

1057 12/10

**INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ
DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG**

Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Direktoren:

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. K. Kordina

Prof. Dr.-Ing. F. S. Rostásy

**EINFLUSS DER VERBUNDART
AUF DIE GRENZTRAGFÄHIGKEIT
VON SPANNBETONBALKEN**

von

Josef Hegger



BRAUNSCHWEIG

1985

Heft 66

Diese Arbeit ist die vom Fachbereich für Bauingenieur-
und Vermessungswesen der Technischen Universität Braun-
schweig genehmigte Dissertation des Verfassers.

Eingereicht am 21.06.1984

Mündliche Prüfung am 20.12.1984

Berichterstatter: o.Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. K. Kordina
Prof. Dr.-Ing. W. Diettrich

V o r w o r t

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig.

Die Anregung zu dieser Arbeit ergab sich aus der Bearbeitung von Forschungsvorhaben zum Themengebiet " Bruchtragverhalten von Spannbetonbalken".

Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. K. Kordina gilt mein besonderer Dank für die in jeder Hinsicht gewährte Unterstützung sowie für die Übernahme der Berichterstattung.

Ebenso danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. W. Diettrich für die Mitherichterstattung, Herrn Prof. Dr.-Ing. H. Duddeck für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes sowie Herrn Prof. Dr.-Ing. F. S. Rostáý als Mitglied der Prüfungskommission.

Danken möchten ich ebenfalls allen Kollegen und Mitarbeitern des Instituts, die bei der Durchführung der experimentellen Untersuchungen und bei den Schreib- Rechen- und Zeichenarbeiten geholfen haben.

Braunschweig, Dezember 1984

Josef Hegger

INHALTSVERZEICHNIS

1	EINLEITUNG	1
2	PROBLEMSTELLUNG	3
2.1	Biegetragverhalten von vorgespannten Bauteilen . . .	3
2.2	Schubtragverhalten von vorgespannten Bauteilen . . .	7
2.3	Gliederung und Übersicht über die Arbeit	10
3	MATERIALVERHALTEN VON BETON, BETONSTAHL UND SPANNSTAHL . 12	
3.1	Allgemeines	12
3.2	Materialverhalten von Beton	12
3.3	Materialverhalten von Beton- und Spannstahl	16
3.4	Verbundverhalten von Betonstahl und Spannstahl . . . 17	
4	BIEGETRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN MIT VORSPANNUNG OHNE VERBUND	19
4.1	Allgemeines	19
4.2	Derzeitiger Kenntnisstand	22
4.2.1	Empirische Näherungsverfahren	22
4.2.2	Ansätze nach der Plastizitätstheorie	25
4.2.3	Integrationsmethode	29
4.3	Spannkraftzunahme bei Einfeldträgern	30
4.3.1	Lösungsansatz über die Rotationsfähigkeit	30
4.3.2	Einflußgrößen auf die Spannkraftzunahme	37
4.3.2.1	Anordnung und Verteilung der Belastung	39
4.3.2.2	Betongüte und Spannbewehrungsgrad	41
4.3.2.3	Betonstahlbewehrungsgrad	42
4.3.2.4	Querschnittsform	45
4.3.3	Zusammenfassung zu einem Rechenansatz	46
4.3.4	Überprüfung durch Versuchsergebnisse	47
4.3.5	Vergleich mit anderen Rechenansätzen	50

4.4	Spannkraftzunahme bei Durchlaufträgern	54
4.4.1	Entwicklung eines Rechenansatzes	54
4.4.2	Oberprüfung durch Versuchsergebnisse	58
4.5	Bemessungsvorschlag	61
4.6	Vergleich des Bemessungsvorschlages mit den Normen	63
4.7	Zusammenfassung der Ergebnisse des Kapitels 4	65
5	SCHUBTRAGVERHALTEN VON STAHLBETON- UND SPANNBETONBALKEN MIT VERBUND	68
5.1	Allgemeines	68
5.2	Mechanismen zur Querkraftabtragung	69
5.3	Arten des Schubversagens	71
5.4	Derzeitiger Kenntnisstand	74
5.4.1	Schubtragmodelle und Berechnungsansätze	74
5.4.2	Vergleich der Berechnungsansätze	80
5.5	Entwicklung eines Tragmodells zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit.	87
5.5.1	Gewählter Berechnungsansatz	87
5.5.2	Tragfähigkeit der Schubbewehrung	89
5.5.3	Einflußgrößen auf den Betonanteil	92
5.5.3.1	Betonfestigkeit	93
5.5.3.2	Längsbewehrungsgrad	96
5.5.3.3	Bauteilhöhe	99
5.5.3.4	Schubbewehrungsgrad	101
5.5.3.5	Querschnittsform	103
5.5.3.6	Einfluß der Vorspannung	105
5.5.4	Querkraftanteil geneigter Spannglieder	110
5.5.5	Druckstrebentragfähigkeit	110
5.5.6	Zusammenfassung zu einem Rechenansatz	113
5.5.7	Vergleich mit anderen Rechenansätzen	115
5.6	Bemessungsvorschlag	118
5.7	Vergleich des Bemessungsvorschlages mit den Normen	120
5.8	Zusammenfassung der Ergebnisse des Kapitels 5 . .	127
6	SCHUBTRAGVERHALTEN VON SPANNBETONBALKEN OHNE VERBUND .	130
6.1	Allgemeines	130

6.2	Derzeitiger Kenntnisstand	133
6.3	Eigene experimentelle Untersuchungen	135
6.3.1	Versuchprogramm	135
6.3.2	Versuchsergebnisse	139
6.3.2.1	Riß- und Bruchverhalten	139
6.3.2.2	Betonverformungen	146
6.3.2.3	Betonstahl- und Spannstahldehnungen	147
6.3.2.4	Bügeldehnungen	149
6.4	Analyse des Tragverhaltens	151
6.4.1	Balken ohne Schubbewehrung	151
6.4.2	Balken mit Schubbewehrung	152
6.5	Bemessungsvorschlag	159
6.6	Zusammenfassung des Kapitels 6	161
7	ZUSAMMENFASSUNG	163
8	LITERATURVERZEICHNIS	166
ANHANG		177
Tabelle A1 : Gleichungen zur Ermittlung der Spannkraft- zunahme bei Vorspannung ohne Verbund		
Tabelle A2 : Gleichungen zur Ermittlung der Schubtrag- fähigkeit		
Anlage A3 : Daten der ausgewerteten Versuche zur Spann- kraftzunahme bei Vorspannung ohne Verbund		
Anlage A4 : Daten der ausgewerteten Schubversuche		

BEZEICHNUNGEN

1. Große lateinische Buchstaben

A_b	Querschnittsfläche des Betons
A_s	Querschnittsfläche der Betonstahlbewehrung
A_v	Querschnittsfläche der Spannbewehrung
E_z, E_s, E_b	E-Modul des Spannstahles, des Betonstahles, des Betons
L	Spanngliedlänge zwischen den Ankerstellen
M	Moment
M_v	Moment infolge Vorspannung
M_o	Dekompressionsmoment
M_u	Bruchmoment
N_v	Normalkraft infolge Vorspannung
Q	Querkraft
Q_u	Querkraft im Bruchzustand
Q_b	Betontraganteil
Q_s	Querkraftanteil der Schubbewehrung
Q_v	Querkraftanteil geneigter Spannglieder
Q_D	Druckstreben­tragfähigkeit

2. Kleine lateinische Buchstaben

a	Schubhebelarm
$a_{bü}$	Bügelabstand
$a_{s,s}$	Schubbewehrung pro Längeneinheit
$a_{s,bü}$	Bügelbewehrung pro Längeneinheit
b	Plattenbreite
b_o	Stegd­icke
d	Bauhöhe
d_o	Plattend­icke bei Plattenbalken
f	Durchbiegung
f_b, f_L, f_h, f_s	
f_F, f_v	dimensionslose Beiwerte für die Betonfestigkeit, den Langsbewehrungsgehalt, die Bauteilhöhe, den Schubbewehrungsgrad, die

	Querschnittsform und den Vorspanngrad bei der Ermittlung des Betontraganteils
h_s, h_z	Nutzhöhe des Betonstahls, Spannstahls
l	Stützweite
l_G	Ersatzlänge gleicher mittlerer Krümmung, wirksame Gelenklänge
k_b, k_v, k_s, k_f	dimensionslose Beiwerte für die Betondruckfestigkeit, den Spannbewehrungsgehalt, den Betonstahlbewehrungsgehalt und die Querschnittsform bei der Ermittlung des Spannungszuwachses
n	Verhältnis der E-Moduli
r	Regressionskoeffizient
s	Standardabweichung
v	Variationskoeffizient
x	Höhe der Druckzone
\bar{x}	Mittelwert
z	Hebelarm der inneren Kräfte

3. Griechische Buchstaben

α	Winkel zwischen Achse der Schubbewehrung und Balkenlängsachse; Spanngliedneigung
ϑ	Winkel zwischen Druckstreben und Balkenlängsachse
β_{BZ}	Biegezugfestigkeit des Betons
β_C	Zylinderdruckfestigkeit des Betons
β_P	Prismendruckfestigkeit des Betons
β_W	Würfeldruckfestigkeit des Betons
β_{WN}	Nennfestigkeit des Betons
β_{WS}	Serienfestigkeit des Betons
β_R	Rechenwert der Betondruckfestigkeit
β_Z	Zugfestigkeit des Betons
$\beta_{s,s}, \beta_{s,z}$	Streckgrenze des Betonstahls, des Spannstahls
$\beta_{z,s}, \beta_{z,z}$	Zugfestigkeit des Betonstahls, des Spannstahls

Δl	Spanngliedlänge
$\Delta \sigma_v$	Spannungszuwachs im Spannstahl infolge äußerer Last
$\Delta \tau$	Grundschiebung des Betontraganteils
$\Delta \epsilon_{v,u}$	Dehnungszuwachs des Spannstahls
ϵ_b	Betondehnung in Promille
ϵ_{bv}	Betondehnung in der Faser des Spannstahles
ϵ_v	Spannstahldehnung
$\epsilon_{v,0}$	Vordehnung des Spannstahls
$\epsilon_{v,u}$	Spannstahldehnung im Bruchzustand
$\bar{\kappa}$	mittlere Krümmung
μ_L	$100 (A_v + A_s)/(b_0 \cdot h)$
μ_v	$100 A_v/A_b$
μ_s	$100 A_s/A_b$
$\mu_{s,s}, \mu_{s,bü}$	Schub-, Bügelbewehrungsgrad
σ_b	Betonspannung
$\sigma_{v,0}$	Spannstahlspannung infolge Vordehnung einschließlich auftretender Schwind- und Kriechverluste
$\sigma_{v,u}$	Spannstahlspannung im Bruchzustand
τ_u	$Q_u/(b_0 \cdot 0,9 \cdot h)$

1 EINLEITUNG

Die Spannbetonbauweise nimmt seit vielen Jahren wegen ihrer technischen und wirtschaftlichen Vorteile vor allem im Brücken- und Behälterbau eine bedeutende Stellung ein. Die Entwicklung der heute üblichen Spannbetonbauweise wurde durch Freyssinet (Frankreich-1928) und Dischinger (Deutschland-1934) eingeleitet. Die geringe Zugfestigkeit des Betons führte schon früh zu dem Gedanken, die Zugzone der Betontragwerke durch eine Vorspannung unter Druck zu setzen, so daß die Zugkräfte im Tragwerk erst nach Abbau dieser Druckspannungen wirksam werden. Schon kurze Zeit nach den ersten Patentanmeldungen für Stahlbeton durch Lambot (Frankreich-1855) und Monier (Frankreich-1888) wurden von P.H.Jackson (USA-1886) und Döring (Deutschland-1888) die ersten Versuche zur Vorspannung von Betonbauteilen gemacht. Jedoch blieben diese Versuche noch erfolglos, da bei den damals verwendeten niederfesten Stählen die aufgebrachte Vordehnung durch Kriechen und Schwinden nahezu vollständig abgebaut wurde. Später untersuchte Freyssinet (Frankreich-1928) systematisch die Erscheinungen des Kriechens und hat als erster Folgerungen aus dem Einfluß des Kriechens auf den Spannbeton gezogen. Die erste vorgespannte Balkenbrücke wurde 1938 in Aue - Sachsen - nach einem Patent von Dischinger gebaut. Diese Brücke wurde nach dem Prinzip des unterspannten Trägers mit Spanngliedern ohne Verbund ausgeführt.

Während zu Anfang die Vorspannarten mit und ohne Verbund noch in gleichem Maße angewendet wurden, so ist seit Anfang der 50-er Jahre die überwiegende Zahl der Spannbetontragwerke in Vorspannung mit Verbund ausgeführt worden. Ausschlaggebend hierfür waren die Vorteile des Verbundes zwischen Spannglied und Beton: Infolge der im Vergleich zur Vorspannung ohne Verbund größeren Spannkraftzunahme wird eine höhere Biegetragfähigkeit im Bruchzustand erzielt, die Durchbiegungen sind geringer und gleichzeitig bietet die direkte Umhüllung des Spannstahts mit Beton bei ausreichender Beton-

deckung und begrenzten Rißbreiten einen guten Korrosionsschutz. Der Verbund zwischen Spannglied und Beton kann hierbei entweder durch Herstellen im Spannbett (Vorspannung mit sofortigem Verbund) oder durch nachträgliches Auspressen der Spannkanäle (Vorspannung mit nachträglichem Verbund) hergestellt werden.

Die Fehleranfälligkeit und die hohen Kosten der Verpreßarbeiten führten jedoch in neuerer Zeit wieder vermehrt zu einer Anwendung der Vorspannung ohne Verbund, insbesondere bei vorgespannten Flachdecken. Dies wurde auch durch eine verbesserte Technologie - der Entwicklung spezieller Spannglieder für die Vorspannung ohne Verbund - begünstigt. War der Korrosionsschutz für Spannglieder ohne Verbund früher noch eine Schwachstelle, so besitzen die neu entwickelten Spanungsverfahren schon werkseitig als Korrosionsschutz eine Kunststoffumhüllung, die mit einem fettartigen Dauer-Korrosionsschutzmittel ausgepreßt ist.

Nach dem Grad der Vorspannung unterscheidet man in volle, beschränkte, teilweise und konstruktive Vorspannung. Obwohl die Vorspannarten mit und ohne Verbund prinzipiell für alle Vorspanngrade anwendbar sind, scheinen die Hauptanwendungsbereiche der Vorspannung mit Verbund bei voller und beschränkter Vorspannung zu liegen, während die teilweise und die konstruktive Vorspannung besonders wirtschaftliche Anwendungsmöglichkeiten für die Vorspannung ohne Verbund bieten /58/.

2 PROBLEMSTELLUNG

2.1 Biegetragverhalten von vorgespannten Bauteilen

Das Biegetragverhalten von Spannbetonbauteilen ist dadurch gekennzeichnet, daß im Gebrauchszustand die Zugspannungen infolge äußerer Belastung durch die Wirkung der Vorspannung weitgehend überdrückt werden. Obwohl je nach Höhe des gewählten Vorspanngrades mit einer Rißbildung als Folge planmäßig einwirkender Gebrauchsbeanspruchung in der Regel nicht zu rechnen ist, sind für alle Spannbetonbauteile neben den Nachweisen zur Bruchtragfähigkeit auch Nachweise zur Rißbreitenbeschränkung vorgeschrieben /27,28/, um die einliegende Bewehrung gegen aggressive Umwelteinflüsse zu schützen.

Biegerisse entstehen in einer Stahlbeton- oder Spannbetonkonstruktion, wenn die auftretenden Zugspannungen die örtliche Zugfestigkeit des Betons überschreiten. Nach erfolgter Erstrißbildung zeigen sich zwischen Bauteilen mit Vorspannung mit und ohne Verbund deutliche Unterschiede im weiteren Rißverhalten /16,46,47/. Weitere Biegerisse können sich nur dann bilden, wenn sich in einem gewissen Abstand vom ersten Biegeriß wieder Zugspannungen aufbauen, die erneut die Zugfestigkeit des Betons überschreiten. Während bei Bauteilen mit Verbundbewehrung die hierfür notwendigen Zugkräfte sowohl durch die Stahleinlagen (Verbundwirkung) als auch durch die ausmittige Einleitung der Biegedruckkraft (Scheibenwirkung) eingeleitet werden, können bei Bauteilen mit ausschließlich verbundloser Bewehrung weitere Risse nur durch die Scheibenwirkung erzeugt werden. Die Folge hiervon ist, daß bei Vorspannung ohne Verbund die Rißabstände deutlich größer ausfallen als bei Bauteilen mit im Verbund liegender Bewehrung.

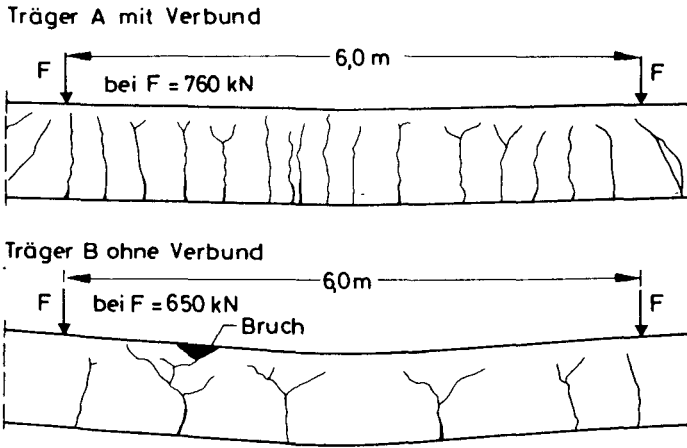


Bild 2.1: Rißbilder für Spannbetonträger mit und ohne Verbund nach /34/

Ein Beispiel für das unterschiedliche Rißverhalten beider Vorspannarten zeigt Bild 2.1 mit zwei Rißbildern aus einer Untersuchung der Deutschen Bundesbahn zum Einfluß des Verbundes auf die Biegetragfähigkeit /34/. Beim Träger A mit Verbund bildeten sich zwischen den Lasten zahlreiche Risse mit annähernd gleichmäßigem Abstand. Beim Träger B ohne Verbund hingegen entstanden nur wenige Risse, die sich schon bei geringfügig erhöhter Rißlast weit öffneten. Das Rißbild zeigt auch die für die Vorspannung ohne Verbund typischen Rißvergabelungen, deren Ursache neben Biegebeanspruchung der Betonzähne an der Einspannung im Druckgurt auch in der Spaltzugwirkung der am Scheibenelement exzentrisch angreifenden Biegedruckkräfte gesehen werden kann. Die im Vergleich zur Vorspannung mit Verbund größeren Rißbreiten lassen die Nulllinie weiter nach oben steigen, sodaß es als Folge der vergrößerten Exzentrizität der Biegedruckkraft zu Rißvergabelungen kommt. Nach Auftreten der Rißvergabelungen ist meist nur noch eine geringfügige Laststeigerung möglich.

Zum Biegerißverhalten bei Vorspannung ohne Verbund im Gebrauchslastbereich sind von Iványi und Buschmeyer /16,46,47/ ausführliche Untersuchungen ausgeführt worden, die als Grundlage für die Formulierung der Nachweise zur Ribbreitenbeschränkung in DIN 4227/6 dienten. Die experimentelle Überprüfung an einer Flachdecke /64/ zeigte, daß die Nachweise zur Beschränkung der Ribbreiten nach DIN 4227/6 die Gebrauchsfähigkeit von Bauteilen mit Vorspannung ohne Verbund ohne wesentliche Beeinträchtigung der Wirtschaftlichkeit sicherstellen.

Im Biegebruchverhalten zeigen Spannbetonbauteile mit und ohne Verbund ebenfalls deutliche Unterschiede. Vorgespannte Tragwerke mit Verbund verhalten sich im Bruchzustand ähnlich wie Stahlbetontragwerke. Die Verbundgüte des Spannstahls reicht aus, um sicherzustellen, daß die Verformungen des Betons und die zusätzliche Spannstahllängung infolge äußerer Last in jedem Querschnitt gleich groß sind. Auf Grund dieser Verträglichkeitsbedingung wird die maximale Biegetragfähigkeit durch eine einfache Querschnittsanalyse bestimmt.

Ein Tragwerk mit Vorspannung ohne Verbund verhält sich dagegen wie ein getrenntes System aus Spannstahl und Beton. Das Spannglied besitzt zwischen den Verankerungsstellen in Längsrichtung freie Verschieblichkeit. Die Spannkraftzunahme der Spannglieder infolge äußerer Last läßt sich nicht mehr aus der Querschnittsanalyse eines einzelnen Querschnittes bestimmen, sondern anstelle der lokalen Verträglichkeit ist jetzt die Forderung nach der Verträglichkeit der gesamten Formänderungen entlang der Spanngliedachse zu erfüllen. Um die Spannkraftzunahme bis zum Bruch exakt voraussagen zu können, ist eine aufwendige iterative Integration der nicht-linearen Betonverformungen in der Faser des Spanngliedes erforderlich.

Die bisher bekannten Rechenansätze zur Bestimmung der Spanngliedkraft im Bruchzustand sind entweder

Iterationsverfahren, welche die Spanngliedlänge über die Integration der Betonverformungen ermitteln, Verfahren nach der Plastizitätstheorie oder empirische Rechenansätze.

Während die Iterationsverfahren mit erheblichem Rechenaufwand verbunden sind, fehlt den übrigen Rechenansätzen die Allgemeingültigkeit, da sie meist nur die Spannkraftzunahme für die eigenen Versuche des jeweiligen Verfassers genau beschreiben.

Da Spannbetonbauteile ohne Verbund in zunehmendem Maße sowohl im Hochbau als auch im Brückenbau /85, 93/ wirtschaftlich eingesetzt werden, erscheint es sinnvoll, die Spannkraftzunahme des verbundlosen Spanngliedes näher zu untersuchen. Vorspannung ohne Verbund liegt im übrigen auch während des Bauzustandes bei Bauteilen mit nachträglichem Verbund vor, insbesondere bei Brückenüberbauten, die im Freivorbau erstellt werden. Mangelnde Erfahrungen über das hier maßgebende Bruchverhalten haben noch in letzter Zeit zu schwerwiegenden Unfällen /7,120/ geführt.

In der 1982 eingeführten DIN 4227 Teil 6 ist nur für Platten ein praxisgerechtes Verfahren angegeben, daß eine einfache Berechnung der Spanngliedkraft im Bruchzustand ermöglicht. Ein vergleichbares Verfahren für balkenartige Bauteile liegt zur Zeit noch nicht vor. Da in den letzten 30 Jahren schon eine große Anzahl von experimentellen Untersuchungen zur Ermittlung der Biegetragfähigkeit von Bauteilen mit Vorspannung ohne Verbund durchgeführt worden sind, erscheint es erforderlich, alle zu diesem Themenkreis gehörenden Versuche systematisch zu erfassen und auszuwerten. Neben der Überprüfung der bekannten Rechenansätze bietet sich dann die Möglichkeit, die Parameter, welche den Spannungszuwachs im Bruchzustand beeinflussen, gezielt zu untersuchen, um ein einfaches und gleichzeitig wirklichkeitsnahes Rechenverfahren zu entwickeln.

2.2 Schubtragverhalten von vorgespannten Bauteilen

Zu einem vollständigen Nachweis der Grenztragfähigkeit gehört neben der Überprüfung der Biegebruchsicherheit auch der Nachweis der Schubtragfähigkeit. Besonders bei den im Spannbeton üblichen stark profilierten Querschnitten kommt der Querkraftabtragung eine besondere Bedeutung zu. Während die Fragen nach der Tragfähigkeit unter reiner Biegebeanspruchung oder kombinierter Beanspruchung aus Biegung und Normalkraft in den gültigen Bemessungsvorschriften und in der aktuellen Literatur weitgehend einheitlich behandelt werden, zeigen sich im Verständnis des Tragverhaltens unter zusätzlicher Querkraftbeanspruchung noch deutliche Unterschiede. Dies ist in erster Linie auf die große Zahl der zum Teil schwer erfaßbaren Einflußgrößen auf das Schubtragverhalten zurückzuführen. So ist es nicht verwunderlich, daß trotz zahlreicher theoretischer und experimenteller Untersuchungen auf dem Gebiet des Schubtragverhaltens von Stahlbeton- und Spannbetonbalken noch nicht eindeutig geklärt ist, in welchem Maße einzelne Parameter die Schubbruchlast beeinflussen. Neben dem Schubbewehrungsgrad und der Betongüte sind die Querschnittsart, der Längsbewehrungsgehalt und Art und Größe der einwirkenden Längskräfte die wichtigsten Einflußgrößen.

Die bislang zum Schubtragverhalten veröffentlichten Arbeiten lassen sich im wesentlichen folgenden Theorien zuordnen:

- Bruchhypothesen der Betondruckzone
- Fachwerkanalogien
- Hypothesen auf Grundlage der Plastizitätstheorie

Die aus diesen Theorien abgeleiteten Bemessungsansätze sind weitgehend rein physikalische Bemessungsmodelle. Teilweise werden die Bemessungsansätze aber auch durch empirische "Korrekturgrößen" erweitert und gehen im Grenzfall in rein empirisch gefundene Lösungen über.

Während zum Schubtragverhalten von Stahlbetonbalken in neuerer Zeit eine Reihe von grundlegenden Untersuchungen /80,84,95/ durchgeführt wurde, liegt auf dem Gebiet des Spannbetons eine zusammenfassende Beurteilung des Schubtragverhaltens noch nicht vor.

Für eine derartige Untersuchung sind folgende Fragestellungen von besonderem Interesse:

- Wie trägt ein Spannbetonbalken im Querkraftbereich und welchen Einfluß hat die Höhe des Vorspanngrades?
- Wie hoch ist die Schubbruchlast eines Spannbetonquerschnittes?
- Wie beeinflussen die Art der Vorspannung - Vorspannung mit Verbund oder ohne Verbund - und die Neigung der Spannlieder das Tragverhalten?

Auf die Auswirkungen einer über die Balkenlänge veränderlichen Balkenhöhe und den Einfluß auflagnaher Einzellasten auf die Querkrafttragfähigkeit wird im Rahmen der vorliegenden Untersuchung nicht näher eingegangen.

Das Tragverhalten von Spannbetonbalken mit Verbund ist zwar im wesentlichen ähnlich dem von Stahlbetonbalken, jedoch ist noch weitgehend ungeklärt, wie der Einfluß der Vorspannung bei der Schubbemessung berücksichtigt werden kann. Versuche am Otto-Graf-Institut in Stuttgart /75/ und an der E.T.H. Zürich /112/ haben gezeigt, daß die Vorspannung die Stegzugkräfte mit zunehmendem Vorspanngrad verringert, so daß in Spannbetonträgern weniger Schubbewehrung erforderlich ist als in Stahlbetonträgern. Diese Versuchsergebnisse werden teilweise in der CEB - Mustervorschrift /17/ berücksichtigt, nicht jedoch in DIN 4227/1 /27/, wonach die Schubtragfähigkeit weitgehend unabhängig vom Vorspanngrad bestimmt wird. Eine grundlegende Auswertung der in der Literatur beschriebenen

nen Schubversuche an Spannbetonbalken und die Entwicklung eines Rechenansatzes zur Berücksichtigung des Vorspanngrades ist besonders im Hinblick auf eine wirtschaftliche Bemessung erforderlich.

Zum Schubtragverhalten von Bauteilen mit Vorspannung ohne Verbund ist nur eine geringe Forschungstätigkeit zu verzeichnen, lediglich experimentelle Untersuchungen von Lorentzen /77/, Jena/Pannell /50/ und eigene Versuche /64,65/ liegen vor. Weitere Untersuchungen zum Schubtragverhalten von Spannbetonbalken ohne Verbund werden zur Zeit an der GHS in Essen durchgeführt /48/.

Wölfel /121/ und Jungwirth /51/ vermuteten, daß bei einem Bauteil, das ausschließlich mit verbundloser Biegezugbewehrung versehen ist, die Querkraftabtragung nach dem Bogen-Zugbandmodell erfolgt und eine Schubbewehrung statisch nicht erforderlich ist. Eine Fachwerkwirkung, wie sie in den meisten Bemessungsvorschriften für Spannbetonbauteile mit Verbund zugrundegelegt wird, kann sich nach ihrer Meinung nicht einstellen, da die durch die Fachwerkwirkung entstehenden Versatzkräfte nicht aufgenommen werden können. Nach /121/ und /51/ ist eine Fachwerkwirkung nur in dem Maße möglich, wie eine im Verbund liegende Längsbewehrung vorhanden ist. Eigene Untersuchungen /64,65/ dagegen zeigten, daß trotz fehlender im Verbund liegender Längsbewehrung aus den im Versuch gemessenen Bügeldehnungen auf eine nicht unbedeutende Fachwerkwirkung zu schließen ist. Durch eine Erhöhung der Schubbewehrung konnte die Schubtragfähigkeit sogar deutlich gesteigert werden.

In der augenblicklich gültigen Fassung von DIN 4227 Teil 6 /28/ ist eine Bemessung sowohl nach dem Fachwerk- als auch nach dem Bogen-Zugbandmodell möglich, obwohl die rechnerischen Traglasten beider Modelle unterschiedlich sind. Diese Regelung in der Norm verdeutlicht die unzureichenden Kenntnisse, die derzeit zum Schubtragverhalten von Spannbetonbauteilen mit Vorspannung ohne Verbund vorliegen.

2.3 Gliederung und Übersicht über die Arbeit

Nachdem in Kapitel 1 und 2 dieser Arbeit die Problemstellung aufgezeigt, die Zielsetzung definiert und der derzeitige Forschungsstand kurz erläutert wurde, werden im Kapitel 3 die Werkstoffgesetze beschrieben, die als Grundlage für die zu entwickelnden Bemessungsansätze herangezogen werden.

In Kapitel 4 wird das Biegebruchverhalten von Spannbetonbauteilen ohne Verbund behandelt durch Vergleich mit dem weitgehend bekannten Biegebruchverhalten bei Vorspannung mit Verbund. Da für die Spannbetonbauteile mit Verbund das Biegebruchverhalten weitgehend geklärt ist, wird in erster Linie die Spannkraftzunahme des verbundlosen Spanngliedes im Bruchzustand untersucht. Ausgehend von den bekannten Ansätzen zur Bestimmung des Spannungszuwachses wird aus einer systematischen Auswertung der in der Literatur beschriebenen Versuchsergebnisse ein Rechenansatz abgeleitet, der eine einfache Ermittlung der Spannkraftzunahme sowohl für einachsig gespannte Plattenstreifen als auch für Balkentragwerke ermöglicht.

In den Kapiteln 5 und 6 wird ausgehend vom Schubtragverhalten von Stahlbetonbalken der Einfluß der Vorspannung auf die Schubtragfähigkeit untersucht. Hierzu wird das Schubtragverhalten von Bauteilen mit Verbund und ohne Verbund zunächst getrennt behandelt.

In Kapitel 5 wird das Schubtragverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken mit Verbund allgemein beschrieben und es werden die wichtigsten Tragmodelle zur Bestimmung der Schubtraglast erläutert. Darauf folgt eine rechnerische Überprüfung der aus diesen Tragmodellen abgeleiteten Bemessungsansätze und eine Parameterstudie der für das Schubtragverhalten wichtigen Kenngrößen wie

Schubbewehrungsgehalt,
Betonfestigkeit,
Vorspanngrad,
Langsbewehrungsgehalt,
Bauteilhöhe und
Querschnittsform

Mit den gewonnenen Erkenntnissen wird ein Bemessungsansatz zur Schubbemessung von Bauteilen mit Verbund entwickelt, mit dem eine bessere Übereinstimmung zwischen rechnerischer und im Versuch gemessener Schubtraglast erreicht wird.

In Kapitel 6 werden zunächst die grundsätzlichen Unterschiede in der Querkraftabtragung zwischen Vorspannung mit und ohne Verbund erläutert und die bisher vorliegenden Versuchsergebnisse zum Schubtragverhalten bei Vorspannung ohne Verbund zusammengestellt. Anhand der Versuchsdaten wird überprüft, inwieweit das für die Vorspannung mit Verbund entwickelte Schubtragmodell auch auf Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund angewendet werden kann. Schließlich wird ein Bemessungskonzept vorgestellt, daß eine wirtschaftliche Schubmessung von Bauteilen mit Vorspannung ohne Verbund ermöglicht.

Kapitel 7 faßt die wesentlichen Ergebnisse dieser Arbeit zusammen und gibt eine Übersicht über weitere notwendige Untersuchungen.

3 MATERIALVERHALTEN VON BETON, BETONSTAHL UND SPANNSTAHL

3.1 Allgemeines

Zur rechnerischen Ermittlung der Tragfähigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen ist es erforderlich, entsprechend den gestellten Genauigkeitsanforderungen mehr oder weniger starke Idealisierungen des tatsächlichen Tragverhaltens vorzunehmen. Die Genauigkeit eines Rechenverfahrens hängt allerdings nicht alleine davon ab, wie zutreffend mit der gewählten Idealisierung das Tragverhalten beschrieben werden kann, sondern wird auch dadurch beeinflusst, mit welcher Zuverlässigkeit die Baustoffeigenschaften angegeben werden können. Die Festigkeitseigenschaften der verwendeten Baustoffe Beton und Stahl werden in der Regel an genormten Probekörpern bestimmt. Von diesen an den Probekörpern gewonnenen Festigkeitswerten werden dann die sog. Rechenwerte der Festigkeit abgeleitet, die den Rechenverfahren zur Bestimmung der Tragfähigkeit zugrundegelegt werden. Nachfolgend werden die Materialgesetze für Beton und Stahl zusammengestellt, die für die zu entwickelnden Rechenansätze zur Bestimmung der Biege- und Schubtragfähigkeit benötigt werden.

3.2 Materialverhalten von Beton

Die Druckfestigkeit des Betons wird in der Regel unter einaxialer Beanspruchung im Kurzzeitversuch, d. h. bei größerer Belastungsgeschwindigkeit ermittelt. Je nach Form der Prüfkörper unterscheidet man zwischen der Würfel-, der Zylinder- und der Prismendruckfestigkeit. Für die Umrechnung zwischen den verschiedenen Druckfestigkeiten - in den Kapiteln 4 bis 6 bei der Auswertung von in der Literatur beschriebenen Versuchen erforderlich - werden folgende Umrechnungsfaktoren verwendet /17,26,71/:

$$\begin{aligned}
 \beta_{W200} &= 1,25 \beta_C && \text{für Betongüten } \leq B15 \\
 \beta_{W200} &= 1,18 \beta_C && \text{für Betongüten } > B15 \\
 \beta_C &\approx 1,0 \beta_P && \text{(Zylinder mit } h=300, d=150 \text{ mm,} \\
 &&& \text{Prismen mit } h/b=4) \\
 \beta_{W200} &= 0,85 \beta_{W100} && (3.1) \\
 \beta_{W200} &= 0,95 \beta_{W150}
 \end{aligned}$$

Zur mathematischen Beschreibung des Spannungs-Dehnungsverhaltens unter Druckbeanspruchung wurde eine Reihe von analytischen Ansätzen entwickelt. Schaper gibt in /104/ eine Übersicht über die wichtigsten Lösungsansätze. Obwohl sehr unterschiedliche mathematische Funktionen und verschiedene Einflußparameter gewählt werden, sind die Abweichungen der Spannungs-Dehnungs-Beziehungen untereinander gering. Hier soll nur der Ansatz nach CEB /17/, der auf Grasser /35/ zurückgeht, näher erläutert werden, da zur Bestimmung der maßgebenden σ - ϵ -Beziehung lediglich die Prismendruckfestigkeit benötigt wird.

$$\frac{\sigma_b}{\beta_p} = \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (3.2)$$

Die Beiwerte k und η lassen sich mit $\epsilon_0 = 0,0022$ (max. Stauchung bei mittigem Druck) zu

$$k = 1,1 \cdot E_b \cdot \epsilon_0 / \beta_p \quad \eta = \frac{E_b}{E_0} \quad (3.3)$$

ermitteln. Der Verlauf der σ - ϵ -Beziehung nach Gl. 3.2 ist in Bild 3.1 für verschiedene Betongüten aufgetragen. Die mit steigender Betongüte abnehmende Betonbruchstauchung kann mit

$$\epsilon_{b,u} = 4,0 - 0,2 \beta_p \quad [‰] \quad \beta_p \quad [N/mm^2] \quad (3.4)$$

ausreichend genau bestimmt werden.

Demgegenüber geht DIN 1045 /26/ von einer weiter idealisierten σ - ϵ -Beziehung aus. Im Gegensatz zur CEB wird für alle Betongüten von gleicher Völligkeit der σ - ϵ -Beziehung ausgegangen.

$$\frac{\sigma_b}{\beta_P} = \frac{\beta_R}{\beta_P} \left[\epsilon_b - \left(\frac{\epsilon_b}{2} \right)^2 \right] \quad \text{für } \epsilon_b \leq 2 ‰$$

$$\frac{\sigma_b}{\beta_P} = \frac{\beta_R}{\beta_P} \quad \text{für } 2 ‰ \leq \epsilon_b \leq 3,5 ‰ \quad (3.5)$$

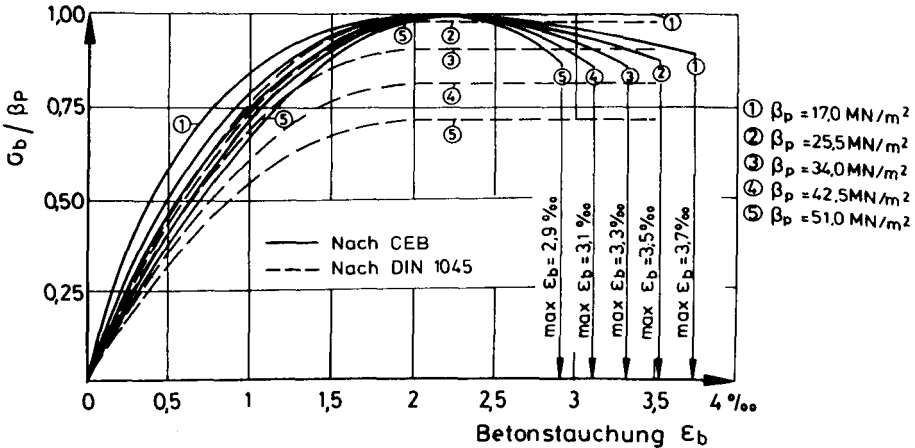


Bild 3.1: σ - ϵ -Beziehung für Beton nach CEB /17/ und DIN 1045

Während die Druckfestigkeit des Betons in erster Linie die Bruchtragfähigkeit (Biegedruckbruch, Schubdruckversagen) beeinflusst, bestimmt die Betonzugfestigkeit vor allem das Rißverhalten im Gebrauchszustand. Die Zugfestigkeit des Betons ist von zahlreichen Einflüssen abhängig, wobei sie im Vergleich zur Druckfestigkeit größeren Streuungen unterliegt. Neben den rein betontechnologischen Einflußgrößen wie Betongüte, Form und Oberfläche der Zuschläge und W/Z-Wert, wirken sich die Bauteilgeometrie und die örtliche Spannungsverteilung im Zugbereich aus. Während die zentrische Zugfestigkeit weitgehend unabhängig von den geometrischen Verhältnissen ist, wird die Biegezugfestigkeit vom Spannungsgradienten beeinflusst. Für eine einfache praxisnahe Ermittlung der Zugfestigkeit von bewehrtem Beton anhand der in einem Standardversuch gewonnenen Druckfestigkeit werden nach der CEB-MuStervorschrift /17/ folgende Beziehungen verwendet:

$$\begin{aligned} \text{zentr. Zugfestigkeit} & \quad \beta_Z = 0,3 \cdot \beta_C^{2/3} \\ \text{Biegezugfestigkeit} & \quad \beta_{BZ} = \beta_Z \left(0,6 \cdot \sqrt[3]{\frac{0,4}{h}} \right) \quad (3.6) \\ & \quad \beta_{BZ} \leq 1,6 \beta_Z \quad h \text{ [m]}; \beta_Z, \beta_{BZ} \text{ [N/mm}^2\text{]} \end{aligned}$$

Fast alle üblichen Betontragwerke werden in der Regel durch mehraxiale Spannungszustände beansprucht. Für die in Kapitel 5 zu untersuchende Querkraftbeanspruchung von Trägerstegen ist die zweiaxiale Druck-Zug-Festigkeit von besonderem Interesse. Während im Druck-Druck-Bereich eine Steigerung der einaxialen Druckfestigkeit auf $1,2 \cdot \beta_p$ und im Zug-Zug-Bereich nur eine unwesentliche Abnahme gegenüber der einaxialen Zugfestigkeit festzustellen sind, nimmt die Druckfestigkeit unter gleichzeitiger Querkraftbeanspruchung vergleichsweise deutlich ab /67/. Entscheidenden Einfluß auf die Druckfestigkeit bei gleichzeitiger Querkraftbeanspruchung haben sowohl Größe und Richtung der Zugbeanspruchung als auch die Art der einliegenden Bewehrung in Richtung der Zugbeanspruchung. Bei einem schwach bewehrten Betonkörper bilden sich unter Querkraftbeanspruchung in der Regel nur wenige Querrisse mit verhältnismäßig großen Abständen, so daß annähernd die gleiche Druckfestigkeit wie bei einem Betonkörper ohne Querrisse erreicht wird, da die Querschnittsfläche zur Übertragung der Druckkraft durch die Ribildung nur unwesentlich geschwächt wird. Ist dagegen soviel Bewehrung vorhanden, daß eine gleichmäßige Ribverteilung mit kleinen Ribabständen erzielt wird, wird die Querschnittsfläche zur Aufnahme der Druckkräfte so stark reduziert, daß eine deutliche Abnahme der aufnehmbaren Druckkraft festzustellen ist. Verlaufen außerdem die Querrisse nicht in Richtung der Druckbeanspruchung, wird die aufnehmbare Druckkraft weiter vermindert, da je nach Neigung der Querrisse ein mehr oder weniger großer Anteil der Druckkraft über die Ribufer hinweg übertragen werden muß.

Nach Versuchen von Schlaich/Schäfer /105/, Robinson/Demorieux /101/ und Vecchio/Collins /117/ beträgt die Abminderung der Druckfestigkeit infolge Querkraftbeanspruchung zwischen 20 % und 35 % (Bild 3.2). Um jedoch aus derartigen Versuchen auf die Druckstrebentragfähigkeit von bewehrten Trägerstegen zu

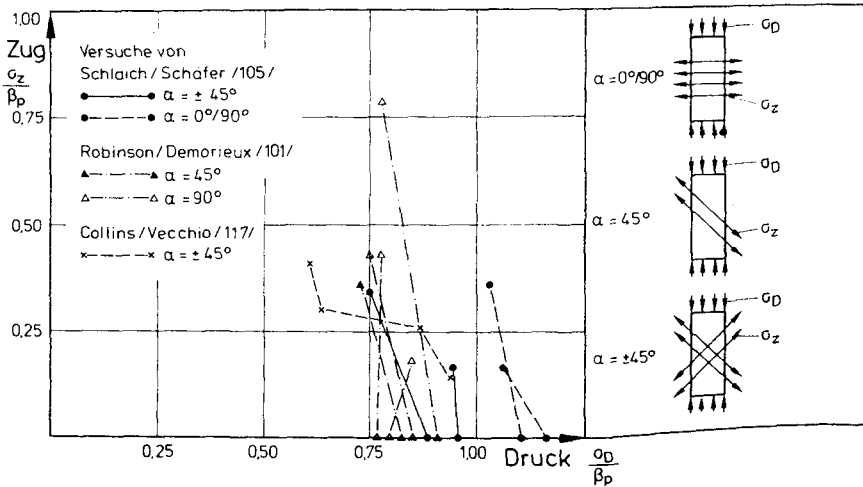


Bild 3.2: Interaktionsdiagramm der Druck-Querzug-Festigkeiten nach /105/

schließen, ist im einzelnen zu prüfen, inwieweit mit der jeweils gewählten Versuchsanordnung die tatsächlichen Verhältnisse im Trägersteg zutreffend erfaßt werden. Fest steht jedoch, daß zur Ermittlung der Druckstrebentragfähigkeit eine verminderte Druckfestigkeit anzusetzen ist (vgl. Kapitel 5.5.5). Nach den augenblicklich gültigen Bemessungsvorschriften /17, 26, 27/ beträgt die Bruchspannung der Druckstreben zwischen 60 % und 80 % der bei der Biegebemessung angesetzten Druckfestigkeit.

3.3 Materialverhalten von Beton- und Spannstahl

Nach dem Herstellungsverfahren unterscheidet man naturharte und kaltverformte Beton- und Spannstähle. Naturharte Stähle besitzen eine ausgeprägte Streckgrenze, während bei kaltverformten Stählen der elastische Bereich allmählich in den Fließbereich übergeht. Als Streckgrenze wird daher bei kaltverformten Stählen die 0,2-Dehngrenze definiert, an der eine bleibende plastische Verformung von 0,2 % auftritt (Bild 3.3)

Für eine mathematische Beschreibung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens wird eine bilineare σ - ϵ -Linie entsprechend DIN 1045 /26/ verwendet. Auf eine differenziertere Berücksichtigung des Materialverhaltens der verschiedenen Stähle wird verzichtet, da es nicht sinnvoll erschien, neben der großen Zahl wesentlich wichtigerer Parameter mit der Stahlart noch eine weitere Einflußgröße einzuführen.

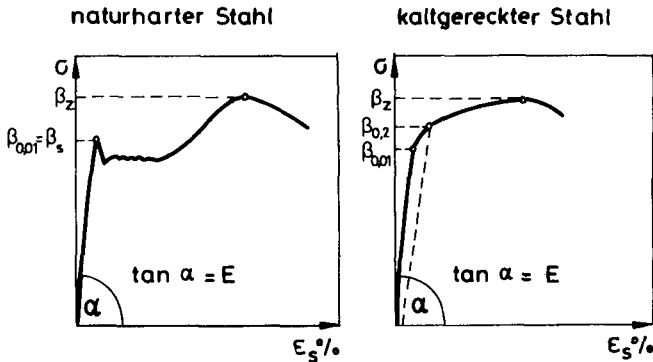
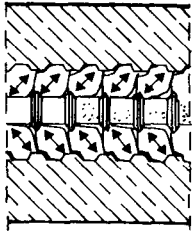


Bild 3.3: σ - ϵ -Verlauf für naturharten und kaltgereckten Stahl nach /32/

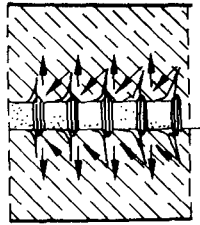
3.4 Verbundverhalten von Betonstahl und Spannstahl

Bei der Vorspannung mit Verbund wird nach der Art der Herstellung des Verbundes zwischen sofortigem Verbund und nachträglichem Verbund unterschieden. Bei sofortigem Verbund wird der Verbund unmittelbar beim Betonieren im Spannbett hergestellt, während bei nachträglichem Verbund die Spannkäule erst nach dem Anspannen der Spannglieder gegen den erhärteten Beton mit Zementmörtel ausgepreßt werden. Der Verbund zwischen Beton und Betonstahl bzw. Spannstahl ist allgemein auf folgende Faktoren zurückzuführen:

- Haftung zwischen Stahl und Beton (Haftverbund)
- Scherwiderstand der gerippten oder profilierten Stahloberfläche (Scherverbund)
- Reibung infolge Oberflächenrauigkeit (Reibverbund)



**Spannstahl mit
nachträglichem Verbund**



**Spannstahl mit
sofortigem Verbund**

Bild 3.4: Verbundwirkung bei Vorspannung mit nachträglichem und sofortigem Verbund nach /113/

Eine prinzipielle Darstellung des Verbundmechanismus zeigt Bild 3.4. Bei sofortigem Verbund werden die Verbundkräfte über Betonkonsolen direkt ins Tragwerk eingeleitet, während sich bei nachträglichem Verbund innerhalb des Hüllrohres in der Injektionsmörtelschicht ein System von Druckstreben ausbildet. Grundsätzlich ist das Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund ähnlich dem von direkt einbetonierten Stählen. In der Regel ist aber eine geringere Verbundfestigkeit festzustellen, die zum Teil auf den niedrigeren Elastizitätsmodul des Injektionsmörtels im Vergleich zu Beton bei gleicher Druckfestigkeit zurückzuführen ist /57,113/.

Im Gegensatz zur Vorspannung mit Verbund können verbundlose Spannglieder nur über Ankerkräfte und Umlenkpressungen bei gekrümmter Spanngliedführung auf das Tragwerk einwirken. Die im Augenblick bei der Vorspannung ohne Verbund verwendeten sog. "Monolitzen" bestehen aus einer Litze, die schon werkseitig mit einem Dauerkorrosionsschutzfett und einer rd. 1 mm starken PE-Ummantelung versehen ist. Die Monolitzen besitzen extrem niedrige Reibungsbeiwerte von $\mu = 0,06$, die zu vernachlässigbaren Verbundkräften infolge Spanngliedreibung führen /31,116/.

4 BIEGETRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN MIT VORSPANNUNG OHNE VERBUND

4.1 Allgemeines

Die Biegebemessung von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen hat zum Ziel, eine ausreichende Bruchsicherheit und ein einwandfreies Gebrauchsverhalten sicherzustellen. Nach DIN 4227/1 (Vorspannung mit Verbund) sind hierzu zwei Grenzbeurteilungen gefordert: Einerseits ist nachzuweisen, daß die um den Sicherheitsbeiwert erhöhten äußeren Schnittgrößen infolge Gebrauchslasten durch die inneren Bruchschnittgrößen aufgenommen werden, andererseits dürfen im Gebrauchszustand bestimmte zulässige Spannungen nicht überschritten werden. DIN 4227/6 (Vorspannung ohne Verbund) verfolgt ein anderes Nachweiskonzept: Das Gebrauchsverhalten wird durch einen Nachweis zur Rißbreitenbeschränkung überprüft, die Bruchsicherheit wird ebenfalls durch Gegenüberstellen der äußeren und aufnehmbaren inneren Schnittgrößen nachgewiesen, allerdings werden in Teil 6 anstelle eines globalen Sicherheitsbeiwertes wie in Teil 1, Teilsicherheitsbeiwerte verwendet.

Um die Biegebruchtragfähigkeit eines Querschnitts zu ermitteln, sind eine Reihe von Rechenannahmen zu treffen, die grundsätzlich sowohl für Stahlbeton als auch für Spannbeton mit und ohne Verbund gelten. Die inneren Schnittgrößen werden unter der Annahme eben bleibender Querschnitte (Bernoulli-Hypothese) mit Hilfe der in Kap. 3 angegebenen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für Beton und Stahl aus vorgegebenen Dehnungen ermittelt. Die max. Betonstauchungen am Druckrand dürfen nach DIN 1045 $\epsilon_b = 3,5 \text{ ‰}$ nicht überschreiten, die Dehnungen der Bewehrung in der Zugzone sind auf $\epsilon_s = 5,0 \text{ ‰}$ begrenzt. Eine Betonzugfestigkeit darf bei der Ermittlung der inneren Kräfte nicht in Rechnung gestellt werden, d.h. alle auftretenden Zugkräfte sind der Bewehrung zuzuweisen. Deutliche Unterschiede zwischen Vorspannung mit und ohne Verbund bestehen jedoch bei der Er-

mittlung der im Bruchzustand auftretenden Spannstahldehnungen. Bei Vorspannung mit Verbund entspricht die Spannglieddehnung infolge äußerer Belastung auf Grund des Verbundes zwischen Stahl und Beton der Dehnung des umgebenden Betons ($\Delta \epsilon_{v,u} = \epsilon_{bv,u}$, vgl. Bild 4.1). Die Dehnung des Spannstahls im Bruchzustand $\epsilon_{v,u}$ ermittelt sich in jedem Querschnitt aus der Vordehnung des Spannstahls $\epsilon_{v,v}^{(0)}$ und der Betondehnung in Höhe des Spanngliedes $\epsilon_{bv,u}$:

$$\epsilon_{v,u} = \epsilon_{v,v}^{(0)} + \epsilon_{bv,u} \quad (4.1)$$

Ein verbundloses Spannglied dagegen kann sich gegenüber dem umgebenden Beton ungehindert verschieben (Bild 4.1). Die Vorspannkraft wird lediglich über Ankerkräfte und Umlenkpressungen in das Tragwerk eingeleitet. Die Spanngliedlänge läßt sich nicht mehr aus einer einzelnen Querschnittsanalyse bestimmen, sondern entspricht der Summe der Betonverformungen entlang der Spanngliedachse. Mit der Verträglichkeitsbedingung, die die Verformungen entlang der gesamten Spanngliedlänge L erfaßt, ergibt sich die Spannglieddehnung im Bruchzustand zu

$$\epsilon_{v,u} = \epsilon_{v,v}^{(0)} + \frac{1}{L} \int_0^L \epsilon_{bv,u} dx = \epsilon_{v,v}^{(0)} + \Delta \epsilon_{v,u} \quad (4.2)$$

Der Dehnungszuwachs des verbundlosen Spanngliedes $\Delta \epsilon_{v,u}$ ist unter Vernachlässigung der Spanngliedreibung entlang des Spanngliedes konstant.

Ist die Dehnung des verbundlosen Spanngliedes im Bruchzustand bekannt, können die aufnehmbaren Bruchschnittgrößen aus dem Gleichgewicht der inneren Kräfte wie bei Querschnitten mit im Verbund liegender Längsbewehrung ermittelt werden. Auf eine Herleitung der hierzu benötigten Beziehungen wird hier verzichtet, da dies in ausführlicher Form in /11,71/ erfolgt. Auch die üblichen Bemessungshilfen wie z. B. dimensionslose Bemessungsdiagramme für Biegung mit Normalkraft können zur Biegebemessung bei Vorspannung ohne Verbund angewendet werden, wenn die Normalkraft und das Mo-

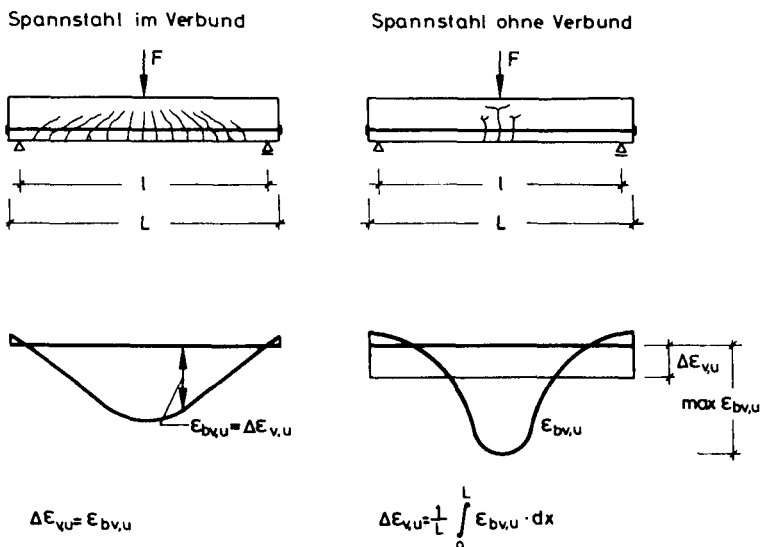


Bild 4.1: Verlauf der Spannstahldehnungen entlang der Balkenachse für Vorspannung mit und ohne Verbund

ment infolge Vorspannung auf die Einwirkungsseite genommen, d. h. als äußere Schnittgrößen angesetzt werden. Der Unterschied zwischen den Biegebruchnachweisen bei Vorspannung mit und ohne Verbund besteht also lediglich darin, daß für verbundlose Spannglieder eine zusätzliche Ermittlung der Spannkraftzunahme im Bruchzustand erforderlich ist. Aus diesem Grund wird bei der nachfolgenden Untersuchung zur Biegetragfähigkeit bei Vorspannung ohne Verbund in erster Linie der Spannungszuwachs im Bruchzustand behandelt.

Die bisher bekannten Rechenansätze zur Bestimmung dieses Spannungszuwachses sind entweder

genaue Lösungsansätze nach der Integrationsmethode, Verfahren auf Grundlage der Plastizitätstheorie oder Empirische Näherungsverfahren.

Nach einer kurzen Beschreibung dieser Rechenansätze wird anschließend ein eigenes Verfahren zur Ermittlung der Spannkraftzunahme bei Vorspannung ohne Verbund entwickelt. Zur

Oberprüfung des gewonnenen Ansatzes werden die rechnerische Spanngliedkraft im Bruchzustand und das rechnerische Bruchmoment Versuchswerten gegenübergestellt. Die statistische Absicherung des Bemessungsansatzes erfolgt allerdings ausschließlich durch den Vergleich der rechnerischen und experimentellen Bruchmomente, da die Spanngliedkraft nur als ein "Zwischenergebnis" auf dem Weg zur Bestimmung der Biegetragfähigkeit angesehen wird.

4.2 Derzeitiger Kenntnisstand

4.2.1 Empirische Näherungsverfahren

Die ersten Ansätze für eine näherungsweise Berechnung des Spannungszuwachses bei Spanngliedern ohne Verbund infolge äußerer Belastung gehen auf Baker /5/ zurück. Baker führte zur Berechnung der Spanngliedlänge einen Verträglichkeitsfaktor F ein:

$$F = \frac{\Delta \epsilon_{vu}}{\max \epsilon_{bv,u}} \quad (4.3)$$

Bei Vorgabe des Verträglichkeitsfaktors F und Begrenzung der maximalen Betondehnung $\epsilon_{bv,u}$ läßt sich der Spannungszuwachs so auf einfache Art bestimmen. Nachdem Baker anfänglich die F -Werte zu 0,66 und 0,50 für Streckenlasten bzw. mittige Einzellasten definiert hatte, empfahl er in späteren Veröffentlichungen, den wesentlich vorsichtigeren Wert $F = 0,10$ anzunehmen /6/.

In der Folgezeit wurden noch eine Reihe weiterer Untersuchungen zur genaueren Bestimmung des Verträglichkeitsfaktors durchgeführt: Nach Lorentsen /77/ beträgt $F = 0,33$ für Balken mit Einzellasten in den Drittelpunkten; Tam und Pannell /108/ ermittelten für mittige Einzellasten F -Werte zwischen 0,11 und 0,20. Gifford /35/ stellte einen Zusammenhang zwischen dem F -Wert und bezogener Druckzonenhöhe k_x

fest, den Janney/Hognestad/Mc Henry /49/ zu $F = 1,1 \cdot k_x$ für völlige Momentenbilder definierten. Schließlich empfahl Mattock /81/, den sehr vorsichtigen Wert $F = 0,37 \cdot k_x$ anzuwenden.

