

Experimentelle Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit gering längsbewehrter Stahlbetonbauteile ohne Querkraftbewehrung

Philipp Riedel^{1*}, Torsten Leutbecher¹

¹Universität Siegen, Department Bauingenieurwesen, Lehrstuhl für Massivbau, Siegen

Kurzfassung

Der Querkraftwiderstand von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung nach Eurocode 2 (EC 2) basiert auf einem empirischen Ansatz ohne mechanischen Hintergrund und wurde auf Grundlage einer Querkraftdatenbank statistisch kalibriert. Diese enthielt für Bauteile mit niedrigem Längsbewehrungsgrad $\rho_l \leq 0,5\%$ zum Zeitpunkt der Auswertung nur 19 Datensätze, die an Balken in 3- oder 4-Punkt-Versuchen gewonnen wurden. Angesichts dieser Datenlage erscheint der Mindestwert des Querkraftwiderstands nach EC 2, der für Bauteile mit geringem Längsbewehrungsgrad, d. h. vor allem Platten, in den meisten Fällen maßgebend wird, kaum ausreichend empirisch abgesichert.

Um das Querkrafttragverhalten gering längsbewehrter Bauteile zu untersuchen, wurden 26 3-Punkt-Versuche an 13 schubslanken Balken ohne Querkraftbewehrung durchgeführt. Die Balken besaßen einen Rechteckquerschnitt $b/h/d$ [cm] = 32/23/20. Sie waren aus Beton der Festigkeitsklasse C 20/25 hergestellt und mit geometrischen Längsbewehrungsgraden zwischen 0,22 % und 3,34 % bewehrt, davon 7 Balken mit $\rho_l < 0,6\%$. Die höheren Bewehrungsgrade dienten unter anderem der Anbindung an Versuchsdaten aus der Literatur. Zur Vermeidung eines vorzeitigen Biegezugversagens wurde teilweise hochfeste Bewehrung eingesetzt.

In den Versuchen wurde festgestellt, dass die Versagensart und damit das Bruchkraftniveau maßgeblich durch die willkürliche (Biege-)Rissbildung beeinflusst werden. Für die Einordnung und Aussagekraft der Versuchsergebnisse erweist es sich – auch mit Blick auf Versuchsdaten aus der Literatur – als zwingend notwendig, zu unterscheiden, ob das Rissbild die Ausbildung eines den Lastabtrag unterstützenden inneren Sprengwerks ermöglicht, oder ob dies aufgrund des Verlaufs des kritischen Biegeschubrisses praktisch ausgeschlossen ist. Berücksichtigt man diesen Aspekt, so zeigt sich auch im Bereich geringer Längsbewehrungsgrade eine ausgeprägte Abhängigkeit der in den Versuchen erzielten Bruchquerkräfte vom Längsbewehrungsgrad. Die Versuchsergebnisse lassen entsprechend nicht auf die Existenz eines Mindestwerts des Querkraftwiderstands im Sinne von EC 2 schließen und rechtfertigen eine weitere Auseinandersetzung mit dieser Thematik.

Im Anschluss an die noch laufende systematische Auswertung der in den Versuchen beobachteten Versagensmodi ist eine Modellierung des Tragverhaltens geplant. Dabei sollen auch numerische Verfahren zum Einsatz kommen.

1. Ausgangslage und Motivation

Anders als für Stahlbetonbauteile mit Querkraftbewehrung existiert für Bauteile ohne Querkraftbewehrung bis heute kein allgemein anerkanntes Modell, mit dem die Tragmechanismen bei Querkraftbeanspruchung mechanisch konsistent erfasst werden können. Ein Vergleich verschiedener Ansätze und Modellvorstellungen zeigt, dass die maßgebenden Traganteile (Übertragung von Querkraften über die ungerissene Betondruckzone, durch Rissreibung und durch Dübelwirkung der Längsbewehrung) unterschiedlich interpretiert werden und deren Wichtung unterschiedlich erfolgt [1-7].

Die Gemeinsamkeit der Modelle, die auf rein empirischen Ansätzen beruhen oder semi-empirischen Charakter aufweisen, besteht in einer ausgeprägten Abhängigkeit von den für deren Ableitung zugrunde gelegten Versuchsergebnissen. Dies gilt auch für Gleichung (1) zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung nach Eurocode 2 (EC 2) [8,9].

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (1)$$

Dieser schon in *fib* Model Code 1990 [10] enthaltene, rein empirische Ansatz entspricht im Wesentlichen dem Ansatz nach *Zutty* [11], welcher auf Grundlage der bis dahin in einer Datenbank verfügbaren Ergebnisse aus Querkraftversuchen statistisch abgeleitet wurde. Die Querkrafttragfähigkeit eines Stahlbetonbauteils ohne Querkraftbewehrung ist danach abhängig von der Betondruckfestigkeit f_{ck} , dem Längsbewehrungsgrad ρ_l , der statischen Nutzhöhe d , einer aus der Wirkung einer Längskraft resultierenden Normalspannung σ_{cp} und einem statistisch abgeleiteten Vorfaktor $C_{Rd,c}$. Der empfohlene Wert für $C_{Rd,c}$ ist $0,18/\gamma_c$ (mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_c für Beton). In [9] wurde für Deutschland auf Grundlage einer statistischen Auswertung $C_{Rd,c} = 0,15/\gamma_c$ festgelegt.

Durch den vom Längsbewehrungsgrad abhängigen Querkraftwiderstand besitzen Bauteile ohne Längsbewehrung rechnerisch keine Querkrafttragfähigkeit. Daher ist nach EC 2 für gering längsbewehrte Bauteile der Ansatz eines Mindestwerts der Querkrafttragfähigkeit nach Gleichung (2) zulässig, der ebenfalls durch statistische Auswertung verfügbarer Versuchsergebnisse abgeleitet wurde [12].

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0,0525}{\gamma_c} \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (2)$$

Der bezogene Querkraftwiderstand $v_{Rd,c} = V_{Rd,c} / (b_w \cdot d)$ nach den Gleichungen (1) und (2) ist für ausgewählte Betonfestigkeitsklassen in Abbildung 1 dargestellt. Der Berechnung von $V_{Rd,c}$ wurde $d \leq 200$ mm, $\sigma_{cp} = 0$ und $C_{Rd,c} = 0,15/\gamma_c$ mit $\gamma_c = 1,5$ zugrunde gelegt. Je nach Betonfestigkeitsklasse liefert Gleichung (2) für Längsbewehrungsgrade ρ_l unter 0,55 % bis 0,86 % größere Querkraftwiderstände als Gleichung (1). Bei der Bemessung von Stahlbetonplatten, die in der Regel einen niedrigen Längsbewehrungsgrad aufweisen, ist daher der Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit in den überwiegenden Fällen bestimmend, sodass diese ohne Querkraftbewehrung ausgeführt werden dürfen.

