Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung

Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine

Band: 89 (1971)

Heft: 23

Artikel: Teilweise vorgespannter Beton: Versuche, Auswertungen und Schlussfolgerungen: Vortrag

Autor: Caflisch, Reto

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-84873

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: 23.07.2025

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

HERAUSGEGEBEN VON DER VERLAGS-AKTIENGESELLSCHAFT DER AKADEMISCHEN TECHNISCHEN VEREINE, 8021 ZÜRICH, POSTFACH 630

Teilweise vorgespannter Beton: Versuche, Auswertungen und Schlussfolgerungen

DK 624.012.46.001.4

Von **Reto Caflisch**, dipl. Ing., Institut für Baustatik, ETH Zürich

Vortrag, gehalten an der Studientagung der FGBH vom 13./14. Nov. 1970 in Lausanne

1. Einleitung

Die teilweise Vorspannung bildet den Übergang zwischen Stahlbeton und Spannbeton, das heisst zwischen einem gerissenen und einem vermeintlich rissefreien «Baumaterial». Die Rissefreiheit der voll vorgespannten Tragwerke ist jedoch im allgemeinen nur in Längsrichtung gewährleistet. In andern Bereichen, wie zum Beispiel in Querrichtung, in Schubbereichen und in Krafteinleitungszonen sind auch voll vorgespannte Tragwerke nicht rissefrei. Der Unterschied zwischen teilweiser und voller Vorspannung hinsichtlich Rissefreiheit besteht daher nur in der Zulassung von Biegezugspannungen in Längsrichtung; die übrigen Bereiche sind bei beiden Bauweisen gerissen. Die teilweise Vorspannung ermöglicht eine bessere Ausnützung der Spannstähle (Bild 1). Um die Spannstähle und die Betonstähle möglichst gleichwertig zu beanspruchen, soll so vorgespannt werden, dass die Bedingung

$$\sigma_V = \sigma_{s,\,0,2} - \sigma_{e,\,0,2}$$

erfüllt wird. Dadurch erreichen die verschiedenen Stähle bei zunehmender Belastung bis zum Bruch gleichzeitig die massgebenden Streckgrenzen. In Bild 1 sind diese Zusammenhänge dargestellt, wobei die aufgeführten Werte der SIA-Norm 162 (1968) entsprechen. In der untern Bildhälfte ist den Spannungsdehnungskurven der naturharten und kaltgereckten Betonstähle die Kurve für Spannstahl mit einer solchen Vorspannung überlagert, dass alle Stähle die Streckgrenze gleichzeitig erreichen.

Die wichtigsten Vorteile der teilweisen Vorspannung sind Wirtschaftlichkeit, vielfältigere konstruktive Lösungsmöglichkeiten und geringere Deformationen infolge Vorspannung [1].

Die bisher bekannte Forschung der teilweisen Vorspannung beschränkte sich hauptsächlich auf das Biegeverhalten von Spannbett-Trägern. Deshalb wurden im Rahmen des Forschungsprojektes «Teilweise Vorspannung» am Institut für Baustatik, Abt. Massivbau, ETH, Zürich unter der Leitung von Prof. Dr. *B. Thürlimann* in den Jahren 1967 bis 1969 drei Versuchsreihen über das Biege- und Schubverhalten von nachgespannten Trägern durchgeführt. Die Versuchsergebnisse wurden in drei Berichten [2], [3] und [4] veröffentlicht.

2. Grundsätzliches zur Versuchsplanung

Die Planung der Versuche über das Trag- und Bruchverhalten von teilweise vorgespannten Betonbalken wurde folgendermassen durchgeführt. Auf Grund von Erfahrungen, Berechnungen und Annahmen wurde ein theoretisches Trag- und Bruchmodell erarbeitet, das möglichst gut dem effektiven Tragverhalten entsprechen sollte. Die Versuche dienten zur Abklärung, ob das Tragverhalten, die Kräfte, Dehnungen und Durchbiegungen der Versuchskörper mit den entsprechenden rechnerischen Werten des theoretischen Tragmodelles übereinstimmten. Der Vergleich der experimentellen mit den theoretischen Werten zeigte, inwieweit das Tragmodell den wirklichen Zustand richtig erfasste. Unter Umständen musste das Modell noch modifiziert werden. Der Vorteil dieses Vorgehens lag darin, dass einerseits bei der Planung die interessierenden und massgebenden Parameter festgestellt und beim Versuch variiert werden

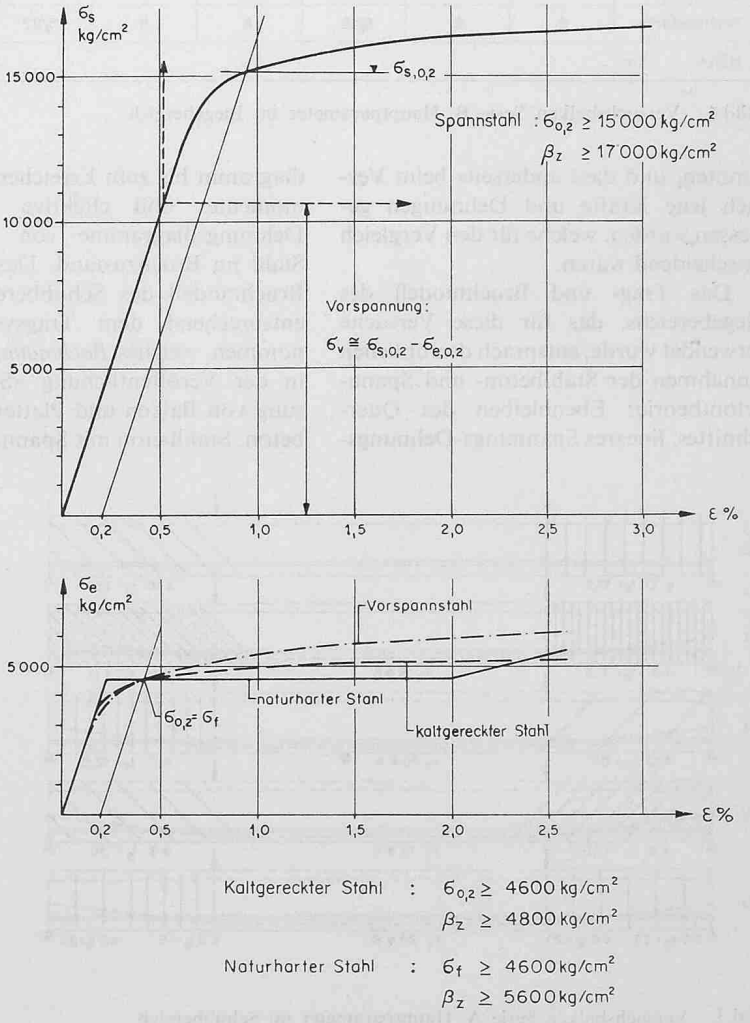


Bild 1. Gleichwertige Ausnützung von Spannstahl und schlaffem Stahl

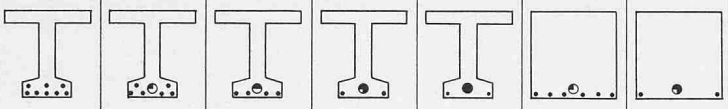
Bezeichnung	A_0	A_1	A_2	A_3	A_4	A_5	A_6
Querschnitt Armierungs-anordnung							
Vorspannverh.	0	0,25	0,50	0,75	1,00	0,25	0,75
Vorspannarm.	–	5 ϕ 6	10 ϕ 6	15 ϕ 6	20 ϕ 6	5 ϕ 6	15 ϕ 6
schlaffe Arm.	8 ϕ 20	6 ϕ 20	4 ϕ 20	2 ϕ 20	2 ϕ 7	6 ϕ 20	2 ϕ 20
Stegstärke cm	10					58	
Plattenbreite	58					58	
Plattenstärke cm	8					–	
Höhe cm	55						

