

nung abhängig. Die rechnungsmäßige höchste Eisenspannung überschreitet mehr oder weniger die Streckspannung, gleichgültig ob es sich um Bewehrung mit St. 37, St. 48, St. 80 oder um Istegbewehrung handelt. Die Versuche haben den Beweis erbracht, daß innerhalb des Prüfbereiches auch bei der Verwendung hochwertigen Stahls als Bewehrung von Eisenbetonbalken die Streckgrenze ebenso voll ausgenützt werden kann wie bei der Bewehrung mit weichem Flußeisen St. 37. Bei den Balken 4a und 10a, b mit St. 80 Bewehrung ist die höchste Eisenspannung etwas hinter der Streckspannung zurückgeblieben, und zwar deshalb, weil der Verbund den hohen Eisenbeanspruchungen nicht vollständig gewachsen war. Der Balken 5 mit St. 80 Bewehrung hat die volle Ausnützung der Streckspannung erwiesen (das Verhältnis der Eisenspannung zur Streckspannung beträgt 1,08). Dies Ergebnis konnte deshalb erzielt werden, weil die Balken mit 9 mm starken Stahleinlagen bewehrt waren, deren Verbundwirkung eine weit bessere als bei den 16 mm dicken Eisen der Balken 4 und 10 ist.

IV. Zusammenfassung der Ergebnisse

a) Die Güte des verwendeten Bewehrungsstahls beeinflusst nicht nennenswert die Durchbiegung und Rißbildung bei gleicher Eisenbeanspruchung. Die Versuche haben eine kleine Verzögerung der Rißbildung erwiesen, wenn hochwertigerer Stahl oder hochwertigerer Beton verwendet wird.

b) Für die Tragkraft, so weit diese vom Zugwiderstand der Stahlbewehrung abhängt, ist stets die Streckspannung in derselben Weise maßgebend wie bei St. 37.

c) Die Ansprüche an den Verbund sind um so größer, je höher die Eisenspannungen sind. Große Betonfestigkeit vermehrt unter sonst gleichen Umständen die Verbundwirkung und erhöht die Tragkraft, wenn diese vom Verbund abhängt.

d) Bei Annahme des gleichen Tragsicherheitsgrades für mit hochwertigem Stahl bewehrte Balken wie für St. 37 können die zulässigen Beanspruchungen im Verhältnis der höheren Streckspannung vermehrt werden, wenn die größeren Ansprüche an Schubwiderstand und Verbund berücksichtigt werden. Bei Zulassung höherer Bauspannungen ist mit stärkerer Ausschaltung der Betonzugzone zu rechnen.

Diskussion

Professor Ing. Dr. A. NOWAK, Prag:

Es war ja klar, daß man durch die Einführung der frühhochfesten Portlandzemente die mannigfachen Vorteile der aus diesen Zementen erzeugten Betone im Vereine mit der größeren Festigkeit des harten Stahles mehr auszunützen trachtete. In dieser Beziehung wurden tatsächlich eine Reihe von Versuchen durchgeführt. Als älteste wären zu nennen die im Jahre 1918 veröffentlichten Versuche des österreichischen Eisenbetonausschusses in Wien, wobei allerdings noch kein hochwertiger Beton zur Anwendung gelangte. Sodann kamen nach der Einführung der hochwertigen Zemente die Versuche des deutschen Materialprüfungsverbandes in der Č. S. R. in Prag, bzw. seiner rührigen Bindemittelkommission im Jahre 1924, veröffentlicht von GESSNER-NOWAK 1925, weiters die Versuche von OTZEN, Hannover 1925, Versuche von SKALL, Leipzig 1925, Versuche von GESSNER, Prag 1926, die hauptsächlich die Frage des Verbundes und der Haftfestigkeit solcher Bauwerke beleuchten sollten, Versuche von OLSEN, München 1927/28, und endlich Versuche des sehr verehrten Herrn Referenten SALIGER im österreichischen Eisenbetonausschusse in Wien im Laufe des heurigen Jahres. Soeben erfahre ich, daß auch

beim deutschen Eisenbetonausschusse solche Versuche im Gange sind. Von diesbezüglichen Versuchen in Frankreich, Italien, Nordamerika und anderen Staaten ist mir nichts bekannt.