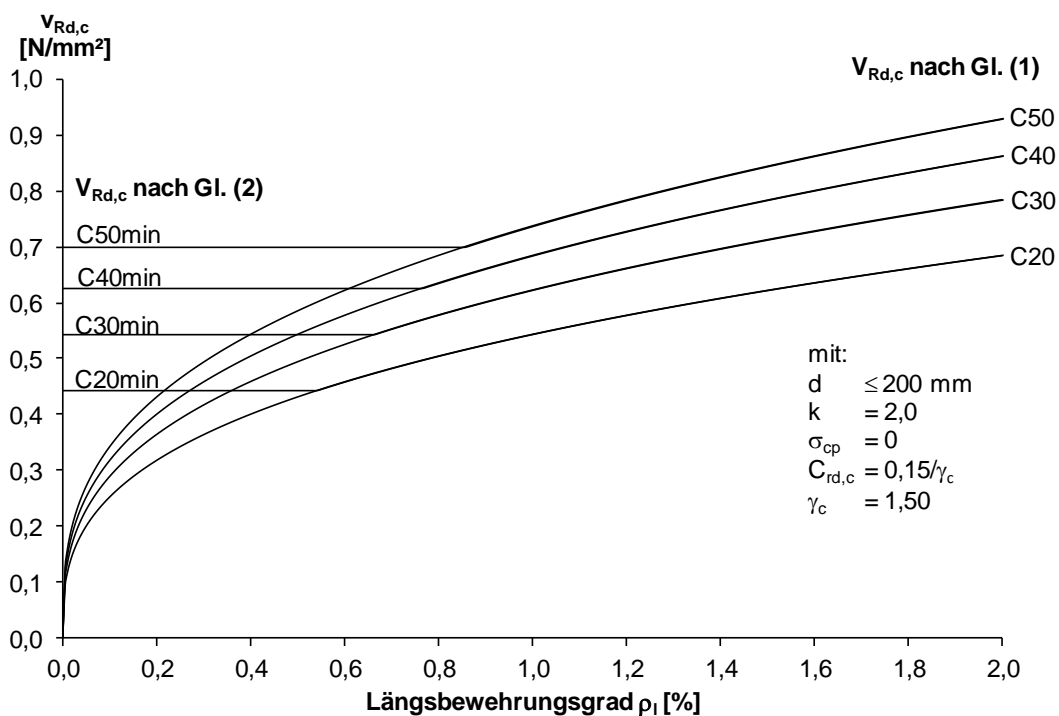


Abbildung 1: Bezogener Querkraftwiderstand $v_{Rd,c} = V_{Rd,c} / (b_w \cdot d)$ nach Eurocode 2 [8,9] für ausgewählte Betonfestigkeitsklassen

Die statistische Absicherung der Gleichungen (1) und (2) erfolgte auf Basis einer Querkraftdatenbank „vuct-RC-A“ [13], die 2012 veröffentlicht wurde und alle zum damaligen Zeitpunkt dokumentierten Versuche zum Querkrafttragverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen enthielt. Nachdem eine nochmalige Auswertung durch *Reineck* [14] ergeben hatte, dass das angestrebte Zuverlässigkeitsniveau bei Anwendung von Gleichung (2) für Bauteile mit großer statischer Nutzhöhe und geringem Längsbewehrungsgrad nicht eingehalten werden kann, wurde für Deutschland der Vorfaktor in Gleichung (2) für Bauteile mit $d > 800$ mm von 0,0525 auf 0,0375 reduziert.

Die Querkraftdatenbank wurde zwischenzeitlich aktualisiert und enthält unter der Bezeichnung „vuct-RC-DK-sl“ [15] nun insgesamt 784 relevante Bruchquerkräfte. Diese sind im linken Diagramm der Abbildung 2 in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades in der Form $v_{u,test} = V_{u,test} / (b_w \cdot d \cdot f_{1c})$ aufgetragen (f_{1c} = einaxiale Betondruckfestigkeit). Von den 784 Datensätzen wurden 744 aus Versuchen mit 3- oder 4-Punkt-Belastung und 40 aus Versuchen mit einer Belastung durch Gleichstreckenlast gewonnen. Das rechte Diagramm der Abbildung 2 zeigt als Ausschnitt den Bereich niedriger Längsbewehrungsgrade $\rho_l \leq 0,5$ %, also den z. B. für Stahlbetonplatten relevanten Bereich, mit insgesamt 26 verfügbaren Ergebnissen (ca. 3 % der Gesamtdatenbasis für Bauteile ohne Querkraftbewehrung). Diese wurden ausschließlich in 3- oder 4-Punkt-Versuchen ermittelt. In 9 dieser 26 Versuche weisen die Probekörper statische Nutzhöhen bis 600 mm auf. Der niedrigste untersuchte Längsbewehrungsgrad beträgt hier 0,25 %. In den verbleibenden 17 Versuchen wurden Probekörper mit statischen Nutzhöhen zwischen 600 mm und 3000 mm untersucht.

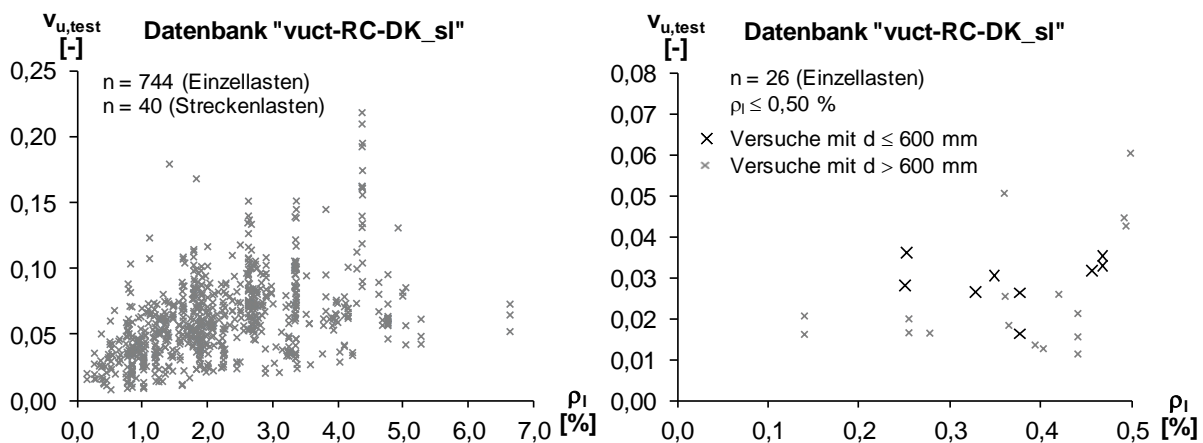


Abbildung 2: Bezogene Querkraft $v_{u,test} = V_{u,test} / (b_w \cdot d \cdot f_{1c})$ aller Versuche der Datenbank „vuct-RC-DK_sl“ [15] (links) und Ausschnitt für $\rho_l \leq 0,5$ % (rechts)

Im linken Diagramm der Abbildung 3 sind die Längsbewehrungsgrade mit ihrer Häufigkeit dargestellt. Die Darstellung wurde der Querkraftdatenbank „vuct-RC-A“ (Stand 2012) [13] entnommen. Ursächlich für die geringe Anzahl aussagekräftiger Querkraftversuche im Bereich niedriger Längsbewehrungsgrade (zu diesem Zeitpunkt nur 19 Datensätze für $\rho_l \leq 0,5$ %) ist die verwendete Stahlgüte der Biegezugbewehrung. Bei mit üblichen Betonstählen bewehrten, schubschlanken Bauteilen tritt bei niedrigen Bewehrungsgraden im Versuch regelmäßig Biegezugversagen vor dem Erreichen der kritischen Schubbrisslast ein. Wie das rechte Diagramm der Abbildung 3 zeigt, wurden nur 18 der 788 Versuche mit Stahlgüten $f_{sy} > 700$ N/mm² durchgeführt, davon lediglich 5 Versuche mit $f_{sy} > 1000$ N/mm². Von diesen 18 Versuchen liegen 8 Versuche im Bereich $\rho_l \leq 0,5$ %.

Angesichts dieser – besonders für kleine und mittlere Bauteildicken – sehr begrenzten Datenbasis erscheint der Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit nach Gleichung (2) kaum ausreichend empirisch abgesichert. Der fehlende mechanische Hintergrund führt zudem dazu, dass der Ansatz bei jeder Erweiterung der Datenbasis einer kontinuierlichen Überprüfung und Modifizierung bedarf. Eine Verbesserung der aktuell unbefriedigenden Situation kann nur durch die Etablierung eines mechanisch

begründeten Tragmodells gelingen. Dieses wiederum setzt zunächst das Verständnis des Querkrafttragverhaltes und die Identifizierung der maßgeblichen Versagensmechanismen gering längsbewehrter Biegeträger voraus.