Bild 2. Versuchsbalken Serie A, Hauptparameter im Biegebereich

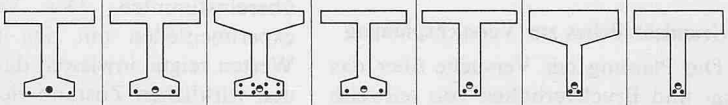
Bezeichnung	B_0	B_1	B_2	B_3	B_4	B_5	B_6
Querschnitt Armierungs-anordnung							
Vorspannverh.	1,00	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
Vorspannarm.	20 ϕ 6	10 ϕ 6	10 ϕ 6	10 ϕ 6	10 ϕ 6	10 ϕ 6	10 ϕ 6
schlaffe Arm.	2 ϕ 8	2 ϕ 28	8 ϕ 14	2 ϕ 28	2 ϕ 28	2 ϕ 28	2 ϕ 28
Stegstärke cm	10	10	10	8	14	10	10
Plattenbreite	58	58	58	56	62	58	58
Plattenstärke	8	8	8/15	8	8	15/22	15
Höhe cm	55						

Bild 4. Versuchsbalken Serie B, Hauptparameter im Biegebereich

konnten, und dass anderseits beim Versuch jene Kräfte und Dehnungen gemessen wurden, welche für den Vergleich entscheidend waren.

Das Trag- und Bruchmodell des Biegebereichs, das für diese Versuche verwendet wurde, entsprach den üblichen Annahmen der Stahlbeton- und Spannbetontheorie: Ebenbleiben des Querschnittes, lineares Spannungs-Dehnungsdiagramm bis zum Erreichen des Fliessmomentes und effektive Spannungs-Dehnungsdiagramme von Beton und Stahl im Bruchzustand. Das Trag- und Bruchmodell des Schubbereichs wurde entsprechend dem Tragsystem angenommen, welches *Bachmann/Thürlimann* in der Veröffentlichung «Schubbemessung von Balken und Platten aus Stahlbeton, Stahlbeton mit Spannzulagen und Spannbeton» [5] aufgeführt hatten. Diese Veröffentlichung war die Grundlage für die Richtlinie 17 der SIA-Norm 162 [6].

3. Durchführung der Versuche

Das Versuchsprogramm umfasste nur nach dem Erhärten des Betons vorgespannte Balken. Diese Beschränkung wurde aus einer zweifachen Überlegung gewählt. Im Brückenbau wird hauptsächlich das Vorspannen nach dem Erhärten angewendet. Weiterhin kann angenommen werden, dass Spannbett-Träger infolge der gleichmässigen Verteilung der Spanndrähte über den Querschnitt und der bessern Haftung bei sonst gleichen Verhältnissen nur bessere Ergebnisse liefern werden.

Die Zielsetzung der Versuche war die experimentelle Erfassung folgender Zustände:

Gebrauchslast: Verformungen
Risse infolge Moment und Querkraft

Bruchzustand: Biegebruch
Schubbruch

Die Versuchsserie A wurde mit der Absicht konzipiert, primär das Biegeverhalten teilweise vorgespannter Betonbalken zu untersuchen (Bild 2). Dabei wurde vor allem das Vorspannverhältnis

$$\varkappa = M_o / M_{G_1}$$

variiert. Dabei bedeutet M_o das Moment, bei welchem noch volle Vorspannung vorhanden ist. Das Gebrauchsmoment wurde auf Grund des Bruchmomentes berechnet, das heisst

$$M_{G_1} = M_u^{Th} / 1{,}8$$

Damit konnte der gesamte Bereich zwischen Stahlbeton (A_0) und Spannbeton (A_4) untersucht werden. Durch zwei Zusatzversuche (A_5 und A_6) wurde der Einfluss der Querschnittsgestaltung

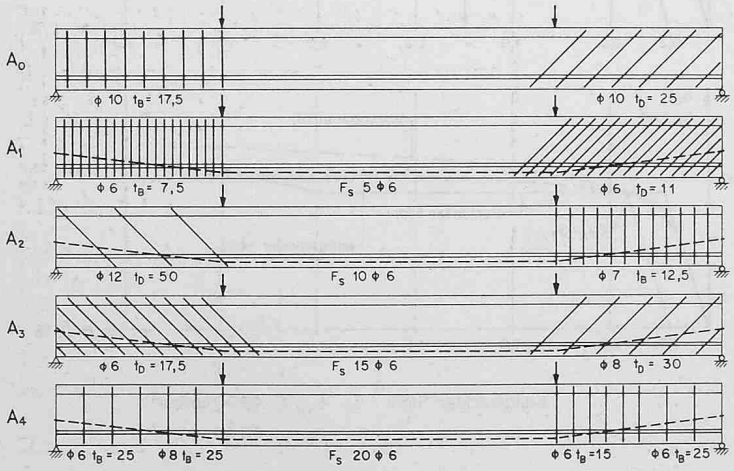


Bild 3. Versuchsbalken Serie A, Hauptparameter im Schubbereich

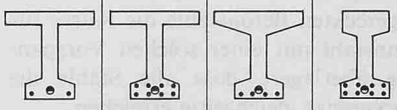
Bezeichnung	C_1	C_2	C_3' C_3	C_4
Querschnitt Armierungs-anordnung				
Vorspannverh.	0,50	0,50	0,50	0,50
Vorspannarm.	14 ϕ 6	14 ϕ 6	14 ϕ 6	14 ϕ 6
schlaffe Arm.	2 ϕ 28	8 ϕ 14	4 ϕ 20	8 ϕ 14
Stegstärke cm	10			
Plattenbreite cm	58			30
Plattenstärke cm	8		8/15	12/15
Höhe cm	55			
Überdeckung cm	4			

Bild 7. Versuchsbalken Serie C, Hauptparameter im Biegebereich

und das Rissverhalten im Gebrauchszustand untersucht. Der Durchmesser der schlaffen Längsarmierung wurde konstant zu 20 mm angenommen. Der Einfluss der Schubarmierung auf das Schubverhalten wurde überprüft, indem vertikale und schräge Bügel mit unterschiedlichen Bügelabständen angeordnet wurden (Bild 3). Die Bemessung der Bügel erfolgte nach der in Richtlinie 17 der SIA-Norm 162 festgelegten Vorschrift.

Bei der Serie B wurde vor allem das Schubverhalten in Abhängigkeit der Querschnittsform und der Anordnung der Schubarmierung überprüft (Bild 4). Die Untersuchung des Biegebereichs beschränkte sich auf die Grösse des Durchmessers der Längsarmierung und auf die Zugzonengestaltung. Die Variation der Schubparameter umfasste Stegstärke, Druckplattengestaltung, Zugzonengestaltung, Durchmesser, Abstand und Art der Schubarmierung sowie Einfluss der Spannkabelneigung (Bilder 4 und 5).

Bei der Serie C wurde primär das Schubbruchverhalten untersucht (Bild 6). Auch hier wurden Durchmesser und Abstand der Schubarmierung variiert. Bild 7 zeigt die Variation der Querschnittsform (Zug- und Druckzone). Das Rissverhalten im Biegebereich wurde so überprüft, dass neben der Variation der Durchmesser der Längsarmierung die Betonüberdeckung von 2 cm (Serie A und B) auf 4 cm erhöht wurde.

Bild 8 gibt einen Überblick über die Versuchsanlage.