Während es bei den früheren Versuchen stets darauf ankam, die Anriß- und Bruchlast festzustellen, sind die letzten Versuchsreihen von OLSEN, SALIGER und jedenfalls auch des deutschen Eisenbetonausschusses schon bedeutend vollkommener ausgestaltet, vollkommener hauptsächlich deshalb, weil sie der so lange stiefmütterlich behandelten Betonzugfestigkeit wieder nähertreten, das heißt, in irgend einer Art eine Beziehung zwischen der für uns immer maßgebenden Betonwürfeldruckfestigkeit und der aus demselben Baustoff erzeugten Biegunzfestigkeit angeben.

Meine Herren! Es ist Ihnen ja allen bekannt, daß die Zugdehnung des Betons nur eine sehr kleine ist, daß daher bei Anwendung von vollaussenützte, harten Stahl mit seiner größeren Dehnung die Gefahr einer zu frühen Zugrißbildung auftritt und dieser Umstand stellt dem Eisenbetonbau vorläufig in dieser Beziehung ein gewisses Hindernis entgegen in bezug auf die volle Ausnützung beider Baustoffe, beziehungsweise deren allseitigen Anwendung im Bauwesen. Um nun einen zugfesteren Beton herzustellen, bedarf es neben verschiedenen anderen Umständen vornehmlich eines viel zugfesteren Zementes als bisher. Und in dieser Beziehung sieht es bei den frühhochfesten Zementen verhältnismäßig schlechter aus wie bei den handelsüblichen. Nimmt man das Mittel der 28 tägigen Zementnormenproben bei Zug und Druck für unsere tschechoslowakischen Portlandzemente des letzten Jahres 1927, so erhält man eine Verhältniszahl zwischen Druck und Zug bei den Handelszementen von 13, bei den frühhochfesten von 15, also trotz größeren Druckes in letzterem Falle eine Abnahme von 15 % gegenüber gewöhnlichen Handelszementen. Aus dem ausgezeichneten Werke von OLSEN, München, errechnete ich auf S. 86 die entsprechenden Zahlen mit 12 und 13, also nur 8 % Abnahme gegenüber den gewöhnlichen Handelszementen, das heißt, die von OLSEN verwendeten frühhochfesten Zemente waren in dieser Beziehung besser wie unsere tschechoslowakischen. Und, meine Herren, diese Verhältniszahl zwischen Druck und Zug, auf die ich seit dem Bestehen der hochwertigen Zemente bei den maßgebenden Faktoren unserer Zementindustrie stets hinwies, bleibt für mich immer eine Art Gütemaßstab für den Zement und den daraus erzeugten Beton. Denn was nützt ein hochwertiger Beton mit weiß Gott wie hoher Druckzahl, wenn die Zugzahl nicht halbwegs mit in die Höhe geht.

Aus der für uns stets maßgebenden Betonwürfeldruckfestigkeit können wir nun bei hochwertigen Betonen annähernd die Biegunzfestigkeit ermitteln durch die Annahme, daß der Achsialzug derzeit $\frac{1}{15}$ des Würfeldruckes, und der Biegunzug rund das zweifache des Achsialzuges ausmacht, gleichbedeutend mit einer Verhältniszahl von Würfeldfestigkeit zu Biegunzugfestigkeit = 7,5. SALIGER fand bei seinen letzten, dem Referate zugrunde liegenden Versuchen eine mittlere Verhältniszahl von 6,3 für Handelsportlandzement und 6,9 für frühhochfesten Zement. Doch möchte ich empfehlen für angenäherte Rechnungen aus Sicherheitsgründen nach dem derzeitigen Stande der Zementtechnik bei 7,5 zu bleiben. Je kleiner diese Gütezahl wird, desto besser wird der Beton für Tragwerke, die auf Biegun beansprucht sind. Von Interesse wäre es, welche Gütezahl OLSEN bei seinen großzügigen Versuchen diesbezüglich ermittelte, da ich in seinem Werke die Würfeldfestigkeit des Betons seiner Versuche nicht fand.

