



DOCTORAL THESIS

Assessment of shear strength of existing reinforced and prestressed concrete bridges

submitted in satisfaction of the requirements for the degree of
Doctor of Science in Civil Engineering
of the TU Wien, Faculty of Civil Engineering

DISSERTATION

Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit bestehender Stahlbeton- und Spannbetonbrücken

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines
Doktors der technischen Wissenschaft
eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen
von

Dipl.-Ing. **Patrick Huber** BSc.

Matrikelnummer: 0625343

Albertgasse 35/12A, 1080 Wien, Österreich

Gutachter: Prof. Dr.-Ing. **Johann Kollegger**
Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13/212-2, 1040 Wien, Österreich

Gutachter: Prof. Dr. sc. techn. **Aurelio Muttoni**
Institut d'Ingénierie Civile - Construction en béton
École Polytechnique Fédérale de Lausanne
Bâtiment GC, Station 18, 1015 Lausanne, Schweiz

Wien, im März 2016

.....

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand im Zuge der Forschungsvorhaben "Schubfeldmodell" und "Ingenieurmodell" im Rahmen der Initiative "Verkehrsinfrastrukturforschung". Ich möchte mich daher bei den Projektpartnern ASFINAG, ÖBB Infrastruktur GmbH und dem bmvit für ihre finanzielle Unterstützung und gute Zusammenarbeit bedanken. Darüber hinaus gilt mein Dank der Firma WESTCAM für die Zurverfügungstellung einer Lizenz für die Auswertung der photogrammetrischen Messungen.

Herrn Prof. Johann Kollegger gilt ein außerordentlicher Dank für die Möglichkeit mich mit diesem sehr interessanten Forschungsthema auseinandersetzen zu dürfen. Besonders bedanken möchte ich mich für das mir entgegenbrachte Vertrauen, das stets offene Ohr für sämtliche Anliegen sowie für die Freiheit, die mir während meiner Zeit am Institut gewährt wurde.

Für das Interesse an meiner Arbeit und die Übernahme des Koreferats danke ich Herrn Prof. Aurelio Muttoni von der École Polytechnique Fédérale de Lausanne sehr herzlich.

Ein weiterer Dank gehört meinen Arbeitskollegen und Freunden am Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau, mit welchen ich viele interessante fachliche Diskussionen führen konnte und auch abseits der Arbeit viel Zeit verbringen durfte. Ein herzliches Dankeschön verdient mein langjähriger Bürokollege und Freund Benjamin Kromoser, der mir mit seiner fachkundigen Meinung in vielen Fragestellungen eine große Hilfe war und mir mit seinen außerordentlichen handwerklichen Fähigkeiten bei vielen experimentellen Untersuchungen zur Seite stand.

Weiters möchte ich mich bei unserem Laborleiter Herbert Pardatscher, sowie bei meinen Diplomanden für die Mithilfe bei den Versuchsdurchführungen bedanken.

Ein großer Dank gebührt meinen Freunden, meinem Vater Hansjörg, meinem Bruder Michael sowie meinen Schwiegereltern in spe Heike und Peter für ihre stetige Unterstützung und die vielen wertvollen, gemeinsamen Momente.

Meiner Freundin Carina danke ich für ihre große Unterstützung, das Korrekturlesen, aber vor allem für die aufgebrachte Geduld der letzten Jahre. Sie war mir immer ein großer Rückhalt.

Widmen möchte ich diese Arbeit meiner kürzlich verstorbenen Großmutter Frieda sowie meiner verstorbenen Mutter Benedikta.

Kurzfassung

Die Erhaltung bestehender Brückentragwerke bildet eines der Kerngeschäfte in der täglichen Ingenieurspraxis. Neben den visuellen Beobachtungen am Bauwerk stellt eine statische Nachrechnung einen wichtigen Bestandteil einer Neubeurteilung der Tragfähigkeit dar. Aufgrund der geänderten Normensituation sowohl auf der Einwirkungs- als auch auf der Widerstandsseite muss dabei vor allem der Bewertung der Querkrafttragfähigkeit eine tragende Rolle zugesprochen werden. Mit der vorliegenden Arbeit wird daher versucht, zu einem besseren Verständnis des Querkrafttragverhaltens von Stahlbetontragwerken ohne Querkraftbewehrung sowie Stahlbeton- und Spannbetonträgern mit geringem Schubbewehrungsgrad beizutragen.