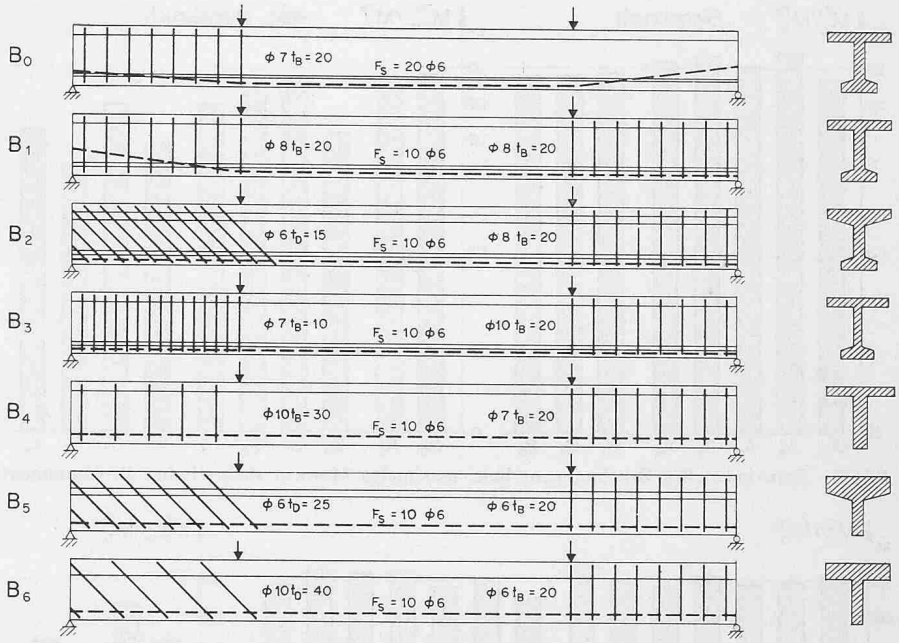


Bild 5. Versuchsbalken Serie B, Hauptparameter im Schubbereich

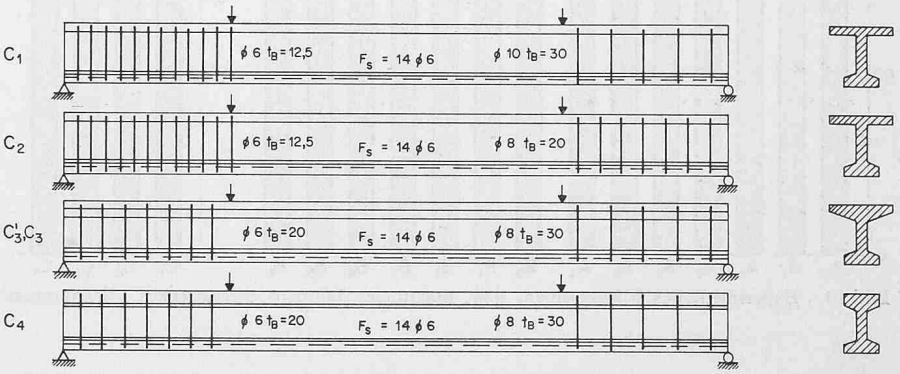


Bild 6. Versuchsbalken Serie C, Hauptparameter im Schubbereich

4. Versuchsresultate des Biegebereichs

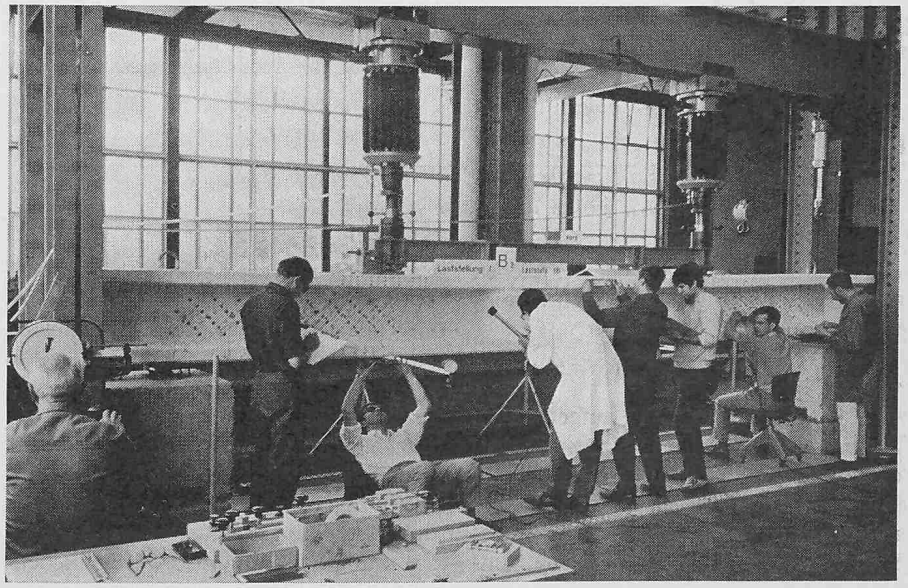
4.1 Bruchverhalten

Der Vergleich der experimentellen Biegebruchmomente M_u^{Ex} mit den theoretischen Bruchmomenten geht aus Bild 9 hervor. Bei der Berechnung des theoretischen Bruchmomentes wurde die Betondruckverteilung gemäss SIA-Norm 162, Richtlinie 29 angenommen. Die Stahlspannungen wurden dem experimentell aufgenommenen Spannungs-Dehnungsdiagramm entnommen, wobei die Vordehnung des Spannstahls sinngemäss berücksichtigt wurde. Der Vergleich zeigt eine sehr schöne Übereinstimmung. Das Mittel der 8 Biegebrüche beträgt 1,007. Im Bild 9 rechts sind die Verhältniswerte maximal erreichtes Moment zu theoretischem Biegebruchmoment aufgetragen. Der Bruch bei diesen Balken trat im Schubbereich auf, das heisst die entsprechenden Werte bei einem Biegebruch liegen sicher höher.

4.2 Fliessen der Längsarmierung

Bild 10 zeigt den Vergleich experimentelles Fliessmoment M_{fl}^{Ex} zu theoretischem Fliessmoment M_{fl}^{Th}. Das theoretische Fliessmoment wurde dabei nach der Stahlbetontheorie berechnet, wobei für $n = E_e/E_b$ der experimentell bestimmte Wert eingesetzt wurde. E_b wurde parallel zu den Balkenversuchen an entsprechenden Betonprismen bestimmt. Die experimentelle Fliessspannung der Stähle wurde durch spezielle Zugversuche ermittelt. Die Längsarmierung erreichte bei 14 Balken die Fliessspannung. Das Mittel der Vergleichswerte betrug 1,009, das heisst eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Theorie wurde festgestellt. Die Balken

Bild 8. Versuchsanlage



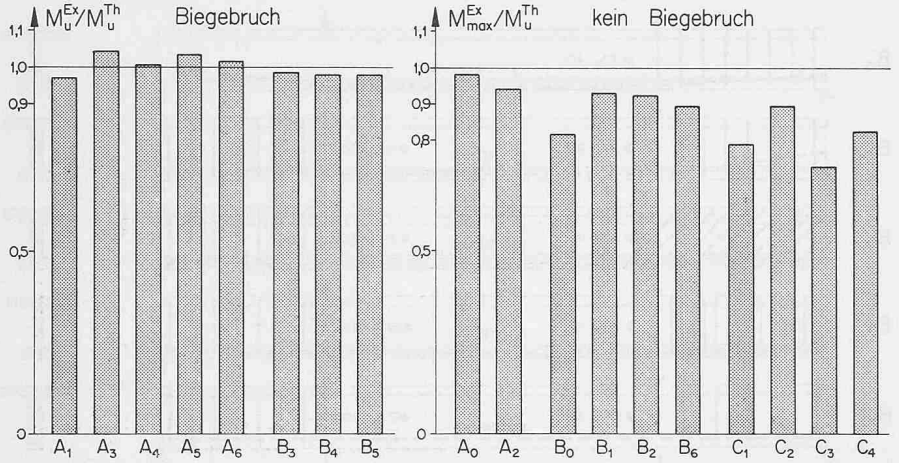


Bild 9. Experimentelles Bruchmoment bzw. maximales Moment/theoretisches Bruchmoment

