} \tag{43}$$

eingeführt. Hierin bedeutet w_V die bei dem Dauerversuch gefundene, größte Schwingungsweite, die gerade noch unendlich oft ertragen wird,[18] und w_R die größte, denkbare Schwingungsweite, die der statischen Berechnung zu Grunde gelegt wird. Bezeichnet σ_o die obere und σ_u die untere Spannungsgrenze beim Schwingungsversuch (in den Normen DIN 4001 Oberspannung und Unterspannung genannt), so ist

$$w_V = \sigma_o - \sigma_u. \tag{44}$$

Da nach der statischen Berechnung unter Berücksichtigung der Stoßzahl die zulässige Spannung nicht überschritten werden soll, bildet diese die obere

[18] Nach den umfangreichen Dauerversuchen mit Baustählen darf in dem hier vorliegenden Bereich angenommen werden, daß die Schwingungsweite von der statischen Vorspannung (Mittelspannung) nahezu unabhängig ist.

Spannungsgrenze und die Beanspruchung durch die ständige Last allein die untere Spannungsgrenze in der statischen Berechnung, so daß

$$w_k = \sigma_{zul} - \sigma_g \tag{45}$$

ist.

2. Zur *Ermittelung der Schwingungsweite bei der statischen Berechnung* wird ein bestimmter, möglichst ungünstiger Fall zu Grunde gelegt, der durch folgende beiden Annahmen gekennzeichnet ist:

a) $\sigma_p : \sigma_g = 2 : 1$.

b) Als Stoßzahl möge der nach DIN 1075 größte, in Betracht kommende Wert $\varphi = 1{,}4$ angenommen werden. Dann ist in diesem Grenzfall

$$\sigma_{zul} = \sigma_g + \varphi \cdot \sigma_p = \sigma_g + 1{,}4\,(2 \cdot \sigma_g) = 3{,}8\,\sigma_g \tag{46}$$

und

$$w_k = \sigma_{zul} - \sigma_g = \sigma_{zul}\left(1 - \frac{1}{3{,}8}\right) = 0{,}737\,\sigma_{zul}. \tag{47}$$

Dann lautet nach Gl. 44 und 47 der Ausdruck der Verkehrssicherheit (Gl. 43):

$$\nu = \frac{\sigma_o - \sigma_u}{\sigma_{zul} - \sigma_g} = \frac{\sigma_o - \sigma_u}{0{,}737\,\sigma_{zul}}. \tag{48}$$

3. Als erforderlicher Verkehrssicherheitsgrad wird $\nu = 2$ vorgeschlagen. Dies bedeutet, daß im Falle des Dauerbruches die Schwingungsweite doppelt so groß ist, wie die Schwingungsweite, die nach der statischen Berechnung zu Grunde gelegt wird. Ein Vergleich mit den in den Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken (B.E.) der Reichsbahn, 1934, niedergelegten Vorschriften (γ-Verfahren) führt zu dem Ergebnis, daß diese Wahl des Sicherheitsgrades eine größere Sicherheit gewährleistet, als für stählerne Eisenbahnbrücken gefordert wird (besonders mit Rücksicht auf den ungünstigen Einfluß der Nietverbindungen und der Schweißverbindungen).

4. Nach diesem Verfahren sind die Ergebnisse der Stuttgarter Dauerversuche mit Isteg-Stahl in Übersicht V zusammengestellt, in der die Grundwerte der Versuchsplatten zu entnehmen und die Werte w_V, w_R und ν nach Gl. 44, 47 und 48 berechnet sind (Fig. 19).

Ergebnis: Der hochwertige Baustahl St. 60 in Verbindung mit gewöhnlichem Beton mit $W_{b28} = 120$ kg/cm² ergibt einen Sicherheitsgrad $\nu = 2{,}05$ im Vergleich zu $\nu = 2{,}9$ bei Verwendung von St. 37. Der Sicherheitsgrad der beiden Platten mit Isteg-Stahl liegt mit $\nu = 2{,}5$ und 2,2 zwischen diesen beiden Werten. Durch Verwendung von hochwertigem Beton mit $W_{b28} = 225$ kg/cm² wird hier der Sicherheitsgrad gegenüber gewöhnlichem Beton von 2,2 auf 2,5 erhöht.

5. Die Ergebnisse der Stuttgarter Dauerversuche 1934 mit Baustahlgewebe-Platten wurden nach dem gleichen Verfahren ausgewertet (Reihe a′ bis d′).

Ergebnis: Die Platte mit St. 37 und gewöhnlichem Beton ergab hier einen etwas kleineren Sicherheitsgrad, nämlich $\nu = 2{,}57$. Die beiden Baustahlgewebe-Platten der Reihe b′ und e′, die mit der außergewöhnlich großen Eisenspannung $\sigma_e = 2620$ kg/cm² bzw. 2400 kg/cm² bemessen waren, weisen einen zu kleinen Sicherheitsgrad auf, nämlich die Werte $\nu = 1{,}23$ und 1,29, also wesentlich

weniger als $\nu = 2$. Dagegen hat die Baustahlgewebe-Platte der Reihe d', die mit $\sigma_e = 1950$ kg/cm² bemessen wurde und bei der hochwertiger Beton mit $W_{b28} = 225$ kg/cm² verwendet wurde, den Sicherheitsgrad $\nu = 1{,}88$. Unter der Annahme eines ungefähr linearen Verlaufes der Gesetzmäßigkeit ist dann bei der Bemessung mit $\sigma_e = 1800$ kg/cm² und bei $W_{b28} = 225$ kg/cm² der Sicherheitsgrad $\nu = 1{,}88 \cdot \frac{1950}{1800} = 2{,}03$ zu erwarten.

6. Mit dieser Auswertung der Stuttgarter Dauerversuche ist der Beweis erbracht, *daß die zulässige Stahlspannung bei Platten mit $\sigma_e = 1800$ kg/cm² auch bei bewegten Lasten zutreffend gewählt ist* unter der Voraussetzung, daß die Mindest-Würfelfestigkeit $W_{b28} = 225$ kg/cm² gewährleistet wird. Mit dieser Forderung hinsichtlich der Betongüte ist auch nach den bisherigen Erfahrungen ein hinreichender Riß-Sicherheitsgrad anzunehmen.

Da bezüglich der Balken für bewegliche Lasten entsprechende Versuche noch nicht vorliegen, wird vorgeschlagen, die Beanspruchung für Balken nach wie vor bei $\sigma_e = 1500$ kg/cm² zu belassen.

Übersicht V.

Bewehrungs- und Betonart	Versuchsreihe	Plattendicke d (cm)	Bemessungs-Grundlagen $\frac{\sigma_b}{\sigma_e}$	Betongüte $W_{b\,28}$ Soll	Betongüte $W_{b\,28}$ Ist	Baustahlart σ_S	Baustahlart max σ_e	Plastizitäts-Faktor $\beta' = \frac{\max \sigma_e}{\sigma_S}$	w_V	w_R	Verkehrssicherheit $\nu = \mathrm{tg}\,\alpha = \frac{w_V}{w_R}$
Isteg + hochw. Beton	d	11,5	64/1850	*200*	*260*	4500	5800	1,29	3440	1365	2,52
Isteg + Beton	c	14,2	47/1750	120	118	4500	5600	1,24	2840	1290	2,20
St. 60 + Beton	b	13,7	47/1750	120	123	4300	4920	1,14	2640	1290	2,05
St. 37 + Beton	a	14,1	40/1200	120	123	2950	3440	1,16	2570	884	2,91
Baustahl-Gewebe + hochw. Beton	d'	13,8	64/*1950*	*210*	*239*	5900	7120	1,21	2700	1435	1,88 [19]
desgl. + Beton	b'	17,4	41/*2620*	160	219	5800	8160	1,41	2360	1920	1,23
desgl. + Beton	e'	10,8	52/*2400*	180	195	6150	7740	1,26	2280	1770	1,29
St. 37 + Beton	a'	14,0	39/1150	130	115	2400	3200	1,33	2180	847	2,57

[19] $1{,}88 \cdot \frac{1950}{1800} = 2{,}03$.

G. Die zulässigen Spannungen von Bewehrungen mit hoher Streckgrenze für platten- und balkenförmige Eisenbetonbauteile.

1. Die in Übersicht VI angegebenen zulässigen Spannungen wurden am 14. Januar 1935 vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton auf Grund der hier erörterten Ergebnisse der Dresdner Versuche festgelegt und sodann von den maßgebenden Behörden amtlich vorgeschrieben. Nach den seitdem gewonnenen Versuchs-Erkenntnissen und den vorliegenden Darlegungen sei noch hinzugefügt:

a) Auf Grund der Stuttgarter Plattenversuche mit hochwertigem Baustahl ist es berechtigt, bei St. 52 und den entsprechenden Sonderstählen

Übersicht VI.

Tafel für die zulässigen Spannungen
von Bewehrungen mit hoher Streckgrenze für platten- und balkenförmige Eisenbetonbauteile.

1	2	3	4	5	6	7	8
Lfd. Nr.	Stahlsorte	Mindest-streck-grenze [20]	Mindest-bruch-dehnung	Mindest-würfel-festigkeit des Betons	$\sigma_{e\,zul}$ bei Platten	$\sigma_{e\,zul}$ bei Platten-balken	Gültigkeits-bereich
	—	kg/cm²	%	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	—
1	St. 52	3600	20	120 225	1500 *1500*	1200 *1500*	Auch bei bewegten Lasten [22]
2	St. 52	3600	20	120 160 225	1500 1800 1800	1200 1200 1500 [23] 1800 [24]	Bei vorwiegend ruhenden Lasten und nur bei Hochbauten ohne Witterungseinflüsse
3	Sonder-stahl [21]	3600	14 [25]	120 160 225	1200 1800 1800	1200 1200 1500 [23] 1800 [24]	
4	Sonder-stahl [21]	5000	14 [26]	120 160 225	1200 2200 2200	1200 1200 1500 [23] 1800 [24]	

[20] *Streckgrenze.* Entsprechend den Eisenbetonbestimmungen § 7 müssen die Eigenschaften des Stahles nachgewiesen werden. Für Bewehrungen ohne ausgeprägte Streckgrenze kann, bis zur endgültigen Regelung auf Grund der im Gange befindlichen Versuche statt der 0,2 %-Grenze der bleibenden Dehnung nach DIN 1602 auch die 0,4 %-Grenze der gesamten Dehnung als Streckgrenze treten.

[21] *Sonderstahleinlagen* in besonderer Anordnung auf Grund baupolizeilicher Zulassung.

[22] Entspricht des bisher bestehenden Bestimmungen.

[23] Wenn der Querschnitt des einzelnen Bewehrungseisens $> 3{,}14$ cm² ist. (Bei verdrillten Eisen ist der Gesamtquerschnitt eines verdrillten Stabes maßgebend.)

[24] Wenn der Querschnitt des einzelnen Bewehrungseisens $\leqq 3{,}14$ cm² ist (sonst wie zu 23).

[25] Für Platten ist auch Stahl mit einer Mindestbruchdehnung von 10 % zulässig.

[26] Für Platten ist auch Stahl mit einer Mindestbruchdehnung von 8 % zulässig.