Durch den gezielten Einsatz der Nahbereichsphotogrammetrie konnte das Rissöffnungs- und Rissgleitungsverhalten des kritischen Schubrisses kontinuierlich an einer umfangreichen Versuchsreihe an Stahlbeton- und Spannbetonträgern ohne und mit Querkraftbewehrung untersucht werden. Somit war es auf Basis anerkannter konstitutiver Gesetze, der Rissverläufe sowie der gemessenen Risskinematik möglich, einen Rückschluss auf die verschiedenen Querkrafttragmechanismen im Bruchzustand zu ziehen. Darüber hinaus konnten die experimentellen Untersuchungen für eine Überprüfung normativer Bemessungsansätze herangezogen werden.

Da sich bei den Versuchen an Spannbetonträgern mit geringem Schubbewehrungsgrad bei Anwendung des aktuellen Normenstands die größten Tragreserven zeigen und diese Bauteile im Zuge einer Nachrechnung sehr häufig ein rechnerisches Defizit in der Querkrafttragfähigkeit aufweisen, liegt das Hauptaugenmerk dieser Arbeit auf der Erstellung eines analytischen Berechnungsansatzes, welcher das Schubtragverhalten dieses Tragwerktyps passend wiedergeben kann. Dabei wird ein Konzept neu aufgegriffen, welches die Nachweisführung in verschiedene Bereiche in Abhängigkeit der auftretenden Rissbildung einteilt. Da sich das Querkrafttragverhalten in den einzelnen Zonen grundlegend voneinander unterscheidet, kommt in den maßgebenden Bereichen ein dem jeweiligen Tragverhalten entsprechendes Berechnungsmodell zum Einsatz.

Im unter Biegung gerissenen Bereich wird ein Ansatz vorgeschlagen, welcher der Druckzone - neben den Traganteilen der Querkraftbewehrung und der Vertikalkomponente infolge der Spannkraft - einen wesentlichen Tragmechanismus zuspricht. Die Druckzone ist dabei solange imstande Querkräfte zu übertragen bis ein kritischer biaxialer Spannungszustand erreicht ist. Ein Vergleich dieses Modells mit insgesamt 50 Versuchsergebnissen konnte hierbei zeigen, dass der entwickelte Ansatz die erzielten Querkraftwiderstände sehr gut abbilden kann. Im Bereich, welcher infolge von Biegung ungerissen bleibt, kann im ersten Schritt ein Hauptzugspannungsnachweis im Zustand I geführt werden. Bei Überschreitung der zulässigen Grenzspannung muss von einer Schrägrissbildung im Stegbereich

ausgegangen werden. Dieser überdrückte Bereich ist jedoch dadurch gekennzeichnet, dass sich auch bei schlanken Bauteilen unter gleichmäßiger Belastung ein Druckbogen bzw. bei punktueller Belastung ein Sprengwerk ausbilden kann. Aus dem vertikalen Anteil dieses geneigten Druckgurts ergibt sich eine erhebliche Querkrafttragkomponente. Es wird daher ein Ansatz präsentiert, welcher diesem Tragmechanismus ein Querkrafttragvermögen zutraut.

Die statische Nachrechnung von zwei Spannbetonbrücken mit geringem Schubbe-wehrungsgrad zeigt zudem das Potential des hergeleiteten Ansatzes auf. Während eine Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit nach dem aktuellen Normenstand (Eurocode 2) eine teure und aufwändige Ertüchtigung beider Brückenobjekte ergeben würde, kann die Schubtragfähigkeit auf Basis der im Zuge dieser Arbeit entwickelten Berechnungsmodelle in den maßgebenden Bereichen nachgewiesen werden.

Abstract

The maintenance of existing bridge structures is one of the major fields of activity in practical engineering. An important part in the assessment of the load bearing capacity is the structural reanalysis in addition to the visual in situ observation. The evaluation of the shear strength plays a decisive role due to significant changes on the load and resistance side. The present thesis aims at contributing to a better understanding of the shear behavior of reinforced concrete structures without transverse reinforcement as well as reinforced and prestressed concrete elements with a low amount of shear reinforcement.