Da jedoch mit den Lösungsansätzen über ein konstantes Verhältnis zwischen der mittleren Spanngliedlänge und der max. Betondehnung wichtige Einflußgrößen wie Bewehrungsgehalt und Verformungsverhalten unterschiedlicher Betongüten nicht ausreichend genau erfaßt werden konnten, wurden von Warwaruk/Sozen/Siess /119/ und später von Mattock/Yamazaki/Kattula /82/ Näherungen entwickelt, die den Spannungszuwachs direkt aus dem Verhältnis μ_v/β_p ableiten.

Die umfangreichen experimentellen Untersuchungen von Warwaruk/Sozen/Siess /119/ führten zu dem Ergebnis, daß der Spannungszuwachs mit abnehmendem Verhältnis μ_v/β_p deutlich zunimmt.

$$\sigma_{v,u} = \sigma_{v,v}^{(0)} + 207 - 4,75 \frac{\mu_v}{\beta_p} \cdot 10^3 \quad \begin{matrix} \text{[N/mm}^2\text{]} & \mu_v & \text{[}\% \text{]} \\ & \beta_p & \text{[N/mm}^2\text{]} \end{matrix} \quad (4.4)$$

Mattock/Yamazaki/Kattula /82/ bestätigten die Abhängigkeit vom Verhältnis μ_v/β_p .

$$\sigma_{v,u} = \sigma_{v,v}^{(0)} + 69 + \frac{14 \beta_p}{\mu_v} \quad \begin{matrix} \text{[N/mm}^2\text{]} & \mu_v & \text{[}\% \text{]} \\ & \beta_p & \text{[N/mm}^2\text{]} \end{matrix} \quad (4.5)$$

In geringfügig modifizierter Form wurde die Näherungslösung nach /82/ vom ACI-Committee 318-77 /1/ übernommen:

$$\sigma_{v,u} = \sigma_{v,v}^{(0)} + 69 + \frac{\beta_p}{\mu_v} \quad \begin{matrix} \text{[N/mm}^2\text{]} & \mu_v & \text{[}\% \text{]} \\ & \beta_p & \text{[N/mm}^2\text{]} \end{matrix} \quad (4.6)$$

$$\sigma_{v,u} \leq \sigma_{v,v}^{(0)} + 415 \quad \text{[N/mm}^2\text{]} \quad (4.7)$$

In der britischen Norm CP 110 /18/ wird der Spannungszuwachs ebenfalls über das Verhältnis μ_v/β_p definiert, wobei zusätzlich die Spanngliedspannung im Gebrauchszustand berücksichtigt wird. In Abhängigkeit vom Quotienten $(\sigma_{v,v}^{(0)} \cdot \mu_v)/\beta_p$

ist das Verhältnis $\sigma_{v,u} / \sigma_{v,v}^{(0)}$ in tabellarischer Form angegeben.

Speziell für Platten entwickelte Ritz /99/ ein Näherungsverfahren, dem ein Zusammenhang zwischen Spannungszuwachs und Durchbiegung f im Bruchzustand zugrundeliegt:

$$\sigma_{v,u} = \sigma_{v,v}^{(0)} + E_v \cdot \frac{\Delta l}{L} \quad (4.8)$$

$$\Delta l = \frac{4 f h_v}{(1+n \cdot A_v / A_b) l} \quad (4.9)$$

In vereinfachter Form wurde dieser Ansatz in DIN 4227/6 /28/ und die Schweizer Norm SIA 162 /103/ übernommen:

$$\Delta l = \frac{3 f h_v}{l} \quad (4.10)$$

Nach DIN 4227/6 wird für die Berechnung des Spannungszuwachses angenommen, daß bei Feldquerschnitten das untersuchte Feld bzw. bei Querschnitten über der Stütze die benachbarten Felder sich um $f = 1/50$ durchbiegen. Hieraus ergibt sich ein Spannungszuwachs für Feldquerschnitte von

$$\Delta \sigma_v = \frac{\Delta l}{L} E_v \quad (4.11)$$

und für Querschnitte im Stützmomentenbereich von

$$\Delta \sigma_v = (\Delta l_1 + \Delta l_2) \frac{E_v}{L} \quad (4.12)$$

Mit diesem Ansatz kann die Spannkraftzunahme von Platten-tragwerken ohne großen Rechenaufwand zutreffend ermittelt werden. Mit abnehmender Schlankheit wird der Spannungszuwachs jedoch deutlich überschätzt, so daß eine Anwendung für balkenartige Bauteile nicht geeignet ist.

Ein vergleichbares Näherungsverfahren für balkenartige Tragwerke mit Vorspannung ohne Verbund wird in DIN 4227/6 nicht angegeben. Lediglich zur Untersuchung von Bauzuständen bei

Vorspannung mit nachträglichem Verbund - hier liegt ebenfalls Vorspannung ohne Verbund vor, solange die Spannglieder noch nicht verpreßt sind - ist eine stark vereinfachende Regelung in DIN 4227/1 getroffen. Abhängig vom statischen System wird ein konstanter Spannungszuwachs angenommen: Für Einfeldträger beträgt der Spannungszuwachs $\Delta\sigma = 110 \text{ N/mm}^2$, für Kragträger $\Delta\sigma = 50 \text{ N/mm}^2$; bei Durchlaufträgern soll kein Spannungszuwachs angesetzt werden.

4.2.2 Ansätze nach der Plastizitätstheorie

Die Lösungsansätze nach der Plastizitätstheorie gehen von folgenden Grundüberlegungen aus: Die für den Spannungszuwachs erforderlichen Bauteilverformungen konzentrieren sich in plastischen Gelenken, während die übrigen Tragwerksbereiche weitgehend unverformt bleiben und nur einen vernachlässigbar kleinen Beitrag zur Spannkraftzunahme liefern. Aus der Verformung der sich im Bruchzustand einstellenden Gelenkkette wird die Spanngliedlänge ermittelt.

Nach Untersuchungen von Tam/Pannell /108/ kann bei Einfeldträgern mit mittiger Einzellast die plastische Gelenklänge als 10,5-fache Druckzonenhöhe angenommen werden:

$$l_G = 10,5 \cdot k_x \cdot h_v \quad (4.13)$$

Unter Annahme linearer Dehnungsverteilung kann aus einer vorgegebenen Stauchung $\epsilon_b = -3,0 \text{ }^0/00$ am oberen Druckrand die Betondehnung ϵ_{bv} in Höhe des Spanngliedes bestimmt werden.

$$\epsilon_{bv} = \frac{1 - k_x}{k_x} \cdot \epsilon_b \quad (4.14)$$

Mit der Gelenklänge nach Gl. 4.13 ergibt sich hieraus eine Spanngliedlänge von

$$\Delta l = 10,5 \cdot h_v \cdot (1 - k_x) \cdot \epsilon_b \quad (4.15)$$

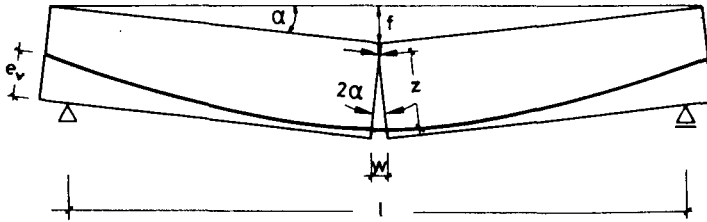


Bild 4.2 Bruchmechanismus nach Bruggeling /15/

Bruggeling /15/ stellt für die Berechnung des Spannungszuwachses eine Beziehung zwischen Gelenkrotation und Durchbiegung her. Er nimmt an, daß sich z. B. bei einem Einfeldträger (vergl. Bild 4.2) die gesamten Verformungen in einem Rißquerschnitt in Feldmitte konzentrieren. Aus den Beziehungen für die Rißöffnung w und die Durchbiegung f

$$w = 2\alpha \cdot z$$

$$f = \alpha \cdot \frac{l}{2} \quad (4.16)$$

kann die Spanngliedlänge infolge äußerer Belastung zu

$$\Delta l = \frac{4f \cdot z}{l} \quad (4.17)$$

bestimmt werden. Die max. Durchbiegung f im Bruchzustand beträgt nach Bruggeling

$$f = 0,9 h_v - e_v$$

$$f \leq 0,02 l \quad (4.18)$$

Thomas gibt in /111/ für diesen Rechenansatz eine verbesserte Gleichung zur Bestimmung der Durchbiegung an.

$$f = d - 0,05 h_v - e_v \quad (4.19)$$

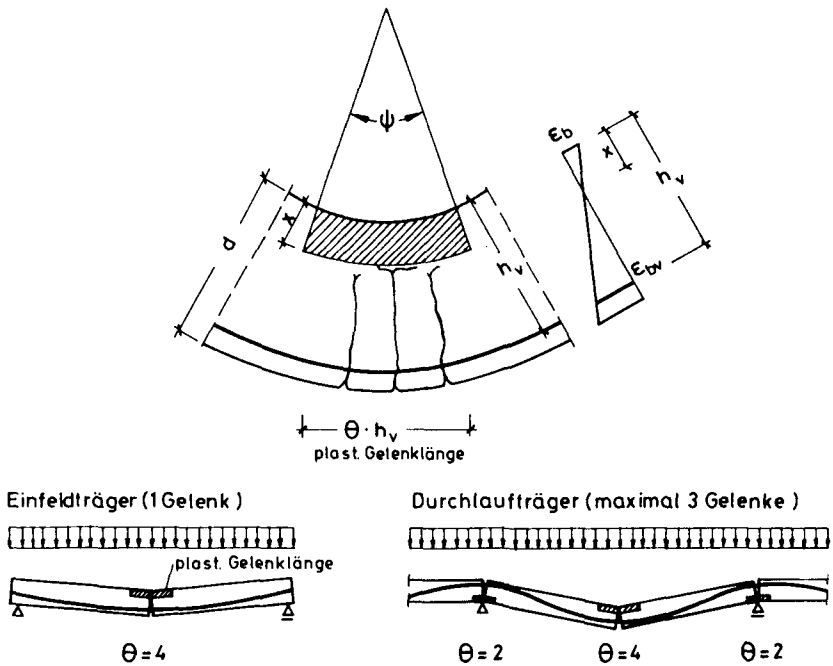


Bild 4.3: Bruchmechanismus nach Copier /24/

Von ähnlichen Überlegungen ausgehend, schlägt Copier /24/ vor, die Spannkraftzunahme infolge äußerer Belastung aus der plastischen Gelenkverdrehung (Bild 4.3) zu berechnen. Eine Verdrehung des plastischen Gelenkes von

$$\psi = \frac{\epsilon_b \cdot \Theta \cdot h_v}{x} \quad (4.20)$$

bewirkt eine Spanngliedlängung von

$$\Delta l = \psi (h_v - x) \quad (4.21)$$

Je nach Zahl der plastischen Gelenke beträgt der Spannungszuwachs

$$\Delta \sigma_v = \frac{E_y}{L} \sum_{j=1}^3 \psi_j (h_{vj} - x_j) \quad (4.22)$$

Während sich bei Einfeldträgern nur ein plastisches Gelenk bildet, können bei Durchlaufträgern bis max. 3 Gelenke auftreten. Die Länge der einzelnen plastischen Gelenke $l_G = \varnothing \cdot h_v$ richtet sich der Lage des Gelenkes: Für Feldquerschnitte beträgt der Beiwert $\varnothing = 4$ und bei Querschnitten über der Stütze $\varnothing = 2$. Der Lösungsansatz von Copier wurde in unveränderter Form in die niederländische Spannbetonnorm /115/ übernommen.

In einer neueren Untersuchung befassen sich Bauer/Geymayer/Rock /7/ mit der Gelenkbildung bei Kragträgern. Nach /7/ ist die Länge des plastischen Gelenkes in erster Linie von der Betonfestigkeit abhängig: Bei den untersuchten Versuchskörpern mit der Betongüte B 25 betrug die Gelenklänge im Mittel das 1,7-fache der Druckzonenhöhe und bei einer Betongüte B 40 das 2,3-fache, wobei im gesamten Gelenkbereich am Druckrand eine max. Stauchung von $\epsilon_b = 3,5 \text{ ‰}$ angesetzt wurde. In Anlehnung an Tam/Pannell /108/ ergibt sich hieraus bei Annahme einer Druckzonenhöhe von ca. $0,22 \cdot h_v$ folgender Näherungsansatz:

$$\begin{aligned} \text{B25} \quad \Delta \sigma_v &= 0,0048 E_v \cdot \frac{h_v}{L} \\ \text{B40} \quad \Delta \sigma_v &= 0,0064 E_v \cdot \frac{h_v}{L} \end{aligned} \quad (4.23)$$

Nach /7/ besitzt eine im Verbund liegende zusätzliche Längsbewehrung auf die Höhe des Spannungszuwachses keinen Einfluß. Die Betonstahlbewehrung bewirkte lediglich eine günstigere Reißverteilung; der gemessene Spannungszuwachs war jedoch bei Vergleichsbalken mit und ohne zusätzliche Betonstahlbewehrung nahezu identisch.

4.2.3 Integrationsmethode

Die Rechenansätze nach der Integrationsmethode bestimmen die Längenänderung des Spannstahls als Summe aller Dehnungen des Betons in Höhe des Spanngliedes zwischen den Verankerungen. Bei allen Verfahren nach der Integrationsmethode ist ein iterativer Rechengang erforderlich: Der zu Anfang der Berechnung geschätzte Spannungszuwachs des Spanngliedes ist solange zu variieren, bis die geschätzte und die aus den Betonverformungen berechnete Spanngliedlänge ausreichend genau übereinstimmen.

Rüsch/Kordina/Zelger /102/ entwickelten ein Verfahren zur Berechnung des Spannungszuwachses unter Verwendung von experimentell ermittelten Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für den Beton, wobei der Einfluß einer zusätzlichen Betonstahlbewehrung in der Zugzone auf das Verformungsverhalten des Betons nicht berücksichtigt wird. Obwohl der Rechenansatz für die praktische Anwendung bei Spannbetonbalken mit rechteckiger Druckzone in Form von Hilfstafeln aufbereitet ist, ist die Berechnung des Spannungszuwachses auch für den einfachsten Fall eines statisch bestimmten Trägers mit beträchtlichem Rechenaufwand verbunden.

Eine geschlossene Lösung zur Ermittlung der Spanngliedlänge wird von Plähn in /92/ für den Sonderfall des statisch bestimmten Trägers mit rechteckigem Querschnitt und gleichmäßig verteilter Belastung angegeben. Auch bei diesem Iterationsverfahren ergibt sich u. a. wegen der aufwendigen Lagebestimmung der Betondruckkraft ein erheblicher Rechenaufwand.

Huber/Salvay /44/ erweiterten die Anwendung der Integrationsmethode auf Balken mit Plattenbalken- und I-Querschnitt bei beliebiger Anordnung der Belastung. Hier wird allerdings eine besondere Schwierigkeit der Verfahren nach der Integrationsmethode deutlich, die Integrationsgrenze beim Übergang von Zustand I zu Zustand II richtig zu definieren.

Die Fehler bei der Bestimmung der Integrationsgrenzen wirken sich bei konstantem oder völligem Momentenverlauf weniger aus als bei steilem Momentenverlauf mit geringer Länge der gerissenen Zugzone.

Ebenfalls nach der Integrationsmethode bestimmt ein neuerer Ansatz von Cieřla /21/ den Spannungszuwachs. Allerdings wird von Cieřla das nichtlineare Verformungsverhalten des Tragwerks im gerissenen Zustand noch nach der Methode mit bereichsweise verminderten Ersatzsteifigkeiten berücksichtigt. Auf Grund dieser Vereinfachung erscheint dieser Lösungsansatz weniger geeignet, da er genauso rechenintensiv wie die übrigen Iterationsverfahren ist.

Von allen Verfahren, die nach der Integrationsmethode arbeiten, ist der Rechenansatz von Trost/Cordes/Weller /114/ am weitesten entwickelt. Es wird im Regelfall angenommen, daß für das Biegebruchversagen der Beton in der Druckzone maßgebend ist. Bei der iterativen Bestimmung des aufnehmbaren Bruchmomentes wird die Höhe der Druckzone solange variiert, bis die mit der Betondruckkraft im Gleichgewicht stehende Spanngliedkraft im Bruchquerschnitt und die Spanngliedkraft, die sich aus den Betondehnungen entlang der Spanngliedachse ergibt, übereinstimmen.

4.3 Spannkraftzunahme bei Einfeldträgern

4.3.1 Lösungsansatz über die Rotationsfähigkeit

Da die Längung des verbundlosen Spanngliedes im Bruchzustand der Summe der Betonverformungen in der Faser des Spanngliedes zwischen den Verankerungspunkten entspricht, ist es für eine genaue Berechnung des Spannungszuwachses erforderlich, die Verformungen des Beton entlang der Balkenlängsachse kontinuierlich zu erfassen. Der Verformungszustand eines Bauteils kann hinreichend genau durch die Bauteilkrümmung κ

ausgedrückt werden. Mit Hilfe von Momenten-Krümmungs-Beziehungen läßt sich so das nichtlineare Verformungsverhalten im Vergleich zur klassischen Elastizitätstheorie ($EI = \text{const.}$) auf einfache Weise richtig erfassen.

Nach Bild 4.4 besteht zwischen den Dehnungen am Zug- und Druckrand und der Krümmung κ folgende Beziehung:

$$\kappa = \frac{d\alpha}{dx} = \frac{|\epsilon_1| + |\epsilon_2|}{d} \quad [m^{-1}] \quad (4.24)$$

Die für die Berechnung der Spanngliedlänge erforderliche Betondehnung in der Spanngliedachse, läßt sich aus der Krümmung κ und dem Abstand zwischen Nulllinie und Spanngliedachse zu

$$\epsilon_{bv} = \kappa(1 - k_x) h_v \quad (4.25)$$

ermitteln. Die gesuchte Spanngliedlänge erhält man durch die Integration der Betonverformungen entlang des Spanngliedes zu

$$\Delta l_v = \int \epsilon_{bv} \cdot dx = \int \kappa(x)(1 - k_x) h_v dx \quad (4.26)$$

In Bild 4.5 ist der typische Verlauf der Krümmungen für einen Balken mit Vorspannung ohne Verbund dargestellt. Die Krümmungen setzen sich aus einem elastischen κ_{el} und einem plastischen Anteil κ_{pl} zusammen.

$$\kappa(x) = \kappa_{el}(x) + \kappa_{pl}(x) \quad (4.27)$$

Solange sich das Bauteil bei geringer Beanspruchung noch im ungerissenen Zustand befindet, treten nur elastische Krümmungen auf und der Krümmungsverlauf ist affin zum Momentenverlauf. Beim Übergang vom Zustand I in den gerissenen Zustand nehmen die Krümmungen überproportional zu, wobei der Anteil der plastischen Krümmungen gegenüber den elastischen Krümmungen deutlich überwiegt. Während sich die elastischen Krümmungen auch im gerissenen Zustand annähernd affin zum

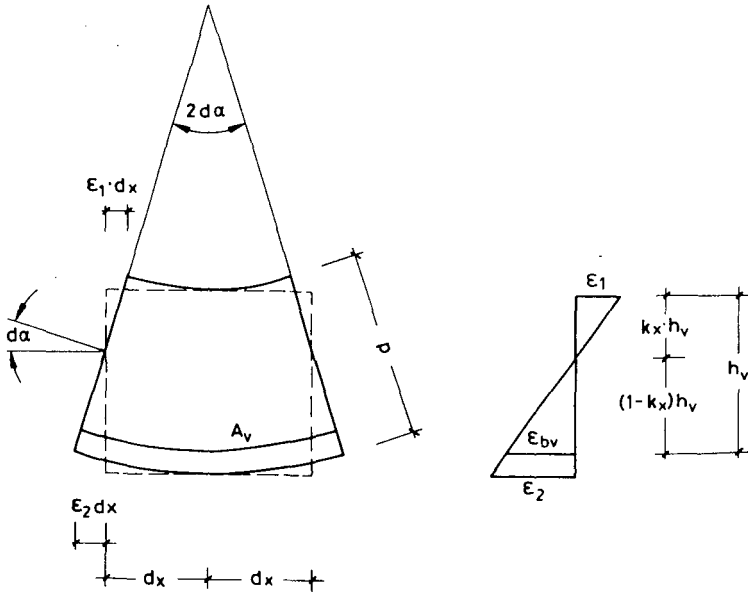


Bild 4.4: Verformtes Balkenelement

Momentenverlauf einstellen, sind plastische Krümmungen nur in hochbeanspruchten Abschnitten des Bauteils zu finden. Plastische Verformungen (Krümmungen) treten auf, sobald die Biegezugbewehrung bei schwachbewehrten Querschnitten die Streckgrenze überschreitet und die Grenzstauchung des Betons erreicht wird. Nach der Definition der CEB /17/ sind oberhalb einer Stauchung von $\epsilon_b = 2,0 \text{ ‰}$ plastische Stauchungen der Betondruckzone zu erwarten. Die Verformungen in solchen Tragwerksbereichen mit hohen Krümmungen werden in der Literatur als Gelenkrotation bezeichnet. Bauteile die große Krümmungen zulassen, ohne dabei zu Bruch zu gehen, besitzen eine hohe Rotationsfähigkeit. Der Begriff Rotationsfähigkeit schließt sowohl plastische als auch elastische Verformungen ein. Besitzt ein Tragwerk mit Vorspannung ohne Verbund eine hohe Rotationsfähigkeit, so ist ein angemessen hoher Spannungszuwachs des Spannstahls im Bruchzustand zu erwarten.

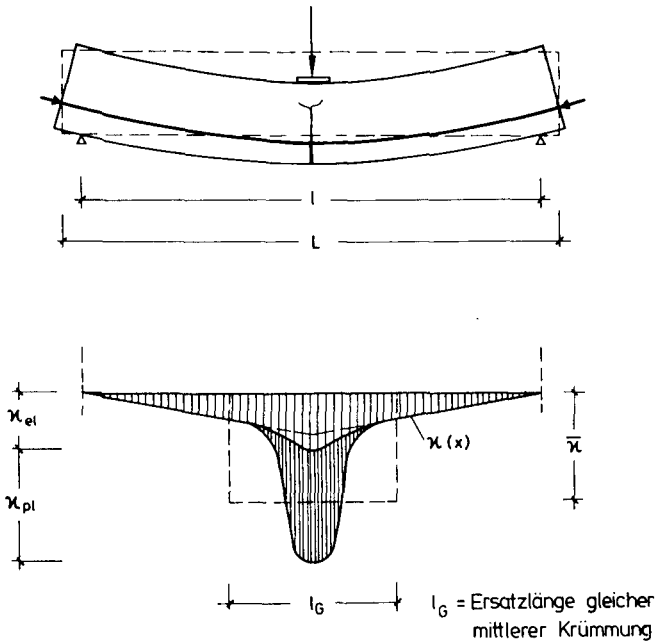


Bild 4.5: Krümmungsverlauf entlang der Balkenachse

Eine genaue Berechnung der Spannkraftzunahme des verbundlosen Spanngliedes im Bruchzustand kann nach Gl. (4.26) mit bekannten $M-\kappa$ -Beziehungen auf iterativem Wege durchgeführt werden. Diese Iteration ist erforderlich, da die verwendeten $M-\kappa$ -Beziehungen in hohem Maße von der einwirkenden Normalkraft (Vorspannkraft) abhängig sind, deren Größe durch die Rechnung erst ermittelt werden soll. Aus diesem Grund muß zu Anfang der Iteration die Spannkraftzunahme abgeschätzt werden und solange variiert werden, bis die angenommene Spanngliedlänge und die nach Gl. (4.26) berechnete Betonverformung ausreichend genau übereinstimmen.

Der beschriebene Lösungsweg soll hier nicht weiter untersucht werden, da ein iteratives Rechenverfahren in dieser Form für eine baupraktische Anwendung zu aufwendig erscheint. Weiterhin ist auch zu erwarten, daß bei einem derartigen Rechenverfahren der erforderliche Rechenaufwand in einem ungünstigen Verhältnis zur Wirklichkeitsnähe der Re-

chenergebnisse steht, weil Rechengrundlagen über die Verformungseigenschaften des Betons, besonders in der gerissenen Zugzone, noch vergleichsweise unsicher sind. Besondere Schwierigkeiten bereitet es auch, den Übergang von Zustand I zum gerissenen Zustand genau zu definieren, weil die hier maßgebende Zugfestigkeit großen Streuungen unterworfen und von vielen schwer abzuschätzenden Einflüssen abhängig ist. Daher erscheint es angemessener, einen vereinfachten Rechenansatz zu entwickeln, der ebenfalls von den Bauteilverformungen auf die Spannliedlänge zurückschließt.

Tragglieder mit verbundloser Bewehrung neigen im Vergleich zu Bauteilen mit im Verbund liegender Längsbewehrung im Bruchzustand stärker zur Bildung von Rotationsgelenken. Dies ist in erster Linie auf das andersartige Rißverhalten zurückzuführen. Während Bauteile mit Verbundbewehrung im Bruchzustand meist ein breitangelegtes Rißbild mit engen Rißabständen zeigen, bilden sich bei Traggliedern, die ausschließlich mit Spannliedern ohne Verbund bewehrt sind, meist nur wenige Risse, die auf den Bereich der max. Momentenbeanspruchung konzentriert sind. Das hier beschriebene Rißverhalten wird im übrigen durch den im Bild 6.7 dargestellten Spannungsverlauf der Betonstahllängsbewehrung eines Versuchsbalkens mit Vorspannung ohne Verbund bestätigt. Die Folge einer solchen abschnittswisen konzentrierten Rißbildung ist eine starke Gelenkrotation, während gleichzeitig die ungerissenen Tragwerksabschnitte vergleichsweise geringe Anteile zur Gesamtverformung liefern. Für die Spannkraftzunahme kann hieraus geschlossen werden, daß für die Langung des verbundlosen Spannliedes infolge äußerer Momentenbeanspruchung im wesentlichen nur die "Gelenkzonen" von Bedeutung sind und die Verformungen der übrigen ungerissenen Tragwerksbereiche weitgehend vernachlässigt werden können. Die Höhe der Spannkraftzunahme ist somit weitgehend allein von der Länge der "Gelenkzonen" und von der Rotationsfähigkeit der Gelenkzonen abhängig.

Führt man diese Überlegung in Gl. (4.26) ein, so ergibt sich mit einer bereichsweisen konstanten Krümmung $\bar{\kappa}$ und der Gelenklänge l_G (vergl. Bild 4.5) die Spanngliedlänge Δl_v zu

$$\Delta l_v = \int^l \kappa(x)(1-k_x)h_v dx = \bar{\kappa}(1-k_x)h_v \cdot l_G \quad (4.28)$$

Der zugehörige Spannungszuwachs des verbundlosen Spanngliedes kann dann mit der Länge L zwischen den Verankerungen zu

$$\Delta \sigma_v = \frac{\Delta l}{L} \cdot E_v = \frac{E_v}{L} \bar{\kappa}(1-k_x)h_v \cdot l_G \quad (4.29a)$$

bestimmt werden.

Für die Berechnung des Spannungszuwachses sind die Gelenklänge l_G und die bezogene Krümmung $\bar{\kappa} \cdot (1-k_x) \cdot h_v$ zu definieren. Von welchen Einflüssen diese beiden Größen abhängig sind, soll durch eine systematische Auswertung von Versuchen, die zur experimentellen Bestimmung des Spannungszuwachses ausgeführt wurden, erfolgen. Es ist zu erwarten, daß die Gelenklänge hauptsächlich von der Form des Momentenverlaufs und der Lasteinleitungsbreite bestimmt wird. Hier ist in erster Linie zu untersuchen, wie sich die Anordnung der Lasten - Einzellast oder mehrere verteilte Lasten - auf die Gelenklänge auswirkt. Die wesentlichen Einflußgrößen auf die bezogene Krümmung werden der Vorspanngrad, die Betongüte, der Längsbewehrungsgrad und die Querschnittsform sein.

Ausgangspunkt der Parameterstudie sind die Forschungsergebnisse auf dem Gebiet der Rotationsfähigkeit von Traggliedern mit im Verbund liegender Bewehrung. Die hier gewonnenen Erkenntnisse können zwar nicht pauschal auf die Vorspannung ohne Verbund übertragen werden, jedoch lassen sich hiermit einzelne Tendenzen oder Einflüsse abschätzen. Zur Rotationsfähigkeit von Traggliedern mit im Verbund liegender Längsbewehrung sind in der Vergangenheit ausführliche Untersuchungen durchgeführt worden. Die wesentlichen Ergebnisse lassen sich folgendermaßen zusammenfassen:

- Abhängigkeit von der Form der Momentenlinie:

Unter konstanter Momentenbeanspruchung entwickelt sich ein vergleichsweise breiter Bereich mit plastischen Verformungen (große Gelenklänge), während bei stark veränderlichem Momentenverlauf nur in den Momentenspitzen starke Gelenkrotationen auftreten /30/.

- Bewehrungsgrad:

Schwach bewehrte Querschnitte besitzen im Vergleich zu hochbewehrten Querschnitten eine deutlich höhere Rotationsfähigkeit, die auf den geringeren Ausnutzungsgrad der Betondruckzone zurückzuführen ist. Da ein schwachbewehrter Querschnitt nur eine vergleichsweise kleine Druckzone zur Aufnahme der Biegedruckkraft benötigt, wird einerseits ein weites Aufreißen des Querschnitts (hohe Nulllinienlage) ermöglicht und andererseits können am oberen Druckrand größere Bereiche der Druckzone plastiziert werden, ohne daß die Tragfähigkeit der Biegedruckzone gefährdet ist.

- Einfluß einer Längsdruckkraft:

Wirken neben den Biegemomenten gleichzeitig Längsdruckkräfte wie z. B. eine Vorspannungskraft, so wird die Rotationsfähigkeit deutlich vermindert. Längsdruckkräfte bewirken eine Vergrößerung der Biegedruckzone bei gleichzeitig kleineren Dehnungen auf der Zugseite.

- Betongüte:

Mit steigender Betongüte nimmt die Rotationsfähigkeit zu. Allerdings wird die höhere Rotationsfähigkeit durch geringere Ausnutzung der Betondruckzone zum Teil durch das sprödere Materialverhalten bei hohen Betongüten ausgeglichen.

- Querbewehrung in der Betondruckzone:

Eine erhebliche Steigerung der möglichen Krümmungen läßt sich durch eine Umschnürung der Biegedruckzone mit einer Wendelbewehrung erzielen. Obwohl die Verformbarkeit der Biegedruckzone auf ein mehrfaches gesteigert werden kann /30/, ist diese Art der Bewehrungsführung aus wirtschaftli-

chen Gründen im Zusammenhang mit der Vorspannung ohne Verbund baupraktisch von untergeordneter Bedeutung. Eine derartige Bewehrung wird nur in Sonderfällen bei der gezielten Ausbildung von Gelenkpunkten zur Anwendung kommen.

4.3.2 Einflußgrößen auf die Spannkraftzunahme

Aus den Ausführungen der vorangegangenen Abschnitte ist deutlich geworden, daß die Rotationsfähigkeit bzw. der Spannungszuwachs in erster Linie von folgenden Einflußgrößen bestimmt wird:

- Verteilung und Anordnung der Lasten über die Balkenlänge
- Spannbewehrungsgrad μ_v
- Betongüte
- Betonstahlbewehrungsgrad μ_s
- Querschnittsform

Die Einflußgrößen auf die Rotationsfähigkeit und die hieraus resultierende Spannkraftzunahme der verbundlosen Spannglieder werden über eine systematische statistische Auswertung (Regressionsanalyse) von Versuchsergebnissen bestimmt. Hierzu wird der Lösungsansatz nach Gl. (4.29a) in einen Produktansatz überführt:

$$\Delta\sigma_v = \frac{E_y}{L} \cdot \underbrace{k_b \cdot k_v \cdot k_s \cdot k_f}_{\approx \bar{\chi} (1 - k_x)} \cdot l_G \quad (4.29b)$$

Hierin bedeuten:

k_b	Beiwert für die Betondruckfestigkeit β_p
k_v	Beiwert für den Spannbewehrungsgrad μ_v
k_s	Beiwert für den Betonstahlbewehrungsgrad μ_s
k_f	Beiwert für die Querschnittsform
l_G	wirksame Gelenklänge in m
L	Spanngliedlänge in m

Die Abhängigkeit des Krümmungsverhaltens von bestimmten Parametern ließe sich anhand von systematischen Versuchsserien, bei denen der untersuchte Parameter unter Beibehaltung aller übrigen Merkmale variiert wird, optimal bestimmen. Allerdings wäre hierzu eine Vielzahl von Versuchsserien erforderlich, die bis zum heutigen Zeitpunkt nicht vorliegen. Da systematische Versuchsserien fehlen, müssen bei der Regressionsanalyse zur Gewinnung von Teilabhängigkeiten bestimmte Annahmen getroffen werden, deren Richtigkeit nachfolgend durch indirekte Vergleiche überprüft wird. Da bei der Entwicklung von empirischen Zusammenhängen die einzelnen Phasen der Approximation von untergeordneter Bedeutung sind und es auf die Güte der erzielten Endergebnisse ankommt, werden hier nur die wichtigsten Entwicklungsstadien erläutert.

Nach Kenntnis des Verfassers wurden bis heute ca. 200 Versuche zur Bestimmung des Spannungszuwachses bei der Vorspannung ohne Verbund durchgeführt. Hiervon werden 152 Versuche in die statistische Auswertung mit einbezogen, da von den restlichen Versuchen nur unvollständige Versuchsdaten vorliegen.

Einflußgrößen		Minimalwert	Maximalwert
Betongüte	β_{WS} [N/mm ²]	12,5	75,0
Längsbewehrungsprozentsätze	μ_s [%]	0,0	1,0
	μ_v [%]	0,06	1,80
Zentrische Vorspannung	σ_N [N/mm ²]	1,0	6,2
Schlankheit	l/h [-]	8,8	42,0

Tabelle 4.1: Extremwerte wichtiger Einflußgrößen bei den ausgewählten Versuchen

Der größte Teil der Versuchskörper waren Einfeld-Balken (n = 92) und einfeldrige Plattenstreifen (n = 38). Neben 22 Versuchen an Kragträgern liegen nur insgesamt sieben auswertbare Versuche an Durchlaufträgern vor. Die genauen Da-

ten aller Versuchsbalken sind im Anhang zusammengestellt. In Tabelle 4.1 sind die Größt- und Kleinstwerte einer Reihe wichtiger Einflußgrößen der Versuchskörper wiedergegeben.

4.3.2.1 Anordnung und Verteilung der Belastung (Beiwert l_G/l)

Durch die Anordnung und Verteilung der Lasten wird über das sich einstellende Rißbild die Spannkraftzunahme direkt beeinflusst. Besteht die Belastung nur aus einer Einzellast, bildet sich entsprechend dem steilen Momentengradienten meist nur im unmittelbaren Lasteinleitungsbereich ein einzelner Biegeriß. Bei mehreren Lasten oder unter Strecklasten nimmt die Länge der gerissenen Zugzone deutlich zu. Analog zum Rißbild entwickelt sich auch die Spannkraftzunahme des verbundlosen Spanngliedes, so daß aus der Verteilung der Lasten über die Balkenlänge direkt auf die Höhe des Spannkraftzuwachses geschlossen werden kann. Allerdings ist zu berücksichtigen, daß sich je nach Lastanordnung in den Gelenkpunkten unterschiedlich starke Querschnittsrotationen einstellen. Während sich unter einer Einzellast ein verhältnismäßig kurzes Gelenk mit hoher Rotation ausbildet, sind bei großer Gelenklänge die zu erwartenden Querschnittsrotationen deutlich kleiner, wobei allerdings die Gesamtverformung größer ist als bei einem kurzen Gelenk. Da in dem gewählten Ansatz für die Rotationsfähigkeit der Einfluß der Gelenklänge auf die Größe der Rotation nicht berücksichtigt wird, muß dieser Einfluß über die Gelenklänge erfaßt werden; d.h. bei extrem kurzen Gelenken, wie z.B. unter einer Einzellast ist eine größere Gelenklänge anzusetzen als die tatsächliche Länge der gerissenen Zugzone bzw. bei einer konstanten Streckenlast über die gesamte Stützweite eine geringere Gelenklänge als die Stützweite.

Um den Zusammenhang zwischen der Gelenklänge l_G und der Anordnung der Lasten zu verdeutlichen, ist in Bild 4.6 die auf die Stützweite bezogene Gelenklänge l_G/l in Abhängigkeit des Quotienten l_B/l aufgetragen. Die bezogene Gelenklänge

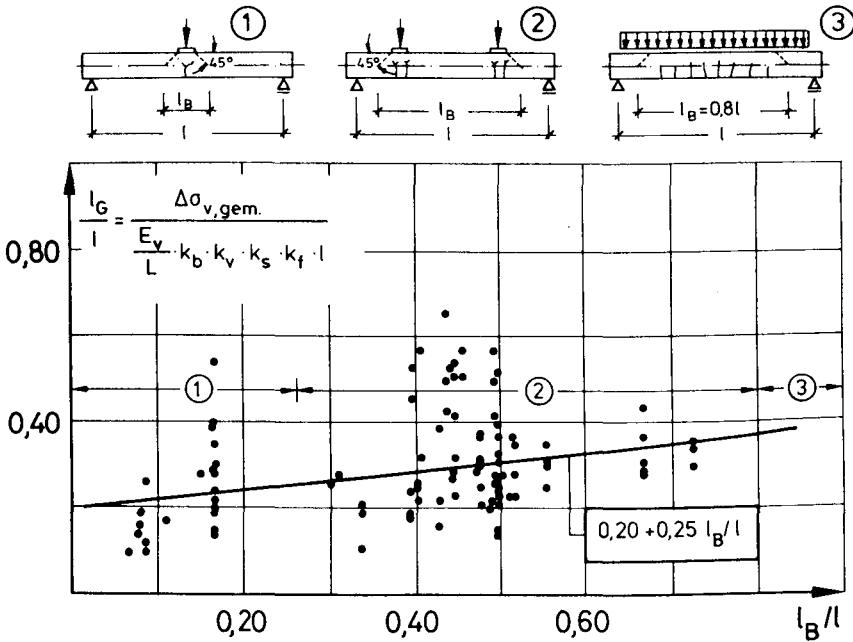


Bild 4.6: Einfluß der Lastanordnung auf die Gelenklänge

l_G/l wird dabei aus dem im Versuch gemessenen Spannungszuwachs $\Delta\sigma_{v,gem}$ und den Beiwerten k_b , k_v , k_s und k_f ermittelt, die die übrigen Einflußgrößen auf den Spannungszuwachs zusammenfassen. Mit l_B wird der Abstand der Lastpunkte bezeichnet.

Nach Bild 4.6 läßt sich die Gelenklänge in Abhängigkeit von der Verteilung der Lasten mit dem Ansatz

$$\frac{l_G}{l} = 0,2 + 0,25 \frac{l_B}{l} \quad (4.30)$$

beschreiben.

4.3.2.2 Betonfestigkeit und Spannbewehrungsgrad (k_b, k_v)

Aus den grundsätzlichen Überlegungen zur Rotationsfähigkeit ist deutlich geworden, daß der Spannungszuwachs im wesentlichen vom Spannbewehrungsgrad und der Betongüte abhängig ist. Mit abnehmendem Spannbewehrungsgrad μ_v und steigender Betondruckfestigkeit β_p nimmt die Rotationsfähigkeit zu; d.h. die Spannkraftzunahme muß sich abhängig vom Verhältnis β_p/μ_v entwickeln. Um diese Abhängigkeit zu überprüfen, ist in das Produkt der Beiwerte $k_b \cdot k_v$, die den Einfluß der Betondruckfestigkeit und des Spannbewehrungsgehalts wiedergeben, über das Verhältnis β_p/μ_v aufgetragen. Es ist deutlich zu erkennen, daß die Größe $k_b \cdot k_v$ mit dem Verhältnis β_p/μ_v annähernd linear ansteigt. Für große Werte β_p/μ_v ist keine eindeutige Zunahme mehr festzustellen, so daß eine obere Grenze definiert werden kann. Der Zusammenhang zwischen den gesuchten Beiwerten $k_b \cdot k_v$ und dem Verhältniswert β_p/μ_v kann mit einem bilinearen Ansatz

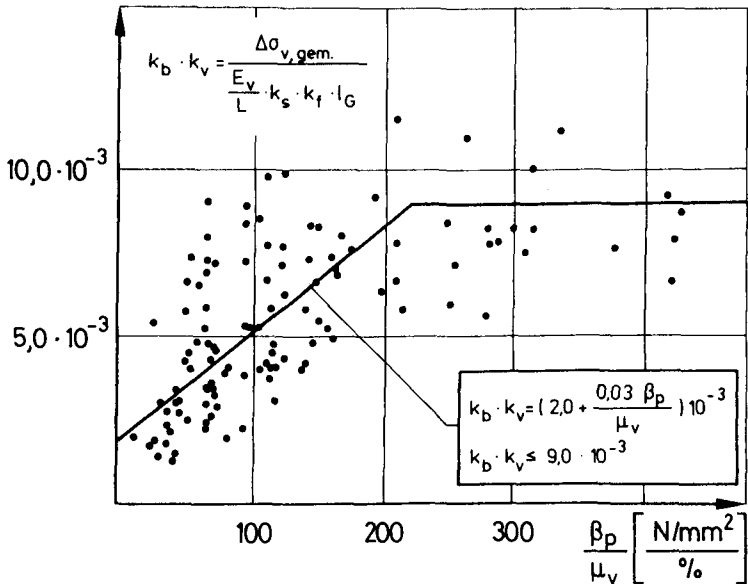


Bild 4.7: Zusammenhang zwischen den Beiwerten $k_v \cdot k_b$ und dem Verhältnis β_p/μ_v

$$k_b \cdot k_v = \left(2,0 + \frac{0,03 \beta_p}{\mu_v} \right) 10^{-3}$$
$$k_b \cdot k_v \leq 9,0 \cdot 10^{-3} \quad (4.31)$$

erfaßt werden. Der Quotient $0,03 \beta_p / \mu_v$ wird auf den Wert 7,0 begrenzt, da der Spannungszuwachs sonst für hohe Betonfestigkeiten und geringe Spannbewehrungsgrade ins Unendliche ansteigen würde.

4.3.2.3 Betonstahlbewehrungsgrad (Beiwert k_s)

Zum Einfluß der Betonstahlbewehrung auf den Spannungszuwachs existieren zur Zeit noch unterschiedliche Auffassungen. Einerseits wird in der Literatur häufig die Ansicht vertreten, eine zusätzliche Betonstahlbewehrung vergrößert den Spannungszuwachs /16,114/, andererseits wird in den gebräuchlichen Rechenansätzen zur Bestimmung der Bruchspannung der Einfluß der Betonstahlbewehrung entweder vernachlässigt /28,99,102/ oder die Betonstahlbewehrung führt wie z.B. bei den Rechenansätzen, die den Spannungszuwachs über die Höhe der Druckzone ermitteln, sogar zu einer Verminderung des Spannungszuwachses /7,24,108/.

Aus den bisher durchgeführten Versuchen läßt sich kein eindeutiger Einfluß der Betonstahlbewehrung feststellen, zumal auch nur wenige Versuche vorliegen, bei denen als einziger Versuchsparameter die Betonstahlbewehrung variiert wurde. In Tabelle 4.2 sind die Versuchsdaten einiger Versuche, bei denen der Betonstahlbewehrungsgrad der Hauptversuchsparameter war, gegenübergestellt: Während bei den Versuchskörpern von Trost /114/ die Betonstahlbewehrung die Spannkraftzunahme im Bruchzustand erhöht, ist bei den Versuchen von Iványi/Buschmeyer /46,47/ und Warwaruk et al. /119/ zum Teil die umgekehrte Tendenz festzustellen. Die Betonstahlbewehrung scheint zwei unterschiedliche Einflüsse auf den Spannungszuwachs auszuüben, die wohl getrennt betrachtet werden

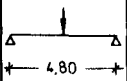

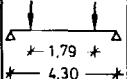
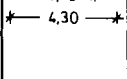
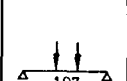
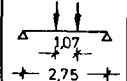
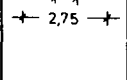

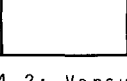
Autor	Versuchskörper	Bez.	Querschnittsabmessungen				Beton	Vorspannung	
			b (m)	d (m)	A _V [cm ²]	A _S [cm ²]	β _p [MN/m ²]	N _{VO} [kN]	N _{VU} [kN]
Trost Cordes Weller		VK 4	0,20	0,40	2,78	0,0	52,2	276	344
		VK 5	0,20	0,40	2,78	0,56	40,8	278	435
Iványi Buschmeyer		PS 9	0,51	0,24	2,00	3,52	54,0	122	287
		PS11	0,51	0,24	2,00	1,13	45,0	123	198
		PS15	0,51	0,24	2,00	0,00	36,5	123	264
Warwaruk Sozen Siess		OU 34087	0,15	0,30	0,96	0,00	25,5	80	117
		OS 33092	0,15	0,30	0,96	1,42	24,4	82	110
		OU34033	0,15	0,30	0,55	0,00	36,8	46	77
		OS34042	0,15	0,30	0,59	1,42	32,3	48	68

Tabelle 4.2: Versuchsdaten von Versuchsserien, bei denen nur der Parameter A_S variiert wurde.

müssen.

Die Querschnittsanalyse eines einzelnen Querschnitts zeigt einerseits, daß die Anordnung einer zusätzlichen Betonstahlbewehrung aufgrund des höheren Gesamtbewehrungsgrades eine Verringerung der Rotationsfähigkeit bedeutet, weil die Biegedruckzone höher ausgenutzt wird. Hieraus folgt eine Abnahme des Spannungszuwachses.

Andererseits bewirkt die Betonstahlbewehrung eine bessere Verteilung der Risse, so daß klaffende Einzelrisse vermieden werden, die ein vorzeitiges Versagen durch Einschnüren der Druckzone auslösen.

Diese beiden Auswirkungen der Betonstahlbewehrung sind weiterhin in Verbindung mit der Anordnung der Belastung zu sehen. Bei mehreren Einzellasten oder gleichmäßig verteilten Lasten ist von vorneherein infolge des völligeren Momenten-

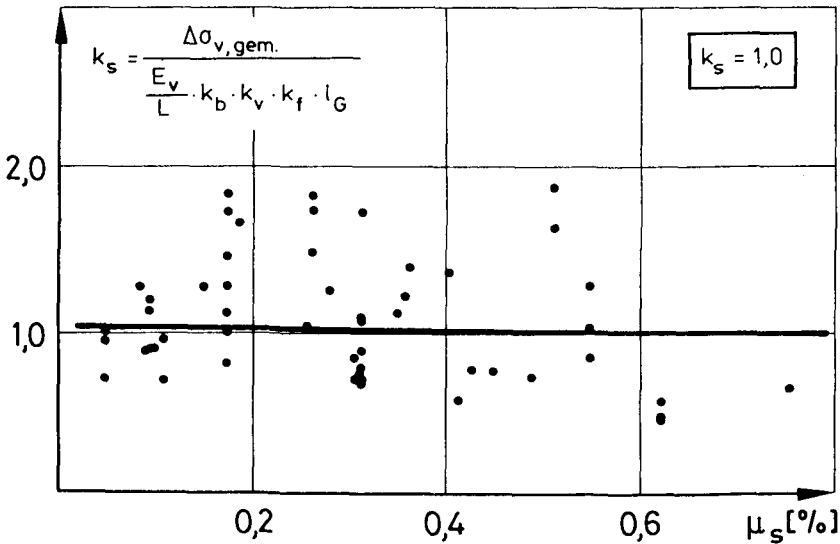


Bild 4.8: Einfluß des Betonstahlbewehrungsgehalt μ_s auf den Beiwert k_s

bildes mit einer besseren Rißverteilung als bei Belastung mit einer Einzellast zu rechnen. Hier wird der zu erwartende Spannungszuwachs durch die zusätzliche Betonstahlbewehrung vermutlich nicht vergrößert. Dagegen wirkt sich für Tragwerke, die mit einer Einzellast belastet werden, eine zusätzliche Betonstahlbewehrung für die Entwicklung der Spannkraftzunahme günstig aus, da die Bildung eines klaffenden Einzelrisses vermieden wird.

Zur Überprüfung des Einflusses der Betonstahlbewehrung auf den Spannungszuwachs ist in Bild 4.8 der Beiwert k_s über dem Betonstahlbewehrungsgrad μ_s aufgetragen. Die mit Hilfe der linearen Regression gefundene ausgleichende Gerade verläuft annähernd horizontal, d.h. der Betonstahlbewehrungsgehalt hat nur geringen Einfluß. Es ist zu vermuten, daß sich die geschilderten gegensätzlichen Einflüsse der Betonstahlbewehrung auf den Spannungszuwachs weitgehend ausgleichen: Der günstigeren Rißverteilung steht die geringere Rotationsfähigkeit infolge höherer Ausnutzung des Querschnitts entgegen. Mit Rücksicht auf die Streuung der Versuchsdaten ist

hier kein eindeutiger Einfluß der im Verbund liegenden Längsbewehrung festzustellen. Solange der Einfluß der Betonstahlbewehrung anhand von systematischen Versuchen nicht hinreichend geklärt ist, wird die Betonstahlbewehrung im Rechenansatz nicht berücksichtigt ($k_s=1,0$).

4.3.2.4 Querschnittsform (Beiwert k_s)

Auf Grund der Überlegungen zur Rotationsfähigkeit ist zu erwarten, daß sich bei Tragwerken mit Plattenbalkenquerschnitt im Vergleich zu Bauteilen mit Rechteckquerschnitt eine höhere Spannkraftzunahme einstellt. Dies wird durch den Lösungsansatz nach Gl. (4.29) in der Tendenz bestätigt: Da ein Plattenbalkenquerschnitt zur Aufnahme der Biegedruckkraft eine geringere Druckzonenhöhe (kleines k_x) benötigt, sind die Verformungen in Höhe des Spanngliedes ($\bar{\kappa}(1-k_x)h_v$) im Vergleich zu einem Rechteckquerschnitt größer. Um den Einfluß der Querschnittsform auf die Spannkraftzunahme zu überprüfen, ist in Bild 4.9 der Beiwert k_f über das Verhältnis mitwirkende Plattenbreite zu Stegdicke aufgetragen. Hiernach steigt der Beiwert k_f mit dem Verhältnis b/b_0 deutlich an.

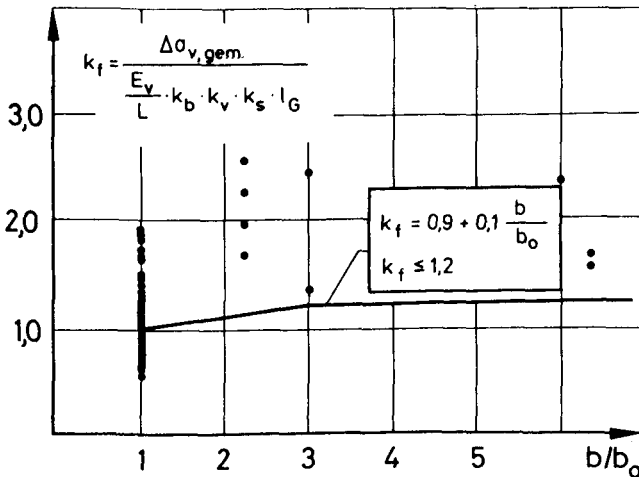


Bild 4.9: Einfluß der Querschnittsform

Entsprechend Bild 4.9 wird der Einfluß der Querschnittsform auf den Spannungszuwachs mit dem bilinearen Ansatz

$$\begin{aligned} k_f &= 0,9 + 0,1 \frac{b}{b_0} \\ k_f &\leq 1,2 \end{aligned} \quad (4.32)$$

zur sicheren Seite hin abgeschätzt, solange dieser Einflußparameter nicht durch weitere experimentelle oder theoretische Untersuchungen genauer bestimmt ist.

4.3.3 Zusammenfassung zu einem Rechenansatz

Auf Grundlage der in den vorangegangenen Abschnitten gefundenen Zusammenhänge kann folgender Ansatz zur Ermittlung des Spannungszuwachses für Spannglieder ohne Verbund angegeben werden:

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_v &= \frac{E_v}{L} \left(2,0 + \frac{0,03 \beta_p}{\mu_v} \right) 10^{-3} l_G \cdot k_f \\ \text{mit: } \frac{0,03 \beta_p}{\mu_v} &\leq 7,0 \end{aligned} \quad (4.33)$$

Hierin bedeuten:

l_G wirksame Gelenklänge

$$l_G = \left(0,2 + 0,25 \frac{l_B}{l} \right) l$$

k_f Beiwert für die Querschnittsform

$$k_f = 0,9 + 0,1 \frac{b}{b_0}; k_f \leq 1,2$$

β_p Betonprismendruckfestigkeit in N/mm²

μ_v Spannbewehrungsgrad in Prozent

l Stützweite

L Spanngliedlänge zwischen den Verankerungen

l_B Abstand der Lasten einschließlich einer Lastausbreitung unter 45° (vergl. Bild 4.6).

4.3.4 Überprüfung durch Versuchsergebnisse

Die Brauchbarkeit des gewonnenen Rechenansatzes zur Bestimmung des Spannungszuwachses wird durch Vergleich mit Versuchsergebnissen nachgewiesen. Um zu überprüfen, ob die einzelnen Parameter durch den gewählten Rechenansatz richtig erfaßt werden, ist das Verhältnis aus gemessener und rechnerischer Spanngliedspannung im Bruchzustand über die verschiedenen Parameter aufgetragen (vgl. Bilder 4.10 bis 4.14). Die Steigung der mit Hilfe der linearen Regression gewonnenen ausgleichenden Gerade ist ein Maß für die Güte des gewonnenen Zusammenhanges zwischen Spannungszuwachs und jeweiligem Parameter. Die Bilder 4.10 bis 4.14 zeigen, daß die ausgleichenden Regressionsgeraden für die Parameter Betongüte β_p , Spannbewehrungsgrad μ_v , Betonstahlbewehrungsgrad μ_s , Querschnittsform und die Einflußgröße Lastanordnung nahezu horizontal verlaufen, d.h. die Einflüsse der einzelnen Parameter werden durch den Lösungsansatz nach Gl. (4.33) weitgehend richtig abgeschätzt.