Entsprechend war nicht die Erweiterung der vorhandenen Datenbasis, sondern das Studium des Tragverhaltens und der Versagensmechanismen vorrangiges Ziel der hier vorgestellten experimentellen Arbeiten, an die sich numerische Untersuchungen und die Modellbildung anschließen werden.

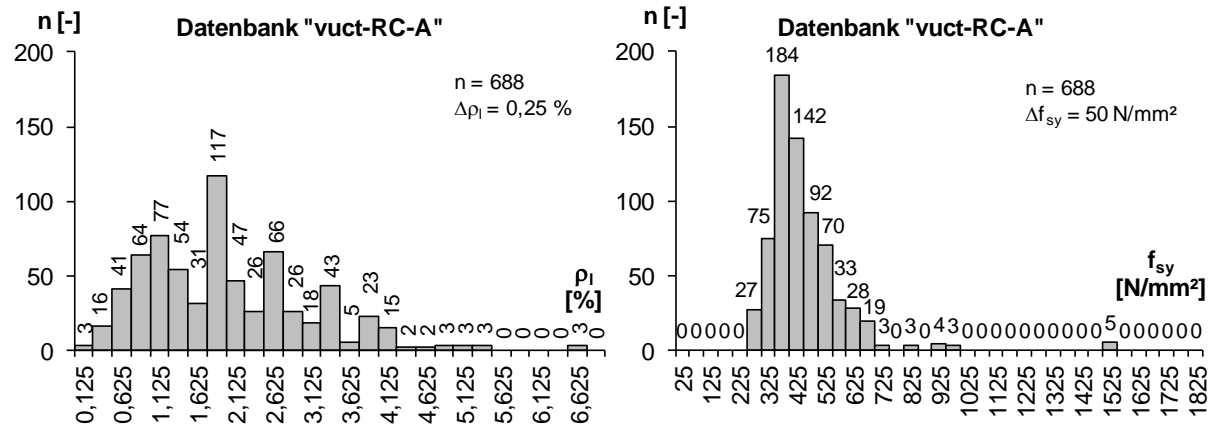


Abbildung 3: Häufigkeit der Längsbewehrungsgrade (links) und der Streckgrenze f_{sy} (rechts) bei den in der Datenbank „vuct-RC-A“ [13] enthaltenen Datensätzen

2. Experimentelle Untersuchungen

2.1 Versuchsprogramm

Tabelle 1 gibt einen Überblick über das Versuchsprogramm. Es umfasst 13 Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung mit einem Rechteckquerschnitt $b/h/d$ [cm] = 32/23/20 und geometrischen Längsbewehrungsgraden ρ_l zwischen 0,22 % und 3,43 %. Fünf Balken wurden mit Betonstabstahl B 500 (Balken-Nr. 1 bis 5 in Tabelle 1) und acht Balken mit hochfester Bewehrung aus kaltgezogenem Spannstahldraht St 1375/1570 mit Sonderprofilierung (Balken-Nr. 6 bis 13 in Tabelle 1) bewehrt. Die hochfeste Bewehrung wurde bei den gering längsbewehrten Balken verwendet, um Biegezugversagen vor dem zu untersuchenden Biegeschubversagen ausschließen zu können.

Der Fokus der Untersuchungen lag auf Bauteilen mit Längsbewehrungsgraden von unter 0,6 %. Die untere Grenze des sicher ohne vorzeitiges Biegezugversagen realisierbaren Bewehrungsgrades wurde mit $f_{ck} = 28\text{ N/mm}^2$ und $\gamma_c = 1,0$ auf Basis der rechnerischen Mindestquerkrafttragfähigkeit nach Gleichung (2) abgeschätzt. Sie liegt für eine Schubslankheit $\lambda = a/d = 4,0$ und eine Streckgrenze der Biegezugbewehrung $f_{sy} = 1375\text{ N/mm}^2$ bei rund 0,2 %. Das Maß a entspricht bei einer Belastung durch Einzellasten dem Abstand zwischen der Achse der Krafteinleitung und dem Auflager im betrachteten Schubfeld (siehe Abbildung 5). Zur Erhöhung der statistischen Aussagekraft der Versuchsergebnisse wurden für die niedrigen Längsbewehrungsgrade (Balken Nr. 8 bis 13 in Tabelle 1) jeweils zwei Probekörper getestet. Durch ergänzende Untersuchung von mittleren und hohen Längsbewehrungsgraden (Balken Nr. 1 bis 7 in Tabelle 1) sollte unter anderem eine Anbindung an Versuchsdaten aus der Literatur [13,15] und an die aktuell gültigen Regelungen nach EC 2 [8,9] hergestellt werden.

2.2 Probekörperherstellung

Aufgrund der offensichtlichen Bedeutung der Qualität der Biegedruckzone für den Querkraftabtrag erfolgte die Betonage der Stahlbetonbalken auf dem Kopf liegend, um die spätere Druckzone (Unterseite bei der Herstellung) hinsichtlich Verdichtung und Maßhaltigkeit mit kleinstmöglichen Streuungen realisieren zu können (Abbildung 4). Entsprechend wurde die Biegezugbewehrung an der Einfüllseite

des Betons verlegt. Dazu wurden die Bewehrungsstäbe an beiden Enden abgebogen und auf den Schalungsboden aufgestellt. Im Verankerungsbereich wurden Steckbügel angeordnet, um die aus den Abbiegungen resultierenden Umlenkkräfte und den durch das unbewehrte Elastomerlager verursachten Querzug aufzunehmen. Der Auflagerüberstand wurde so gewählt, dass sich die Verankerungsbereiche nicht innerhalb der zu untersuchenden Schubfelder befanden. Auf die Verwendung von Abstandhaltern in der späteren Zugzone wurde verzichtet, um eine Beeinflussung der Rissbildung auszuschließen. Zur Lagesicherung wurden die Bewehrungsstäbe lediglich einmal in Feldmitte mit einem dünnen Draht an einem über dem Schalungskasten liegenden Querstab fixiert.

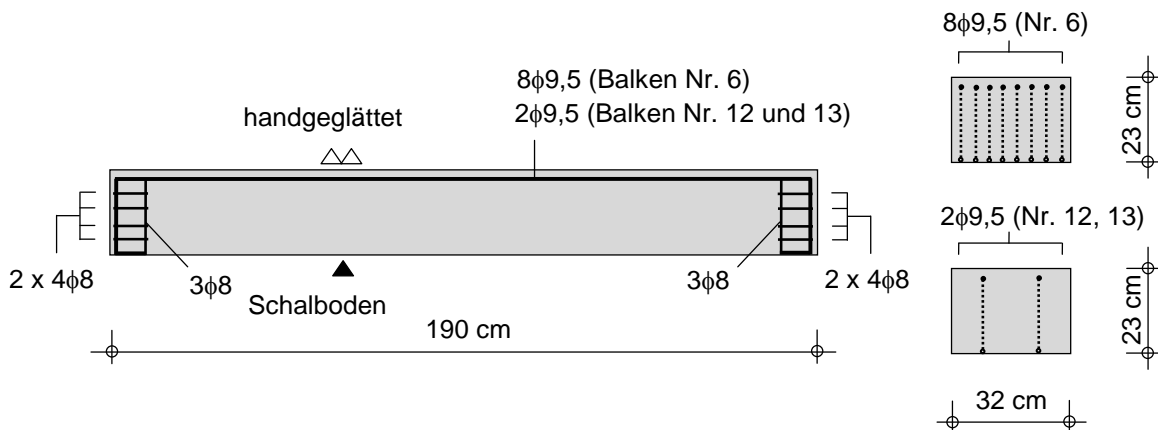


Abbildung 4: Probekörperabmessungen und Bewehrung am Beispiel der Balken Nr. 6, 12 und 13

Für alle Balken wurde Beton mit einem Größtkorndurchmesser des Zuschlags von 16 mm verwendet (Rheinkies). Die an Begleitproben zum jeweiligen Prüfdatum der Balken ermittelte mittlere Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,cyl}$ lag – auch bedingt durch das unterschiedliche Alter der Balken bei Versuchsdurchführung – zwischen 20,5 N/mm² und 33,3 N/mm², wobei die Standardabweichung σ_x innerhalb einer Serie maximal 2,0 N/mm² betrug. Die Elastizitätsgrenze der hochfesten Bewehrung wurde in Zugversuchen zu ca. 1400 N/mm² bestimmt.

