

Wie aus Tafel 20 hervorgeht, wurde bei den Balken CC'' eine Bruchlast von 6100 kg ermittelt. Für die Zulassung von $\sigma = 100/2000 \text{ kg/cm}^2$ mit $P = 2350 \text{ kg}$ ergibt sich demnach ein 2,6facher Sicherheitsgrad. Derselbe war also um 4% größer als jener der Balken CC.

Die infolge der zusammengesetzten Sicherheit bewirkte Erhöhung des durch das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{\sigma_{e\text{zul}}}$ bestimmten Sicherheitsgrades vergrößerte sich damit bei dem Balken CC'' auf 24%.

Dieses gegenüber den Balken CC hinsichtlich der Bruchsicherheit etwas günstigere Ergebnis der Balken CC'' läßt sich im Hinblick auf die vorgenommenen wenigen Versuche allerdings nicht verallgemeinern. Möglicherweise ist es auf die größere Querschnittshöhe der Balken CC'' zurückzuführen (vgl. die Ausführungen S. 82).

Auf jeden Fall lassen aber die Versuche erkennen, daß bei gleichbleibender Gebrauchslast und gleichbleibenden zulässigen Beanspruchungen der Sicherheitsgrad der unter Berücksichtigung von $n = 10$ bemessenen Platten und Balken gegenüber jenen unter Berücksichtigung von $n = 15$ bemessenen nicht wesentlich abweichen wird.

4. Die Rissesicherheit.

Hochbeanspruchte Platten und Balken weisen im allgemeinen eine geringe Rissesicherheit auf. Inwieweit eine solche vorhanden ist, wird nachstehend untersucht.

Zunächst sei bemerkt, daß der Beton keine Risse aufweisen wird, solange die in der Zugzone unter der Gebrauchslast auftretende Dehnung die Dehnungsfähigkeit des Betons nicht überschreitet. Eine solche Überschreitung findet im allgemeinen nicht statt, wenn die Querschnittsabmessungen von Platten und Balken so gewählt werden, daß die nach der üblichen Berechnungsweise abgeleiteten Betonzugspannungen σ_{b_z} bestimmte Größtwerte nicht überschreiten.

Als übliche Berechnungsweise dient bekanntlich jene nach Zustand I, wobei die Eiseneinlagen vorwiegend mit $n = 15$, vielfach aber auch mit $n = 10$ berücksichtigt werden.

Welche Werte für σ_{b_z} sich mittels der Berechnungsweise nach Zustand I mit $n = 15$ ermitteln, wenn die Querschnitte einfach bewehrter Platten und Balken für bestimmte zulässige Beanspruchungen σ_b/σ_e nach Zustand II bemessen werden, ist für $h = 0,9 d$ aus folgender Tafel 21 zu entnehmen¹⁾.

Tafel 21.
Größe der Betonzugspannungen σ_{b_z} in kg/cm^2
bei Platte und Balken.
 $n = 15$. $h = 0,9 d$.

σ_b in kg/cm^2	40	60	80	100
$\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$	24	38,7	50,4	61,0
$\sigma_e = 1500 \text{ "}$	22	37,7	51,5	63,8
$\sigma_e = 2000 \text{ "}$	19	34,7	50,0	64,5

Aus Tafel 21 geht zunächst die bereits früher²⁾ behandelte Tatsache hervor, daß bei gleichbleibender geringerer Betondruckspannung und zunehmender Eisenzugspannung die Werte σ_{b_z} abnehmen, bei gleichbleibender größerer Betondruckspannung — etwa von $\sigma_b = 80 \text{ kg/cm}^2$ an — und zunehmender Eisenzugspannung diese Werte jedoch zunehmen.

Diese Tatsache läßt sich auch an Hand von Versuchen nachweisen. So ergab sich nach Tafel 18 bei den mit $\sigma = 40/1200 \text{ kg/cm}^2$ bemessenen Balken B

¹⁾ Die ausführliche Tafel mit einer zeichnerischen Darstellung findet sich in der früheren Abhandlung des Verfassers (26), S. 68 u. 69.