Würde ich daher unsere seinerzeitigen Prager Versuche hiernach ergänzen, nachdem wir seinerzeit leider keine Betonzugproben durchführten, so ergäbe sich bei den Versuchs balken nach 28 Tagen eine Anrißlast von 1,07 *P*, für den Balken nach 42 Tagen eine solche von 1,18 *P*, wobei *P* die einfache Nutzlast für Spannungs-

verhältnisse von $\frac{100}{2000}$ bedeutet. Nach unseren damaligen, obzwar mit der Lupe genau durchgeführten Beobachtungen ergaben sich die Anrisse bei 1,65 P , das heißt, es muß eine Lockerung des Betongefüges auf der Zugseite, die auch dem verschärften Auge nicht sichtbar ist, schon viel früher eingetreten sein, ein Umstand, den auch SALIGER in seinem Berichte anführt. OLSEN findet bei seinem für ein Spannungsverhältnis von $\frac{100}{2000}$ entworfenen Balken D eine Anrißlast von 0,88 P , sie sehen daher gegen 1,07 P keinen großen Unterschied. Und noch schlechter steht es mit unseren damaligen Decken, die nur eine Würfel Festigkeit des baumäßigen Betons von 225 kg/qcm besaßen, die daher eine Lockerung des Gefüges weit noch vor einfacher Nutzlast besessen haben mußten, da wir die ersten feinen Haarrisse bei einfacher Nutzlast feststellten. Aus dem Gesagten ist daher, meine Herren, zu entnehmen, daß die Anrißlasten bei so hoch gewählten Spannungsverhältnissen insbesondere bei Plattenbalkenbauwerken viel kleiner als 1 werden. Dies beweisen aber auch die niedrigen Anrißspannungen, wie sie SALIGER in seinem Berichte aus seinen Versuchen zusammengestellt hat.

Eine zweite Frage, die bei solchen mit hartem Stahl bewehrten Verbundkonstruktionen von größerer Bedeutung wird gegenüber gewöhnlichen Verbundkonstruktionen, ist die Frage der *Schwindspannungen*, worüber OLSEN in seinem vorerwähnten Werke uns ebenfalls sehr interessante Aufschlüsse gibt, und auf die ich zeitmangels nicht eingehen kann und diesbezüglich auf das ausgezeichnete Werk von HERZKA verweisen muß. Wenn wir daher schon an oder unter der Grenze der Rißsicherheit angelangt sind, wird diese Sicherheit durch die Schwindspannungen noch um ein Beträchtliches verringert.

Was die Frage der Störung des Verbundes und Überwindung der Haftfestigkeit anbelangt, die von SKALL stets befürchtet wird, hat GESSNER in Prag 1926 diese Frage gründlich durch Versuche studiert und fand tatsächlich die Zerstörung des Verbundes aber nur bei jenen plattenbalkenförmigen Probekörpern, die nur mit einem Rundstahl \varnothing 16 mm bewehrt waren, daher wie sie leicht entnehmen können, dies eine schlechte Bewehrung vorstellt. Bei zwei oder drei Eiseneinlagen wäre auch dort keine Zerstörung durch die Lösung des Verbundes eingetreten. Bei allen unseren Deckenversuchen, wo einer guten Schub- und Verbundsicherung große Sorgfalt gewidmet wurde, konnte eine Zerstörung des Verbundes nirgends festgestellt werden.

Es gäbe nun noch eine Reihe anderer, aber untergeordneter Fragen, die zu diesem Problem gehören würden, worauf ich aber zeitmangels nicht eingehen kann. Nach dem bisher Gesagten kann ich daher sämtlichen Schlußfolgerungen des Herrn Referenten SALIGER zustimmen.