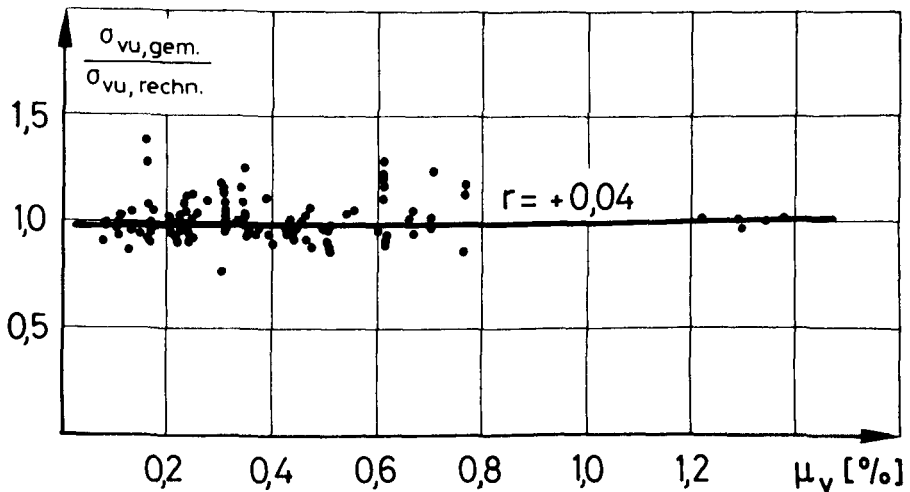


Bild 4.10: Verhältnis $\sigma_{vu,gem.}/\sigma_{vu,rechn.}$ in Abhängigkeit vom Spannstahlbewehrungsgehalt μ_v

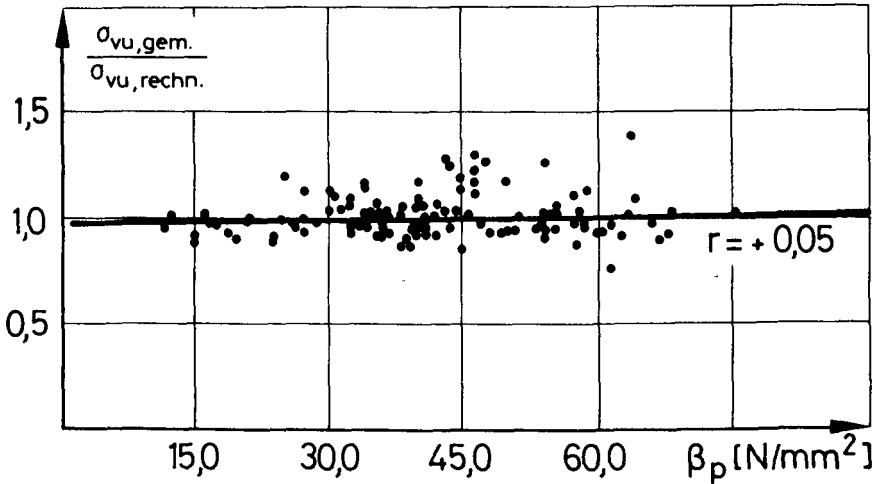


Bild 4.11: Verhältnis $\sigma_{vu,gem.}/\sigma_{vu,rechn.}$ in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit β_p

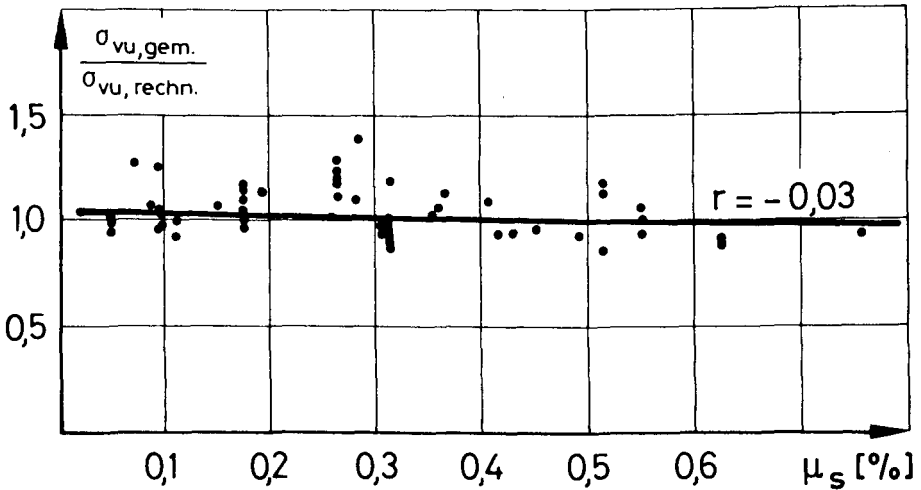


Bild 4.12: Verhältnis $\sigma_{vu,gem.}/\sigma_{vu,rechn.}$ in Abhängigkeit vom Betonstahlbewehrungsgrad μ_s

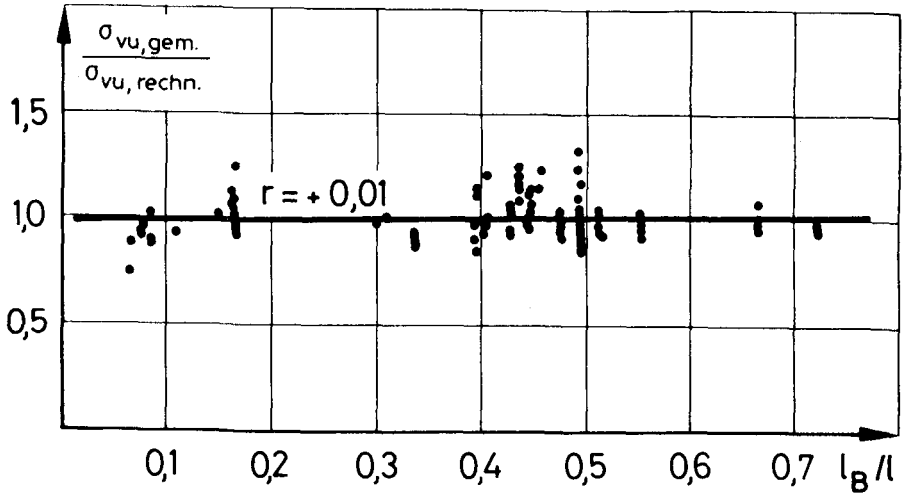


Bild 4.13: Verhältnis $\sigma_{vu, gem.}/\sigma_{vu, rechn.}$ in Abhängigkeit vom Verhältnis l_B/l

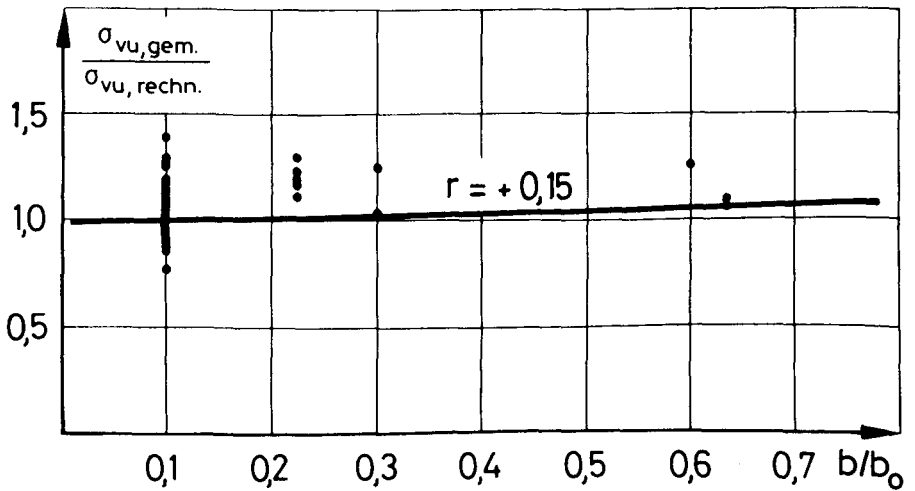


Bild 4.14: Verhältnis $\sigma_{vu, gem.}/\sigma_{vu, rechn.}$ in Abhängigkeit vom Verhältnis b/b_0

4.3.5 Vergleich mit anderen Rechenansätzen

Die Leistungsfähigkeit des gewonnenen Ansatzes zur Bestimmung des Spannungszuwachses zeigt sich im Vergleich mit anderen Rechenansätzen. Hierzu werden die Mittelwerte der Quotienten aus gemessener und rechnerischer Spanngliedspannung im Bruchzustand von 130 Versuchen an Einfeldträgern verglichen. Es handelt sich dabei um dieselben Versuche, die bei der systematischen Untersuchung der Einflußgrößen auf den Spannungszuwachs verwendet wurden. Die für die Nachrechnung zur Verfügung stehenden Versuchsdaten werden in die Gruppen

Balken	- 92 Versuche -
Plattenstreifen (b/d > 2,0)	- 38 Versuche -

eingeteilt, um auch Rechenansätze überprüfen zu können, die speziell für Balken oder Plattenstreifen entwickelt worden sind. Die Formeln der in diesem Vergleich berücksichtigten Rechenansätze sind im Anhang A1 zusammengestellt.

In den Bildern 4.15 bis 4.17 sind die Ergebnisse der Gegenüberstellung von gemessener und rechnerischer Spannstahlspannung für die verschiedenen Berechnungsverfahren angegeben. Die Verhältnismerte q aus gemessener und rechnerischer Spanngliedbruchspannung sind für alle Versuche statistisch ausgewertet. Für sicherheitstheoretische Überlegungen ist vor allem der Variationskoeffizient der Verhältnismerte q von Interesse: Je kleiner der Variationskoeffizient der Verhältnismerte q ist, um so geringer ist die statistische Unsicherheit bei der Berechnung der Spanngliedspannung im Bruchzustand.

Der Vergleich der Rechenansätze für Balken (Bild 4.15) zeigt, daß der vom Verfasser entwickelte Rechenansatz nach Gl. (4.33) die beste Übereinstimmung ($\bar{x} = 1,0$) bei gleichzeitig geringstem Variationskoeffizienten ($v = 9,6\%$) liefert. Der Ansatz von Mattock/Yamazaki/Kattula /82/ und die

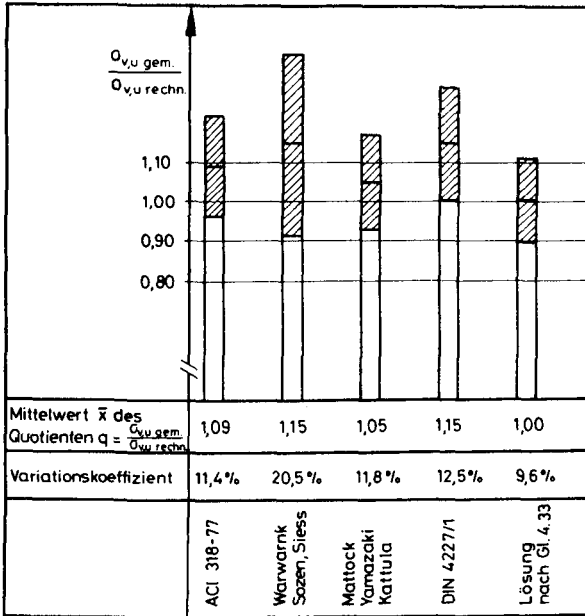


Bild 4.15: Vergleich der Mittelwerte des Quotienten aus gemessener und rechnerischer Spanngliedbruchspannung von 92 Versuchen an einfeldrigen Balken

hieraus abgeleitete Gleichung des ACI-Code /1/ erzielen ebenfalls noch brauchbare Übereinstimmung zwischen gemessenen und rechnerischen Werten. Allerdings macht sich hier schon bemerkbar, daß zwei wichtige Einflußgrößen nämlich Lastanordnung und Spanngliedlänge nicht berücksichtigt werden. Nach DIN 4227/1 wird der Spannungszuwachs deutlich zur sicheren Seite hin abgeschätzt.

Die Auswertung der Versuchsergebnisse von 38 Plattenstreifen (Bild 4.16) zeigt die gleiche Tendenz, wie bei den Balkenversuchen beschrieben. Mit dem eigenen Lösungsansatz nach Gl. (4.33) kann die Spanngliedspannung im Bruchzustand am besten vorausgesagt werden. Die speziell für plattenartige Bauteile entwickelten Verfahren nach DIN 4227/6 /28/ SIA 162 /103/ und Thomas /111/ sind in ihrer Güte annähernd gleich.

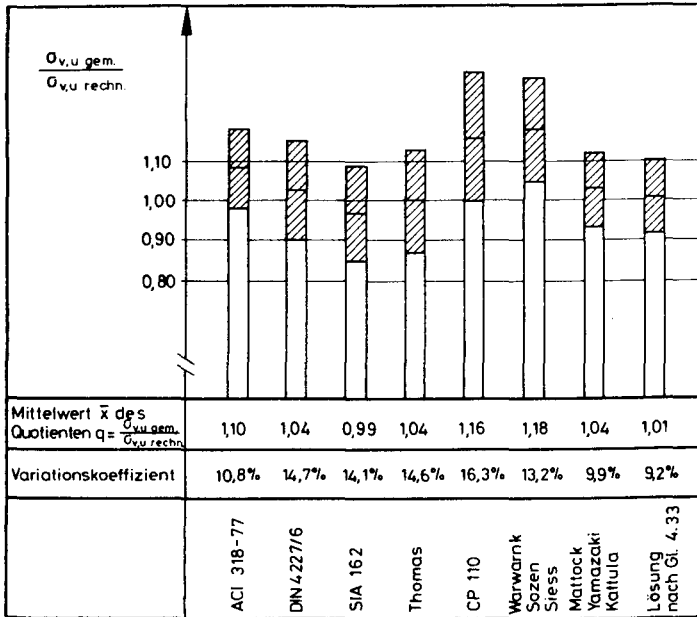


Bild 4.16: Vergleich der Mittelwerte des Quotienten aus gemessener und rechnerischer Spanngliedbruchspannung von 38 Versuchen an Plattenstreifen

Der Variationskoeffizient für DIN 4227/6 ist jedoch schon deutlich höher als bei dem vom Verfasser entwickelten Rechenansatz, d.h. die statistische Unsicherheit bei der Berechnung der Spannkraftzunahme nach DIN ist größer.

Um die Brauchbarkeit der Gl. (4.33) gegenüber strengen Lösungen nach der Integrationsmethode zu beurteilen, werden mit Gl. (4.33) 52 Versuche nachgerechnet, die Trost/Cordes/Weller in /114/ mit ihrem Ansatz überprüft haben. Der Lösungsansatz nach /114/ wurde ausgewählt, da er von den Verfahren nach der Integrationsmethode am weitesten entwickelt ist. Die Gegenüberstellung der beiden Rechenansätze in Bild 4.17 zeigt, daß der Ansatz nach Trost/Cordes/Weller die Spanngliedbruchspannung zwar im Mittel ebenfalls gut voraussagt, jedoch einen erheblich größeren Variationskoeffizien-

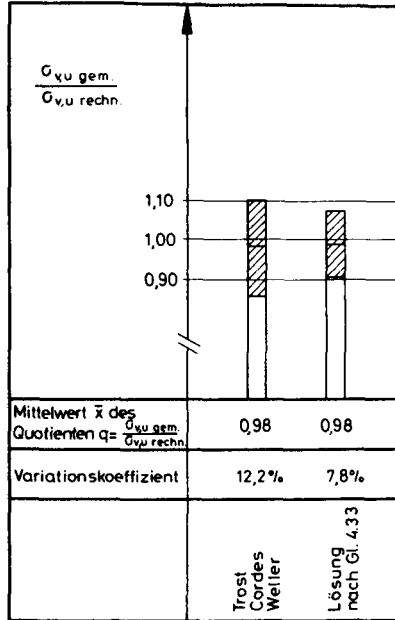


Bild 4.17: Vergleich des Lösungsansatzes nach Gl. (4.33) mit dem Ansatz nach Trost/Cordes/Weller /114/ anhand von 52 in /114/ nachgerechneten Versuchen

ten aufweist. Durch Bild 4.17 wird verdeutlicht, daß der hohe Rechenaufwand der genauen Lösungen nach der Integrationsmethode beim derzeitigen Kenntnisstand zum Riß- und Verformungsverhalten von bewehrtem Beton nicht durch die Genauigkeit der erzielten Ergebnisse gerechtfertigt werden kann. Dagegen ermöglichen Näherungsansätze wie z.B. Gl. (4.33) eine einfache und verhältnismäßig sichere Bestimmung des Spannungszuwachses im Bruchzustand.

4.4 Spannkraftzunahme bei Durchlaufträgern

4.4.1 Entwicklung eines Rechenansatzes

Die überwiegende Zahl der Spannbetonkonstruktionen in Ortbe-
ton werden als statisch unbestimmte Tragwerke - meist als
Durchlaufträger - ausgeführt. Werden bei einem mehrfeldri-
gen Balken mit Vorspannung ohne Verbund nur einzelne Felder
belastet, so ist der hierdurch hervorgerufene Spannungszu-
wachs geringer als bei Belastung aller Felder, da sich die
Spannliedlängung über die gesamte Spannliedlänge ausglei-
chen kann. Für die Biegebemessung sind jedoch meist diese
Lastfälle mit Belastung einzelner Felder maßgebend, da sich
hier die größten Bemessungsschnittgrößen ergeben.

Obwohl die Frage nach dem Spannungszuwachs bei Durchlaufträ-
gern für baupraktische Zwecke von besonderem Interesse ist,
sind nur wenige experimentelle und theoretische Untersuchun-
gen zur Spannkraftzunahme von Durchlaufträgern ausgeführt
worden /25,82,114/. Zur rechnerischen Bestimmung des Span-
nungszuwachses bei Durchlaufträgern existieren nur einige
Näherungsansätze: Nach DIN 4227/1 /27/ ist, sofern kein ge-
nauerer Nachweis geführt wird, für mehrfeldrige Balken kein
Spannungszuwachs anzusetzen. Die im Abschn. 4.2.1 beschrie-
benen Näherungsansätze nach DIN 4227/6 /28/, SIA 162 /103/
und Copier /24/ dürfen streng genommen nur bei Platten und
Balken mit geringerer Bauhöhe angewendet werden. Da für
mehrfeldrige Balkentragwerke bisher noch kein entsprechendes
Berechnungsverfahren existiert, wird im folgenden der für
statisch bestimmte Einfeldträger abgeleitete Rechenansatz
nach Gl. (4.33) so erweitert, daß er auch für statisch unbe-
stimmte Tragwerke verwendet werden kann.

Im vorab entwickelten Rechenansatz für Einfeldträger wird
die Spannliedlängung vereinfachend aus der Krümmung und der
Länge der im Bruchzustand mit Biegerissen versehenen Bau-
teilbereichen (Gelenkzonen) berechnet. Die Krümmung ist ab-

hängig von der Betonfestigkeit, dem Spannbewehrungsgrad und der Querschnittsform; die Gelenklänge wird aus der Verteilung und Anordnung der Belastung bestimmt. Die Erweiterung des Lösungsansatzes auf Durchlaufträger besteht nun darin, die Zahl der möglichen Gelenkzone festzulegen und die Gelenklängen für Durchlaufträger neu zu definieren. Während sich bei einem statisch bestimmt gelagerten Einfeldträger nur in Feldmitte eine Gelenkzone ausbildet, können sich bei mehrfeldrigen Tragkonstruktionen je nach Anordnung der feldweisen Belastung mehrere Gelenke ausbilden. Bei der Berechnung der Gelenkverformungen wird näherungsweise davon ausgegangen, daß auch bei Durchlaufträgern in allen Gelenkzonen die maximal möglichen Gelenkverformungen wie bei einem Einfeldträger auftreten. In Bild 4.18 sind einige Grundfälle für die Gelenkbildung zusammengestellt:

- Für einen Einfeldträger ergibt sich die Gelenklänge nach Gl. (4.30) zu

$$l_G = (0,2 + 0,25 \frac{l_B}{l}) l_0 \quad (4.34)$$

Hierbei ist l_0 der Abstand der Momentennullpunkte und l_B die Lastverteilungslänge, die sich aus der Lastaufstandsweite bzw. dem Abstand der Lastpunkte und einer Lastausbreitung unter 45° bis zur Schwerachse des Querschnitts zusammensetzt.

- Bei Kragträgern bildet sich bei Belastung des Kragarmes nur über dem Auflager am Kragarmschnitt ein Gelenk, während die übrigen Balkenbereiche frei von Biegerissen bleiben. Entsprechend dem Momentenverlauf kann dieses System auch als umgekehrter Einfeldträger unter Einwirkung einer Einzellast angesehen werden.
- Bei Durchlaufträgern können bis zu drei Gelenke auftreten, deren Lage sich nach der Anordnung der feldweisen Belastung richtet. Für den Nachweis des Stützenquerschnitts ist der maßgebende Lastfall die Belastung der dem Stützen-

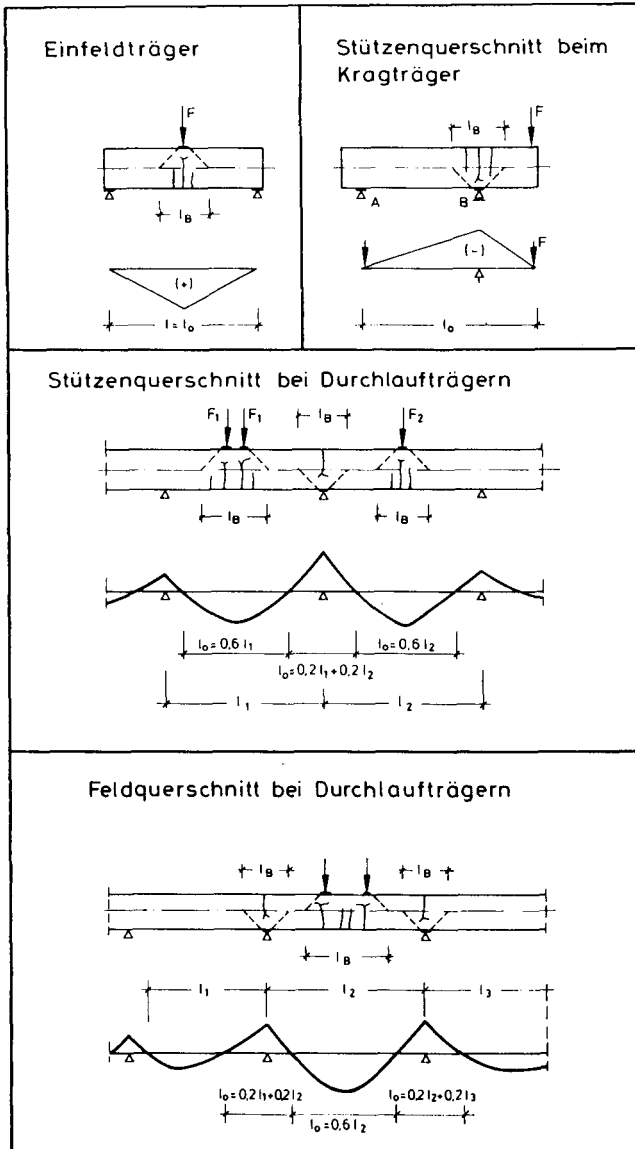


Bild 4.18: Lage der Bruchgelenke bei Einfeldträgern, Kragträgern und Durchlaufträgern

querschnitt benachbarten Felder. In diesem Fall bildet sich über der Stütze und in den Nachbarfeldern jeweils ein Gelenk. Zur Bemessung eines Feldquerschnittes wird das untersuchte Feld belastet, während die Nachbarfelder unbelastet sind. Die Gelenkpunkte liegen hier im untersuchten Feld und in den beiden benachbarten Stützenquerschnitten.

Die Spannstahlspannung im Bruchzustand ergibt sich analog zu Gl.(4.33) aus der Summe der Verformungen in den Gelenkzonen:

$$\sigma_{v,u} = \sigma_{v,v}^{(0)} + \frac{E_v}{L} \cdot \sum \left(2,0 + \frac{0,03 \beta_p}{\mu_v} \right) 10^{-3} \cdot k_f \cdot l_G$$

(4.35)

mit: $\frac{0,03 \beta_p}{\mu_v} \leq 7,0$

$$l_G = \left(0,2 + 0,25 \frac{l_B}{l_0} \right) l_0$$

$$k_f = 0,9 + 0,1 \frac{b}{b_0} ; k_f \leq 1,2$$

Die Zahl der möglichen Gelenkzonen ist auf maximal 3 Gelenke begrenzt. Es wird angenommen, daß außerhalb der Gelenkzonen keine Biegerisse auftreten. Für die Bestimmung der Momentennullpunkte können die in Bild 4.18 getroffenen Vereinfachungen angenommen werden. Die Länge L entspricht der gesamten frei verschieblichen Spannliedlänge zwischen den Verankerungen. Die Spannliedreibung wird auf der sicheren Seite liegend nicht in Ansatz gebracht, da sie bei den heute üblichen Monolitzen mit einem Reibungsbeiwert von $\mu = 0,06$ vernachlässigbar gering ist. Der Beiwert k_f , der die höhere Rotationsfähigkeit von Plattenbalken- bzw. I-Querschnitten berücksichtigt, darf bei Plattenbalken nur dann angewendet werden, wenn der Gurt in der Druckzone liegt.

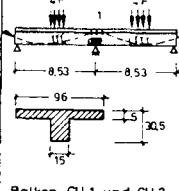
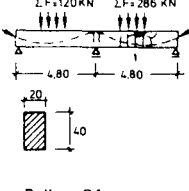
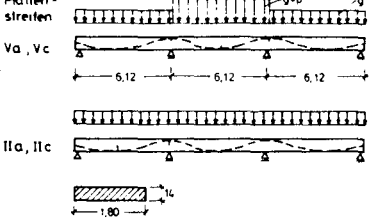
4.4.2 Überprüfung durch Versuchsergebnisse

Zur Überprüfung des Berechnungsansatzes für Durchlaufträger liegen nur insgesamt 7 Versuche vor. In Tabelle 4.3 sind die gemessenen Spanngliedspannungen und Bruchmomente den rechnerischen Werten nach DIN 4227 /27,28/, Copier /24/ und Gl. (4.35) gegenübergestellt.

Die Rechenannahme von DIN 4227/1, daß für Durchlaufträger im Bruchzustand kein Spannungszuwachs auftritt, erscheint zu vorsichtig. Zufriedenstellende Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen liefern der Rechenansatz nach Gl. (4.35) und die speziell für Platten bzw. Balken mit geringer Bauhöhe entwickelten Näherungsverfahren nach DIN 4227/6 /28/ und Copier /24/. Inwieweit diese für Tragglieder mit geringer Bauhöhe abgeleiteten Rechenansätze auch bei Bauteilen mit größerer Höhe zutreffende Ergebnisse liefern, kann anhand der vorliegenden Versuche nicht abschließend geklärt werden. Es ist aber zu vermuten, daß der Spannungszuwachs nicht, wie in DIN 4227/6 und von Copier angenommen, mit der Bauhöhe linear zunimmt, d.h. für eine größere Bauhöhe überschätzen DIN 4227/6 und Copier die Spannkraftzunahme.

Die Rißbilder der untersuchten Zweifeldträger (vergl. Tabelle 4.3) bestätigen die dem Rechenansatz der Gl. (4.35) zugrundeliegenden Überlegungen zur Ausbildung der Rotationsgelenke: Bei den Zweifeldträgern von Mattock u. a. /82/, die im Stützenquerschnitt versagten, sind deutlich die Gelenkzone über der Stütze und in den benachbarten Feldern zu erkennen. Der Zweifeldträger von Trost/Cordes/ Weller /114/, der im Feld versagte, zeigt dagegen nur im stärker belasteten Feld und über der Mittelstütze Rißbildungen, während das weniger belastete Nachbarfeld ungerissen blieb.

Da anhand der wenigen vorliegenden Versuche eine Absicherung der Rechenansätze für Durchlaufträger nur in begrenztem Umfang möglich ist, erscheint es erforderlich, weitere Versuche an Durchlaufträgern auszuführen, um auch für dieses

	 <p>Balken CU 1 und CU 2</p>		 <p>Balken B 1</p>		 <p>Plattenstreifen Va, Vc IIa, IIc</p>			
	Mattock, Yamazaki, Kattula / 82		Trost, Cordes, Weller / 113 /		CUR - Bericht Nr. 95 / 25 /			
Bezeichnung	CU 1	CU 2	B 1	II a	II c	V a	V c	
As / Av Endfeld (cm ²)	2,83 / 1,97	3,14 / 1,97	- / 2,80	- / 3,71	6,03 / 2,79	- / 3,71	6,03 / 2,78	
Stütze Mittelfeld (cm ²)	2 04 / 1,97	1,88 / 1,97	- / 2,80	- / 3,71	1,76 / 2,78	- / 3,71	1,76 / 2,78	
N _{vgem} [KN]	247	247	280	420	314	420	314	
N _{vrechn} [KN]	325	330	434	485	407	537	330	
Beton β _w [N/mm ²]	31	31	53	37	35	34	38	
Bruchquers/Bruchart	Stütze / ①	Stütze / ①	Feld / ①	Endfeld ①	Stütze / ②	Mittelfeld / ①	Stütze / ②	
DIN 4227/1	$\frac{O_{vu\ gem}}{O_{vu\ rechn}}$	1,31	1,34	1,55	1,15	1,30	1,28	1,05
	$\frac{M_u\ gem}{M_u\ rechn}$	1,27	1,34	1,59	1,12	1,87	1,15	1,57
DIN 4227/6	$\frac{O_{vu\ gem}}{O_{vu\ rechn}}$	1,07	1,09	1,10	1,09	1,16	1,22	0,94
	$\frac{M_u\ gem}{M_u\ rechn}$	1,10	1,18	1,14	1,07	1,72	1,10	1,44
Copier / 24 /	$\frac{O_{vu\ gem}}{O_{vu\ rechn}}$	1,13	1,15	0,99	0,98	1,03	1,08	0,95
	$\frac{M_u\ gem}{M_u\ rechn}$	1,16	1,22	1,04	0,98	1,58	1,00	1,46
Gl. 4.35	$\frac{O_{vu\ gem}}{O_{vu\ rechn}}$	1,01	1,03	1,25	1,02	1,06	1,10	0,87
	$\frac{M_u\ gem}{M_u\ rechn}$	1,06	1,10	1,25	1,00	1,62	1,00	1,36

- ① Betonversagen
- ② Versagen der Zulagen aus Betonstahl

Tabelle 4.3: Gemessene und rechnerische Spanngliedspannungen und Bruchmomente von Durchlaufträgern

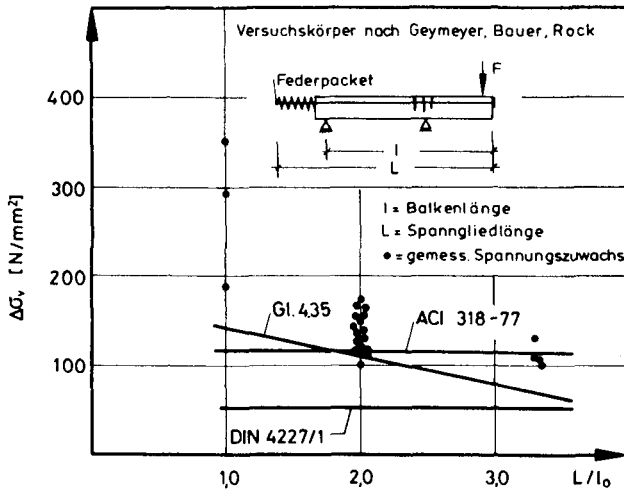


Bild 4.19: Spannungszuwachs bei Kragträgern in Abhängigkeit vom Verhältnis L/l_0

wichtige Anwendungsgebiet der Vorspannung ohne Verbund geeignete Bemessungshilfen zu besitzen.

Der Einfluß der Spannliedlänge auf den Spannungszuwachs läßt sich gut anhand der ausführlichen Untersuchung von Bauer/Geymeyer/Rock /7/ an vorgespannten Kragträgern belegen. Hierzu sind im Bild 4.19 die im Versuch gemessenen Spannungszuwächse über das Verhältnis Spannliedlänge L zur Strecke l_0 - Länge zwischen den Momentennullpunkten - aufgetragen. Es ist zu erkennen, daß der Spannungszuwachs mit der freien Spannliedlänge, die im Versuch durch Federpakete simuliert wurde, abnimmt. Da die in der Gelenkzone auftretenden Verformungen weitgehend unabhängig von der Spannliedlänge sind, wird der Spannungszuwachs geringer, wenn sich die Spannliedlänge über eine größere Strecke ausgleichen kann. Die in Bild 4.19 eingezeichneten Linien für den rechnerischen Spannungszuwachs bei Kragträgern zeigen, daß der eigene Rechenansatz nach Gl. (4.35) den Einfluß der Spannliedlänge richtig erfäßt, während nach DIN 4227/1 /27/ und ACI 318-77 /1/ der Spannungszuwachs unabhängig von der Spannliedlänge berechnet wird.

4.5 Bemessungsvorschlag

Die Biegetragfähigkeit eines Bauteils ist im rechnerischen Bruchzustand nachzuweisen, d.h. die Biegebemessung ist für die um den Sicherheitsbeiwert vergrößerten Gebrauchslasten durchzuführen. Während bei Bauteilen mit im Verbund liegender Biegebewehrung die Bruchsicherheit aus einer Querschnittsanalyse des am höchsten beanspruchten Querschnitts besteht, muß bei der Vorspannung ohne Verbund vor einer derartigen Querschnittsanalyse der Spannungszuwachs im verbundlosen Spannglied bestimmt werden.

In den vorangegangenen Abschnitten ist ein Lösungsansatz (Gl. (4.33) bzw. (4.35)) entwickelt worden, mit dem dieser Spannungszuwachs im Bruchzustand berechnet werden kann. Der

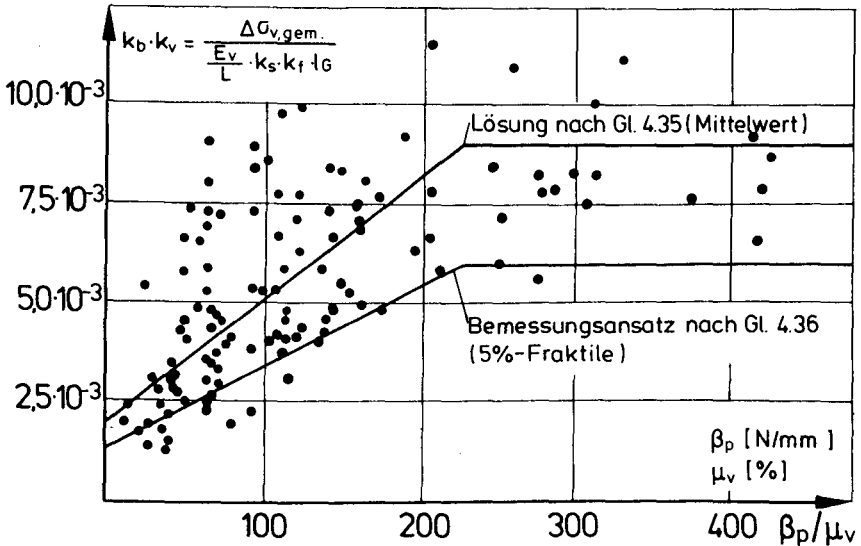


Bild 4.20: Spannungszuwachs in Abhängigkeit vom Verhältnis β_p / μ_v

Vergleich mit Versuchsdaten hat gezeigt, daß die rechnerischen Spanngliedbruchspannungen im Mittel mit den im Versuch gemessenen Werten übereinstimmen. Die mit diesen Spanngliedspannungen berechneten Bruchmomente entsprechen ebenfalls im Mittel den Bruchmomenten im Versuch. Da jedoch üblicherweise in Bemessungsvorschriften die Bruchsicherheit bezogen auf Fraktilewerte (im allgemeinen die 5 %-Fraktile) angegeben wird, ist statt des Mittelwertes von der 5 %-Fraktile des rechnerischen Bruchmomentes auszugehen. Die statistische Absicherung des Bemessungsansatzes erfolgt durch Gegenüberstellung der Bruchmomente und nicht der Spanngliedbruchspannungen, da die Ermittlung des Spannungszuwachses nur als ein Zwischenergebnis auf dem Weg zur Bestimmung der Bruchsicherheit anzusehen ist. Um die Forderung zu erfüllen, daß die 5 %-Fraktile des Quotienten $M_{u,gem}/M_{u,rech}$ mindestens 1,0 beträgt, ist der rechnerische Spannungszuwachs nach Gl. (4.33) bzw. (4.35) um den Faktor 0,67 zu reduzieren (vergl. Bild 4.20). Danach lautet der Bemessungsvorschlag zur die Bestimmung der Spanngliedspannung im Bruchzustand:

$$\sigma_{v,u} = \sigma_{v,w}^{(o)} \cdot \frac{E_v}{L} \cdot \Sigma \left(1,33 + \frac{0,02 \beta_p}{\mu_v} \right) 10^{-3} \cdot k_f \cdot l_G \quad (4.36)$$

$$\text{mit: } \frac{0,02 \beta_p}{\mu_v} \leq 4,7$$

Hierin bedeuten:

l_G wirksame Gelenklänge

$$l_G = (0,2 + 0,25 \frac{l_B}{l_0}) l_0$$

k_f Beiwert für die Querschnittsform

$$k_f = 0,9 + 0,1 \frac{b}{b_0} ; k_f \leq 1,2$$

β_p Prismendruckfestigkeit des Betons in N/mm²

μ_v Spannbewehrungsgrad in Prozent

l Stützweite

L Spanngliedlänge zwischen den Verankerungen

l_B Abstand der Lasten einschließlich einer Lastausbreitung unter 45° (vergl. Bild 4.6).

Mit Gl. (4.36) ergeben sich die in Bild 4.21 dargestellten Häufigkeitsverteilungen des Quotienten aus gemessenem und rechnerischem Bruchmoment. Sowohl für Plattenstreifen als auch für Balken liegt die 5 %-Fraktile des Quotienten $M_{u,gem}/M_{u,rech}$ oberhalb von 1,0.

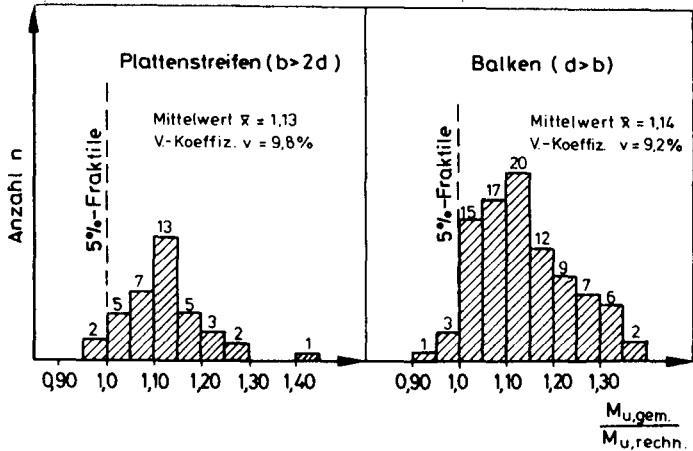


Bild 4.21: Häufigkeitsdiagramm für den Quotienten aus gemessenem und rechnerischem Bruchmoment nach Gl. (4.36) getrennt für Plattenstreifen und Balken

4.6 Vergleich des Bemessungsvorschlages mit den Normen

In diesem Abschnitt werden abschließend die nach Gleichung (4.36) erzielten Bruchsicherheiten mit den entsprechenden Werten nach DIN 4227 Teil 1 /27/ und Teil 6 /28/, SIA 162 /103/, CP 110 /18/ und ACI 318-77 /1/ verglichen, indem die Quotienten $M_{u,gem}/M_{u,rech}$ für die verschiedenen Bemessungsansätze in Tabelle 4.4 gegenübergestellt werden. Um die Ergebnisse der verschiedenen Normen untereinander vergleichen zu können, werden nur die Berechnungsansätze zur Ermittlung des Spannungszuwachses variiert, während alle übrigen Annahmen zur Berechnung des Bruchmomentes entsprechend Kapitel 3 konstant gehalten werden.

		$\frac{M_{u,gem.}}{M_{u,rechn.}}$		
		Mittelwert	Variationskoeffizient	5%-Fraktile
BALKEN n = 92 Versuche	DIN 4227/1/27/	1,19	11,4 %	1,01
	ACI 318-77 /1/	1,14	9,4 %	0,99
	Gl.(4.36)	1,14	9,2 %	1,00
PLATTENSTREIFEN n = 38 Versuche	DIN 4227/6/28/	1,07	11,2 %	0,95
	SIA 162 /103/	1,03	11,1 %	0,91
	CP 110 /18/	1,16	12,1 %	1,00
	ACI 318-77 /1/	1,13	10,9 %	0,97
	Gl.(4.36)	1,13	9,8 %	1,00
KRAGTRÄGER n = 22 Versuche	DIN 4227/1/27/	1,11	6,6 %	1,02
	ACI 318-77 /1/	1,07	6,5 %	0,97
	Gl.(4.36)	1,12	5,9 %	1,00

Tabelle 4.4: Mittelwerte, Variationskoeffizienten und 5 %-Fraktile für den Quotienten aus gemessenem und rechnerischem Bruchmoment nach verschiedenen Bemessungsvorschriften

Neben dem Variationskoeffizienten, die ein Maß für die Aussagegenauigkeit der Rechenansätze sind, wird in Tabelle 4.4 den Fraktilenwerten besondere Bedeutung beigemessen. Da in üblichen Bemessungsvorschriften die Bruchsicherheit bezogen auf die 5 %-Fraktile angegeben werden, darf die 5 %-Fraktile des Quotienten aus gemessenem und rechnerischem Bruchmoment den Wert 1,0 nicht unterschreiten.

Mit dem vom Verfasser entwickelten Bemessungsansatz nach Gl. (4.36) wird die Biegebruchtragfähigkeit sowohl für Balken als auch für Plattenstreifen mit ausreichender Sicherheit vorhergesagt: Die 5 %-Fraktile beträgt 1,0 bei Variationskoeffizient von $v = 9,2 \%$ bzw. $9,8 \%$. Die 5 %-Fraktilen

der übrigen Bemessungsansätze liegen zum Teil unterhalb des angestrebten Wertes von 1,0 bei gleichzeitig vergrößerem Variationskoeffizienten. So beträgt z.B die 5 %-Fraktile für den Ansatz nach DIN 4227/6 /28/ bei einfeldrigen Plattenstreifen nur 0,95, d. h. nach DIN 4227/6 wird die Spannkraftzunahme und die daraus resultierende Biegetragfähigkeit bei einfeldrigen Plattenstreifen überschätzt. Zur Einhaltung eines einheitlichen Sicherheitsniveaus erscheint es daher erforderlich, den rechnerischen Spannungszuwachs nach DIN 4227/6 für Einfeldplatten zu reduzieren. Für über mehrere Felder durchlaufende Platten dagegen liefert das Näherungsverfahren nach DIN 4227/6 ausreichende Bruchsicherheit, wie die Gegenüberstellung mit Versuchsdaten an Durchlaufträgern gezeigt hat (vergl. Kap. 4.4.2 und Tab. 4.3).

4.7 Zusammenfassung der Ergebnisse des Kapitels 4

Ziel der Untersuchungen zum Spannungszuwachs im Bruchzustand bei Vorspannung ohne Verbund war es, einen Berechnungsansatz zu entwickeln, der eine einfache Ermittlung der Spannkraftzunahme sowohl für Platten als auch für Balkentragwerke ermöglicht. Ausgangspunkt der Untersuchungen war eine systematische Auswertung von rd. 160 in der Literatur beschriebener Versuche zum Biegebruchverhalten von Traggliedern mit Vorspannung ohne Verbund. Die hier gewonnenen Erkenntnisse wurden zu einem Lösungsansatz zusammengefaßt, mit dem die Spannkraftzunahme sowohl von plattenartigen Bauteilen als auch von Balken mit Vorspannung ohne Verbund bestimmt werden kann.

Bei der Berechnung des Spannungszuwachses wird davon ausgegangen, daß sich die zum Spannungszuwachs führenden Bauteilverformungen in sog. Gelenkzonen konzentrieren, während die übrigen Bauteilbereiche auch im Bruchzustand weitgehend unverformt bleiben. Die Spanngliedlänge wird aus der Verformung der Gelenkzonen in Abhängigkeit der Lastanordnung bestimmt. Als wichtigste Parameter gehen die Spanngliedlängen

ge, der Spannbewehrungsgehalt, die Betongüte, Anordnung und Verteilung der Belastung und die Querschnittsform in den Rechenansatz ein. Da die Auswirkungen einer zusätzlichen Betonstahlbewehrung anhand der vorliegenden Versuchsergebnisse nicht abschließend geklärt werden konnte, blieb diese Einflußgröße im Rechenansatz unberücksichtigt.

Die Brauchbarkeit des gewonnenen Lösungsansatzes wurde durch Vergleich mit Versuchsergebnissen nachgewiesen. Eine Gegenüberstellung mit bekannten Verfahren zur Bestimmung des Spannungszuwachses zeigte, daß selbst mit strengen Lösungsansätzen nach der Integrationsmethode der Spannungszuwachs nicht besser vorhergesagt werden kann. Der hohe Rechenaufwand der strengen Lösungen nach der Integrationsmethode wird bei dem derzeitigen Kenntnisstand zum Riß- und Verformungsverhalten von bewehrtem Beton durch die Genauigkeit der erzielten Ergebnisse nicht gerechtfertigt. Dagegen ermöglicht der entwickelte Lösungsansatz nach Gl. (4.33) bzw. (4.35) eine einfache und verhältnismäßig sichere Bestimmung des Spannungszuwachses.

Abschließend konnte mit Gl. (4.36) ein normgerechter Bemessungsvorschlag aufgestellt werden. Ein Vergleich dieses Bemessungsvorschlages mit den Vorschriften DIN 4227/1 und DIN 4227/6 führte zu folgenden Ergebnissen:

- Für einfeldrige Platten und Plattenstreifen wird nach DIN 4227/6 ein zu großer Spannungszuwachs vorhergesagt, der zu einer zu geringen Bruchsicherheit führt.
- Bei durchlaufenden Platten und Balken mit geringer Bauhöhe erzielen DIN 4227/6 und der vom Verfasser entwickelte Rechenansatz vergleichbare Ergebnisse, was allerdings durch weitere Versuche abzusichern wäre.
- Für Balkentragwerke ergeben die stark vereinfachenden Rechenannahmen von DIN 4227/1 zum Teil deutlich auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse. Besonders die Annahme,

daß bei Durchlaufträgern kein Spannungszuwachs auftritt, erscheint zu vorsichtig.

Im Rahmen der Untersuchungen wurden zwei Probleme angesprochen, die weiterführender Untersuchungen bedürfen. Zunächst sollte der Einfluß einer zusätzlichen Betonstahlbewehrung auf den Spannungszuwachs durch einige gezielte Versuche, bei denen als einziger Versuchsparameter der Betonstahlbewehrungsgehalt variiert wird, untersucht werden. Ferner sollte die Anwendung des entwickelten Lösungsansatzes bei durchlaufenden Balkentragwerken experimentell abgesichert werden. Hierbei sind als Versuchskörper Durchlaufbalken mit großer Bauhöhe ($d > 0,5$ m) von besonderem Interesse, um den Einfluß der Bauteilhöhe auf den Spannungszuwachs beurteilen zu können.

Abschließend ist noch darauf hinzuweisen, daß bei statisch unbestimmten Tragwerken mit Vorspannung ohne Verbund natürlich auch die Zwängungsmomente infolge Vorspannung durch die Zunahme der Vorspannkraft im Bruchzustand beeinflußt werden. Setzt man voraus, daß die Vorspannkraft im Bruchzustand unter Vernachlässigung der Reibungsverluste aufgrund des fehlenden Verbundes über die gesamte Spanngliedlänge konstant verläuft, so vergrößern sich die Zwängungsmomente gegenüber dem Gebrauchszustand um den Faktor $\sigma_{v,u}/\sigma_{v,g+p}$. Nach DIN 4227/6 /28/ ist diese Änderung der Zwängungsmomente ebenso wie alle anderen durch den Spannungsanstieg bedingten Änderungen der Schnittgrößen infolge Vorspannung beim Bruchsicherheitsnachweis zu berücksichtigen, sofern sie ungünstig wirken; anderenfalls dürfen sie vernachlässigt werden, wenn sie günstig wirken.

5 SCHUBTRAGVERHALTEN VON STAHLBETON- UND SPANNBETONBALKEN MIT VERBUND

5.1 Allgemeines

In den letzten 40 Jahren sind zahlreiche Untersuchungen zum Schubtragverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen durchgeführt worden, die zu einer Reihe von unterschiedlichen Bemessungskonzepten führten. Trotz dieser umfangreichen Forschungstätigkeit gelang es bisher nicht, ein einheitliches Schubbemessungs-Konzept zu entwickeln, das den gesamten Bereich der Schubbemessung umfaßt, angefangen bei Bauteilen ohne Schubbewehrung bis hin zu schubbewehrten Spannbetonbalken mit und ohne Verbund.

Versuche an Stahlbeton- und Spannbetonbalken haben gezeigt, daß keine grundsätzlichen Unterschiede im Schubtragverhalten zwischen Stahlbeton und Spannbeton bestehen und somit ein gemeinsames Bemessungsmodell möglich ist. In der CEB-Mustervorschrift von 1978 /17/ wurde ein erster Versuch gemacht, für schubbewehrte Stahlbeton- und Spannbetonbalken ein einheitliches Bemessungskonzept anzugeben. Die im Vergleich zum Stahlbeton höhere Schubtragfähigkeit von Spannbetonbalken wird durch eine Vergrößerung des sogenannten "Betonabzugwertes" berücksichtigt. Der Betonabzugswert, der die von einem 45^0 -Fachwerkmodell abweichenden Querkraftanteile zusammenfaßt, wird für Spannbetonbalken zusätzlich direkt an den Vorspanngrad gekoppelt. In den augenblicklich gültigen Fassungen von DIN 1045 /26/ und DIN 4227/1 /27/ sind bisher noch für Stahlbeton und Spannbeton zwei unterschiedliche Bemessungsverfahren vorgesehen, so daß ein kontinuierlicher Übergang bei der Bemessung vom Stahlbeton zum Spannbeton fehlt. Die bestehenden Bestrebungen, das Bemessungskonzept von DIN 1045 an DIN 4227/1 anzupassen, können nur als eine Teillösung des Problems angesehen werden, da mit DIN 4227/1 der Einfluß der Höhe der Vorspannung auch weiterhin nur unbefriedigend berücksichtigt wird.

5.2 Mechanismen zur Querkraftabtragung

Die Querkrafttragfähigkeit eines Stahlbeton- oder Spannbetonbalkens setzt sich aus mehreren Tragwirkungen zusammen, die entsprechend den geometrischen Verhältnissen, dem Bewehrungsgehalt und der Belastungshöhe unterschiedlich große Anteile besitzen. Solange der Balken im homogenen Zustand I bleibt, erfolgt die Querkraftabtragung nahezu ausschließlich über den Betonquerschnitt, wobei die vorhandene Schubbewehrung entsprechend dem Steifigkeitsunterschied zwischen dem ungerissenen Beton und der Bügelbewehrung nur gering beansprucht wird. Sobald die Hauptzugspannungen im Stegbereich die Zugfestigkeit des Betons überschreiten, entstehen Schubarisse, die zu einer Umlagerung des inneren Kräftezustandes führen. Im Zustand II sind im wesentlichen folgende Schubtragwirkungen (Bild 5.1) festzustellen:

- Querkraftanteil der Biegedruckzone

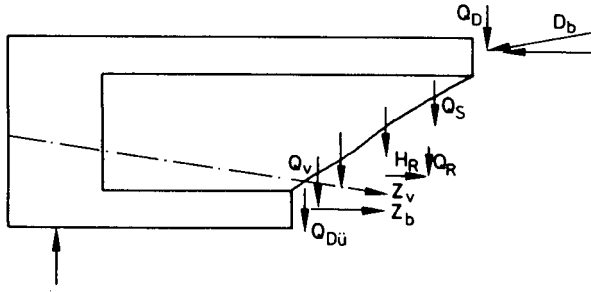
Der Druckgurt übernimmt durch die Vertikalkomponente der zum Auflager hin geneigten Biegedruckkraft einen Anteil der aufzunehmenden Querkraft. Der Anteil der Biegedruckzone wird umso größer, je stärker die resultierende Biegedruckkraft geneigt ist /74,75/.

- Dübelwirkung der Längsbewehrung

Ein Teil der Querkraft wird durch Dübelwirkung der Längsbewehrung abgetragen, indem die Längsbewehrung eine vertikale Verschiebung der Rißufer verhindert. Die über Dübelwirkung aufnehmbare Querkraft ist abhängig vom Längsbewehrungsgrad, dem Durchmesser der Längsbewehrung und von der Zugfestigkeit des Betons /8/.

- Vertikalkomponente der Rißverzahnung

Auch nach der Schubrißbildung werden über Kornverzahnung der Rißflächen (aggregate interlock) senkrecht und parallel zu den Rißufern Kräfte übertragen. Die Tragfähigkeit der Rißverzahnung ist bei geringen Verschiebungen der Rißufer am größten; mit zunehmender Rißbreite und Parallelverschiebung



- Q_D : Anteil der Biegedruckzone
- Q_S : Querkraftanteil der Bügel
- Q_R : Vertikalkomponente der Rißverzahnung
- Q_V : Vertikalkomponente des Spanngliedes
- $Q_{Dü}$: Dübelwirkung der Längsbewehrung

Bild 5.1: Elemente der Querkraftabtragung

der Rißufer verliert sie ihre Wirksamkeit /118/.

- Vertikalkomponente der Spannglieder

Geneigte Spannglieder können mit ihrer Vertikalkomponente der Spanngliedkraft direkt zur Querkraftabtragung beitragen. Allerdings ist der günstige Einfluß von geneigten Spanngliedern an Endauflagern nur dann gesichert, wenn bei der höheren Lage der Spanngliedverankerung am unteren Trägertrand eine ausreichende schlaaffe Längsbewehrung vorhanden ist /4,74/.

- Querkraftanteil der Schubbewehrung

Der dem Steg zufallende Anteil der Querkraft wird über Fachwerkwirkung abgetragen, wobei die Schubbewehrung die Aufgabe der Zugpfosten übernimmt. Die Schubbewehrung verbindet die durch Rißbildung entstehenden schräggeneigten "Beton-Zähne" und bildet auf diese Weise zusammen mit den Betondruckstreben ein engmaschiges Netzfachwerk. Der Querkraftanteil der Schubbewehrung nimmt mit dem Schubbewehrungsgrad deutlich zu

und erreicht bei hoch schubbewehrten Balken annähernd 80 % der gesamten Querkrafttragfähigkeit.

Die Aufteilung der Querkraft auf die beschriebenen Tragwirkungen ist in erster Linie von der Lasthöhe abhängig, da sich die Steifigkeit der einzelnen Tragmechanismen mit der Beanspruchungshöhe ändert. Kurz nach der Schubrißbildung sind die Rißweiten und Parallelverschiebungen der Schubrisse noch gering, so daß die Querkraftaufnahme im wesentlichen über Rißverzahnung und durch die ungerissene Biegedruckzone erfolgt. Wenn mit wachsender Rißbreite und Rißverschiebung die Wirksamkeit der Rißverzahnung abnimmt, werden die Dübelwirkung der Längsbewehrung und die Schubbewehrung aktiviert. Ist eine engmaschige Bügelbewehrung vorhanden, wird die Tragwirkung der Rißverzahnung im Vergleich zu Balken ohne oder mit nur geringer Schubbewehrung erst allmählich nachlassen, da die Schubbewehrung ein plötzliches Aufklaffen der Schubrisse verhindert. Die Querkrafttragfähigkeit infolge Dübelwirkung der Längsbewehrung ist im Verhältnis zur Schubbewehrung gering, besonders wenn bei enger Bügelbewehrung dieser Anteil direkt auf die Bügel übertragen wird.

Die maximale Schubtragfähigkeit im Bruchzustand ergibt sich aus der Summe der Einzeltragwirkungen. Zur Bestimmung der Bruchtragfähigkeit ist es daher erforderlich, ein Bemessungsmodell zu entwickeln, das die verschiedenen Tragwirkungen nicht nur qualitativ, sondern auch quantitativ richtig erfaßt.

5.3 Arten des Schubversagens

Das Schubversagen eines schubbewehrten Biegetragwerkes wird in der Regel durch einzelne oder mehrere Schubrisse angekündigt. Grundsätzlich kann zwischen zwei Arten von Schubrisse unterschieden werden: Entweder entwickeln sich die Schubrisse aus schon vorhandenen Biegerissen, indem sich diese Risse im Steg senkrecht zu den Hauptzugspannungen

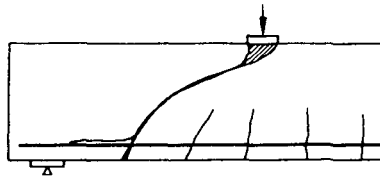
fortpflanzen, oder sie entstehen unmittelbar im Stegbereich, wenn die Hauptzugspannungen die Betonzugfestigkeit überschreiten. Das eigentliche Schubversagen verläuft meist recht unterschiedlich, da sich das Gleichgewichtssystem der inneren Kräfte bei der Belastung bis zum Bruch durch Ribbildungen ständig ändert. Das zu einer beliebigen Laststufe gehörende Ribbild hängt dabei einerseits von den Steifigkeiten der einzelnen Tragwirkungen, andererseits von den zufälligen örtlichen Streuungen der Betonzugfestigkeiten und den damit verbundenen Ribmöglichkeiten ab. Trotzdem lassen sich die auftretenden Schubversagensformen global den folgenden 3 Brucharten zuordnen, wobei die Bruchart nach der letztlich maßgebenden Versagensursache bezeichnet wird.

- Biegeschubversagen

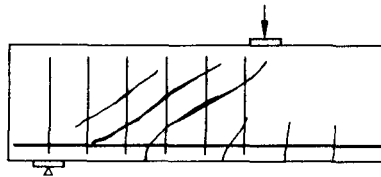
Das Biegeschubversagen (Bild 5.2) tritt im wesentlichen bei Balken ohne oder mit nur geringer Schubbewehrung auf. Der zum Versagen führende Schubriß entwickelt sich entweder aus einem Biegeriß oder entsteht unmittelbar im Steg durch Überschreiten der Betonzugfestigkeit: Erreicht die vorhandene Schubbewehrung bei der Schubrißbildung die Streckgrenze, kann schon eine geringe Laststeigerung eine deutliche Vergrößerung der Schubrißbreiten bewirken. Die Querkraftaufnahme erfolgt in erster Linie durch die Biegedruckzone und die Dübelwirkung der Längsbewehrung, während die Ribverzahnung aufgrund der großen Schubrißbreiten nur einen geringen Anteil übernimmt. Wenn bei weiterer Laststeigerung die Dübelwirkung der Längsbewehrung ausfällt, wandert der Schubriß bei Einzellasten schnell mit flacher werdender Neigung in Richtung der Lasteintragsstelle und verkleinert die Biegedruckzone so stark, so daß sie schließlich schlagartig versagt (vollständiger Trennbruch).

- Schubzugbruch

Bei Balken, die durch einen Schubzugbruch (Bild 5.2) versagen, ist nach der Schubrißbildung noch eine deutliche Laststeigerung möglich, da hier in der Regel eine ausreichende Schubbewehrung vorhanden ist. Die Schubbewehrung sorgt so-

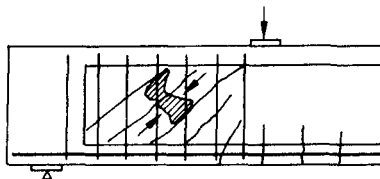


Biegeschubversagen



Bügel gestreckt
oder gerissen

Schubzugbruch



Druckstrebenversagen

Bild 5.2: Arten des Schubversagens

wohl für die Begrenzung der Rißbreiten als auch für eine gleichmäßige Rißverteilung. Hierdurch wird ein vorzeitiges Einschnüren der Biegedruckzone verhindert und es kann sich die volle Fachwerkwirkung einstellen. Erst wenn bei weiterer Laststeigerung die Streckgrenze der Schubbewehrung erreicht wird, öffnen sich die Schubrisse schneller und dringen weiter bis zur Biegedruckzone vor. Beim endgültigen Versagen reißen entweder die Bügel oder die Biegedruckzone versagt wie beim Biegeschubbruch.

- Druckstrebenversagen

Der Druckstrebenbruch (Bild 5.2) tritt vorwiegend bei hochschubbewehrten profilierten Querschnitten mit dünnen Stegen auf. Im Steg bilden sich ähnlich wie beim Schubzugbruch zunächst zahlreiche Schubrisse mit einer mittleren Neigung

zwischen 35° und 45° . Die aufzunehmende Querkraft wird hauptsächlich über Fachwerkwirkung abgetragen, wobei die Schubbewehrung selbst im Bruchzustand nicht bis zur Streckgrenze beansprucht wird. Erst wenn die Druckstreben zwischen den Schubrisen ihre Grenztragfähigkeit erreichen, versagt der Balken durch schlagartigen Druckstrebenbruch. Die Druckstreben­tragfähigkeit wird auch als obere Grenze der Schubtragfähigkeit bezeichnet.