²⁾ Vgl. Olsen (26), S. 67 ff.

und BB eine geringere Rissesicherheit als bei den mit $\sigma = 40/2000 \text{ kg/cm}^2$ bemessenen Balken A und AA. Während nämlich bei den erstgenannten Balken eine 1,9- und 2,0fache Rissesicherheit vorhanden war, erhöhte sich dieselbe bei den letztgenannten Balken auf das 2,7- und 2,4fache. Dagegen ergab sich bei den mit $\sigma = 100/1200 \text{ kg/cm}^2$ bemessenen Balken E und EE eine größere Rissesicherheit als bei den mit $\sigma = 100/2000 \text{ kg/cm}^2$ bemessenen Balken C und CC, nämlich eine 1,0- bzw. 0,9fache gegenüber einer 0,8fachen¹⁾.

Weiter geht aus Tafel 21 hervor, daß sich die Werte σ_{b_z} bei gleichbleibender Betondruckspannung und zunehmender Eisenzugspannung verhältnismäßig wenig ändern, dagegen bei gleichbleibender Eisenzugspannung und zunehmender Betondruckspannung erheblich. Beträgt z. B. $\sigma_e = 1200$ bis 2000 kg/cm^2 , so ergibt sich für $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{b_z} = 24,0$ bis $19,0 \text{ kg/cm}^2$, dagegen für $\sigma_b = 80 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{b_z} = 50,4$ bis $51,5 \text{ kg/cm}^2$ und für $\sigma_b = 100 \text{ kg/cm}^2$ sogar $\sigma_{b_z} = 61,0$ bis $64,5 \text{ kg/cm}^2$.

Da der Größtwert für σ_{b_z} beim Spannungsverhältnis $\sigma = 100/2000 \text{ kg/cm}^2$ auftritt, also bei jenem Spannungsverhältnis, das bei der heute möglichen Gütesteigerung des Betons und der Eiseneinlagen nach den früheren Untersuchungen des Verfassers (26), S. 22, als obere Grenze der zulässigen Beanspruchungen von biegebeanspruchten Rechteckquerschnitten noch anstrebenswert erscheint, werden in nachfolgender Tafel 22 die bisher bekannten Sicherheitszahlen gegenüber dem Auftreten des ersten feinen Haarrisses im Bereiche des größten Biegemomentes für jene Versuchsbalken zusammengestellt, die mit obigem Spannungsverhältnis bemessen wurden.

Tafel 22. Die Rissesicherheit von mit $\sigma_{zul} = 100/2000 \text{ kg/cm}^2$ bemessenen Balken nach Versuchen.
n = 15.

Veröffentlichung	$\sigma_{w_{20}}$ kg/cm ²	Abmessungen der Versuchskörper					Ge- brauchs- last P kg	Rißblast P' kg	Risse- sicher- heit $\frac{P'}{P}$
		l m	h cm	d cm	b cm	μ %			
B. u. E. 1925, Heft 4 (Versuche von Gessner- Nowak)	417 455	1,2	12,5	14,0	9,0	1,1	800	1300 1300	1,6 1,6
Zement 1927, Heft 34 (Versuche von Gessner)	407	1,2	10,0	12,0	7,0	1,1	420	—	~ 1,0
Olsen (26), S. 93	287	0,65	13,7	15,2	15,0	1,07	3160	2770	0,9
Olsen (vgl. Tafel 18)	264	1,0	14,7	16,2	15,0	1,07	2350	1950 1800	0,8 0,8