The crack opening and sliding behavior of the critical shear crack could be tracked within the framework of an extensive test series on reinforced and prestressed concrete beams without and with stirrups with the targeted use of close-range photogrammetry. It was possible to draw a conclusion on the various shear-transfer mechanism at failure based on approved constitutive approaches, the crack shapes as well as the measured crack kinematics. Furthermore the results of the experiments were used for an evaluation of several codes of practice.

The shear tests showed that the post-tensioned concrete girders with a low amount of shear reinforcement offer considerable additional load bearing capacity. Since these elements are often unable to meet current standard requirements regarding the shear strength, the main focus of the thesis lies on the development of an analytical shear model in order to describe the shear behavior of these structures more realistically. For this purpose, a concept is reconsidered, which divides the analysis in various areas depending on the crack formation. Due to the fact that the shear carrying behaviour is completely different in each section, the formulation of particular shear models corresponding to the actual behaviour is needed.

In the area with flexural cracks an approach is proposed, where the compression zone is able to carry a notable amount of shear in addition to the shear resistance of the transverse reinforcement and the vertical component of an inclined tendon. The compression zone is thereby able to transfer shear forces until a certain critical biaxial stress state is reached. A comparison of the model with the results of altogether 50 shear tests could point out, that the proposed approach is able to reflect the achieved shear carrying capacity. In the section, where no bending cracks occur, the analyses can be performed on the basis of a principle stress calculation in the uncracked state. If the resulting tensile stresses exceed the proposed stress criterion, it must be assumed, that shear cracking will develop in the web. This zone is also characterized for slender beams by a pronounced arch action in the case of uniform loads or truss action in the case of point loads. The vertical component of this inclined compression chord can result in a significant shear strength. Due to this, an approach is presented, where the shear carrying mechanism of the inclined compression

chord is taken into account.

The assessment of two post-tensioned concrete bridges with a low amount of transverse reinforcement demonstrates the potential of the developed approach. While the analysis of the shear strength according to the current standard (Eurocode 2) would lead to an expensive and complex retrofitting, the use of the proposed methodology is able to provide sufficient shear resistance.

Inhaltsverzeichnis

Vorwort	I
Kurzfassung	II
Abstract	IV
Inhaltsverzeichnis	VI
Abkürzungsverzeichnis	IX
1 Einleitung	1
1.1 Problemstellung	1
1.2 Zielsetzung	3
1.3 Abgrenzung	4
2 Grundlagen	5
2.1 Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit bestehender Brückentragwerke . .	5
2.1.1 Ablauf einer Nachrechnung	5
2.1.2 Normenentwicklung	7
2.1.3 Querkraftgefährdete Brückentypen	20
2.2 Querkrafttragverhalten	21
2.2.1 Allgemeines	21
2.2.2 Querkraftübertragung durch Rissverzahnung	23
2.2.3 Querkrafttraganteil aus Dübelwirkung	27
2.2.4 Spannungsübertragung aufgrund rissübergreifender Zugspannungen	29
2.2.5 Querkrafttragfähigkeit der Druckzone	32
2.2.6 Traganteil der Querkraftbewehrung	33
2.2.7 Vertikalkomponente aus der Vorspannkraft	36
3 Experimentelle Untersuchungen	38
3.1 Allgemeines	38
3.2 Querkraftversuche an Stahlbetonträgern	39
3.2.1 Versuchskörper und Versuchsaufbau	39
3.2.2 Materialeigenschaften	42
3.2.3 Messkonzept	44
3.2.4 Versuchsergebnisse	46
3.3 Querkraftversuche an Spannbetonträgern	50