5.4 Derzeitiger Kenntnisstand

5.4.1 Schubtragmodelle und Berechnungsansätze

Fachwerkanalogien

Die sogenannte "Fachwerkanalogie" wurde zu Anfang dieses Jahrhunderts von Ritter /98/ und Mörsch /86/ entwickelt. Nach der klassischen Fachwerkanalogie (Bild 5.3) bildet sich im Zustand II ein Fachwerk mit parallelen Gurten und unter 45° geneigten Druckstreben sowie je nach Neigungswinkel der Schubbewehrung mit zwischen 45° und 90° geneigten Zugstreben aus. Versuche haben jedoch schon bald gezeigt, daß sich häufig eine flachere Neigung der Druckstreben einstellt und die Beanspruchung der Schubbewehrung geringer ist als nach der klassischen Fachwerkanalogie. Während nach Mörsch noch die gesamte Querkraft der Schubbewehrung zugewiesen wird, wurde erst in späteren Untersuchungen die Querkraftabtragung über Rißverzahnung, Dübelwirkung der Längsbewehrung und über Eigensteifigkeit der Druckstreben und des Druckgurtes erkannt.

Aufgrund seiner Einfachheit und Klarheit war das Tragmodell nach Mörsch sowohl Ausgangspunkt für weitere Fachwerktheorien als auch Grundlage zahlreicher Bemessungsvorschriften für Stahlbeton und Spannbeton.

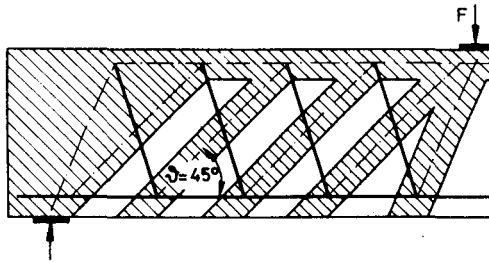


Bild 5.3: Klassische Fachwerkanalogie

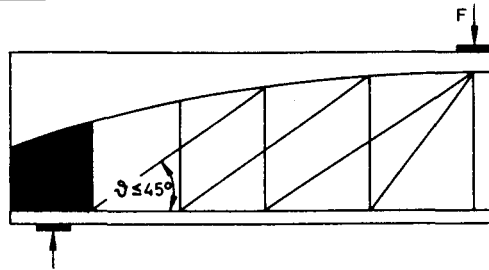


Bild 5.4: Fachwerkmodell nach Leonhardt

Die Beobachtung, daß die tatsächliche Neigung der Druckstreben flacher als 45° verläuft und auch geringer als die Neigung der Schubrisse sein kann, führten Kupfer /68/ zu der Überlegung, flacher als 45° geneigte Druckstreben anzunehmen. Da bei Druckstrebenneigungen von weniger als 45° die Beanspruchung der Schubbewehrung abnimmt, konnte er mit dieser Annahme eine bessere Übereinstimmung mit Versuchsergebnissen erzielen, ohne dabei das im Stahlbetonbau allgemein gültige Prinzip, alle Zugkräfte durch Stahl aufzunehmen, aufgeben zu müssen. Die mögliche flache Neigung der Druckstreben wurde von Kupfer mit dem Prinzip vom Minimum der Formänderungsarbeit bestätigt.

Leonhardt /71/ geht in seinem Fachwerkmodell (Bild 5.4) ebenfalls von flacher als 45° geneigten Druckstreben aus, nimmt aber zusätzlich noch eine variable Neigung des Druckgurtges gegenüber der Balkenachse an. Hierdurch ist der Obergurt in der Lage, einen Teil der Querkraft direkt zum Auflager hin abzuleiten. Die Anschlüsse zwischen Druckgurt

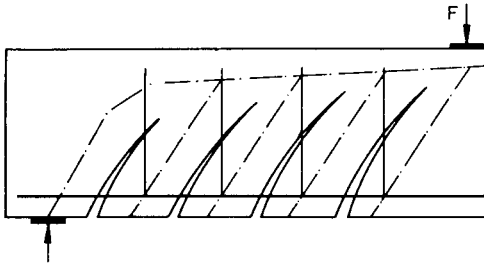


Bild 5.5: Erweiterte Fachwerkanalogie nach dem "Kammsystem"

und Druckstreben werden als biegesteif angenommen, so daß sich ein mehrfach statisch unbestimmtes Stabwerk ergibt. Da Leonhardt dieses Fachwerkmodell nur zur qualitativen Beschreibung des Schubtragverhaltens verwendet, macht er keine Angaben, wie die Neigung der Druckstreben und des Druckgurtes bestimmt werden soll.

Neuere Forschungsarbeiten von Moosecker /84/ und Mallée /80/, die auf das von Rüschi entwickelte sogenannte "Kammsystem" aufbauen, ermitteln die Schubtragfähigkeit mit Hilfe eines hochgradig statisch unbestimmten Stabwerkes (Bild 5.5). Das Balkentragwerk wird im Zustand II durch einen Kamm mit schrägen Betonzähnen ersetzt, wobei die Betondruckzone den Kammrücken bildet. Alle Tragelemente des gedachten Kammsystems besitzen eine Eigenbiegesteifigkeit und sind auch biegesteif miteinander verbunden. Die mit diesem Tragmodell ermittelten Beanspruchungen und Verformungen zeigen gute Übereinstimmung mit den im Versuch gemessenen Werten. Allerdings ist ein derartiges Tragmodell für eine Anwendung in der Praxis weniger geeignet, da der anfallende Rechenaufwand nur mit Hilfe eines umfangreichen Rechenprogrammes bewältigt werden kann.

Schubtragmodell nach Kani

Nach Kani /53,54/ kann das Schubtragverhalten im Zustand II mit Hilfe eines Systems von Druckbögen (Bild 5.6) beschrieben werden. Die Schubbewehrung hat die Aufgabe, die Aufla-

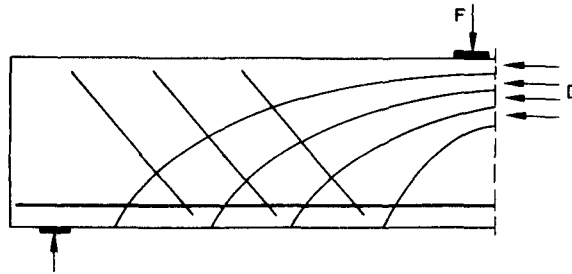


Bild 5.6: Schubtragmodell nach Kani

gerkräfte der inneren Bögen aufzunehmen und an die äußeren Bögen weiterzuleiten. Für Bauteile mit großer Schubschlankheit scheint dieses Tragmodell nicht anwendbar zu sein, da aus rein geometrischen Überlegungen die Ausbildung der erforderlichen Anzahl von Druckbögen nicht möglich ist. Da Kani außerdem keine Angaben über die Geometrie seines Tragmodells macht, kann es nur als qualitative Aussage über das Schubtragverhalten von gedrunenen Balkentragwerken angesehen werden.

Theorien auf Grundlage der Festigkeit der Druckzone

Eine Reihe von Forschern ermitteln die Schubtragfähigkeit aus der Tragfähigkeit der Biegedruckzone im Querkraftbereich unter kombinierter Beanspruchung aus Biegedruckkraft und Querkraft. Die max. aufnehmbare Querkraft setzt sich zusammen aus der Tragfähigkeit der Biegedruckzone Q_b und dem Anteil der Schubbewehrung Q_s . Stellvertretend für die Theorie der Festigkeit der Druckzone im Querkraftbereich sind hier die Ansätze von Placas/Regan /91/ und Kamerling/Kuyt /52/ erwähnt. Placas/Regan ermitteln die Beanspruchung der Druckzone aus Gleichgewichtsbedingungen an einem Schnitt entlang eines geeigneten Schubrisses (Bild 5.7). Mit Hilfe einer Bruchhypothese wird die Kombination von Schub und Normalspannung bestimmt, die zum Versagen der Biegedruckzone führt. Kamerling/Kuyt bestimmen die Beanspruchung der

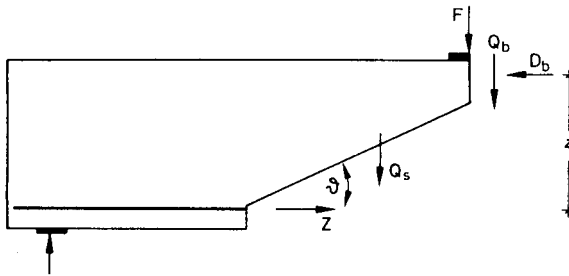


Bild 5.7: Kräfte an einem geneigten Schubriß

Druckzone ebenfalls an einem geneigten Schubriß, definieren aber als Bruchkriterium eine Grenzdehnung der Druckzone. Der Bruch tritt ein, wenn unter Annahme von eben bleibenden Querschnitten oberhalb des Schubrissees in der Druckzone eine Stauchung von 5 ‰ erreicht wird.

Ansätze nach der Plastizitätstheorie

Die Ansätze nach der Plastizitätstheorie berechnen die Schubtragfähigkeit unter Annahme von idealplastischem Werkstoffverhalten für Beton und Stahl. Grob und Thürlimann /37/ gehen von einem Fachwerkmodell aus, dessen Druckstrebenneigung in den Grenzen $0,5 < \tan \vartheta < 2,0$ variiert. Nach Nielsen/Braestrup /87,88/ tritt das Schubversagen ein, wenn Stegbeton und Bügelbewehrung die Fließgrenze erreichen. Die Fließgrenze des Betons wird zu $\beta_{by} = \nu \cdot \beta_p$ angenommen. Der Wert ν , der aus Versuchen bestimmt wird, beträgt für Stahlbeton $\nu = 0,72$ und für Spannbeton $\nu = 0,76$.

Berechnungen nach FE-Methode

In den letzten Jahren wurde in zunehmendem Maße auch die Methode der Finiten Elemente zur Untersuchung der Schubtragfähigkeit herangezogen. Bei dieser Berechnungsmethode wird der Stahlbeton- bzw. Spannbetonbalken in einzelne Elemente unterteilt, wobei meist für den Beton und die Bewehrung ver-

schiedene Elementtypen verwendet werden. Die Verbindung zwischen den Beton- und Bewehrungselementen erfolgt über sog. "Federelemente" oder "Kontaktelemente", die das Verbundverhalten zwischen Beton und Bewehrung simulieren.

Das zentrale Problem bei der Anwendung der FE-Methode auf Stahlbeton- und Spannbeton ist die Erfassung des gerissenen Zustandes. Die anfänglich entwickelten FE-Programme, die mit linear elastischen isotropen Werkstoffgesetzen arbeiten, bieten nur die Möglichkeit, Ribbildungen durch Lösen der Verankerungen zwischen den Elementen nachzuvollziehen. Der Nachteil dieser Methode ist, daß die Risse nur entlang der Elementgrenzen verlaufen können. In neueren FE-Programmen werden die Risse meist "verschmiert" über die Elemente wiedergegeben, indem den Berechnungen nichtlineare anisotrope Materialgesetze zugrunde gelegt werden. Da auch hier die Einarbeitung von wirklichkeitsnahen Materialgesetzen noch Schwierigkeiten bereitet, konnten bisher bei der Berechnung der Schubtraglast keine zufriedenstellenden Ergebnisse erzielt werden.

Empirische Lösungsansätze

In der Literatur sind eine Reihe von Lösungsansätzen zur Berechnung der Schubtragfähigkeit beschrieben, die auf empirisch gewonnenen Zusammenhängen beruhen. Hierbei ist zu unterscheiden zwischen rein empirischen Gleichungen und solchen Ansätzen, denen ein mechanisches Tragmodell mit empirischen Korrekturgrößen zugrundeliegt.

Aus der Gruppe der rein empirischen Verfahren sind hier die Ansätze von Haddadin u. a. /39/ und Herzog /42/ aufgeführt. In diesen Gleichungen wird eine große Anzahl von Einflußgrößen mit unterschiedlicher Wertigkeit berücksichtigt. Derartige rein empirische Gleichungen besitzen, sofern sie nicht durch ein mechanisches Tragmodell abgesichert werden, keine Allgemeingültigkeit, da sie meist nur aus einer begrenzten Anzahl von Versuchen abgeleitet sind.

Die halb-empirischen Ansätze bauen auf ein theoretisch begründetes Tragmodell auf, das mit Hilfe von empirisch gewonnenen Korrekturwerten erweitert und verbessert wird. Zum Teil lassen sich auch diese Korrekturwerte mit einem theoretischen Hintergrund versehen. Zu diesen Verfahren zählen die Ansätze von Leonhardt /74, 75/, Hedmann/Losberg /19,41/ und Mallée /80/. Alle drei Lösungsansätze besitzen den gleichen Aufbau: Die Schubtragfähigkeit setzt sich zusammen aus einem Fachwerkanteil und einem Betontraganteil. Mit dem theoretisch abgesicherten Fachwerkmodell wird die Tragfähigkeit der Schubbewehrung ermittelt und mit dem empirisch gewonnenen Betontraganteil werden die übrigen Tragwirkungen wie Rißverzahnung, Dübelwirkung der Langsbewehrung und Querkraftanteil der Biegedruckzone abgeschätzt.

5.4.2 Vergleich der Berechnungsansätze

Von den beschriebenen Tragmodellen sind zahlreiche Rechenansätze zur Bestimmung der Schubtragfähigkeit abgeleitet worden, die die verschiedenen Einflußgrößen in unterschiedlichster Form berücksichtigen. In diesem Abschnitt werden zunächst die wichtigsten Rechenansätze anhand einiger ausgewählter Beispiele miteinander verglichen. Anschließend werden die rechnerischen Schubbruchlasten nach diesen Rechenansätzen mit Versuchsdaten von 260 Stahlbetonbalken und 163 Spannbetonbalken überprüft. Die hierfür benötigten Gleichungen sind im Anhang A2 zusammengestellt. Für diese Gegenüberstellung sind nur solche Versuchs balken aus der Literatur ausgewählt worden, die eindeutig auf Schub versagten, d.h. die Schubbruchlast war geringer als die Biegebruchlast. Die genauen Daten der ausgewählten Versuche sind im Anhang A4 zusammengestellt. Einen Überblick über die wesentlichen Einflußparameter gibt Tabelle 5.1, in der Kleinstwert, Größt wert und Mittelwert der Parameter aufgeführt sind.

Parameter der ausgewerteten 260 Stahlbetonbalken		Kleinstwert	GrößtWert	Mittelwert
Betongüte	β_{ws} [N/mm ²]	11	68	29
Schubbewehrungsgrad	$\mu_{b\ddot{u}} = \frac{A_{s,b\ddot{u}}}{\sigma_{b\ddot{u}} \cdot b_0}$	0,05%	3,2%	0,58%
Längsbewehrungsgrad	$\mu_L = \frac{A_s \cdot \sigma_z}{h \cdot b_0}$	0,6%	5,0%	2,9%
Stegbreite	b_0 [cm]	6	25	17
Bauteilhöhe	d [cm]	26	55	39
Schubslankheit	$\lambda = a/h$	1,6	7,0	3,2

Parameter der ausgewerteten 163 Spannbetonbalken		Kleinstwert	GrößtWert	Mittelwert
Betongüte	β_{ws} [N/mm ²]	21	78	47
Schubbewehrungsgrad	$\mu_{b\ddot{u}} = \frac{A_{s,b\ddot{u}}}{\sigma_{b\ddot{u}} \cdot b_0}$	0,04%	3,3%	0,80%
Längsbewehrungsgrad	$\mu_L = \frac{A_s \cdot \sigma_z}{h \cdot b_0}$	0,7%	5,0%	3,2%
Stegbreite	b_0 [cm]	2,5	30	9
Bauteilhöhe	d [cm]	25	97	43
Schubslankheit	$\lambda = a/h$	20	6,0	3,4
Vorspanngrad	M_0 / M_u	0,0	0,76	0,29

Tabelle 5.1: Kleinstwert, GrößtWert und Mittelwert der Parameter der ausgewerteten Versuche

Um die Unterschiede zwischen den verschiedenen Rechenansätzen herauszustellen, sind in den Bildern 5.8 bis 5.10 am Beispiel eines Plattenbalkenquerschnitts die Bruchschubspannungen über die Parameter Betonfestigkeit β_{ws} , Bügelbewehrungsgrad $\mu_{b\ddot{u}}$ und Vorspanngrad aufgetragen. Es ist deutlich zu erkennen, daß der Einfluß der drei untersuchten Parameter sehr unterschiedlich berücksichtigt wird. Die Bruchschubspannungen unterscheiden sich zum Teil bis um das 2,5-fache. Jedoch ist festzustellen, daß die Parameter β_{ws} und $\mu_{b\ddot{u}}$ in nahezu allen Gleichungen in der Tendenz gleich bewertet werden. Mit steigender Betongüte wird von allen Rechenansätzen eine höhere Schubtragfähigkeit vorausgesagt (Bild 5.8). Die Zunahme der Bruchschubspannungen wird jedoch mit Ausnahme des Ansatzes nach Mallée /80/ mit steigender Betongüte geringer. Eine Erhöhung des Bügelbewehrungs-

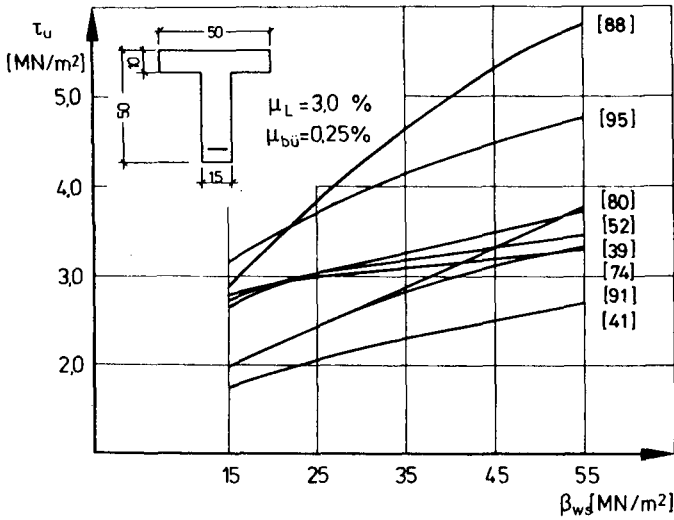


Bild 5.8: Bruchschubspannungen in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit β_{ws}

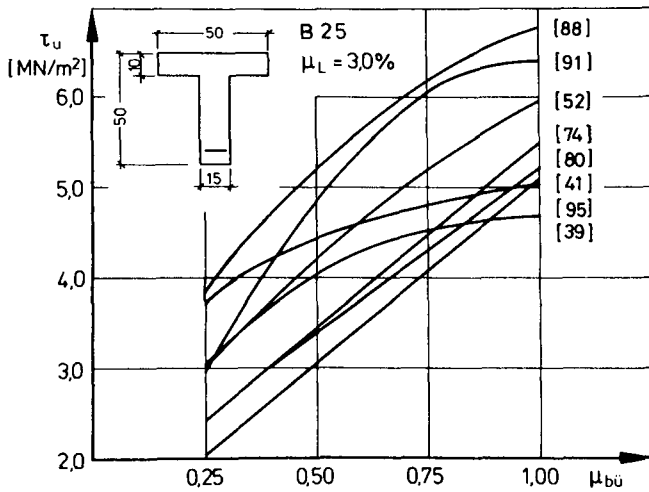


Bild 5.9: Bruchschubspannungen in Abhängigkeit vom Bügelbewehrungsgrad $\mu_{b\ddot{u}}$

grades führt ebenfalls zu einer deutlichen Zunahme der Bruchschubspannungen (Bild 5.9). Für die Rechenansätze, die die Tragfähigkeit der Schubbewehrung aus einem Fachwerkmodell mit konstanter Druckstrebenneigung ermitteln /74,41,80/, ergibt sich ein linearer Zusammenhang zwischen Bruchschubspannung und Bügelbewehrungsgrad. Für die übrigen Rechenansätze ist der Verlauf der Bruchschubspannungen parabelförmig, wobei mit steigendem Bügelbewehrungsgrad der Anstieg der Bruchschubspannungen geringer wird.

Die im Vergleich zu Stahlbetonbalken höhere Schubtragfähigkeit von Spannbetonbalken berücksichtigen die einzelnen Verfahren durch Faktoren oder additive Zusatzglieder, die entweder vom Verhältnis des Dekompressionsmomentes M_0 zum Biegebruchmoment M_u oder von der zentrischen Normalspannung infolge Vorspannung abhängen. Nach Bild 5.10 wächst die Bruchschubspannung mit Ausnahme des Ansatz von Nielsen/Braestrup /87, 88/ linear bzw. annähernd linear mit dem Verhältnis M_0/M_u an. Nach Nielsen/Braestrup besitzen Spannbetonbalken gegenüber Stahlbetonbalken unabhängig von der Höhe der Vorspannung eine konstant höhere Schubtragfähigkeit, während die übrigen Verfahren den Übergang zwischen Stahlbeton und Spannbeton kontinuierlich definieren, so daß die Schubtragfähigkeit mit dem Vorspannungsgrad gleichmäßig zunimmt.

Im Gegensatz zu den hier beschriebenen Rechenansätzen wird von den augenblicklich gültigen Bemessungsvorschriften der Einfluß der Vorspannung nicht so eindeutig behandelt. Lediglich das Standard-Verfahren der CEB-Mustervorschrift, dem der Ansatz von Hedman/Losberg /41/ zugrundeliegt, bildet hier eine Ausnahme. DIN 4227/1, die bei der Schubbemessung nach Zone a und Zone b unterscheidet, berücksichtigt den günstigen Einfluß der Vorspannung nur in Zone a. Zone a liegt vor, wenn im für den Schubnachweis maßgebenden Querschnitt unter rechnerischer Bruchlast die Spannungen am Biegezugrand unterhalb der Betonzugfestigkeit liegen. Folgt man dem in der Norm angegebenen Bemessungsvorschlag, auch in

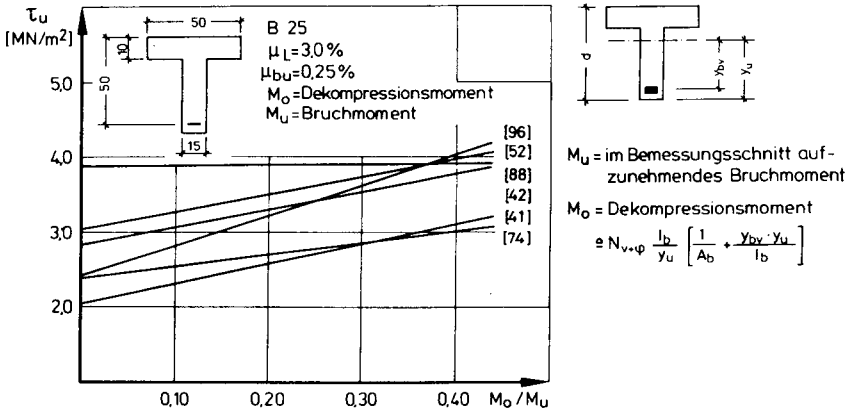


Bild 5.10: Bruchschubspannungen in Abhängigkeit von der Höhe der Vorspannung

Zone a vereinfachend wie in Zone b zu rechnen, erfolgt die Ermittlung der Schubtragfähigkeit nach DIN 4227/1 in der Regel ohne Ansatz der günstig wirkenden Vorspannung.

Im folgenden werden die beschriebenen Rechenansätze anhand von Versuchsergebnissen überprüft und miteinander verglichen. Hierzu wird der Quotient q aus der im Versuch gemessenen Querkraft im Bruchzustand $Q_{u,gem}$ und der rechnerischen Bruchquerkraft $Q_{u,rechn}$ gebildet, der im Falle exakter Übereinstimmung zu 1,0 wird. In den Tabellen 5.2 und 5.3 sind die Verhältnismerte q von 260 Stahlbetonbalken und 163 Spannbetonbalken statistisch ausgewertet. Besondere Bedeutung ist den Variationskoeffizienten des Quotienten q beizumessen. Je kleiner der Variationskoeffizient von q ist, umso geringer ist die statistische Unsicherheit bei der Berechnung der Schubbruchlast.

Für die untersuchten Rechenansätze liegen die Mittelwerte des Quotienten q zwischen 15,6 % und 35,0 %. Die großen Unterschiede zwischen den Mittelwerten des Quotienten q sind

darauf zurückzuführen, daß der Entwicklung der hier zusammengestellten Gleichungen zwei unterschiedliche Zielsetzungen zugrundeliegen. Während die eine Gruppe der Ansätze versucht, die Schubbruchlast so zu bestimmen, daß der Mittelwert von q genau 1,0 beträgt, versuchen die Ansätze der zweiten Gruppe, die Anforderungen eines normgerechten Bemessungsansatzes zu erfüllen, bei dem die 5 %-Fraktile des Quotienten q 1,0 betragen soll.

Weiterhin sind in den Tabellen 5.2 und 5.3 die Ergebnisse einer linearen Regression in Form eines Balkendiagrammes angegeben. Mit Hilfe der ermittelten Regressionskoeffizienten soll überprüft werden, ob die verschiedenen Einflußparameter richtig erfaßt sind. Bei der hier gewählten Form der linearen Regression wurde eine ausgleichende Gerade durch die über den jeweils untersuchten Parameter aufgetragenen Verhältniswerte q bestimmt. Der Regressionskoeffizient, der die Steigung dieser ausgleichenden Gerade angibt, ist dabei ein Maß für die Abhängigkeit des Quotienten q vom jeweils untersuchten Parameter. Verläuft die ausgleichende Gerade horizontal, beträgt der Regressionskoeffizient $r = 0$, d.h. der Parameter ist richtig erfaßt. Die Zusammenstellung der Regressionskoeffizienten in den Tabellen 5.2 und 5.3 zeigt deutlich, daß der Einfluß einzelner wichtiger Parameter bei nahezu allen Berechnungsansätzen nur ungenau erfaßt wird.

Zusammenfassend können aus dem direkten Vergleich der verschiedenen Rechenansätze und der Überprüfung anhand von Versuchsdaten folgende Schlußfolgerungen gezogen werden:

Die wesentlichen Einflußgrößen auf das Schubtragverhalten werden von fast allen Berechnungsansätzen in der Tendenz richtig beurteilt, jedoch wird meist die Wertigkeit der Einflußgrößen untereinander falsch eingeschätzt. Besonders die Ergebnisse der Regressionsanalyse zeigen, daß zwar eine Reihe von Verfahren in der Lage sind, die Schubbruchlast relativ sicher vorauszusagen, aber die einzelnen Einflußgrößen selbst nur un-

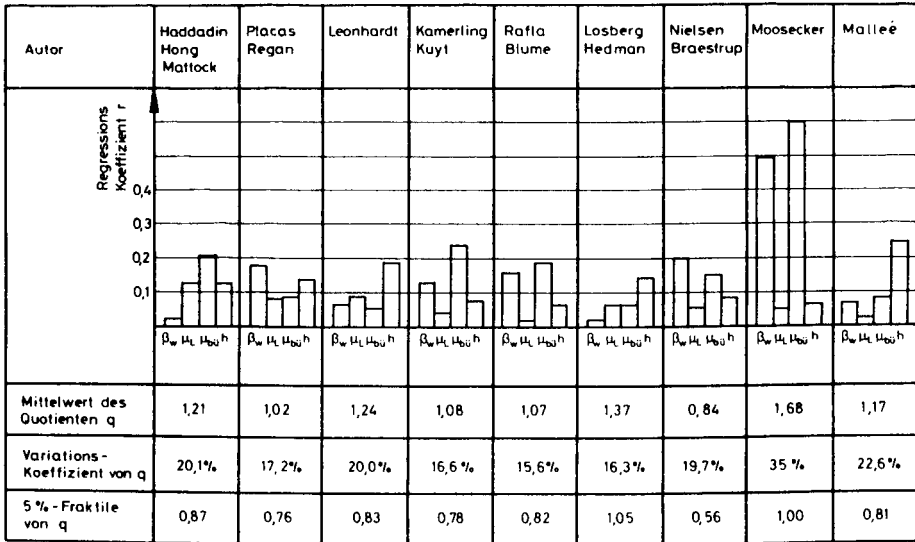


Tabelle 5.2: Vergleich der rechnerischen und im Versuch gemessenen Schubtragfähigkeit für Stahlbetonbalken

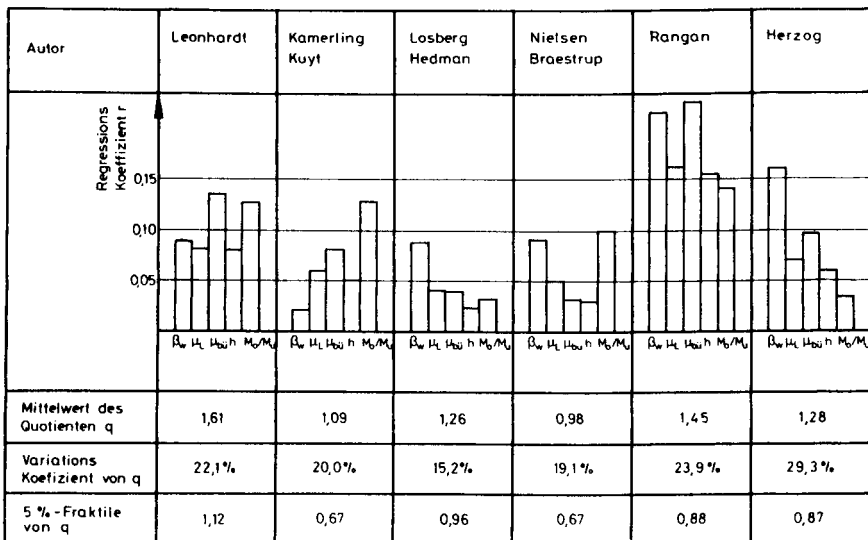


Tabelle 5.3: Vergleich der rechnerischen und im Versuch gemessenen Schubtragfähigkeit für Spannbetonbalken

befriedigend erfaßt werden.

Ziel der nachfolgenden Untersuchung ist es daher, einen Rechenansatz zu entwickeln, mit dem die wesentlichen Einflüsse auf das Schubtragverhalten in einfacher und übersichtlicher Form berücksichtigt werden. Die Entwicklung des Tragmodells, das die verschiedenen Schubtragwirkungen eines Balkentragwerkes wirklichkeitsnah beschreiben soll, erfolgt stufenweise, indem die im einzelnen gewonnenen Zusammenhänge unmittelbar mit Versuchsdaten belegt werden.

5.5 Entwicklung eines Tragmodells zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit

5.5.1 Gewählter Berechnungsansatz

Die Übersicht über die bis zum heutigen Zeitpunkt entwickelten Tragmodelle zeigt, daß es möglich ist, mit sehr unterschiedlichen Modellvorstellungen das Schubtragverhalten von Balkentragwerken zu beschreiben. Aus dieser Vielfalt von möglichen Tragmodellen erscheint dem Verfasser ein Tragmodell, das auf der Fachwerkanalogie aufbaut, am besten geeignet, da mit Hilfe der Fachwerkanalogie der Kräfteverlauf in einem schubbeanspruchten Bauteil anschaulich dargestellt werden kann.

Wie in den vorangegangenen Abschnitten schon erläutert, setzt sich die Querkrafttragfähigkeit eines Balkentragwerkes aus mehreren Anteilen zusammen. Neben der Schubbewehrung, die bei üblichen Schubbewehrungsgraden den größten Anteil zur Gesamttragfähigkeit liefert, wirken die Ribverzahnung, die Dübelwirkung der Längsbewehrung, der ungerissene Druckgurt und die Vertikalkomponente geneigter Spannglieder bei der Querkraftabtragung mit (vgl. Bild 5.1). Es bietet sich daher an, einen Rechenansatz zu wählen, der die Schubtragfähigkeit durch Addition dieser Traganteile bestimmt. Rechen-

ansätze, die nach dem "Additionsprinzip" arbeiten, sind schon von Leonhardt /74, 75/, Hedman/Losberg /41/ und Mallée /80/ aufgestellt worden. Die Vorschläge von Leonhardt und Hedman/Losberg bilden die Grundlage für das Standard-Verfahren in der CEB-Mustervorschrift /17/ von 1978.

Bei dem hier gewählten Rechenansatz setzt sich die Schubtragfähigkeit Q_u für die Brucharten Schubzugbruch und Biegeschubbruch aus 3 Anteilen zusammen:

$$Q_u \begin{cases} Q_s + Q_b + Q_v \\ \leq Q_D \end{cases} \quad (5.1)$$

- Q_s Querkraftanteil der Schubbewehrung
- Q_b Betontraganteil
- Q_v Querkraftanteil geneigter Spannglieder
- Q_D Tragfähigkeit der Betondruckstreben

Der Querkraftanteil der Schubbewehrung Q_s wird mit Hilfe eines Fachwerkmodells, dessen Druckstrebenneigung 45° beträgt, bestimmt. Die neben diesem 45° -Fachwerk vorhandenen Tragwirkungen wie Rißverzahnung, Dübelwirkung, geneigter Biegedruckkraftverlauf sowie die durch flachere Neigung der Druckstreben höhere Tragfähigkeit der Schubbewehrung werden zu einem sogenannten "Betontraganteil" Q_b zusammengefaßt. Der Querkraftanteil geneigter Spannglieder kann direkt aus der Vertikalkomponente der Spanngliedkraft ermittelt werden. Die obere Grenze der Schubtragfähigkeit ergibt sich aus der Druckstrebentragfähigkeit Q_D , die durch Begrenzung der maximal aufnehmbaren Schubspannung bestimmt wird. Eine derartige obere Schubspannungsgrenze $\max. \tau_u$ läßt sich auch nach klassischer Fachwerkanalogie aus der Hauptdruckspannung σ_2^{II} ableiten.

Mit dem beschriebenen Rechenansatz kann sowohl die Schubtragfähigkeit von Stahlbetonbalken als auch von Spannbetonbalken berechnet werden. Für Stahlbetonbalken setzt sich die Schubtraglast nur aus dem Fachwerkanteil und dem Beton-

traganteil zusammen. Bei Spannbetonbalken erhöht sich die Schubtragfähigkeit einerseits um die normal zur Balkenlängsachse wirkende Komponente der Spanngliedkraft, sofern die Spannglieder geneigt sind, und andererseits vergrößert sich der Betontraganteil, da durch die Vorspannung sowohl die Tragfähigkeit infolge Ribverzahnung und Dübelwirkung als auch der Anteil des geneigten Druckgurtes erhöht werden.

Bei der Entwicklung des Rechenansatzes wird in den nachfolgenden Abschnitten im einzelnen folgendermaßen vorgegangen: Zunächst werden die zur Berechnung des Querkraftanteils der Schubbewehrung Q_s benötigten Gleichungen nach der Fachwerk-analogie zusammengestellt. Anschließend werden die Einflußgrößen auf den Betontraganteil Q_b näher untersucht und schließlich wird anhand der ausgewerteten Versuchsdaten eine obere Schubspannungsgrenze zur Bestimmung der Druckstreben-tragfähigkeit definiert.

5.5.2 Tragfähigkeit der Schubbewehrung

Der Querkraftanteil, der von der Schubbewehrung aufgenommen wird, läßt sich mit dem in Bild 5.11 dargestellten Fachwerkmodell bestimmen. Obwohl im vom Verfasser gewählten Fachwerkmodell die Druckstrebenneigung $\vartheta = 45^\circ$ betragen soll, werden die nachfolgenden Gleichungen für beliebige Druckstrebenneigungen abgeleitet, um anhand dieser Zusammenhänge gleichzeitig auch die Wirkungsweise von Fachwerkmodellen mit variabler Druckstrebenneigung erläutern zu können. Nach Bild 5.11 betragen die Druckstrebenkraft D_s und die Zugdiagonale Z_s bei konstanter Querkraftbeanspruchung:

$$D_s = \frac{Q}{\sin \vartheta} \quad (5.2)$$

$$Z_s = \frac{Q}{\sin \alpha} \quad (5.3)$$

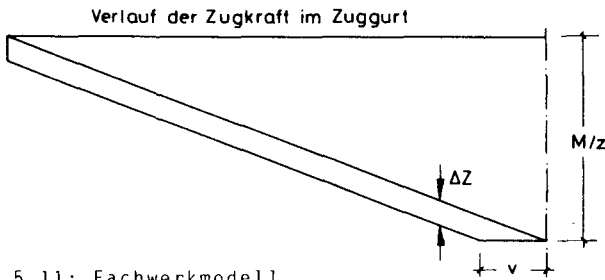
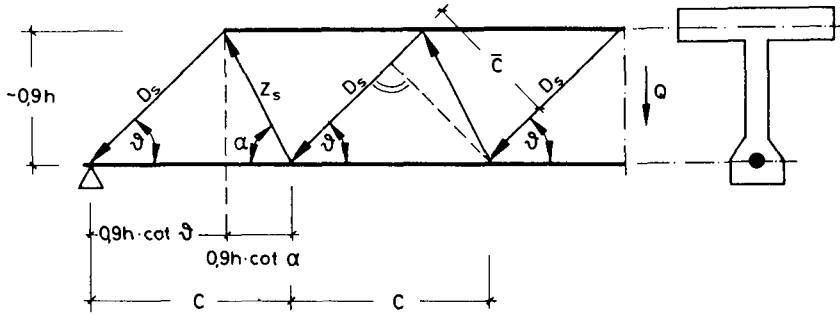


Bild 5.11: Fachwerkmodell

Die Hauptdruckspannungen σ_2^{II} in den Betondruckstreben ergeben sich aus der Druckstrebenkraft D_s dividiert durch die zugehörige Querschnittsfläche der Druckstrebe $b_0 \cdot \bar{c}$ mit

$$\begin{aligned} \bar{c} &= c \cdot \sin \vartheta \\ \bar{c} &= 0.9h \cdot \sin \vartheta (\cot \vartheta + \cot \alpha) \end{aligned} \quad (5.4)$$

zu

$$\sigma_2^{II} = \frac{Q}{b_0 \cdot 0.9h \sin^2 \vartheta (\cot \vartheta + \cot \alpha)} \quad (5.5)$$

Die von der Schubbewehrung aufzunehmende Zugkraft beträgt je Längeneinheit des Trägers

$$Z'_s = \frac{Z_s}{c} = \frac{Q}{c \cdot \sin \alpha} \quad (5.6)$$

$$Z'_s = \frac{Q}{\sin \alpha} \cdot \frac{1}{0,9h(\cot \vartheta + \cot \alpha)} \quad (5.7)$$

Setzt man für Z'_s das Produkt aus Schubbewehrung $a_{s,s}$ pro Längeneinheit und Bruchspannung der Schubbewehrung ein, ergibt sich die Querkrafttragfähigkeit der Schubbewehrung zu:

$$Q_s = a_{s,s} \cdot \sigma_{s,u} \cdot 0,9h \sin \alpha (\cot \vartheta + \cot \alpha) \quad (5.8)$$

Durch die Gln (5.5) und (5.8) wird verdeutlicht, daß sich bei flacherer Neigung der Druckstreben als $\vartheta = 45^\circ$ die Tragfähigkeit der Schubbewehrung vergrößert bei gleichzeitig höherer Beanspruchung der Betondruckstreben. Einige Bemessungsansätze der erweiterten Fachwerkanalogie /27,68/, die auf einen Betontraganteil im Bemessungsansatz verzichten, versuchen durch Variation der Druckstrebenneigungen, die Querkraftanteile des geeigneten Druckgurtes und die Anteile aus Rißverzahnung und Dübelwirkung der Längsbewehrung zu berücksichtigen.

Aus den Zug- und Druckdiagonalen des gedachten Fachwerks werden sogenannte Versatzkräfte ΔZ in die Biegedruckzone und die Zugzone eingeleitet, die zur Bildung des Gleichgewichts an den Fachwerkknoten erforderlich sind. Diese Versatzkräfte ΔZ führen zu einer Änderung der Druck- und Zuggurtkräfte, die sich aus der M/z-Linie ergeben: Die Beanspruchung der Biegedruckzone wird um die Kraft ΔZ verringert, die Zuggurtkraft wird um ΔZ erhöht. Die Wirkung dieser Versatzkräfte ist bei der Staffelung der Längsbewehrung in der Zugzone in Form des Versatzmaßes v zu berücksichtigen (vgl. Bild 5.11). Unter Annahme eines engmaschigen Netzfachwerkes beträgt die Versatzkraft

$$\Delta Z = \frac{Q}{2} (\cot \vartheta - \cot \alpha) \quad (5.9)$$

und das zugehörige Versatzmaß

$$v = \frac{0,9h}{2} (\cot \vartheta - \cot \alpha) \quad (5.10)$$

Da in dem hier gewählten Rechenansatz der von der Schubbewehrung aufnehmbare Querkraftanteil durch ein Fachwerk mit einer Druckstrebenneigung von $\vartheta = 45^\circ$ berechnet wird, vereinfacht sich die Gl. (5.8) zu

$$Q_s = a_{s,s} \cdot \sigma_{s,s} \cdot 0,9h \cdot \sin \alpha (1 + \cot \alpha) \quad (5.11)$$

Setzt man den Schubbewehrungsgrad

$$\mu_{s,s} = \frac{a_{s,s}}{b_0} \quad (5.12)$$

ein, so ergibt sich die Tragfähigkeit der Schubbewehrung zu

$$Q_{s,s} = \mu_{s,s} \cdot b_0 \cdot 0,9h \sin \alpha (1 + \cot \alpha) \cdot \sigma_{s,s} \quad (5.13)$$

5.5.3 Einflußgrößen auf den Betontraganteil

Mit dem Betontraganteil des gewählten Rechenansatzes werden die Querkraftanteile aus Rißverzahnung, Dübelwirkung der Langsbewehrung, der Traganteil des geneigten Druckgurtes und die von einem 45° -Fachwerk abweichende Tragfähigkeit der Schubbewehrung zusammengefaßt. Die Größe der verschiedenen Tragwirkungen wird dabei durch eine Reihe von Parametern bestimmt. Da die einzelnen Parameter dabei meist mehrere der verschiedenen Querkrafttragwirkungen beeinflussen, wird in der nachfolgenden Untersuchung des Betontraganteils nicht nach den einzelnen Tragwirkungen unterteilt, sondern nach den verschiedenen Einflußparametern. Hierdurch wird vermieden, daß bei der Entwicklung eines Rechenansatzes für den Betontraganteil verschiedene Parameter mehrfach berücksichtigt werden müssen. Zur Beschreibung der Einflußgrößen auf den Betontraganteil wird folgender Produktansatz gewählt:

$$Q_b = f_b \cdot f_L \cdot f_h \cdot f_s \cdot f_F \cdot f_v \cdot \Delta \tau \cdot h \cdot b_o \quad (5.14)$$

Hierin bedeuten:

f_b	Beiwert für die Betonfestigkeit
f_L	Beiwert für den Längsbewehrungsgrad
f_h	Beiwert für die Bauteilhöhe
f_s	Beiwert für den Schubbewehrungsgrad
f_F	Beiwert für die Querschnittsform
f_v	Beiwert für den Vorspanngrad
$\Delta \tau$	Grundsdruckspannung des Betontraganteils

Die Formulierung der Zusammenhänge zur Beschreibung der Abhängigkeiten erfolgt in enger Anlehnung an ausgewählte Versuchsdaten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken. Hierzu werden in den Bildern 5.12 und 5.24 die einzelnen Beiwerte zur Bestimmung des Betontraganteils über die zu untersuchenden Parameter aufgetragen, um den Zusammenhang zwischen Betontraganteil und Parameter zu belegen. Zur Verdeutlichung der einzelnen Abhängigkeiten werden jeweils die schon gewonnenen Teilabhängigkeiten von den übrigen Parametern mitberücksichtigt.

Für die Untersuchung der Einflußparameter werden Versuchsdaten von

- 163 Spannbetonbalken mit Schubbewehrung
- 194 Spannbetonbalken ohne Schubbewehrung
- und 260 Spannbetonbalken mit Schubbewehrung verwendet.

5.5.3.1 Betonfestigkeit (Beiwert f_b)

Der Einfluß der Betonfestigkeit auf die Schubtragfähigkeit wird in nahezu allen bisher entwickelten Berechnungsmodellen in der Tendenz einheitlich bewertet. Eine höhere Betonfestigkeit vergrößert die Schubtragfähigkeit nicht nur gegenüber Druckstrebenversagen, sondern auch dann, wenn die Schubbewehrung für das Versagen maßgebend wird.

Die Betonfestigkeit beeinflusst die Schubtragfähigkeit auf mehrfache Weise. Da mit der Betondruckfestigkeit der E-Modul des Betons ansteigt, wird die Steifigkeit des ungerissenen Druckgurtes vergrößert, so daß der Querkraftanteil des geneigten Druckgurtes zunimmt. Die Steifigkeit der Druckstreben des Fachwerkes im Steg wird ebenfalls erhöht, was zu einer weiteren Entlastung der Schubbewehrung führt. Neben dem E-Modul hat auch die Betonzugfestigkeit einen nicht unbedeutenden Einfluß auf die Schubtragfähigkeit, da von ihr die Schubrißbildung abhängt, die das spätere Schubversagen einleitet. Eine hohe Betonzugfestigkeit verringert einerseits die Länge der gerissenen Zugzone, so daß eine Schubrißbildung, ausgehend von Biegerissen, vermindert wird, und verzögert andererseits die Bildung und Rißfortpflanzung von Schubrisen im Steg. Auch nach der Schubrißbildung können über die Schubrissse hinweg durch Rißverzahnung Querkräfte abgetragen werden, solange die Rißbreiten gering sind. Die Wirksamkeit der Rißverzahnung ist neben der Rißbreite in erster Linie von der Betonfestigkeit abhängig, da für die Kornverzahnung neben Form und Festigkeit der Zuschlagkörner die Festigkeit des Zementsteins maßgebend ist /118/.

Um einen Zusammenhang zwischen dem Betontraganteil und der Betonfestigkeit herzustellen, ist in den Bildern 5.12 und 5.13 getrennt für Versuche an Stahlbeton- und Spannbetonbalken der Beiwert f_b , der den Einfluß der Betonfestigkeit erfassen soll, über die Druckfestigkeit β_{WS} aufgetragen. Die Würfeldruckfestigkeit wurde als Bezugsgröße gewählt, da sowohl die Betonzugfestigkeit als auch der E-Modul in Abhängigkeit der unter Kurzzeitbelastung gewonnenen Betondruckfestigkeit angegeben werden können. Nach der CEB-Mustervorschrift /17/ kann z.B. die Betonzugfestigkeit mit der Beziehung $\beta_z = 0,3 \cdot \beta_p^{2/3}$ und der E-Modul mit $E_B = 9,5 \cdot \beta_p^{1/3}$ aus der Prismendruckfestigkeit bestimmt werden. Die grundsätzliche Tendenz dieser Beziehungen ist auch in der Abhängigkeit zwischen Betontraganteil und Betonfestigkeit festzustellen. Die Zunahme des Beiwertes f_b mit steigender Beton-

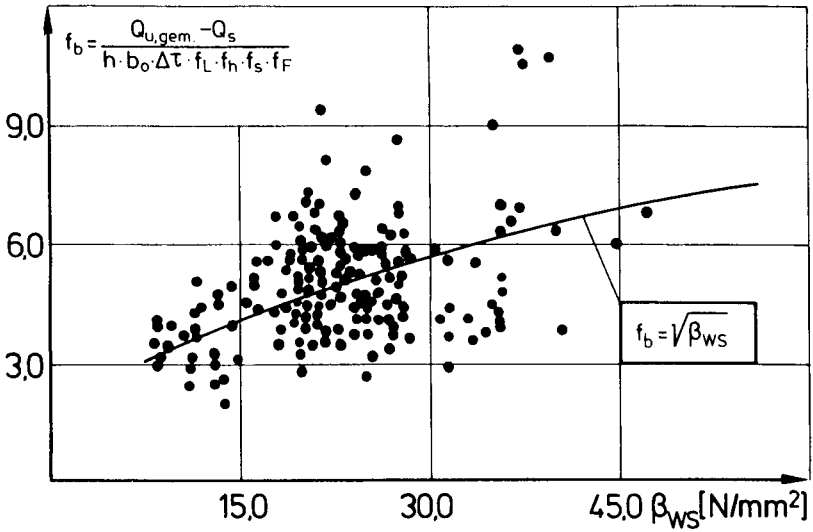


Bild 5.12: Einfluß der Betonfestigkeit auf den Betontraganteil bei Stahlbetonbalken

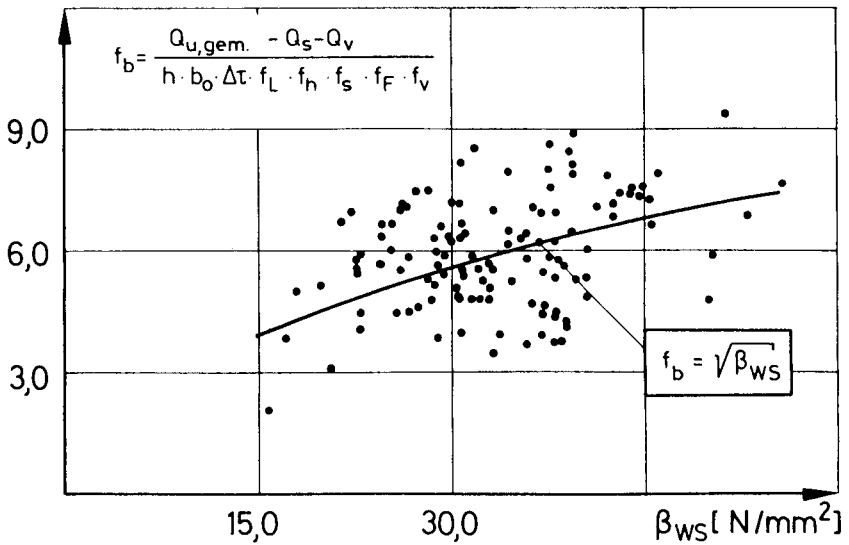


Bild 5.13: Einfluß der Betonfestigkeit auf den Betontraganteil bei Spannbetonbalken

festigkeit kann nach den Bildern 5.12 und 5.13 sowohl für Stahlbeton- als auch für Spannbetonbalken ausreichend genau durch die Funktion

$$f_b = \sqrt{\beta_{WS}} \quad (5.15)$$

beschrieben werden.

Der anhand der Versuchsdaten gewonnene Zusammenhang nach Gl. (5.15) wird durch die Untersuchungen von Mallée /80/ und Rafla/Blume /95/ bestätigt. Mallée fand die Beziehung $f_b = \beta_{WS}^{0,4}$ für schubbewehrte Stahlbetonbalken. Rafla/Blume bestimmten die Abhängigkeit zwischen Betontraganteil und Betonfestigkeit für Stahlbetonbalken ohne Schubbewehrung ebenfalls zu $f_b = \sqrt{\beta_{WS}}$.

5.5.3.2 Längsbewehrungsgrad (Beiwert f_L)

Anhand der Versuchsdaten in den Bildern 5.14 und 5.15 ist deutlich zu erkennen, daß mit steigendem Längsbewehrungsgehalt der Betontraganteil zunimmt. Hierfür sind mehrere Gründe verantwortlich. Zunächst wird durch die Erhöhung des Längsbewehrungsgrades bei sonst gleichen Verhältnissen die Dehnsteifigkeit des Zuggurtes vergrößert. Die höhere Dehnsteifigkeit des Zuggurtes vermindert einerseits ein schnelles Öffnen der Schub- und Biegerisse - die Rißverzahnung bleibt wirksam - und bewirkt andererseits ein Absinken der Nulllinie, so daß der Querkraftanteil der Druckzone zunimmt. Da auch die schiefen Druckstreben des Fachwerkes im Steg infolge der höheren Zuggurtsteifigkeit stärker abgestützt werden, wird die Schubbewehrung weiter entlastet. Schließlich nimmt die über Dübelwirkung der Längsbewehrung - besonders bei zweilagiger Anordnung - aufgenommene Querkraft ebenfalls mit dem Längsbewehrungsgrad zu /8,74,97/.

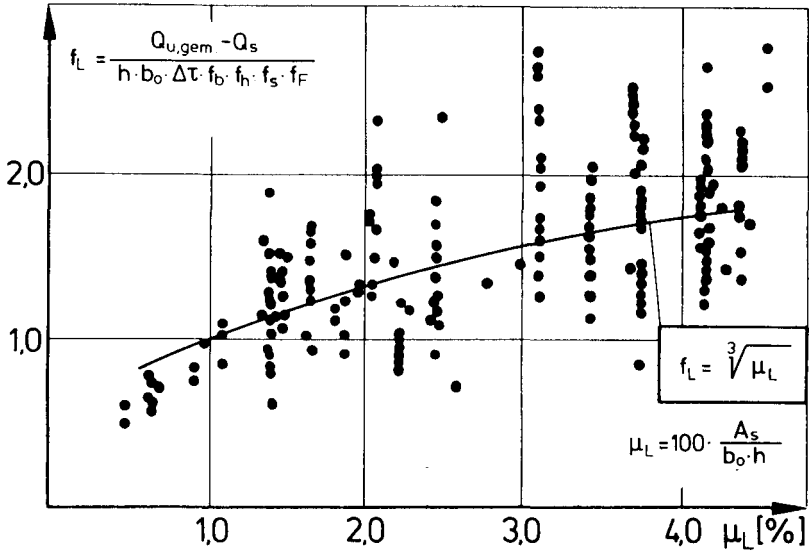


Bild 5.14: Einfluß der Längsbewehrung auf den Betontraganteil bei Stahlbetonbalken

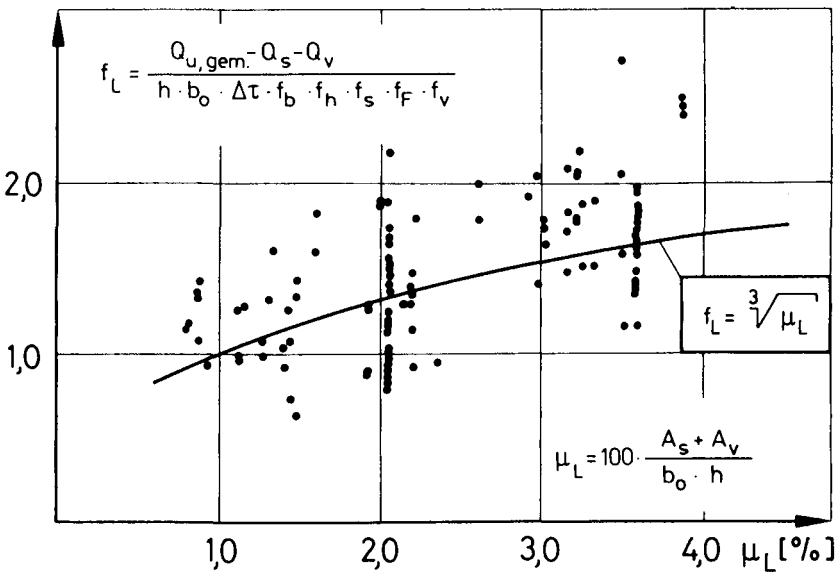


Bild 5.15: Einfluß der Längsbewehrung auf den Betontraganteil bei Spannbetonbalken

Die Zunahme des Beiwertes f_L mit steigendem Längsbewehrungsgrad kann entsprechend den Bildern 5.14 und 5.15 mit dem Ansatz

$$f_L = \sqrt[3]{\mu_L} \quad (5.16)$$

beschrieben werden. Hierbei ist μ_L der auf die Stegfläche $A_{\text{Steg}} = b_0 \cdot h$ bezogene Bewehrungsgehalt aus $(A_S + A_V)$ in Prozent. Der gewonnene Zusammenhang nach Gl. (5.16) zeigt auch gute Übereinstimmung mit den Untersuchungen von Mallée /80/ und Rafla/Blume /95/. Der Betontraganteil nimmt nach Mallée mit $f_L = \mu_L^{0,2}$ für schubbewehrte Stahlbetonbalken, nach Rafla/Blume mit $f_L = \sqrt[3]{\mu_L}$ für Stahlbetonbalken ohne Schubbewehrung zu. Die geringere Zunahme des Betontraganteils bei hohen Längsbewehrungsgraden ist auf die hier verminderte Verbundgüte zurückzuführen, da im Vergleich zu geringeren Längsbewehrungsgraden meist dickere Bewehrungsstäbe verwendet werden. Bei gleichem Stahlquerschnitt ist die Verbundwirkung mehrerer dünner Stäbe besser als die von wenigen dicken Stäben. Hierdurch wird infolge des besseren Mitwirkens des Betons zwischen den Rissen die Dehnsteifigkeit des Zuggurtes gesteigert /74/.

Ein Einfluß der Stahlgüte der Längsbewehrung auf den Betontraganteil war erwartungsgemäß nicht festzustellen, da die Längsbewehrung beim Schubversagen die Streckgrenze in der Regel nicht erreicht.

Neben den bisher beschriebenen Einflüssen hat die Längsbewehrung die Aufgabe, die aus der Fachwerkwirkung entstehenden Versatzkräfte aufzunehmen. Die Versatzkräfte führen zu einer Verschiebung der M/z-Linie zum Auflager hin, was auch durch ausführliche Messungen an Versuchsbalken /75/ bestätigt werden konnte. Es ist daher bei der Staffelung der Längsbewehrung ein Versatzmaß zu berücksichtigen, um eine ausreichende Verankerung der Längsbewehrung zu sichern.

5.5.3.3 Bauteilhöhe (Beiwert f_h)

Zahlreiche Untersuchungen /54,73,109,12,95/ an Balken ohne Schubbewehrung haben gezeigt, daß die Bruchschubspannungen mit zunehmender Bauteilhöhe abnehmen. Dieses Verhalten der Balken ohne Schubbewehrung erklärte Taylor /109/ mit Hilfe der Rißverzahnung. Da sich die Schubrißbreiten mit der Bauteilhöhe vergrößern, wird bei gleicher Größe der Zuschlagkörner die Wirksamkeit der Kornverzahnung verringert. Nach Walraven /118/ ist neben dem Maßstab der Einfluß des Spannungsgradienten für die Abnahme der Bruchschubspannungen verantwortlich. Der flachere Spannungsgradient von Balken mit großer Bauhöhe bewirkt eine verstärkte Rißbildung, die zu einem Schubbruch bei geringerer Schubspannung führt.

Bisher wurden nur wenige gezielte Untersuchungen zur Überprüfung des Höheneinflusses auf das Schubtragverhalten von schubbewehrten Balken ausgeführt. In den meisten Versuchsserien wurden neben der Bauteilhöhe auch andere Versuchsparameter variiert. In der einzigen systematischen experimentellen Untersuchung stellte Bhal /12/ für schubbewehrte Balken mit zunehmender Bauhöhe nur eine geringfügige Abnahme der bezogenen Schubtragfähigkeit fest.