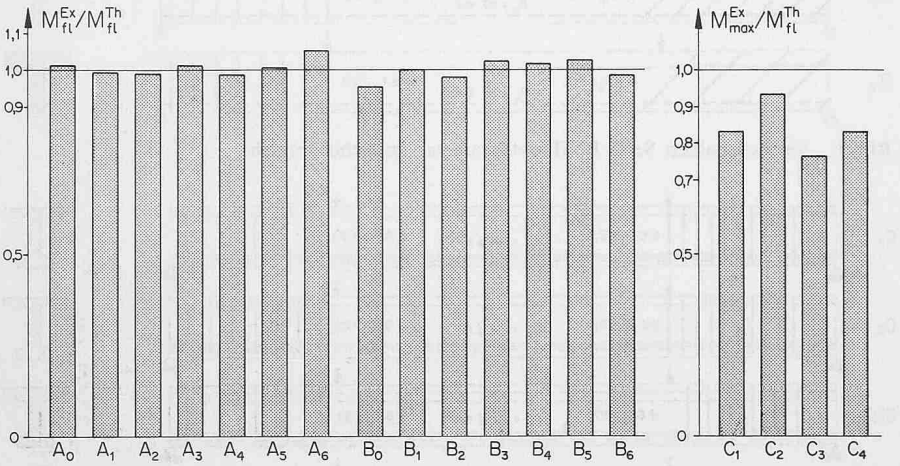


Bild 10. Experimentelles Fliessmoment bzw. maximales Moment/theoretisches Fliessmoment

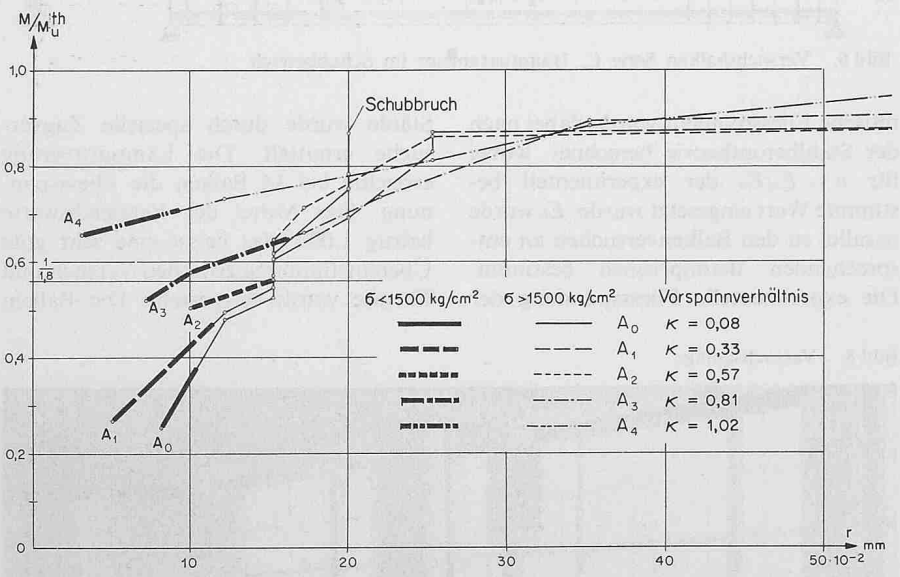


Bild 11. Balken A_0 bis A_4, grösste Rissbreiten

der Serie C wurden vor dem Erreichen der Fliessspannung durch einen Schubbruch zerstört.

4.3 Risse

Die beim Versuch aufgetretenen Risse wurden für jede Laststufe mit einem Mikroskop gemessen, auf einen Kleber aufgeschrieben und zusammen mit dem Rissbild photographisch festgehalten. Da die maximalen Risse nur unwesentlich grösser waren als die nächst kleineren Rissbreiten, wurden für die folgenden Vergleiche nur die maximalen Risse verwendet. Im Bild 11 sind als Beispiel die Rissbreiten der Serie A in Funktion des Biegemomentes aufgetragen. Die kräftigen Striche zeigen die Bereiche mit einer rechnerischen Stahlspannung kleiner als 1500 kg/cm². Da der Rissbeginn bei der teilweisen Vorspannung von untergeordneter Bedeutung und ausserdem grossen Streuungen unterworfen ist, wurde dieser Zustand nicht weiter untersucht. Das Hauptinteresse bei der Risseuntersuchung galt dem Verhalten im Gebrauchszustand. Der Gebrauchszustand wird einerseits festgelegt durch die Bruchsicherheit, das heisst $M_{G_1} = M_u^{Th}/1{,}8$. Anderseits wird in der SIA-Norm 162, Art. 6.06 gefordert, dass die Stahlspannungen der schlaffen Längsarmierung bzw. der Spannungszuwachs der Spannarmierung unter Hauptbelastungen 1500 kg/cm² nicht überschreiten darf. Das daraus resultierende zulässige Moment wird in der Folge mit M_{G_2} bezeichnet.

Die bei $M_{G_1} = M_u^{Th}/1{,}8$ aufgetretenen maximalen Rissbreiten wurden in Bild 12 dargestellt. Dabei ist ersichtlich, dass die maximalen Rissbreiten bei sämtlichen Balken, welche eine Betonüberdeckung der Längsarmierung von 2 cm aufwiesen, kleiner als 20/100 mm waren. Bei den Balken der Serie C trat infolge der vergrösserten Betonüberdeckung eine kleine Überschreitung der als zulässig betrachteten Rissbreite von 20/100 mm ein. Die zulässigen Rissbreiten von 20 bzw. 30/100 mm entsprechen den Empfehlungen des Comité Européen du Béton.

Auf diesem Bild kann gleichzeitig der Einfluss des Bügelabstandes festgestellt werden. Bei den Balken der Serie B waren die maximalen Rissbreiten im Bereich von $t_B = 30$ cm stets grösser als im Bereich $t_B = 10$ cm. Der Unterschied betrug im Mittel 2 bis 3/100 mm. Bei den Balken der Serie C, bei welcher die Betonüberdeckung 4 cm betrug, konnte kein systematischer Zusammenhang zwischen maximaler Rissbreite und Bügelabstand gefunden werden. Im Bild 13 wurden die maximalen Rissbreiten aufgetragen, welche beim zulässigen Moment M_{G_2} ($\sigma_e = 1500$ kg/cm²) auftraten. Die maximalen Rissbreiten waren ausser bei C_3 ($t_B = 10$ cm) stets kleiner als 20/100 mm. In diesem Bild sind im weitern die zulässigen Momente $M_{G_1} = M_u^{Th}/1{,}8$ eingetragen.

Dem Bild kann gleichzeitig entnommen werden, dass die Beschränkung der Stahlspannungen auf 1500 kg/cm² beim Vorspannverhältnis $\varkappa = 0$ bis 0,5 bzw. 0,6 massgebend wird, dass hingegen im Bereich $\varkappa = 0{,}5$ bzw. 0,6 bis 1,0 die Bruchsicherheit massgebend wird. Eine nähere Überprüfung des Rissverhaltens bei $\varkappa = 0$ bis 0,5 hatte gezeigt, dass die zulässige Spannung von 1500 kg/cm² zur Kontrolle der Rissbreiten auf 2400 kg/cm² gesteigert werden könnte, ohne dass die maximalen Rissbreiten zu gross werden. Dadurch würde ein stufenloser Übergang zum Stahlbeton ermöglicht. Der Einfluss des Durchmessers der

Längsarmierung auf die maximalen Rissbreiten war trotz der grossen Variation (⌀ 14, ⌀ 20, ⌀ 28) sehr klein und betrug im Gebrauchszustand 1 bis 3/100 mm.