Professor SPANGENBERG, München:

Durch die Gütesteigerung des Zementes und des Stahles sind wir vor die Aufgabe gestellt, das Verhalten dieser hochwertigen Baustoffe in den Verbundkörpern, namentlich bei Beanspruchung auf Biegung, zu erforschen. Die ausgezeichneten Versuche von Professor SALIGER sind ein sehr wertvoller Beitrag zu dieser Frage. Meine anschließenden Bemerkungen beziehen sich auf die Rißsicherheit, die bei solchen Konstruktionen eine wichtige Rolle spielt. Ich benutze dabei eine Abbildung und eine Tabelle aus einer Doktorarbeit, die ein Schüler von mir, Herr OLSEN, auf meine Anregung hin verfaßt hat und die jetzt unter dem Titel: „Die wirtschaftliche und konstruktive Bedeutung erhöhter zulässiger Beanspruchungen für den Eisenbetonbau“ erschienen ist.

Bekanntlich ist die Biegezugspannung σ_{bz} , berechnet nach Stadium I, ein guter Maßstab für die Rißsicherheit. Wird ein einfach bewehrter Rechtecksquerschnitt

eines gebogenen Balkens für bestimmte zulässige Beanspruchungen σ_b und σ_e nach Stadium II dimensioniert, so ist damit zwangsläufig auch der Wert σ_{bz} nach Stadium I festgelegt, wenn nur die Nutzhöhe h in ein bestimmtes Verhältnis zur Gesamthöhe d , also z. B. $h = 0,9 d$, gesetzt wird. In der Abb. 13 sind die Werte σ_b nach Stadium II als Abszissen, die Werte σ_{bz} nach Stadium I in doppeltem Maßstabe als Ordinaten aufgetragen. Für verschiedene Werte σ_e zwischen 1000 und 2000 kg/qcm sind die Kurven errechnet und eingezeichnet, welche für die betreffende Eisenspannung σ_e die Abhängigkeit zwischen σ_b und σ_{bz} zeigen.

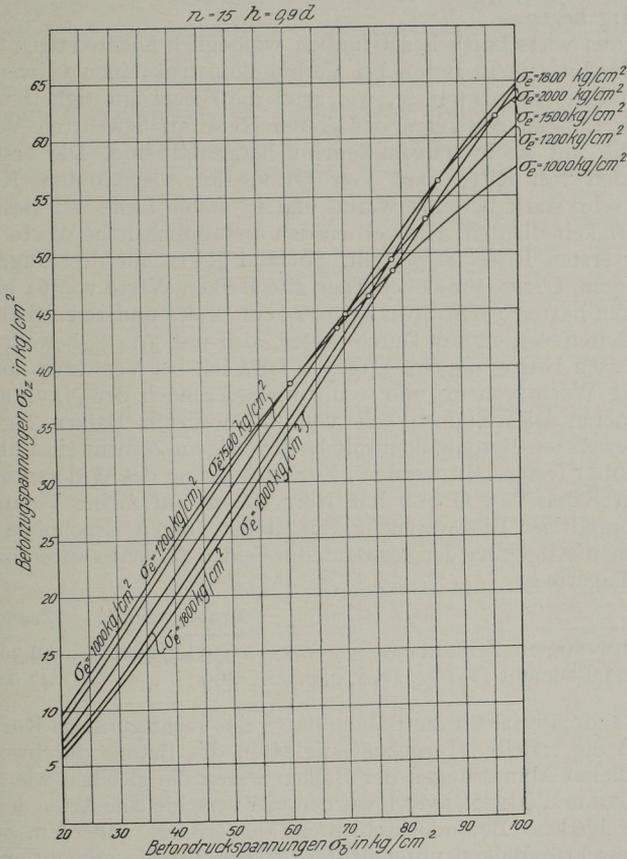


Abb. 13

Man erkennt aus dieser Darstellung, daß eine Erhöhung von σ_b bei gleichbleibendem σ_e eine sehr starke Steigerung von σ_{bz} bewirkt; z. B. steigt bei $\sigma_e = 1200 \text{ kg/qcm}$ der Wert σ_{bz} von 24 auf 45 kg/qcm, wenn man σ_b von 40 auf 70 kg/qcm erhöht. Diesen Zusammenhang habe ich bereits vor zwei Jahren auf dem Internationalen Brückenbaukongreß in Zürich dargelegt und zur Begründung der Forderung benutzt, daß der Zugfestigkeit der hochwertigen Zemente besondere Beachtung zu schenken sei.