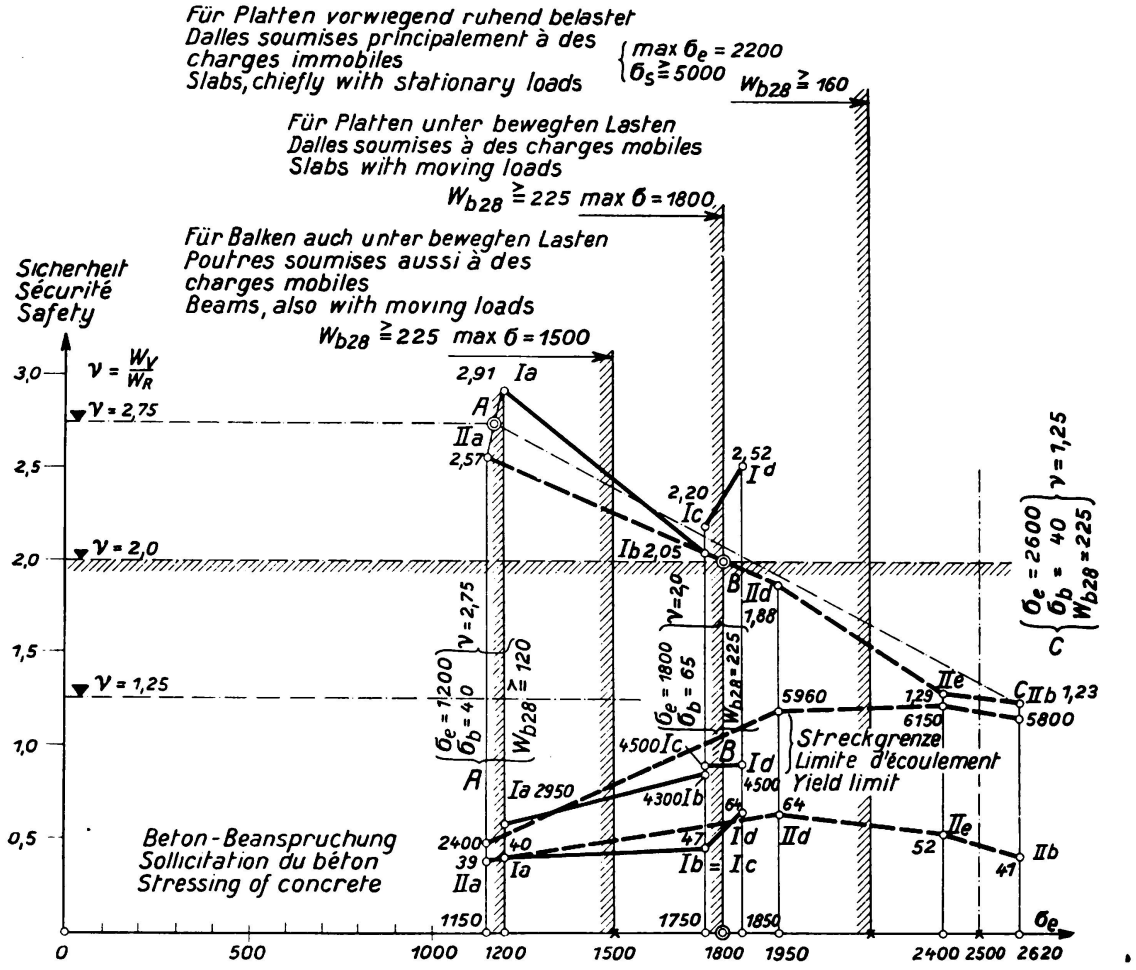

Fig. 19.

Ergebnisse der Stuttgarter Dauerversuche an Platten mit Isteg-, bzw. Baustahlgewebe-Bewehrung (I bzw. II).

und bei $W_{b\,28} \geqq 225$ kg/cm² für *Platten (2. Zeile, 6. Spalte) den Wert* $\sigma_{e\,zul} = 1500$ *kg/cm² auf 1800 kg/cm² und zwar auch bei bewegten Lasten zu erhöhen.*

b) *Die einschränkende Bestimmung der Fußnoten 23 und 24* mit dem festen Grenzwert $F_e = 3{,}14$ cm² sollte auf Grund unserer Gl. 28 und 40 durch eine tiefer begründete Vorschrift ersetzt werden, was aber erst auf Grund weiterer Versuche möglich ist.

2. Die kritische Betrachtung der Bruchsicherheit von Eisenbetonbalken (s. unter D, II und Fig. 13 und 14) führte zu folgenden Ergebnissen:

a) Im ersten Bereich der schwach bewehrten Balken, bei denen die Streckgrenze der Eisen für den Bruch maßgebend ist (Regelfall), braucht an dem bisher üblichen Rechnungsverfahren nichts geändert zu werden.

b) *Sobald die Bewehrungsgrenze* μ_G, *die beide Bereiche trennt, durch die laufenden Dresdner Versuche für St. 37 und hochwertigen Stahl festgelegt ist, kann dieser erste Bereich bis zu diesem Grenzwert ausgedehnt und damit das einfache Rechnungsverfahren auch hier angewendet werden.*

c) Jenseits dieser Grenze, also *im zweiten Bereich*, in dem die Beton-Druckfestigkeit für den Bruch maßgebend ist (seltener Fall), kann ein *neues Verfahren mit weitergehender Baustoff-Ausnutzung* zugrunde gelegt werden. *Die Anordnung von Druckeisen und Balkenschrägen wird dann möglichst vermieden* und damit eine *Verbesserung der baulichen Gestaltung* erzielt.

Unsere Versuche mit hochwertigen Stählen im Eisenbetonbau führten somit zu der Erkenntnis, daß *unter Wahrung der Riß- und Bruchsicherheit eine beträchtliche Steigerung der zulässigen Beanspruchung, also der Ausnutzung der Baustoffe berechtigt ist* (s. Übersicht VI), ferner zu *einer kritischen Prüfung der Sicherheit* und endlich zur Anregung der *Ergänzung unseres üblichen Rechnungsverfahrens, um die bauliche Durchbildung zu verbessern.* Durch diesen *Ausbau auf versuchsmäßiger Grundlage* kann eine bisher vorhandene Lücke unseres Wissens über den Eisenbeton geschlossen werden.

Zusammenfassung.

Die Frage der Verwendung von hochwertigem Stahl im Eisenbetonbau wurde hauptsächlich erst durch die neueren Dresdner Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton zu einem gewissen Abschluß gebracht. Die Rißbreiten wurden in 23-facher Vergrößerung photographisch aufgenommen und die Rißtiefen genau gemessen.

Die *Rißsicherheit*, das Verhältnis der Last beim Auftreten des ersten Risses zur Gebrauchslast, beträgt bei allseitig aufliegenden, kreuzweise bewehrten Platten 1,8, bei den auf vier Eckpunkten gelagerten Platten (Pilzdecken-Vorversuche) 1,4, bei einachsig bewehrten Platten 0,75 und bei Plattenbalken 0,5. Die Anwendung von hochwertigem Baustahl kann daher bei Platten am meisten empfohlen werden. Mit steigender *Betongüte* wächst auch die Rißsicherheit, aber leider nur in geringem Maße wegen der größeren Sprödigkeit der hochwertigen Zemente. Je kleiner aber der *Eisenquerschnitt* im Vergleich zum Betonquerschnitt und zur Rippenbreite ist, umso größer ist die Rißsicherheit und umso kleiner die *Rißtiefe*. Da andererseits die *Rißbreite* mit der Rippenbreite wächst, wird der Verbreiterung der Rippe durch die Festlegung einer zulässigen Rißbreite bei der Gebrauchslast (z. B. von $^1/_8$ mm) eine Grenze gezogen. Diese rein statistischen Feststellungen führen zu der *physikalischen Vorstellung*, daß beim Auftreten des Risses der gerissene Querschnittsteil (Rißtiefe t · Rippenbreite b_o) ausgeschaltet wird und damit auch die Betonzugkraft, die bisher in ihm gewirkt hat. Ihre Größe kann bei niedriger, mittlerer und hoher Betongüte zu 4, 8 und 12 % der Eisenzugkraft beim Auftreten des Risses angegeben werden. Erhöhte Rißsicherheit darf bei I- und kastenförmigen Querschnitten erwartet werden. *Vorwiegend ruhend beanspruchte Plattenbalken mit St. 52* bieten bei 1800 kg/cm² zulässiger Eisenspannung die gleiche Rißsicherheit wie bei St. 37 mit 1200 kg/cm².

Die gefundenen *Bruchlasten* führten am 14. I. 1935 zur Aufstellung einer *Tafel für die zulässigen Spannungen bei Stahl mit hoher Streckgrenze* durch den

Deutschen Ausschuß für Eisenbeton (Übersicht VI) und zu folgenden weiteren Ergebnissen. *Im ersten Bereich der schwach bewehrten Balken,* bei denen die Streckgrenze der Eisen für den Bruch maßgebend ist (Regelfall), braucht an dem bisher üblichen Rechnungsverfahren nichts geändert zu werden. Sobald die Bewehrungsgrenze, die beide Bereiche trennt, durch die laufenden Dresdner Versuche festgelegt ist, kann der erste Bereich bis zu diesem Grenzwert ausgedehnt und damit das einfache Rechnungsverfahren auch hier angewendet werden. *Im zweiten Bereich, in dem die Betondruckfestigkeit für den Bruch maßgebend ist* (seltener Fall), kann ein neues Verfahren mit weitergehender Baustoff-Ausnutzung eingeführt werden, um die Anordnung von Druckeisen und Balkenschrägen möglichst zu vermeiden und damit die bauliche Gestaltung zu verbessern.

Für *bewegte Lasten* ergab die Auswertung der Stuttgarter Dauerversuche, daß für St. 52 bei Platten als Eisenspannung 1800 kg/cm² zulässig ist bei einer Mindestwürfelfestigkeit von 225 kg/cm². Bei Plattenbalken wird hierfür nach wie vor 1500 kg/cm² empfohlen.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIc 3

Hochwertige Stähle im Eisenbetonbau.

Aciers à haute résistance dans le béton armé.

High-Grade Steel in Reinforced Concrete.

Dr. Ing. R. Saliger,
Professor an der Technischen Hochschule, Wien.

A. Säulen mit hochwertiger Stahlbewehrung.

Aus den zahlreichen Versuchen an Säulen mit Längsbewehrung und Bügeln[1] wissen wir, daß die Ausnützung der Stauchgrenze der Längsbewehrung in der Regel nicht möglich ist. Die Stauchgrenze wird nur bei umschnürten Betonsäulen erreicht. Der Grund für diese Tatsache liegt darin, daß die Bruchstauchung des Betons nicht jene Stauchung erreicht, die in der Stauchspannung der Bewehrungsstäbe vorhanden ist. Die Zerstörung des Betons erfolgt daher früher und die Längsstäbe knicken aus. Bei diesen Säulen ist die Spannung der Längsbewehrung durch das Verhältnis von $E_e : E_b$ gegeben und es bildet keinen wesentlichen Unterschied, ob die Längsbewehrung aus Weicheisen oder höherwertigem Stahl besteht. *Die Anwendung höherwertigen Stahls ist daher im allgemeinen nur bei umschnürten Betonsäulen gerechtfertigt,* die größerer Stauchung fähig sind.

a) Versuche an umschnürten Betonsäulen mit hochwertigen Stahleinlagen.

Die Arbeiten umfassen, abgesehen von den Untersuchungen an betonumschnürten Gußeisensäulen, mehrere Versuchsreihen, die von 1929 bis 1933 ausgeführt worden sind und über die andernorts berichtet worden ist.[2]

Die erste Reihe betrifft fünf verschiedene Säulenbauarten in je zwei gleichen Ausführungen, zusammen zehn Säulen von 1,2 m Länge, Querschnitt 16eckig mit 34 cm Durchmesser, Betonkernquerschnitt 700 bis 740 cm², Prismenfestigkeit des Betons 227 kg/cm², Längsbewehrung aus hochwertigem Rundstahl von durchschnittlich 7,35 t/cm² Streckspannung, Bewehrungsanteil 4,3 bis 8,8 %, Umschnürung bei acht Säulen aus Stahl mit einer Streckgrenze von 5,2 t/cm² in Umschnürungsanteilen von 0,5 bis 2,0 %, bei zwei Säulen aus Eisen mit $\sigma_s = 2{,}6$ t/cm² und dem Umschnürungsanteil von 2,1 %.

[1] *Bach:* Mitteilungen über Forschungsarbeiten des V.D.I., Hefte 29 und 166, *Saliger:* Zeitschrift für Betonbau 1915, Hefte 2 bis 4, *Commissio du Ciment arme*, Paris 1907, *Emperger:* Versuche an Säulen aus Eisenbeton 1908. *Spitzer:* Heft 3 des österr. Eisenbetonausschusses 1912, *Mörsch:* Der Eisenbetonbau, *Deutscher Ausschuß* für Eisenbeton, Hefte 5, 10, 14, 21, 28 und 34, *Probst:* Vorlesungen über Eisenbeton, 1. Band, Berlin 1917.

[2] Beton und Eisen 1930, Hefte 1 und 17, Bauingenieur 1931, Hefte 15 und 16, Österr. Eisenbetonausschuß Heft 13, Bericht auf dem Internat. Kongreß für Beton und Eisenbeton in Lüttich 1930 u. a.

Die zweite Reihe umfaßt sechs verschiedene Säulenbauarten in je zwei Gleichstücken von 1,2 m Länge, Querschnitt achteckig mit 35 cm Durchmesser, Betonkernquerschnitt 760 cm², Prismenfestigkeit 204 kg/cm², Rundstahllängsbewehrung 3,8 bis 11,2 %, Streckgrenze 7,7 t/cm². In sechs Säulen war die Längsbewehrung in der Mitte gestoßen und geschweißt. Die Umschnürung bestand aus Bandeisen mit einer Streckspannung von 2,9 t/cm², der Umschnürungsanteil war bei allen Säulen 1,1 %.