Wie der Tafel 22 zu entnehmen ist, erweist sich die Rissesicherheit der mit $\sigma = 100/2000 \text{ kg/cm}^2$ bemessenen Balken in hohem Maße von der Güte des Betons abhängig. So wurde bei Verwendung von höchstwertigem Beton mit $\sigma_{w_{20}} = 407$ bis 455 kg/cm^2 eine 1,0- und 1,6fache, bei Verwendung von hochwertigem Beton mit $\sigma_{w_{20}} = 264$ und 287 kg/cm^2 jedoch nur noch eine 0,8- und 0,9fache Sicherheit gegenüber dem Auftreten des ersten feinen Haarrisses ermittelt. Rissebildungen lassen sich

¹⁾ Dieses Ergebnis steht in Übereinstimmung mit früheren Versuchen des Verfassers (vgl. (26), S. 92 sowie (3), S. 174). Das in Heft 66 des D. A. f. E. angeführte gegenteilige Ergebnis ist darauf zurückzuführen, daß die Querschnittshöhe der Versuchsbalken nicht verändert wurde (vgl. auch die Ausführungen des Verfassers in B. u. E. 1932, Heft 4, S. 67).

also unter Gebrauchslasten, welche die genannten erhöhten zulässigen Beanspruchungen hervorrufen, nur vermeiden, wenn ganz vorzüglicher Beton verwendet wird.

Es ergibt sich somit die Frage, ob im Falle des Auftretens von Rißbildungen dieselben für den Bestand des Tragwerkes schädlich sein können. Diese Frage kann verneint werden, soweit die Rißbildungen auf feine, dem Auge kaum wahrnehmbare Haarrisse beschränkt bleiben, die nicht weit in den Beton hineinreichen und sich beim Entlasten wieder schließen.

Der jahrelange Bestand von ungünstig beanspruchten oder mangelhaft ausgeführten Bauwerken aus Eisenbeton ist der beste Beweis für die Ungefährlichkeit der feinen Haarrisse. Die Furcht von diesen Rissen ist durch keinerlei beweiskräftige Erfahrungstatsachen bewiesen.

Andere Rißbildungen als feine Haarrisse sind aber bei stahlbewehrten Platten und Balken unter der Gebrauchslast kaum zu erwarten. Diese auffallende Beobachtung wurde bei fast allen vorliegenden Versuchen, auch bei jenen des Verfassers, gemacht, soweit bei denselben die Rißbildungen, auch über den ersten Haarriß hinaus, aufmerksam verfolgt wurden. Bei Stahlbewehrung erweitern sich nämlich mit zunehmender Belastung die jeweils vorhandenen Haarrisse nicht, es bilden sich vielmehr immer wieder neue Haarrisse. Dies ist nach Deppe (31) darauf zurückzuführen, daß sich die Formänderungen von Stahleinlagen gleichmäßiger über die ganze Länge der Bewehrung verteilen.

Sollen trotz der Ungefährlichkeit die feinen Haarrisse vermieden werden, so kann dies zunächst dadurch erreicht werden, daß auf die Herstellung eines möglichst zugfesten Betons die größte Sorgfalt verwendet wird. Ein solcher Beton läßt sich, wie z. B. aus den früheren umfangreichen Versuchen des Verfassers (41) hervorgeht, vor allem durch die Verwendung von möglichst zugfestem Zement erzielen.

Auch aus den vorbehandelten Versuchen geht dies hervor. So wiesen z. B. die Balken B und BB sowie D und DD der Tafel 18 größere Werte für σ_{b_z} auf als die gleichartigen Balken aus hochwertigem Beton der Tafeln 15 und 16, und diese wiesen wiederum größere Werte für σ_{b_z} auf als die in den gleichen Tafeln enthaltenen Balken aus gewöhnlichem Beton. Dies ist darauf zurückzuführen, daß der bei den erstgenannten Balken verwendete Zement eine Normenzugfestigkeit von 49,6 kg/cm², dagegen der bei den Balken der Tafeln 15 und 16 verwendete Zement eine Normenzugfestigkeit von nur 40,6 bzw. 32,3 kg/cm² aufwies.