Im Gegensatz hierzu ersieht man weiter aus der Abbildung, daß eine Änderung von σ_e bei gleichbleibendem σ_b nur von geringem Einfluß auf σ_{bz} ist. Die sämtlichen

Kurven für die verschiedenen Eisenspannungen von 1000 bis 2000 kg/qcm fallen sehr nahe zusammen und es liegen z. B. bei $\sigma_b = 70$ kg/qcm für alle Werte von σ_e die Spannungen σ_{bz} zwischen 42 und 45 kg/qcm. Bei den kleineren Werten von σ_b vermindert die Erhöhung von σ_e sogar den Wert σ_{bz} und erst bei größeren σ_b -Werten kehrt sich die Auswirkung um. Eine Erklärung für diesen eigentümlichen Zusammenhang findet sich in der Doktorarbeit von OLSEN. Zweifellos ist aber die Erhöhung der zulässigen Eisenspannung von viel geringerem Einfluß auf die Rißgefahr als die Steigerung der zulässigen Betondruckspannung, sodaß in dieser Hinsicht die Verhältnisse für die Ausnutzung des hochwertigen Stahles in den Verbundkonstruktionen nicht ungünstig liegen.

Da man aus wirtschaftlichen Gründen womöglich hochwertigen Stahl in Verbindung mit hochwertigem Beton bei Verbundkonstruktionen verwenden wird, so ist die Feststellung von Interesse, wie groß die Biegezugfestigkeit σ_{bz} , berechnet nach Stadium I, beim Auftreten der ersten Risse an bewehrten Versuchsbalken sich ergibt, die mit hochwertigem Zement hergestellt sind. Die ersten Versuche hierüber wurden von RÜTH und von OTZEN an sogenannten Kontrollbalken gemacht, die sehr stark bewehrt waren und in erster Linie zur Bestimmung der Biegedruckfestigkeit dienten. Hierbei wurden erstaunlich hohe Werte von σ_{bz} beim Auftreten der ersten Risse festgestellt. So fand RÜTH für drei Tage alte Balken $\sigma_{bz} = 93,5$ kg/qcm, OTZEN für sieben Tage alte Balken Werte von 64 bis 75 kg/qcm. Die Probekonstruktionen hatten 1,0 m Stützweite, 15 cm Breite und 12 cm Höhe; sie waren mit fünf Rundeisen von 12 mm Durchmesser, also mit 3,14% bewehrt, die Betonüberdeckung der Eisen betrug 0,5 cm. Dagegen fand ich bei Versuchen an Balken mit 1% Bewehrung Werte von σ_{bz} , die wenig über der nach der NAVIERSchen Biegeformel errechneten Biegezugfestigkeit von unbewehrten Balken lagen. Ähnliche Werte an unbewehrten Betonbalken mit hochwertigem Zement sind übrigens schon früher von PROBST festgestellt worden¹. Zur Aufklärung des Widerspruches mit den Versuchen von RÜTH und OTZEN hat Herr OLSEN auf meine Veranlassung eine Reihe sehr sorgfältiger Biegeversuche ausgeführt, deren Ergebnisse die Tafel 8 zeigt. Die Normenfestigkeiten der verwendeten beiden Zemente waren nach 28 Tagen kombinierter Lagerung:

	Druckfestigkeit	Zugfestigkeit
Bei hochwertigem Zement.....	659 kg/qcm	49,3 kg/qcm
Bei Handelszement.....	469 „	47,9 „