4.4 Durchbiegungen

Im Bild 14 wurden die Durchbiegungen in Feldmitte der Balken A_0 bis A_4 aufgetragen. Dabei ist sehr schön ersichtlich, dass sich die Durchbiegungen im Gebrauchszustand mit abnehmendem Vorspannverhältnis vergrösserten. Die Vergrösserung der Durchbiegungen ist infolge der stärkeren Rissbildung bei wenig oder nicht vorgespannten Balken (A_1, A_0) aufgetreten. Der zunehmende Ausgleich der Durchbiegungen bei der Annäherung an die Bruchlast ist nicht überraschend.

5. Versuchsresultate des Schubbereichs

5.1 Fliessen der Schubarmierung

Die in der SIA-Norm 162, Richtlinie 17 aufgeführte Schubbemessung geht von der Annahme aus, dass die Schubtragfähigkeit erreicht ist, wenn die Schubarmierung die Fliessspannung überschreitet. Deshalb wurde im Bild 15 der Vergleich der experimentellen Fliessquerkraft mit der nach der oben erwähnten Norm berechneten theoretischen Fliessquerkraft durchgeführt, wobei für die Fliessspannung die effektiven Werte eingesetzt wurden. Das Bild zeigt im allgemeinen eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Theorie. Bei der Serie B und besonders bei der Serie C wurde die Schubarmierung so bemessen, dass das Fliessen der Schubarmierung bedeutend früher eintrat als das Fliessen der Längsarmierung. Bei Fliessbeginn der Schubarmierung stellte sich deshalb noch kein Fliessen der Längsarmierung ein. Dieser Umstand ist dafür verantwortlich, dass die experimentellen Fliessquerkräfte bei den Serien B und C etwas grösser als die theoretischen Werte sind. Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass nach der Richtlinie 17 der Fliessbeginn der Schubarmierung recht gut erfasst wird, sofern die Armierungen so bemessen werden, dass das Fliessen der Schub- und Längsarmierung ungefähr gleichzeitig eintreten.

5.2 Bruchverhalten

Die Versuche zeigten, dass nach Fliessbeginn der Schubarmierung kein Schubbruch eintrat, sondern dass die Belastung noch erheblich gesteigert werden konnte. Das Bild 16 zeigt die Vergleichswerte experimentelle : theoretische Schubbruchquerkräfte, wobei die theoretische Schubbruchquerkraft Q_u^{Th} der theoretischen Fliessquerkraft Q_u^{Th} entspricht. Diese zum Teil erheb-

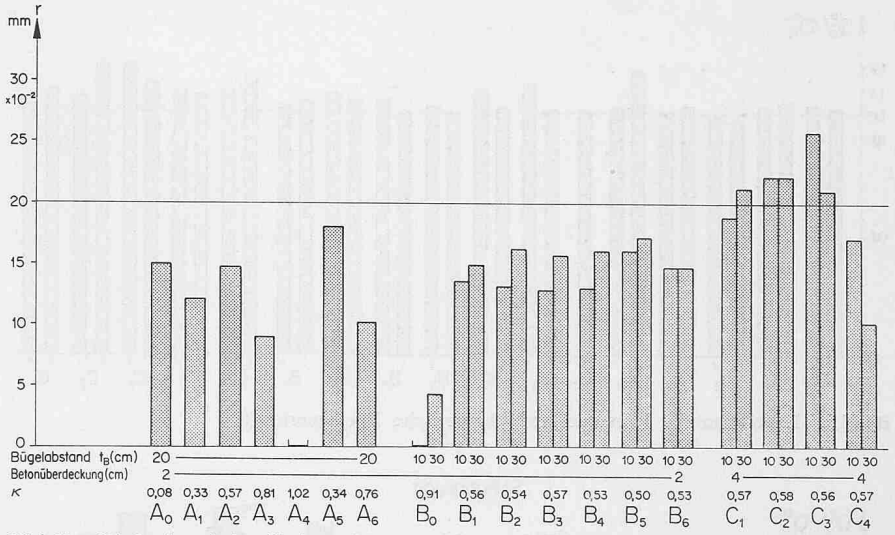


Bild 12. Rissbreiten bei zulässigem Moment $M_{G1} = M_u^{Th}/1{,}8$

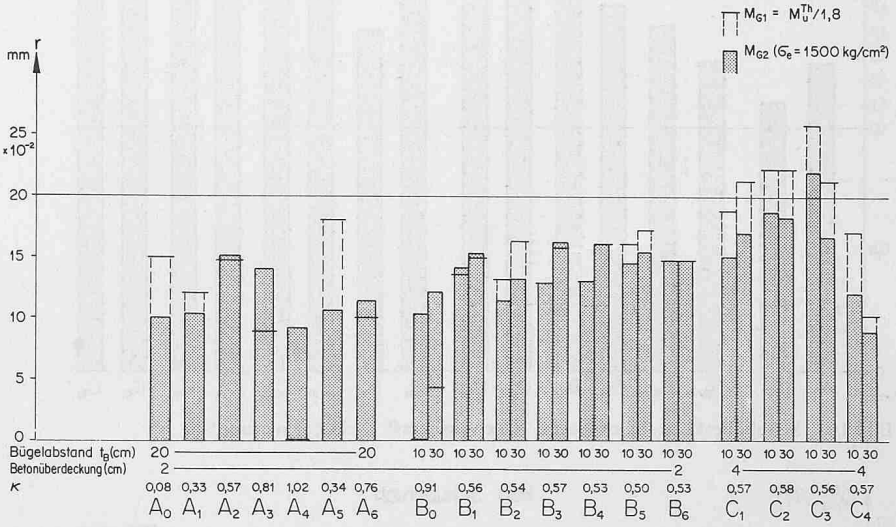


Bild 13. Rissbreiten bei zulässigem Moment M_{G2} (σ_e = 1500 kg/cm²)