Nach der vom Verfasser durchgeführten Auswertung von Versuchen an schubbewehrten Stahlbeton- und Spannbetonbalken ist der Einfluß der Bauteilhöhe auf das Schubtragverhalten vernachlässigbar gering. In den Bildern 5.16 und 5.17 ist der Beiwert f_h in Abhängigkeit der Balkennutzhöhe aufgetragen. Sowohl für die untersuchten Spannbeton- als auch Stahlbetonbalken, deren Nutzhöhen zwischen $h \approx 23$ cm und $h \approx 85$ cm variierten, ist kein Einfluß der Bauteilhöhe auf den Betontraganteil festzustellen. Ursache hierfür scheint zu sein, daß durch die Schubbewehrung die Entwicklung der Schubrißbreiten kontrolliert wird, und somit die Wirkung der Rißverzahnung im Vergleich zu Balken ohne Schubbewehrung länger erhalten bleibt. Aufgrund dessen wird für schubbewehrte Balken im Ansatz für den Betontraganteil der Einfluß

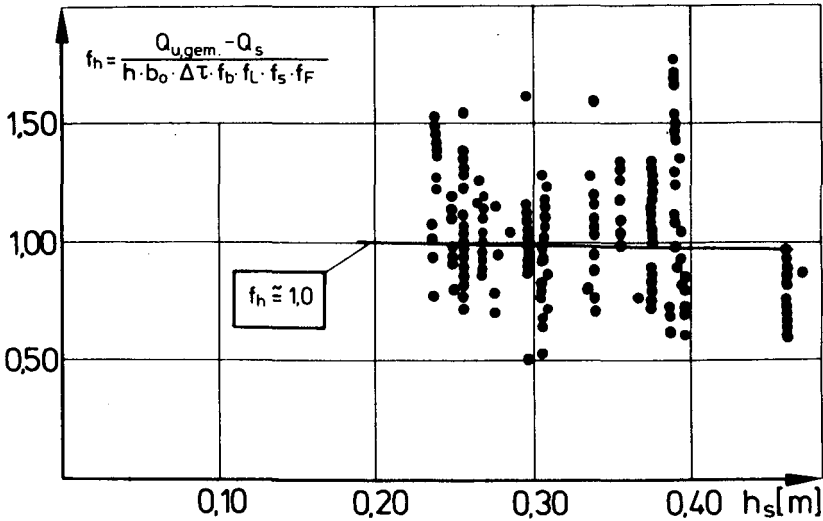


Bild 5.16: Einfluß der Bauteilhöhe auf den Betontraganteil bei Stahlbetonbalken

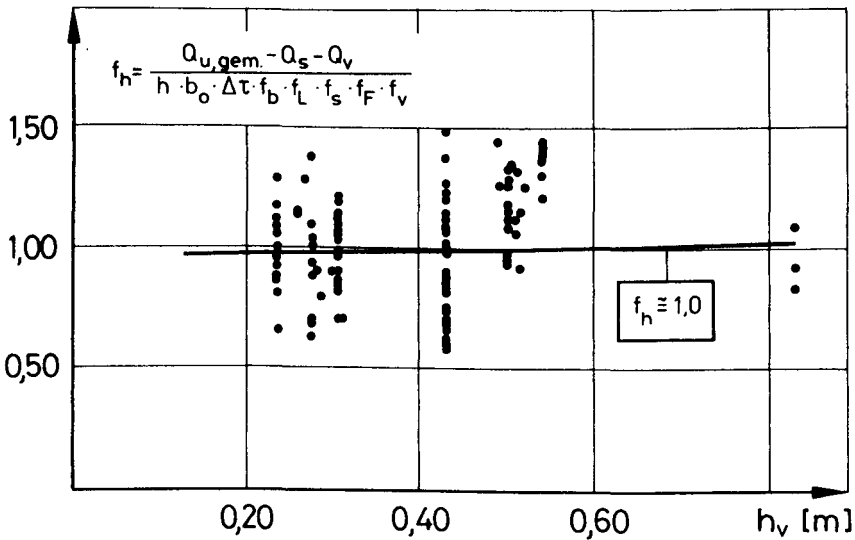
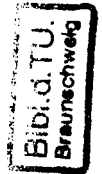


Bild 5.17: Einfluß der Bauteilhöhe auf den Betontraganteil bei Spannbetonbalken

der Balkenhöhe nicht berücksichtigt ($f_h = 1,0$).

5.5.3.4 Schubbewehrungsgrad (Beiwert f_s)

In der Vergangenheit wurde in erster Linie der Wirkungsgrad der verschiedenen Arten der Schubbewehrung sowohl im Hinblick auf Tragfähigkeit als auch bei Ribbildung untersucht. Es zeigte sich deutlich, daß aufgebogene Stäbe neben größeren Ribbreiten und Ribabständen im Vergleich zu einer Bügelbewehrung auch eine geringere Tragfähigkeit ergeben. Unter 45° geneigte Bügel erzielen die kleinsten Ribbreiten; vertikale Bügel liegen in ihrer Wirksamkeit zwischen aufgebogenen Stäben und geneigten Bügeln. Die geringere Tragfähigkeit von aufgebogenen Stäben ist zum Teil darauf zurückzuführen, daß sich die Druckstreben gleichsam auf ein in Balkenlängsrichtung verlaufendes Schneidenlager abstützen müssen. Dagegen besitzt eine Bügelbewehrung bei gleicher Bewehrungsmenge einen wesentlich höheren Wirkungsgrad. Obwohl unter 45° geneigte Bügel im Versuch die geringsten Schubribbreiten und die höchsten Traglasten ergaben, werden heute in der Praxis aus wirtschaftlichen Gründen vorwiegend lotrechte Bügel eingesetzt. Dementsprechend wurden die vorliegenden Versuchsdaten ausgewählt: Die überwiegende Zahl der Versuchsbalken besitzt lotrechte Bügel; Balken, deren Schubbewehrung ausschließlich aus aufgebogenen Stäben besteht, wurden nicht berücksichtigt.

Im Vordergrund der hier durchgeführten Untersuchung steht der Einfluß des Schubbewehrungsgrades auf den Betontraganteil. Nach Mallée /80/ verhalten sich Schubbewehrungsgrad und Betontraganteil umgekehrt proportional. Die Abnahme des Betontraganteils bei hohen Schubbewehrungsgraden führt Mallée darauf zurück, daß sich bei geringer Schubbewehrung flachere Druckstreben einstellen, die eine Entlastung der Schubbewehrung bewirken. Ein derartiger Einfluß konnte hier bei der Auswertung der Versuchsdaten nicht festgestellt werden. Nach den Bildern 5.18 und 5.19, in denen der Beiwert

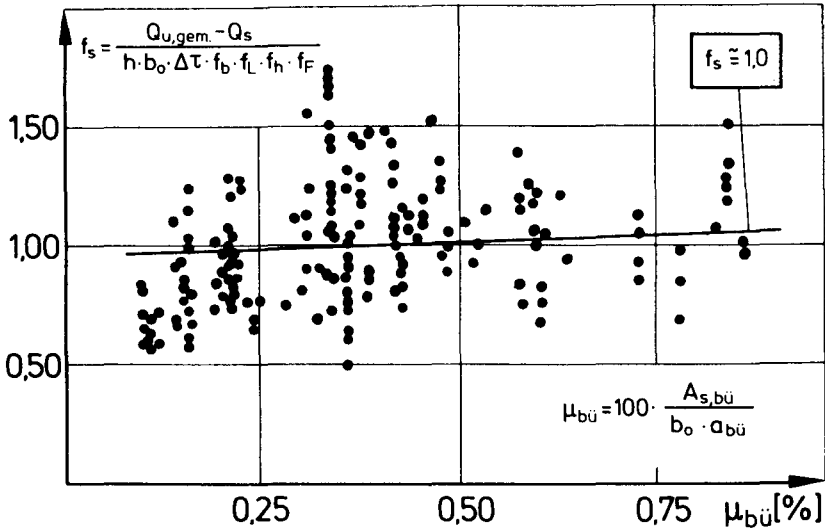


Bild 5.18: Einfluß des Schubbewehrungsgrades auf den Betontraganteil bei Stahlbetonbalken

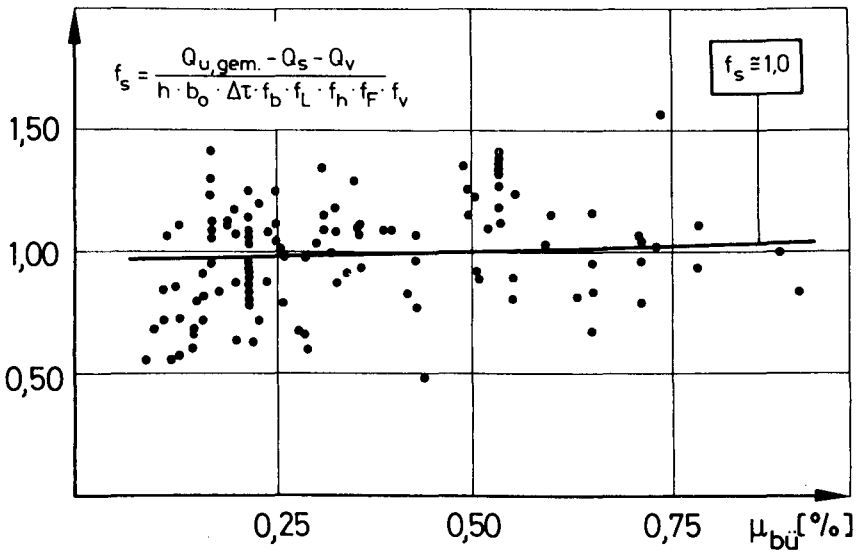


Bild 5.19: Einfluß des Schubbewehrungsgrades auf den Betontraganteil bei Spannbetonbalken

f_s über den Schubbewehrungsgrad aufgetragen ist, besteht weder für Spannbeton- noch für Stahlbetonbalken eine eindeutige Abhängigkeit des Betontraganteils vom Schubbewehrungsgrad ($f_s = 1,0$).

5.5.3.5 Querschnittsform (Beiwert f_F)

Schon die Versuche von Leonhardt/Walter /73,76/ brachten die Erkenntnis, daß die Schubtragfähigkeit von der Stegdicke b_0 deutlich beeinflußt wird. Aufgrund dieser Versuchsserien, bei denen nur die Stegdicke b_0 variiert wurde, haben Leonhardt /71/ und später auch andere /41,95, 97/ die Größe des Betontraganteils in Abhängigkeit von der Stegfläche $A_{\text{Steg}} = b_0 \cdot h$ bestimmt. Neuere Untersuchungen /74,80,91/ zeigten jedoch, daß mit diesem Ansatz besonders der Betontraganteil von schlanken Plattenbalkenquerschnitten unterschätzt wird. Der größere Betontraganteil im Vergleich zu Rechteckbalken ist auf die größere Querschnittsfläche des Plattenbalkendruckgurtes zurückzuführen. Zwar ergibt sich bei einem Plattenbalken, bedingt durch die höhere Nulllinienlage, eine etwas geringere Druckgurthöhe, jedoch ist der Druckgurt im Vergleich zum Rechteckquerschnitt wesentlich breiter.

Um den Einfluß des Verhältnisses Plattenbreite zu Stegdicke auf den Betontraganteil zu überprüfen, ist in den Bildern 5.20 und 5.21 der Beiwert f_F über den Parameter b/b_0 aufgetragen. Es ist zu erkennen, daß Plattenbalken ($b/b_0 > 2,0$) gegenüber Rechteckbalken ($b/b_0 = 1,0$) einen größeren Betontraganteil besitzen. Zur Beschreibung des Parameters Querschnittsform wird der in den Bildern 5.20 und 5.21 dargestellte bilineare Ansatz gewählt, da für Plattenbalken mit $b/b_0 > 2,0$ keine weitere Zunahme des Betontraganteils festzustellen ist. Der Betontraganteil eines Rechteckquerschnitts beträgt 85 % von dem eines Plattenbalkens mit $b/b_0 > 2,0$. Zwischenwerte können gradlinig interpoliert werden.

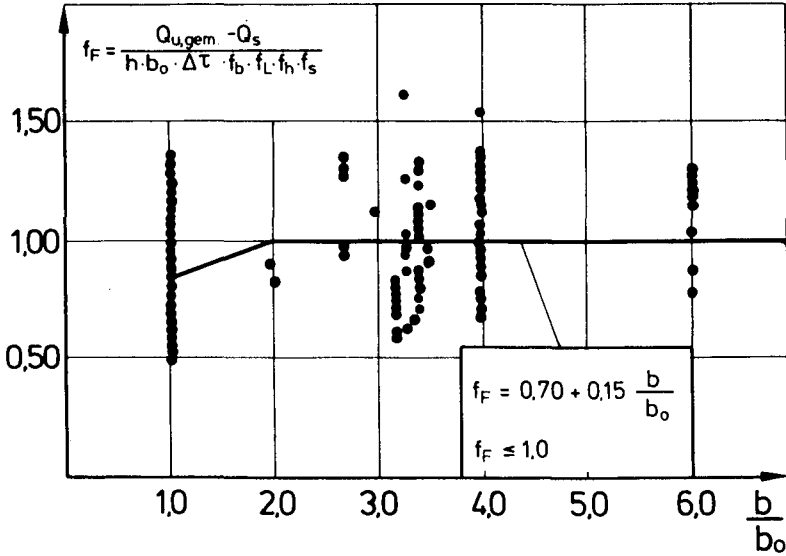


Bild 5.20: Einfluß der Querschnittsform auf den Betontraganteil bei Stahlbetonbalken

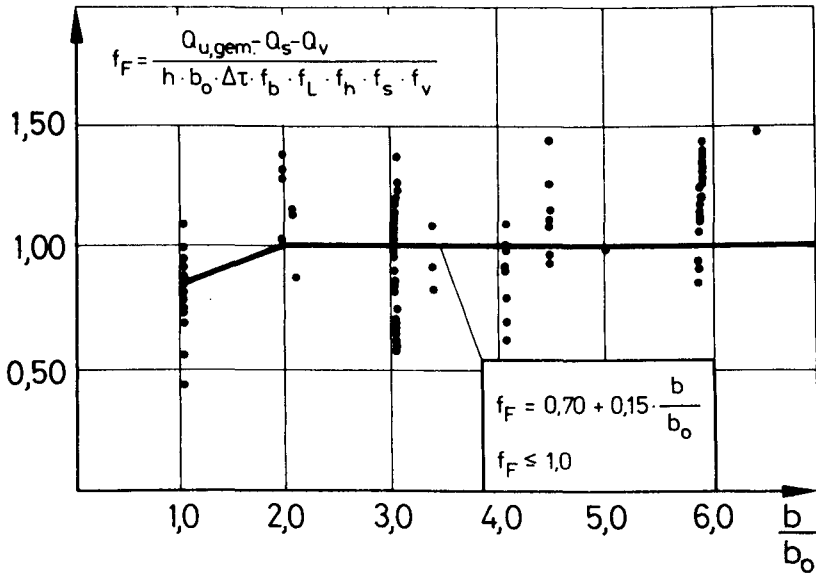


Bild 5.21: Einfluß der Querschnittsform auf den Betontraganteil bei Spannbetonbalken

Der hier gewählte Ansatz zur Beschreibung des Einflusses der Querschnittsform auf den Betontraganteil bei Stahlbeton- und Spannbetonbalken entspricht dem Vorschlag von Mallée /80/.

5.5.3.6 Einfluß der Vorspannung (Beiwert f_v)

Zahlreiche Schubversuche an Spannbetonträgern /75,112,10,79, 3,33,44/ haben gezeigt, daß mit zunehmendem Vorspanngrad die Stegzugkräfte verringert werden, so daß in Spannbetonbalken weniger Schubbewehrung erforderlich ist als in Stahlbetonbalken. Der grundsätzliche Einfluß der Vorspannung kann gut anhand der Schubversuche von Thürlimann u.a. /112/ erläutert werden. In dieser Versuchsserie wurde der Vorspanngrad unter Beibehaltung der übrigen Versuchsparameter zwischen 0 % und 100 % variiert. Die Spannbewehrung A_v und die schlaffe Längsbewehrung A_s waren so gewählt, daß alle Versuchsbalken die gleiche Biegetragfähigkeit besaßen. Nach Bild 5.22, in dem die gemessenen Bügelkräfte in Abhängigkeit der einwirkenden Querkraft aufgetragen sind, ist mit zunehmendem Vorspanngrad bei gleicher äußerer Belastung eindeutig eine Abnahme der Bügelkräfte festzustellen. Hierfür gibt es mehrere Gründe: Zunächst können sich von Biegerissen ausgehende Schubrisse in der Regel nicht bilden, da der Zuggurt aufgrund der Vorspannung meist ungerissen bleibt. Da auch die auftretenden Hauptzugspannungen im Steg infolge Vorspannung geringer sind, erfolgt eine Schubrißbildung mit zunehmendem Vorspanngrad bei höherer Belastung. Weiterhin bewirkt ein hoher Vorspanngrad flacher geneigte Schubrisse, die zu einer geringeren Neigung der Druckstreben im Steg und infolgedessen zu einer weiteren Entlastung der Schubbewehrung führen.

Versuche von Leonhardt/Koch/Rostásy /75/, bei denen die Bügelspannungen entlang der Balkenachse gemessen wurden, zeigen, daß der Einfluß der Vorspannung auf das Schubtragverhalten sowohl im auflagernahen Bereich mit ungerissener Zugzone (Zone a) als auch in Bereichen mit gerissener Zugzone

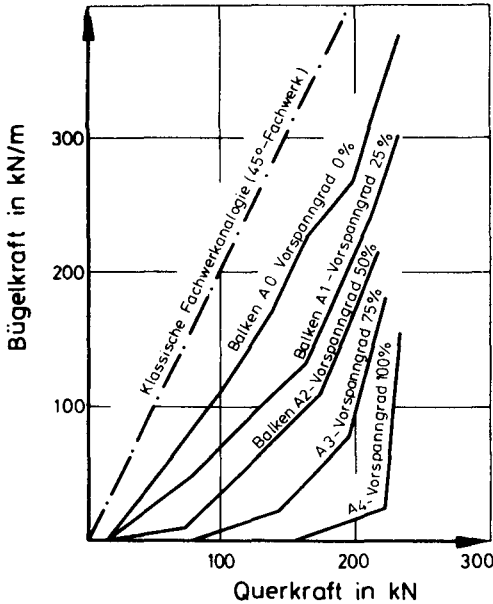


Bild 5.22: Einfluß des Vorspanngrades auf die Bügelkräfte nach /112/

(Zone b) wirksam ist. In Zone b waren die gemessenen Bügelspannungen gegenüber Zone a nur wenig größer. Die auch in Zone b im Vergleich zu Stahlbetonbalken geringeren Bügelspannungen sind darauf zurückzuführen, daß aufgrund der Vorspannung einerseits die Schubrißweiten begrenzt werden und andererseits die Biegezugzone weniger weit aufreißt. Hierdurch besitzen sowohl der Steg als auch die Biegedruckzone eine höhere Steifigkeit, so daß im Vergleich zu entsprechenden Stahlbetonbalken der Betontraganteil größer ist.

Zur Erfassung dieser Einflüsse wurden schon eine Reihe von Rechenansätzen entwickelt. Leonhardt /71, 74,75/ definierte auf Grund der Gegenüberstellung der im Versuch gemessenen und der rechnerischen Bügelkräfte nach der klassischen Fachwerkanalogie einen sogenannten Betonabzugswert, der den Einfluß des Vorspanngrades erfaßt. Er bestimmte diesen Betonabzugswert aus dem Biegerissmoment des für die Schubbe-

messung maßgebenden Querschnittes.

Nach einem Vorschlag von Hedman/Losberg /41/ erhöht sich die Schubtragfähigkeit von Spannbetonbalken gegenüber Stahlbetonbalken um den Faktor $(1 + M_0/M_u)$. Sowohl der Querkraftanteil der Schubbewehrung als auch der Betontraganteil werden um diesen Faktor erhöht. Hierbei sind für M_0 das Dekompressionsmoment und für M_u das im Bemessungsquerschnitt aufzunehmende Bruchmoment anzusetzen. Der Vorschlag von Hedman/Losberg wurde später dem Standard-Verfahren der CEB-Mustervorschrift /17/ zugrundegelegt. Allerdings wird nach CEB im Gegensatz zu Hedman/Losberg nur der Betontraganteil mit dem Faktor $(1 + M_0/M_u)$ erhöht, wodurch der Einfluß der Vorspannung unterschätzt wird /74/.

Herzog /42/ bestimmt die Schubtragfähigkeit von Spannbetonbalken, indem er seinen empirischen Rechenansatz für Stahlbetonbalken um den Faktor $(1 + \sigma_N/\beta_p)$ erweitert. Die rechnerische Schubtraglast steigt mit dem Verhältnis zentrische Vorspannung $\sigma_N = N_V/A_b$ zur Prismendruckfestigkeit linear an.

Nach DIN 4227/1 wird der Einfluß der Vorspannung nur in Zone a berücksichtigt, in der auch im Bruchzustand der Zuggurt ungerissen bleibt. Hier darf bei der Bestimmung der erforderlichen Schubbewehrung die Neigung der Druckstreben flacher angesetzt werden, während in Zone b die Schubbemessung unabhängig von der Höhe der Vorspannung erfolgt.

Um den Einfluß der Vorspannung auf das Schubtragverhalten zu verdeutlichen, ist in den Bildern 5.23 und 5.24 der Beiwert f_v , der den Einfluß des Vorspanngrades wiedergeben soll, über dem Verhältniswert M_0/M_u aufgetragen. Diese Form der Darstellung setzt voraus, daß die Wirkung der Vorspannung auf das Schubtragverhalten über den Betontraganteil erfaßt wird. Aus den Bildern 5.23 und 5.24 ist deutlich zu erkennen, daß der Betontraganteil mit dem Verhältnis M_0/M_u zunimmt. Der Zusammenhang zwischen Betontraganteil und Höhe der Vorspannung läßt sich für Spannbetonbalken sowohl mit als auch ohne

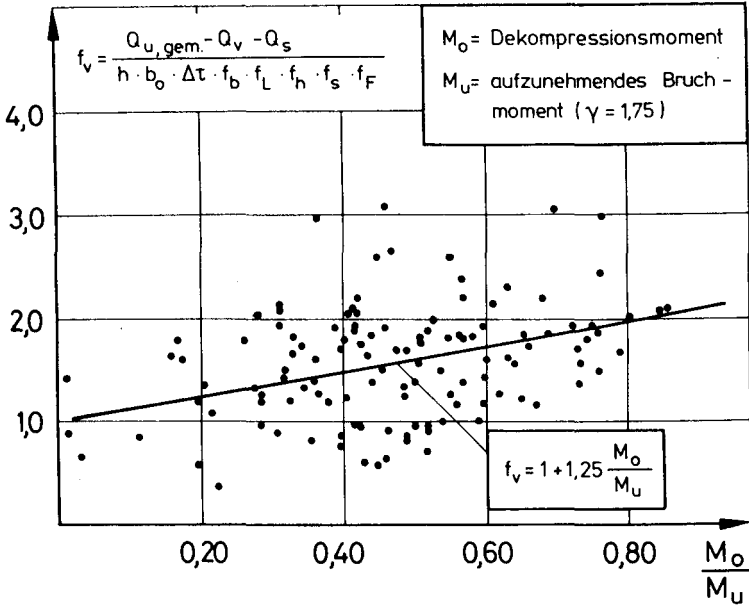


Bild 5.23: Einfluß der Vorspannung auf den Betontraganteil bei Balken mit Schubbewehrung

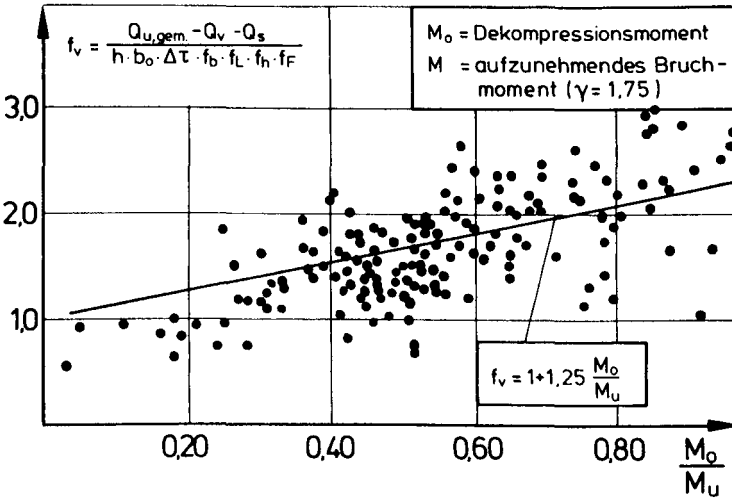


Bild 5.24: Einfluß der Vorspannung auf den Betontraganteil bei Balken ohne Schubbewehrung

Schubbewehrung durch den Ansatz

$$f_v = 1,125 M_o/M_u \quad (5.17)$$

beschreiben.

Im Vergleich zur CEB-Mustervorschrift wird mit dem hier gewählten Rechenansatz für den Betontraganteil der Einfluß der Vorspannung höher bewertet, auch wenn die unterschiedlichen Sicherheitsbeiwerte für M_u in Gl. (5.17) und in der CEB-Mustervorschrift berücksichtigt werden. Nach CEB, die mit Teilsicherheitsbeiwerten arbeitet, beträgt $M_u = 1,35M_g + 1,50M_p$, in Gl. (5.17) wurde $M_u = 1,75(M_g + M_p)$ angesetzt. Eine höhere Bewertung der Vorspannung kommt auch dadurch zustande, daß hier im Gegensatz zur CEB der Einfluß der Vorspannung zusätzlich zu Gl. (5.17) noch durch die Erfassung der Spannbewehrung im Parameter μ_L (vgl. Gl. 5.16) berücksichtigt wird. Im Vergleich zu Hedman/Losberg, die sowohl den Betontraganteil als auch den Anteil der Schubbewehrung mit dem Faktor $(1 + M_o/M_u)$ erhöhen, ist nach Gl. (5.17) der Einfluß der Vorspannung geringer. Dieser Unterschied zu ist darauf zurückzuführen, daß Hedman/Losberg ihren Ansatz in erster Linie aus Versuchsdaten von Spannbetonbalken ohne Schubbewehrung abgeleitet haben.

Die Lösungsmöglichkeit, den Betontraganteil entsprechend Herzog /42/ an die Größe σ_N/β_p zu koppeln, wurde vom Verfasser ebenfalls untersucht. Dieser Ansatz erwies sich jedoch gegenüber Gl. (5.17) als weniger geeignet, da keine eindeutige Abhängigkeit festzustellen war. Zudem ist die Form des gewählten Ansatzes nach Gl. (5.17) schon allgemein in der Literatur anerkannt /17,71,74/.

5.5.4 Querkraftanteil geneigter Spannglieder

Die Wirkung von geneigten Spanngliedern kann aufgrund der Untersuchungen von Leonhardt/Koch/Rostásy /75/ und Bachmann /4/ mit der Formel

$$Q_v = N_v \cdot \sin \alpha \quad (5.18)$$

erfaßt werden. Der Querkraftanteil des geneigten Spanngliedes entspricht der Vertikalkomponente der Spanngliedkraft. Die Versuche von Bachmann u.a. /4/ haben gezeigt, daß Gl. (5.18), die sich nach den Regeln der Festigkeitslehre für einen homogenen ungerissenen Querschnitt ableiten läßt, auch im Zustand II ihre Gültigkeit besitzt. Voraussetzung hierfür ist jedoch, daß an End- und Zwischenauflagern eine untere schlaaffe Längsbewehrung durchgeführt wird, die mindestens für eine Zugkraft $Z_A = Q/2$ zu bemessen ist. Eine derartige Bewehrung sorgt für eine Mitwirkung des gesamten Querschnitts, also auch der unterhalb der geneigten Spannglieder liegenden Querschnittsteile, bei der Querkraftabtragung in Auflagernähe. Zur Ermittlung der Bruchschubspannungen kann dann die Nutzhöhe der schlaaffen Längsbewehrung eingesetzt werden.

Für N_v ist die Vorspannkraft im Gebrauchszustand anzusetzen, da Versuche /4,75/ gezeigt haben, daß der Spannungszuwachs der Spannglieder im Querkraftbereich nur gering ist und daher vernachlässigt werden sollte.

5.5.5 Druckstreben tragfähigkeit

Die Schubtragfähigkeit wird bei sehr hohen Schubbewehrungsgraden durch die Druckfestigkeit des Betons begrenzt. Die Betonspannungen der Druckstreben sind von der Neigung der Druckstreben und der Schubbewehrung abhängig. Setzt man entsprechend der klassischen Fachwerkanalogie unter 45° geneigte Druckstreben an, so lassen sich zwischen Druckstre-

benspannungen (vgl. Gl. 5.5) und dem Rechenwert der Schubspannungen τ_0 folgende Beziehungen herstellen:

für lotrechte Schubbewehrung

$$\sigma_2^{\parallel} = 2 \frac{Q}{0,9 h b_0} = 2 \tau_0 \quad (5.19)$$

für 45⁰-geneigte Schubbewehrung

$$\sigma_2^{\parallel} = \frac{Q}{0,9 h b_0} = \tau_0 \quad (5.20)$$

Auf Grund dieser Beziehungen kann die Druckstreben­tragfähigkeit durch Festlegen einer oberen Schubspannungsgrenze, die von der Betonfestigkeit abhängt, bestimmt werden. Diese Form des Nachweises der Druckstreben­tragfähigkeit ist heute in den meisten Bemessungsvorschriften /17,26,27,103/ üblich. Bei der Berechnung der Druckstreben­tragfähigkeit kann im Vergleich zum Biegebruchsicherheitsnachweis nur eine verminderte Betondruckfestigkeit angesetzt werden. Die geringere Druckfestigkeit der Druckstreben ist einerseits auf die unregelmäßige Begrenzung der Druckstreben durch die Schubriss­e und andererseits auf die durch die Schubbewehrung eingeleitete Querzugbeanspruchung der Druckstreben zurückzuführen (vgl. Kap. 3.2).

Um die Abhängigkeit der oberen Schubspannungsgrenze von der Betonfestigkeit zu untersuchen, sind in Bild 5.25 die im Versuch ermittelten Bruchschubspannungen von 26 Spannbeton- und 47 Stahlbetonbalken, die durch Druckstrebenbruch versagten, in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit aufgetragen. Alle Versuchsbalken besaßen als Schubbewehrung lotrechte Bügel. Nach Bild 5.25 ist zwischen der Bruchschubspannung und der Würfeldruckfestigkeit ein annähernd linearer Zusammenhang festzustellen, was auch durch zahlreiche andere Untersuchungen bestätigt wird /74,80,84,95/. Im Mittel wurde von den Versuchsbalken eine Bruchschubspannung von

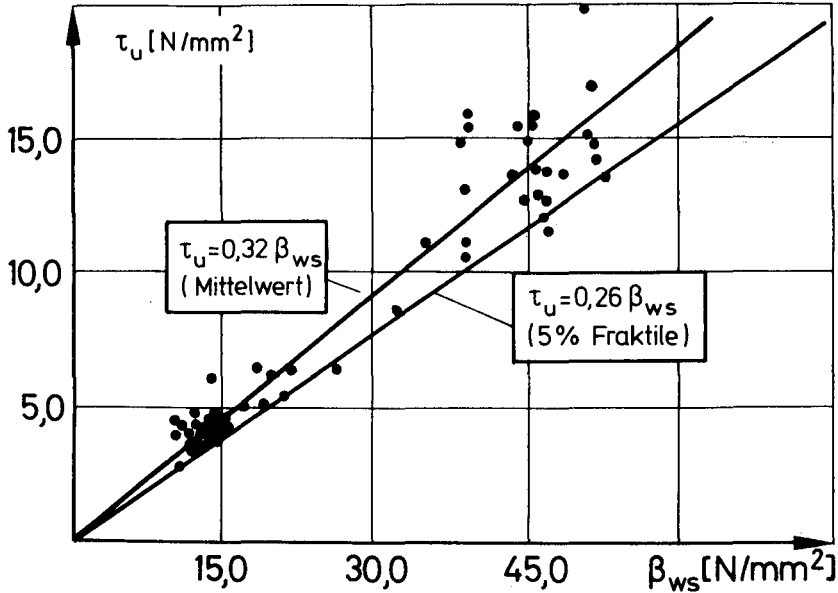


Bild 5.25: Bruchschubspannungen in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit für 26 Spannbeton- und 47 Stahlbetonbalken, die durch Druckstrebenbruch versagten

$$\tau_u = 0,32 \beta_{ws} \tag{5.21}$$

erreicht. Die 5 %-Fraktile der Versuchsdaten beträgt

$$\tau_u = 0,26 \beta_{ws} \tag{5.22}$$

Für die Entwicklung eines Bemessungsansatzes ist Gl. (5.22) noch um das Verhältnis Dauerstandfestigkeit zu Kurzzeitfestigkeit abzumindern. Da auf die hier ausgewerteten Versuchsbalken in der Regel mindestens 1 Stunde lang Lasten nahe der Bruchlast eingewirkt haben, erscheint es angemessen, gegenüber Gl. (5.22) einen Festigkeitsverlust von 10 % für Dauerstandbelastungen anzunehmen. Im Vergleich hierzu wird in DIN 1045 bei der Biegebemessung die im Kurzzeitversuch an Probewürfeln gewonnene Druckfestigkeit um den Faktor 0,80 reduziert, da hier die Belastungsgeschwindigkeit von

0,5 N/mm² pro Sekunde erheblich größer als bei den Versuchsbalken ist.

Für Balken mit lotrechter Schubbewehrung kann somit zur Bemessung als obere Schubspannungsgrenze folgende Beziehung angegeben werden:

$$\tau_u = 0,23 \beta_{ws} \quad (5.23)$$

Da zu einer vergleichbaren Auswertung von Balken mit geneigter Schubbewehrung nicht genügend Versuchsdaten vorliegen, wird für geneigte Bügel in Anlehnung an die CEB-Mustervorschrift vorgeschlagen, die Schubspannungen auf

$$\begin{aligned} \tau_u &= 0,23 \beta_{ws} (1 + \cot \alpha) \\ \tau_u &\leq 0,38 \beta_{ws} \end{aligned} \quad (5.24)$$

zu begrenzen.

5.5.6 Zusammenfassung zu einem Rechenansatz

Auf Grundlage der in den vorangegangenen Abschnitten gefundenen Zusammenhängen lassen sich folgende Gleichungen zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit für Stahlbeton- und Spannbetonbalken angeben.

Für Brucharten, die durch Versagen der Bügelbewehrung ausgelöst werden, setzt sich die Schubtraglast aus dem Anteil der Schubbewehrung Q_s , dem Betontraganteil Q_b und der Vertikal-komponente der Spannglieder Q_v zusammen:

$$Q_u = Q_s + Q_b + Q_v$$

Querkraftanteil der Schubbewehrung :

$$Q_s = \mu_{ss} \cdot \sigma_{ss} \cdot b_0 \cdot 0,9h \cdot \sin \alpha (1 + \cot \alpha) \quad (5.25)$$

Betontraganteil :

$$Q_b = h b_0 \cdot \Delta \tau \sqrt[2]{\beta_{ws}} \sqrt[3]{\mu_L} \cdot f_F \left(1 + 1,25 \frac{M_o}{M_u}\right)$$

$$\text{mit: } \mu_L = \frac{A_s + A_v}{b_0 h} \quad (\mu_L \text{ in } \%)$$

$$f_F = 0,7 + 0,15 \frac{b}{b_0}; \quad f_F \leq 1,0$$

$$M_o = N_{v+\varphi} \frac{l_b}{y_u} \left[\frac{1}{A_b} + \frac{y_{bv} \cdot y_u}{I_b} \right]$$

(Dekompressionsmoment)

M_u = im Bemessungsschnitt aufzunehmendes Bruchmoment, $\gamma = 1,75$

Vertikalkomponente der Spanngliedkraft

$$Q_v = N_v \sin \alpha$$

Die noch unbekannte Größe $\Delta \tau$ in Gl. (5.25), die als Grundschubspannung des Betontraganteils bezeichnet wird, kann durch Einsetzen der im Versuch gemessenen Schubbruchlasten aus Gl. (5.26) bestimmt werden:

$$\Delta \tau = \frac{Q_{u, \text{gem.}} - Q_s - Q_v}{h b_0 \sqrt[2]{\beta_{ws}} \sqrt[3]{\mu_L} f_F \left(1 + 1,25 \frac{M_o}{M_u}\right)} \quad (5.26)$$

Im Querkraftanteil der Schubbewehrung Q_s wird als mittlere Bruchspannung der 1,25-fache Wert der Streckgrenze eingesetzt, da einerseits die Festigkeit oberhalb der Streckgrenze bis hin zum Bruch noch deutlich zunimmt /32, 71/ und andererseits bei einem großen Teil der Versuchsdaten nicht die an Materialproben gewonnenen Festigkeiten, sondern nur die Nennfestigkeiten der verwendeten Stähle vorlagen, die eine garantierte Mindestfestigkeit angeben.

Die Auswertung der Gl. (5.26) ergibt sowohl für Spannbeton- als auch für Stahlbetonbalken als Mittelwert $\Delta\tau = 0,24$. Die 5 %-Fraktile, die für die spätere Entwicklung eines Bemessungsansatzes von Bedeutung ist, beträgt $\Delta\tau = 0,19$.

Für die Bruchart "Versagen der Betonbruchstreben" ergibt sich die maximal aufnehmbare Querkraft aus der oberen Schubspannungsgrenze nach Gl. (5.21) bzw. (5.24) in Abhängigkeit von der Neigung der Schubbewehrung zu:

$$Q_D = 0,9h \cdot b_0 \cdot 0,32 \beta_{ws}(1 + \cot \alpha) \quad (\text{Mittelwert}) \quad (5.27)$$

5.5.7 Vergleich mit anderen Rechenansätzen

Die Brauchbarkeit und Leistungsfähigkeit der Gl. (5.25) zur Bestimmung der Schubtragfähigkeit wird anhand von Versuchsdaten im Vergleich mit anderen Rechenverfahren nachgewiesen. Hierzu sind in den Bildern 5.26 und 5.27 die Mittelwerte des Quotienten aus gemessener und rechnerischer Bruchquerkraft getrennt für Stahlbeton und Spannbeton sowie die zugehörigen statistischen Kenngrößen angegeben. Beim Vergleich der verschiedenen Rechenansätze besitzt der Variationskoeffizient aus sicherheitstheoretischer Sicht besondere Bedeutung: Je kleiner der Variationskoeffizient ist, umso geringer ist die statistische Unsicherheit bei der Berechnung der Schubtragfähigkeit.

Der Vergleich der Rechenansätze für Stahlbeton zeigt, daß der hier entwickelte Rechenansatz die beste Übereinstimmung ($\bar{x} = 1,01$) bei gleichzeitig geringstem Variationskoeffizienten ($v = 14,8 \%$) liefert. Die Ergebnisse der Rechenansätze von Placas/Regan /91/, Kamerling/Kuyt /52/, Rafla/Blume /95/ und Losberg/Hedman /41/ sind ebenfalls noch zufriedenstellend, deuten aber schon darauf hin, daß einzelne Parameter nicht richtig erfaßt werden.

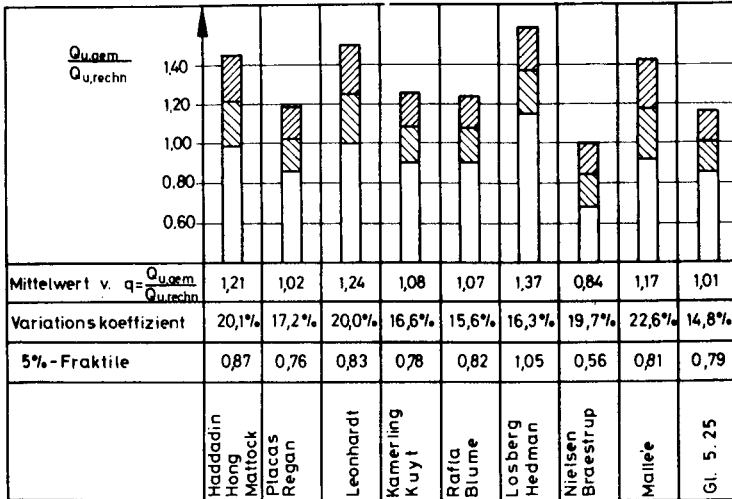


Bild 5.26: Vergleich der Mittelwerte des Quotienten aus gemessener und rechnerischer Schubbruchlast von 260 Versuchen an Stahlbetonbalken

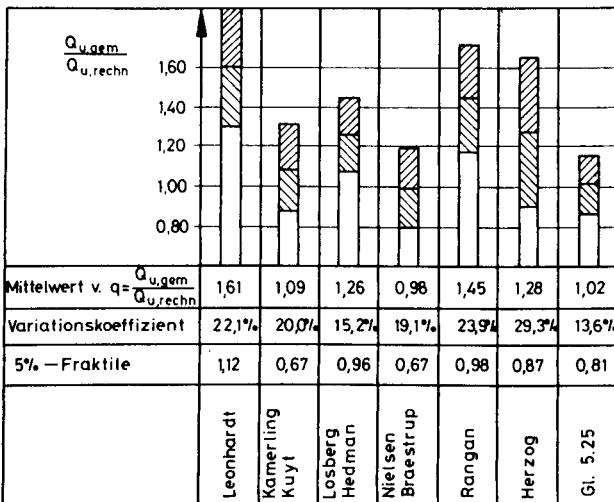


Bild 5.27 : Vergleich der Mittelwerte des Quotienten aus gemessener und rechnerischer Schubbruchlast von 163 Versuchen an Spannbetonbalken

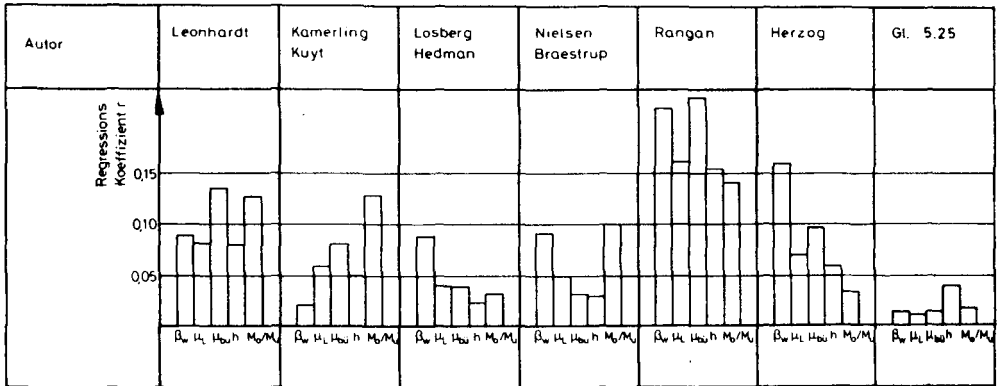


Bild 5.28: Regressionskoeffizienten r des Quotienten aus gemessener und rechnerischer Schubtraglast in Abhängigkeit der wichtigsten Einflußparameter für 163 Spannbetonbalken

Die Gegenüberstellung der rechnerischen und gemessenen Bruchlasten für Spannbetonbalken zeigt eine ähnliche Tendenz wie bei Stahlbeton. Mit Gl. (5.25) kann die Querkrafttragfähigkeit am besten vorausgesagt werden ($\bar{x} = 1,02$) bei gleichzeitig geringstem Variationskoeffizienten ($v = 13,6\%$). Lediglich mit den Ansatz nach Losberg/Hedman /41/ kann die Schubtraglast von Spannbetonbalken noch mit vergleichbarer Sicherheit ($v = 15,2\%$) bestimmt werden. Die größere Streuung zwischen rechnerischer und gemessener Schubbruchlast bei den übrigen Rechenverfahren ist in erster Linie darauf zurückzuführen, daß verschiedene Einflußparameter nicht richtig erfaßt werden. Dies wird auch durch die Ergebnisse einer Regressionsanalyse in Bild 5.28 bestätigt (vgl. Kap. 5.4.2). Die angegebenen Regressionskoeffizienten sind ein Maß für die Abhängigkeit des Verhältnisses q aus gemessener und rechnerischer Schubtraglast von den verschiedenen Parametern. Der Rechenansatz nach Gl (5.25) weist im Gegensatz zu allen übrigen Berechnungsansätzen für alle untersuchten Einflußgrößen gleichmäßig kleine Regressionskoeffizienten auf, d.h. die wesentlichen Einflußparameter auf das Schubtragverhalten werden weitgehend richtig beurteilt.

5.6 Bemessungsvorschlag (Vorspannung mit Verbund)

Die Bemessung der Schubbewehrung erfolgt wie die Biegebemessung im Bruchzustand, so daß erst unter Einwirkung der 1,75-fachen Gebrauchslast die Bügelspannungen die Streckgrenze erreichen. In den vorangegangenen Kapiteln ist durch Vergleich mit Versuchsergebnissen nachgewiesen worden, daß mit Gl. (5.25) sowohl für Stahlbeton als auch Spannbeton die Schubbruchlast im Mittel sicher bestimmt werden kann. In Bemessungsvorschriften wird jedoch üblicherweise die Sicherheit bezogen auf die 5 %-Fraktile angegeben, d.h. statt des Mittelwertes muß von der 5 %-Fraktile der Bruchlast ausgegangen werden. Da die 5 %-Fraktile des Quotienten $Q_{u,gem}/Q_{u,rechn}$ nach Gl. (5.25) für Spannbeton und Stahlbeton im Mittel bei 0,80 liegt, wird die rechnerische Schubtraglast um den Faktor 0,8 reduziert. Dies führt im einzelnen zu folgenden Änderungen in Gl. (5.25): Die Grundschubspannung des Betontraganteil beträgt anstelle von $\Delta\tau = 0,24$ jetzt $\Delta\tau = 0,19$. Als Bruchspannung der Schubbewehrung wird die Streckgrenze angesetzt. Für die Bruchart "Versagen der Druckstreben" wird die 5 %-Fraktile der Bruchschubspannung zusätzlich um weitere 10 % abgemindert (vgl. Kap. 5.5.5), um die Tragfähigkeitsverluste unter Dauerbelastungen zu berücksichtigen.

Danach betragen für einen Bemessungsvorschlag zur Ermittlung der Schubtraglast

$$Q_u \begin{cases} Q_s + Q_b + Q_v \\ \leq Q_D \end{cases}$$

die einzelnen Anteile

Querkraftanteil der Schubbewehrung :

$$Q_s = \mu_{ss} \cdot \sigma_{ss} \cdot b_0 \cdot 0,9h \cdot \sin \alpha (1 + \cot \alpha) \quad (5.28)$$

Betontraganteil :

$$Q_b = h b_0 \cdot 0,19 \sqrt[2]{\beta_{wn}} \sqrt[3]{\mu_L} \cdot f_F \left(1 + 1,25 \frac{M_0}{M_u} \right)$$

mit: $\mu_L = \frac{A_s + A_v}{b_o h}$ (μ_L in ‰)

$f_F = 0,7 + 0,15 \frac{b}{b_o}$; $f_F \leq 1,0$

$M_o = N_{v+\varphi} \frac{l_b}{y_u} \left[\frac{1}{A_b} + \frac{y_{bv} \cdot y_u}{l_b} \right]$

(Dekompressionsmoment)

M_u = im Bemessungsschnitt aufzunehmendes Bruchmoment, $\gamma = 1,75$

Vertikalkomponente der Spanngliedkraft

$Q_v = N_v \sin \alpha$

Druckstreben­tragfähigkeit (obere Schubspannungsgrenze)

$Q_D = 0,9h \cdot b_o \cdot 0,23 \beta_{WN} (1 + \cot \alpha)$

$Q_D \leq 0,9h b_o \cdot 0,38 \beta_{WN}$

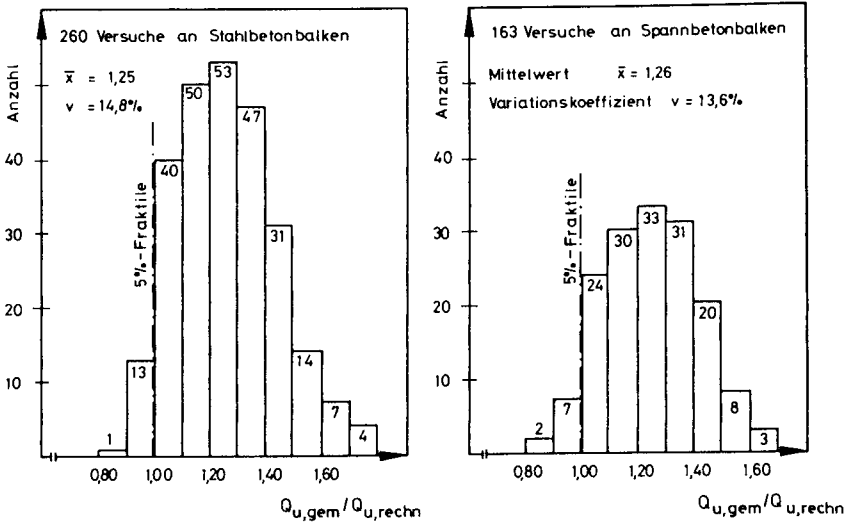


Bild 5.29: Häufigkeitsdiagramme für den Quotienten aus gemessener und rechnerischer Schubtraglast

Mit Gl. (5.28) ergeben sich die in Bild 5.29 dargestellten Häufigkeitsverteilungen des Quotienten $Q_{u,gem}/Q_{u,rechn}$, die annähernd einer Normalverteilung entsprechen. Sowohl für Stahlbeton- als auch für Spannbetonbalken erreicht die 5 %-Fraktile den angestrebten Wert von 1,0.

5.7 Vergleich des Bemessungsvorschlages mit den Normen

Die augenblicklich gültigen Schubbemessungsvorschriften nach DIN 4227/1 /27/ und CEB /17/ wurden auf Grundlage der erweiterten Fachwerkanalogie entwickelt. Während die klassische Fachwerkanalogie mit 45° geneigten Druckstreben der Schubbewehrung noch die gesamten Stegzugkräfte zuweist, ist nach DIN 4227/1 und CEB weniger Schubbewehrung erforderlich. Beide Normen berücksichtigen, daß einerseits die Biegedruckzone, die Rißverzahnung und die Dübelwirkung der Längsbewehrung zur Querkraftaufnahme beitragen, und andererseits die tatsächliche Neigung der Druckstreben geringer als 45° ist, was zu einer weiteren Entlastung der Schubbewehrung führt. Um die von der klassischen Fachwerkanalogie abweichenden Tragwirkungen zu erfassen, werden in DIN 4227/1 und CEB formal zwei unterschiedliche Wege eingeschlagen: Beim "Standard-Verfahren" nach CEB ergibt sich die Schubtraglast aus einem Fachwerkanteil mit einer Druckstrebenneigung von 45° und einem Betontraganteil, der die übrigen Querkrafttragwirkungen zusammenfaßt. Dagegen ermitteln DIN 4227/1 und das "Verfeinerte Verfahren" nach CEB die höhere Tragfähigkeit gegenüber der klassischen Fachwerkanalogie durch eine Änderung der Druckstrebenneigung. Diese wird soweit reduziert, daß sowohl die tatsächliche Verringerung der Druckstrebenneigung als auch die übrigen Querkrafttragwirkungen erfaßt werden. Bei DIN 4227/1 führt dieser Umweg über eine fiktive Druckstrebenneigung, die weder mit der tatsächlichen Druckstrebenneigung noch mit der Schubrißneigung übereinstimmt, ebenfalls zu einem konstanten Betontraganteil, der unabhängig von Belastungshöhe und dem Schubbewehrungsgrad ist.

<p>DIN 4227/1</p>	<p><u>Versagen der Schubbewehrung</u></p> $Q_u = \mu_{s,s} \cdot \beta_{s,s} \cdot b_o \cdot z (\cot \vartheta + \cot \alpha) ; \quad Q_u \leq Q_D$ <p>mit : $\tan \vartheta = 1 - \frac{\Delta \tau}{\tau_R} ; \tan \vartheta \geq 0,4$</p> <p>$\Delta \tau = 60\%$ der Werte von Zeile 50, Tab.9, DIN 4227/1</p> <p><u>Druckstrebenversagen:</u></p> $Q_D = b_o \cdot z \cdot \text{zul.} \tau_R \quad \text{zul.} \tau_R \text{ Z.56-61, Tab.9, DIN 4227/1}$
<p>Verfeinerte Methode CEB</p>	<p><u>Versagen der Schubbewehrung</u></p> $Q_u = Q_b + Q_s + Q_v ; \quad Q_u \leq Q_D$ <p>mit : $Q_b = 2,5 \tau_{RD} \cdot b_o \cdot h$ für $Q_u \leq 2,5 \tau_{RD} b_o h$ $Q_b = 0$ für $Q_u \geq 7,5 \tau_{RD} b_o h$</p> $\tau_{RD} \cong 0,05 \beta_p^{2/3}$ $Q_s = \mu_{s,s} \cdot \beta_{s,s} \cdot b_o \cdot 0,9 h \sin \alpha (\cot \vartheta + \cot \alpha)$ $3/5 \leq \tan \vartheta \leq 5/3$ <p><u>Druckstrebenversagen:</u></p> $Q_D = b_o \cdot h \cdot 0,3 \beta_p \cdot \sin \vartheta$
<p>Standard Methode CEB</p>	<p><u>Versagen der Schubbewehrung</u></p> $Q_u = Q_b + Q_s + Q_v ; \quad Q_u \leq Q_D$ <p>mit : $Q_b = 2,5 \tau_{RD} b_o h \cdot \beta_1 ; \tau_{RD} \cong 0,05 \beta_p^{2/3} ; \beta_1 = 1 + \frac{M_o}{M_u}$</p> $Q_s = \mu_{s,s} \cdot \beta_{s,s} \cdot b_o \cdot 0,9 h (1 + \cot \alpha) \sin \alpha$ <p><u>Druckstrebenversagen:</u></p> $Q_D = b_o \cdot h \cdot 0,3 \beta_p$

Tabelle 5.4: Schubbemessungsgleichungen nach DIN 4227/1 und CEB

Nachfolgend werden die rechnerischen Schubtraglasten nach CEB, DIN 4227/1 und dem hier entwickelten Bemessungsansatz (Gl. 5.28) mit Versuchsergebnissen verglichen. Die hierfür benötigten Gleichungen sind in Tabelle 5.4 zusammengestellt. Für DIN 4227/1 sind nur die Gleichungen für den Schubnach-

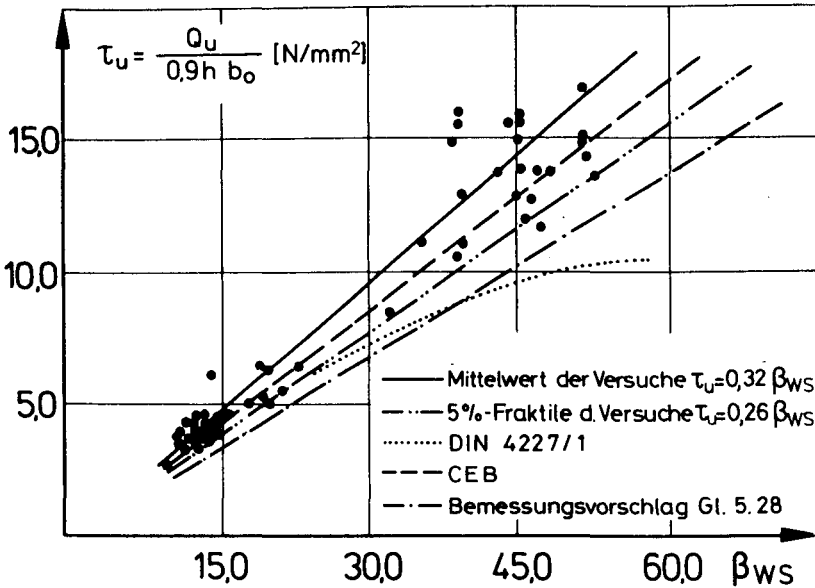


Bild 5.30: Bruchschubspannungen beim Druckstrebenbruch für 73 Stahlbeton- und Spannbetonbalken in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit

weis in Zone b angegeben, da einerseits die Verhältnisse von Zone a (der Zuggurt bleibt in den Schubzonen auch unter der Bruchlast ungerissen) nur selten vorliegen und andererseits in Zone a auch näherungsweise wie in Zone b gerechnet werden darf. Auf die Bemessungsgleichungen nach DIN 1045 soll nicht näher eingegangen werden, da Bestrebungen bestehen, das Bemessungskonzept von DIN 1045 entweder an DIN 4227/1 oder CEB anzupassen.

Bei der Bestimmung der Schubtraglast wird zwischen den Brucharten Versagen der Schubbewehrung und Versagen der Betondruckstreben unterschieden. Der Nachweis der Druckstreben tragfähigkeit erfolgt bei den hier untersuchten Bemessungsvorschriften durch eine Beschränkung der maximal aufnehmbaren Schubspannungen. Während CEB und auch der Bemessungsvorschlag Gl. 5.28

sungsvorschlag nach Gl. (5.28) eine lineare Abhängigkeit zwischen oberer Schubspannungsgrenze und Betonfestigkeit voraussetzen, nimmt nach DIN 4227/1 das Verhältnis Bruchschubspannung zu Betonfestigkeit mit steigender Betonfestigkeit ab. Zur Überprüfung dieser Zusammenhänge sind in Bild 5.30 die im Versuch erreichten Bruchschubspannungen von 73 Spannbeton- und Stahlbetonbalken mit Druckstrebenversagen den rechnerischen Werten gegenübergestellt. Die Versuchsdaten bestätigen, daß zwischen der oberen Schubspannungsgrenze und der Betonfestigkeit ein annähernd linearer Zusammenhang besteht. Ein geringerer Anstieg der Bruchschubspannung bei hohen Betongüten, wie in DIN 4227/1 angenommen, ist anhand der vorliegenden Versuchsdaten nicht festzustellen.