3.3.1	Versuchskörper und Versuchsaufbau	50
3.3.2	Materialkennwerte	54
3.3.3	Vorspannung	54
3.3.4	Versuchsergebnisse	55
3.4	Tragmechanismen auf Basis der Risskinematik	57
3.4.1	Allgemeines	57
3.4.2	Stahlbetonträger	61
3.4.3	Spannbetonträger	70
3.5	Vergleich mit normativen Ansätzen	74
3.5.1	Versuche an Stahlbetonträgern ohne Querkraftbewehrung	75
3.5.2	Versuche an Stahlbetonträgern mit geringer Querkraftbewehrung	77
3.5.3	Versuche an Spannbetonträgern mit geringer Querkraftbewehrung	81
4	Entwicklung eines Ansatzes zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern mit geringem Schubbewehrungsgrad	85
4.1	Allgemeines	85
4.2	Zoneneinteilung	86
4.2.1	Bereich UN	86
4.2.2	Bereich ST	86
4.2.3	Bereich FS	86
4.2.4	Bereich BE	87
4.3	Querkraftmodell für den kritischen Biegeschubriss	87
4.3.1	Allgemeines	87
4.3.2	Querkrafttragfähigkeit der Druckzone	88
4.3.3	Querkrafttragfähigkeit der Schubbewehrung	95
4.3.4	Querkrafttragfähigkeit eines geeigneten Spannglieds	96
4.3.5	Kritischer Schnitt	97
4.3.6	Berechnungsablauf	97
4.3.7	Überprüfung des Ansatzes anhand von Experimenten	99
4.3.8	Vergleich des Modells mit normativen Ansätzen	104
4.4	Berechnungsansatz für den Bereich UN und ST	107
4.4.1	Hauptzugspannungsnachweis im ungerissenen Zustand	107
4.4.2	Ingenieurmäßiger Ansatz für den gerissenen Zustand	108
4.5	Überführung in ein vereinfachtes Nachweiskonzept	112
4.5.1	Vereinfachtes Modell für den Bereich FS	112
4.5.2	Nachweiskonzept	113
4.5.3	Anwendungsgrenzen	116
5	Anwendungsbeispiele	119
5.1	Allgemeines	119
5.2	Beispiel 1: Sparchenbachbrücke	119
5.2.1	Bauwerksbeschreibung und Abmessungen	119

5.2.2	Materialkennwerte	120
5.2.3	Bewehrung und Vorspannung	120
5.2.4	Statische Nachrechnung	121
5.3	Beispiel 2: Schwechatbrücke	125
5.3.1	Bauwerksbeschreibung und Abmessungen	125
5.3.2	Materialkennwerte	126
5.3.3	Bewehrung und Vorspannung	126
5.3.4	Statische Nachrechnung	127
5.4	Abschließende Beurteilung	130
6	Zusammenfassung	132
	Literaturverzeichnis	137
A	Überprüfung normativer Ansätze	148
B	Versuche zur Ermittlung der biachsialen Festigkeit	151
C	Schubversuche an Spannbetonbalken mit geringer Querkraftbewehrung	154
D	Zusammenfassung des Formelapparats der hergeleiteten Ansätze	159

Abkürzungsverzeichnis

Abkürzungen und weitere Symbole

\emptyset_D	Hüllrohrdurchmesser
\emptyset_s	Durchmesser der Längsbewehrung
\emptyset_w	Durchmesser der Querkraftbewehrung
BE	Bereich mit Biegerissen
CEM	Zement
COV	Variationskoeffizient
FPZ	Bruchprozesszone
FS	Bereich mit Biegeschubrisen; Fahrstreifen
FSCM	Querkraftmodell zur Berechnung des kritischen Biegeschubrisses
KK	Kantkorn
LM	Lastmodell
m	Mittelwert
NB	Normalbeton
NL	Nulllinie
PC	Spannbeton
RK	Rundkorn
S	Schwerpunkt
SFSCM	Vereinfachtes Querkraftmodell zur Berechnung des kritischen Biegeschubrisses
ST	Bereich mit reinen Schubrisen
STM	Querkraftmodell Schubzugbruch im Bereich ST
SVB	Selbstverdichtender Beton
UN	Ungerissener Bereich
w/z	Wasserzementwert