Die dritte Versuchsreihe betraf sechzehn Säulen von 3,0 m Länge. Die Prismenfestigkeit des Betons betrug 116 kg/cm². Die Längsbewehrung bestand bei vierzehn Säulen aus Rundstahl mit einer Streckgrenze von 4,25 t/cm², bei zwei Säulen mit einer Streckgrenze von 2,77 t/cm². Der Längsbewehrungsanteil betrug 3,8 bis 14,8 %. Die Umschnürung bestand bei sechs Säulen aus Rundstahl mit 5,2 t/cm² Streckgrenze, bei zehn Säulen aus Stahl $\sigma_s = 2{,}5$ t/cm². Der Umschnürungsanteil lag zwischen 0,5 und 2,2 %.

Weitere Versuche umfaßten zehn Säulen von je 3 m Länge, deren Bewehrung aus fertigen Walzprofilsäulen mit einer Streckgrenze von 2,67 t/cm² und einem Bewehrungsanteil von 3,7 bis 11,9 % bestand (betonumschnürte Stahlsäulen). Der Kernquerschnitt betrug bei acht Säulen 680 bzw. 952 cm², bei zwei Säulen mit quadratischem Außenquerschnitt 490 cm². Die Betonfestigkeit betrug 146 kg/cm². Die Umschnürungseisen hatten eine Streckspannung von 2,5 bis 2,9 t/cm² und der Umschnürungsanteil betrug 0,6 bis 1,3 %.

Die fünfte Versuchsreihe behandelte sechs Säulen von 1,5 m Länge und vierzehn Säulen von 3 m Länge, 34 cm Schaftdicke und rund 760 cm² Kernfläche. Die Prismenfestigkeit des Betons betrug 211 kg/cm². Die Längsbewehrung aus Rundstahl hatte bei vier Säulen eine Streckgrenze von $\sigma_s = 2{,}4$, bei sechzehn Säulen $\sigma_s = 6{,}16$ bis 6,92 t/cm² mit Bewehrungsanteilen von 4,6 bis 11,0 %. Die Umschnürung bestand aus Stahl mit $\sigma_s = 2{,}0$ bis 2,3 t/cm² in der Stärke von 0,5 bis 2,1 %.

b) Folgerungen aus den Versuchen und aus theoretischen Überlegungen.

1. *Geltungsbereich.*

Die Längsbewehrung in den genannten Versuchen bestand aus Stahl mit Streckgrenzen von 2,2 bis 7,7 t/cm², mit Bewehrungsanteilen von 4 bis 14 %. Für die Umschnürung diente Stahl von 2,0 bis 5,2 t/cm² mit Anteilen von 0,5 bis rund 2 %. Die Versuche umfassen sonach den ganzen Bereich der Bewehrungsanteile und Bewehrungsgüten, der in der Praxis in Betracht kommt.

2. *Ausnützung der Längseinlagen.*

Die Bruchstauchung der umschnürten Eisenbetonsäulen übertrifft in der Regel die Zusammendrückbarkeit des nicht bewehrten Betons erheblich. Sie ist bei genügend starker Umwehrung so groß, daß die Stauchgrenze der Längseinlagen erreicht oder die begriffmäßige Streckgrenze sogar überschritten wird. Nennenswerte Unterschiede zwischen der Stauchgrenze beim Druckversuch und der Streckgrenze beim Zugversuch des Stahls haben sich nicht gezeigt. Bei den umschnürten Säulen besteht die Möglichkeit der vollen Ausnützung von Längseinlagen aus hochwertigem Stahl. Das Verhalten der betonumschnürten Stahlsäulen ist das gleiche wie das einer schlaffen Längsbewehrung. Knickung der

Einzelstäbe oder der einbetonierten Stahlsäule kommt bei sachgemäßer Bauart nicht in Betracht. Bei großer Schlankheit kann für die Säule als Ganzes Knickgefahr bestehen.

3. *Notwendige Stärke der Umschnürung.*

Die Stauchgrenze der Längsbewehrung konnte bei allen jenen Säulen vollständig ausgenützt werden, deren Umschnürungsstärke $F_u \cdot \sigma_{u\,streck} \geqq 0{,}05\, F_e \cdot \sigma_{stauch}$ und wenn $F_u \cdot \sigma_{u\,streck} \geqq 0{,}1\, F_k \cdot \sigma_p$ oder

$$\mu_u \geqq 0{,}05\, \mu \cdot \frac{\sigma_{stauch}}{\sigma_{u\,streck}} \quad \text{und} \quad \mu_u = 0{,}1\, \frac{\sigma_p}{\sigma_{u\,streck}}\,^{3}.$$

Hierin bedeutet σ_p die Prismenfestigkeit des Betons.

Sinkt die Umschnürungsstärke (ausgedrückt durch $F_u \cdot \sigma_{u\,streck}$) unter einen bestimmten Wert, so kann die Stauchgrenze der Längsstäbe nicht sicher erreicht werden. Ist die Umschnürungsstärke wesentlich größer, so ist der Säulenbeton höherer Stauchung fähig und damit erlangen die Längsstäbe Pressungen, die die begriffmäßige Stauchgrenze überschreiten können. Unter sonst gleichen Umständen ist die Umschnürung mit hochliegender Streckgrenze wirksamer als solche aus weichem Eisen.

4. *Wirkung der Umschnürung.*

Die Umschnürung hat eine zweifache Aufgabe: Die Vermehrung der Festigkeit des Betons durch eine kreisrunde Umschnürung ist $N_u = a \cdot F_u\, \sigma_{u\,streck}$. Hätte der Beton keine Eigenfestigkeit und zeigte er das Verhalten einer Flüssigkeit, so wäre $N_u = \frac{1}{2}\, F_u \cdot \sigma_{u\,streck}$, also $a = \frac{1}{2}$. Für Beton ergibt sich aus Versuch und Theorie, wenn m die Poisson-Zahl bedeutet, $a = \frac{m}{2} = 1{,}5$ bis 4, wobei der kleinere Wert für hohe Pressungen in hochwertigem Beton und der größere Wert bei niedrigen Pressungen in geringwertigem Beton gilt. Je höherwertiger der Beton ist, desto geringer wird der die Umschnürungswirkung ausdrückende Beiwert a. Im Mittel kann mit $a = 2$—3 gerechnet werden. Die Wirkung der Umschnürung wächst mit der Streckgrenze $\sigma_{u\,streck}$ der Umschnürung. Die genannte erste Aufgabe der Umschnürung beruht also auf einer Vermehrung der Druckfestigkeit des Betons um $\Delta\sigma_p = \frac{N_u}{F_k} = 2{,}5\, \mu_u\, \sigma_{u\,streck}$ i. M. Die zweite Aufgabe der Umschnürung ist die Sicherstellung genügend großer Formänderungen des Betons, die Erreichung der Stauchgrenze der Längsbewehrung, die gemeinsame Wirkung der beiden Stoffe überhaupt und schließlich die Verhinderung des Ausknickens der Längsstäbe. Bei Pressungen bis zur Eigenfestigkeit des Betons ist die Beanspruchung der Umschnürung gering, bei größern Stauchungen steigt die Spannung der Umwehrung rasch an bis zur Streckgrenze und allenfalls bis zum Zerreißen.

---

[3] Die Auffassung, daß eine wesentlich stärkere Umschnürung, etwa 2 bis 3 %, notwendig sei, um die vollständige Ausnützung der Prismenfestigkeit und der Stauchgrenze der Längsbewehrung sicherzustellen, ist durch die Versuche nicht gedeckt; siehe *Freudental:* Verbundstützen für hohe Lasten, Berlin 1933.

5. *Rißbildung.*

Bis zur Rißbildung in der Schale wirkt die gesamte Querschnittfläche des Betons (Kern- und Deckschicht) und der Längsstäbe in der gleichen Weise wie bei einer gewöhnlichen längsbewehrten Eisenbetonsäule im Verhältnis der Dehnmaße $E_c : E_b$ ohne nennenswerte Beeinflussung durch die Umschnürung. Die Längsrisse treten bei Betonpressungen auf, die ungefähr der Prismenfestigkeit gleich sind. Die Querdehnung ε_q des Betons und somit auch der Schale beträgt etwa $\varepsilon_q = \frac{\varepsilon}{m}$. Nimmt man die Dehnfähigkeit des Betons $\varepsilon_q = (1{,}5 \text{ bis } 2) \cdot 10^{-4}$ und $m = 7$ an, so ergibt sich $\varepsilon = 7 \cdot (1{,}5 \text{ bis } 2) \cdot 10^{-4} \approx (1 \text{ bis } 1{,}5) \cdot 10^{-3}$, das heißt das Aufreißen der Schale ist bei einer Säulenverkürzung von 1 bis 1,5 mm/m zu erwarten. Für mindern Beton wird ε_q kleiner und m größer und umgekehrt für hochwertigen Beton, sodaß die angegebene Säulenstauchung als Durchschnittswert gelten kann. Einer Verkürzung von 1 bis 1,5 mm/m entspricht eine Längsspannung im Säulenbeton in der Größenordnung von 100 bis 250 kg/cm², das ist die Prismenfestigkeit des Betons. Nach Überschreiten der Prismenfestigkeit des Betons beginnt das Abfallen der Schale. Die Rißlast kann ausgedrückt werden durch:

$$N_{Riß} = (F_b + n \cdot F_e)\, \sigma_p .$$

Die Sicherheit gegen die Rißbildung ist also:

$$s_R = \frac{N_{Riß}}{N_{zul}}.$$

Bei Steigerung der Last über N_{Riss} fällt die Schale ab.

6. *Grenzfall.*

Umschnürte Säulen, deren Tragkraft als gewöhnliche längsbewehrte Betonsäulen (mit Einbeziehung der außerhalb des Kerns liegenden Betonschale) größer ist als jene des umschnürten Betons (ohne Berücksichtigung der Betonschale), gehen mit der Rißbildung und dem Ablösen der Schale zu Bruch. Die Rißlast ist in diesem Fall die Höchstlast. Je stärker die Umschnürung und je geringer der Anteil des Schalenquerschnittes am Gesamtquerschnitt ist, desto höher liegt die Bruchlast über der Rißlast.

7. *Bruchlast und zulässige Baulast.*

In allen Fällen, in denen die Bedingungen unter Punkt 3 erfüllt sind, ist die Tragkraft der Säulen mit hochwertiger Stahlbewehrung durch die Summe der Widerstände gegeben, die von der Prismenfestigkeit des Betonkerns, dem Widerstand der Längsbewehrung (ohne Knickabminderung) und vom Zugwiderstand (der Streckgrenze) der Umschnürung gebildet wird.

$$N_{Bruch} = F_k\, \sigma_p + F_e\, \sigma_{e\ stauch} + 2{,}5\, F_u \cdot \sigma_{u\ streck} \tag{1}$$

bei s-facher Sicherheit ist

$$N_{zul} = \frac{N_{Bruch}}{s}.$$

Bei im wesentlichen ruhiger Belastung ist der Sicherheitsgrad $s \cong 2{,}5$ vollkommen ausreichend. Nach der Erfahrung ist bei guter Ausführung ein Mindestwert der Betonfestigkeit im Bauwerk $\sigma_{p\,min} = \frac{2}{3}\sigma_{p\,mittel}$ zu erwarten.

Damit ergibt sich:

$$N_{zul} = \frac{F_k\,\sigma_{p\,mittel}}{3{,}5} + \frac{F_e\,\sigma_{e\,stauch}}{2{,}5} + F_u\,\sigma_{u\,streck} \tag{2}$$

Diese Beziehung kann *ohne Festsetzung zulässiger Beanspruchungen* zur Berechnung der zulässigen Baulast oder nach entsprechender Umformung zur Bestimmung der Abmessungen auf Grund der Stoffgüten und des Sicherheitsgrades verwendet werden. Will man in der bisher üblichen Weise mit zulässigen Beanspruchungen arbeiten, so gelangt man zur Formel:

$$N_{zul} = F_k \cdot \sigma_{b\,zul} + F_e \cdot \sigma_{e\,zul} + 2{,}5\,F_u \cdot \sigma_{u\,zul} \tag{2a}$$

Setzt man $\frac{\sigma_{e\,zul}}{\sigma_{b\,zul}} = n$ und $\frac{\sigma_{u\,zul}}{\sigma_{b\,zul}} = n_u$, so erhält man

$$\left.\begin{aligned} N_{zul} &= (F_k + n\,F_e + 2{,}5\,n_u\,F_u)\,\sigma_{b\,zul} \\ &= (1 + n\,\mu + 2{,}5\,n_u\,\mu_u)\,F_k\,\sigma_{b\,zul} \end{aligned}\right\} \tag{2b}$$

8. *Anteile des Betons und der Stahlbewehrung an der Tragkraft.*

Der Anteil des Stahls an der Tragkraft ist innerhalb des durch Versuche gedeckten Bereichs umso größer, je stärker die Längsbewehrung und Umschnürung und je höherwertiger der Stahl ist. Beispielsweise ergeben sich für $\sigma_{e\,stauch} = 6000$, $\sigma_{u\,streck} = 4000$ und $\sigma_p = 200$ kg/cm², $n = 30$ und $n_u = 20$ und bei der Annahme $\mu_u = \frac{\mu}{6}$ die in der Zahlentafel zusammengestellten Werte. σ_b bedeutet hierin den durch die Umschnürung hervorgerufenen, gegenüber der Prismenfestigkeit vermehrten Druckwiderstand des Betons. Die Rißlast ist mit $F_b = 1{,}4\,F_k$ berechnet, die Rißsicherheit s_R bei $s = 2{,}5$ facher Bruchsicherheit.