Es kann deshalb nicht eindringlich genug die Forderung erhoben werden, der Herstellung besonders zugfester Zemente in Zukunft mehr Beachtung zu schenken, als es seither der Fall war¹⁾.

Da die auftretenden Haarrisse zum großen Teil auch auf das Schwinden des Betons zurückzuführen sind, wodurch in der Nähe der Eiseneinlagen Anfangsspannungen hervorgerufen werden, bevor äußere Kräfte einwirken, ergibt sich die weitere dringende Forderung, Zemente mit möglichst geringer Schwindung herzustellen.

Dies läßt sich vor allem wohl durch die Verwendung von Drehrohröfen erreichen. Auch durch scharfes Brennen des Zementklinkers und nicht zu feines Mahlen desselben kann das Schwinden der Zemente verringert werden.

¹⁾ Beachtenswert sind auch die Ausführungen von Gensbaur über die Zugfestigkeit der Zemente in seinem Werke „Festigkeitsrückgänge des Zements und des Betons“, Karlsbad-Fischern 1929 (vgl. auch die vom Verfasser vorgenommene Besprechung dieses Werkes in B. u. E. 1930, Heft 6, S. 127/128). Beachtenswert sind weiter die Ausführungen von Guttman (Zement 1930, Heft 46), Goffin und Mussgnug (Zement 1932, Heft 11), bei denen festgestellt wurde, daß die Abnahme des freien Kalkgehaltes im Portlandzementklinker eine erhebliche Zunahme der Zugfestigkeit bewirkt.

Eine wesentliche Erhöhung der Rissesicherheit läßt sich aber auch dadurch erreichen, daß unter Einhaltung gleichbleibender zulässiger Beanspruchungen die Querschnittsbemessung von hochbeanspruchten Platten und Balken nach Zustand II mit $n = 10$ statt mit $n = 15$ vorgenommen wird, nachdem die Rissesicherheit dieser Tragwerke in erster Linie von den Querschnittsabmessungen des Betons abhängig ist.

aha!

Wird z. B. der in Abb. 20 dargestellte, mit $n = 15$ ermittelte Querschnitt CC dem in Abb. 22 dargestellten, mit $n = 10$ ermittelten Querschnitt CC' gegenübergestellt, so errechnet sich für den erstgenannten Querschnitt nach Zustand I mit $n = 15$ ein Widerstandsmoment $W_i = 927 \text{ cm}^2$ und unter der Gebrauchslast $P = 2350 \text{ kg}$ $\sigma_{b_z} = 64,2 \text{ kg/cm}^2$, dagegen für den letztgenannten Querschnitt, wenn — lediglich zu Vergleichszwecken — nach Zustand I mit $n = 15$ gerechnet wird, $W_i = 1052 \text{ cm}^2$ und für die gleiche Gebrauchslast $\sigma_{b_z} = 55,5 \text{ kg/cm}^2$.

Die Balken CC' weisen demnach rechnermäßig eine um 14 % größere Rissesicherheit auf als die Balken CC.

Versuchsmäßig ergaben die Balken CC' sogar eine um fast 20 % größere Rissesicherheit, nachdem bei denselben unter der Gebrauchslast eine 0,93fache Rissesicherheit gegenüber einer 0,8fachen bei den Balken CC ermittelt wurde (vgl. Tafel 18).

Allgemein läßt sich die Erhöhung der Rissesicherheit der nach Zustand II mit $n = 10$ bemessenen hochbeanspruchten Platten und Balken aus folgender Tafel 23 entnehmen. Diese Tafel enthält für bestimmte zulässige Beanspruchungen σ_b/σ_e nach Zustand II, die mittels der Berechnungsweise nach Zustand I mit $n = 10$ ermittelten Werte für σ_{b_z} , wenn $h = 0,9 d$ gesetzt wird.

Tafel 23. Größe der Betonzugspannungen σ_{b_z} in kg/cm^2 bei Platte und Balken.