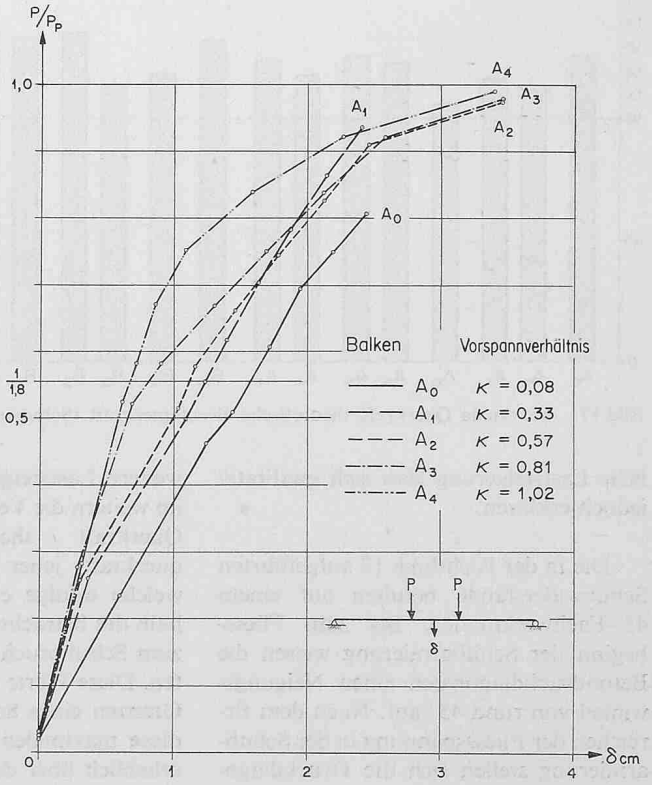


Bild 14. Durchbiegung in Feldmitte der Balken A_0 bis A_4

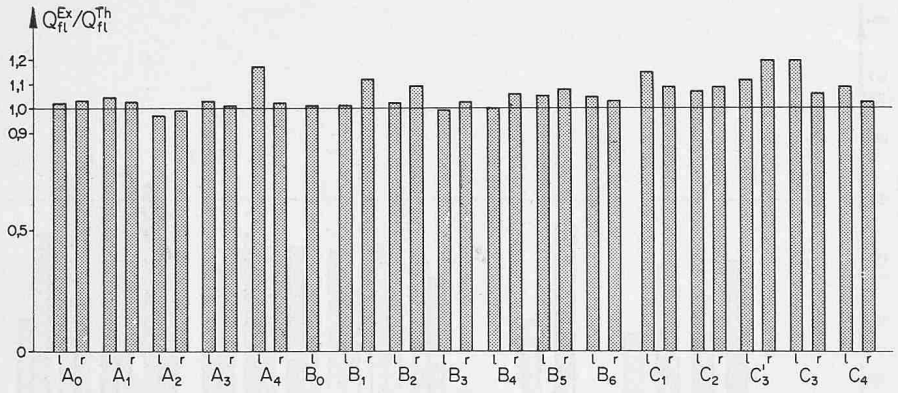


Bild 15. Experimentelle Fliessquerkraft/theoretische Fliessquerkraft

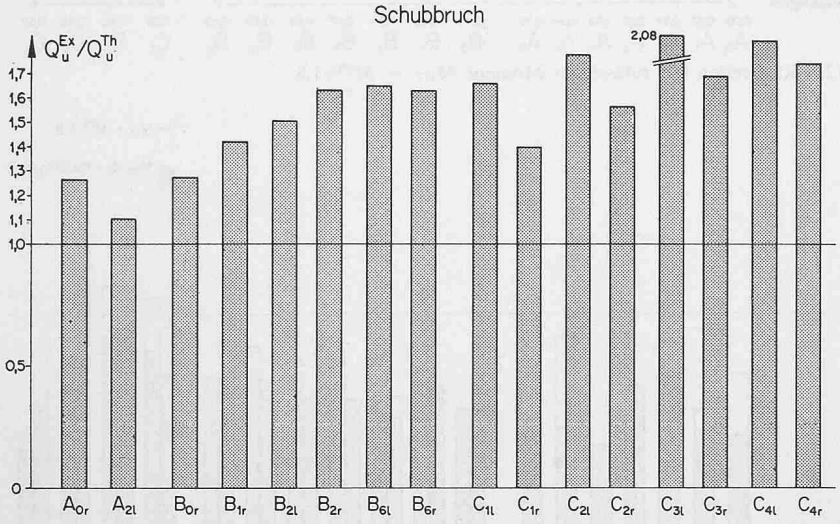


Bild 16. Schubquerkraft/theoretische Bruchquerkraft (Schubarmierung)

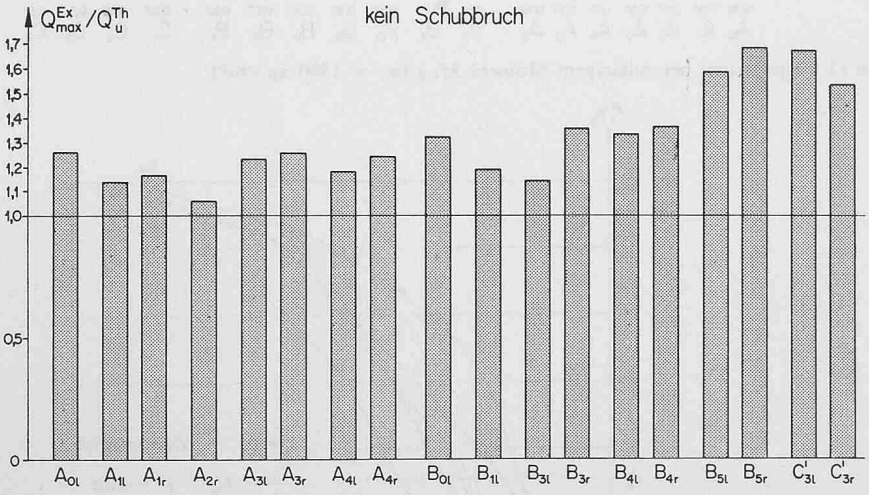


Bild 17. Maximale Querkraft/theoretische Bruchquerkraft (Schubarmierung)

liche Laststeigerung lässt sich qualitativ jedoch erklären.

Die in der Richtlinie 17 aufgeführten Schubwiderstände beruhen auf einem 45°-Fachwerkmodell. Bis zum Fliessbeginn der Schubarmierung weisen die Betondruckdiagonalen einen Neigungswinkel von rund 45° auf. Nach dem Erreichen der Fliessspannung in der Schubarmierung stellen sich die Druckdiagonalen flacher ein und ermöglichen so eine weitere Laststeigerung. In Bild 17 sind im weitern die Vergleichswerte maximale Querkraft / theoretische Schubbruchquerkraft jener Versuche aufgeführt, welche infolge eines Versagens ausserhalb des betrachteten Bereiches nicht bis zum Schubbruch belastet werden konnten. Diese Werte stellen somit nur untere Grenzen eines Schubbruches dar. Auch diese maximalen Querkräfte liegen alle erheblich über der theoretischen Schubbruchlast.

5.3 Obere Schubspannungsgrenze

Ein Schubbruch kann durch ein Versagen der schiefen Betondruckdiagonalen ausgelöst werden. Um dies zu verhindern, werden im allgemeinen obere Schubspannungsgrenzen festgelegt, die nicht überschritten werden dürfen. Auf Grund der SIA-Norm 162, Richtlinie 17, wurden jene theoretischen Schubbruchquerkräfte bestimmt, welche sich aus den maximal zulässigen Schubspannungen von 4 τ_1 bzw. 5 τ_1 ergaben. In Bild 18 sind die Vergleichswerte experimentelle / theoretische Schubbruchquerkraft aufgetragen, welche bei einem schiefen Druckbruch aufgetreten sind. Die Werte streuen zwischen 1,04 und 1,35 und liegen somit auf der sichern Seite. Die Vergleichswerte der Versuche, bei welchen kein schiefer Druckbruch erzeugt wurde, sind im Bild 19 dargestellt. Diese Werte stellen ebenfalls nur untere Grenzen dar. 14 Vergleichswerte sind grösser als 1,0 und liegen somit auf der sichern Seite. Die anderen Werte unterhalb 1,0 erlauben keine Aussage, da der schiefe Druckbruch nicht eintrat.

5.4 Gebrauchslast

Die Schubbemessung teilweise vorgespannter Betontragwerke kann sowohl nach SIA-Norm 162, Art. 5.13 als auch nach Richtlinie 17 vorgenommen werden. In Bild 20 wurden für die Serie A die Vergleichswerte experimentelle Fliesslast Q_{fl}^{Ex} zu Gebrauchslast Q_G in Funktion des Vorspannverhältnisses $\varkappa$ aufgetragen. Die bei der Bestimmung von Q_G benötigte Fliessspannung der Stähle wurde durch spezielle Zugversuche ermittelt. Die experimentelle Fliesslast wurde deshalb verwendet, weil sie für die Deformationen und Risse des Gebrauchszustandes massgebend ist. Der Vergleich zeigt, dass die Bemessungsregel von Richtlinie 17 eine über den ganzen Bereich der teilweisen Vorspannung konstante Sicherheit von rund 1,80 ergab. Gleichzeitig kann festgestellt werden, dass sich die Bemessungsregel von Art. 5.13 wohl für voll vorgespannte Balken, nicht aber für teilweise vorgespannte Träger eignet. Sie führt zu unnötig grossen Sicherheiten und somit auch zu unnötig grossen Schubarmierungen.