Aus der Tafel ist folgendes zu erkennen: Unter den getroffenen Annahmen steigt bei 12 % Längebewehrung und 2 % Umschnürung die mittlere Bruchpressung (bezogen auf die Kernfläche) auf $\sigma = 5{,}6\,\sigma_p$. Bei einer Prismenfestigkeit von $\sigma_p = 200$ kg ergibt dies eine mittlere Bruchpressung von $\sigma = 5{,}6 \cdot 200 = 1120$ kg/cm², das ist mehr als die Tragkraft einer Flußeisensäule mit dem gleichen umschriebenen Querschnitt bei mittleren Schlankheitsverhältnissen. Der Anteil des Betondruckwiderstandes sinkt mit zunehmender Bewehrung, während der Anteil des von den Stahleinlagen aufgenommenen Druckwiderstandes steigt, in der vorliegenden Zahlentafel bis 82 %. Solche Säulen wirken fast wie reine Stahlsäulen, obwohl der Beton eine unbedingte Notwendigkeit ist.

c) *Anwendung höherwertiger Stähle in Druckgliedern und Säulen.*

Die Verwendung hochwertiger Stähle in Säulen, Bogen und andern Druckgliedern schafft erweiterte Möglichkeiten in der Querschnittbemessung. Hinsichtlich der erforderlichen äußern Abmessungen kann der Wettbewerb mit dem reinen Stahlbau umso leichter aufgenommen werden, je höherwertiger die Bewehrung ist. Die Verbindung mit hochwertigem Beton erweist sich fast immer

$\mu = \frac{F_e}{F_k} =$	0,03	0,06	0,12
$\frac{N_b}{F_k\ \sigma_p} =$	1	1	1
$\frac{N_e}{F_k\ \sigma_p} =$	0,9	1,8	3,6
$\frac{N_u}{F_k\ \sigma_p} =$	0,25	0.5	1,0
$\frac{N_{Bruch}}{F_k\ \sigma_p} =$	2,15	3.3	5,6
$\frac{\sigma_b}{\sigma_p} =$	1,25	1.5	2,0
Anteil des Betons " der Längseisen } Bewehrung " " Umschnürung } Bewehrung	47 42 } 53 11	30 55 } 70 15	18 % 64 } 82 % 18
$\frac{N_{Riss}}{F_k\ \sigma_p} =$	2,03	2,65	3,90
$\frac{N_{Riss}}{N_{Bruch}} =$	0,95	0,80	0,70
$s_R =$	2,4	2.0	1,7

als notwendig, wenn auch der auf den Beton entfallende Kraftanteil verhältnismäßig gering ist. In der Fig. 1 sind maßstäblich die Querschnitte dargestellt, die unter verschiedenen Annahmen für eine Belastung von 1000 t erforderlich sind:

1. Eine gewöhnliche längsbewehrte Säule aus Baubeton mit $\sigma_{b\,zul} = 35$ kg/cm² und mit einem St. 37-Bewehrungsanteil von $\mu = 0{,}8$ %.
2. Desgleichen bei Verwendung von hochwertigem Beton mit $\sigma_{b\,zul} = 70$ kg/cm².
3. Eine umschnürte Betonsäule aus hochwertigem Beton mit $\sigma_{b\,zul} = 70$ kg/cm² und St. 37-Bewehrung.
4. Eine betonumschnürte Stahlsäule aus Walzprofilen St. 37 mit $\sigma_{e\,zul} = 1400$ und $\sigma_{b\,zul} = 60$ kg/cm².

5. Eine umschnürte Eisenbetonsäule aus hochwertigem Beton ($\sigma_{b\,zul} = 60\,kg/cm^2$) und aus Stahl mit $\sigma_s = 6000$ ($\sigma_{e\,zul} = 2400\,kg/cm^2$) bei 2,5-facher Sicherheit.

6. Eine reine Stahlsäule aus St. 37 mit $\sigma_{e\,zul} = 1400\,kg/cm^2$. Die gestrichelte Linie stellt die allfällig notwendige Umkleidung der Säule dar.

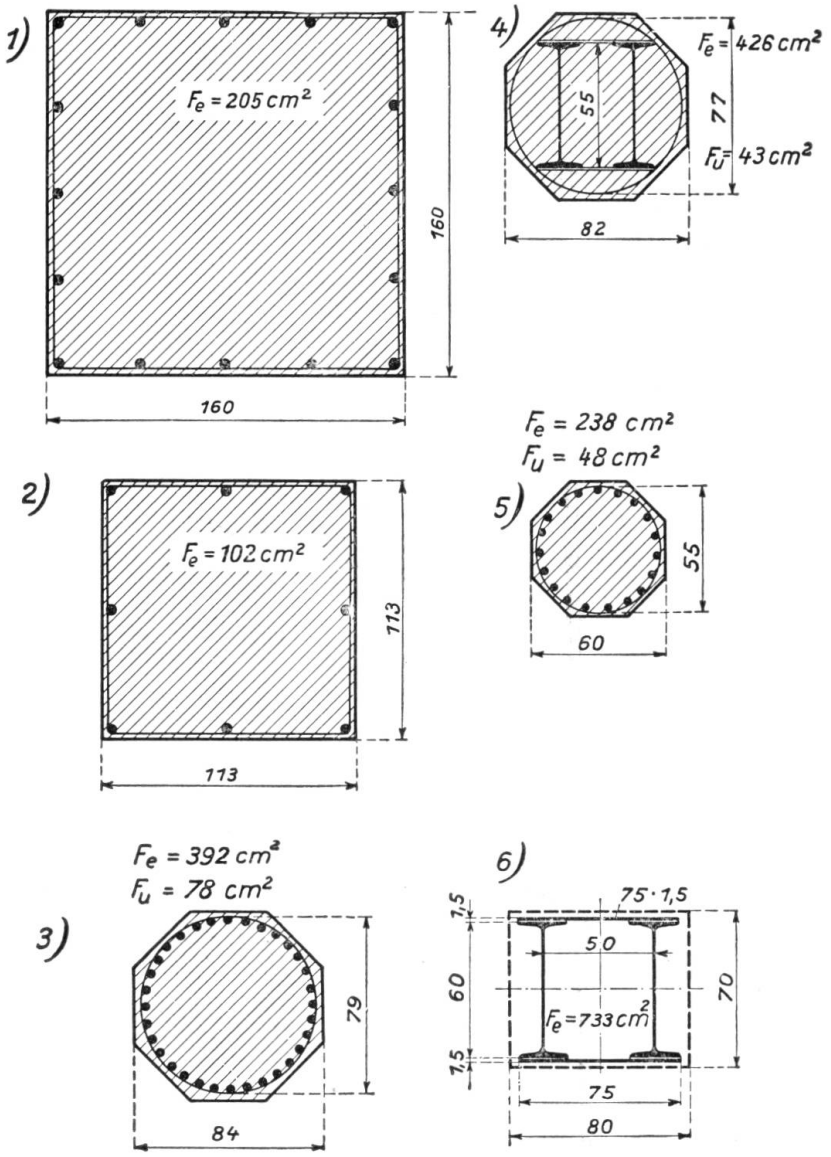

Fig. 1.

Bei der *baulichen Durchbildung* von Druckgliedern mit hochwertiger Stahlbewehrung werden besondere Maßnahmen am Platze sein. Eine Übertragung der Längskräfte durch Haftung allein, wie sie im regelrechten Eisenbetonbau üblich ist, wird nicht möglich sein. Die Längsstäbe sind am besten durch Stumpfschweißung zu verbinden. Für die Eintragung größerer Einzelkräfte in die Säulen erscheint ebenfalls eine besondere Durchbildung erforderlich. Die Verbindung der Längsstäbe zu einem starren Gerippe erfolgt zweckmäßig durch angeschweißte Ringlaschen. Für die Anschlüsse der Träger an die Säulen und für den gesamten Zusammenbau hat Dr. *Bauer* eine Reihe beachtenswerter Vorschläge

erstattet. Das aus den Längsstäben und der Umschnürung bestehende Bewehrungsgerippe ist in den Werkstätten herzustellen und am Bauplatz wie eine Stahlsäule zu versetzen.

In vielen Fällen wird es vorteilhaft sein, die aus Säulen und Trägern bestehenden leichten Stahlbaugerippe in der üblichen Ausführung, geschweißt, genietet oder verschraubt mit gewöhnlicher oder hochwertiger Rundstahlbewehrung zu vereinen, um eine möglichst weitgehende Anpassung der Stoffverteilung an die Kraftwirkungen und damit wirtschaftliche Vorteile zu erzielen. Diese Verbundbauweise, die wiederholt angewendet wurde, u. a. in Österreich, England und Amerika, ist als gesunde Weiterentwicklung sowohl des Stahlbaus wie des Eisenbetonbaues zu werten, indem sie eine technisch richtige Vereinigung beider darstellt und die tote Umbetonierung der Stahlbauten, die zum Feuer- und Rostschutz sehr häufig notwendig ist, zur Kraftübertragung voll heranzieht.

B. Balken mit hochwertiger Stahlbewehrung.

a) *Versuche.*

Die Versuche von 1912 und 1913[4] an Plattenbalken mit 2,7 m Länge und Bewehrungen von 1,5 % ergaben bei den ausgewiesenen Streckspannungen des Eisens von 2,5 bis 3,5 t/cm² ein Verhältnis der höchsten Eisenspannung zur Streckgrenze $\sigma_e : \sigma_s = 1{,}05$ bis 1,09.

Die grundlegenden Versuche mit der Istegstahlbewehrung[5] wurden 1927 und 1928 durchgeführt und ergaben, daß bei einer Verwindung, deren Ganghöhe der 12,5-fachen Eisendicke gleich ist, die Größtwirkung erzielt wird und zwar eine Steigerung der Streckgrenze gegen unverwundenen Stahl auf das 1,5-fache, der Zugfestigkeit auf das 1,1-fache und daß hiebei das Dehnmaß des Eisens auf $E_c = 1700$ t/cm² vermindert wird. 8 Balken mit dem Querschnitt 20 · 30 cm dienten zur vergleichsweisen Ermittlung des Haftwiderstandes des Istegstahls, an weitern 12 Eisenbetonbalken mit den Querschnitten 10 · 20, 15 · 20 und 20 · 20 cm und mit drei Bewehrungsstärken von 0,4 bis 1,8 % wurde festgestellt, daß die Istegstahlbewehrung 1,43 bis 1,5 mal so große Spannungen aufnahm wie gleiche Balken mit St. 37-Bewehrung, weiter daß das Verhältnis $\sigma_e : \sigma_s = 1{,}2$ bei den schwachen Bewehrungen betrug und 1,1 bei den stärkern Bewehrungen. An 4 Vergleichsdecken mit Isteg- und St. 37-Bewehrung in der Stärke von 0,24 bzw. 0,38 % wurde ein Verhältnis der Stahlspannungen im Bruchzustand von 1,53 ermittelt. Das Verhältnis $\frac{\sigma_e}{\sigma_s}$ betrug 1,3 im Mittel bei allen 4 Decken.

Ein im Jahr 1928 durchgeführtes Versuchsprogramm[6] umfaßte 36 Balken mit plattenbalkenförmigem Querschnitt von 2,7 m Länge. 8 Balken waren mit St. 48, 6 Balken mit St. 80, 4 Balken mit Istegstahl und für Vergleichszwecke 8 Balken mit St. 37 bewehrt. Vorgesehen waren zwei Betongüten mit 150 und 300 kg/cm² Würfelfestigkeit. Die Längsbewehrungen betrugen rund 0,5, 1,1 und 1,7 %. Die wichtigsten Ergebnisse sind folgende: Die Güte des verwendeten Bewehrungsstahls beeinflußt nicht die Durchbiegung und Rißbildung bei gleicher

[4] Schubwiderstand und Verbund, bei Springer in Berlin 1913 und Zeitschrift für Betonbau 1913, Hefte 8 und 9 und 1914, Heft 1.

[5] Beton und Eisen, 1928, S. 233 u.f.

[6] Bauingenieur 1929, Heft 7.