Mit dem linearen Ansatz nach CEB wird die Druckstrebentragungsfähigkeit deutlich überschätzt. Die rechnerischen Werte nach CEB liegen oberhalb der 5 %-Fraktile der im Versuch ermittelten Bruchschubspannungen, die sich für dauernd einwirkende Lasten noch verringern. Dem Bemessungsvorschlag nach Gl. (5.28) wurde dagegen die 5 %-Fraktile der Versuchswerte zugrundegelegt. Um den Einfluß von Dauerstandbelastungen zu erfassen, wurde dieser Fraktilenwert um weitere 10 % reduziert. Der direkte Vergleich zwischen DIN 4227/1 und Gl. (5.28) zeigt, daß für niedrige Betonfestigkeiten beide Rechenansätze annähernd gleiche Ergebnisse liefern. Für hohe Betongüten von mindestens B 35, die im Spannbetonbau vorwiegend verwendet werden, ergibt sich nach DIN 4227/1 mit steigender Betonfestigkeit eine zu geringe Druckstrebentragungsfähigkeit.

Bei mittleren und geringen Schubbewehrungsgraden ist die Bewehrung für das Schubversagen maßgebend. Um die Unterschiede zwischen den verschiedenen Normen herauszustellen, werden in Bild 5.31 die rechnerisch aufnehmbaren Schubspannungen mit den im Versuch erzielten Bruchschubspannungen verglichen. Hierbei wird unterstellt, daß die Teilsicherheitsbeiwerte der CEB dem globalen Sicherheitsbeiwert nach DIN 4227/1 von $\gamma = 1,75$ entsprechen.

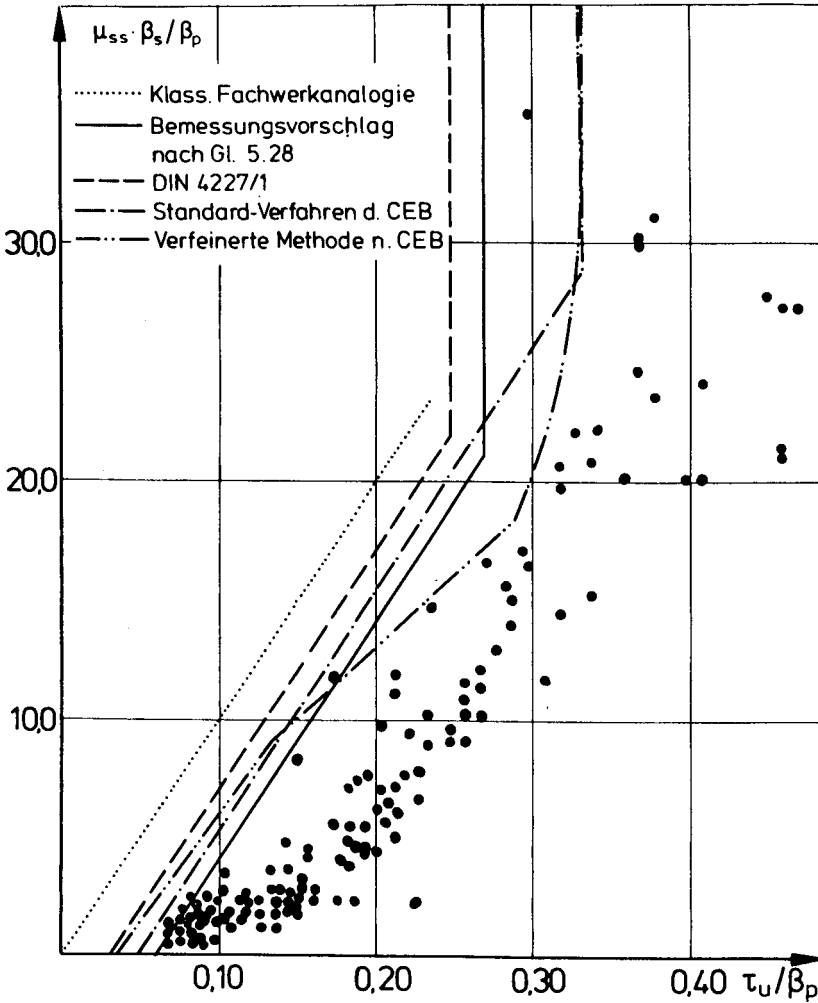


Bild 5.31: Erforderliche Schubbewehrung nach verschiedenen Vorschriften und Gl. 5.28 im Vergleich mit Versuchsergebnissen

Mit Ausnahme der "Verfeinerten Methode" nach CEB wird von allen übrigen Rechenansätzen für die von der klassischen Fachwerkanalogie abweichenden Tragwirkungen ein konstanter Betonabzugswert angesetzt. Während nach DIN 4227/1 der Be-

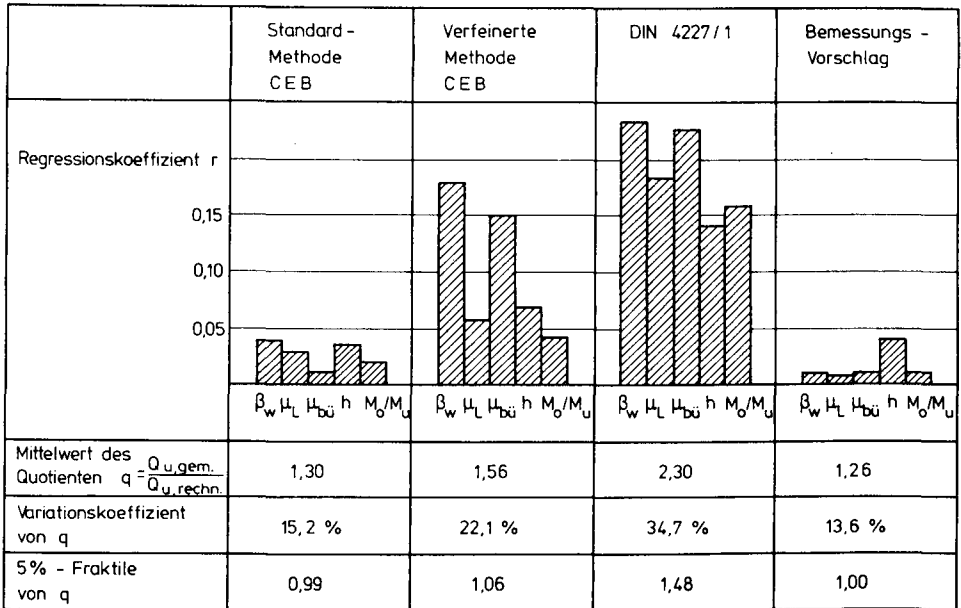


Bild 5.32: Vergleich der Mittelwerte des Quotienten aus gemessener und rechnerischer Schubtraglast und Regressionskoeffizienten für die wichtigsten Einflußgrößen

tontraganteil allein von der Betonfestigkeit abhängt, wird beim "Standard-Verfahren" nach CEB neben der Betonfestigkeit die Höhe der Vorspannung berücksichtigt, indem der Betontraganteil um den Faktor $(1 + M_o/M_u)$ vergrößert wird. In Gl. (5.28) wird zusätzlich zu den aufgeführten Parametern der Einfluß des Längsbewehrungsgrades auf den Betontraganteil erfaßt. Die in Bild 5.31 zum Teil deutlichen Unterschiede zwischen rechnerischen und gemessenen Bruchschubspannungen sind in erster Linie darauf zurückzuführen, daß die eingezeichneten Kurvenverläufe für Mittelwerte der in

den Versuchen variierten Parametern berechnet sind.

In Bild 5.32 werden die wesentlichen statistischen Kenngrößen der Gegenüberstellung von rechnerischen und gemessenen Schubtraglasten zusammengefaßt. Mit dem Bemessungsansatz nach DIN 4227/1 und der Verfeinerten Methode nach CEB werden die wesentlichen Einflußgrößen auf das Schubtragverhalten von Spannbetonbalken nur unbefriedigend erfaßt. Dagegen liefern das Standard Verfahren nach CEB und Gl. (5.28) zutreffendere Ergebnisse. Die im Vergleich zum Standard Verfahren nach CEB noch höhere Genauigkeit des Rechenansatzes nach Gl. (5.28) ist im wesentlichen darauf zurückzuführen, daß im Betontraganteil die Einflußgrößen Vorspannung, Betongüte und Längsbewehrungsgrad besser beurteilt werden.

Zusammenfassend können aus dem Vergleich der Normen mit dem Bemessungsvorschlag nach Gl. (5.28) folgende Schlußfolgerungen gezogen werden:

Von den augenblicklich gültigen Normen zur Schubbemessung von Spannbetonbalken werden lediglich durch das CEB-Standard-Verfahren die wesentlichen Einflußgrößen auf das Schubtragverhalten gleichmäßig zutreffend behandelt. Die Verfeinerte Methode nach CEB und das Schubbemessungskonzept nach DIN 4227/1 erscheinen weniger geeignet, da sie vor allem die für Spannbetonbalken wichtige Einflußgröße des Vorspanngrades nicht erfassen. Dagegen sind das Standard-Verfahren und der Bemessungsvorschlag nach Gl. (5.28) so aufgebaut, daß ein kontinuierlicher Übergang bei der Schubbemessung von Stahlbeton bis hin zur vollen Vorspannung erfolgt. Um die Genauigkeit des CEB-Standard-Verfahrens weiter zu verbessern, wird vorgeschlagen, in Anlehnung an Gl. (5.28) folgende Änderungen vorzunehmen:

Zunächst ist die obere Schubspannungsgrenze entsprechend Gl. (5.28) auf $\tau_u = 0,24 \cdot \beta_p$ zu reduzieren. Der Wert $0,24 \cdot \beta_p$ ergibt sich aus Gl. (5.28) mit dem Umrechnungsfaktor 0,85 für das Verhältnis Prismen- zur Wür-

feldruckfestigkeit und dem Faktor 0,90, der berücksichtigt, daß der CEB-Ansatz die Bruchschubspannung im Gegensatz zu Gl. (5.28) auf die gesamte Stegfläche $A_{\text{Steg}} = b_0 \cdot h$ bezieht ($\tau_u = 0,23 \cdot \beta_{\text{WN}} = 0,9 \cdot 0,23 \cdot \beta_p / 0,85$). Weiterhin sollte im Betontraganteil der Längsbewehrungsgrad berücksichtigt und der Faktor $(1 + M_0/M_u)$ erhöht werden, um insgesamt eine stärkere Bewertung des Vorspanngrades zu erzielen.

5.8 Zusammenfassung der Ergebnisse des Kapitels 5

Ziel der Untersuchungen zum Schubtragverhalten von Spannbetonbauteilen mit Verbund war es, den Einfluß der Höhe der Vorspannung näher zu untersuchen. Es sollte ein Schubbemessungsansatz entwickelt werden, der es ermöglicht, den Einfluß der Vorspannung kontinuierlich für alle Vorspanngrade, angefangen bei der teilweisen Vorspannung bis hin zur vollen Vorspannung, wiederzugeben. Obwohl bis zum heutigen Zeitpunkt schon zahlreiche Berechnungsansätze zur Bestimmung der Schubbruchlast aufgestellt wurden, zeigte eine Gegenüberstellung mit Versuchsdaten, daß zwar eine Reihe von Verfahren in der Lage sind, die Schubtraglast relativ sicher vorauszusagen, aber die einzelnen Einflußgrößen selbst zum Teil nur unbefriedigend erfaßt werden.

Um die wesentlichen Einflußgrößen auf das Schubtragverhalten zu überprüfen, wurde eine systematische Auswertung von rund 600 in der Literatur beschriebenen Versuchen an Stahlbeton- und Spannbetonbalken vorgenommen. Hierbei wurde zunächst das Schubtragverhalten von Stahlbetonbauteilen behandelt, um darauf aufbauend den Einfluß der Vorspannung beurteilen zu können.

Bei der Entwicklung eines Berechnungsansatzes wurde als Tragmodell ein Fachwerk gewählt, da mit einer Fachwerkalogie der Kräfteverlauf in einem schubbeanspruchten Bauteil anschaulich dargestellt werden kann. Im gewählten Rechenan-

satz setzt sich die Schubtraglast aus 3 Anteilen zusammen: dem Querkraftanteil der Schubbewehrung, dem Betontraganteil und der Vertikalkomponente der Spanngliedkraft. Der Querkraftanteil der Schubbewehrung wird mit Hilfe eines Fachwerkmodells, dessen Druckstrebenneigung 45° beträgt, bestimmt. Die von einem 45° -Fachwerk abweichende Tragfähigkeit der Schubbewehrung und die Querkraftanteile der Rißverzahnung, der Dübelwirkung und der Biegedruckzone werden zu einem Betontraganteil zusammengefaßt. Der Querkraftanteil geneigter Spannglieder kann direkt aus der normal zur Balkenlängsachse wirkenden Komponente der Spanngliedkraft ermittelt werden.

Die Zusammenhänge zur Beschreibung des Betontraganteils wurden stufenweise in enger Anlehnung an Versuchsergebnisse hergeleitet, indem die einzelnen gewonnenen Zusammenhänge unmittelbar durch Versuchsdaten belegt wurden. Die Auswertung zeigt, daß der Bügelbewehrungsgrad und die Bauteilhöhe keinen nennenswerten Einfluß auf den Betontraganteil besitzen, während die Parameter Betonfestigkeit, Längsbewehrungsgrad, Querschnittsform und das Verhältnis M_o/M_u den Betontraganteil stark beeinflussen.

Die Querkrafttragfähigkeit der Druckstreben kann in Abhängigkeit von der Stegdicke und der Nutzhöhe mit Hilfe einer oberen Schubspannungsgrenze berechnet werden, die linear von der Betonfestigkeit abhängt.

Nachdem die Leistungsfähigkeit der gewonnenen Ansätze (Gl. 5.25) durch Vergleich mit Versuchsergebnissen nachgewiesen war, konnte schließlich ein normgerechter Bemessungsvorschlag (Gl. 5.28) entwickelt werden, der eine einfache und ausreichend sichere Bestimmung der Schubtragfähigkeit ermöglicht. Einschränkend ist darauf hinzuweisen, daß der hier entwickelte Rechenansatz nach dem Additionsprinzip ($Q_u = Q_s + Q_b + Q_v$) streng genommen nur im Bereich der untersuchten Parameterkombinationen, die üblichen baupraktischen Verhältnissen entsprechen, Gültigkeit besitzt.

Ein abschließender Vergleich des Bemessungsvorschlages (Gl. 5.28) mit den augenblicklich gültigen Bemessungsvorschriften nach DIN 4227/1 und der CEB-Mustervorschrift führte zu folgenden Ergebnissen:

Lediglich das CEB-Standard-Verfahren zur Schubbemessung erfaßt die wesentlichen Einflußgrößen auf das Schubtragverhalten gleichmäßig zutreffend. Die Verfeinerte Methode nach CEB und das Schubbemessungskonzept nach DIN 4227/1 erscheinen weniger geeignet, vor allem da sie die für Spannbeton so wichtige Einflußgröße des Vorspanngrades nicht erfassen. Dagegen sind das Standard-Verfahren und der Bemessungsvorschlag nach Gl. (5.28) so aufgebaut, daß ein kontinuierlicher Übergang bei der Schubbemessung von Stahlbeton bis hin zur vollen Vorspannung erfolgt. Die Genauigkeit des CEB-Standard-Verfahrens kann noch verbessert werden, wenn einerseits die obere Schubspannungsgrenze auf $\tau_u = 0,24 \cdot \beta_p$ reduziert und andererseits der Ansatz für den Betontraganteil von Gl. (5.28) übernommen wird.

6 SCHURTRAGVERHALTEN VON SPANNBETONBALKEN OHNE VERBUND

6.1 Allgemeines

Während das Biegebruchverhalten bei Vorspannung ohne Verbund schon Thema zahlreicher Untersuchungen war, liegen zum Schubtragverhalten bisher nur wenige Untersuchungen vor. Der Grund für diese geringe Forschungstätigkeit ist, daß die Vorspannung ohne Verbund in der Vergangenheit vorwiegend bei punktgestützten Flachdecken eingesetzt worden ist. Daher existieren auf dem Gebiet des Schubtragverhaltens lediglich zum Durchstanzen grundlegende Untersuchungen /94, 61, 43/. Zum Schubtragverhalten von Balken liegen bis heute nur experimentelle Untersuchungen an Balken ohne Schubbewehrung /50, 77/ und theoretische Vorüberlegungen zur Wahl eines geeigneten Schubbemessungsmodells vor /51, 121/.

Solange ein Tragwerk unter geringer Querkraftbeanspruchung im ungerissenen Zustand bleibt, erfolgt die Querkraftabtragung sowohl für Stahlbeton- als auch für Spannbetonbalken unabhängig von der Verbundart nahezu vollständig über den ungerissenen Betonquerschnitt. Eine vorhandene Schubbewehrung wird zu diesem Zeitpunkt entsprechend dem Steifigkeitsverhältnis zwischen Schubbewehrung und ungerissenen Betonquerschnitt nur gering beansprucht.

Nach der Schubrißbildung kann bei Bauteilen mit im Verbund liegender Längsbewehrung die Querkraftabtragung mit Hilfe von Fachwerkanalogien entsprechend Kapitel 5 wirklichkeitsnah beschrieben werden. Hiernach setzt sich die Schubtraglast aus einem Fachwerkanteil der Schubbewehrung und einem Betontraganteil zusammen, der die Querkrafttragfähigkeit des geneigten Druckgurtes, der Rißverzahnung und der Dübelwirkung zusammenfaßt. Bei hohen Schubbewehrungsgraden beträgt der Anteil des Fachwerkes bis zu 80 % der Schubtraglast. An jedem Knoten des gedachten Fachwerkes werden die geneigten Druckstrebenkräfte und die Zugkräfte der Schubbewehrung

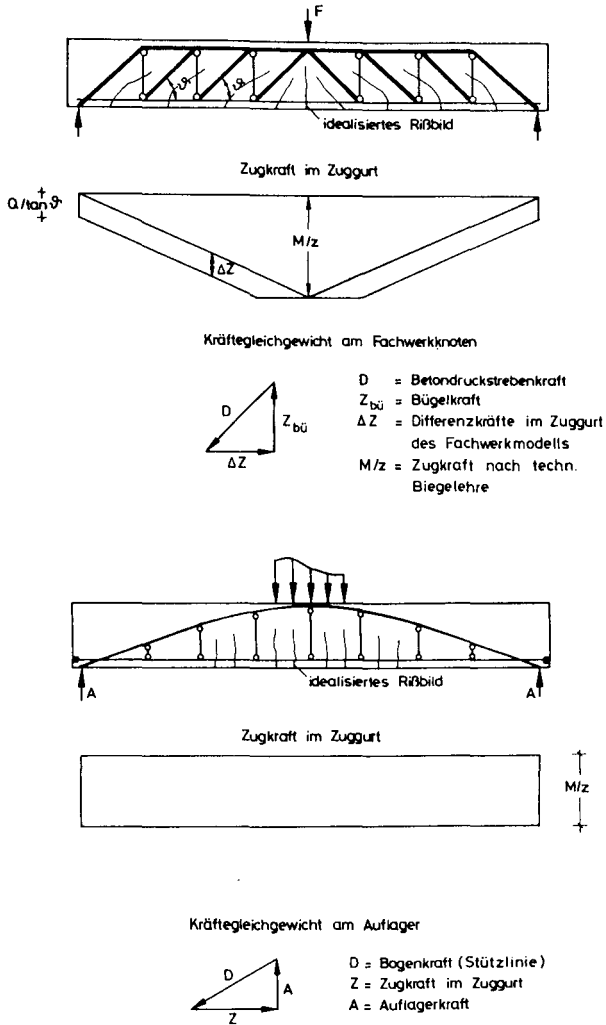


Bild 6.1: Fachwerkmodell und Bogenzugbandmodell

durch Versatzkräfte ΔZ im Gleichgewicht gehalten (Bild 6.1). Die Versatzkräfte ΔZ bewirken zu den Auflagern hin eine Erhöhung der Zuggurtkräfte, die sich aus der M/z -Linie ergeben (vgl. Bild 5.11, Gl. 5.9).

Für ein Bauteil, dessen Zuggurt ausschließlich mit Spanngliedern ohne Verbund bewehrt ist, ist die Frage nach dem maßgebenden Tragmodell, insbesondere für den Anteil, der von der Schubbewehrung aufgenommen wird, noch weitgehend ungeklärt. Zum besseren Verständnis soll hier zwischen den beiden Schubbereichen Zone a (Zugzone im rechnerischen Bruchzustand ungerissen) und Zone b (Zugzone im rechnerischen Bruchzustand gerissen) unterschieden werden. In Zone a mit ungerissenem Zuggurt ist davon auszugehen, daß der Querkraftanteil des Steges über ein den Stegabmessungen entsprechendes Druckfeld (Scheibenwirkung) zum Auflager hin abgeleitet wird. Die Tragfähigkeit dieses Druckfeldes einschließlich der zugehörigen Schubbewehrung kann analog zur Vorspannung mit Verbund mit Hilfe eines Fachwerkmodells bestimmt werden. Es ist anzunehmen, daß die zur Erfüllung des Kräftegleichgewichts am Fachwerkknoten entsprechend der Fachwerkanalogie notwendigen Versatzkräfte ΔZ durch den vorgedrückten Zuggurt aufgenommen werden. Ohne detaillierten Untersuchungen vorzugreifen, ist zu vermuten, daß der Schubnachweis hier voraussichtlich wie bei Vorspannung mit Verbund geführt werden kann. Dagegen können bei Vorspannung ohne Verbund in Zone b die Druckstreben im gerissenen Zuggurt keine Widerlager finden, wenn im Zuggurt nur Längsbewehrung ohne Verbund vorhanden ist; erst im Bereich der Zone a oder an der Verankerungsstelle des Zuggurtes werden die zum Gleichgewicht notwendigen horizontalen Versatzkräfte abgetragen. Die Querkraftabtragung kann hier demnach nur durch Ausbildung eines Sprengwerkes bzw. über Bogen-Zugbandtragwirkung erfolgen.

Für ein Bogen-Zugbandmodell entsprechend Bild 6.1, ergeben sich jedoch besonders bei profilierten Querschnitten im Steg deutlich höhere Hauptdruckspannungen als nach der Fachwerkanalogie, so daß die Gefahr eines Betondruckstrebenbruches deutlich ansteigt. Andererseits ist beim Bogen-Zugbandmodell zur Querkraftabtragung keine Schubbewehrung erforderlich.

Ein reines Bogen-Zugbandmodell wird sich immer nur dann einstellen, wenn der Zuggurt im gesamten Bogenbereich, d.h. über die gesamte Stützweite, Risse aufweist. Bei zahlreichen Versuchen zur Bestimmung der Biegetragfähigkeit im Bruchzustand /119, 46, 114, 102,82/ hat sich jedoch ein ganz anderes Biegerißverhalten als typisch erwiesen: Ist neben den verbundlosen Spanngliedern keine Betonstahlbewehrung vorhanden, bildet sich besonders bei einem steilen Momentengradienten, der die Folge einer hohen Querkraftbeanspruchung ist, in der Regel nur ein Biegeriß an der Stelle des maximalen Biegemomentes. Erst mit zunehmender schlaffer Längsbewehrung nimmt die Zahl der Biegerisse und die Länge der gerissenen Zugzone zu. Danach wird sich ein Sprengwerk bzw. Bogen-Zugbandmodell bei Bauteilen, deren Zuggurt ausschließlich aus Spanngliedern ohne Verbund besteht, nur in einem sehr eng begrenzten Bereich einstellen. Bei vorhandener schlaffer Längsbewehrung wird zwar die Länge der gerissenen Zugzone zunehmen, aber gleichzeitig ist diese Bewehrung in der Lage Versatzkräfte ΔZ aufzunehmen, d.h. es kann sich eine Fachwerktragwirkung einstellen.

Ziel der nachfolgenden Untersuchung ist es, im einzelnen zu überprüfen, inwieweit sich das Schubtragverhalten bei Bauteilen mit Vorspannung ohne Verbund von solchen mit im Verbund liegender Längsbewehrung unterscheidet und welche Schlußfolgerungen hieraus für die Schubbemessung bei Vorspannung ohne Verbund zu ziehen sind.

6.2 Derzeitiger Kenntnisstand

Zur Klärung des Schubtragverhaltens von Balken mit Vorspannung ohne Verbund liegt bis zum heutigen Zeitpunkt nur eine geringe Anzahl von Versuchen vor. Erste systematische experimentelle Untersuchungen zum Biege- und Schubtragverhalten führte Lorentzen /77/ an Rechteck- und Plattenbalken mit Spanngliedern ohne Verbund durch. Alle Versuchsbalken waren ohne Schubbewehrung ausgebildet. Nach Lorentzen ist bei

Spannbetonbalken ohne Schubbewehrung die Schubtraglast weitgehend unabhängig von der Verbundart.

Das Schubrißverhalten war das Ziel einer Untersuchung von Jena/Pannell /50/ an 20 Zweifeldträgern mit I-Querschnitt. Die geprüften Balken besaßen keine Schubbewehrung und ihre Längsbewehrung bestand ausschließlich aus Spanngliedern ohne Verbund. Bei 17 Versuchsbalken war ein Schubversagen die Bruchursache, bei den übrigen 3 Balken trat ein Biegebruch auf. Die zum Versagen führenden Schubrisse bildeten sich unmittelbar im Steg unabhängig von Biegerissen, sobald die Hauptzugspannungen im Steg die Spaltzugfestigkeit des Betons überschritten, während der Zuggurt in den Schubzonen aufgrund der Vorspannung ungerissen blieb. Nach Auftreten der ersten Schubrisse im Steg war meist nur noch eine geringfügige Laststeigerung möglich, so daß die Schubrißlast als Schubbruchlast angenommen werden kann. Bei einer Gegenüberstellung der untersuchten Balken mit Vorspannung ohne Verbund und solchen mit Verbund konnten Jena/Pannell keinen Einfluß der Verbundart auf das Schubriß- und Bruchverhalten feststellen, da der Zuggurt bei profilierten Spannbetonbalken in der Regel ungerissen bleibt. Jena/Pannell schlagen deshalb vor, vorgespannte Balken ohne Schubbewehrung unabhängig von der Verbundart bei der Bemessung gleich zu behandeln.

Im Rahmen der Beratungen zur DIN 4227 Teil 6 "Vorspannung ohne Verbund" wurden von Jungwirth /51/ und Wölfel /121/ folgende Überlegungen zum Schubtragverhalten angestellt: Solange die Biegezugzone im rechnerischen Bruchzustand ungerissen bleibt, erfolgt die Querkraftabtragung über ein Fachwerkmodell, da der überdrückte Zuggurt die nach der Fachwerkanalogie auftretenden Versatzkräfte aufnimmt. Ist die Zugzone gerissen, bildet sich ein Bogen-Zugbandmodell aus, bei dem die Bruchlast aus der Tragfähigkeit des Druckbogens ermittelt wird. Wenn in der gerissenen Zugzone neben den Spanngliedern ohne Verbund zusätzlich Betonstahl-Längsbewehrung vorhanden ist, findet eine Überlagerung der Fach-

werk- und der Bogen-Zugbandtragwirkung statt. Der dem Fachwerk zuzuweisende Querkraftanteil, für den Bügel zu bemessen sind, kann aus dem Verhältnis der Momententragfähigkeit von Betonstahlbewehrung zur verbundlosen Spannbewehrung errechnet werden. Gleichzeitig sind die Hauptdruckspannungen aus den Fachwerkstreben- und Bogenspannungen zu bilden und nachzuweisen.

In der gültigen Fassung von DIN 4227/6 /28/ ist die Frage der Schubbemessung bei Vorspannung ohne Verbund, insbesondere die Wahl des Tragmodells, nur unbefriedigend geregelt. Die Schubbemessung kann dort sowohl nach der Fachwerkanalogie entsprechend DIN 4227/1 als auch nach dem Bogen-Zugbandmodell durchgeführt werden, obwohl die rechnerischen Traglasten beider Modelle stark unterschiedlich sein können. Diese Regelung in der Norm verdeutlicht den derzeit noch unzureichenden Kenntnisstand zum Schubtragverhalten bei Vorspannung ohne Verbund.

6.3 Eigene experimentelle Untersuchungen

6.3.1 Versuchprogramm

Der Überblick über die bislang vorliegenden Untersuchungen zum Schubtragverhalten bei Balkentragwerken mit Vorspannung ohne Verbund läßt erkennen, daß zwar schon eine Reihe von Studien durchgeführt worden sind, aber noch nicht hinreichend geklärt ist, mit welchem Modell das Schubtragverhalten bei Vorspannung ohne Verbund wirklichkeitsnah beschrieben werden kann.

Zur Klärung dieser Frage werden nachfolgend die Ergebnisse von 2 Versuchsreihen /64, 65/ an Balken mit Vorspannung ohne Verbund beschrieben. Bei der ersten Versuchsreihe handelt es sich um 3 monolithische Einfeldbalken (Balken B1 - B3), die jeweils durch eine Einzellast in Feldmitte belastet wur-

den. Ein zusätzlich hergestellter Balken B0 mit im Verbund liegender Spannbewehrung diente als Vergleichsbalken, um die Unterschiede im Schubtragverhalten bei Vorspannung mit und ohne Verbund deutlicher herausstellen zu können. Die zweite Versuchsreihe bestand aus zwei Balken (SOV1, SOV2) mit Spanngliedern ohne Verbund in Segmentbauart, deren Fugenflächen eine Feinprofilierung entsprechend DIN 4227/3 /29/ besaßen. Da sich nach Untersuchungen von Kordina/Weber /59, 60/ Segmentbalken mit feinverzahnten Fugen im Schubtragverhalten nicht von vergleichbaren monolithischen Balken unterscheiden, können hier die Versuchsdaten der monolithischen und der segmentären Balken gemeinsam herangezogen werden, um das Schubtragverhalten bei Vorspannung ohne Verbund zu beurteilen.

Eine Übersicht über das gesamte Versuchsprogramm wird in Bild 6.2 und Tabelle 6.1 gegeben. Hier sind neben den Balkenabmessungen, der Versuchsaufbau, die eingelegten Bewehrungsmengen und die wichtigsten Materialkennwerte der verwendeten Stähle und Betone zusammengestellt. Für die Versuchsbalken wurde ein stark profilierter Querschnitt mit einer einheitlichen Stegdicke von $b_0 = 10$ cm gewählt, um die Voraussetzungen für ein eindeutiges Schubversagen zu schaffen. Mit Ausnahme von Balken B3 mit T-Querschnitt besaßen alle übrigen Balken den gleichen I-förmigen Querschnitt. Die Spannglieder waren bei allen Balken horizontal geführt, damit durch die Vertikalkomponente der Spanngliedkraft bei gekrümmter Spanngliedführung nicht schon nennenswerte Anteile der Querkraft abgetragen werden. Als Spannbewehrung wurden mit Ausnahme von Balken B3 Dywidag-Einzelspannglieder eingesetzt, wobei die Spannkanäle unverpreßt blieben. Um eine mögliche Reibung zwischen Beton und Spanngliedern auszuschließen, wurden Hüllrohre mit Obergröße verwendet. Im übrigen zeigte die Auswertung der gemessenen Spannstaahldehnungen, die über die gesamte Spanngliedlänge konstant waren, daß die Versuchsergebnisse durch Reibungskräfte zwischen Beton und Spannstaahl nicht störend beeinflußt wurden. Allein bei Balken B3 wurden die für die Vorspannung ohne Verbund

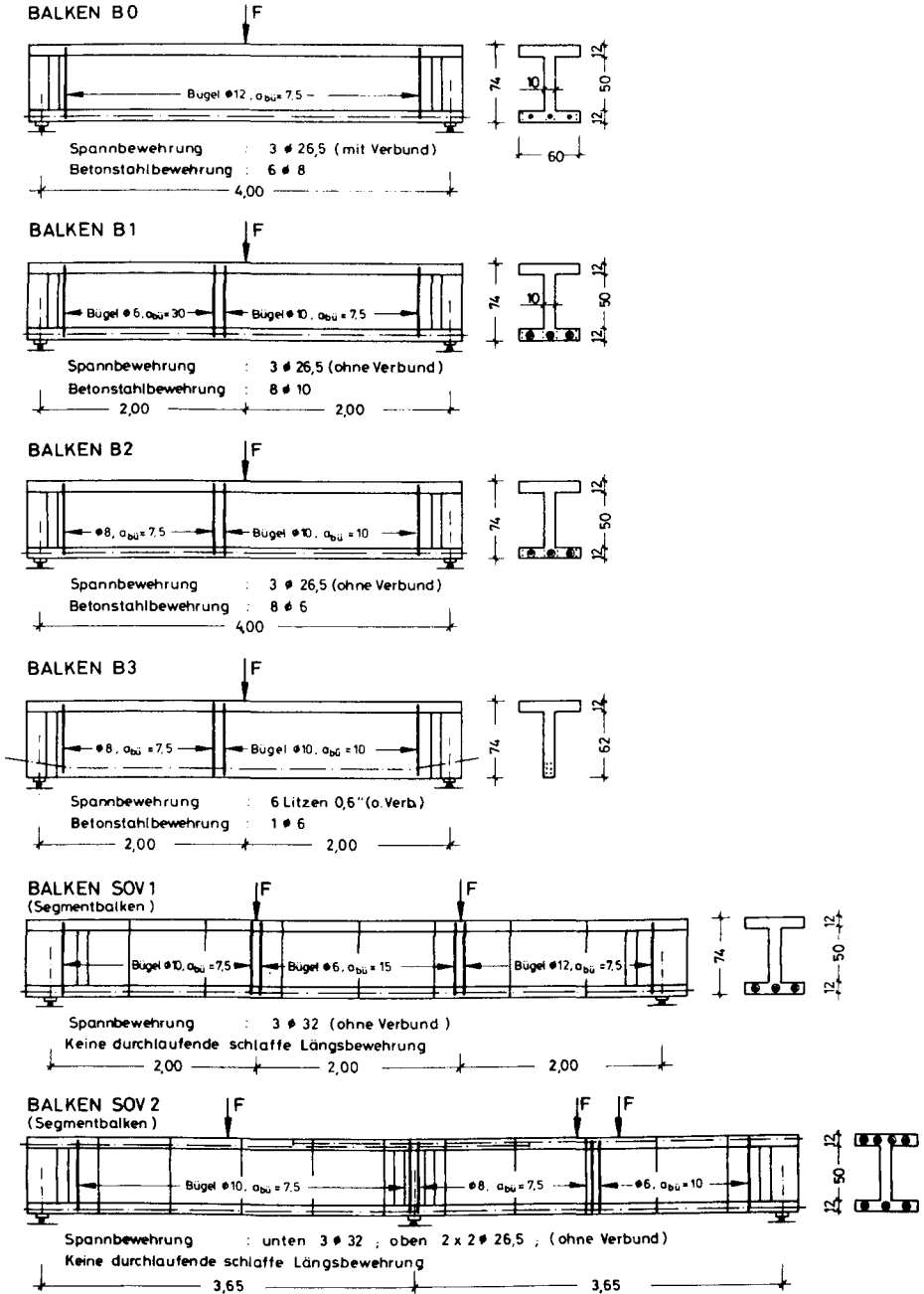


Bild 6.2: Abmessungen und Bewehrung der Versuchs balken

VERSUCHSKÖRPER		B0	B1	B2	B3	SOV1	SOV2
Querschnittsform		I	I	I	T	I	I
Schubschlankheit a/h		3,23	3,23	3,23	3,23	2,20	~ 2,70
Schubbe- wehrungsgrad	linke Seite	3,01%	0,18 %	1,34%	1,34 %	2,09 %	1,34%
	rechte Seite	3,01%	2,09%	2,09%	2,09%	3,01%	2,09%
Vorspannung		mit Verbund 3 ϕ 26,5	ohne Verbund 3 ϕ 26,5	ohne Verbund 3 ϕ 26,5	ohne Verbund 6 Litzen 0,6"	ohne Verbund 3 ϕ 32	ohne Verbund 3 ϕ 32
Schlaufe Längsbewehrung BSt 420/500 RK		6 ϕ 8	8 ϕ 10	8 ϕ 6	1 ϕ 6	keine	keine
Betonfestigkeit	β_w [N/mm ²]	22	21	28	32	46	44
	β_p [N/mm ²]	20	19	26	28	37	38
	E_b [N/mm ²]	16 200	20 400	24 900	21 800	22 300	25 400
	β_{sz} [N/mm ²]	1,8	1,9	2,3	1,9	2,9	3,5
	β_{Bz} [N/mm ²]	2,3	2,3	2,9	2,9	3,5	4,4

Tabelle 6.1: Übersicht über die wesentlichen Versuchsmerkmale und Materialkenngrößen

typischen Monolitzen /116/ eingesetzt.

Die Schubschlankheit der untersuchten Balken betrug im Mittel $a/h \approx 3,0$. Sie lag somit im Bereich des sogenannten "Schubbruchtals" /71/, wonach die Schubtragfähigkeit bei $a/h \approx 3,0$ ein ausgeprägtes Minimum aufweist.

Die Hauptparameter der Untersuchung waren der Schubbewehrungsgrad und die Menge der Betonstahlbewehrung, die zusätzlich zur verbundlosen Spannbewehrung im Zuggurt angeordnet war. Hiermit sollte überprüft werden, inwieweit die Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen mit Vorspannung ohne Verbund vom Schubbewehrungsgrad abhängig ist, und welchen Einfluß eine zusätzliche im Verbund liegenden Längsbewehrung auf das Schubtragverhalten besitzt. Während nach der Fachwerkanalogie die Schubtraglast annähernd linear mit dem Schubbewehrungsgrad zunimmt, wird nach dem Bogen-Zugbandmo-

dell die Schubtraglast allein durch die Tragfähigkeit des Druckbogens und des Zugbandes bestimmt. Zur Überprüfung dieser unterschiedlichen Modellvorstellungen, wurde der Schubbewehrungsgrad zwischen $\mu_{s,bü} = 0,18 \%$ und $\mu_{s,bü} = 3,01 \%$ variiert. Um den Einfluß der schlaffen Längsbewehrung zu untersuchen, wurde bei den monolithischen Balken B1 - B3 eine Betonstahllängsbewehrung zwischen 1 \emptyset 6 und 8 \emptyset 10 gewählt, während die Segmentbalken SOV1 und SOV2 naturgemäß keine über die Segmentfugen durchlaufende Betonstahlbewehrung besaßen.

6.3.2 Versuchsergebnisse

Wegen des großen Umfangs werden im folgenden nicht sämtliche Versuchsdaten diskutiert, sondern nur die wesentlichen Erkenntnisse herausgestellt und anhand von Versuchsdaten belegt. Für eine ausführliche Versuchsbeschreibung und eine Zusammenstellung aller Versuchsdaten wird auf die zugehörigen Forschungsberichte /64, 65/ verwiesen.

Das Aufbringen der Belastung erfolgte bei allen Balken stufenweise. In jeder Laststufe wurden nach Erreichen der Last die Balkendurchbiegungen, die Betonverformungen, die Betonstahl- und Spannstahldehnungen sowie die Rißbreiten gemessen und das Rißbild aufgezeichnet. Zur besseren Übersicht sind in Tabelle 6.2 die wichtigsten Versuchsdaten aller Balken sowie einige zugehörige rechnerische Vergleichsergebnisse einander gegenübergestellt.

6.3.2.1 Riß- und Bruchverhalten

Zu einer detaillierten Beschreibung des Tragverhaltens ist es erforderlich, neben den erzielten Bruchlasten auch das Rißverhalten zu diskutieren, um hieraus gegebenenfalls Rückschlüsse auf mögliche Tragmodelle zu ziehen. Hierzu sind in den Bildern 6.3 und 6.4 die bei den Versuchen gewon-

VERSUCHSBALKEN	B 0	B 1	B 2	B 3	SOV 1	SOV 2	
						Feld 1	Feld 2
Auftreten der ersten Biegerisse bei Q [KN]	275	112	200	193	375	321	321
Zugeh. Spannung am Biegezugrand in N/mm ²	2,8	2,1	2,2	2,4	1,3	0,9	0,9
Biegezugfestigkeit β_{Bz} der Begleitkörper	2,3	2,3	2,9	2,9	3,5	4,4	4,4
Auftreten der ersten Schubrisse bei Q [KN]	175	125	175	200	300	255	277
Zugeh. rechn. Hauptzugspannung in N/mm ²	1,9	2,0	2,2	2,3	2,7	2,7	3,0
Spaltzugfestigkeit β_{Sz} der Begleitkörper	1,8	1,9	2,3	1,9	3,0	3,5	3,5
mittlere Neigung der Schubrisse	30°-37°	30°-40°	30°-37°	27°-35°	31°-36°	31°-35°	31°-35°
rechn. Neigung der Hauptdruckspannung unter Schubrißlast	33°	38°	36°	35°	28°	33°	33°
experimentelle Bruchquerkraft Q_u	338	225	400	338	788	661	667

Tabelle 6.2: Gemessene Versuchsdaten und rechnerische Vergleichswerte

nenen Riß- und Bruchbilder zusammengestellt.

Bei den hier untersuchten Balken mit Vorspannung ohne Verbund bildeten sich die ersten Schubrisse wie bei vergleichbaren Spannbetonbalken mit Verbund, sobald die Hauptzugspannungen die Spaltzugfestigkeit des Betons erreichten. Die rechnerischen Hauptzugspannungen unter der Schubrißlast, die zwischen 1,9 N/mm² und 3,0 N/mm² betragen, waren annähernd gleich groß wie die an den zugehörigen Begleitkörpern gewonnenen Spaltzugfestigkeiten (vergleiche Tabelle 6.2). Eine ähnlich gute Übereinstimmung ergibt sich beim Vergleich der theoretischen und experimentellen Biegerißlasten: während bei den monolithischen Balken B0 - B3 Erstrisse auftraten, sobald die Biegerandspannungen die Biegezugfestigkeit des Betons erreichten, öffneten sich bei den Balken SOV1 und SOV2 die Segmentfugen, sobald die Dekompressionslast

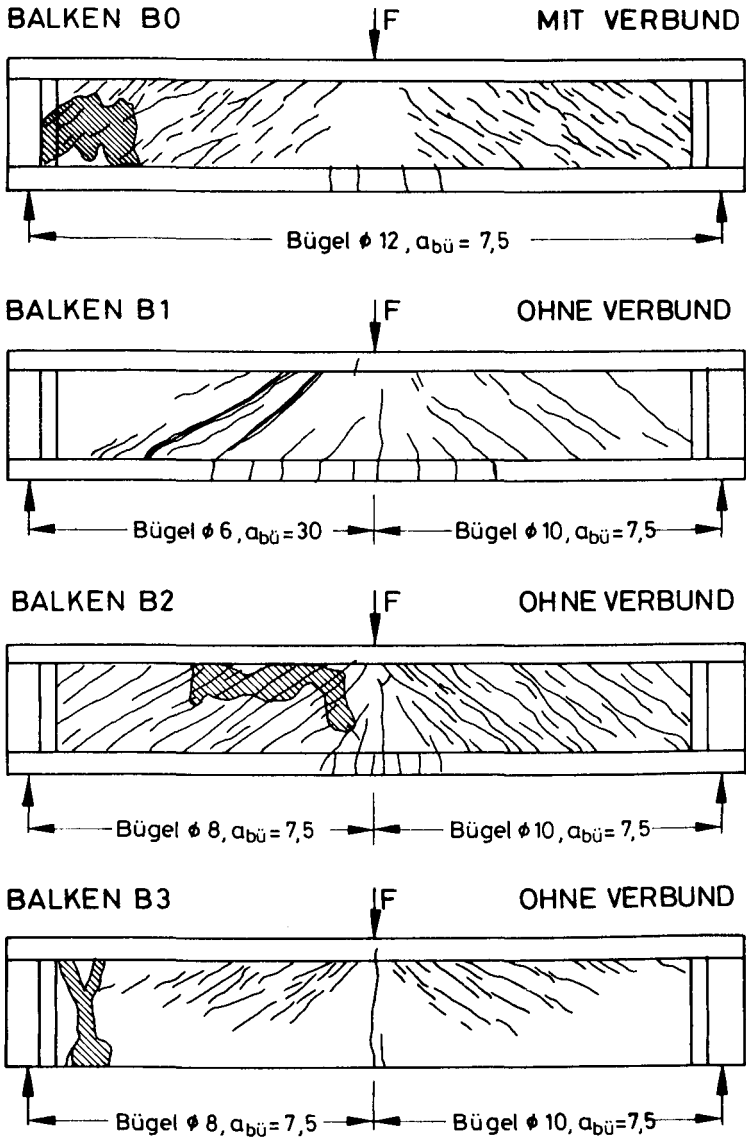
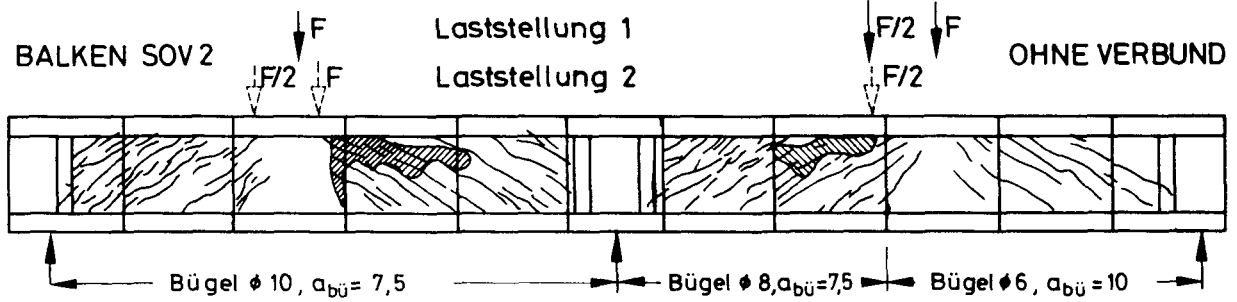
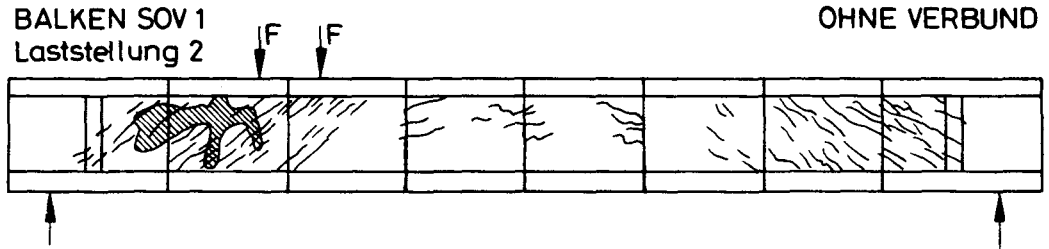
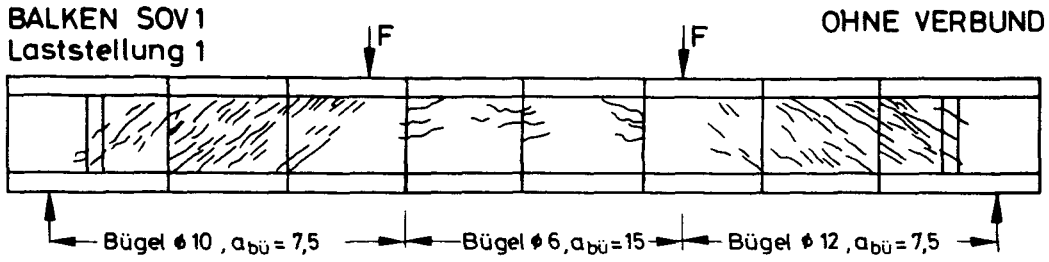


Bild 6.3: Riß- und Bruchbilder der Balken B0 - B3



überschritten wurde. Bei der weiteren Biege-rißentwicklung war ein deutlicher Einfluß der Betonstahlbewehrung, die neben den verbundlosen Spanngliedern in der Zugzone angeordnet war, festzustellen: Mit zunehmender schlaffer Längsbewehrung vergrößerte sich die Länge der gerissenen Zugzone. Bei den Segmentbalken, die keine durchlaufende schlaffe Längsbewehrung besaßen, konzentrierten sich die Biegerisse allein auf die Segmentfugen.

Da der Zuggurt in den Schubzonen infolge Vorspannung überdrückt wurde, entstanden bei den hier untersuchten Balken im Steg zahlreiche Schubrisse, ohne daß die vorgedrückte Zugzone in diesen Bereichen Biegerisse aufwies. Daß sich die Schubrisse unabhängig von den Biegerissen entwickeln konnten, wurde durch das für die Vorspannung ohne Verbund typische Biege-rißverhalten noch besonders gefördert. Nach der Erstrißbildung können sich bei einem Stahlbeton- oder Spannbetonbalken weitere Biegerisse nur dann bilden, wenn sich im noch ungerissenen Beton wieder Zugspannungen aufbauen, die die Betonzugfestigkeit erneut überschreiten. Während bei Balkentragwerken mit im Verbund liegender Bewehrung die hierzu notwendigen Zugkräfte sowohl durch Verbundwirkung der Bewehrung als auch durch die ausmittige Einleitung der Biegedruckkraft (Scheibenwirkung) eingeleitet werden, können bei Bauteilen mit ausschließlich verbundloser Bewehrung weitere Risse nur durch die Scheibenwirkung erzeugt werden. Die Folge hiervon ist, daß sich bei Bauteilen mit Spanngliedern ohne Verbund im Vergleich zu solchen mit Verbund in der Regel weniger Biegerisse bilden, die sich zudem nur auf die Bereiche mit hoher Momentenbeanspruchung konzentrieren. Für das Schubtragverhalten kann ein derartiges Biege-rißverhalten nur günstig bewertet werden, da ein in den Schubzonen ungerissener Zuggurt ein unkontrolliertes rasches Öffnen der Schubrisse verhindert. Auf diese Weise läßt sich auch erklären, daß beim Balken B1 trotz der äußerst schwachen Schubbewehrung von $\mu_{s,bij} = 0,18 \%$ nach erfolgter Schubrißbildung unter einer Querkraft von $Q = 125 \text{ kN}$ noch eine Steigerung bis auf $Q_{II} = 225 \text{ kN}$ möglich war (s. Tab. 6.2).

Die während der Versuche gegenüber der horizontalen Achse gemessenen Neigungswinkel der Schubrisse lagen zwischen 27° und 40° und waren annähernd gleichgroß wie die unter Annahme von Zustand I ermittelten rechnerischen Neigungswinkel unter der Schubrißlast. Eine Gegenüberstellung mit vergleichbaren Balken mit Vorspannung mit Verbund /75, 112/ zeigt, daß die Verbundart der Spannglieder offensichtlich keinen Einfluß auf die Neigung der Schubrisse und das Schubrißbild besitzt.

Ein ähnliches Ergebnis liefert die Auswertung der Schubrißbreiten im Bild 6.5, das die mittleren Schubrißbreiten der Versuchsbalken B0 - B3 in Abhängigkeit von der einwirkenden Querkraft zeigt. Zwischen den Balken B2 und B3 mit Vorspannung ohne Verbund und dem Vergleichsbalken B0 mit Vorspannung mit Verbund bestehen keine Unterschiede in der Entwicklung der Schubrißbreiten. Die im Vergleich hierzu großen Schubrißbreiten bei Balken B1 sind allein auf den extrem niedrigen Schubbewehrungsgrad zurückzuführen und haben ihre Ursache nicht im fehlenden Verbund der Spannbewehrung.

Die bei den untersuchten Balken aufgetretenen Brucharten lassen sich in drei verschiedene Gruppen einordnen:

- Betondruckstrebenbruch (Balken B0, B2, SOV1 und SOV2 in Feld 1)
- Betondruckversagen im Bereich des Auflagers (Balken B3 mit T-Querschnitt)
- Schubzugbruch durch Versagen der Bügelbewehrung (Balken B1 und SOV2 in Feld 2)

Bei den Balken B0, B2, SOV1 und SOV2 (Feld1) trat das Versagen durch Überschreiten der Druckfestigkeit in den Stegdruckstreben auf (Bilder 6.3 und 6.4). Das Versagen kündigte sich bei allen Balken durch eine "Schollenbildung" an den Stegaußenflächen an. Die erreichten Bruchquerkräfte lagen zwischen $Q_u = 338$ (Balken B0) und $Q_u = 788$ (Balken SOV1). Die großen Unterschiede sind in erster Linie auf die unterschiedlichen Betondruckfestigkeiten der Versuchsbalken ($\beta_w = 22 -$

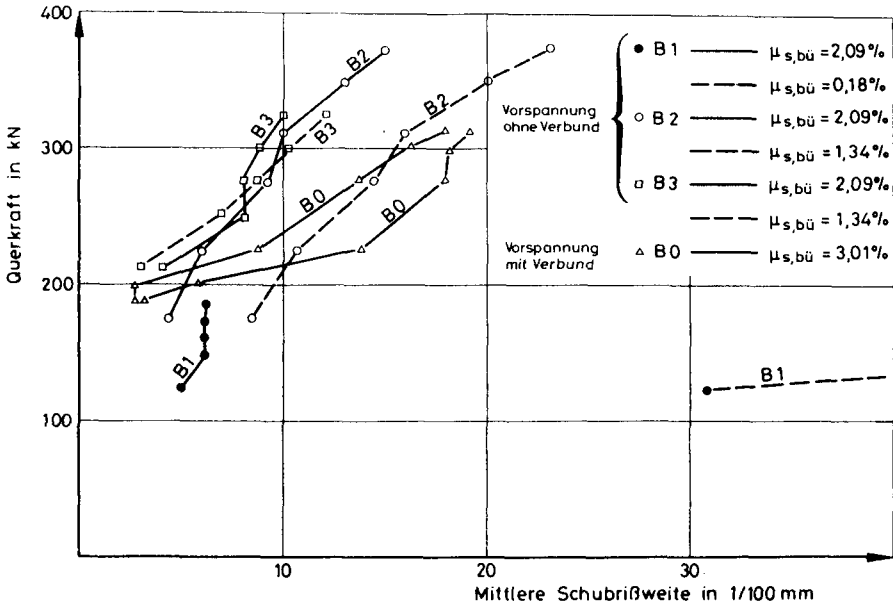


Bild 6.5: Entwicklung der mittleren Schubrißweiten bei Balken B0 - B3

46 MN/m²) zurückzuführen. Wird vorausgesetzt, daß die Druckstreben­tragfähigkeit wie bei Vorspannung mit Verbund (ver­gleiche Kap. 5.5.5) linear von der Betongüte abhängt, un­terscheiden sich die größte und die kleinste Bruchquerkraft un­ter Annahme von gleicher Betongüte nur noch um ~ 16 %.

Bei Balken B3 trat ein Betondruckbruch (Bild 6.3) in der vor­gedrückten Zugzone in der Nähe des Auflagers bedingt durch eine gleichzeitige Druckbeanspruchung infolge Fachwerkdruck­streben und der am Auflager eingeleiteten Vorspannkkräfte auf. Da der Balken B3 im Gegensatz zu den übrigen Balken als T-Querschnitt ausgebildet war, besaß er in der vorgedrückten Zugzone nur verhältnismäßig geringe Querschnittsabmessungen, so daß die Beanspruchung aus der Einleitung der Vorspannkkräfte als Hauptbruchursache anzusehen ist.

Der Bruch des Balkens B1 (Bild 6.3), der mit dem geringsten Schubbewehrungsgrad aller Versuchsbalken ausgeführt war, trat durch ein Versagen der Bügelbewehrung ein. Wie bei einem ty-

pischen Schubzugbruch bildeten sich zunächst zahlreiche Schubrissse. Sobald die Schubbewehrung die Streckgrenze erreichte, öffneten sich die Schubrissse sehr schnell und drangen weiter bis zur Biegedruckzone vor. Der eigentliche Schubbruch trat durch Reißen der Bügelbewehrung ein.

Beim Balken SOV2 trat im Feld 2 ein gleichzeitiges Versagen der Betondruckstreben und der Bügelbewehrung ein; einerseits zeigte der Steg die für einen Druckstrebenbruch typischen Betonabplatzungen und zum anderen überschritten die Bügelspannungen die Streckgrenze.

6.3.2.2 Betonverformungen

Um Aussagen über die Beanspruchung der Betondruckstreben zu erhalten, wurden die Betonverformungen im Steg mit Hilfe von Setzdehnungsmessern gemessen, die entweder unter 45° zur Balkenlängsachse oder parallel zu den Schubrissen angeordnet waren. Solange keine Schubrissse vorhanden waren, stimmten die gemessenen Betonverformungen mit den rechnerischen Werten nach Zustand I gut überein. Oberhalb der Schubrißlast nahmen die Stauchungen der Druckstreben stärker zu und lagen deutlich über den nach Zustand I berechneten Stauchungswerten, da einerseits die Hauptdruckrichtung nach Ausfall der Hauptzugspannungen höher beansprucht wurde und sich andererseits die Querzugbeanspruchung der Druckstreben durch die Bügel auswirkte. Die im Bruchlastbereich gemessenen mittleren Stauchungen der Betondruckstreben lagen zwischen $\epsilon_{bD} = - 0,5 \text{ ‰}$ (Balken B0) und $\epsilon_{bD} = - 2,3 \text{ ‰}$ (Balken SOV2, Laststellung 1). Die an den einzelnen Balken gemessenen größten Druckstrebenstauchungen betragen zwischen $\epsilon_{bD} = - 0,9 \text{ ‰}$ bei Balken B0 und $\epsilon_{bD} = - 3,3 \text{ ‰}$ bei Balken SOV2 in Laststellung 2. Während bei den Balken mit Vorspannung ohne Verbund die maximalen Betonstauchungen im Steg schräg unterhalb der einwirkenden Einzellast auftraten, wurden beim Balken B0 die maximalen Werte in der Nähe des Auflagers gemessen.

6.3.2.3 Betonstahl- und Spannstahldehnungen

Die Spannstahldehnungen wurden mit Hilfe von Dehnmeßstreifen gemessen, die über die Spannliedlänge verteilt angeordnet waren. Mit steigender Belastung nahmen die Spannstahldehnungen kontinuierlich zu und waren aufgrund des fehlenden Verbundes über die gesamte Spannliedlänge gleichgroß.