Das Kiessandmaterial für die Balken hatte eine recht günstige Kornzusammensetzung, sodaß die erzielten Biegezugfestigkeiten des Betons durchweg sehr hohe waren. Die äußeren Abmessungen der Balken waren die gleichen wie bei den Versuchen von RÜTH und OTZEN, jedoch wurden vier verschiedene Arten der Bewehrung und zwei verschiedene Betondeckschichten angeordnet, außerdem wurden zum Vergleich unbewehrte Balken untersucht. Aus der Tabelle erkennt man, daß die Werte von σ_{bz} bei hochwertigem Zement durchweg etwas höher sind, als bei Handelszement. Ferner ergibt sich die interessante Feststellung, daß σ_{bz} gegenüber den unbewehrten Balken mit zunehmender Bewehrung und mit weitergehender Aufteilung der Eisen erheblich steigt, sowie daß sich σ_{bz} auch mit abnehmender Betonüberdeckung der Eisen erhöht. Den höchsten Wert von $\sigma_{bz} = 96,6$ kg/qcm haben die Balken aus hochwertigem Zement mit 3,14% Bewehrung und 0,5 cm Überdeckung ergeben. Diese Balken entsprechen in ihrer Konstruktion den Versuchsbalken von RÜTH und OTZEN, sodaß die von diesen beiden Forschern festgestellten hohen Werte σ_{bz} wohl in der Hauptsache durch die Bauart ihrer Balken zu erklären sind. Die Versuche

¹ Vgl. PROBST, Hochwertige Zemente, „Der Bauingenieur“ 1926, Heft 17 u. 18.

von OLSEN zeigen aber in Übereinstimmung mit den bereits vorher von mir gemachten Versuchen, daß für Bewehrungen und Eisenüberdeckungen, welche den praktischen Ausführungen entsprechen, die Werte σ_{bz} beim Auftreten der ersten Risse auch mit hochwertigem Zement nur wenig über den Werten der nach der NAVIERSchen Biegeformel errechneten Biegezugfestigkeit von unbewehrten Balken liegen. Es ist daher davor zu warnen, stark bewehrte Probekbalken, insbesondere die sogenannten Kontrollbalken, zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit zu benutzen. Vielmehr wird man die Biegezugfestigkeit des Betons am zuverlässigsten an unbewehrten oder an schwachbewehrten Balken ermitteln, bei denen die Anordnung der Bewehrung und die Betonüberdeckung den Verhältnissen der praktischen Ausführungen entspricht.

Tafel 8

Einfluß der Bewehrung und der Betondeckschicht auf σ_{bz}

Alter der Versuchsbalken..... 45 Tage

Querschnitt der Versuchsbalken. $h = 12$ cm; $b = 15$ cm

Zementmenge 300 kgZ/cbm

$n = 15$

Konsistenz: $D = rd \cdot 50$ cm

Bezeichnung des Zementes	Beton-deckschicht cm	Bewehrung								Unbewehrt	
		5 ϕ 12 mm		3 ϕ 12 mm		5 ϕ 8 mm		3 ϕ 8 mm			
		$\mu = 3,14$ v.H.		$\mu = 1,88$ v.H.		$\mu = 1,40$ v.H.		$\mu = 0,84$ v.H.			
		σ_{bz} [kg/qcm]									
		Einzelwerte	Mittelwert	Einzelwerte	Mittelwert	Einzelwerte	Mittelwert	Einzelwerte	Mittelwert	Einzelwerte	Mittelwert
Hochwertiger Zement	0,5	92,5		76,5		85,5		62,2			
		101,8	96,6	76,5	77,8	76,2	79,3	62,2	63,9	61,2	
		95,5		80,4		76,2		67,2			
	1,0	86,4		70,2		72,2		55,2			
		90,0	88,2	66,0	67,4	72,2	74,7	65,5	60,4	61,2	
		88,2		66,0		79,8		60,4			
Handelszement	0,5	76,8		80,5		62,3		47,0			
		83,4	80,2	64,6	72,5	67,0	66,9	57,2	53,8	50,6	
		80,3		72,5		71,5		57,2			
	1,0	65,2		57,5		52,2		44,6			
		76,0	71,2	70,2	64,6	67,2	62,2	49,6	49,7	43,7	
		72,5		66,0		67,2		55,0			

Professor Dr.-Ing. W. GEHLER, Dresden:

Der Deutsche Ausschuß für Eisenbeton hat seit einer Reihe von Jahren ebenfalls Versuche mit stahlbewehrten Platten und Plattenbalken in den Materialprüfungsämtern Berlin und Dresden durchgeführt. In den deutschen Eisenbeton-Bestimmungen von 1925 befindet sich im Teil A bei § 19, Ziffer 4 die Fußnote: „Da die eingeleiteten Versuche mit hochwertigem Zement in Verbindung mit Stahl noch nicht abgeschlossen sind, bleibt die Anwendung der in Ziffer 5 genannten Spannungen in Hochbauten (z. B. $\sigma_e = 1500$ kg/qcm) zunächst nur auf Platten beschränkt.“ Die Versuchskörper wurden daher für die Betondruckspannung $\sigma_b = 40$ kg/qcm und für die Eisenspannung $\sigma_e = 1200$ bzw. 1500 bzw. 1800 kg/qcm dimensioniert und zwar in der einen Reihe in Verbindung mit St. 37 unter Verwen-

dung von normalem Portlandzement, in der anderen Reihe in Verbindung mit St. 37 und St. 48 unter Verwendung von hochwertigem Portlandzement.

Im Gegensatz zu den Wiener Versuchen wurden die Dehnungen der Eisen und die Betondruckspannungen unmittelbar gemessen. Unsere Ergebnisse stimmen mit denen von Herrn SALIGER grundsätzlich überein. Trotz der verschiedenen Güte des verwendeten Bewehrungsstahles treten die ersten Risse in der Betonzugzone nahezu bei der gleichen rechnerischen Eisenspannung auf, sodaß in Übereinstimmung mit den Versuchen von Herrn SALIGER der hochwertige Baustahl hinsichtlich der Rißlasten keinen Vorteil bringt. Diese ersten Risse wurden aber in Dresden weit früher beobachtet als bei den Wiener Versuchen, nämlich bei einer aus der Rißlast rechnerisch für das Stadium II ermittelten Eisenspannung von rund 300 bis 400 kg/qcm, während bei den Wiener Versuchen, (nach Tafel 6) 800 bis 1080 kg/qcm gefunden wurde. Die Dehnungsmessungen ergeben die gleichen Werte wie die übliche Rechnung, wenn für das Elastizitätsmaß des Betons der aus den Feinmessungen an besonderen Probekörpern ermittelte Wert $E = 263\,000$ kg/qcm, also die Zahl $n = 8$ (anstatt $n = 15$) eingesetzt wird.

Auch bei unseren Versuchen ergab sich in Übereinstimmung mit den Wiener Versuchen, daß für die Tragkraft, soweit diese vom Zugwiderstand der Stahlbewehrung abhängt, bei hochwertigem Stahl die Streckgrenze in derselben Weise maßgebend ist, wie bei St. 37. Nur sind die Ansprüche an den Verbund naturgemäß um so größer, je höher die zulässigen Eisenspannungen angenommen werden. Durch Erhöhung der Betonfestigkeit wird unter sonst gleichen Umständen die Verbundwirkung verbessert. Unter der Voraussetzung, daß die größeren Ansprüche an Schubwiderstand und Verbund berücksichtigt werden, dürfen daher die zulässigen Beanspruchungen bei hochwertigem Baustahl im Vergleiche zu St. 37 im Verhältnis der Streckgrenzen erhöht werden. Als Nachteil bleibt nur der Umstand, daß die Risse in der Betonzugzone bei der gleichen Eisenspannung auftreten, also für hochwertigen Baustahl etwa bei $\frac{1}{5}$ der Nutzlast anstatt bei $\frac{1}{4}$ der Nutzlast für St. 37. Durch diese frühere Ausschaltung der Betonzugzone bei den Balken mit hochwertigem Baustahl ist der Erhöhung der zulässigen Eisenspannung bei Verwendung von hochwertigem Baustahl leider eine enge Grenze gezogen.