Eisenbeanspruchung unterhalb der Streckgrenze. Die Güte des Betons hat im Bereich der vergleichbaren Eisenspannungen ebenfalls nur geringen Einfluß. Die Tragkraft hing bei allen Arten des hochwertigen Stahls, soweit der Bruch infolge der Momentenwirkung erfolgt ist, von der Streckspannung ab, in der gleichen Weise wie bei St. 37-Bewehrung. Die Ansprüche an den Verbund haben sich als umso größer erwiesen, je höher die Eisenspannung liegt. Große Betonfestigkeit vermehrt unter sonst gleichen Umständen die Verbundwirkung und erhöht die Tragkraft, wenn diese vom Verbund abhängt.

Bei den im Jahr 1932 ausgeführten Versuchen[7] wurden 8 mit St. 55 bewehrte Balken mit T-Querschnitt verwendet. Die Streckgrenze betrug $\sigma_s = 3{,}7$ t/cm², die Zugfestigkeit der Bewehrung 6,2 t/cm². Die Würfelfestigkeit war 26,5, die Prismenfestigkeit 218 kg/cm², die Stauchungen wurden bis 2 ‰ im Mittel gemessen. Die wichtigsten Ergebnisse sind folgende:

Bewehrung	μ =	0,34	0,73	1,1	1,45 %
Rißbildung bei der rechnerischen Eisenspannung	σ_e =	1200	800	800	650
Rechnerische Eisenspannung beim Bruch	$\frac{\sigma_e}{\sigma_s}$ =	1,3	1,2	1,1	1,03

Die in den Jahren 1930 bis 1932 durchgeführten Dauer- und ruhigen Biegeversuche[8] betrafen 32 Balken mit T-förmigem Querschnitt in 8 verschiedenen Bewehrungen mit je 4 Gleichstücken. Die wichtigsten Ergebnisse sind folgende:

Bewehrungsanteil	μ =	0,56	0,85	1,4 %	
		Istegstahl	St. 37	St. 55	Istegstahl
Anrißspannung im Mittel		1100	900	700	700 kg/cm²
Höchstspannung $\frac{\sigma_e}{\sigma_s}$	=	1,45	1,12	1,10	1,23

In Eisenbetonplatten mit Streckmetallbewehrung[9] von 4300 bis 5300 kg/cm² Zugfestigkeit ohne Streckgrenze und Bewehrungsanteilen von 0,27 bis 0,57 % ergaben höchste Eisenspannungen beim Bruch von $\sigma_e = 4600$ bis 5000 kg/cm² (i. M. = Zugfestigkeit).

Die Vergleichsversuche an Balken mit St. 37-Bewehrung und an Balken mit Torstahlbewehrung[10] hatten folgendes Ergebnis:

	St. 37 mit $\sigma_s = 2{,}8$		Torstahl mit $\sigma_s = 4{,}6$ t/cm²			
μ =	0,69		0,37	0,70		1,43 %
σ_p	94	162	94	94	162	162 kg/cm²
$\frac{\sigma_e}{\sigma_s}$ =	1,11	1,27	1,19	1,07	1,30	1,10

[7] Heft 14 d. österr. Eisenbetonausschusses, Versuche an Balken mit hochwertiger Stahlbewehrung und an streckmetallbewehrten Platten, Wien 1933.

[8] Heft 15 des österr. Eisenbetonausschusses 1935.

[9] Heft 14 des österr. Eisenbetonausschusses 1933.

[10] noch nicht veröffentlicht.

Weitere wichtige Aufschlüsse über das Verhalten hochwertigen Stahls ergaben die Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton,[11] wobei die Bewehrungen aus St. 37, St. 48 und Si-Stahl bestanden und weiter des österreichischen Eisenbetonausschusses.[12]

Aus den letztgenannten wird folgendes Ergebnis erwähnt:

Bewehrungsanteil	$\mu =$	0,39	0,78	1,77	2,65 %
Bei St. 55 und geringerem Beton	$\frac{\sigma_e}{\sigma_s} =$	1,35	1,14	< 1	< 1
Bei St. 55 und höherwertigem Beton	$\frac{\sigma_e}{\sigma_s} =$	1,45	1,31	1,21	1,08
Bei Istegstahl und höherwertigem Beton	$\frac{\sigma_e}{\sigma_s} =$	1,60	1,48	1,34	1,17

b) *Durchbiegung und Rißbildung.*

Innerhalb des Versuchsbereiches, der Stahl von $\sigma_s = 2{,}2$ bis nahe 5 t/cm² umfaßt, verhalten sich Balken mit höherwertiger Stahlbewehrung hinsichtlich Durchbiegung und Rißbildung ebenso wie Balken mit St. 37 bei den gleichen unterhalb der Streckgrenze gelegenen Spannungen und unter der Voraussetzung, daß die Form und Oberfläche der Bewehrungsstäbe sowie die Güte und Beschaffenheit des Betons dieselben sind. Die ersten Risse traten bei Biegezugbeanspruchungen (berechnet nach Zustand I mit jenem Beiwert n, der dem Verhältnis $E_e : E_b$ bei kleinen Beanspruchungen entspricht) auf, die mit der an nicht bewehrten Betonbalken nachgewiesenen Biegezugfestigkeit des Betons ungefähr übereinstimmt. Die unmittelbar vor der ersten Rißbildung vorhandene tatsächliche Eisenspannung ergibt sich aus der Dehnfähigkeit des Betons. Diese beträgt am Balkenrand 1 bis $3 \cdot 10^{-4}$ und damit ergibt sich die tatsächliche Spannung der vom Rand etwas abliegenden Bewehrungsstäbe mit $\sigma_{ez} = 150$ bis 500 kg/cm². Die Eisenspannung $\sigma_{e\,II}$, die nach dem gedachten vollständigen Aufreißen der Betonzugzone unter dem Rißmoment sich ergibt (berechnet nach Zustand II mit $n = 15$), ist mit dem Bewehrungsanteil $\mu = \frac{F_e}{bh}$ stark veränderlich. b bedeutet hierin die Breite der Betonzugzone. Größenordnungsmäßig gilt die Betrachtung auch für Plattenbalken, wobei b die Breite des Betonsteges bedeutet. Ist die Betonzugfestigkeit $\sigma_{bz} = \frac{\sigma_p}{6}$,[13] so gilt annähernd folgende in Fig. 2 dargestellte Beziehung:[14]

$$\sigma_{e\,II} = \left(1 + \frac{0{,}035}{\mu}\right) \sigma_p \tag{3}$$

Vor der ersten Rißbildung werden die Spannungen vom Beton auf das Eisen durch Haftkräfte übertragen. Diese sind wegen der nicht vollständig gleichmäßigen Beschaffenheit des Betons und der Eisenoberfläche ungleich verteilt. An einer Stelle zeigen die Bewehrungsstäbe Gleitbestreben, das der Vorbote des ersten Risses ist. Zwischen zwei benachbarten Rißstellen herrscht die in Fig. 3

[11] Heft 66, (1930).
[12] Heft 7 (1918), Heft 14 (1933).
[13] Mittelwert aus zahlreichen Versuchen.
[14] Vgl. *Saliger:* Der Eisenbeton, 6. Auflage, S. 165 u. f.

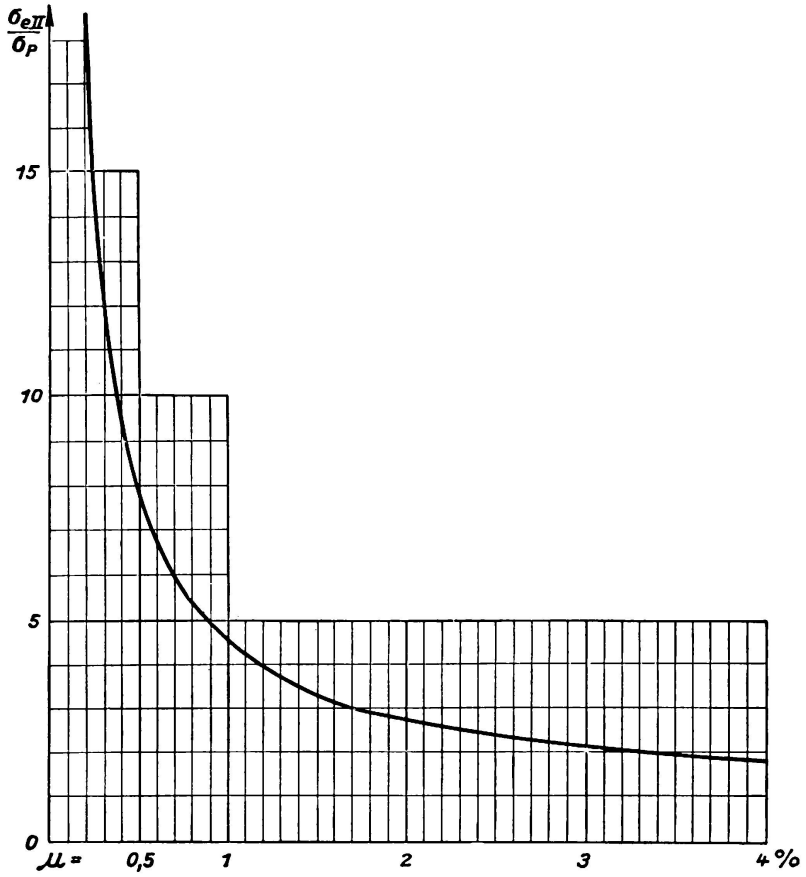
σeII / σP
15
10
5
0
μ = 0,5
1
2
3
4 %

Fig. 2.

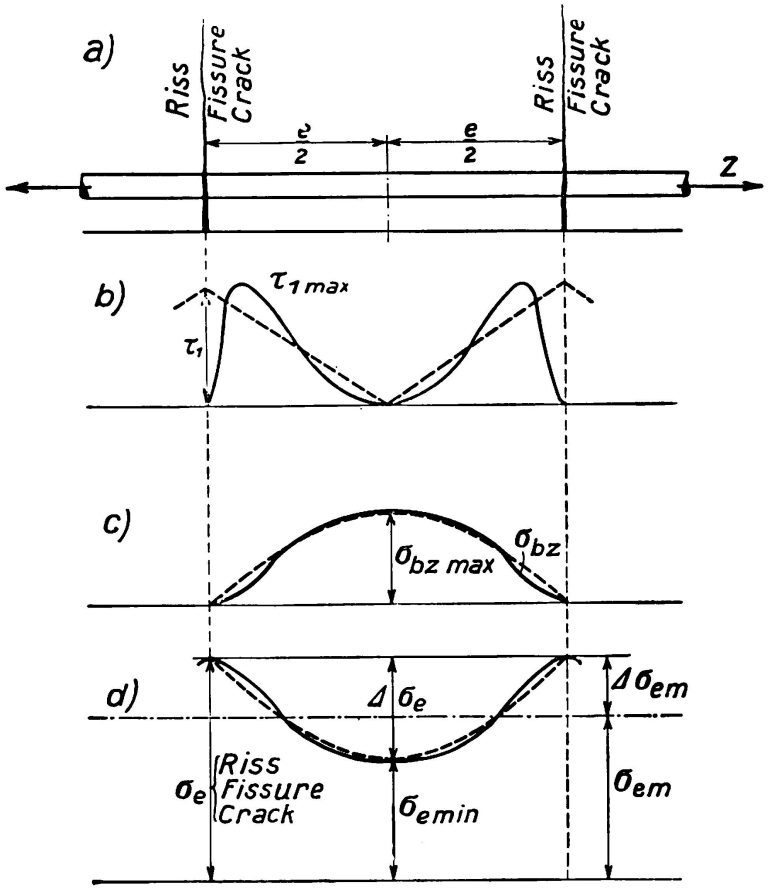
a)
Riss
Fissure
Crack
Riss
Fissure
Crack
e/2
e/2
z
b)
τ1 max
τ1
c)
σbz max
σbz
d)
Δ σe
Δ σem
σe
Riss
Fissure
Crack
σemin
σem

Fig. 3.

dargestellte Verteilung der Haft- (Gleit- und Reibungs-) Spannungen τ_1, der Betonzugspannungen σ_{bz} und der Eisenspannung σ_e. Ersetzt man die krumme Linie τ_1 durch Geraden, wie gestrichelt, so gilt für den Rechteckquerschnitt, wenn die vom Beton auf die Zugbewehrung mit dem Umfang u durch Haftung übertragene unterschiedliche Zugkraft ΔZ ist, die Beziehung:

$$\Delta Z = F_e \cdot \Delta \sigma_e = \frac{b d^2 \sigma_{bz\,max}}{6 z} = \frac{u e \tau_{1\,max}}{4}$$