Neben den Spannstahldehnungen wurden die Verformungen der schlaffen Längsbewehrung in der vorgedrückten Zugzone gemessen. Im Bild 6.6 ist am Beispiel des Balken B2 der Verlauf der aus den Dehnungen ermittelten Stahlspannungen über die Balkenlänge aufgetragen. Infolge Vorspannung waren die Betonstahlspannungen in der vorgedrückten Zugzone über die Balkenlänge annähernd konstant. Mit zunehmender Belastung wurden diese Druckspannungen vor allem in Feldmitte abgebaut und es traten hier auf einer Länge von rund einem Meter Zugspannungen auf.

Für $Q = 200 \text{ KN}$ ($Q/Q_u = 0,50$) und $Q = 400 \text{ KN}$ ($Q/Q_u = 1,0$) sind in Bild 6.7 die aus den Meßwerten ermittelten den aus der M/z-Linie errechneten Betonstahlspannungen gegenübergestellt. Der Verlauf der Stahlspannungen, wie er sich aus der M/z-Linie ergibt, ist in Bild 6.7 gestrichelt eingezeichnet. Der Vergleich zeigt, daß für die Laststufe $Q/Q_u = 0,50$ noch eine gute Übereinstimmung zwischen Meß- und Rechenwerten festzustellen ist, während im Versagenszustand diese Werte vor allem im mittleren gerissenen Balkenbereich stark voneinander abweichen. Diese Abweichung bezieht sich nicht auf die Größe der Maximalwerte in Feldmitte, die gut übereinstimmen, sondern auf die Spannungen in den Meßquerschnitten 40 cm rechts und links der Balkenmitte. In diesem Bereich waren bei hohen Belastungsgraden sowohl der Zuggurt als auch der Steg gerissen. Die Querkraft wird hier überwiegend von den Druckstreben im Steg und der Bügelbewehrung aufgenommen. Diese Fachwerkwirkung führt zu einer Zusatzbeanspruchung der Betonstahlbewehrung im Zuggurt, die beim Vergleich der rechnerischen und gemessenen Spannungen für $Q/Q_u = 1,0$ deutlich

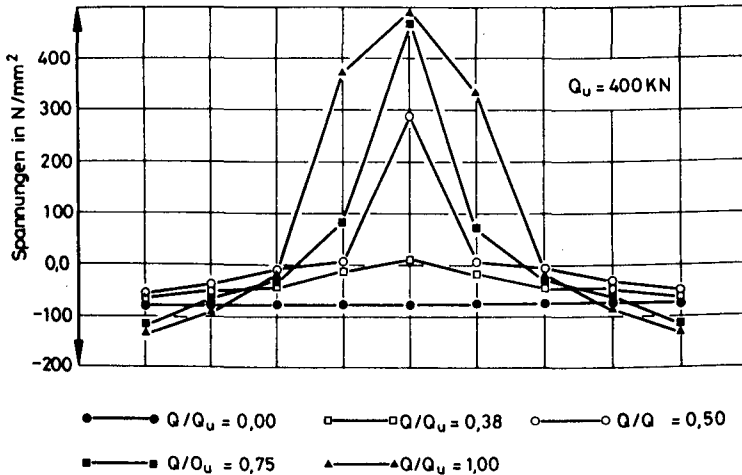
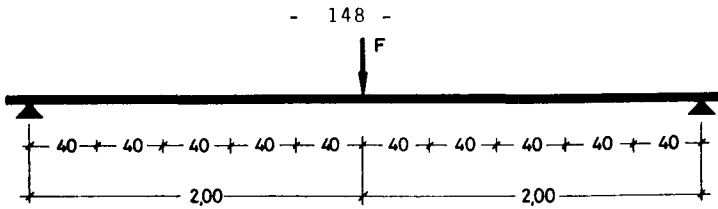


Bild 6.6: Spannungen der Betonstahl-Längsbewehrung in der Zugzone über die Balkenlänge (Balken B2)

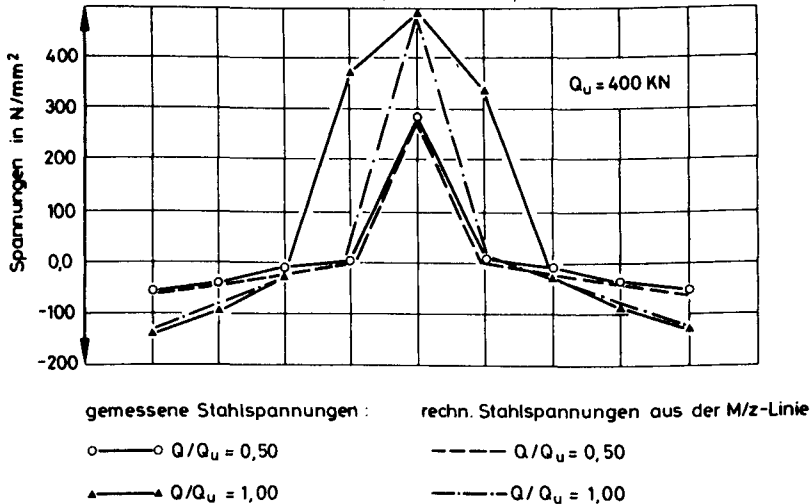


Bild 6.7: Vergleich der rechnerischen und gemessenen Betonstahlspannungen in der Zugzone (Balken B2)

abzulesen ist.

In den Bereichen mit ungerissener Zugzone waren trotz vorhandener Schubrisse im Steg aufgrund der hohen Dehnsteifigkeit des ungerissenen Zuggurtes keine aus der Querkraftabtragung herrührende Beanspruchungen in der Betonstahllängsbewehrung festzustellen. Die Aufnahme der Versatzkräfte erfolgt hier vermutlich durch den ungerissenen vorgedrückten Betonzuggurt.

6.3.2.4 Bügeldehnungen

Im Bild 6.8 sind stellvertretend für alle Balken die gemessenen mittleren Bügelspannungen der Balken B1, B3, SOV1 und SOV2 in Abhängigkeit von der einwirkenden Querkraft aufgetragen und den rechnerischen Bügelspannungen gegenübergestellt, die sich unter Annahme eines 45°-Fachwerkes ergeben. Für Lasten vor Auftreten der ersten Schubrisse lagen die gemessenen Bügelspannungen bei allen Balken weit unterhalb der rechnerischen Werte, da hier die Bügel entsprechend dem Steifigkeitsunterschied zwischen ungerissenem Betonquerschnitt und der Bügelbewehrung nur gering beansprucht wurden. Nach der Schubrißbildung stiegen die gemessenen Bügelspannungen steil an, ohne jedoch selbst unter Bruchlast die rechnerischen Bügelspannungen zu erreichen. Der Anstieg der gemessenen Bügelspannungen verlief annähernd parallel zu den rechnerischen Werten.

Die hier gemessenen Bügelspannungen deuten darauf hin, daß sich Balken mit Vorspannung ohne Verbund im Schubtragverhalten nicht grundsätzlich von vergleichbaren Balken mit im Verbund liegenden Spanngliedern unterscheiden (vergleiche Bild 5.22 und 6.8). Ähnlich wie bei Vorspannung mit Verbund wird die Beanspruchung der Schubbewehrung durch einen Betontraganteil vermindert, der die neben der Fachwerktragwirkung vorhandenen Tragwirkungen zusammenfaßt. Voraussetzung für ein derartiges Tragverhalten scheint aber zu sein, daß der Zuggurt entweder Betonstahlbewehrung enthält oder in den

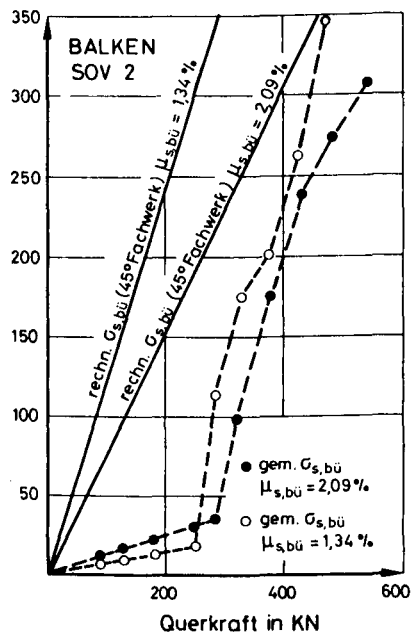
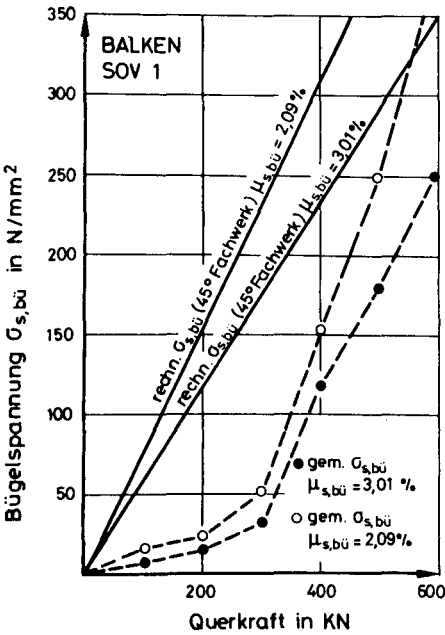
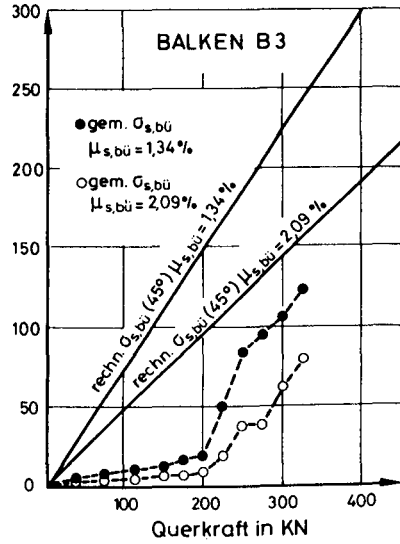
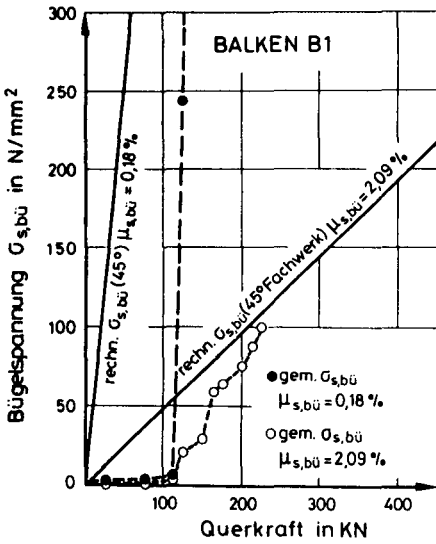


Bild 6.8: Vergleich der rechnerischen und gemessenen Biegelspannungen

Schubzonen mit Ausnahme eines kurzen Bereiches in der Nähe der maximalen Momente ungerissen bleibt.

6.4 Analyse des Tragverhaltens

Anhand der vorliegenden Versuchsergebnisse wird im folgenden eine kurze Analyse des Schubtragverhaltens bei Vorspannung ohne Verbund ausgeführt, soweit dies bei einer so geringen Anzahl von Versuchen möglich ist. Es soll herausgestellt werden, welche Unterschiede im Schubtragverhalten zwischen Vorspannung mit und ohne Verbund bestehen und welche Schlußfolgerungen hieraus für einen Schubbemessungsansatz zu ziehen sind.

6.4.1 Balken ohne Schubbewehrung

Um den Einfluß der Verbundart auf die Schubtragfähigkeit von vorgespannten Balken ohne Schubbewehrung zu überprüfen, werden die Versuchsergebnisse von Jena/Pannell /50/ an Spannbetonbalken ohne Verbund mit solchen mit Vorspannung mit Verbund verglichen. Hierzu sind in Tabelle 6.3 die Quotienten aus gemessener und rechnerischer Bruchquerkraft für ausgewählte Spannbetonbalken ohne Schubbewehrung getrennt nach Vorspannung mit und ohne Verbund statistisch ausgewertet. Für die Bestimmung der rechnerischen Bruchquerkraft wurde vereinfachend die in Kapitel 5 abgeleitete Gl. (5.28) angewendet unter der Annahme, daß der Betontraganteil nach Gl. (5.28) näherungsweise der Schubtragfähigkeit eines Balkens ohne Schubbewehrung entspricht. Die Gegenüberstellung in Tabelle 6.3 zeigt, daß die Verbundart keinen Einfluß auf die Schubtragfähigkeit von Spannbetonbalken ohne Schubbewehrung besitzt. Die annähernd gleiche Schubtragfähigkeit ist in erster Linie darauf zurückzuführen, daß das Schubversagen bei vorgespannten Balken ohne Schubbewehrung meist unmittelbar nach der Schubrißbildung eintritt, sobald die im Steg

	$Q_{u,gem.} / Q_{u,rechn.}$		
	Mittelwert	Variations- koeffizient	5%-Fraktile
VORSPANNUNG MIT VERBUND 194 Schubversuche an Balken ohne Schubbewehrung	1,35	17,8%	0,99
VORSPANNUNG OHNE VERBUND 17 Schubversuche an Balken ohne Schubbewehrung	1,33	7,3%	1,17

Tabelle 6.3: Vergleich der gemessenen und rechnerischen Bruchquerkräfte bei Balken ohne Schubbewehrung für Vorspannung mit und ohne Verbund

auftretenden Hauptzugspannungen die Spaltzugfestigkeit des Betons überschreiten. Die Schubtraglast wird somit neben der Betonfestigkeit hauptsächlich durch die Höhe der Vorspannung beeinflusst, da die auftretenden Hauptzugspannungen mit zunehmenden Vorspanngrad abnehmen.

6.4.2 Balken mit Schubbewehrung

Im Gegensatz zu Spannbetonbalken ohne Schubbewehrung ist sowohl bei schubbewehrten Spannbetonbalken mit als auch ohne Verbund oberhalb der Schubrißlast noch eine deutliche Laststeigerung möglich. Während bei Vorspannung mit Verbund diese Laststeigerung eindeutig auf die Fachwerkwirkung der Schubbewehrung zurückgeführt werden kann, war bei der Vorspannung ohne Verbund die Querkraftabtragung oberhalb der Schubrißlast bisher noch weitgehend ungeklärt. Als mögliche Tragmodelle wurden bisher neben der Fachwerkanalogie vor allem verschiedene Bogen-Zugbandmodelle /121,51,28/ diskutiert. Hauptargument für die Anwendung eines Bogen-Zugbandmodells war, daß die infolge Fachwerktragwirkung auftretenden Versatzkräfte in den Fachwerkknoten des Zuggurtes von den Spanngliedern ohne Verbund nicht aufgenommen werden können. Nach dem Bogen-Zugbandmodell ergibt sich die Schubtraglast

allein aus der Tragfähigkeit des Druckbogens bzw. des Zugbandes. Die Bügelbewehrung ist nur konstruktiv erforderlich und verbindet den Druckbogen mit dem Zuggurt ohne sich an der Querkraftaufnahme - theoretisch - zu beteiligen. Ein derartiges Tragverhalten kann aufgrund der eigenen Versuche /64, 65/ nicht bestätigt werden. Besonders die Neigung der Schubrisse und die gemessenen hohen Bügeldehnungen lassen eher auf eine Fachwerktragwirkung schließen.

Solange allein der Steg Schubrisse aufweist und der Zuggurt in den Schubzonen ungerissen bleibt, sind im Vergleich zur Vorspannung mit Verbund keine Unterschiede im Schubtragverhalten zu erwarten. Lediglich in Tragwerksbereichen mit gleichzeitig hoher Querkraft- und Momentenbeanspruchung wird sich ein andersartiges Tragverhalten einstellen. Während bei Vorspannung mit Verbund die horizontalen Differenzkräfte aus der Fachwerkwirkung von der im Verbund liegenden Spannbewehrung aufgenommen werden, ist dies nicht möglich, wenn im gerissenen Zuggurt nur Spannglieder ohne Verbund vorhanden sind. Anstelle des Fachwerkes wird sich hier ein örtliches Sprengwerk mit flacherer Druckbogenneigung ausbilden, das sich auf die Tragwerksbereiche mit ungerissenem Zuggurt abstützt bzw. diesen sogar überdrückt (vgl. Bild 6.9).

Entsprechend dem in Kapitel 4 beschriebenen Biegebruchverhalten, wonach Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund zur Bildung von Rotationsgelenken neigen, kann das Schubtragverhalten auch mit Hilfe eines Tragmechanismus beschrieben werden, der aus zwei Betonscheiben besteht, die im Bereich der maximalen Momente miteinander gelenkig verbunden sind. Die aufzunehmenden Querkräfte werden zunächst über geneigte Druckstreben von der Biegedruckzone in diese Betonscheiben eingeleitet. Die Neigung der Druckstreben richtet sich nach der Länge der gerissenen Zugzone und der Menge der Betonstahlbewehrung, die neben der verbundlosen Spannbewehrung in der Zugzone angeordnet ist. Bei einer Steigerung der schlaffen Längsbewehrung nimmt zwar die Länge der gerissenen Zugzone zu, aber gleichzeitig können sich die Druckstreben auf diese Bewehrung ab-

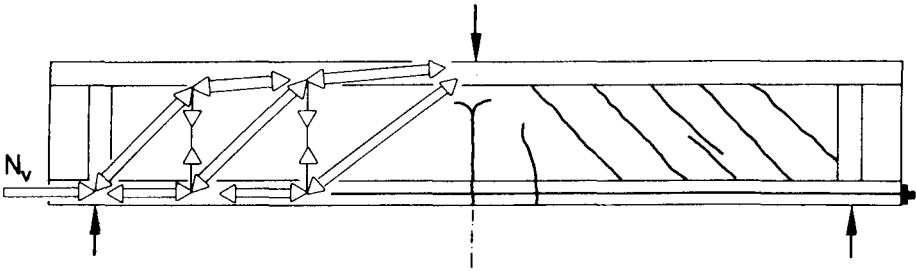


Bild 6.9: Schubtragmodell bei Vorspannung ohne Verbund

stützen, so daß extrem flache Druckstrebenneigungen ausgeschlossen werden und ein allmählicher Übergang zur Vorspannung mit Verbund erfolgt. Die an diesen Einleitungsbereich anschließenden Betonscheiben weisen lediglich im Steg geneigte Schubrisse auf. Zwischen Druckgurt und ungerissenem Zuggurt bildet sich ein System geneigter Druckstreben, das zusammen mit der Schubbewehrung wie ein Fachwerk wirkt. Die gemessenen Bügeldehnungen bestätigen die Richtigkeit dieser Annahme.

Für das hier beschriebene Schubtragmodell spricht auch das für die Vorspannung ohne Verbund typische Biegerißverhalten. Da sich die Biegerisse bei fehlender Betonstahllängsbewehrung allein auf die Bereiche mit hoher Momentenbeanspruchung konzentrieren, bleiben die Schubzonen frei von Biegerissen. Außerdem nehmen die Vorspannkraft nach der Biegerißbildung infolge Spannkraftzunahme aufgrund des fehlenden Verbundes über die gesamte Spannliedlänge zu, so daß auch hierdurch ein weiteres Aufreißen des Zuggurtes in den Schubzonen verhindert wird.

Zur Überprüfung der unterschiedlichen Modellvorstellung werden nachfolgend in Tabelle 6.4 die experimentellen Bruchlasten der eigenen Versuche mit der rechnerischen Schubtragfähigkeit nach verschiedenen Fachwerk- und Bogen-Zugbandmodellen verglichen. Stellvertretend für die Fachwerkkanalogie wurden die Rechenansätze nach DIN 4227/1, der CEB-Muster-

vorschrift und der eigene Bemessungsvorschlag nach Gl. (5.28) ausgewählt. Diese Rechensätze sind in Kapitel 5 näher erläutert und dort in Tabelle 5.4 und unter Gl. (5.28) zusammengestellt. Außerdem wurde die rechnerische Schubtragfähigkeit nach dem Bogen-Zugbandmodell entsprechend Bild 6.1, so wie es in DIN 4227/6 vorgeschlagen wird, und dem Bemessungsansatz von Jungwirth/Wölfel /51,121/ ermittelt.

Beim Bogen-Zugbandmodell nach DIN 4227/6 ergibt sich die Schubtragfähigkeit allein aus der Tragfähigkeit des Druckbogens bzw. Zugbandes, während eine vorhandene Bügelbewehrung keinen Einfluß auf die Tragfähigkeit besitzt. Aus der maximalen Hauptdruckspannung des Druckbogens von $0,6 \beta_{WS}$ ergibt sich zusammen mit der Querschnittsfläche und der Neigung des Druckbogens eine Schubtragfähigkeit von

$$Q_u = 0,6 \beta_{WS} \cdot b_D \cdot h_D \cdot \tan \vartheta_D \quad (6.1)$$

Für die rechnerische Tragfähigkeit in Tabelle 6.4 wurde einheitlich eine Dicke h_D von 10 cm (Stegdicke) und eine Breite b_D des Druckbogens von 30 cm zugrundegelegt. Die Form des Druckbogens wurde als quadratische Parabel angenähert und für ϑ_D die Neigung des Druckbogens in der Schwerlinie angesetzt.

Beim Modell von Jungwirth/Wölfel wird angenommen daß sich Bogen-Zugband- und Fachwerktragwirkung überlagern. Der dem Fachwerk zuzuweisende Querkraftanteil, für den eine Bügelbewehrung erforderlich ist, wird aus dem Verhältnis der Momentenragfähigkeit der Betonstahllängsbewehrung zu derjenigen der verbundlosen Spannglieder errechnet. Gleichzeitig sind Hauptdruckspannungen aus den Fachwerkstreben- und Bogen-Druckspannungen zu bilden und nachzuweisen.

Die Gegenüberstellung der gemessenen und rechnerischen Schubtragfähigkeit in Tabelle 6.4 zeigt, daß sowohl das reine Bogen-Zugbandmodell als auch der Bemessungsvorschlag von Jungwirth/Wölfel die Tragfähigkeit besonders bei hohen Schubbewehrungsgraden deutlich unterschätzt. Als Bruchursache

Versuchsbalken		B1	B2	SOV1	SOV2 Feld 2	SOV2 Feld 1	Mittelwerte von 163 Spannbeton- balken	
		ohne Verbund	ohne Verbund	ohne Verbund	ohne Verbund	ohne Verbund	mit Verbund	
Verbundart		ohne Verbund	ohne Verbund	ohne Verbund	ohne Verbund	ohne Verbund	mit Verbund	
Betongüte β_w in MN/m ²		21	28	46	44	44	21 – 78	
Bügelbewehrungsgrad $\mu_{s,bü}$ in %		0,18	1,34	2,09	1,34	2,09	0,04 – 3,30	
Experimentelle Bruchquerkraft		225 ^①	400 ^②	788 ^②	667 ^{②①}	661 ^②	Druck- streben- versagen	Bügel- versagen
$\frac{Q_{u,gem.}}{Q_{u,rechn.}}$	DIN 4227 Teil 1 Vorspannung m. Verbund	2,39 ^①	1,09 ^②	1,55 ^②	1,44 ^①	1,33 ^②	~1,7 ^②	~2,4 ^①
	Verfeinerte Methode der CEB	1,95 ^①	0,86 ^②	1,02 ^②	1,03 ^① (0,87 ^②)	0,90 ^②	~1,1 ^②	~1,6 ^①
	Standard Methode der CEB	1,46 ^①	0,86 ^① (0,82 ^②)	0,99 ^②	1,24 ^① (0,87 ^②)	0,95 ^① (0,87 ^②)	~1,1 ^②	~1,3 ^①
	Bogen-Zugband-Modell	1,47	1,96	1,80	1,86	1,84	/	/
	Bogen-Zugband-Modell nach Wölfel / Jungwirth	1,19	1,86	1,80	1,86	1,84	/	/
	Gl. 5,28 * Vorspannung m. Verbund	1,18 ^①	0,90 ^②	1,08 ^②	1,13 ^① (0,95 ^②)	0,94 ^②	~1,25 ^②	~1,25 ^①

① Versagen der Bügelbewehrung

② Druckstrebenversagen

* mit $T_u = 0,26 \beta_w$ als oberer Schubspannungsgrenze, ohne Abminderung für dauernd einwirkende Lasten

Tabelle 6.4: Vergleich der gemessenen mit den rechnerischen Bruchlasten nach DIN 4227/1, CEB und Gl. 5,28

wird ausschließlich ein Versagen des Betons vorhergesagt, obwohl bei Balken B1 und SOV2 (Feld 2) der Bruch durch Fließen der Bügel eintrat. Da auch bei allen übrigen Versuchsbalken die Bügelbewehrung im Bruchzustand bis nahe an die Streckgrenze beansprucht wurden, scheint ein Bogen-Zugbandmodell auf ganzer Balkenlänge zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit nicht geeignet zu sein.

Dagegen unterscheiden die Fachwerkmodelle je nach Schubbewehrungsgrad zwischen den Brucharten Bügelversagen und Versagen der Betondruckstreben. Für die Balken B1 und SOV2 (Feld 2), die durch Bügelversagen zu Bruch gingen, wird von allen Fachwerkanalogien ebenfalls das Bügelversagen als Bruchursache angegeben. Vergleicht man den Quotienten $Q_{u,gem}/Q_{u,rechn}$ für Balken B1 mit Mittelwerten dieses Quotienten von vergleichbaren Spannbetonbalken mit Verbund, so ist festzustellen, daß die Schubtragfähigkeit von Balken B1 durch den fehlenden Verbund der Spannbewehrung offensichtlich wenig beeinflusst wurde. Diese Übereinstimmung läßt vermuten, daß für geringe Schubbewehrungsgrade die Schubtragfähigkeit genauso wie bei Vorspannung mit Verbund durch ein Fachwerkmodell sicher vorausgesagt werden kann. Da der Zuggurt in den für die Querkrafttragfähigkeit maßgebenden Schubzonen nahezu frei von Riegerissen bleibt, erscheint der geringe Einfluß der Verbundart auf die Schubtragfähigkeit auch erklärlich. Allerdings sind für eine experimentelle Absicherung dieser Modellvorstellung unbedingt weitere Versuche mit geringen bis mittleren Schubbewehrungsgraden erforderlich.

Bei allen übrigen Versuchsbalken war ein Versagen der Druckstreben die Bruchursache. Die Gegenüberstellung von gemessenen und rechnerischen Bruchlasten in Tabelle 6.4 deuten darauf hin, daß Balken mit Vorspannung ohne Verbund eine geringere Druckstrebentragfähigkeit besitzen als vergleichbare Balken mit im Verbund liegender Längsbewehrung. Ursache hierfür scheint die vergleichsweise geringe Druckstrebenneigung in den Bereichen mit gerissenem Zuggurt zu sein. Da sich die Druckstreben aufgrund des fehlenden Verbundes auf Tragwerksbereiche mit ungerissenem Zuggurt abstützen müssen, bildet sich hier ein Sprengwerk mit geringerer Druckstrebenneigung als in den anschließenden Schubzonen, was zu einer erhöhten Druckstrebenbeanspruchung führt. Dies bestätigen auch die gemessenen Betonstauchungen, die hier ihre maximalen Werte erreichten, und die Lage der Versagenszonen, die sich bei allen Spannbetonbalken ohne Verbund mit Druckstrebenversagen im Steg schräg unterhalb der eingeleiteten Lasten be-

fanden (Bilder 6.3 und 6.4).

Um zu überprüfen, wie stark die Druckstreben­tragfähigkeit durch den fehlenden Verbund der Längsbewehrung vermindert wird, sind in Bild 6.10 die Bruch­schubspannungen von Balken mit Druckstrebenversagen in Abhängigkeit der Betonfestigkeit aufgetragen. In Bild 6.10 ist zu erkennen, daß die Bruch­schubspannungen der untersuchten Balken mit Vorspannung ohne Verbund am unteren Rand des Streubereiches für vergleichbare Balken mit im Verbund liegender Längsbewehrung liegen. Es

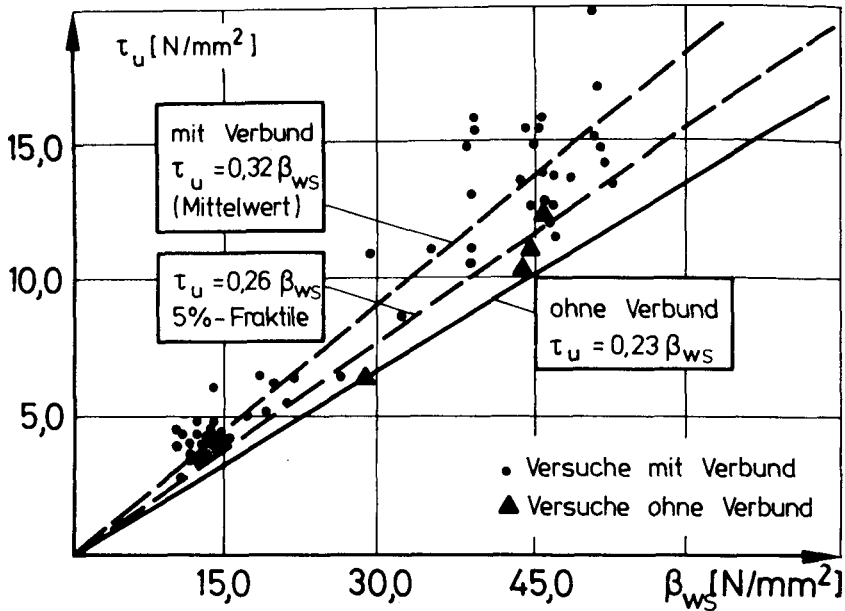


Bild 6.10: Bruchschubspannungen in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit β_{WS} für Vorspannung mit und ohne Verbund

wird daher vorgeschlagen, die obere Schubspannungsgrenze, die bei Balken mit im Verbund liegender Längsbewehrung $\tau_u = 0,26 \beta_{WS}$ beträgt, für Vorspannung ohne Verbund um rund 10 % auf

$$\tau_u = 0,23 \beta_{wS} \quad (6.2)$$

zu reduzieren.

Für die Entwicklung eines Bemessungsansatzes ist Gl. (6.2) analog zur Vorspannung mit Verbund um weitere 10 % abzumindern, um die Tragfähigkeitsverluste infolge Dauerstandbelastungen zu erfassen. Hiernach kann als Bemessungsgleichung eine obere Schubspannungsgrenze von

$$\tau_u = 0,21 \beta_{wS} \quad (6.3)$$

angegeben werden.

6.5 Bemessungsvorschlag (Vorspannung ohne Verbund)

Auf der Grundlage der in den vorangegangenen Abschnitten diskutierten Versuchsergebnisse läßt sich für schubbewehrte Balken mit Vorspannung ohne Verbund folgender Schubbemessungsvorschlag angeben, soweit dies bei der begrenzten Zahl der ausgeführten Versuche möglich ist.

Da für Brucharten, die durch Versagen der Bügelbewehrung ausgelöst werden, die Verbundart der Spannglieder nur einen vernachlässigbar geringen Einfluß auf die Schubtragfähigkeit zu besitzen scheint, kann der gleiche Bemessungsansatz wie bei Vorspannung mit Verbund unverändert verwendet werden. Die Schubtraglast setzt sich aus dem Anteil der Schubbewehrung, dem Betontraganteil und der Vertikalkomponente der Spannglieder zusammen. Da der Zuggurt aufgrund des für die Vorspannung ohne Verbund typischen Biegerißverhaltens weitgehend frei von Biegerissen bleibt, kann die Querkrafttragfähigkeit der Schubbewehrung wie bei der Vorspannung mit Verbund mit Hilfe der Fachwerkanalogie bestimmt werden. Ist neben den verbundlosen Spanngliedern Betonstahllängsbewehrung vorhanden, nimmt zwar die Länge der gerissenen Zugzone zu, aber gleichzeitig ist diese Bewehrung in der Lage, die infolge

Fachwerkwirkung auftretenden Versatzkräfte aufzunehmen. Für die Bruchart Versagen der Betondruckstreben ergibt sich die maximal aufnehmbare Querkraft aus der oberen Schubspannungsgrenze nach Gl. (6.3).

Analog zu Gl. (5.28) können somit zur Schubbemessung bei Vorspannung ohne Verbund folgende Gleichungen angegeben werden. Für die zu betimrende Bruchquerkraft

$$Q_u \begin{cases} Q_s + Q_b + Q_v \\ \leq Q_D \end{cases}$$

betragen die einzelnen Anteile

Querkraftanteil der Schubbewehrung :

$$Q_s = \mu_{ss} \cdot \sigma_{ss} \cdot b_0 \cdot 0,9h \cdot \sin \alpha (1 + \cot \alpha) \quad (6.4)$$

Betonttraganteil:

$$Q_b = h b_0 0,19 \sqrt[2]{\beta_{wn}} \sqrt[3]{\mu_L} \cdot f_F \left(1 + 1,25 \frac{M_o}{M_u} \right)$$

$$\text{mit: } \mu_L = \frac{A_s + A_v}{b_0 h} \quad (\mu_L \text{ in } \%)$$

$$f_F = 0,7 + 0,15 \frac{b}{b_0}; \quad f_F \leq 1,0$$

$$M_o = N_{v+\varphi} \frac{l_b}{y_u} \left[\frac{1}{A_b} + \frac{y_{bv} \cdot y_u}{l_b} \right]$$

(Dekompressionsmoment)

M_u = im Bemessungsschnitt aufzunehmendes Bruchmoment, $\gamma = 1,75$

Vertikalkomponente der Spanngliedkraft

$$Q_v = N_v \sin \alpha$$

Druckstreben tragfähigkeit

$$Q_D = 0,9h \cdot b_0 \cdot 0,21 \beta_{wn} (1 + \cot \alpha)$$

$$Q_D \leq 0,9h \cdot b_0 \cdot 0,34 \beta_{wn}$$

6.6 Zusammenfassung des Kapitel 6

In Kapitel 6 wurde das Schubtragverhalten von balkenartigen Bauteilen mit Vorspannung ohne Verbund untersucht. Es sollte geklärt werden, wie sich der fehlende Verbund der Spanglieder auf das Schubtragverhalten auswirkt und welche Folgerungen hieraus für die Wahl eines geeigneten Schubbemessungsmodells zu ziehen sind. In der augenblicklich gültigen Fassung von DIN 4227/6 "Vorspannung ohne Verbund" ist die Frage nach dem maßgebenden Schubbemessungsmodell nur unbefriedigend geregelt. Es darf sowohl nach dem Fachwerk- als auch nach dem Bogen-Zugbandmodell bemessen werden, obwohl die rechnerischen Schubtraglasten beider Modelle stark voneinander abweichen.

Da bisher noch keine Versuchsergebnisse von schubbewehrten Balken mit Vorspannung ohne Verbund vorlagen, wurden zur Klärung der noch offenen Fragen zum Schubtragverhalten 4 Versuchsbalken mit I- bzw. T-Querschnitt als Einfeldträger und ein 5. Versuchskörper als Zweifeldträger untersucht. Die Hauptparameter der Untersuchung waren der Schubbewehrungsgrad und die Menge der Betonstahl-Längsbewehrung in der Zugzone.

Die Auswertung der Versuchsergebnisse sowie der Vergleich der im Versuch ermittelten Bruchlasten mit verschiedenen Schubtragmodellen, zeigte, daß auch bei Vorspannung ohne Verbund die Vorhersage der Schubtragfähigkeit mit Hilfe einer Fachwerkanalogie am besten getroffen werden kann. Dagegen liefert ein Bogen-Zugbandmodell nur unzureichende Übereinstimmung mit dem tatsächlichen Tragverhalten, besonders da als Bruchursache ausschließlich ein Versagen des Betons vorausgesagt wird. Die ausgeführten Versuche zeigten jedoch, daß wie bei Balken mit im Verbund liegender Längsbewehrung je nach Schubbewehrungsgrad zwischen den Brucharten Versagen der Schubbewehrung und Betondruckstrebenbruch zu unterscheiden ist. Das Schubversagen wird bei beiden Brucharten durch zahlreichen Schubrisse, deren Neigung zwischen 30° - 45° betragen kann, vorangekündigt. Die Schubrisse bilden sich wie

bei Vorspannung mit Verbund unabhängig von den Biegerissen, sobald die Hauptzugspannungen im Steg die Spaltzugfestigkeit des Betons überschreiten. Da der Zuggurt in den Schubzonen aufgrund des für die Vorspannung ohne Verbund typischen Biegerißverhaltens - die Biegerisse konzentrieren sich auf den Bereich der maximalen Biegemomente - weitgehend ungerissen bleibt, kann sich auch ohne im Verbund liegende Längsbewehrung ein Fachwerk zwischen Druck- und Zuggurt im Steg ausbilden.

Die Ergebnisse der experimentellen Untersuchung wurden abschließend zu einem Bemessungsvorschlag für schubbewehrte Balken mit Vorspannung ohne Verbund zusammengefaßt: Da der fehlende Verbund für die Bruchart "Versagen der Bügelbewehrung" aufgrund des in den Schubzonen weitgehend ungerissenen Zuggurtes von keinem großen Einfluß auf die Schubtragfähigkeit zu sein scheint, kann im Prinzip der gleiche Bemessungsansatz wie bei Vorspannung mit Verbund angewendet werden. Die Schubtraglast setzt sich aus dem Anteil der Schubbewehrung, dem Betontraganteil und der Vertikalkomponente der Spanngliedkraft zusammen.

Für die Bruchart Versagen der Betondruckstreben, läßt sich die Schubtragfähigkeit - wie bei vergleichbaren Stahlbeton- und Spannbetonbalken - mit Hilfe einer oberen Schubspannungsgrenze abschätzen. Jedoch wurde diese obere Schubspannungsgrenze im Vergleich zu Balken mit im Verbund liegender Längsbewehrung niedriger angesetzt, da die Druckstreben in den örtlich begrenzten Bereichen mit gerissenem Zuggurt aufgrund der fehlenden Verbundbewehrung flacher verlaufen, um sich auf die Schubzonen mit ungerissenem Zuggurt abzustützen.

7 ZUSAMMENFASSUNG

In der vorliegenden Arbeit wurde das Bruchtragverhalten von Spannbetonbalken unter Biege- und Schubbeanspruchung behandelt. Die Untersuchungen erstreckten sich auf die Themenkreise Biegebruchtragfähigkeit bei Vorspannung ohne Verbund und Schubtragverhalten von Spannbetonbalken mit und ohne Verbund der Spannbewehrung.

Im ersten Teil der Arbeit wurde das Biegebruchverhalten insbesondere die Spannkraftzunahme der Spannglieder bei Vorspannung ohne Verbund untersucht. Hierzu wurden zunächst rund 160 in der Literatur beschriebene Versuche zum Biegebruchverhalten von Traggliedern mit Vorspannung ohne Verbund systematisch ausgewertet. Die hier gewonnenen Erkenntnisse wurden zu einem Lösungsansatz zusammengefaßt, mit dem die Spannkraftzunahme sowohl von Balken als auch von einachsigen gespannten Plattenstreifen mit Vorspannung ohne Verbund bestimmt werden kann.

Bei der Berechnung wird davon ausgegangen, daß sich die zum Spannungszuwachs führenden Bauteilverformungen in sog. Gelenkzonen konzentrieren, während die übrigen Bauteilbereiche auch im Bruchzustand weitgehend unverformt bleiben. Als wichtigste Parameter gehen die Spanngliedlänge, der Spannbelegungsgehalt, die Betongüte, Anordnung und Verteilung der Belastung und die Querschnittsform in den Rechenansatz ein. Da der Einfluß einer zusätzlichen Betonstahllängsbewehrung anhand der vorliegenden Versuchsergebnisse nicht abschließend geklärt werden konnte, blieb diese Einflußgröße im Rechenansatz unberücksichtigt.

Im zweiten Teil der Arbeit wurde das Schubtragverhalten von Spannbetonbalken untersucht. Ziel der Untersuchung war einerseits die Frage, wie die Höhe der Vorspannung die Schubtragfähigkeit beeinflußt und andererseits wie wirkt sich die Verbundart der Spannglieder - Vorspannung mit oder ohne Verbund - auf die Schubtraglast aus.

Ausgangspunkt der Untersuchungen war das Schubtragverhalten von Bauteilen mit im Verbund liegender Längsbewehrung. Um die wesentlichen Einflußgrößen auf das Schubtragverhalten zu überprüfen, wurde zunächst eine systematische Auswertung von 600 in der Literatur beschriebenen Versuchen vorgenommen. Aus den Ergebnissen dieser Auswertung wurde ein Rechenansatz entwickelt, der den Einfluß der Vorspannung auf die Schubtraglast kontinuierlich für alle Vorspanngrade, angefangen von der teilweisen Vorspannung bis hin zur vollen Vorspannung erfaßt. Die rechnerische Schubtraglast setzt sich für die Bruchart Schubzugversagen aus dem Fachwerkanteil der Schubbewehrung, dem Betontraganteil und der Vertikalkomponente der Spanngliedkraft zusammen. Der Querkraftanteil der Schubbewehrung wird mit Hilfe eines Fachwerkmodells, dessen Druckstrebenneigung 45° beträgt, bestimmt. Die von einem 45° -Fachwerk abweichende Tragfähigkeit der Schubbewehrung und die Querkraftanteile infolge der Rißverzahnung, der geneigten Biegedruckzone und aus Dübelwirkung der Längsbewehrung werden zu einem Betontraganteil zusammengefaßt. Der Querkraftanteil geneigter Spannglieder kann direkt aus der Vertikalkomponente der Spanngliedkraft ermittelt werden. Zur Abschätzung der Bruchart Druckstrebenversagen wurde eine obere Schubspannungsgrenze definiert, die linear von der Betonfestigkeit abhängt.

Zum Schubtragverhalten bei Vorspannung ohne Verbund wurden zunächst die eigenen Versuche an 5 Balken mit I- und T-Querschnitt beschrieben, da bisher noch keine Versuchsergebnisse von schubbewehrten Balken mit Vorspannung ohne Verbund vorlagen. Die Auswertung der Versuchsergebnisse sowie der Vergleich der im Versuch erreichten Bruchlasten mit verschiedenen Schubtragmodellen zeigte, daß auch bei Vorspannung ohne Verbund die Schubtragfähigkeit am besten mit Hilfe einer Fachwerkanalogie bestimmt werden kann. Wie bei Balken mit im Verbund liegender Längsbewehrung ist je nach Schubbewehrungsgrad zwischen den Brucharten Versagen der Schubbewehrung und Betondruckstrebenbruch zu unterscheiden. Für die Bruchart Versagen der Schubbewehrung kann der gleiche Bemessungsansatz

wie bei Vorspannung mit Verbund verwendet werden, da der Zuggurt in den Schubzonen ungerissen bleibt und der fehlende Verbund somit keinen Einfluß ausüben kann. Das Versagen der Betondruckstreben wird durch eine obere Schubspannungsgrenze abgeschätzt, die jedoch aufgrund der flacheren Druckstrebenneigung im Vergleich zu Bauteilen mit im Verbund liegender Längsbewehrung abgemindert wurde. Da anhand der ausgeführten 5 Balkenversuche nur erste, grundsätzliche Fragen geklärt werden konnten, sind zur experimentellen Absicherung des entwickelten Schubbemessungsvorschlages für Vorspannung ohne Verbund unbedingt weitere Versuche erforderlich.

8 LITERATURVERZEICHNIS

- /1/ ACI - Standard 318-7
American Concrete Institut
Building Code Requirements for Reinforced Concrete
- /2/ Alatorre, G.; Casillas, J.
Shear Strength Behaviour of Concrete Beams Subjected to
Alternative Loads
Rilem-Symposium on the Effects of Repeated Loading of
Materials and Structures, Vol IV, Mexico City,
September 1966
- /3/ Arthur, P.D.
The Shear Strength of Pre-Tensioned I-Beams with
Unreinforced Webs
Magazine of Concrete Research, Vol. 17, No. 53, S. 199-210,
Dezember 1965
- /4/ Bachmann, H.
Versuche über den Einfluß geneigter Spannglieder auf das
Schubtragverhalten teilweise vorgespannter Betonbalken
Bauingenieur 51, S. 251-258, 1976
- /5/ Baker, A.L.L.
A Plastic Theory of Design for Ordinary Reinforced and
Prestressed Concrete Including Moment Redistribution in
Continuous Members
Magazine of Concrete Research, Vol. 1, No. 2, S. 57-66, 1949
- /6/ Baker, A.L.L.
Test on Concrete Beams Reinforced with 12-Gauge Wires of an
Ultimate Strength of 120 tons per sq. in.
Magazine of Concrete Research, Vol. 3, No. 9, S. 121-127,
1952
- /7/ Bauer, F. ; Geymayer, H.; Rock, S.
Tragverhalten von vorgespannten Kragträgern ohne Verbund
Forschungsbericht der Technischen Versuchs- und
Forschungsanstalt für Festigkeits- und Materialprüfung der
Technischen Universität Graz, Dezember 1982
- /8/ Baumann, Th.; Rüschi, H.
Versuche zum Studium der Verdübelungswirkung der
Biegezugbewehrung eines Stahlbetonbalkens
Heft 210 der Schriftenreihe DAFStb., 1970
- /9/ Bennett, E.W. ; Debaiky, S.Y.
High Strength Steel as Shear Reinforcement in Prestressed
Concrete Beams
ACI-Publication, Sp 42-10, S.231-248, 1974
- /10/ Bennett, E.W. ; Balasooriya, B.M.A.
Shear Strength of Prestressed Beams with Thin Webs Failing
in Inclined Compression
ACI-Journal, S. 204-212, März 1971

- /11/ Betonkalender 1984
Verlag Wilhelm Ernst und Sohn
- /12/ Bhal, N.S.
Über den Einfluß der Balkenhöhe auf die Schubtragfähigkeit
von einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne
Schubbewehrung
Schriftenreihe des Otto-Graf-Institutes, Universität
Stuttgart, Heft 35, 1968
- /13/ Braestrup, M.W. ; Nielsen, M.P. ; Finn Bach ; Jensen, B.C.
Shear Tests on Reinforced Concrete T-Beams
Technical University of Denmark, Structural Research
Laboratory, Rapport Nr. R 72, Kopenhagen 1976
- /14/ Bresler, B. ; Scordelis, A.C.
Shear Strength of Reinforced Concrete Beams
ACI-Journal, S.51-73, 1963
- /15/ Bruggeling, A.S.G.
Voorspanning zonder aanhechting, Einzelstrengsystemen
Stichting Professor Bakkerfonds, Delft 1976
- /16/ Buschmeyer, W.
Vorspannung ohne Verbund - Bemessung und Konstruktion,
Dissertation
Universität Essen, 1983
- /17/ CEB/FIP
Mustervorschrift für Tragwerke aus Stahlbeton und
Spannbeton, Ausgabe 1978
- /18/ CP 110
Code of Practice for the Structural Use of Concrete
British Standards Institution, London 1972
- /19/ Cederwall, K. ; Hedman, O.; Losberg, A.
Shear Strength of Partially Prestressed Beams with
Pretensioned Reinforcement of High Grade Deformed Bars
ACI-Publication, Sp 42-9, S. 215-230, 1974
- /20/ Cederwall, K. ; Hedman, O.; Losberg, A.
Shear Strength of Partially Prestressed Beams with Preten-
sioned Reinforcement of High Grade Deformed Bars
Publication 70:6, Technische Hochschule Chalmers,
Güteborg 1970
- /21/ Ciesla, I.
The Ultimate Load-Bearing Capacity of Prestressed Concrete
Beams with Unbonded Tendons
FIP 78, S. 101-112
- /22/ Clark, A.P.
Diagonal Tension in Reinforced Concrete Beams
ACI-Journal, S. 145-156, Oktober 1951

- /23/ Cooke, N. ; Park, R.; Yong, Ph.
Flexural Strength of Prestressed Concrete Members with
Unbonded Tendons
PCI - Journal, S.53-79, 1981
- /24/ Copier, V.J.
Platen met VZA, Toename van de Voorspankracht in het
Bewijkstadium
Cement, Nr. 4, S. 173-181, 1979
- /25/ CUR - Rapport 95
Vorspanning zonder aanhechting
deel I, 1979
- /26/ DIN 1045
Beton- und Stahlbetonbau, Bemessung und Ausführung,
Ausgabe 1978
- /27/ DIN 4227 - Teil 1
Spannbeton, Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder
voller Vorspannung,
Ausgabe 1979
- /28/ DIN 4227 - Teil 6
Spannbeton, Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund,
Ausgabe Mai 1982
- /29/ DIN 4227 Teil3
Spannbetonbauteile in Segmentbauart
Vornorm Dezember 1983
- /30/ Dilger, W.
Veränderlichkeit der Biege- und Schubsteifigkeit bei
Stahlbetontragwerken und ihr Einfluß auf
Schnittkraftverteilung und Traglast bei statisch
unbestimmter Lagerung
Heft 179 der Schriftenreihe des DAfStb., 1966
- /31/ Dywidag
Spannverfahren, Litzenspannglieder ohne Verbund
Zulassungsbescheid vom 9.2.1981
Institut für Bautechnik in Berlin
- /32/ Eibl, J.; Iványi, G.
Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton
Heft 260 des Deutschen Außschuß für Stahlbeton, 1960
- /33/ Evans, R.H. ; Schumacher, E.G.
Shear Strength of Prestressed Beams without Web
Reinforcement
Journal of the American Concrete Institut, S. 1621-1642,
November 1963
- /34/ Giehrach, U.; Sättle, C.
Die Versuche der Bundesbahn an Spannbetonbalken in
Kornwestheim
Heft 115 der Schriftenreihe des DAfStb., 1954

- /35/ Gifford, F.W.
Tests on End-Anchored Unbonded Prestressed Concrete Beams
Having Parabolic Steel Eccentricity, Subject to Uniformly
Distributed Loading
Magazine of Concrete Research, S. 27-36, August 1953
- /36/ Grasser, E.
Darstellung und kritische Analyse der Grundlagen für eine
wirklichkeitsnahe Bemessung von Stahlbetonquerschnitten
bei einachsigen Spannungszuständen, Dissertation
Fakultät für das Bauwesen der TH München, 1968
- /37/ Grob, J.; Thürlimann, B.
Ultimate Strength and Design of Reinforced Concrete Beams
under Bending and Shear
IVBH-Abhandlungen, 36-II, S. 105-120, 1976
- /38/ Guralnik, S.A.
High-Strength Deformed Steel Bars for Concrete
Reinforcement
ACI-Journal, S. 241-282, September 1960
- /39/ Haddadin, M.J.; Hong, S.T.; Mattock, A.H.
Stirrup Effectiveness in Reinforced Concrete Beams with
Axial Force
Journal of Structural Division, S. 2277-2297,
September 1971
- /40/ Hanson, J.M.; Hulsbos, C.L.
Ultimate Shear Tests of Prestressed Concrete I-Beams under
Concentrated and Uniform Loadings
PCI-Journal, Vol. 19, S. 15-28, Juni 1964
- /41/ Hedman, O.; Losberg, A.
Design of Concrete Structures with Regard to Shear Forces
Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg, Publication 75:9E
1975
- /42/ Herzog, M.
Die erforderliche Bügelbewehrung von Stahlbeton- und
Spannbetonbalken
Beton und Stahlbetonbau, S.203-209, Heft 8, 1982
- /43/ Herzog, M.
Wichtige Sonderfälle des Durchstanzen von Stahlbeton- und
Spannbetonplatten nach Versuchen
Bauingenieur 49, S. 333-342, 1974
- /44/ Hicks, A.B.
The Influence of Shear Span and Concrete Strength upon the
Shear Resistance of a Pretensioned Prestressed Concrete
Beams
Magazine of Concrete Research, S. 115-122, November 1958

- /45/ Huber, A. ; Salvay, J.
Efecto de Adherencia en la Rotura de Vigas Pretensadas
Sociedad Argentina de Ensayo de Materiales, Buenos Aires,
1971
- /46/ Iványi, G.; Buschmeyer, W.
Versuche an Biegetragwerken mit Vorspannung ohne Verbund
Heft 20 der Forschungsberichte aus dem Fachbereich Bauwesen
der Universität Essen, 1983
- /47/ Iványi, G.; Buschmeyer, W.
Biegeversuche an Plattenstreifen mit zentrischer Vorspannung
ohne Verbund
Heft 16 der Forschungsberichte aus dem Fachbereich Bauwesen
der Universität Essen, 1981
- /48/ Iványi, G. ; Samol, J.
Versuche zum Schubtragverhalten bei Vorspannung ohne Verbund
Forschungsbericht, GHS -Essen, in Vorbereitung
- /49/ Janney, J.R.; Hognestad, E. ; Mc Henry, D.
Ultimate Flexural Strength of Prestressed and Conventionally
Reinforced Concrete Beams
ACI Proceeding Vol. 52, No. 6, S. 601-620, Februar 1956
- /50/ Jena, B.; Pannell, F.N.
The Diagonal Cracking Strength of Continuous Prestressed
Concrete Beams
Magazine of Concrete Research, Vol. 24, No. 78, Mai 1972
- /51/ Jungwirth, D.
Überlegungen zum Schubtragverhalten bei Vorspannung ohne
Verbund
Arbeitspapier des U.A. DIN 4227/Teil 6, 1979
- /52/ Kamerling, J.W. ; Kuyt, B.
Über die Berechnung der Schubtragfähigkeit von Stahlbeton-
und Spannbetonbalken
Beton- und Stahlbeton, S. 193-201, August 1976
- /53/ Kani, G.N.J.
A Rational Theory for the Function of Web Reinforcement
ACI-Journal, S. 185-197, März 1969
- /54/ Kani, G.N.J.
How Safe Are Our Large Reinforced Concrete Beams
ACI-Journal, S.128-141, März 1967
- /55/ Kani, G.N.J.
Basic facts concerning shear Failure
ACI-Journal 64, No. 6, S. 675-692, 1966
- /56/ Kar, J.N.
Shear Strength of Prestressed Concrete Beams without Web
Reinforcement
Magazine of Concrete Research, Vol. 21, No. 68, S. 159-170,
September 1969

- /57/ Kordina, K. ; Weber, V.
Verbundverhalten dauerschwellbeanspruchter Spannglieder
Bericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und
Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig,
1984,
- /58/ Kordina, K.
Untersuchung der Möglichkeiten des Einsatzes der
Vorspannung ohne Verbund
Forschungsbericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau
und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig,
September 1983
- /59/ Kordina, K. ; Weber, V.
Einfluß der Ausbildung unbewehrter Preßfugen auf die
Tragfähigkeit von schrägen Druckstreben in den Stegen von
Segmentbauteilen
Heft 350 der Schriftenreihe des DAFStb., 1984
- /60/ Kordina, K. ; Weber, V.
Einfluß der Fugenausbildung auf die Tragfähigkeit von
Schrägen Druckstreben in den Stegen von Segmentbauteilen
- Versuche an Bauteilen mit Betonverfüllfugen -
Forschungsbericht des Institut für Baustoffe, Massivbau und
Brandschutz der TU Braunschweig, 1982
- /61/ Kordina, K. ; Nölting, D.
Auswertung von Durchstanzversuchen an Platten mit
Vorspannung ohne Verbund
Forschungsbericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und
Brandschutz der TU Braunschweig, in Vorbereitung
- /62/ Kordina, K. ; Teutsch, M. ; Hegger, J.
Schubversuche an Spannbetonbalken
Forschungsbericht des Institut für Baustoffe, Massivbau und
Brandschutz der TU Braunschweig, in Vorbereitung
- /63/ Kordina, K. ; Teutsch, M. ; Hegger, J.
Ermittlung der wirtschaftlichen Bewehrung von Flachdecken
mit Vorspannung ohne Verbund
Heft 355 des Deutschen Ausschuß für Stahlbeton, 1984
- /64/ Kordina, K. ; Hegger, J.; Teutsch, M.
Anwendung der Vorspannung ohne Verbund
Heft 355 des Deutschen Ausschuß für Stahlbeton, 1984
- /65/ Kordina, K. ; Teutsch, M. ; Hegger, J.
Trag- und Verformungsverhalten von Spannbetonbauteilen in
Segmentbauart mit Vorspannung ohne Verbund
Forschungsbericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und
Brandschutz der TU Braunschweig, 1984
- /66/ Krefeld, W.J. ; Thurston, C.W.
Studies of the Shear and Diagonal Tension Strength of Simply
Supported Reinforced Concrete Beams
ACI-Journal, S. 451-474, April 1966

- /67/ Kupfer, H.
Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger
Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der
zweiachsigen Beanspruchung
Heft 229 der Schriftenreihe des DAfStb., 1973, Berlin
- /68/ Kupfer, H.
Erweiterung der Mörsch'schen Fachwerkanalogie mit Hilfe des
Prinzips vom Minimum der Formänderungsarbeit
Comite Europeen du Beton, Bulletin d'Information No. 40,
Januar 1964
- /69/ Leksukhum, K. ; Smith, R.B.L.
Comparative Study of Bent-up Bars with other Forms of
Secondary Reinforced Beams
ACI-Journal, 68-5, S. 32-35, Januar 1971
- /70/ Leonhardt, F. ; Walther, R. ; Dilger, W.
Schubversuche an Durchlaufträgern
Heft 163 der Schriftenreihe DAfStb., 1964
- /71/ Leonhardt, F.
Vorlesungen über Massivbau, Teil 1-6
Springer Verlag Berlin
- /72/ Leonhardt, F. ; Schelling, G.
Torsionsversuche an Stahlbetonbalken
Heft 239 der Schriftenreihe des DAfStb., Berlin 1974
- /73/ Leonhardt, F. ; Walther, R.
Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und
ohne Schubbewehrung
Heft 151 der Schriftenreihe des DAfStb., 1962
- /74/ Leonhardt, F.
Schub bei Stahlbeton und Spannbeton - Grundlagen der
neueren Schubbemessung
Beton- und Stahlbetonbau, S. 270-277, 295-302,
November 1977
- /75/ Leonhardt, F. ; Koch, R.; Rostásy, F.S.
Schubversuche an Spannbetonträgern
Heft 227 der Schriftenreihe des DAfStb., 1973
- /76/ Leonhardt, F. ; Walther, R.
Schubversuche an Plattenbalken mit unterschiedlicher
Schubbewehrung
Heft 156 der Schriftenreihe des DAfStb., 1963
- /77/ Lorentsen, M.
Shear and Bond in Prestressed Concrete Beams without
Shear Reinforcement
Transaction No. 47, National Swedish Council for
Building Research, Stockholm, 1964