Griechische Buchstaben

α	Lastklassenbeiwert; Neigung der Querkraftbewehrung
α_{cc}	Neigung des Druckgurts
α_{cw}	Beiwert zur Berücksichtigung des Spannungszustands im Steg bei vorgespannten Tragwerken nach ÖN EN 1992-1-1 [2011]
α_p	Verhältnis der Elastizitätsmoduln von Spannstahl zu Beton; Spanngliedneigung
α_s	Verhältnis der Elastizitätsmoduln von Bewehrungsstahl zu Beton
β	Zuverlässigkeitsindex; Reduktionsfaktor für auflagenaher Lasten nach ÖN EN 1992-1-1 [2011]
β_{cc}	Beiwert zur Berücksichtigung der Schubschlankeit a/d

Abkürzungsverzeichnis

$\Delta\sigma_x$	Normalspannungsdifferenz im Beton
$\Delta\varepsilon$	Zusatzdehnung
ΔP	Spannkraftzunahme
ΔV_p	Vertikalkomponente der Vorspannkraft infolge der Spannkraftzunahme
δ	Durchbiegung
δ_b	Schlupf
η	Ausnutzungsgrad
γ_g	Teilsicherheitsbeiwert für das Eigengewicht
γ_c	Teilsicherheitsbeiwert für den Beton
$\gamma_{E,m}$	Mittlerer Teilsicherheitsbeiwert für sämtliche Einwirkungen
γ_{global}	Globaler Sicherheitsbeiwert
κ	Krümmung
κ_c	Maßstabsfaktor nach ÖN B 4700 [1995]
μ	Reibbeiwert zwischen Zementmatrix und Gesteinskörnung; Reibbeiwert zwischen Spannglied und Hüllrohr
ν	Abminderungsbeiwert der Druckfestigkeit für gerissenen Beton
ω	mechanischer Längsbewehrungsgrad
ω_w	mechanischer Querkraftbewehrungsgrad
$\rho_{l,w}$	Geometrischer Längsbewehrungsgrad (auf den Steg bezogen)
ρ_l	Geometrischer Längsbewehrungsgrad
$\rho_{w,min}$	Geforderter Mindestwert des Querkraftbewehrungsgrads
ρ_w	Geometrischer Querkraftbewehrungsgrad
$\sigma_{1,zul}$	Zulässige Hauptzugspannung
σ_1	Hauptzugspannung
σ_2	Hauptdruckspannung
σ_{ag}	Normalspannung infolge der Rissverzahnung
σ_{cp}	Normalspannung infolge einer Spannkraft
σ_{ct}	Zugspannung normal zur Rissöffnung
σ_{pu}	Fließgrenze des Zementsteins
σ_p	Spannstahlspannung
σ_{sw}	Spannung in der Querkraftbewehrung
$\sigma_{x,cz}$	Normalspannung in der Druckzone
σ_x	Normalspannung im Beton
$\tau_{0,zul}$	Zulässige Schubspannung nach ÖN B 4200-4 [1953]
τ_0	Einwirkende Schubspannung nach ÖN B 4200-4 [1953]; Grundscharbspannung des Rough-Crack-Modells
τ_1	Anrechenbare Schubspannung (Betontraganteil) nach ÖN B 4200-8 [1969]
τ_{ag}	Schubspannung infolge der Rissverzahnung
$\tau_{b,1}$	Konstante Verbundspannung nach dem Zuggurtmodell
τ_b	Verbundspannung
τ_d	Grundwert der zulässigen Schubspannung nach ÖN B 4700 [1995]

τ_{Exp}	Experimentell ermittelte Schubspannung
τ_{lp}	Schubspannung kurz vor dem deutlichen Lastabfall
τ_{max}	Maximale Schubspannung (Druckstrebentragfähigkeit)
τ_{Rd}	Bemessungswert der zulässigen Schubspannung
$\tau_{xz,max}$	Maximal aufnehmbare Schubspannung in der Druckzone
τ_{xz}	Schubspannung
θ	Druckstrebenneigung
θ_{cr}	Rissneigung
ε	Dehnung
$\varepsilon_{p,0}$	Vordehnung des Spannglieds
ε_{sw}	Dehnung der Querkraftbewehrung
$\varepsilon_{t,sw}$	Maximale Dehnung der Querkraftbewehrung
$\varepsilon_{x,tc}$	Zuggurtdehnung
ε_x	Längsdehnung in x-Richtung
$\varepsilon_{y,sw}$	Fließdehnung der Querkraftbewehrung
φ, φ_{dyn}	Dynamischer Lasterhöhungsfaktor
φ_1	Hauptspannungsrichtung
φ_{cr}	Hauptspannungsrichtung bei Erreichen von $f_{ct,eff}$