Hieraus berechnet sich der wahrscheinliche mittlere Abstand der Risse:

$$e = \frac{2 b d^2 \sigma_{bz\,max}}{3 u z \tau_{1\,max}} \tag{4}$$

Mit $z = 0{,}9\,h$ und $h = 0{,}9\,d$ erhält man

$$e = \frac{0{,}9\,bh\,\sigma_{bz\,max}}{u \tau_{1\,max}} \tag{4 a}$$

Die Ausdrücke sagen aus, daß der Rißabstand bei gleichbleibender Haftfläche u mit der Balkenhöhe und Breite zunimmt. Für Rundeisen ist, wenn m die Zahl der Bewehrungsstäbe ist,

$$u = m\,d_e\,\pi = \frac{4\,F_e}{d_e}$$

Mit $\mu = \frac{F_e}{bh}$ wird

$$e = \frac{0{,}23\,d_e \cdot \sigma_{bz\,max}}{\mu\,\tau_{1\,max}} \tag{4b}$$

Aus dieser Beziehung ist zu erkennen, daß der Abstand der Risse umso kleiner wird, je größer der Haftwiderstand der Bewehrung im Beton (also bei sehr rauher Oberfläche, bei Istegstahl und Knoteneisen) und je stärker die Bewehrung ist, ferner je dünner die Stäbe sind und je kleiner die Betonzugfestigkeit ist. Da bei kleinerer Zugfestigkeit auch mit geringerem Haftwiderstand gerechnet werden muß, so hebt sich der Einfluß der Betongüte nahezu auf. Führt man die Näherungen ein für $\sigma_{bz} = \frac{\sigma_p}{6}$, ferner für die Zugfestigkeit $\sigma_z = \frac{\sigma_{bz}}{2} = \frac{\sigma_p}{12}$, womit $\tau_1 = \sqrt{\sigma_p \sigma_z} = 0{,}3\,\sigma_p$, so ergibt sich der mittlere Abstand der Risse bei Rundstabbewehrung zu

$$e = \frac{0{,}13\,d_e}{\mu} \tag{4c}$$

Für beispielsweise $d_e = 2$ cm und $\mu = 0{,}01$ wird der Rißabstand $e = 26$ cm.

Mit wachsender Belastung des Balkens vermehrt sich die Gleitung der Eiseneinlagen und es tritt die in der Fig. 4 dargestellte Spannungsverteilung auf. In der Nähe der Risse wirkt nur mehr der verhältnismäßig kleine Reibungs- oder Gleitwiderstand der Eisen und erst im weitern Abstand davon gelangt der gesamte Haftwiderstand zur Geltung. Die Länge e_1 ist durch die Dehnfähigkeit des Betons bestimmt und nähert sich bei den höchsten Eisenspannungen einem bestimmten Mindestwert. Je größer die Eisenspannungen sind, desto kürzer ist die Strecke e_1, auf der der volle Haftwiderstand noch wirksam ist.

Die *Rißweite* beträgt

$$\Delta e = k_R \, \varepsilon_R \, e_2 .$$

Hierin bedeutet $k_2 < 1$ einen Beiwert, der die Verteilung der Eisenspannungen in der Nähe des Risses und die Verzerrung des Betons durch die örtliche Schubspannung infolge des Haftwiderstandes kennzeichnet.[15] ε_R ist die Dehnung des Eisens an der Rißstelle in der Längeneinheit. Mit beispielsweise $\sigma_{eR} = 2100\,kg/cm^2$ ist $\varepsilon_R = 10^{-3}$. Bei $e = 260$ mm unter Annahme $e_2 = \frac{e}{2} = 130$ mm und $k_R = \frac{2}{3}$ ist $\Delta e = \frac{2}{3} \cdot 10^{-3} \cdot 130 = 0{,}09$ mm. Mit $\sigma_{eR} = 3150\,kg/cm^2$ (bei höher-

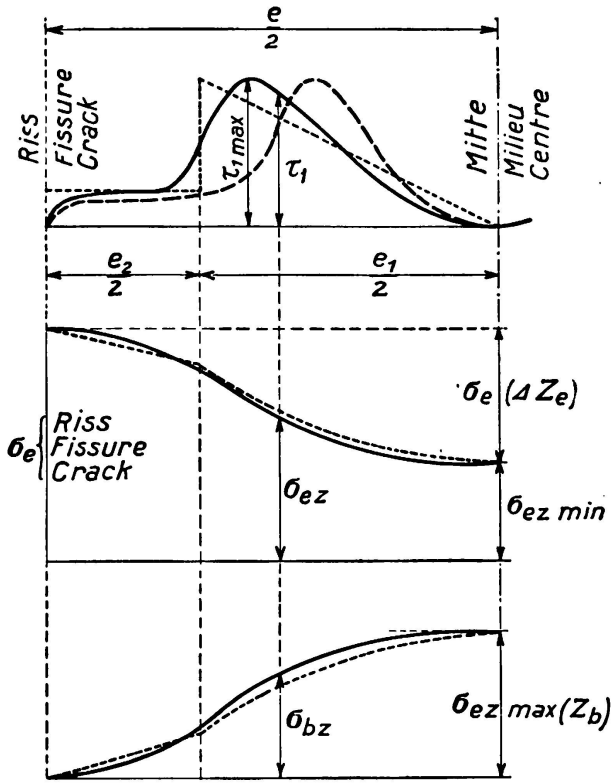

Fig. 4.

wertigem Stahl, unterhalb der Streckgrenze) ist $\varepsilon_R = 1{,}5 \cdot 10^{-3}$ und mit $k = 0{,}9$ ist die Rißweite $\Delta e = 0{,}9 \cdot 1{,}5 \cdot 10^{-3} \cdot 130 = 0{,}18$ mm. Liegen die Risse in geringern Abständen, als oben berechnet oder im vorliegenden Beispiel angenommen, z. B. bei künstlich vermehrter Rauhigkeit der Oberfläche, so sind die Einzelrisse dünner.[16] Im ungünstigsten Fall können die Risse höchstens jene Weite erhalten, die der Eisendehnung im Bereich zwischen zwei Rissen entspricht. Nach den durchgeführten Versuchen[17] sind Rißweiten von 0,2 bis 0,3 mm hinsichtlich des Rostschutzes der Eisen bei höherwertigem Beton noch unbedenklich. Hieraus folgt, daß vom Standpunkt der Rißbildung die Anwendung hochwertiger Stähle und insbesondere solcher mit künstlich rauher Oberfläche,

[15] Die Schubverzerrungen des Betons an den Eiseneinlagen können die scheinbare Dehnfähigkeit des Betons beträchtlich vermehren.

[16] Ausführliche Rißbeobachtungen H. 15 d. österr. Eisenbetonausschusses (Dauerversuche) und Stoßversuche (noch nicht veröffentlicht).

[17] Versuche von *Honigmann:* Beton und Eisen 1935, S. 301.

sowie die Zulassung höherer Beanspruchungen ohne Gefährdung des Dauerbestandes bis etwa 2200 kg/cm² in stärker bewehrten Tragteilen (wie in den Stegen von Plattenbalken) und bis 2500 kg/cm² in schwach bewehrten Balken (wie Rechteckbalken und Platten) möglich ist. Selbstverständlich wird hiebei gute Ausführung und vollständig genügende Sicherheit des Schubwiderstandes vorausgesetzt.

c) *Anspruch an den Schubwiderstand.*

Je höherwertiger der Stahl ist, desto größer wird unter sonst gleichen Verhältnissen der Anspruch des Eisenbetonbalkens an seinen Schubwiderstand und Verbund, entsprechend den aufzunehmenden größern Querkräften. Neue Regeln sind hiefür nicht notwendig. Es reichen vielmehr die aus Versuch und Theorie für St. 37-Bewehrung bekannten Lehrsätze aus. Die aus den Versuchen mit St. 37-Bewehrung abgeleiteten Maßnahmen für die bauliche Durchbildung sind durch die Versuche an Balken mit hochwertiger Stahlbewehrung vollständig bestätigt worden. Die Versuche mit hochwertigem Stahl haben insbesondere ergeben, daß die Anwendung höherwertigen Betons nur dann erforderlich ist, wenn die Höhe der Beanspruchung des Betons auf Druck und Schub dies erforderlich macht. Das gleiche gilt hinsichtlich der Haftkräfte. Um diese unter dem zulässigen Maß zu halten, wird es notwendig sein, die Haftfläche durch Vermehrung der Zahl bei Verminderung der Dicke der Bewehrungsstäbe zu vergrößern. Der Krümmungshalbmesser an den Abbiegestellen der Schrägeisen und in den Endhaken muß vergrößert werden, um örtliche Überbeanspruchung des Betons und dadurch angestrebte Sprengwirkungen zu vermeiden. An den Abbiegestellen reicht ein Krümmungshalbmesser von $5 d_e$ fast niemals aus. Er soll auf wenigstens $10 d_e$ vermehrt werden. Die Maßnahmen betreffend die Verbesserung des Verbundes laufen im Übrigen in der gleichen Richtung wie jene zur Sicherstellung des Schubwiderstandes.

d) *Der plastische Bereich im Bruchzustand.*

In stark bewehrten Balken liegt die Bruchursache in der Überwindung der Betondruckzone, während der Zugwiderstand der Bewehrung nicht voll in Anspruch genommen wird. Die Verwendung höherwertigen Stahls ist daher in diesem Fall zwecklos (es wäre denn, daß es gelänge, höherwertigen Stahl mit größerem Dehnmaß E_e herzustellen).

Schwach bewehrte Balken gehen durch Überwindung des Zugwiderstandes zu Bruch. Bei diesen kommen daher die Eigenschaften des höherwertigen Stahls zur Geltung. Deshalb werden hier nur schwache Bewehrungen behandelt. Was unter Zugwiderstand zu verstehen ist, sowie die Grenze, bei der der eine oder andere Widerstand maßgebend ist, und die von den Güteeigenschaften des Betons oder des Stahls abhängt, wird später erläutert.

Die Versuche zeigen, daß auch in schwach bewehrten Balken die Bruchursache das Zerdrücken der Betondruckzone ist. Die Ursache dieser Erscheinung liegt darin, daß infolge starker Streckung der Zugbewehrung die Druckzone sich wesentlich einengt und als Folge davon, die Betonpressungen so stark anwachsen, daß die Druckzone zerstört und damit die Tragkraft erschöpft wird. Damit steht die für starke und schwache Bewehrungen allgemein gültige Tatsache fest, daß

im Bruchzustand stets der Druckwiderstand des Betons überwunden wird, bei starker Bewehrung unmittelbar, bei schwacher Bewehrung mittelbar.

Im Bruchzustand verteilen sich die Pressungen der Druckzone nach der krummen Linie der Fig. 5. Die höchste Spannung ist die Prismenfestigkeit σ_p des Betons. Sie ist aus den bekannten Gründen kleiner als die Würfelfestigkeit σ_w. Aus zahlreichen Versuchen hat sich $\sigma_p = 0{,}7$ bis $0{,}9\ \sigma_w$ ergeben und man kann im Mittel $0{,}75\ \sigma_w$ annehmen. Die wirksame Druckkraft ist $D = k\,b\,x\,\sigma_p$.

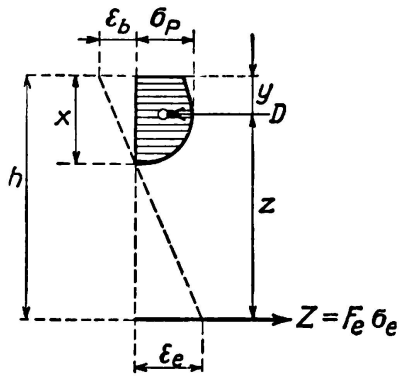

Fig. 5.

Hierin ist der Beiwert k gemäß den durchgeführten Versuchen und je nach dem Formänderungsverhalten des Betons 0,8 bis 0,9. Im Mittel kann $k = 0{,}85$ angenommen werden. Die Lage des Druckmittelpunktes D steht in Beziehung zu k und kann $y = \frac{k\,x}{2}$ gesetzt werden. Die Zugkraft der Bewehrung ist $Z = F_e\,\sigma_e$. Wir bezeichnen den Anteil der Höhe der Druckzone an der Balkenhöhe mit $\xi = \frac{x}{h}$, den Bewehrungsanteil $\mu = \frac{F_e}{b\,h}$ und das Verhältnis der beim Bruch vorhandenen Bewehrungsspannung σ_e zur Prismenfestigkeit des Betons mit $\beta = \frac{\sigma_e}{\sigma_p}$. Damit ergibt sich aus den obigen Beziehungen

$$\xi = \frac{\beta\,\mu}{k} \tag{5}$$

Wir nennen $\beta\,\mu$ die Bewehrungsstärke und erkennen, daß der Anteil der Druckzone an der Balkenhöhe in unmittelbarem Verhältnis zur Bewehrungsstärke steht. Da im Bruchzustand schwach bewehrter Balken $\sigma_e \geqq \sigma_s$, also $\sigma_e = \alpha\,\sigma_s$, so wird in der Folge als eindeutiges Kennzeichen der Stoffgüten die Bezeichnung $\beta_s = \frac{\sigma_s}{\sigma_p} = \frac{\beta}{\alpha}$ eingeführt.