$n = 10. h = 0,9 d.$

(Die in Klammern jeweils beigefügten Werte für σ_{b_z} ergeben sich, wenn die Querschnittsbemessung nach Zustand II mit $n = 10$ erfolgt, σ_{b_z} jedoch nach Zustand I mit $n = 15$ ermittelt wird).

σ_b in kg/cm^2	40	60	80	100
$\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$	20,5 (18,3)	36,0 (33,4)	50,8 (45,8)	61,2 (51,6)
$\sigma_e = 1500 \text{ „}$	18,2 (16,6)	32,8 (31,0)	49,0 (44,6)	62,0 (53,5)
$\sigma_e = 2000 \text{ „}$	15,2 (14,0)	30,4 (27,6)	46,5 (42,6)	60,2 (54,5)

Wie aus Tafel 23 hervorgeht, sind die Werte σ_{b_z} durchweg geringer als jene der Tafel 21. Allerdings gibt diese Verringerung noch keinen Maßstab für die größere Rissesicherheit. Um diesen Maßstab zu gewinnen, wurden deshalb die Widerstandsmomente der nach Zustand II mit $n = 10$ bemessenen Querschnitte — lediglich zu Vergleichszwecken — auch nach Zustand I mit $n = 15$ berechnet und dann σ_{b_z} ermittelt. Die derart ermittelten Werte σ_{b_z} sind in Tafel 23 in Klammern jeweils beigefügt. Sie sind um 15 bis 33 % geringer als die entsprechenden Werte der Tafel 21.

Damit ist erwiesen, wie wichtig es im Hinblick auf die Erhöhung der Rissesicherheit von hochbeanspruchten Platten und Balken ist, dieselben unter Berücksichtigung von $n = 10$ statt von $n = 15$ zu bemessen.

Dabei ist der Kostenunterschied zwischen den mit $n = 10$ und $n = 15$ bemessenen Platten und Balken recht gering. Wird nämlich davon ausgegangen, daß ein Raummeter Rundeisen einschließlich Biegen und Verlegen etwa das $\eta = 50$ - bzw. 75fache eines Raummeters fertig verarbeiteten Betons kostet und der jeweilige Kosten-

Tafel 24. Hundertsatz des Kostenunterschiedes zwischen den mit $n=10$ und den mit $n=15$ bemessenen Platten und Balken.

+ = Verteuerung } beim Bemessen mit $n=10$ statt mit $n=15$.
 - = Verbilligung }

σ_b in kg/cm^2	60		100	
	$\eta=50$	$\eta=75$	$\eta=50$	$\eta=75$
$\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$. . .	+ 4,5 %	0 %	0 %	- 2 %
$\sigma_e = 1500$ „ . . .	+ 5,0 %	+ 3 %	0 %	- 2 %
$\sigma_e = 2000$ „ . . .	+ 7,5 %	+ 6,5 %	+ 3 %	0 %

beiwert c berechnet¹⁾, so ergeben sich die in Tafel 24 enthaltenen und in Hundertteilen ausgedrückten Kostenunterschiede. Dabei bedeutet das Vorzeichen + eine Verteuerung, das Vorzeichen - eine Verbilligung der mit

$n=10$ bemessenen Tragwerke gegenüber den mit $n=15$ bemessenen Tragwerken.

Wie aus Tafel 24 hervorgeht, schwanken diese Kostenunterschiede für $\sigma_b = 60 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_e = 1200$ bis 2000 kg/cm^2 zwischen + 3 und + 7,5 %, für $\sigma_b = 100 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_e = 1200$ bis 2000 kg/cm^2 jedoch nur noch zwischen - 2 und + 3 %.