2.3 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

Die Versuche wurden in einer hydraulisch gesteuerten Balkenprüfvorrichtung (Höchstlast 400 kN) durchgeführt. Die Probekörper wurden unter 3-Punkt-Belastung mit Schubschlankheiten $\lambda = a/d$ zwischen 3,0 und 5,0 getestet. Abbildung 5 zeigt den Versuchstand exemplarisch für einen Versuch am Schubfeld 1 mit einer Schlankheit $\lambda = 3,0$. An einem Versuchskörper wurden jeweils zwei Schubfelder untersucht. Ein Versagen außerhalb des aktuell betrachteten Schubfeldes wurde durch den Anbau einer Verspannung ausgeschlossen.

Die Kraft wurde über eine steife Lasteinleitungsplatte aus Stahl aufgebracht, die zwischen einer Rolle der Belastungsvorrichtung der Prüfmaschine und der glatten Oberseite des Balkens (Unterseite bei der Herstellung) installiert wurde. Im Auflagerbereich wurden Unebenheiten an der Balkenunterseite (Einfüllseite bei der Herstellung) durch Elastomer-Streifen ausgeglichen, die zwischen der Bauteiloberfläche und den Auflagerplatten aus Stahl angeordnet waren. Eine Auflagerseite wurde längsverschieblich ausgebildet, um Längsdruckkräfte im Bauteil infolge Auflagerzwängung ausschließen bzw. minimieren zu können. Dazu wurde ein gefetteter PTFE-Streifen zwischen zwei bearbeitete Auflagerplatten aus Stahl gelegt. Um die Durchbiegung der Balken zu erfassen, wurden jeweils zwei induktive Wegaufnehmer in den Auflagerachsen (LVDT 3/LVDT 4 und LVDT 5/LVDT 6) sowie in der Achse der Lasteinleitung (LVDT 1/LVDT 2) angebracht. Verfälschende Verformungsanteile infolge Stauchung der Elastomer- bzw. PTFE-Streifen konnten so eliminiert werden. Die Versuche wurden mit einer Wegzunahme von 5 μ m pro Sekunde (Maschinenweg) weggesteuert bis zum Versagen durchgeführt.

Es wurden Maschinenkraft (interne Kraftmesszelle), Maschinenweg und die Wege der insgesamt 6 induktiven Wegaufnehmer aufgezeichnet.

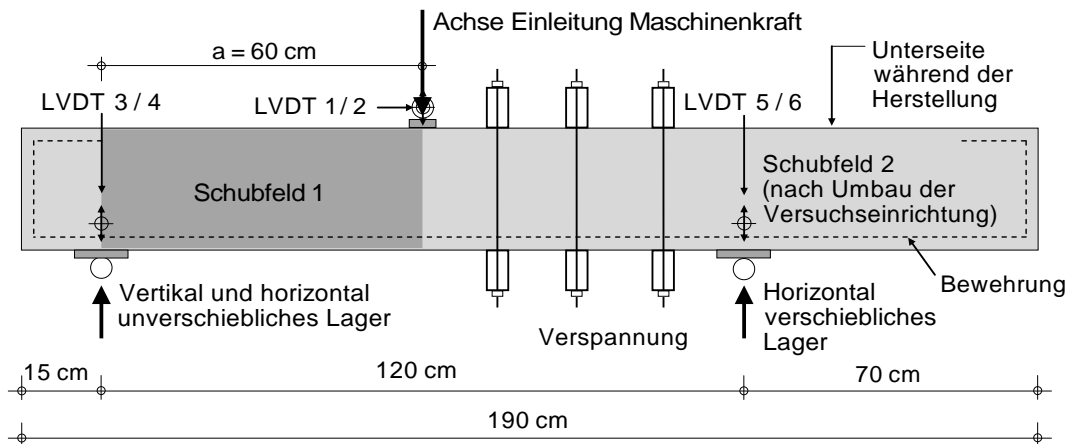


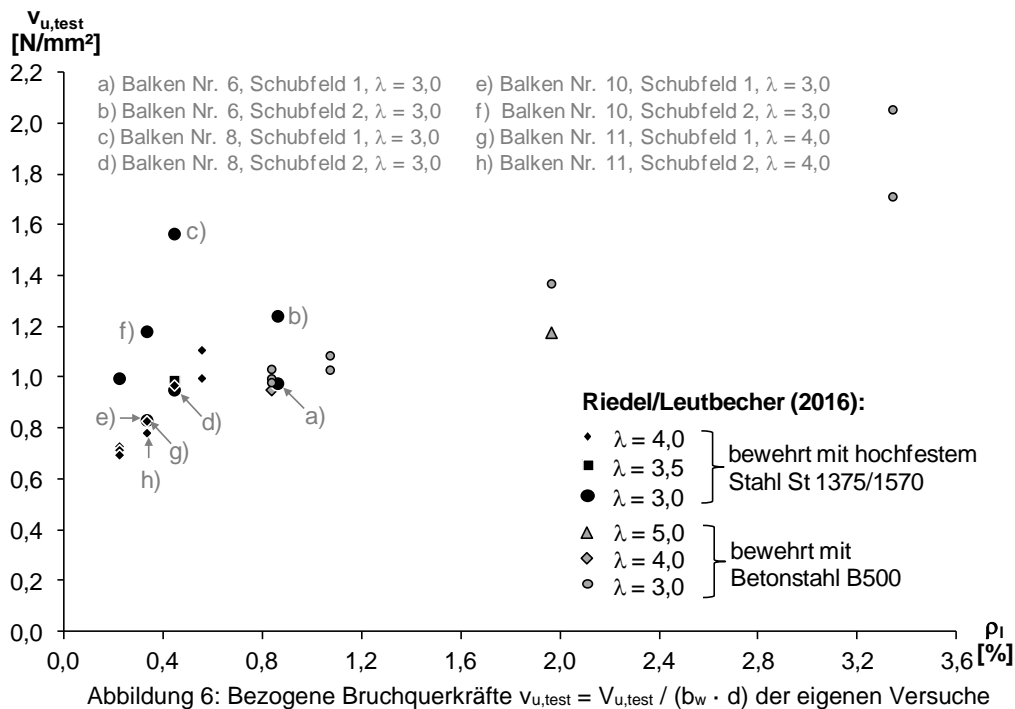
Abbildung 5: Versuchsaufbau 3-Punkt-Versuch; hier mit $\lambda = 3,0$ für Schubfeld 1