In Stahl mit wirklicher Streckgrenze z. B. St. 55 in Fig. 6 ist im Streckbereich von ε_s bis ε'_s die Eisenspannung ein Festwert, also $\sigma_e = \sigma_s$. Bei größeren Dehnungen $\varepsilon > \varepsilon'_s$ (Verfestigungsbereich) ist $\sigma_e > \sigma_s$.

In Stahl mit begriffmäßiger Streckgrenze, z. B. Istegstahl mit 0,4 % Streckgrenze in Fig. 6 ist $\sigma_e > \sigma_s$, wenn die Dehnung größer als die begriffmäßige Streckung ist.

Aus Fig. 5 ist $\xi = \frac{x}{h} = \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_b + \varepsilon_e}$.

ε_b hat sich aus den Versuchen zu 2 bis 7 $^0/_{00}$ ergeben. Als Mittelwert kann $\varepsilon_b = 5\,^0/_{00}$ angenommen werden. Der Hebelarm der Innenkräfte ist

$$z = h - y = h - \frac{kx}{2} = \left(1 - \frac{k\xi}{2}\right) h = \left(1 - \frac{\beta\mu}{2}\right) h$$

Mit $M = D\,z = Z\,z$ und Einsetzung der obigen Werte ergeben sich die Tragwerte

$$\left.\begin{aligned} m &= \frac{M}{bh^2\sigma_p} = \frac{\beta\mu}{2}(2 - \beta\mu) = \frac{\alpha\beta_s\mu}{2}(2 - \alpha\beta_s\mu) \text{ und} \\ m' &= \frac{M}{bh^2\sigma_s} = \frac{m}{\beta_s} = \frac{\alpha\mu}{2}\cdot(2 - \alpha\beta_s\mu). \end{aligned}\right\} \qquad (6)$$

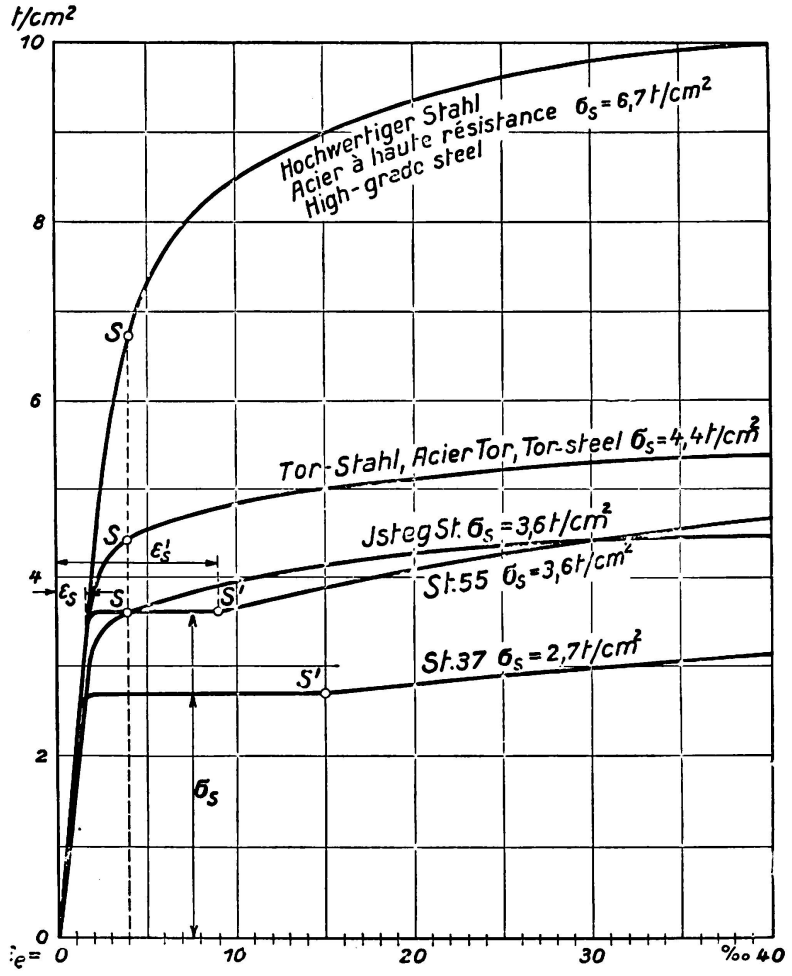

Fig. 6.

1. Fall. $\sigma_e = \sigma_s$ *oder* $\alpha = \frac{\sigma_e}{\sigma_s} = 1$ *(schwache Bewehrung).*

Da $\beta_s\mu = k\,\xi$, so ergibt sich im Streckbereich
für St. 55 mit etwa $\varepsilon_e = 1{,}7$ bis $9\,^0/_{00}$, $\xi = 0{,}74$ bis $0{,}35$, $\beta_s\mu \cong 0{,}6$ bis $0{,}3$,
für Istegstahl und andere hochwertige Stähle mit begriffmäßiger Streckgrenze

$$\varepsilon_e = 4\,^0/_{00}, \quad \xi = 0{,}55, \quad \beta_s\mu \cong 0{,}45.$$

Beträgt in einem Balken mit z. B. $\mu = 1{,}4\,\%$ Bewehrung aus St. 55 $\sigma_s = 3500$ und $\sigma_p = 150$ kg/cm², so wird $\beta_s = \frac{3500}{150} = 23{,}2$ und $\beta_s \mu = 23{,}3 \cdot 0{,}014 = 0{,}33$. Dieser Wert liegt zwischen 0,6 und 0,3. Daher ist im Bruchzustand die höchste Eisenspannung der Streckgrenze gleich. Die Bewehrungsgrenze liegt dann vor, wenn $\beta_s \mu = 0{,}6$. Mit den obigen Werten ist $\mu = \frac{0{,}6}{\beta_s} = \frac{0.6}{23{,}3} = 0{,}026$, d. h. ein Balken mit schwächerer Bewehrung als 2,6 % geht durch Überwindung des Eisenzugwiderstandes zu Bruch; bei stärkerer Bewehrung als 2,6 % wird der Zugwiderstand nicht ausgenützt und die unmittelbare Bruchursache liegt im Zerdrücken des Betons. Wir sprechen bei den betrachteten Stählen von schwacher Bewehrung, wenn bei St. 55 $\beta_s \mu < 0{,}6$, bei Istegstahl und andern höherwertigen Stählen mit begriffmäßiger Streckgrenze $\beta_s \mu < 0{,}45$ ist.

Für $\alpha = 1$ ist der früher erwähnte Tragwert

$$m = \frac{M}{bh^2 \sigma_p} = \frac{\beta_s \mu}{2} \cdot (2 - \beta_s \mu) \tag{6a}$$

Hieraus ist zu ersehen, daß der Tragwert nur von $\beta_s \mu$ anhängt. Bei gleicher Betongüte σ_p ist $\beta = \frac{\sigma_s}{\sigma_p}$ umso größer, je höherwertiger der Stahl ist; desto kleiner kann μ sein, um die gleiche Tragkraft zu erzielen. Wenn wir demnach einen Stahl mit einer Streckgrenze σ_{s1} und dem Bewehrungsanteil μ_1 durch einen andern Stahl mit der höheren Streckgrenze σ_{s2} und dem Bewehrungsanteil μ_2 ersetzen wollen, so bleibt die Tragkraft des Balkens gleich, wenn $\sigma_{s1} \cdot \mu_1 = \sigma_{s2} \cdot \mu_2$ oder wenn $\mu_2 = \frac{\sigma_{s1}}{\sigma_{s2}} \cdot \mu_1$.

Allerdings vermehrt sich hierbei der Zahlenwert, der in der üblichen Rechnung mit n (= 15) ermittelten Betonpressung. Da dieser aber kein Maß des Druckwiderstandes und damit der Sicherheit der Betondruckzone ist, so können in der üblichen Rechnung die zulässigen Spannungen vermehrt werden, ohne die Sicherheit des Betondruckgurtes herabzusetzen.

Ist z. B. $\frac{\sigma_{s1}}{\sigma_{s2}} = \frac{2400}{3600} = \frac{2}{3}$, so entsteht $\mu_2 = \frac{2}{3} \mu_1$.

Der verminderten Bewehrung μ_2 entspricht eine Vermehrung der mit n errechneten Betonspannung um durchschnittlich 15 %. Um dieses Maß kann die zulässige Beanspruchung vermehrt werden. Die Höhe der Druckzone im Bruchzustand wird durch den Ersatz einer Stahlbewehrung durch eine andere gleich widerstandsfähige Bewehrung nicht verändert (siehe Gleichung 5). Der Tragwert $m' = \frac{M}{b h^2 \sigma_s} = \frac{\mu}{2} (2 - \beta_s \mu)$ läßt den Einfluß der Betongüte erkennen. Je kleiner die Betonfestigkeit σ_p, desto größer wird bei gleicher Stahlgüte $\beta_s = \frac{\sigma_s}{\sigma_{ps}}$. Damit verringert sich, wenn auch nicht bedeutend, die Tragkraft des Balkens oder man benötigt einen etwas größeren Bewehrungsanteil, um die gleiche Tragkraft zu erzielen.

2. Fall. $\sigma_e > \sigma_s$ *oder* $\alpha = \frac{\sigma_e}{\sigma_s} > 1$ *(sehr schwache Bewehrung).*

Bei geringer Bewehrungsstärke gelangen die Eisenspannungen im Bruchzustand des Balkens in den Verfestigungsbereich und erhöhen sich deshalb über die Streckgrenze. Der Zugwiderstand der Bewehrung ist größer, als der Streckspannung entspricht. Der Verhältniswert α folgt auf Grund einer an anderer Stelle gegebenen Ableitung[18] angenähert den Beziehungen:

St. 55 $\alpha = \frac{\sigma_e}{\sigma_s} = 0{,}9 + \frac{0{,}03}{\beta_s \mu}$ gültig für $\beta_s \mu = 0{,}07$ bis $0{,}3$

Für Istegstahl und andere hochwert. Stähle ohne ausgesprochene Streckgrenze $\alpha = \frac{\sigma_e}{\sigma_s} = 0{,}93 + \frac{0{,}035}{\beta_s \mu}$ gültig für $\beta_s \mu = 0{,}1$ bis $0{,}6$

Diesen Beiwerten entsprechen Stahldehnungen im Bruchzustand bis etwa $40\,^0/_{00}$. Sie haben bei den Versuchsbeobachtungen über die Rißverteilung und unter Berücksichtigung der Darlegungen unter Punkt b) Einzelrißweiten in der Größenordnung von 2 bis 5 mm zur Folge. Größere Dehnungen als $40\,^0/_{00}$ kommen im Stahl als Bewehrung in der Regel nicht in Betracht. Daher ist es für die Ausnützung der Stahlfestigkeit und für die Tragkraft des Eisenbetonbalkens ohne Belang, wie weit die Bruchdehnung des Probestabes die genannte größte Dehnung des Stahls im Eisenbetonbalken überschreitet. Der weitere Verlauf der Spannungsdehnungslinie hat im Eisenbetonbalken keine Bedeutung. Es ist daher nicht richtig, für Bewehrungsstähle im allgemeinen größere Bruchdehnungen als ein $40\,^0/_{00}$ mäßig überschreitendes Maß, etwa $60\,^0/_{00}$ zu verlangen. Hat der Bewehrungsstahl kleinere Bruchdehnung, dann wird die Höchstlast beim allfälligen Zerreißen der Bewehrungsstäbe erreicht.[19]

In Fig. 7 sind die $\alpha = \frac{\sigma_e}{\sigma_s}$-Werte für St. 55 und hochwertige Stähle ohne Streckgrenze dargestellt, zum Vergleich auch die Werte für St. 37. Die Fig. 8 zeigt die Tragfähigkeiten $\frac{M}{b h^2}$ für Beton mit $\sigma_p = 150$ kg/cm² und Bewehrungen aus hochwertigem Stahl mit $\sigma_s = 6{,}7$ t/cm², $\sigma_s = 3{,}6$ t/cm² (St. 55 und Istegstahl, bei letzterem auch für Beton mit $\sigma_p = 100$ und 200 kg/cm², gestrichelt) und zum Vergleich St. 37 mit $\sigma_s = 2{,}4$ t/cm².