Dr.-Ing. H. OLSEN, München:

Herr Professor SPANGENBERG hat Ihnen vorhin eine Abbildung aus meinem Buche¹ gezeigt, in der in Form von Schaulinien der Zusammenhang zwischen den bei bieguingsbeanspruchten Rechtecksquerschnitten auftretenden Randspannungen σ_b/σ_e (kg/qcm) nach Zustand II und den zugehörigen Betonzugspannungen σ_{bz} (kg/qcm) nach Zustand I dargestellt ist. Dabei hat Sie Herr Professor SPANGENBERG u. a. auf ein bemerkenswertes Ergebnis meiner Untersuchungen aufmerksam gemacht, daß nämlich bei gleichbleibender geringerer Betondruckspannung und zunehmenden Eisenzugspannungen die Werte σ_{bz} geringer, bei gleichbleibender höherer Betondruckspannung — etwa von $\sigma_b = 80$ kg/qcm an — und zunehmenden Eisenzugspannungen die Werte σ_{bz} jedoch größer werden. Ich möchte bei dieser Gelegenheit darauf hinweisen, daß ich mich bei meinen Untersuchungen nicht damit begnügt habe, lediglich die rechnerischen Zusammenhänge zwischen veränderlichen Spannungsverhältnissen σ_b/σ_e und den jeweils zugehörigen Werten σ_{bz} zu ermitteln, sondern die gefundenen Ergebnisse auch an Hand von Versuchen nachgeprüft habe.

Die Versuche wurden mit Eisenbetonbalken von 70 cm Länge und 15 cm Breite

¹ Die wirtschaftliche und konstruktive Bedeutung erhöhter zulässiger Beanspruchungen für den Eisenbetonbau. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin, 1928.

durchgeführt, wobei das Mischungsverhältnis 300 kg Zement je cbm fertigen Beton betrug. Die Querschnittshöhen und Eiseneinlagen der Balken waren so gewählt, daß bei Beanspruchung derselben auf Biegung durch eine in Feldmitte aufgebrachte Einzellast P bei 65 cm Spannweite bestimmte Randspannungen σ_b/σ_e entstanden. Durchgeführt wurden Versuchsreihen, die aus je drei Balken bestanden.

Bei den Balken der ersten Versuchsreihe entstanden durch die Einzellast $P_1 = 745$ kg die Randspannungen $\sigma_b/\sigma_e = 40/1200$ kg/qcm, bei den Balken der zweiten Versuchsreihe mit der gleichen Einzellast die Randspannungen $\sigma_b/\sigma_e = 40/2000$ kg/qcm. Die erste Reihe ergab bei einem Alter der Balken von 45 Tagen als Mittelwert eine Rißlast von $2,28 P_1$, die zweite Reihe eine solche von $2,58 P_1$. Demnach zeigten die Balken der zweiten Reihe einen größeren Widerstand gegen Rißbildung in der Zugzone als die der ersten Reihe. Bei der dritten und vierten Versuchsreihe betrug die in Feldmitte aufgebrachte Einzellast $P_2 = 3160$ kg, wobei die Balken der dritten Reihe mit $\sigma_b/\sigma_e = 100/1200$ kg/qcm, die der vierten Reihe mit $\sigma_b/\sigma_e = 100/2000$ kg/qcm beansprucht waren. Die Rißlast betrug bei der dritten Reihe $1,08 P_2$, bei der vierten Reihe $0,88 P_2$. Die Balken der dritten Versuchsreihe zeigten also einen größeren Widerstand gegen Rißbildung als jene der vierten Reihe.

Die Versuche haben somit die vorerwähnten rechnerischen Ergebnisse voll bestätigt, daß nämlich bei Eisenbetonkonstruktionen, die mit hohen Betondruckspannungen bemessen werden, nur dann eine Erhöhung der Eisenzugspannung vorgenommen werden darf, wenn der Beton eine entsprechende höhere Zugfestigkeit hat.

Die hier angeführten Versuche sind ebenso wie die vorhin von Herrn Professor SPANGENBERG erwähnten unter meiner Leitung im Bautechnischen Laboratorium der Mittleren Isar A. G. in München durchgeführt worden. Die näheren Versuchsangaben sind in meinem vorerwähnten Buche, S. 86, enthalten.