Tabelle 1: Versuchsprogramm und Versuchsergebnisse

Balken-Nr.	Schub-feld	ρ_l	Stahlgüte	$f_{c,cyl} / \sigma_x$	$\lambda = a/d$	$V_{u,test}$
		[%]		[N/mm ²]	[-]	[kN]
1	1	3,43 (7 ϕ 20 mm)	Betonstahl B500	20,5 / 0,65	3,0	98,8
	2				3,0	118,5
2)	1	1,94 (4 ϕ 20 mm)		23,5 / 1,42	5,0	71,1
	2				3,0	82,8
3	1	1,10 (9 ϕ 10 mm)		20,5 / 0,65	3,0	59,5
	2				3,0	62,7
4	1	0,859 (7 ϕ 10 mm)		20,5 / 0,65	3,0	57,1
	2				3,0	59,6
5	1	0,859 (7 ϕ 10 mm)		27,5 / 2,00	4,0	60,6
	2				3,0	63,4
6	1	0,886 (8 ϕ 9,5 mm)		22,3 / 0,42	3,0	58,0
	2				3,0	73,7
7	1	0,554 (5 ϕ 9,5 mm)		22,6 / 1,89	4,0	59,5
	2		4,0		66,1	
8	1	0,443 (4 ϕ 9,5 mm)	22,3 / 0,42	3,0	92,8	
	2			3,0	56,4	
9	1	0,443 (4 ϕ 9,5 mm)	22,8 / 1,14	4,0	58,0	
	2			3,5	59,2	
10	1	0,332 (3 ϕ 9,5 mm)	22,3 / 0,42	3,0	49,4	
	2			3,0	70,1	
11	1	0,332 (3 ϕ 9,5 mm)	33,0 / 0,79	4,0	52,9	
	2			4,0	56,1	
12	1	0,222 (2 ϕ 9,5 mm)	32,9 / 1,25	4,0	48,3	
	2			4,0	47,0	
13	1	0,222 (2 ϕ 9,5 mm)	33,3 / 0,84	4,0	47,9	
	2			3,0	62,0	

2.4 Versuchsergebnisse

In den insgesamt 26 Versuchen wurden 15 Schubfelder mit einer Schubslankheit $\lambda = a/d = 3,0$, ein Schubfeld mit $\lambda = 3,5$, 9 Schubfelder mit $\lambda = 4,0$ und ein Schubfeld mit $\lambda = 5,0$ getestet. Im Bereich geringer Längsbewehrungsgrade von unter 0,6 % liegen 14 Versuchsergebnisse vor. In Tabelle 1 sind die Bruchquerkräfte $V_{u,test}$ aller getesteten Balken angegeben. Zudem sind die Bruchquerkräfte in Abbildung 6 in der Form $V_{u,test} = V_{u,test} / (b_w \cdot d)$ als Funktion des Längsbewehrungsgrades dargestellt. Die wesentlichen Ergebnisse der Versuchsreihe werden nachfolgend erläutert.



Einfluss der Bewehrungsart

Wie in Abschnitt 2.1 dargelegt, erfordert die experimentelle Untersuchung geringer Längsbewehrungsgrade die Verwendung hochfester Bewehrung. Um einen Einfluss der im Vergleich zu Betonstahl deutlich kleineren bezogenen Rippenfläche der hochfesten Bewehrung auf die für das Biegeschubversagen relevante Rissbildung, insbesondere auf die Entwicklung des kritischen Schubrisses, ausschließen zu können, wurden vergleichend ein mit Betonstahl bewehrter Balken (Balken Nr. 4, $7 \phi 10 \text{ mm}$, $\rho_l = 0,859 \%$) und ein mit hochfester Bewehrung bewehrter Balken (Balken Nr. 6, $8 \phi 9,5 \text{ mm}$, $\rho_l = 0,886 \%$) bei gleicher Schubslankheit getestet.

Abbildung 7 zeigt die Querkraft-Weg-Diagramme der beiden Balken. Aus den Versuchen am jeweils ersten Schubfeld (Abbildung 7, links) wird ersichtlich, dass sowohl die gemessene Höchstlast $V_{u,test}$, als auch das integrale Verformungsverhalten beider Balken vergleichbar sind. Bei Verwendung hochfester Bewehrung waren in den Versuchen entsprechend größere Rissabstände zu beobachten. Dies hatte jedoch offensichtlich keinen Einfluss auf die Bruchkraft $V_{u,test}$, die in beiden Fällen der Querkraft bei Auslösung des kritischen Schubrisses entsprach. Nach der Schubrissbildung war bei zunehmender Verformung keine weitere Laststeigerung möglich. Das endgültige Versagen erfolgte jeweils durch Abscheren der Betondruckzone.

Die am jeweils zweiten Schubfeld (Abbildung 7, rechts) durchgeführten Versuche zeigen den Einfluss der bereits bei Versuchsbeginn vorliegenden Biegerissbildung durch einen etwas flacheren Anstieg im unteren Kraftbereich. Die Schubrissbildung wurde bei beiden Balken auf einem ähnlichen Querkraftniveau wie beim jeweils ersten Schubfeld ausgelöst. Allerdings konnte nach vorübergehen-

dem Kraftabfall, anders als bei den Versuchen am ersten Schubfeld, ein Wiederanstieg der Kraft beobachtet werden, bevor schließlich das Versagen der Druckzone unter der kombinierten Biegedruck- und Schubbeanspruchung auf höherem Kraftniveau eintrat.

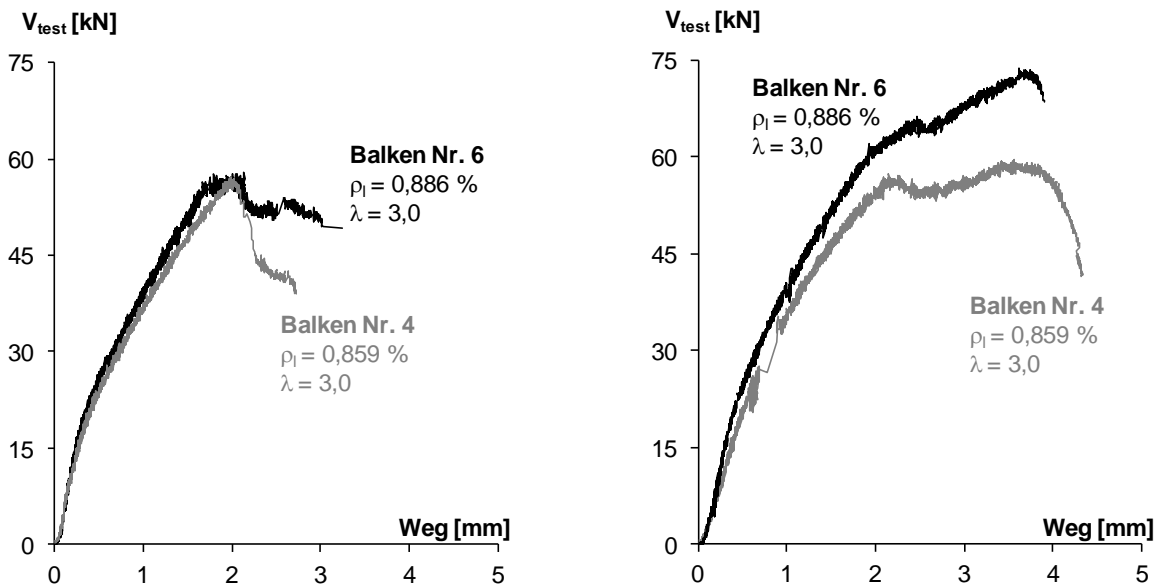


Abbildung 7: Querkraft-Weg-Diagramme der getesteten Balken Nr. 4 und Nr. 6;
links: Versuche an Schubfeld 1; rechts: Versuche an Schubfeld 2

Eine Erklärung für das unterschiedliche Verhalten der beiden Schubfelder liefert der Vergleich der in den jeweiligen Versuchen aufgenommenen Schubrissverläufe, die für die Schubfelder des Balkens Nr. 6 sowie für weitere ausgewählte Balken in Abbildung 8 schematisch dargestellt sind. Während der Biegeschubriss im Schubfeld 1 des Balkens Nr. 6 (Abbildung 8a) den direkten Lastpfad (Druckstrebe) zwischen Lasteinleitung und Auflager durchtrennt, ermöglicht der Rissverlauf im Schubfeld 2 des Balkens Nr. 6 (Abbildung 8b) alternativ zum Lastabtrag über Biegung und Querkraft die Ausbildung eines unterstützenden einfachen Sprengwerks. Die Ausbildung eines Sprengwerks ist in der Regel mit größeren Verformungen verbunden als der Abtrag über Biegung und Querkraft (vgl. Abbildung 7, rechts), da die Zugkraft/-dehnung im Sprengwerk-Zugband (Längsbewehrung) anders als bei einem „Biegeträger“ zwischen den Auflagerpunkten konstant ist. Aus Gründen der Verträglichkeit stellt sich das Sprengwerk erst nach der Auslösung des kritischen Schubrisses ein, der mit dem Ausfall des „Biegeträgers“ einhergeht (siehe hierzu auch [6]). Dieser Effekt trat auch beim Schubfeld 2 des mit Betonstahl bewehrten Balkens Nr. 4 auf und kann in diesen beiden Versuchen anhand des Querkraft-Weg-Diagramms eindeutig auf den Moment der Schubrissbildung und den „günstigen“ Schubrissverlauf zurückgeführt werden. Ein signifikanter Einfluss der Bewehrungsart auf die Versuchsergebnisse kann dagegen ausgeschlossen werden.