Indizes

Ed	Bemessungswert der Einwirkung
erf	erforderlich
ini	Startwert
i	Indizes
max	Maximalwert
min	Minimalwert
o	oben
u	unten
$vorh$	vorhanden

Lateinische Kleinbuchstaben

a	Abstand zwischen Auflager und Lasteinleitungstelle bei Einzellasten
a_3, a_4	Empirische Faktoren des Rough-Crack-Modells
a_n	Projizierte Kontaktfläche eines Gesteinskorns normal zur Rissfläche
a_{sw}	Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung auf 1 m Länge
a_t	Projizierte Kontaktfläche eines Gesteinskorns tangential zur Rissfläche
b	Bauteilbreite
b_n	Nettobreite des Betons zwischen den Längsstäben
b_{fc}	Breite des Druckgurts
$b_{V,eff}$	Mitwirkende Breite auf Schub
b_w	Stegbreite

Abkürzungsverzeichnis

c	Druckzonenhöhe
d	Statische Nutzhöhe; Kornfraktion
d_g	Größtkorndurchmesser
d_p	Abstand zwischen der auf druckbeanspruchten Randfaser und dem Spannglied
d_s	Abstand zwischen der auf druckbeanspruchten Randfaser und der Längsbewehrung
e_p	Abstand zwischen der Spannglied- und Schwerachse
f	Abstand zwischen dem Dübelanriss und der Querkraftbewehrung
f_{cd}	Bemessungswert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
f_{ck}	Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$f_{cm,cube}$	Mittelwert der Würfeldruckfestigkeit
f_{cm}	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit
$f_{ct,eff}$	Effektive Zugfestigkeit des Betons in Abhängigkeit der Hauptdruckspannung σ_2
$f_{ctd,eff}$	Bemessungswert der effektiven Zugfestigkeit des Betons in Abhängigkeit des Bemessungswerts der Hauptdruckspannung $\sigma_{2,Ed}$
f_{ctd}	Bemessungswert der einaxialen Zugfestigkeit des Betons
$f_{ctk,0.05}$	5%-Quantilwert der einaxialen Zugfestigkeit des Betons
$f_{ctm,sp}$	Mittelwert der Spaltzugfestigkeit des Betons
f_{ct}	Einaxiale Zugfestigkeit des Betons
f_c	Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$f_{p,0.1}$	0,1%-Dehngrenze des Spannstahls
$f_{p,0.2k}$	Charakteristischer Wert der 0,2%-Dehngrenze des Spannstahls
f_{pt}	Zugfestigkeit des Spannstahls
f_{py}	Fließgrenze des Spannstahls
f_{sy}	Fließgrenze der Längsbewehrung
f_{tw}	Zugfestigkeit der Querkraftbewehrung
f_{ywd}	Bemessungswert der Fließgrenze der Querkraftbewehrung
f_{yw}	Fließgrenze der Querkraftbewehrung
h	Bauteilhöhe
h_{fc}	Höhe des Obergurts
h_{hc}	Höhe der Voute des Obergurts
k	Maßstabsfaktor nach ÖN EN 1992-1-1 [2011]
l	Spannweite
$l_{b,erf}$	Rechnerisch erforderliche Verankerungslänge
l_b	Verankerungslänge
l_{cr}	Risslänge, bei welcher eine Spannungsübertragung infolge der Rissverzahnung stattfindet
l_{da}	Länge des Zugspannungsblocks unterhalb der Längsbewehrung
l_{FPZ}	Risslänge, bei welcher eine Spannungsübertragung infolge rissübergreifender Zugspannungen stattfindet
m_p	Anzahl der Litzen
n_w	Anzahl der Bügelschenkel