5.5 Risse

Die Rissuntersuchung des Schubbereichs war etwas schwieriger, da sich die Schubrisse einerseits durch Schiebung und Rotation öffneten und da anderseits die maximalen Risse nicht am Rand, sondern irgendwo im Stegbereich auftraten. Die Rissbreiten, welche bei der nach Richtlinie 17 bestimmten zulässigen Querkraft auftraten, sind in

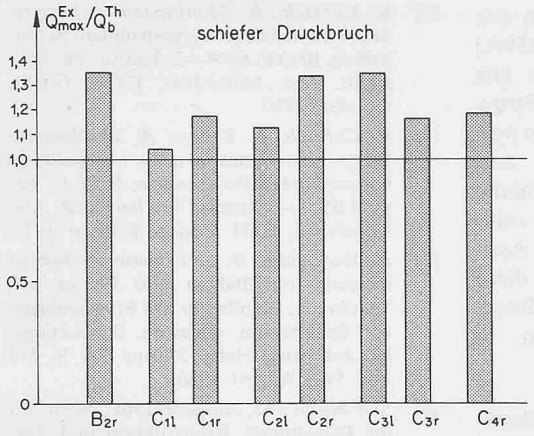


Bild 18. Schubbruchquerkraft/theoretische Bruchquerkraft (obere Schubspannungsgrenze)

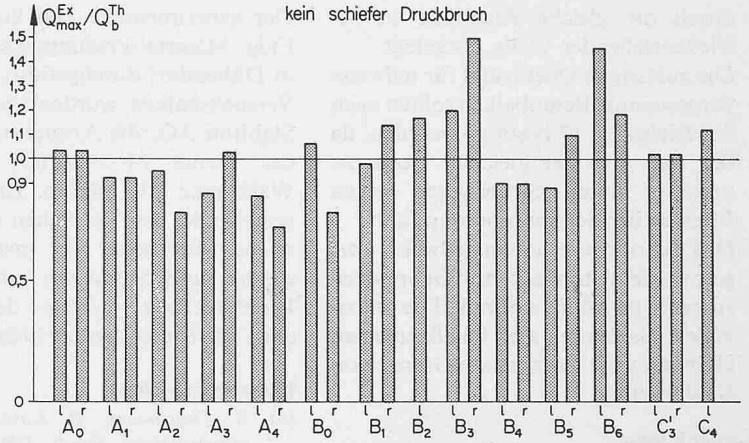


Bild 19. Maximale Querkraft/theoretische Bruchquerkraft (obere Schubspannungsgrenze)

Bild 21 dargestellt. Diese Gebrauchsquerkraft wurde deshalb verwendet, weil sie eine konstante Sicherheit von rund 1,80 gegen Fliessen der Schubarmierung erzeugte. Ausser beim schlaff armierten Balken A_0 waren die Rissbreiten bei sämtlichen Balken kleiner als 20/100 mm. Bei den Trägern A_3, A_4 und B_0 traten infolge der grossen Vorspannung keine Risse im Gebrauchszustand auf. Bei der Serie C lag die Risslast relativ nahe bei der Fliesslast. Deshalb konnten bei der Gebrauchslast $Q_{G1} = Q^{Th}_u/1{,}8$ ebenfalls keine Risse beobachtet werden.

6. Schlussfolgerungen

Auf Grund der Ergebnisse von 19 Versuchsbalken können folgende Schlussfolgerungen gezogen werden.

Biegebereich:

- Das Biegebruchmoment teilweise vorgespannter Betonbalken kann mit den üblichen Annahmen völlig zufriedenstellend berechnet werden.
- Das Fliessmoment lässt sich mit dem n-Verfahren sehr gut bestimmen.
- Das Rissverhalten teilweise vorgespannter Betonbalken ist bedeutend günstiger als bei entsprechenden schlaff bewehrten Balken. Die Biegerisse im Gebrauchszustand sind im allgemeinen kleiner als die tolerierbare Grenze von 20/100 mm.
- Die Durchbiegungen teilweise vorgespannter Betonbalken sind bedeutend kleiner als die entsprechenden Werte bei schlaff armierten Balken.
- Die Beschränkung der zulässigen Spannung der schlaffen Biegebewehrung auf 1500 kg/cm² wirkt sich im allgemeinen nur bei Vorspannverhältnissen $\varkappa$ zwischen 0 und 0,6 aus. Auf Grund der Versuchsresultate kann eine Erhöhung der zulässigen Stahlspannung auf 2400 kg/cm² vertreten werden, ohne dass die Rissbreiten 20/100 mm überschreiten. Damit wäre ein stufenloser Übergang zu den schlaff bewehrten Stahlbetonbalken vorhanden.

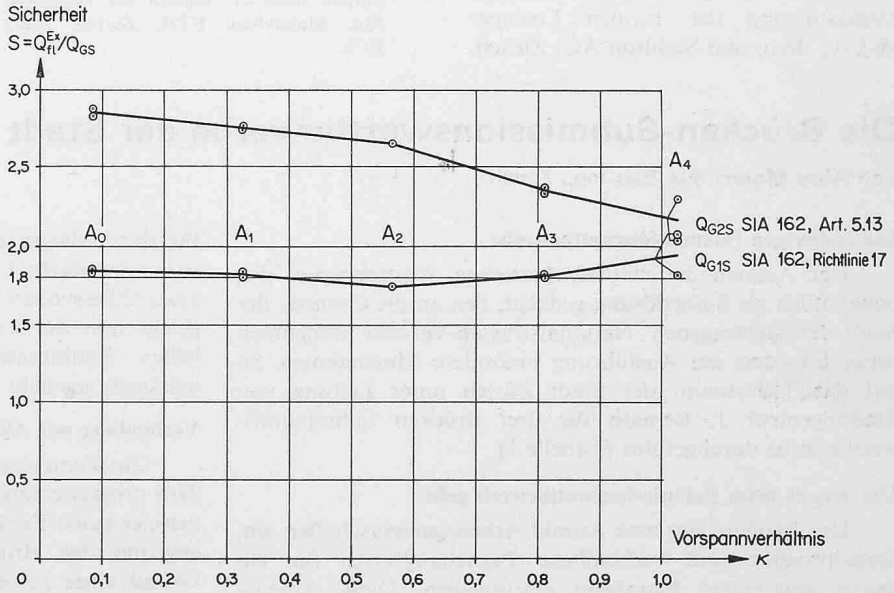


Bild 20. Sicherheit gegen Fliessen der Schubarmierung

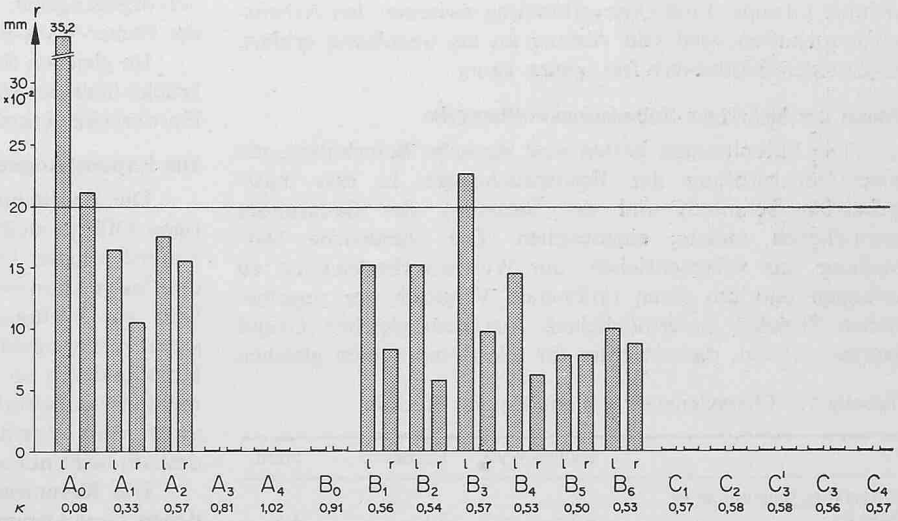


Bild 21. Maximale Rissbreiten bei der Gebrauchsquerkraft (SIA-Norm 162, Richtlinie 17)

Schubbereich:

- Die Schubbruchlast kann im allgemeinen noch nicht befriedigend berechnet werden. Hiezu sind noch weitere Untersuchungen notwendig.
- Der Fliessbeginn der Schubarmierung kann mit der SIA-Norm 162, Richtlinie 17, zutreffend bestimmt werden.
- Die obere Schubspannungsgrenze wird

durch die gleiche Richtlinie in zufriedenstellender Weise festgelegt.
- Die zulässigen Querkräfte für teilweise vorgespannte Betonbalken sollten nach der Richtlinie 17 bestimmt werden, da der Art. 5.13 der gleichen Norm zu unnötig hohen Sicherheiten gegen Fliessen der Schubarmierung führt.
- Das Schubrissverhalten teilweise vorgespannter Betonbalken im Gebrauchszustand ist völlig normal. Die maximalen Rissbreiten sind im allgemeinen kleiner als die tolerierbare Grenze von 20/100 mm.