Einfluss der Belastungsgeschichte

In den Abbildungen 8c bis 8f sind die Schubrissverläufe der Balken Nr. 8 und Nr. 10 dargestellt, die beide mit Schubslankheiten $\lambda = 3,0$ getestet wurden. Die Rissbilder auf der linken Seite sind jeweils dem Schubfeld 1 (erster Versuch), die Rissbilder auf der rechten Seite dem Schubfeld 2 (zweiter Versuch) zuzuordnen. Balken Nr. 10 zeigt für beide Schubfelder ein jeweils ähnliches Rissbild wie Balken Nr. 6. Entsprechend liegt die Bruchquerkraft des Schubfeldes 2 aufgrund der Sprengwerktragwirkung höher als die des ersten Schubfeldes. Bei Balken Nr. 8 kehren sich die Verhältnisse um. Hier ermöglichte das Rissbild des Schubfeldes 1 die Ausbildung eines Sprengwerks, während der Schubrissverlauf im Schubfeld 2 einen direkten Lastfluss ins Auflager ausschloss. Die offensichtliche

Sprengwerktragwirkung im Schubfeld 1 wird auch durch den Vergleich der für die beiden Schubfelder des Balkens Nr. 8 gemessenen Bruchquerkräfte $V_{u,test}$ deutlich. Die Bruchquerkraft am ersten Schubfeld ist mit 92,8 kN ca. 65 % höher als die am zweiten Schubfeld.

Der Verlauf des kritischen Biegeschubrisses im jeweils zweiten Schubfeld scheint somit nicht durch das bei der Erstbelastung eines Probekörpers initiierte Biegerissbild systematisch beeinflusst, sondern sich wie im jeweils ersten Schubfeld rein willkürlich zu entwickeln.

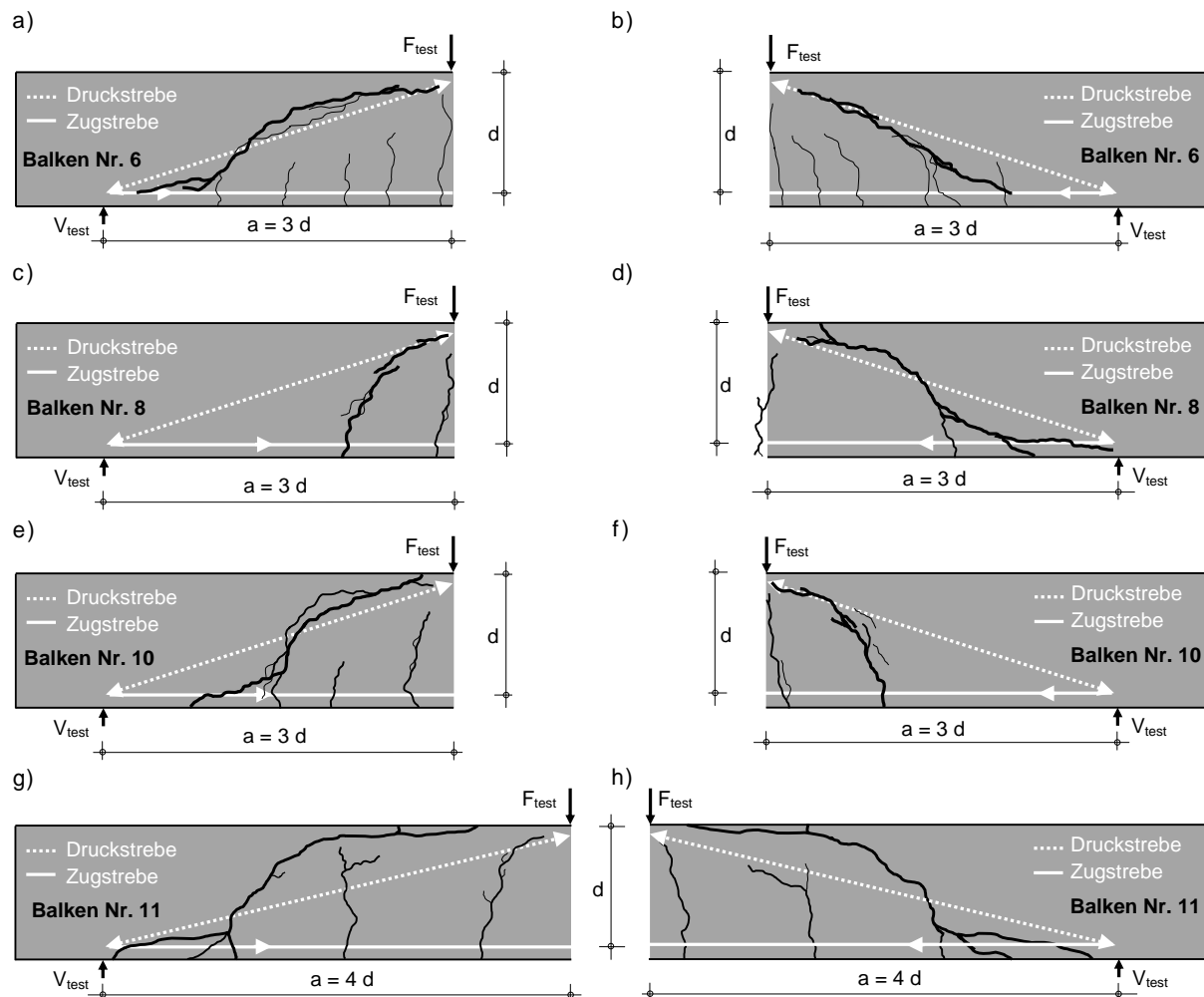


Abbildung 8: Schematische Darstellung der Schubrissverläufe auf Bruchlastniveau für die Schubfelder 1 (links) und 2 (rechts) der Balken Nr. 6, Nr. 8, Nr. 10 und Nr. 11

Einfluss der Schubslankheit

Bei Balken Nr. 11, der mit gleichem Bewehrungsgehalt wie Balken Nr. 10, jedoch mit einer Schubslankheit $\lambda = 4,0$ getestet wurde, zeigen beide Schubfelder sowohl vergleichbare Bruchquerkräfte $V_{u,test}$ (siehe Tabelle 1) als auch vergleichbare Schubrissverläufe auf Bruchlastniveau (Abbildungen 8g und 8h). Berücksichtigt man die unterschiedliche Betondruckfestigkeit $f_{c,cyl}$ der Balken Nr. 10 und Nr. 11, so liegen die Bruchquerkräfte der beiden Schubfelder des Balkens Nr. 11 und des Schubfeldes 1 des Balkens Nr. 10 trotz unterschiedlicher Schubslankheit auf vergleichbarem Niveau. In allen drei Fällen ist aufgrund des Schubrissverlaufs keine Sprengwerktragwirkung möglich. Entsprechendes gilt für die Schubfelder 1 der Balken Nr. 4 und Nr. 5, die zwar mit unterschiedlicher Schubslankheit getestet wurden, jedoch vergleichbare Bruchquerkräfte $V_{u,test}$ aufweisen (siehe Tabelle 1).