Abkürzungsverzeichnis

p_{bp}	Verbundumfang eines Litzenbündels
q_v	Veränderliche gleichmäßige Belastung
r	Verhältnis zwischen Rissgleitung s und Rissöffnung w
s	Rissgleitung
s_w	Abstand der Querkraftbewehrung in Längsrichtung
t_{Exp}	Alter der Versuchskörper in Tage
w	Rissöffnung
w_{cr}	maximale Rissöffnung bis zu welcher eine Spannungsübertragung gewährleistet werden kann
w_p	Rissöffnung in Richtung des Spannglieds
w_{sw}	Rissöffnung auf Höhe der Querkraftbewehrung
$w_{t,sw}$	Rissöffnung auf Höhe der Querkraftbewehrung bei Erreichen der Zugfestigkeit f_{tw}
$w_{y,sw}$	Rissöffnung auf Höhe der Querkraftbewehrung bei Erreichen der Fließspannung f_{yw}
x	Koordinate in Längsrichtung
x_{cr}	Abstand zwischen theoretischer Rissstelle und Auflager
x_{krit}	Abstand zwischen Auflager und Kontrollschnitt
z	Innerer Hebelsarm; Koordinate in Richtung Bauteilhöhe
$z_{c,o}$	Abstand zwischen oberer Randfaser und der Schwerachse
z_{Fc}	Abstand zwischen oberer Randfaser und dem Angriffspunkt der resultierenden Druckkraft F_c
z_p	Innerer Hebelsarm bezogen auf die Spanngliedachse
z_s	Innerer Hebelsarm bezogen auf die Längsbewehrungsachse

Lateinische Großbuchstaben

A, N	Empirische Faktoren für unterschiedliche Verbundarten
A_{cz}	Fläche der Druckzone
A_c	Gesamtfläche des Betonquerschnitts
A_{gt}	Dehnung des Bewehrungsstahls bei Erreichen der Zugfestigkeit
A_i	Ideelle Querschnittsfläche des Bewehrungs- und Spannstahls
A_n	Summe der projizierten Kontaktfläche der Gesteinskörner normal zur Rissfläche
A_p	Querschnittsfläche der Spannglieder
A_{sw}	Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung
A_s, A_{sl}	Querschnittsfläche der Längsbewehrung
A_t	Summe der projizierten Kontaktfläche der Gesteinskörner tangential zur Rissfläche
C_f	Beiwert zur Berücksichtigung einer gerissenen Gesteinskörnung nach fib [2013]
E_{cm}	Mittlerer Elastizitätsmodul des Betons
E_p	Elastizitätsmodul des Spannstahls
E_{sw}	Elastizitätsmodul der Querkraftbewehrung
E_s	Elastizitätsmodul des Bewehrungsstahls
F	Kraft

F_c	Resultierende Betondruckkraft
F_{Exp}	maximale experimentelle Versuchslast
F_p	Zugkraft im Spannstahl
F_s	Zugkraft in der Längsbewehrung
G_F	Bruchenergie
I_s	Trägheitsmoment der Längsbewehrung und der unteren Betondeckung
$I_{y,cz}$	Trägheitsmoment der Druckzone
I_y	Trägheitsmoment
M	Einwirkendes Biegemoment
M_R	Biegetragfähigkeit
M_{cr}	Rissmoment
M_{Ed}	Bemessungswert des einwirkenden Biegemoments
M_{Rd}	Bemessungswert der Biegetragfähigkeit
N_{Ed}	Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft
P	Spannkraft im Spannglied
P_0	Anfängliche Vorspannkraft
$P_{x,0}$	Anfängliche Vorspannkraft in x-Richtung
Q, V	Einwirkende Querkraft
$S_{y,cz}$	Statisches Moment der Druckzone
S_y	Statisches Moment
V_{ag}	Querkrafttragfähigkeit infolge der Rissverzahnung
V_{cc}	Vertikalkomponente des geneigten Druckgurts
V_{cr}	Schubübertragung aufgrund der Spannungsübertragung in der Risspitze
$V_{cz}, V_{R,cz}$	Querkrafttraganteil der Druckzone
$V_{da,cr}$	Dübelrisslast
V_{da}	Querkrafttraganteil der Dübelwirkung
V_{Ed}	Bemessungswert der einwirkenden Querkraft
V_{Exp}	maximale experimentelle Querkraft
V_i	unterschiedliche Querkrafttraganteile
V_k	Charakteristische Querkraft
V_{lp}	Querkraft kurz vor dem deutlichen Lastabfall
$V_{P,0}$	Anfängliche Vertikalkomponente der Vorspannkraft
V_P	Vertikalkomponente der Vorspannkraft
$V_{R,c}$	Querkrafttragfähigkeit des Betons
$V_{R,s}$	Querkrafttragfähigkeit der Querkraftbewehrung
$V_{Rd,c}$	Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit des Betons
$V_{Rd,max}$	Bemessungswert der Druckstreben­tragfähigkeit
$V_{Rd,s}$	Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit der Querkraftbewehrung
V_{Rd}	Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit
V_R	Querkrafttragfähigkeit
V_s	Traganteil der Querkraftbewehrung