Im übrigen läßt sich die Rissesicherheit von Eisenbetonkonstruktionen auch dadurch erhöhen, daß für eine gute Verteilung der Eiseneinlagen gesorgt wird und Verteilungseisen und Bügel möglichst in der Nähe jener Querschnitte vermieden werden, in denen die Größtmomente auftreten. Wichtig ist es auch, den Beton vor zu rascher Austrocknung zu schützen, indem er in den ersten Wochen der Erhärtung feucht gehalten wird.

Bei verschiedenen der bisher vorliegenden Versuche sowie bei einer größeren Anzahl von Versuchen des Verfassers (26), S. 84 u. 88, wurden mittels Balken, die aus hochwertigem Beton hergestellt und sehr stark bewehrt waren (sog. Kontrollbalken) vielfach außerordentlich hohe Werte für σ_{b_z} — teilweise bis zu etwa $\sigma_{b_z} = 100 \text{ kg/cm}^2$ — erzielt. Anlässlich der II. Internationalen Tagung für Brückenbau und Hochbau 1928 in Wien glaubte nun ein Berichterstatter diese erstaunlichen Werte damit übergehen zu können, daß er erklärte, „wenn so hohe Biegezugfestigkeiten errechnet werden, so läßt sich dies nur damit erklären, daß die ersten Risse übersehen wurden“ [vgl. (3), S. 505]. Dabei handelt es sich zum großen Teil um Versuche namhafter Fachleute, deren Ergebnisse unter sich sowie mit jenen des Verfassers in Übereinstimmung stehen und bei denen das Auftreten der ersten feinen Risse äußerst sorgfältig festgestellt wurde, vielfach sogar mittels starker Lupen und unter Zuhilfenahme künstlicher Beleuchtung. Die bei diesen Versuchen ermittelten Werte für σ_{b_z} können deshalb als unbedingt richtig angesehen werden.

Eine andere Frage ist allerdings die, wie es kommt, daß sich derartige außerordentlich hohe Werte für σ_{b_z} ergeben können. Es soll deshalb untersucht werden,

¹⁾ Vgl. Olsen (26), S. 5. In Bautechn. 1931, Heft 41, S. 613, wurde die Annahme eines gleichbleibenden Preisverhältnisses zwischen Eisen und Beton bemängelt, indem eine geradlinige Zunahme der Kosten des Betons mit zunehmenden zulässigen Beanspruchungen gefordert wurde. Es wurde dabei jedoch nicht ausreichend berücksichtigt, daß bei den infolge einer Inrechnungstellung von erhöhten zulässigen Beanspruchungen sich ergebenden schlankeren Abmessungen der Eisenbetonkonstruktionen das Verlegen der Eiseneinlagen einen auf die Gewichtseinheit bezogenen größeren Aufwand an Arbeitsstunden erfordert. Dasselbe ist einerseits auf die notwendige größere Sorgfalt, andernteils aber auf die bei Inrechnungstellung von erhöhten zulässigen Eisenzugspannungen sich ergebenden wesentlich geringeren Eisendurchmesser zurückzuführen. Es nehmen also die Kosten des Betons sowie jene der Eiseneinlagen gleichzeitig zu, und zwar nach näherer Untersuchung derart, daß sich ungefähr ein gleichbleibendes Verhältnis dieser Kosten ergibt.

ob nicht die Anwendung der üblichen Berechnungsweise nach Zustand I mit $n=15$ bzw. mit $n=10$ einer gewissen Einschränkung bedarf, um eine möglicherweise stattfindende Überschätzung der beobachteten Betonzugspannungen zu vermeiden.