- /78/ Losberg, A.
Influence of Prestressed Reinforcement on Shear Capacity of Beams in Plastic Design - Preliminary Report from a Current Research Projekt
Chalmers Techniska Högskola, Intern Skrift 80:6, 1980
- /79/ Lyngberg, B.S.
Ultimate Shear Resistance of Partially Prestressed Reinforced Concrete I-Beams
ACI-Journal, S. 214-222, April 1976
- /80/ Mällée, R.
Zum Schubtragverhalten stabförmiger Stahlbetonelemente
Heft 323 der Schriftenreihe des DAfStb., 1981
- /81/ Mattock, A.H.
A Study of the Ultimate Moment of Resistance of Prestressed and Reinforced Concrete Beams with Particular Reference to Bond Conditions, Dissertation
University of London, 1955
- /82/ Mattock, A.H. ; Yamazaki, J.; Katulla, B.T.
Comparative Study of Prestressed Concrete Beams with and without Bond
ACI-Journal 68-13, S.116-125, 1971
- /83/ Moayer, M.; Regan, P.E.
Shear Strength of Prestressed and Reinforced Concrete T-Beams
ACI -Publication SP 42, S. 183 - 213, 1974
- /84/ Moosecker, W.
Zur Bemessung der Schubbewehrung von Stahlbetonbalken mit möglichst gleichmäßiger Zuverlässigkeit
Heft 307 der Schriftenreihe des DAfStb., 1979
- /85/ Muller, J.
Construction of Long Key Bridge
PCI-Journal, S. 97-110, November/Dezember 1980
- /86/ Mörsch, E.
Der Eisenbetonbau, Seine Theorie und Anwendung,
Verlag K. Wittwer, Berlin 1908
- /87/ Nielsen, M.P.
Plasticity and Shear
CEB-Bulletin Nr. 126, Shear and Torsion, Juni 1978
- /88/ Nielsen, M.P. ; Braestrup, M.W.
Shear Strength of Prestressed Concrete Beams without Web Reinforcement
Magazine of Concrete Research, Vol. 30, No. 104, S. 119-128, September 1978

- /89/ Oleson, S.O.; Sozen, M.A. ; Siess, C.P.
Strength in Shear of Beams with Web Reinforcement
Bulletin No. 493, Engineering Experiment Station
University of Illinois, Urbana 1967
- /90/ Palaska, M. N.; Attiogbe, E. K. ; Darwin, D.
Shear Strength of Lightly Reinforced T-Beams
ACI - Journal 78-39, S.447-455, 1971
- /91/ Placas, A.; Regan, P.E.
Shear Failure of Reinforced Concrete Beams
ACI-Journal, S. 763-773, Oktober 1971
- /92/ Plähn, J.
Eine strenge Lösung des Biegebruchsicherheitsnachweises
für den rechteckigen Spannbetonbalken ohne Verbund
IVHB-Papier, Band 30-II, 1970
- /93/ Podolny, W. ; Mireles, A.A.
Kuwait's Bubiyan Bridge - a 3 D Precast Segmental Space Frame
PCI-Journal, S. 68-107, Januar/Februar 1983
- /94/ Pralong, J. ; Brandli, W.; Thürlimann, B.
Durchstanzversuche an Stahlbeton- und Spannbetonplatten
Bericht Nr. 7305-3 des Institut für Baustatik und
Konstruktion der ETH Zürich, 1979
- /95/ Rafla, K. ; Blume, F. ; Iványi, G.; Kordina, K.
Systematische Auswertung von Schubversuchen an
Stahlbetonbalken
Forschungsbericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau
und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig,
1977
- /96/ Rangan, B.V.
Shear Strength of Partially and Fully Prestressed Concrete
Beams
UNICIV-Report No. R-180, University of New South Wales,
February 1979
- /97/ Regan, P.E. ; Placas, A.
Limit-State Design for Shear in Rectangular and T-Beams
Magazine of Concrete Research, Vol. 22, No. 73, S. 197-208,
Dezember 1970
- /98/ Ritter, W.
Die Bauweise Hennebique
Schweizerische Bauzeitung, Februar 1899
- /99/ Ritz, P.
Biegeverhalten von Platten mit Vorspannung ohne Verbund
Dissertation No. 6137, ETH Zürich, Mai 1978
- /100/ Ritz, P.; Marti, P. ; Thürlimann, B.
Versuche über das Biegeverhalten von Platten ohne Verbund,
Versuchsbericht des Institut für Baustatik und Konstruktion
der ETH Zürich, 1975

- /101/ Robinson, J.R.; Demorieux, J.M.
Essais de Traction-Compression sur Modeles d'Ame de
Poutre en Beton
Institut du Recherches Appliquees du Beton Arme (IRABA),
Teil I, Juni 1968; Teil II, Mai 1972
- /102/ Rüsich, H. ; Kordina, K. ; Zelger, C.
Bruchsicherheit bei Vorspannung ohne Verbund
Heft 130 der Schriftenreihe des DAFStb., Berlin, 1959
- /103/ SIA 162
Norm für die Berechnung, Konstruktion und Ausführung von
Bauwerken aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton
Zürich, 1968
- /104/ Schaper, G.
Stahlbetonplatten unter Last- und Zwangsbeanspruchung
- Berechnung des zeitabhängigen Verhaltens bei
Berücksichtigung der Rißbildung - (Dissertation)
Bericht Nr. 78-29 aus dem Institut für Statik der
Technischen Universität Braunschweig, 1978
- /105/ Schlaich, J.; Schäfer, K.
Zur Druck-Querzug-Festigkeit des Stahlbetons
Beton- und Stahlbetonbau 78, S.73-77, 1983
- /106/ Soerensen, H. C.
Shear Tests on 12 Reinforced Concrete T-Beams
Rapport Nr. R 60, Structural Research Laboratory,
Techn. University of Denmark, 1974
- /107/ Sozen, M.A. ; Zwoyer, E.M.; Siess, C.P.
Strength in Shear of Beams without Web-Reinforcement
Bulletin No. 452, Engineering Experiment Station,
University of Illinois, Urbana, 1959
- /108/ Tam, A. ; Pannell, F.N.
The Ultimate Moment of Resistance of Unbonded Partially
Prestressed Reinforced Concrete Beams
Magazine of Concrete Research, Vol. 28, No. 97, S. 203-208,
1976
- /109/ Taylor, H.P.J.
Shear Strength of Large Beams
Journal of Structural Division, ASCE, V98, No ST 11
1972
- /110/ Taylor, R.
Some Shear Tests on Reinforced Concrete T-Beams with
Stirrups
Magazine of Concrete Research, Vol. 18, No. 57,
S. 221-230, 1966

- /111/ Thomas, P.
Les Câbles non Adhérents dans les Constructions en Béton,
Résultats des Recherches Expérimentales
C.S.T.C.-Rev. 1977, No. 4, S. 2-18, Dezember 1977
- /112/ Thürlimann, B.; Bachmann, H.; Krauss, R.; Calfisch, R.;
Heimgartner, E.
Schubversuche an teilweise vorgespannten Balken
Institut für Baustatik ETH Zürich, Berichte Nr. 6504-2;
6504-3; 6504-5; 6504-6
- /113/ Trost, H. ; Cordes, H.; Thormählen, U.; Hagen, H.
Teilweise Vorspannung - Verbundfestigkeit von Spanngliedern
und ihre Bedeutung für Ribbildung und Ribbreitenbeschränkung
Heft 310 der Schriftenreihe des DAfStb., 1980, Berlin
- /114/ Trost, H. ; Cordes, H.; Weller, B.
Anwendung der Vorspannung ohne Verbund im Ingenieurhochbau
Forschungsbericht der TH Aachen, 1982
- /115/ VB 1974
Regulations for Concrete, VB 1974, Part H-Prestressed
Concrete Using Unbonded Tendons
Additional Requirements Nederlands Normalisatie-Instituut,
Rijswijk, 1981
- /116/ VSL
Spannverfahren mit Litzen ohne Verbund
Zulassungsbescheid vom 9.2.1982, Institut für Bautechnik
- /117/ Vecchio, F. ; Collins, M.P.
The Response of Reinforced Concrete to In-Plane Shear and
Normal Stresses
University of Toronto, Dep. of Civil Eng., Publication
Nr. 82-03, 1982
- /118/ Walraven, J.
Shear in Elements without Shear Reinforcement
CEB-Bulletin Nr.146, München, April 1982
- /119/ Warwaruk, J.; Sozen, M.A. ; Siess, C.P.
Strength and Behaviour in Flexural of Prestressed Concrete
Beams
Bulletin No. 464, Engineering Experiment Station,
University of Illinois, Urbana 1962
- /120/ Wittfoht, H.
Ursachen für den Teileinsturz des Viadotto Cannavino
bei Agrio di Celico
Beton- und Stahlbetonbau, Heft 2, 29-36, 1983
- /121/ Wölfel, E.
Vorspannung ohne Verbund - Besonderheit der Bemessung
Beton- und Stahlbetonbau, S. 209-211, September 1981

A N H A N G

Tabelle A1 : Gleichungen zur Ermittlung der Spannkraftzunahme bei Vorspannung ohne Verbund

Tabelle A2 : Gleichungen zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit

Anlage A3 : Daten der ausgewerteten Versuche zur Spannkraftzunahme bei Vorspannung ohne Verbund

Anlage A4 : Daten der ausgewerteten Schubversuche

AUTOR	AUFBAU DES RECHENANSATZES												
Warwaruk Sozen Siess	$\sigma_{v,u} = \sigma_{v,v}^{(0)} + 207 - 4,75 \cdot \frac{\mu_v}{\beta_p} \cdot 10^5 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ $\sigma_{v,u} \geq \sigma_{v,v}^{(0)} \quad \text{mit } \mu_v = \frac{A_v}{b h}$												
Mattock Yamazaki Kattula	$\sigma_{v,u} = \sigma_{v,v}^{(0)} + 69 \cdot \frac{14 \cdot \beta_p}{\mu_v} \cdot 10^{-2} \text{ [N/mm}^2\text{]}$ $\text{mit } \mu_v = \frac{A_v}{b h}$												
ACI 318-77	$\sigma_{v,u} = \sigma_{v,v}^{(0)} + 69 \cdot \frac{\beta_p}{\mu_v} \cdot 10^{-2} \text{ [N/mm}^2\text{]}$ $\sigma_{v,u} \leq \sigma_{v,v}^{(0)} + 415 \text{ [N/mm}^2\text{]}$												
CP 110	<table border="1"> <tr> <td>$\frac{\sigma_{v,u}^{(0)} \cdot A_z}{\beta_p \cdot b \cdot h}$</td> <td>0,025</td> <td>0,05</td> <td>0,10</td> <td>0,15</td> <td>0,20</td> </tr> <tr> <td>$\frac{\sigma_{v,u}}{\sigma_{v,v}^{(0)}}$</td> <td>1,23</td> <td>1,21</td> <td>1,18</td> <td>1,14</td> <td>1,11</td> </tr> </table>	$\frac{\sigma_{v,u}^{(0)} \cdot A_z}{\beta_p \cdot b \cdot h}$	0,025	0,05	0,10	0,15	0,20	$\frac{\sigma_{v,u}}{\sigma_{v,v}^{(0)}}$	1,23	1,21	1,18	1,14	1,11
$\frac{\sigma_{v,u}^{(0)} \cdot A_z}{\beta_p \cdot b \cdot h}$	0,025	0,05	0,10	0,15	0,20								
$\frac{\sigma_{v,u}}{\sigma_{v,v}^{(0)}}$	1,23	1,21	1,18	1,14	1,11								
DIN 4227 Teil 6	$\sigma_{v,u} = \sigma_{v,v}^{(0)} + E_v \cdot \frac{\Delta l}{L} \quad \text{im Feld}$ $\sigma_{v,u} = \sigma_{v,v}^{(0)} + E_v \cdot \frac{(\Delta l_1 + \Delta l_2)}{L} \quad \text{über der Stütze}$ $\text{mit } \Delta l = \frac{3 \cdot f \cdot h}{l} \quad \text{und } f = \frac{l}{50}$												
SIA 162	$\sigma_{v,u} = \sigma_{v,v}^{(0)} + \frac{1}{L} \cdot 0,075 h \cdot E_v \quad \text{im Feld}$ $\sigma_{v,u} = \sigma_{v,v}^{(0)} + \frac{1}{L} (0,00125 \cdot l + 0,10 h_v) E_v \quad \text{über der Stütze}$												
Thomas	$\sigma_{v,u} = \sigma_{v,v}^{(0)} + \frac{\Delta l}{L} \cdot E$ $\text{mit } \Delta l = \frac{4 \cdot f \cdot z}{l} \quad \text{und } f = d - 0,05 h_v - e_v$												
DIN 4227 Teil 1	$\sigma_{v,u} = \sigma_{v,v}^{(0)} + 110 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad \text{Einfeldträger}$ $\sigma_{v,u} = \sigma_{v,v}^{(0)} + 50 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad \text{Kragträger}$ $\sigma_{v,u} = \sigma_{v,v}^{(0)} + 0 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad \text{Durchlaufträger}$												
Lösungsansatz nach Gl. 4.34	$\sigma_{v,u} = \sigma_{v,v}^{(0)} + (2,0 \cdot \frac{0,03 \cdot \beta_p}{\mu_v}) \cdot 10^{-3} \cdot l_G \cdot k_f \cdot \frac{E_v}{L}$ $\frac{0,03 \cdot \beta_p}{\mu_v} \leq 7,0 \quad ; \quad l_G = (0,2 + 0,25 \frac{h}{l}) \cdot l$ $k_f = 0,9 + 0,10 \frac{b}{b_0} \quad \text{mit } b/b_0 \leq 3,0$												

TABELLE A1: Gleichungen zur Ermittlung der Spannkraftzunahme bei Vorspannung ohne Verbund

Leonhardt	$Q_U = Q_{\text{Beton}} + Q_{\text{Schubbew}}$ $Q_U \leq 0,9 \cdot h \cdot b_0 \cdot 0,3 \cdot \beta_w$ $M_0 = \text{Dekompressionsmoment}, M_R = \text{Biegerissmoment für } \sigma_{BZ} = 0,1 \beta_w^{2/3}, a = \text{Schubspannw.}$	$Q_{\text{Schubbew}} = 0,9 \cdot h \cdot b_0 \cdot \mu_{b\ddot{u}} \cdot \beta_{s,b\ddot{u}}$ $Q_{\text{Beton}} = 0,7 (M_0 + M_R) / a$
Kammerling Kuyt	$Q_U = b_0 \cdot z \cdot (0,5 \cdot \mu_{b\ddot{u}} \cdot \beta_{s,b\ddot{u}} \cdot \tau_0 \cdot \frac{z}{\sigma})$ $Q_U = b_0 \cdot z \cdot \sqrt{\mu_{b\ddot{u}} \cdot \beta_{s,b\ddot{u}} \cdot \tau_0}$ $Q_U \leq 0,71 \cdot b_0 \cdot z \cdot \sqrt{\mu_{b\ddot{u}} \cdot \beta_{s,b\ddot{u}} \cdot \beta_p}$	für $\frac{\sigma}{z} \leq \sqrt{2 \tau_0 / \mu_{b\ddot{u}} \cdot \beta_{s,b\ddot{u}}}$ für $\frac{\sigma}{z} > \sqrt{2 \tau_0 / \mu_{b\ddot{u}} \cdot \beta_{s,b\ddot{u}}}$ $\tau_0 = \sigma_v \cdot \frac{\sigma}{z} \cdot \sqrt{(0,5 \cdot \sigma_v)^2 + 39,2 \cdot \mu_L \cdot \beta_p}$
Losberg Hedman	$Q_U = (Q_{\text{Beton}} + Q_{\text{Schubbew}}) \cdot (1 + \frac{M_0}{M_U})$ $Q_U \leq 0,3 \beta_p \cdot b_0 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$ mit: $M_0 = \text{Dekompressionsmoment}, M_U = \text{Biegebruchmoment}, \tau_{Rd} \hat{=} 0,05 \beta_p^{2/3}$	$Q_{\text{Beton}} = \tau_{Rd} (16-h) (1+50 \mu_L) b_0 \cdot d$ $Q_{\text{Schubbew}} = 0,9 \cdot h \cdot b_0 \cdot \mu_{b\ddot{u}} \cdot \beta_{s,b\ddot{u}} (1 + \cot \alpha) \sin \alpha$
Nielsen Braestrup et al.	$Q_U = 0,85 \cdot h \cdot b_0 \cdot \sqrt{\mu_{b\ddot{u}} \cdot \beta_{s,b\ddot{u}} (0,76 \cdot \beta_p \cdot \mu_{b\ddot{u}} \cdot \beta_{s,b\ddot{u}})}$ $Q_U = 0,85 \cdot h \cdot b_0 \cdot 0,38 \cdot \beta_p$	für $\mu_{b\ddot{u}} \cdot \beta_{s,b\ddot{u}} / \beta_p \leq 0,38$ für $\mu_{b\ddot{u}} \cdot \beta_{s,b\ddot{u}} / \beta_p > 0,38$
Rangan	$Q_U = Q_{\text{Beton}} + Q_{\text{Schubbew}}$	$Q_{\text{Schubbew}} = \mu_{b\ddot{u}} \cdot \beta_{s,b\ddot{u}} \cdot b_0 \cdot d$ $Q_{\text{Beton}} = v_c \cdot b \cdot d \cdot \frac{2 \sigma_{bv} \cdot l/d}{a/h - d/2}$ $v_c = \frac{\beta_p \cdot (\sqrt{1+5\beta} - 1)}{6\beta}$ mit $\beta = \frac{\beta_p}{6,9 \mu_L}$
Herzog	$Q_U = \mu_{b\ddot{u}} \cdot \beta_{s,b\ddot{u}} \cdot b_0 \cdot z \cdot \frac{5}{1+14 \mu_{b\ddot{u}} \cdot \beta_{s,b\ddot{u}} / \beta_p} \cdot (1 + \frac{\sigma_v}{\beta_p})$ $\sigma_v = \frac{N_v}{A_D}$	

TABELLE A2/1: Gleichungen zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit bei Spannbetonbalken

<p>Plocas Regan</p>	<p>Biegeschubversagen: $Q_u = 1,473 \cdot b \cdot h \cdot \sqrt{(\mu_L \cdot \beta_p)^2 + \frac{\sigma}{\sigma_0} \cdot \frac{h}{\sigma} \cdot \mu_{b\ddot{u}} \cdot \beta_{s,b\ddot{u}}}$</p> <p>Schubzugbruch Rechtbalken: $Q_u = 1,5 \cdot b_0 \cdot h \cdot \mu_{b\ddot{u}} \cdot \beta_{s,b\ddot{u}} + 0,453 \sqrt{\mu_L \cdot \frac{h}{\sigma} \cdot \beta_p} \cdot b_0 \cdot h$</p> <p>Schubzugbruch Plattenbalken: $Q_u = 2(h-d_0) \cdot b_0 \cdot \mu_{b\ddot{u}} \cdot \beta_{s,b\ddot{u}} + 0,906 \sqrt{\beta_p} \cdot d_0 (b_0 \cdot 0,15)$</p> <p>Druckstrebenbruch: $Q_u = 1,04 \cdot b_0 \cdot h \cdot \sqrt{\beta_p} \cdot (1 + \frac{0,75}{\tan \alpha}) (1 \cdot 20 \cdot \mu_{b\ddot{u}})$</p>
<p>Haddadin Hong Mattock</p>	<p>$Q_u = b_0 \cdot h (0,16 \beta_p + 17,5 \cdot \mu_L \cdot \frac{h}{\sigma} + 1,75 \cdot \mu_{b\ddot{u}} \cdot \beta_{s,b\ddot{u}})$ für $\mu_{b\ddot{u}} \leq 0,06 \beta_p \sqrt{\frac{b \cdot h}{b_0 \cdot \sigma}}$</p> <p>$Q_u = b_0 \cdot h (0,16 \beta_p + 17,5 \cdot \mu_L \cdot \frac{h}{\sigma} + 0,5 \cdot \mu_{b\ddot{u}} \cdot \beta_{s,b\ddot{u}} + 0,075 \beta_p \sqrt{\frac{b \cdot h}{b_0 \cdot h}})$ für $\mu_{b\ddot{u}} \geq 0,06 \beta_p \sqrt{\frac{b \cdot h}{b_0 \cdot \sigma}}$</p> <p>Druckstrebenbruch $Q_u \leq b_0 \cdot h (0,84 \sqrt{\beta_p} + 1,75 \cdot \mu_L \cdot \frac{h}{\sigma})$</p>
<p>Leonhardt</p>	<p>$Q_u = Q_{\text{Beton}} + Q_{\text{Schubbew.}}$ mit: $Q_{\text{Beton}} = 0,9 \cdot h \cdot b_0 \cdot 0,158 \beta_w^{2/3}$</p> <p>$Q_u \leq 0,9 h \cdot b_0 \cdot 0,3 \cdot \beta_w$ $Q_{\text{Schubbew.}} = 0,9 \cdot h \cdot b_0 \cdot \mu_{b\ddot{u}} \cdot \beta_{s,b\ddot{u}}$</p>
<p>Kammerling Kuyt</p>	<p>$Q_u = b_0 \cdot z [0,5 \mu_{b\ddot{u}} \cdot \beta_{s,b\ddot{u}} \cdot \frac{z}{\sigma} + 6,26 \sqrt{\mu_L \cdot \beta_p} \cdot \frac{z}{\sigma}]$ für $\frac{z}{\sigma} \leq 11,2 \sqrt{\frac{\mu_L \cdot \beta_p}{\mu_{b\ddot{u}} \cdot \beta_{s,b\ddot{u}}}}$</p> <p>$Q_u = b_0 \cdot z \cdot 3,54 \sqrt{\mu_{b\ddot{u}} \cdot \beta_{s,b\ddot{u}} \cdot \mu_L \cdot \beta_p}$ für $\frac{z}{\sigma} \geq 11,2 \sqrt{\frac{\mu_L \cdot \beta_p}{\mu_{b\ddot{u}} \cdot \beta_{s,b\ddot{u}}}}$</p> <p>$Q_u \leq b_0 \cdot z \cdot 0,71 \sqrt{\mu_{b\ddot{u}} \cdot \beta_{s,b\ddot{u}} \cdot \beta_p}$</p>
<p>Kordina, Iványi Rafia, Blume</p>	<p>$Q_u = \frac{z}{\sigma} \cdot b_0 \cdot h (\tau_{\text{Beton}} + \tau_{\text{Schubbew.}})$ mit: $\tau_{\text{Beton}} = f(\beta_w, \mu_L, h, \frac{f}{\sigma})$</p> <p>$Q_u \leq \frac{z}{\sigma} \cdot b_0 \cdot h \cdot 0,22 \beta_w$ $\tau_{\text{Schubbew.}} = f(\mu_{b\ddot{u}}, \beta_{s,b\ddot{u}}, h, \frac{\sigma}{h}, \frac{\sigma_{pL}}{h})$</p>
<p>Losberg Hedman</p>	<p>$Q_u = Q_{\text{Beton}} + Q_{\text{Schubbew.}}$ $Q_{\text{Beton}} = \tau_{Rd} (1,6-h) (1,50 \mu_L) b_0 \cdot d$ mit $\tau_{Rd} \cong 0,05 \beta_p^{2/3}$</p> <p>$Q_u \leq 0,3 \beta_p \cdot b_0 \cdot d (1 \cdot \cot \alpha)$ $Q_{\text{Schubbew.}} = 0,9 h \cdot b_0 \cdot \mu_{b\ddot{u}} \cdot \beta_{s,b\ddot{u}} (1 \cdot \cot \alpha) \sin \alpha$</p>
<p>Nielsen Braestrup</p>	<p>$Q_u = 0,85 \cdot h \cdot b_0 \sqrt{\mu_{b\ddot{u}} \cdot \beta_{s,b\ddot{u}} (0,72 \cdot \beta_p - \mu_{b\ddot{u}} \cdot \beta_{s,b\ddot{u}})}$ für $\mu_{b\ddot{u}} \cdot \beta_{s,b\ddot{u}} / \beta_p \leq 0,36$</p> <p>$Q_u = 0,85 \cdot h \cdot b_0 \cdot 0,36 \cdot \beta_p$ für $\mu_{b\ddot{u}} \cdot \beta_{s,b\ddot{u}} / \beta_p > 0,36$</p>
<p>Moosecker</p>	<p>$Q_u = 2 \cdot b_0 \cdot z \cdot \mu_{b\ddot{u}} \cdot \beta_{s,b\ddot{u}}$ für $Q_u \leq b_0 \cdot z \cdot 0,2 \cdot \beta_p$</p> <p>$Q_u = b_0 \cdot h (\mu_{b\ddot{u}} \cdot \beta_{s,b\ddot{u}} + 0,1 \cdot \beta_p)$ für $Q_u > b_0 \cdot z \cdot 0,2 \cdot \beta_p$</p> <p>$Q_u \leq b_0 \cdot z \cdot 0,3 \cdot \beta_p$</p>
<p>Mallée</p>	<p>$Q_u = b_0 \cdot z (\mu_{b\ddot{u}} \cdot \beta_{s,b\ddot{u}} + \Delta T)$ $K_\lambda = 1 + \frac{1,5h}{\sigma}$ $K_2 = \mu_L^{0,2}$</p> <p>$\Delta T = 0,145 \cdot K_\lambda \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 \cdot K_0$ $K_0 = 1,0$ für $b/b_0 \geq 2,0$ $K_3 = \beta_w^{0,4}$</p> <p>$K_0 = 0,85$ für $b/b_0 = 1,0$ $K_4 = (1/h)^{0,6}$</p> <p>$K_1 = (\frac{1}{1 + \mu_{b\ddot{u}}})^{1,5}$</p>

TABELLE A2/2: Gleichungen zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit bei Stahlbetonbalken

Nr. Autor	Bez.	b ₀	d	b	d ₀	h _s	h _v	A _s	A _v	β _{s,s}	β _{s,v}	β _p	l	L	l _B	N _{v0}	N _{VU}	M _{u,gem}
		m	m	m	m	m	m	mm ²	mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	m	m	cm	NN	NN	NNm
116 Thomas	P1	1.000	0.180	1.000	0.180	0.143	0.143	0.	396.	0.	1788.	45,8	6.00	6.30	330.	.5080	.6690	.09030
117 /111/	P2	1.000	0.180	1.000	0.180	0.155	0.143	191.	396.	583.	1788.	45,8	6.00	6.30	330.	.5080	.6960	.11030
118	P3	1.000	0.180	1.000	0.180	0.155	0.143	191.	297.	583.	1788.	45,8	6.00	6.30	330.	.3810	.4830	.08250
119	P4	1.000	0.180	1.000	0.180	0.155	0.143	308.	297.	546.	1788.	45,8	6.00	6.30	330.	.3810	.5300	.10140
120	P5	1.000	0.180	1.000	0.180	0.155	0.143	628.	198.	546.	1788.	45,8	6.00	6.30	330.	.2540	.3650	.10590
121 Cook	1	0.353	0.180	0.353	0.180	0.120	0.120	0.	279.	0.	1600.	30,1	4.60	4.80	178.	.3245	.3769	.04280
122 Park	2	0.705	0.180	0.705	0.180	0.120	0.120	0.	279.	0.	1600.	30,1	4.60	4.80	178.	.3194	.3808	.04570
123 Yong	3	1.182	0.180	1.182	0.120	0.120	0.120	0.	104.	0.	1600.	30,1	4.60	4.80	178.	.3188	.1696	.02190
124 /23/	4	0.353	0.180	0.353	0.180	0.120	0.120	0.	279.	0.	1600.	34,4	3.40	3.60	138.	.3245	.3839	.04400
125	5	0.705	0.180	0.705	0.180	0.120	0.120	0.	279.	0.	1600.	34,4	3.40	3.60	138.	.3220	.4023	.04770
126	6	1.182	0.180	1.182	0.120	0.120	0.120	0.	104.	0.	1600.	34,4	3.40	3.60	138.	.1415	.1822	.02190
127	7	0.353	0.180	0.353	0.180	0.120	0.120	0.	279.	0.	1600.	30,8	2.20	2.40	98.	.3247	.3956	.04410
128	8	0.705	0.180	0.705	0.180	0.120	0.120	0.	279.	0.	1600.	30,8	2.20	2.40	98.	.3259	.4149	.04740
129	9	1.182	0.180	1.182	0.120	0.120	0.120	0.	104.	0.	1600.	30,8	2.20	2.40	98.	.1397	.1866	.02060
130 Ritz /99/	PS3	0.400	0.180	0.400	0.180	0.162	0.162	0.	93.	0.	1703.	32,7	3.60	3.60	360.	.1104	.1653	.02360
131 Bauer	1369A	0.160	0.450	0.340	0.080	0.400	0.400	0.	1018.	563.	1080.	35,7	3.50	4.00	50.	.6850	1.050	.36100
132 Geymayer	1369B	0.160	0.450	0.340	0.080	0.400	0.400	0.	1018.	563.	1080.	34,0	3.50	4.00	50.	.7300	1.030	.33900
133 Rock	1569A	0.160	0.450	0.340	0.080	0.400	0.400	79.	1018.	563.	1080.	35,6	3.50	4.00	50.	.6550	.8470	.35000
134 //	1379A	0.160	0.450	0.340	0.080	0.400	0.400	0.	1018.	563.	1080.	36,5	3.50	8.00	50.	.7200	.8760	.31000
135	1379B	0.160	0.450	0.340	0.080	0.400	0.400	0.	1018.	563.	1080.	37,1	3.50	8.00	50.	.7200	.9000	.31900
136	2379A	0.160	0.450	0.340	0.080	0.400	0.400	0.	1018.	563.	1080.	22,0	3.50	8.00	50.	.7310	.8600	.30300
137	1370A	0.160	0.450	0.340	0.080	0.400	0.400	0.	1018.	563.	1080.	38,3	3.25	8.00	50.	.7320	.9080	.33400
138	2370A	0.160	0.450	0.340	0.080	0.400	0.400	0.	1018.	563.	1080.	23,6	3.25	8.00	50.	.7320	.8760	.31100
139	1379C	0.160	0.450	0.340	0.080	0.400	0.400	0.	1018.	563.	1080.	38,3	3.25	8.00	50.	.7370	.8640	.29600
140	1370D	0.160	0.450	0.340	0.080	0.400	0.400	0.	1018.	563.	1080.	36,3	3.50	8.00	50.	.7380	.8380	.29500
141	1579A	0.160	0.450	0.340	0.080	0.400	0.400	79.	1018.	563.	1080.	38,3	3.25	8.00	50.	.7370	.8640	.29600
142	2579A	0.160	0.450	0.340	0.080	0.400	0.400	79.	1018.	563.	1080.	35,7	3.50	8.00	50.	.7300	.9070	.32300
143	1570A	0.160	0.450	0.340	0.080	0.400	0.400	79.	1018.	563.	1080.	24,1	3.50	8.00	50.	.7300	.8760	.31300
144	2570A	0.160	0.450	0.340	0.080	0.400	0.400	79.	1018.	563.	1080.	38,2	3.25	8.00	50.	.7330	.8720	.33200
145	3579A	0.160	0.450	0.340	0.080	0.400	0.400	79.	1018.	563.	1080.	23,4	3.25	8.00	50.	.7290	.8520	.32300
146	1479A	0.160	0.450	0.340	0.080	0.400	0.400	79.	1018.	563.	1080.	33,9	3.50	8.00	50.	.7350	.9000	.33100
147	1479B	0.160	0.450	0.340	0.080	0.400	0.400	236.	1018.	563.	1080.	36,7	3.50	8.00	50.	.7340	.8660	.36500
148	1389A	0.160	0.450	0.340	0.080	0.400	0.400	236.	1018.	563.	1080.	35,6	3.50	8.00	50.	.7350	.8960	.37500
149	1389B	0.160	0.450	0.340	0.080	0.400	0.400	0.	1018.	563.	1080.	37,8	3.50	13,0	50.	.7320	.8520	.31400
150	1589A	0.160	0.450	0.340	0.080	0.400	0.400	79.	1018.	563.	1080.	36,6	3.50	13,0	50.	.7340	.8720	.31700
151	137EA	0.160	0.450	0.340	0.080	0.400	0.400	0.	1018.	563.	1080.	37,1	3.50	13,0	50.	.7320	.8400	.31300
152	157EA	0.160	0.450	0.340	0.080	0.400	0.400	79.	1018.	563.	1080.	22,7	3.50	4.00	150.	.7320	.8650	.30400
																.7330	.8600	.29600

ANLAGE A3: (Fortsetzung)

Nr.	Autor	Bez.	b ₀	d	b	d ₀	h _s	h _z	A _s	A _z	N _{vo}	β _p	a/h	μ _b	β _{s,bi}	Q _{u,Test}
			m	m	m	m	m	m	mm ²	mm ²	MN	N/mm ²		%	N/mm ²	MN
122		P24	0.150	0.320	0.600	0.080	0.282	0.282	396.	194.	0.169	43.4	3.511	0.420	255.0	0.1478
123		P28	0.150	0.320	0.600	0.080	0.272	0.272	396.	388.	0.330	44.9	3.640	0.420	255.0	0.1941
124		P29	0.150	0.320	0.600	0.080	0.272	0.272	396.	388.	0.330	46.5	5.515	0.280	255.0	0.1349
125		P49	0.150	0.320	0.600	0.080	0.274	0.274	198.	388.	0.329	37.8	3.613	0.420	255.0	0.1901
126		P50	0.150	0.320	0.600	0.080	0.274	0.274	198.	388.	0.329	41.2	3.613	0.700	282.0	0.2302
127	Bennett	NM6160	0.051	0.330	0.152	0.057	0.298	0.298	314.	231.	0.180	34.4	3.020	0.352	420.0	0.0935
128	Debakly	NH6160	0.051	0.330	0.152	0.057	0.298	0.298	314.	231.	0.179	34.9	3.020	0.322	545.0	0.1050
129	9/	NL680	0.051	0.330	0.152	0.057	0.298	0.298	314.	231.	0.179	35.8	3.020	0.777	280.0	0.1064
130		NM680	0.051	0.330	0.152	0.057	0.298	0.298	314.	231.	0.178	33.4	3.020	0.704	420.0	0.1060
131		NH680	0.051	0.330	0.152	0.057	0.298	0.298	314.	231.	0.178	34.9	3.020	0.644	545.0	0.1140
132		NM8240	0.051	0.330	0.152	0.057	0.298	0.298	314.	231.	0.178	31.7	3.020	0.413	420.0	0.0800
133		NH8160	0.051	0.330	0.152	0.057	0.298	0.298	314.	231.	0.178	36.8	3.020	0.620	420.0	0.0930
134		NL10240	0.051	0.330	0.152	0.057	0.298	0.298	314.	231.	0.177	35.4	3.020	0.580	280.0	0.0935
135		NM10240	0.051	0.330	0.152	0.057	0.298	0.298	314.	231.	0.179	36.5	3.020	0.645	420.0	0.0958
136		NL10160	0.051	0.330	0.152	0.057	0.298	0.298	314.	231.	0.179	34.6	3.020	0.875	280.0	0.1025
137		NM10160	0.051	0.330	0.152	0.057	0.298	0.298	314.	221.	0.180	34.4	3.020	0.970	420.0	0.1025
138		PM6240	0.051	0.330	0.152	0.057	0.298	0.298	314.	231.	0.253	38.8	3.020	0.235	420.0	0.0845
139		PH6240	0.051	0.330	0.152	0.057	0.298	0.298	314.	231.	0.251	37.8	3.020	0.215	545.0	0.0810
140		PM6160	0.051	0.330	0.152	0.057	0.298	0.298	314.	231.	0.257	38.0	3.020	0.352	420.0	0.0960
141		PH6160	0.051	0.330	0.152	0.057	0.298	0.298	314.	231.	0.252	36.3	3.020	0.322	545.0	0.0935
142		PL680	0.051	0.330	0.152	0.057	0.298	0.298	314.	231.	0.256	39.4	3.020	0.770	280.0	0.1060
143		PM680	0.051	0.330	0.152	0.057	0.298	0.298	314.	231.	0.247	39.4	3.020	0.704	420.0	0.1045
144		PH680	0.051	0.330	0.152	0.057	0.298	0.298	314.	231.	0.255	36.7	3.020	0.644	545.0	0.1025
145		CM6240	0.051	0.330	0.152	0.057	0.298	0.298	314.	231.	0.181	51.2	3.020	0.235	420.0	0.1000
146		CH6240	0.051	0.330	0.152	0.057	0.298	0.298	314.	231.	0.179	52.0	3.020	0.215	545.0	0.1025
147		CL6160	0.051	0.330	0.152	0.057	0.298	0.298	314.	231.	0.179	52.8	3.020	0.385	280.0	0.1025
148		CM6160	0.051	0.330	0.152	0.057	0.298	0.298	314.	231.	0.177	55.1	3.020	0.352	420.0	0.1115
149		CH6160	0.051	0.330	0.152	0.057	0.298	0.298	314.	231.	0.179	53.4	3.020	0.322	545.0	0.1120
150		CL680	0.051	0.330	0.152	0.057	0.298	0.298	314.	231.	0.180	54.3	3.020	0.720	280.0	0.1116
151		CM680	0.051	0.330	0.152	0.057	0.298	0.298	314.	231.	0.181	53.5	3.020	0.704	420.0	0.1260
152		CH680	0.051	0.330	0.152	0.057	0.298	0.298	314.	231.	0.182	50.3	3.020	0.644	545.0	0.1400
153	Kordina Weber /59/	D1	0.100	0.740	0.600	0.120	0.680	0.680	351.	1655.	0.937	18.7	2.941	1.816	464.0	0.3375
154	Kordina	SB11	0.100	0.740	0.600	0.120	0.680	0.680	0.	1654.	0.823	47.0	2.941	0.330	420.0	0.3500
155	Teutsch	SB12	0.100	0.740	0.600	0.120	0.000	0.680	0.	1654.	0.823	47.0	2.941	0.188	420.0	0.3475
156	Hegger	SB21	0.100	0.740	0.600	0.120	0.000	0.680	0.	1593.	0.833	44.0	2.941	0.566	420.0	0.4450
157	/62/	SB22	0.100	0.740	0.600	0.120	0.000	0.680	0.	1593.	0.833	44.0	2.941	0.377	420.0	0.3970
158		SB31	0.100	0.740	0.600	0.120	0.000	0.680	0.	2412.	1.165	49.0	2.941	0.500	420.0	0.4500
159		SB32	0.100	0.740	0.600	0.120	0.000	0.680	0.	2412.	1.165	49.0	2.941	0.188	420.0	0.3690
160		SB71	0.100	0.740	0.600	0.120	0.000	0.680	0.	2412.	1.175	49.7	2.941	0.785	420.0	0.6270
161		SB72	0.100	0.740	0.600	0.120	0.000	0.680	0.	2412.	1.175	49.7	2.941	0.753	420.0	0.6125
162		SB41	0.100	0.740	0.600	0.120	0.000	0.680	904.	1593.	0.846	45.0	2.941	0.670	420.0	0.4750
163		SB42	0.100	0.740	0.600	0.120	0.000	0.680	904.	1593.	0.846	45.0	2.941	1.005	420.0	0.6333

ANLAGE A4/1: (Fortsetzung)

Nr.	Autor	Bez.	b ₀	d	b	d ₀	h _s	h _z	A _s	A _z	N _{VO}	β _P	a/h	μ _b	β _{s, bü}	Q _{u, Test}
			m	m	m	m	m	m	mm ²	mm ²	MN	N/mm ²		%	N/mm ²	MN
232		T9078W	0.200	0.400	0.800	0.090	0.359	0.000	1206.	0.	0.000	11.3	2.925	1.527	645.0	0.2804
233		T9078E	0.200	0.400	0.800	0.090	0.359	0.000	1206.	0.	0.000	11.3	2.925	1.527	645.0	0.2800
234		T60180W	0.200	0.400	0.800	0.090	0.359	0.000	1206.	0.	0.000	9.0	2.925	0.787	324.0	0.1805
235		T60180E	0.200	0.400	0.800	0.090	0.359	0.000	1206.	0.	0.000	9.0	2.925	0.756	324.0	0.1785
236		T90290W	0.200	0.400	0.800	0.090	0.359	0.000	1206.	0.	0.000	10.8	2.925	1.182	324.0	0.2403
237		T90290E	0.200	0.400	0.800	0.090	0.359	0.000	1206.	0.	0.000	10.8	2.925	1.204	324.0	0.2600
238		T6018MW	0.200	0.400	0.800	0.090	0.359	0.000	1206.	0.	0.000	10.5	2.925	0.648	324.0	0.2197
239		T6018ME	0.200	0.400	0.800	0.090	0.359	0.000	1206.	0.	0.000	10.5	2.925	0.787	324.0	0.2197
240		T9029MW	0.200	0.400	0.800	0.090	0.359	0.000	1206.	0.	0.000	11.4	2.925	1.262	324.0	0.2806
241		T9029ME	0.200	0.400	0.800	0.090	0.359	0.000	1206.	0.	0.000	11.4	2.925	1.182	324.0	0.2963
242	Haddadin	A2	0.178	0.470	0.610	0.102	0.381	0.000	2565.	0.	0.000	29.2	2.499	0.190	358.0	0.1945
243	Hong	A3	0.178	0.470	0.610	0.102	0.381	0.000	2565.	0.	0.000	30.0	2.499	0.420	345.0	0.2917
244	Mattock	A4	0.178	0.470	0.610	0.102	0.381	0.000	2565.	0.	0.000	28.5	2.499	0.786	345.0	0.3427
245	/39/	A5	0.178	0.470	0.610	0.102	0.381	0.000	2565.	0.	0.000	26.3	2.499	1.260	345.0	0.3876
246		B3	0.178	0.470	0.610	0.102	0.381	0.000	2565.	0.	0.000	27.6	3.375	0.420	345.0	0.2716
247		C2	0.178	0.470	0.610	0.102	0.381	0.000	2565.	0.	0.000	27.8	4.252	0.190	358.0	0.1735
248		C3	0.178	0.470	0.610	0.102	0.381	0.000	2565.	0.	0.000	24.1	4.252	0.420	345.0	0.2604
249		C4	0.178	0.470	0.610	0.102	0.381	0.000	2565.	0.	0.000	25.7	4.252	0.786	345.0	0.3109
250		C5	0.178	0.470	0.610	0.102	0.381	0.000	2565.	0.	0.000	30.4	4.252	1.260	345.0	0.3586
251		E2	0.178	0.470	0.610	0.102	0.381	0.000	2565.	0.	0.000	13.9	2.499	0.190	358.0	0.1692
252		E3	0.178	0.470	0.610	0.102	0.381	0.000	2565.	0.	0.000	13.6	2.499	0.420	345.0	0.1893
253		E4	0.178	0.470	0.610	0.102	0.381	0.000	2565.	0.	0.000	13.4	2.499	0.786	345.0	0.2515
254		E5	0.178	0.470	0.610	0.102	0.381	0.000	2565.	0.	0.000	17.1	2.499	1.260	345.0	0.3076
255		F3	0.178	0.470	0.610	0.102	0.381	0.000	2565.	0.	0.000	44.9	2.499	0.420	345.0	0.3301
256		G3	0.178	0.470	0.610	0.102	0.381	0.000	2565.	0.	0.000	26.2	2.499	0.419	456.0	0.3329
257		G4	0.178	0.470	0.610	0.102	0.381	0.000	2565.	0.	0.000	26.7	2.499	0.629	456.0	0.3838
258		G5	0.178	0.470	0.610	0.102	0.381	0.000	2565.	0.	0.000	26.1	2.499	1.048	456.0	0.4282
259		H1	0.178	0.470	0.610	0.102	0.381	0.000	2565.	0.	0.000	29.2	2.499	0.420	345.0	0.2838
260		H2	0.178	0.470	0.610	0.102	0.381	0.000	2565.	0.	0.000	28.2	2.499	0.420	345.0	0.3189

ANLAGE A4/2: (Fortsetzung)

Nr.	Autor	Bez.	b ₀	d	b	d ₀	h _s	h _z	A _s	A _z	N _{Vo}	β _p	a/h	ν _b	β _{s,bi}	Q _{s,Test}
			m	m	m	m	m	m	mm ²	mm ²	MN	N/mm ²		‰	N/mm ²	MN
199		S44	0.030	0.310	0.109	0.076	0.000	0.264	0.	286.	0.050	30.9	2.693	0.000	0.0	0.0305
201		S49	0.079	0.305	0.104	0.076	0.000	0.254	0.	286.	0.107	34.7	2.799	0.000	0.0	0.0358
202		S50	0.079	0.300	0.109	0.076	0.000	0.239	0.	286.	0.108	37.6	2.975	0.000	0.0	0.0448
203		S51	0.079	0.307	0.104	0.076	0.000	0.259	0.	286.	0.109	34.7	2.745	0.000	0.0	0.0374
204		S52	0.079	0.310	0.104	0.076	0.000	0.262	0.	286.	0.101	32.2	2.714	0.000	0.0	0.0432
205		S53	0.030	0.310	0.104	0.076	0.000	0.254	0.	286.	0.101	36.0	2.799	0.000	0.0	0.0374
206		S54	0.030	0.310	0.104	0.076	0.000	0.254	0.	286.	0.107	34.5	2.799	0.000	0.0	0.0318
207	Nielsen	RB1	0.180	0.360	0.000	0.000	0.000	0.302	0.	507.	0.400	49.6	0.500	0.000	0.0	0.5000
208	Braestrup	RB2	0.180	0.360	0.000	0.000	0.000	0.302	0.	507.	0.400	50.6	1.000	0.000	0.0	0.3250
209	/88/	RB3	0.180	0.360	0.000	0.000	0.000	0.302	0.	507.	0.400	54.9	2.000	0.000	0.0	0.1900
210		RB4	0.180	0.360	0.000	0.000	0.000	0.302	0.	507.	0.400	55.3	3.000	0.000	0.0	0.1450
212	Cederwall	6	0.130	0.260	0.000	0.000	0.234	0.234	113.	226.	0.040	33.0	3.419	0.000	0.0	0.0402
213	Hedman	7	0.130	0.260	0.000	0.000	0.000	0.234	113.	226.	0.107	23.2	3.419	0.000	0.0	0.0490
214	Losberg	8	0.130	0.260	0.000	0.000	0.000	0.234	113.	226.	0.052	18.4	2.564	0.000	0.0	0.0490
215	/21/	9	0.130	0.260	0.000	0.000	0.000	0.234	113.	226.	0.109	34.4	2.564	0.000	0.0	0.0638
216		10	0.130	0.260	0.000	0.000	0.000	0.234	226.	226.	0.084	22.0	2.564	0.000	0.0	0.0490
217		11	0.130	0.260	0.000	0.000	0.000	0.234	226.	226.	0.120	48.4	2.564	0.000	0.0	0.0785
218		12	0.130	0.260	0.000	0.000	0.000	0.234	113.	226.	0.094	29.1	2.564	0.000	0.0	0.0577
219		13	0.130	0.260	0.000	0.000	0.000	0.234	113.	226.	0.108	34.0	2.564	0.000	0.0	0.0589
220	Cederwall	842-2	0.130	0.260	0.000	0.000	0.237	0.237	226.	226.	0.120	33.7	2.532	0.000	0.0	0.0677
221	Hedman	842-3	0.130	0.260	0.000	0.000	0.235	0.235	226.	226.	0.120	35.2	2.553	0.000	0.0	0.0765
222	Losberg	842-4	0.130	0.260	0.000	0.000	0.235	0.235	226.	226.	0.122	39.7	2.553	0.000	0.0	0.0706
223	/20/	842-5	0.130	0.260	0.000	0.000	0.236	0.236	226.	226.	0.125	34.0	2.542	0.000	0.0	0.0736

ANLAGE A4/3: (Fortsetzung)

In der Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, die im Selbstverlag herausgegeben wird, sind bisher erschienen:

- Heft 1: Über das Verdunstungsverhalten und den Nachweis öligler Holzschutzmittel. (1962)
von Rolf Deters -vergriffen-
- Heft 2: Das Verhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen unter Feuerangriff. (1963)
von Karl Kordina -vergriffen-
- Heft 3: Zur Stabilitätsfrage des Zweigelenkbogens mit biegeweichem Zugband und schlaffen Hängestangen. (1963)
von Josef Eibl -vergriffen-
- Heft 4: Ein Verfahren zur Bestimmung des Vorspannverlustes infolge Schlupf in der Verankerung. Zur Frage der Temperaturbeanspruchung von kreiszylindrischen Stahlbetonsilos. (1964)
von Karl Kordina und Josef Eibl
- Heft 5: Über den Schalungsdruck von Frischbeton. (1964)
von Helmut Ertingshausen
- Heft 6: Transportphänomene in Betonporen. (1966)
von Nils Valerian Waubke
- Heft 7: Ein Beitrag zur rechnerischen Bemessung von brandbeanspruchten balkenartigen Stahlbetonbauteilen. (1967)
von Herbert Ehm -vergriffen-
- Heft 8: Möglichkeiten der Bestimmung der kritischen Last von Stab- und Flächentragwerken mit Hilfe ihrer Eigenfrequenz. (1967)
von Joachim Steinert -vergriffen-
- Heft 9: Untersuchungen an dämmschichtbildenden Feuerschutzmitteln. (1967)
von Axel Lämmke -vergriffen-
- Heft 10: Beitrag zur Frage der Kippstabilität aufgehängter Balkenträger und gerader, flächenartiger Träger. (1968)
von Kamal Fouad Rafla -vergriffen-
- Heft 11: Die Traglast von offenen, kreisförmigen Stahlbetonquerschnitten - Brazier-Effekt -. (1968)
von György Iványi -vergriffen-
- Heft 12: Brandverhalten verschiedener Bauplatten aus Baustoffen der Klassen A und B, insbesondere aus Baustoffen der Klasse A 2. (1969)
von Claus Meyer-Ottens -vergriffen-

- Heft 13: Zum Tragverhalten von kreisförmigen Doppelsilos unter Berücksichtigung der Eigensteifigkeit des Füllgutes. (1969)
von Günther Fuchs -vergriffen-
- Heft 14: Wände aus Holz und Holzwerkstoffen unter Feueran-
griff. (1970)
von Claus Meyer-Ottens -vergriffen-
- Heft 15: Beurteilung von Bauwerksfestigkeiten an Hand von
Betongütewürfeln und -bohrproben. (1970)
von Ralf Lewandowski -vergriffen-
- Heft 16: Untersuchungen zur Frage der Rissesicherung von
leichten Trennwänden aus Gips-Wandbauplatten.
(1970)
von Fritz Joachim Neubauer -vergriffen-
- Heft 17: Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem
Gasbeton. (1970)
von Claus Meyer-Ottens und Karl Kordina
- Heft 18: Die Stahlblech-Holz-Nagelverbindung und ihre An-
wendung - Grundlagen und Bemessungsvorschläge -.
(1971)
von Wilfried Bödeker
- Heft 19: Bauaufsichtliche Brandschutzvorschriften - Bei-
spiele für ihre Erfüllung bei Wänden, Brandwänden
und Decken -. (1971)
von Claus Meyer-Ottens -vergriffen-
- Heft 20: Das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbe-
tonbrückenpfeilern mit Rollenlagern. (1972)
von Kurt Liermann
- Heft 21: Zum Trag- und Verformungsverhalten ebener Stock-
werksrahmen aus Stahlbeton. (1972)
von Béla Jankó
- Heft 22: Zur Frage des Spannungsrißkorrosionsverhaltens
kohlenstoffarmer Betonstähle in Nitratlösungen
unter Berücksichtigung praxisnaher Verhältnisse.
(1972)
von Ulf Nürnberger
- Heft 23: Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus
Normalbeton bei Brandbeanspruchung. (1972)
von Claus Meyer-Ottens -vergriffen-
- Heft 24: Über die Steinkohlenflugasche und ihre Wirkung
auf die Eigenschaften von Leichtbeton mit ge-
schlossenem Gefüge im frischen und festen Zu-
stand. (1973)
von Hassan Taha El-Arousy
- Heft 25: Mechanismen der Spannungskorrosion von Spann-
stählen im Hinblick auf ihr Verhalten in Spannbeton-
konstruktionen. (1973)
von Günter Rieche

- Heft 26: Beitrag zur rechnerischen Ermittlung von Zwangsschnittgrößen unter Berücksichtigung des wirklichen Verformungsverhaltens des Stahlbetons. (1974)
von Eckhard Tennstedt
- Heft 27: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen bei hohen Temperaturen. (1973)
von Ulrich Schneider -vergriffen-
- Heft 28: Ein dreiparametrisches, komplexes Ultraschall-Prüfverfahren für die zerstörungsfreie Materialprüfung im Bauwesen. (1974)
von Jürgen Neisecke
- Heft 29: Traglastermittlung an Stahlbeton-Druckgliedern. (1974)
von Karl Kordina, Peter Maack und Olaf Hjorth
- Heft 30: Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit von Randbalken bei Stahlbetondecken. (1974)
von Josef Eibl und György Iványi -vergriffen-
- Heft 31: Stabilitätsnachweise von Rahmensystemen im Stahlbetonbau. (1974)
von Karl Kordina und Béla Jankó
- Heft 32: Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des hohen Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten. (1976)
von Olaf Hjorth
- Heft 33: Traglastberechnung instationär thermisch belasteter Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung. (1976)
von Wolfram Klingsch -vergriffen-
- Heft 34: Thermische Zerstörung natürlicher Zuschlagstoffe im Beton. (1977)
von Farid Djamous -vergriffen-
- Heft 35: Zur Frage des Trag- und Verformungsverhaltens ebener Stahlbetonrahmen im Brandfall. (1977)
von Ataman Haksever -vergriffen-
- Heft 36: Ein Beitrag zur Traglastermittlung von vierseitig gelagerten Stahlbetonwänden. (1977)
von Karl-Heinz Storkebaum
- Heft 37: Zur thermischen Beanspruchung von Außenstützen im Brandfall. (1977)
von Rolf Bechtold
- Heft 38: Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesbeton aus dem Wassereindringverhalten. (1978)
von Joachim Steinert
- Heft 39: Ein haufwerkstheoretisches Modell der Restfestigkeit geschädigter Betone. (1978)
von Rolf Weiß

- Heft 40: Zum Schwingkriechen von Beton. (1978)
von Willi Alda
- Heft 41: Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton-
und Spannbetonbalken mit rechteckigem Querschnitt
unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung,
Querkraft und Torsion. (1979)
von Manfred Teutsch
- Heft 42: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Rela-
xation von Beton unter hohen Temperaturen.
(1979)
von Ulrich Schneider -vergriffen-
- Heft 43: Veröffentlichungen 1967 - 1979.
- Heft 44: Druckmessungen in Silozellen mit einer neu ent-
wickelten Sonde. (1979)
von Karl Kordina und Helmut Fröning
- Heft 45: Ein Beitrag zur Zuverlässigkeit frei gelagerter
Stahlbetonstützen unter genormter Brandeinwir-
kung. (1980)
von Volker Henke -vergriffen-
- Heft 46: Wärmebilanzrechnungen für Brandräume mit unter-
schiedlichen Randbedingungen (Teil I). (1981)
von Ulrich Schneider und Aysen Haksever
-vergriffen-
- Heft 47: Partiiell brandbeanspruchte Stahlbetondecken - Be-
rechnung des inneren Zwanges mit einem Scheiben-
modell -. (1981)
von Robert Walter
- Heft 48: Zum Verformungsverhalten gerissener Stahlbeton-
balken unter Einschluß der Mitwirkung des Betons
auf Zug in Abhängigkeit von Last und Zeit.
(1981)
von Björn Svensvik
- Heft 49: Veröffentlichungen 1967 - 1981.
- Heft 50: Die Steifigkeit und das Verformungsverhalten von
Stahlbeton- und Spannbetonbalken unter kombinier-
ter Beanspruchung aus Torsion, Biegemoment, Quer-
kraft und Axialkraft. (1982)
von Surendra K. Ojha
- Heft 51: Zusammenstellung und Anwendung Bayes'scher Ver-
fahren bei der Stichprobenbeurteilung. (1982)
von Volker Henke
- Heft 52: Stahlbetonstützen mit Rechteckquerschnitten bei
natürlichen Bränden. (1982)
von Ataman Haksever
- Heft 53: Untersuchung des Riß- und Verformungsverhaltens
segmentärer Spannbetonbauteile. (1982)
von Viggo Weber

- Heft 54: Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Baustahl und Beton - Geklebte Bewehrung -. (1982)
von Ernst-Holger Ranisch
- Heft 55: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton. (1982)
von Günter Wiedemann -vergriffen-
- Heft 56: Ein geometrisch und physikalisch nichtlineares Rechenmodell zur optimalen Biegebemessung ebener Stahlbetonrahmen. (1982)
von Reiner Timm
- Heft 57: Untersuchungen über den Verbund zwischen Stahl und Beton bei hohen Temperaturen. (1983)
von Ulrich Diederichs
- Heft 58: Wärmebilanzrechnungen in Verbindung mit Versuchen in Brandräumen (Teil II). (1983)
von Ulrich Schneider
- Heft 59: Wärmebilanzrechnungen in Brandräumen unter Berücksichtigung der Mehrzonenmodellbildung (Teil III). (1983)
von Reinhold Dobbernack und Ulrich Schneider
- Heft 60: Verbesserungen und Erweiterungen von Ultraschallprüfverfahren zur zerstörungsfreien Fehlstellen- und Qualitätskontrolle von Betonbauteilen. (1983)
von Wolfgang Hillger
- Heft 61: Zur Wirklichkeitsnähe der Lastannahmen in Silovorschriften für Zellen aus Stahlbeton und Spannbeton. (1984)
von Franz Blume
- Heft 62: Das Durchstanzen von Platten aus Stahlbeton - Tragverhalten, Berechnung, Bemessung -. (1984)
von Dietrich Nölting
- Heft 63: Brandverhalten von Stahlbetonplatten im baupraktischen Einbauzustand. (1985)
Von Jürgen Wesche
- Heft 64: Untersuchungen zur Technologie des Gleitschalungsbaus. (1985)
Von Siegfried Droese
- Heft 65: Forschungsarbeiten 1978 - 1983. (1984)