Wie die bisherige Auswertung gezeigt hat, steuert das sich willkürlich einstellende (Biege-)Rissbild im untersuchten Schubfeld maßgeblich die Versagensart und ist somit ursächlich für die besonders bei mäßigen Schubschlankheiten zu beobachtende Streuung der Versuchsergebnisse. Bei Versuchen mit höheren Schubschlankheiten verringert sich die Wahrscheinlichkeit der Ausbildung eines alternativen Lastabtrags durch Sprengwerktragwirkung und damit die Streuung der Versuchsergebnisse. Wie die Abbildungen 8g und 8h bereits vermuten lassen, konnte bei mit $\lambda = 4,0$ getesteten Schubfeldern in keinem Fall ein die Sprengwerktragwirkung begünstigendes Rissbild beobachtet werden. Insofern unterscheiden sich die für unterschiedliche Schubschlankheiten erhaltenen Bruchquerkräfte nur dann signifikant, wenn bei mäßigen Schubschlankheiten der Schubrissverlauf einen direkten Lastfluss ins Auflager ermöglicht.

Einfluss des Längsbewehrungsgrades

In Abbildung 6 repräsentieren die Datensätze a), d), e), g) und h) Versuchsergebnisse, bei denen die Ausbildung eines Sprengwerks durch den Verlauf des Biegeschubrisses praktisch ausgeschlossen war, während bei den Datensätzen b), c) und f) das Rissbild im Versuch die Ausbildung eines unterstützenden Sprengwerks begünstigte. Fokussiert man die Betrachtungen auf Versuche mit einem Lastabtrag über Biegung und Querkraft ohne unterstützende Sprengwerktragwirkung (gedanklich: Umhüllende am unteren Rand der in Abbildung 6 dargestellten Datensätze), so zeigt sich eine ausgeprägte Abhängigkeit der in den Versuchen erzielten Bruchquerkräfte vom Längsbewehrungsgrad. Dies gilt in gleicher Deutlichkeit für hohe wie für niedrige Längsbewehrungsgrade. Eine prinzipielle Änderung des Querkrafttragverhaltens von Stahlbetonbiegeträgern mit geringem Längsbewehrungsgrad lässt sich daher aus den Versuchsergebnissen nicht ableiten.

3. Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Regelungen nach Eurocode 2

Zur Einordnung der Ergebnisse in Bezug auf die aktuell gültigen Bemessungsregeln nach EC 2 werden sowohl die erzielten Bruchkräfte $V_{u,test}$ der 14 eigenen Versuche im Geltungsbereich von Gleichung (2) als auch die relevanten Versuchsergebnisse der aktuellen Querkraftdatenbank [15] herangezogen. Hier liegen für entsprechende Längsbewehrungsgrade insgesamt 24 belastbare Versuchsergebnisse (rechnerische Ausnutzung der Biegetragfähigkeit $< 95\%$) vor, wobei sich aufgrund des Querschnitts (Rechteckquerschnitt) und der statischen Nutzhöhe ($d \leq 600$ mm) lediglich 17 Versuche für einen Vergleich mit den eigenen Versuchsergebnissen eignen. Diese 17 Versuchsergebnisse sind zusammen mit den eigenen Versuchen in Abbildung 9 in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrades ρ_l dargestellt. Um angesichts unterschiedlicher Betondruckfestigkeiten $f_{c,test} = f_{c,cyl}$ und statischer Nutzhöhen d der Probekörper die Vergleichbarkeit zu verbessern, wurden sämtliche Bruchkräfte auf die Referenzgrößen $f_{c,ref} = 28$ N/mm² und $k_{ref} = 2,0$ wie folgt normiert:

$$V_{u,test} = \frac{V_{u,test}}{b_w \cdot d} \cdot \left(\frac{28,0 \text{ N/mm}^2}{f_{c,test}} \right)^{1/3} \cdot \frac{2,0}{\left(1 + (200/d [\text{mm}])^{0,5} \right)} \quad (3)$$

Ebenfalls in Abbildung 9 dargestellt ist der bezogene Querkraftwiderstand $v_{Rd,c}$ nach den Gleichungen (1) und (2). Anders als für Abbildung 1 erfolgte die Auswertung der Gleichungen für die Referenzdruckfestigkeit $f_{c,ref} = 28$ N/mm² und den Maßstabfaktor $k_{ref} = 2,0$ mit $\gamma_c = 1,0$. Für $C_{Rd,c} = 0,18$ gemäß [8] ergibt sich der graue Kurvenverlauf, für $C_{Rd,c} = 0,15$ gemäß Nationalem Anwendungsdokument für Deutschland [9] der schwarze Kurvenverlauf. Der Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit nach Gleichung (2) ist für die betrachtete Konfiguration ($f_{c,ref} = 28$ N/mm² und $k_{ref} = 2,0$) und $C_{Rd,c} = 0,15$ bis zu einem Längsbewehrungsgrad von etwa 0,62 % maßgebend.

Der Vergleich des Ansatzes nach EC 2 mit den Versuchsergebnissen zeigt, dass die nach Gleichung (1) mit $C_{Rd,c} = 0,15$ ermittelte Querkrafttragfähigkeit $v_{Rd,c}$ in keinem der Versuche unterschritten

wird. Insbesondere die Versuchsergebnisse an Balken, die mit Schubslankheiten $\lambda \geq 3,5$ getestet wurden, spiegeln in ihrer Tendenz auch im Bereich niedriger Längsbewehrungsgrade die Abhängigkeit vom Längsbewehrungsgrad, wie sie durch Gleichung (1) beschrieben wird, recht gut wider.

Der Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit nach Gleichung (2) wird hingegen in drei Versuchen (Balken Nr. 12 und Nr. 13, $\rho_l = 0,22\%$, $\lambda = 4,0$) um rund 10 % unterschritten. Bei einem weiteren eigenen Versuch (Balken Nr. 11, $\rho_l = 0,33\%$, Schubfeld 1) sowie einem Versuch aus der Querkraftdatenbank ($\rho_l = 0,38\%$) wird die Querkrafttragfähigkeit der Versuchsbalken durch Gleichung (2) ebenfalls knapp überschätzt.