Um dies festzustellen, wird von den in Tafel 22 der früheren Abhandlung des Verfassers (26), S. 87, angeführten Versuchen an Balken von 12 auf 15 cm Querschnitt und 1 m Spannweite, zu deren Herstellung der hochwertige Zement A verwendet wurde, ausgegangen. Von diesen Versuchen werden wiederum nur jene Balken behandelt, deren Bewehrung bei einer Betondeckschicht von 0,5 cm aus 5 Rundeisen von 12 mm Durchm. oder aus 3 Rundeisen von 8 mm Durchm. bestand. Bei den erstgenannten Balken, deren Bewehrungsstärke $\mu = 3,14\%$ betrug, wurde als Mittelwert aus 3 Einzelversuchen eine Reißlast von 3100 kg, bei den letztgenannten Balken mit $\mu = 0,84\%$ dagegen eine solche von 1280 kg ermittelt. Nach Zustand I errechnet sich demnach mit $n=15$ $\sigma_{b_z} = 96,6$ bzw. $63,9$ kg/cm².

Werden nun die Widerstandsmomente dieser Balken miteinander verglichen, die sich mit $n=15$ zu $W_i = 805$ cm³ und $W_i = 500$ cm³ ergeben, sich also wie 1,6:1 verhalten, so ist für die Ermittlung von σ_{b_z} zweifellos nur eine Berechnungsweise richtig, mittels der sich die abgeleiteten Widerstandsmomente etwa wie die Reißlasten¹⁾ verhalten, nachdem bekannt ist, daß die Dehnungsfähigkeit des bewehrten Betons nicht wesentlich verschieden ist von jener des unbewehrten Betons. Im vorliegenden Falle verhalten sich aber die Reißlasten wie 2,4:1, d. h. σ_{b_z} muß sich bei den stärker bewehrten Balken um etwa 50% größer ergeben als bei den schwächer bewehrten Balken. Wird mit $n=10$ gerechnet, so ergibt sich σ_{b_z} sogar um etwa 60% größer.

Nachdem in der Zugzone von Eisenbetonkonstruktionen in der Nähe der Reißlast das Verformungsmaß des Betons etwa $E_{b_z} = 50\,000$ kg/cm² gesetzt werden kann, so ergibt sich, daß die Berechnungsweise nach Zustand I nur dann brauchbare Werte für σ_{b_z} liefern wird, wenn etwa $n=40$ berücksichtigt wird. Geschieht dies, so errechnet sich z. B. bei den vorbehandelten stark bewehrten Balken $W_i = 1850$ cm³, bei den schwach bewehrten Balken $W_i = 680$ cm³ und das Verhältnis dieser beiden Widerstandsmomente zu 2,7:1, also ungefähr wie das Verhältnis der Reißlasten.

Zu einem ähnlichen Ergebnis führt auch die Berechnungsweise nach Zustand Ia (vgl. S. 68), wenn $E_{b_z} = 0,4 E_{b_d}$ gesetzt wird (Melansche Berechnungsweise). Es ergibt sich mit $n=15$ $W_i = 662$ cm³ bzw. $W_i = 330$ cm³ und das Verhältnis dieser beiden Widerstandsmomente zu 2,0:1, also ebenfalls ungefähr wie das Verhältnis der Reißlasten. Mit $n=10$ ergibt sich das Verhältnis der Widerstandsmomente etwas ungünstiger, nämlich zu 1,9:1.

Bei schwächer bewehrten Platten und Balken mit einer Bewehrungsstärke bis zu etwa $\mu = 1\%$ liegen die Verhältnisse hinsichtlich der üblichen Berechnungsweise nach Zustand I mit $n=15$ oder $n=10$ wesentlich günstiger. Wird z. B. das mit $n=15$ ermittelte Widerstandsmoment der vorbehandelten schwach bewehrten Balken von $W_i = 500$ cm³ mit jenen der unbewehrten, aus gleichem Beton hergestellten Balken, deren mittlere Reiß- bzw. Bruchlast 860 kg betrug, von $W_i = 360$ cm³ ins Verhältnis gesetzt, so verhalten sich diese Widerstandsmomente wie 1,4:1 und die Reißlasten wie 1,5:1. Mit $n=10$ ergibt sich das Verhältnis der Widerstandsmomente mit 1,3:1.

Zu ähnlichen Ergebnissen führt auch die Auswertung der übrigen Balkenversuche.