Verdankungen

Die theoretischen und experimentellen Untersuchungen wurden ermöglicht durch die grosszügige finanzielle Unterstützung der Firmen Losinger & Co., Bern, und Stahlton AG, Zürich. Der experimentelle Teil konnte an der Eidg. Material-Prüfungsanstalt (EMPA) in Dübendorf durchgeführt werden. Die Versuchsbalken wurden von der Firma Stahlton AG, die Armierungsstähle von der Firma Monteforno, Stahl- und Walzwerke AG, Bodio, zur Verfügung gestellt. Bei den Versuchen wirkten zahlreiche Mitarbeiter des Institutes, Assistenten und Studenten mit. Für diese Unterstützung möchte der Verfasser allen Mitbeteiligten herzlich danken.

Literaturverzeichnis

[1] *B. Thürlimann, R. Caflisch:* Teilweise vorgespannter Beton, Deutscher Betontag 1969, S. 142.

[2] *R. Caflisch, B. Thürlimann:* Biegeversuche an teilweise vorgespannten Betonbalken, Bericht 6504—1, Institut für Baustatik, Abt. Massivbau, ETH, Zürich, März 1970.

[3] *R. Caflisch, B. Thürlimann:* Schubversuche an teilweise vorgespannten Betonbalken, Bericht 6504—2, Institut für Baustatik, Abt. Massivbau, ETH, Zürich, Oktober 1970.

[4] *R. Caflisch, R. Krauss, B. Thürlimann:* Biege- und Schubversuche an teilweise vorgespannten Betonbalken, Serie C, Bericht 6504—3, Institut für Baustatik, Abt. Massivbau, ETH, Zürich, Februar 1971.

[5] *H. Bachmann, B. Thürlimann:* Schubbemessung von Balken und Platten aus Stahlbeton, Stahlbeton mit Spannzulagen und Spannbeton, «Schweiz. Bauzeitung», 84. Jahrgang, Hefte 33 und 34, S. 583 und 599, August 1966.

[6] SIA-Norm 162, Ausgabe 1968: Norm für die Berechnung, Konstruktion und Ausführung von Bauwerken aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

Adresse des Verfassers: *R. Caflisch*, dipl. Bau-Ing., Institut für Baustatik der ETHZ, 8006 Zürich, Winterthurerstrasse 28.

Die Brücken-Submissionswettbewerbe der Stadt Zürich

DK 624.21:351.712.2.028

Von **Alex Meier**, dipl. Bau-Ing., Zürich

Die bisherigen Submissionswettbewerbe

Der Ausbau der stadtzürcherischen Westtangente, die, bekanntlich als Sofortlösung gedacht, den an die Grenzen der Stadt herangetragenen Nationalstrassen-Verkehr abnehmen muss, erfordert zur Ausführung besondere Massnahmen. So hat das Tiefbauamt der Stadt Zürich unter Leitung von Stadtingenieur J. Bernath für drei Brücken Submissionswettbewerbe durchgeführt (Tabelle 1).

Um was es beim Submissionswettbewerb geht

Der Bauherr lädt eine Anzahl Arbeitsgemeinschaften ein, Detailprojekte und verbindliche Pauschalofferten für ein genau umgrenztes Bauobjekt einzureichen. Diese Arbeitsgemeinschaften bestehen aus einem oder mehreren Ingenieuren und aus einem Unternehmer oder einer Unternehmer-Gruppe. Eine Querverbindung zwischen den Arbeitsgemeinschaften wird von Anfang an als unzulässig erklärt, so dass der Wettbewerb frei spielen kann.

Inhalt der bisherigen Submissionswettbewerbe

Die Submittenten hatten eine statische Berechnung, die eine Ueberprüfung der Beanspruchungen in den massgebenden Schnitten und der Belastung des Baugrundes ermöglichen musste, einzureichen. Die planerische Darstellung war vorgeschrieben, um Wettbewerbsgleichheit zu erlangen und um einen rationellen Vergleich der verschiedenen Projekte zu ermöglichen. Aus dem gleichen Grund wurde verlangt, dass in einer für alle Submittenten gleichen Preisliste dargestellt werde, wie sich der Pauschalpreis zusammensetzte. Die Grundlagen und Bestandteile des später abzuschliessenden Werkvertrages wurden von Anfang an festgelegt und der Unternehmer auf alle einschlägigen gesetzlichen Bestimmungen, Verordnungen und Normen aufmerksam gemacht.

Tabelle 1. Charakteristische Werte für drei Brücken

	Escher-Wyss	Herdern	Hard
Ungefähre Bausumme in Mio Fr.	6,7	3,1	4,6
Anzahl Submittenten	5	5	6
Zeit zum Aufstellen der Bedingungen in Monaten	8	4	7
Ausschreibungszeit in Monaten	7	5	6
Zeit zur Auswertung in Monaten	5	4	5
Zeit für Arbeitsvorbereitung in Monaten	1	3	6
Preissumme je Teilnehmer in Fr.	100000	40000	100000

Verbindung mit Akkordofferten

Die Zentralunterführung Escher-Wyss-Platz bot sowohl dem projektierenden Ingenieur wie dem ausführenden Unternehmer keine Freiheiten mehr, war aber arbeitstechnisch sehr eng mit den Brücken verbunden. Sie wurde deshalb auf Grund eines getrennten Auftrages konventionell projektiert und in Form einer beschränkten Submission unter den Brückenwettbewerbs-Teilnehmern ausgeschrieben. Die daraus hervorgegangenen Offertsummen konnten bei der Vergebung der Escher-Wyss-Brücken mit berücksichtigt werden.

Im gleichen Sinn wurde der Abschnitt Gerold der Hochbrücke über der Hardstrasse mit dem Submissionswettbewerb Hardbrücke verknüpft.

Die Expertenkommission

Die Beurteilung der fertigen Projekte und der zugehörigen Offerte stellte an die Experten ausserordentlich hohe Anforderungen. Es ist deshalb erfreulich, dass sich für alle drei Submissionswettbewerbe hervorragende, erfahrene Fachleute zur Verfügung stellten. Ein Bauherr findet wohl nur selten Gelegenheit, die mit einer Vergebung verbundenen Konsequenzen so deutlich zu erkennen wie bei einem Submissionswettbewerb. Die Arbeit der Expertenkommission unter dem Vorsitz des Vorstandes des Bauamtes I war deshalb nicht nur anspruchsvoll, sondern auch sehr erfreulich.

Die Kommission beurteilte die Projekte nach verschiedenen Gesichtspunkten: Konstruktion, ästhetische Wirkung, Bauzeit, Behinderung des Verkehrs während des Baues und Höhe der Pauschalsumme spielten dabei eine Rolle. Vorerst wurde allerdings durch die Verfasser des Wettbewerbsprogrammes in minuziöser Kleinarbeit geprüft, ob und wie weit die einzelnen Projekte den im Programm festgelegten Randbedingungen genügten. Bei der Beurteilung spielte der Pauschalpreis eine wesentliche, aber nicht die einzig ausschlaggebende Rolle: Sowohl bei der Escher-Wyss- wie bei