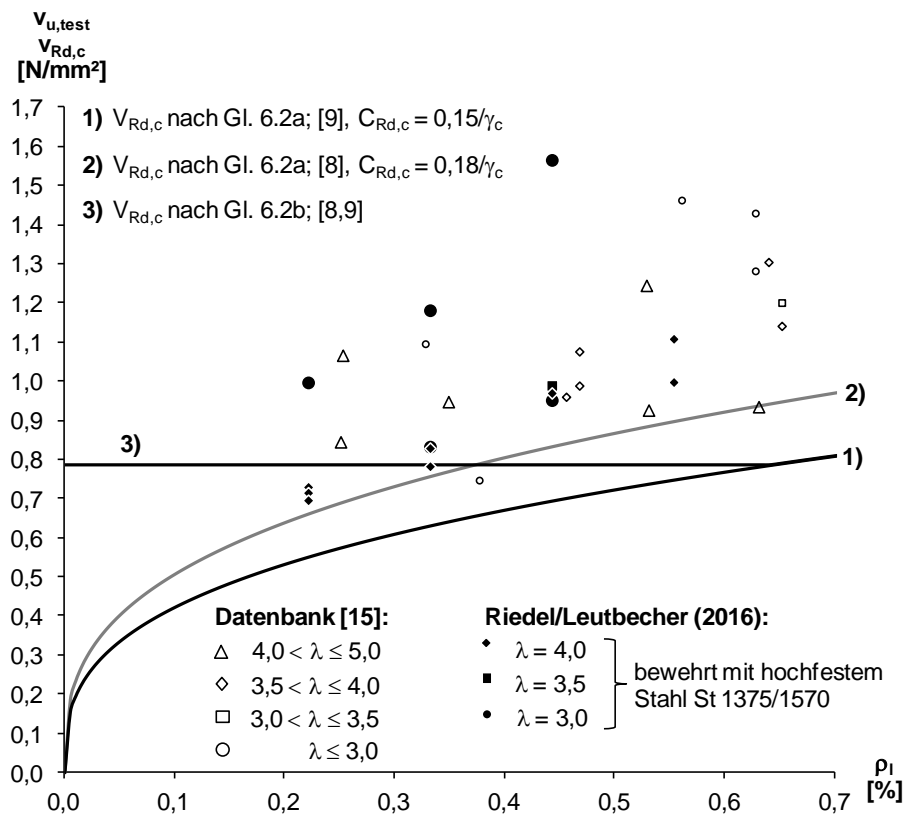


Abbildung 9: Nach Gleichung (3) auf $f_{c,ref} = 28 \text{ N/mm}^2$ und $k_{ref} = 2,0$ normierte bezogene Querkräfte $V_{u,test}$ im Vergleich mit dem rechnerischen Querkraftwiderstand $V_{Rd,c}$ nach Eurocode 2 [8,9]

4. Schlussfolgerungen

Der Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit nach EC 2 ist eine auf Basis einer sehr geringen Anzahl von Datensätzen statistisch abgeleitete Rechengröße, die jedoch in der Praxis für die Bemessung von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung in den meisten Fällen bestimmend wird. Bislang fehlt ein schlüssiges mechanisches Modell, welches die Tragmechanismen gering längsbewehrter Bauteile unter Querkraftbeanspruchung umfassend erklären und damit eine besondere Behandlung dieser Bauteile beim Querkraftnachweis rechtfertigen könnte. Die Ergebnisse der hier vorgestellten Versuche zur Querkrafttragfähigkeit stützen die Existenz eines Mindestwerts der Querkrafttragfähigkeit nicht und unterstreichen die Relevanz dieser Thematik.

In den Versuchen hat sich zudem gezeigt, dass die sich mehr oder weniger willkürlich einstellende (Biege-)Rissbildung einen entscheidenden Einfluss darauf hat, ob der Lastabtrag des untersuchten Bauteils ausschließlich über Biegung und Querkraft oder alternativ auch durch ein inneres Sprengwerk (bzw. Bogen-Zugband-Modell bei Belastung durch Gleichstreckenlast) erfolgen kann. Eine Modellbildung muss daher zwischen dem Biegeschubversagen eines Biegeträgers (eigentliches Quer-

kraftversagen) und den Versagensmechanismen eines Sprengwerks (z. B. Druckstrebenversagen infolge Querkzug oder Knotenversagen unter mehraxialer Beanspruchung) unterscheiden. Entsprechend ist für die Vergleichbarkeit und Einordnung von Versuchsergebnissen zur Querkrafttragfähigkeit eine Differenzierung zwischen schubrissauslösender Querkraft und Bruchquerkraft zwingend erforderlich. Dies gilt insbesondere für Bauteilversuche mit niedriger Schubslankheit, da bei diesen Versuchen mit erhöhter Wahrscheinlichkeit – je nach Rissbild – entweder Biegeschubversagen bei Auslösung des kritischen Schubrisses oder Versagen nach Aktivierung eines Sprengwerks auftreten kann. Aus diesem Grund ist die statistische Absicherung eines empirischen Modells unter Einbeziehung verfügbarer Ergebnisse einer Querkraftdatenbank – ohne Differenzierung nach der Art des Versagens – nicht zielführend.

Auch mechanisch begründete Modelle können den signifikanten Einfluss des willkürlichen Rissbilds auf die Bruchquerkraft ansonsten identischer Schubfelder nicht allgemeingültig erfassen, sondern stets nur einen Sonderfall abbilden. Sinnvoll erscheint es hier, sich konservativ an der unteren Grenze der Querkrafttragfähigkeit, d. h. einem Tragmodell ohne Berücksichtigung eines Sprengwerktragmechanismus zu orientieren. Die „Ausnutzung“ der Sprengwerktragwirkung auf der Seite des Bauteilwiderstands hätte Konsequenzen auch für die weitere konstruktive Durchbildung. So dürfte etwa die Biegezugbewehrung nicht gestaffelt werden und wäre am Auflager für die volle Zugkraft, die in der Biegebemessung für das maximale Moment im zugehörigen Querkraftbereich ermittelt wurde, zu verankern. Bei den Probekörpern der Bauteilversuche ist dies im Allgemeinen gewährleistet, in den Bewehrungs- und Konstruktionsregeln der Regelwerke jedoch so nicht berücksichtigt.

Literatur

- [1] Reineck, K.-H.: Ein mechanisches Modell für Stahlbetonbauteile ohne Stegbewehrung, *Bauingenieur* 66 (7), 1991
- [2] Vecchio, F. J.; Collins, M. P.: The Modified Compression-Field Theory for reinforced concrete elements subjected to shear, *ACI Journal* 83 (2), 1986
- [3] Zink, M.: Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungs Beton mit und ohne Vorspannung, Dissertation, Universität Leipzig, Springer Fachmedien, Wiesbaden, 2000
- [4] Bentz, E. C.; Vecchio, F. J.; Collins, M. P.: Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements, *ACI Structural Journal* 103 (4), 2006
- [5] Muttoni, A.; Fernández Ruiz, M.: Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement as Function of Critical Shear Crack Width, *ACI Structural Journal* 105 (2), 2008
- [6] Tue, N. V.; Ehmann, R.; Tung, N. D.: Schubverhalten von Biegebauteilen ohne Querkraftbewehrung, *Beton- und Stahlbetonbau* 109 (10), 2014
- [7] Tue, N. V.; Ehmann, R.; Tung, N. D.: Schubversuche an Stahlbetonbalken unterschiedlicher M/V-Kombinationen, *Beton- und Stahlbetonbau* 110 (7), 2015
- [8] DIN EN 1992-1-1:2011-01: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 +AC 2010. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth, Berlin, 2011
- [9] DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth, Berlin, 2013
- [10] CEB-FIP Model Code 1990. Comité Euro-International du Béton, Thomas Telford, London, 1993
- [11] Zsutty, T. C.: Beam Shear Strength Prediction by Analysis of Existing Data, *ACI Journal* 65 (11), 1968
- [12] Hegger, J.; König, G.; Zilch, K.; Reineck, K.-H. et al.: Überprüfung und Vereinheitlichung der Bemessungsansätze für querkraftbeanspruchte Stahlbeton- und Spannbetonbauteile aus normalfesten und hochfesten Beton nach DIN 1045-1, DIBt Forschungsvorhaben IV 1-5-876/98, Abschlussbericht, 1999
- [13] Reineck, K.-H.; Kuchma, D. A.; Fitik, B.: Erweiterte Datenbanken zur Überprüfung der Querkraftbemessung für Konstruktionsbauteile mit und ohne Bügel, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 597, Beuth, Berlin, 2012
- [14] Reineck, K.-H.: Überprüfung des Mindestwerts der Querkrafttragfähigkeit in EN 1992-1-1 - Projekt A3, DIBt Forschungsvorhaben ZP 52-5-7.270-1218/05, Abschlussbericht 27. März 2007, korrigierte Version 21.02.2012
- [15] Reineck, K.-H.; Bentz, E. C.; Fitik, B.; Kuchma, D. A.; Bayrak, O.: ACI-DAfStb Database of Shear Tests on Slender Reinforced Concrete Beams Without Stirrups, *ACI Structural Journal* 110 (5), 2013