¹⁾ Wegen der geringen Spannweite der Balken genügt es, lediglich die Reißlasten zu vergleichen.

Es läßt sich demnach folgern, daß die für die Ermittlung der Betonzugspannungen übliche Berechnungsweise nach Zustand I mit $n = 15$ oder $n = 10$ in der Anwendung insofern einer Einschränkung bedarf, als sie nur bei einer Bewehrungsstärke bis zu etwa 1% anwendbar ist. Bei wesentlich größerer Bewehrungsstärke wird richtiger entweder nach Zustand I mit etwa $n = 40$ oder aber nach Zustand Ia mit $E_{b_z} = 0,4 \cdot E_{b_d}$ gerechnet.

5. Die Schubsicherheit.

α) Allgemeines.

Die Wirkung zu großer Querkräfte äußert sich bekanntlich darin, daß in der Nähe der Auflager der Tragwerke zunächst schräg gerichtete Schubrisse auftreten, die senkrecht zu den Hauptzugspannungen, also in Richtung der Hauptdruckspannungen, verlaufen. Diese Risse, die eine Folge der Überwindung der Schubfestigkeit des Betons sind, breiten sich mit weiter zunehmender Belastung rasch über die ganze Querschnittshöhe aus und führen schließlich die vollständige Zerstörung des Verbundes herbei.

Um das Auftreten der Schubrisse möglichst hinauszuschieben und die Schubfestigkeit des Verbundes zu erhöhen, wird bekanntlich eine aus abgeboenen Eisen sowie erforderlichenfalls noch aus Bügeln und Zulageeisen bestehende Schubsicherung angeordnet. Diese Sicherung darf, wie die Erfahrung lehrt, im allgemeinen als so wirksam angesehen werden, daß die Zerstörung des Verbundes in den meisten Fällen eher infolge der Wirkung zu großer Momente als infolge der Wirkung zu großer Querkräfte eintreten wird.

Nach den D. B. (§ 20) sind alle größeren Schubspannungen durch abgeboene Eisen oder durch Bügel oder durch abgeboene Eisen und Bügel aufzunehmen. Dabei ist die jeweils vorhandene Schubspannung aus der Gleichung

$$(46) \quad \tau_0 = \frac{Q}{b \cdot z}$$

zu berechnen, wobei Q die Querkraft, b die Platten- oder Balkenbreite und z den Abstand des Schwerpunktes der Zugeisen vom Druckmittelpunkt bedeuten. Dieselbe darf bei Verwendung von Beton mit $\sigma_{w_{20}} \geq 160 \text{ kg/cm}^2$ den Wert $\tau_0 = 16 \text{ kg/cm}^2$, bei sonstigem Beton den Wert $\tau_0 = 14 \text{ kg/cm}^2$ nicht überschreiten.

Im Hinblick auf die besonderen Festigkeitseigenschaften von hoch- oder höchstwertigem Beton erscheint die in den D. B. bei Verwendung eines derartigen Betons festgelegte obere Begrenzung der Schubspannungen mit 16 kg/cm^2 etwas gering. Dieselbe wird deshalb in den weiteren Ausführungen auf $\tau_0 = 18 \text{ kg/cm}^2$ erhöht. Dabei wird gezeigt, daß sich mit einer derartigen Erhöhung immer noch ein ausreichender Sicherheitsgrad ergibt.

Die nachfolgende Ableitung dient dazu, ein Bild über die Veränderlichkeit von τ_0 zu gewinnen, wenn die zulässigen Beanspruchungen erhöht werden. Wird

$$h = r \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$$

und

$$z = h \cdot \left(1 - \frac{s}{3}\right) = r \cdot \left(1 - \frac{s}{3}\right) \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$$

gesetzt, so ist bei gleichbleibendem Moment der Ausdruck $r \cdot \left(1 - \frac{s}{3}\right)$ für diese