Hieraus ist folgendes zu erkennen:

1. Im Bruchzustand überschreitet die Spannung in der Bewehrung die Streckgrenze umsomehr, je kleiner die Bewehrungsstärke $\beta_s \mu$ ist. Bei gleichem $\beta_s \mu$ sind Istegstahl und andere hochwertige Stähle ohne ausgesprochene Streckgrenze höherer Spannungen (im Verhältnis zu ihrer begriffmäßigen Streckgrenze) fähig als St. 55 und dieser höherer Spannungen als St. 37. Allgemein ausgedrückt, besagt dies, je größer die Streckung der Bewehrung ist, desto geringer ist ihre Ausnützbarkeit unter sonst gleichen Verhältnissen.

2. Je kleiner die Betonfestigkeit σ_p, desto größer ist β_s bei gleicher Stahlgüte.

[18] Beton und Eisen 1936.

[19] H. 14 d. österr. Eisenbetonausschusses, Versuche mit Streckmetallplatten, S. 102 u. f.

Bei gleichem Bewehrungsanteil wird also $\beta_s \mu$ größer und damit $\alpha = \frac{\sigma_e}{\sigma_s}$ kleiner; d. h. die Tragkraft sehr schwach bewehrter Balken vermindert sich erheblich mit abnehmender Betongüte. Hochwertiger Beton vermehrt die Tragkraft beträchtlich. Ist z. B. für Beton mit $\sigma_p = 100$ kg/cm² $\beta_s \mu = 0{,}20$, so wird für Beton mit $\sigma_p = 200$ kg/cm² $\beta_s \mu = 0{,}10$. Für St. 55 steigt hierbei die ausnutzbare Spannung von $\frac{\sigma_e}{\sigma_s} = 1{,}05$ auf 1,20 also um 14 %. Annähernd um das gleiche Maß erhöht sich die Tragkraft.

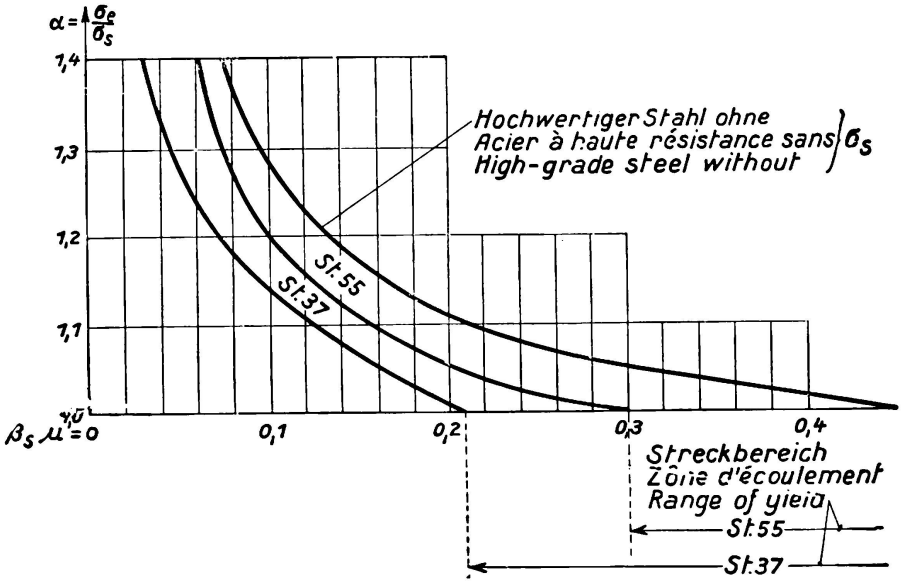

Fig. 7.

3. Ersetzt man eine Bewehrung aus St. 37 mit der Streckgrenze σ_{s1} und dem Bewehrungsanteil μ_1 durch einen höherwertigen Stahl mit der Streckgrenze σ_{s2} und dem Bewehrungsanteil $\mu_2 = \frac{\sigma_{s1}}{\sigma_{s2}} \cdot \mu_1$, so ist bei gleichem $\beta_s \mu$ der Beiwert α des höherwertigen Stahls größer, d. h. die Ausnützbarkeit des höherwertigen Stahls ist im Verhältnis zu seiner Streckgrenze stärker und die Tragfähigkeit größer. Ersetzt man beispielsweise eine St. 37-Bewehrung mit $\beta_s \mu = 0{,}20$ durch Istegstahl, so steigt der Beiwert von $\alpha = 1{,}00$ auf 1,11. Die Tragfähigkeit des istegbewehrten Balkens ist demnach um annähernd 11 % höher oder beim Anstreben der gleichen Tragkraft kann der Bewehrungsanteil des istegbewehrten Balkens unter das vorhin berechnete Maß μ_2 herabgesetzt werden.

4. Zahlreiche Folgerungen sind aus der Fig. 8 abzulesen, beispielsweise folgende: Die Tragkraft von Balken mit gleichen Bewehrungsanteilen nimmt weniger zu, als der vermehrten Streckgrenze entspricht, d. h. einer Bewehrung mit doppelt so hoher Streckgrenze entspricht weniger als die doppelte Tragkraft.

Ersetzt man eine Bewehrung durch eine höherwertige, so ist deren Querschnitt zur Erreichung der gleichen Tragkraft erheblich geringer als aus dem umgekehrten Verhältnis der Streckgrenzen zu erwarten wäre. Wird der Beton von 100 kg/cm² Festigkeit durch einen andern Beton von 200 kg/cm² Festigkeit ersetzt, so vermehrt sich dadurch bei gleichbleibendem Bewehrungsanteil die Tragkraft um 20 bis 25 % oder zur Erzielung der gleichen Tragkraft kann die Bewehrung um das gleiche Maß verringert werden.

Aus der Betrachtung des bildsamen Bereichs des Betons und der Bewehrung im Bruchzustand ergeben sich noch eine Reihe weiterer wichtiger Erkenntnisse über den Einfluß hochwertiger Stähle und der Betongüte, die mit dem n-Verfahren nicht gewonnen werden können.

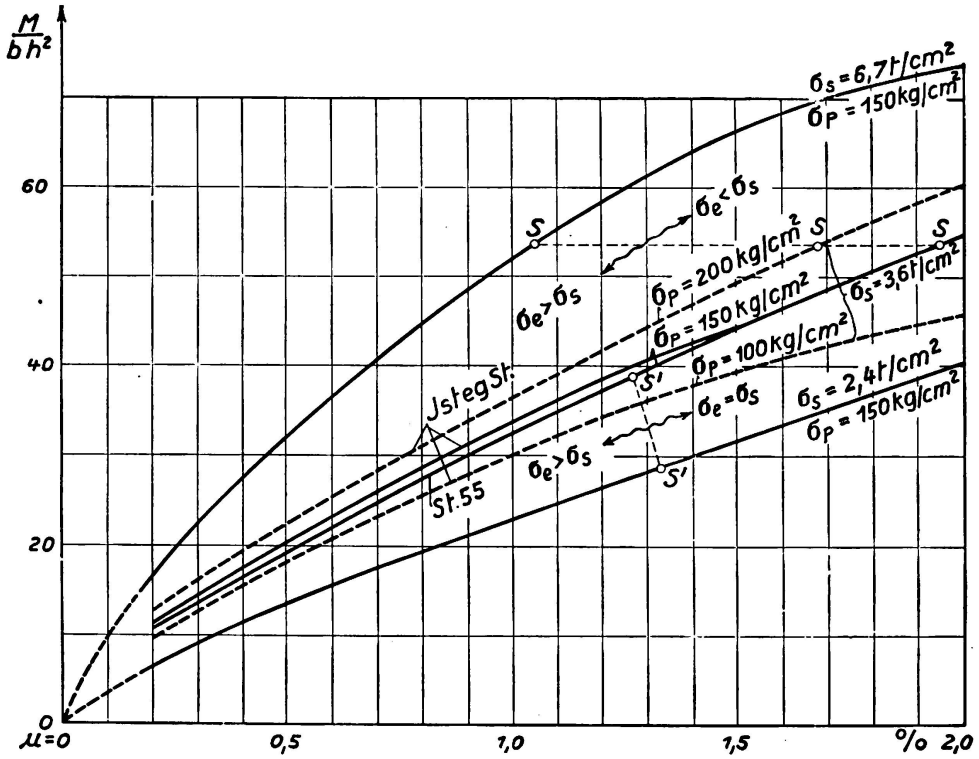

Fig. 8.

e) *Bemessung.*

Die Bestimmung der Abmessungen von Eisenbetonbalken mit hochwertiger Stahlbewehrung kann in der gleichen Weise wie für St. 37-Bewehrung erfolgen. Geht man vom bildsamen Bereich im Bruchzustand aus, so verliert der Begriff der zulässigen Beanspruchug und des Beiwerts n seine Bedeutung. Die Festsetzung zulässiger Spannungen ist immer unsicheres Tasten und Anlaß zu verwickelten Meinungsverschiedenheiten. Die Bemessung erfolgt am einfachsten auf Grund der Stoffgüten $\beta_s = \frac{\sigma_s}{\sigma_p}$ und des verlangten Sicherheitsgrades s, nach der aus der Formel 6 sich ergebenden Beziehung:

$$h = \sqrt{\frac{2}{\alpha\,\beta_s\,\mu\,\sigma\,(2 - \alpha\,\beta_s\,\mu)}} \cdot \sqrt{\frac{s\,M}{b\,\sigma_{p\,min}}} = \alpha \sqrt{\frac{s\,M}{b\,\sigma_{p\,min}}} \tag{7}$$

$$F_e = \frac{s\,M}{z \cdot \alpha\,\sigma_s} = \mu\,b\,h$$

Hierin ist gemäß einem an anderer Stelle[20] erstatteten Vorschlag

$$\sigma_{p\,min} = \frac{2}{3}\,\sigma_{p\,mittel} = 0{,}5 \text{ bis } 0{,}6\,\sigma_{w\,mittel}$$

und im allgemeinen, erforderlichenfalls unter Berücksichtigung eines Stoßzuschlages zu den Lasten, $s = 2$ anzunehmen.

[20] Beton und Eisen 1936.

f) *Schlußbemerkungen.*

Wenn auch nicht zu erwarten steht, daß höherwertiger Stahl die St. 37-Bewehrung im Eisenbeton verdrängen wird, so gibt es doch viele Anwendungsgebiete im Brücken- und Hochbau, auf denen hochwertiger Stahl, in der Regel in Verbindung mit höherwertigem Beton, bedeutende technische und wirtschaftliche Möglichkeiten bietet. Das Haupthindernis für die allgemeinere Anwendung höherwertiger Stähle war bisher die Furcht vor zu starker Rißbildung und daher die Scheu, die Zugbeanspruchungen der Stahlgüte entsprechend unter Einhaltung des üblichen Sicherheitsgrades zu erhöhen. Hemmend wirkt auch die oft gehörte Ansicht, daß höherwertige Stähle, insbesondere solche mit künstlich gehobener Streckgrenze (Istegstahl, Torstahl und dergleichen) stärker rosten und altern und Dauerbeanspruchungen nicht gewachsen seien. Dies ist durch Versuche nicht bestätigt.[21]

Vielfach wirken hier Gewohnheit und gefühlsmäßige Einstellung mit, die mit zunehmender Erfahrung zurücktreten werden, wenn die Überzeugung wächst, daß die Bedenken gegen hohe Eisenspannungen und damit gegen den Dauerbestand bei sachgemäßer Durchbildung und Ausführung der Tragwerke nicht stichhaltig oder stark übertrieben sind. Bisher haben sich nur der Istegstahl in erheblichem Maß und andere höherwertige Stähle auf Sondergebieten durchsetzen können. Dies kann aber nur der Anfang für eine neue Entwicklung im Eisenbetonbau sein.

Zusammenfassung.

Auf Grund von Versuchen und theoretischen Überlegungen wird die Wirkungsweise höherwertiger Stähle in Säulen und Balken gezeigt. Elastische Formänderung, Rißbildung und Beanspruchung der Verbundkonstruktion unter niedrigen Lasten (den Baulasten) unterscheiden sich wesentlich vom Verhalten unter den Höchstlasten (im Bruchzustand). Bei letzteren gelangen beide Stoffe in den bildsamen Bereich.

Die Festsetzung zulässiger Beanspruchungen in der bisher üblichen Rechenweise mit dem Beiwert n (= 10 oder 15) bildet kein zutreffendes Maß der Sicherheit des Tragwerks. Die Annahme zulässiger Spannungen hat ihren Sinn verloren. Es wird daher sowohl für Säulen wie für Balken die Bemessung mit den tatsächlichen Stoffgüten und mit dem erfahrungsgemäß notwendigen Sicherheitsgrad vorgeschlagen.

[21] Dauerversuche an Balken mit St. 37, 55, 80 und Istegbewehrung, Heft 15 des österr. Eisenbetonausschusses 1935.

Leere Seite
Blank page
Page vide