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Der Einsatz von Stahlbeton- und Spannbeton wurde in Österreich im Brückenbau zwischen 1960 und 1985 mit dem Autobahnbau und der damit einhergehenden Zunahme des Automobilverkehrs wesentlich vorangetrieben (siehe Bild 1.1). Aufgrund der vielseitigen Anwendungsmöglichkeiten, der Wirtschaftlichkeit und der Dauerhaftigkeit erhielt diese Bauweise gegenüber anderen Materialien meist den Vorrang. Daher ist es nicht weiter verwunderlich, dass beispielsweise im hochrangigen Straßennetz sogar über 90% der Brückenfläche in Stahl- oder Spannbeton erbaut wurden. Dieser Bauboom der 70er und 80er Jahre spiegelt sich auch in der Altersstruktur der Eisenbahnbrücken wider. Ein Großteil dieser Brücken befindet sich noch immer im Betrieb und ist den aktuellen Verkehrsbelastungen ausgesetzt. Die Zustandserfassung und –bewertung bestehender Brückentragwerke wird daher künftig noch mehr an Bedeutung gewinnen und neben der Planung von neuen Tragwerken zu einem der Kerngeschäfte der täglichen Ingenieurpraxis avancieren. Zusätzlich wird der aufzubringende monetäre Aufwand im Bereich der Brückenerhaltung noch weiter ansteigen. Neben der Brückenüberwachung und -prüfung am Bauwerk selbst, bildet eine rechnerische Beurteilung einen wesentlichen Bestandteil bei einer Bewertung der Tragfähigkeit eines bestehenden Brückenobjekts. Im Rahmen dieser Untersuchungen ist zumeist der aktuelle Normenstand für die Einwirkungs- als auch für die Widerstandsseite heranzuziehen. Die Auswertungen von statischen Beurteilungen von bestehenden Brückentragwerken haben dabei aufgedeckt, dass die in den aktuellen Normen geforderten Tragfähigkeitsnachweise bei gewissen Brückentypen sehr häufig nicht mehr erbracht werden können. Dabei muss vor allem der Querkrafttragfähigkeit eine tragende Rolle [z.B. Huber et al., 2012; Fischer et al., 2014] zugesprochen werden. Dieses rechnerische Defizit bei der Schubtragfähigkeit lässt sich hauptsächlich auf folgende Veränderungen zurückführen:

- Der drastische Anstieg im Transitverkehr führte zu einem Anheben des maximal zulässigen Gesamtgewichts von Lastkraftwagen, was sich wiederum in einer Modifikation der normativ festgelegten Verkehrslastmodelle äußerte. Somit muss im Zuge einer statischen Nachrechnung vor allem bei Straßenbrücken in vielen Fällen eine höhere Querkraftbeanspruchung aufgenommen werden.
- Aufgrund der umfangreichen experimentellen Untersuchungen (siehe z.B. die Versuchsdatenbanken von Reineck et al. [2012]) konnte der Wissensstand auf dem Gebiet des Querkrafttragverhaltens von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken ohne und mit Schubbewehrung in den letzten Jahrzehnten deutlich verbessert werden. Dies führte zu mehrfachen Überarbeitungen der Bemessungsmodelle, wobei

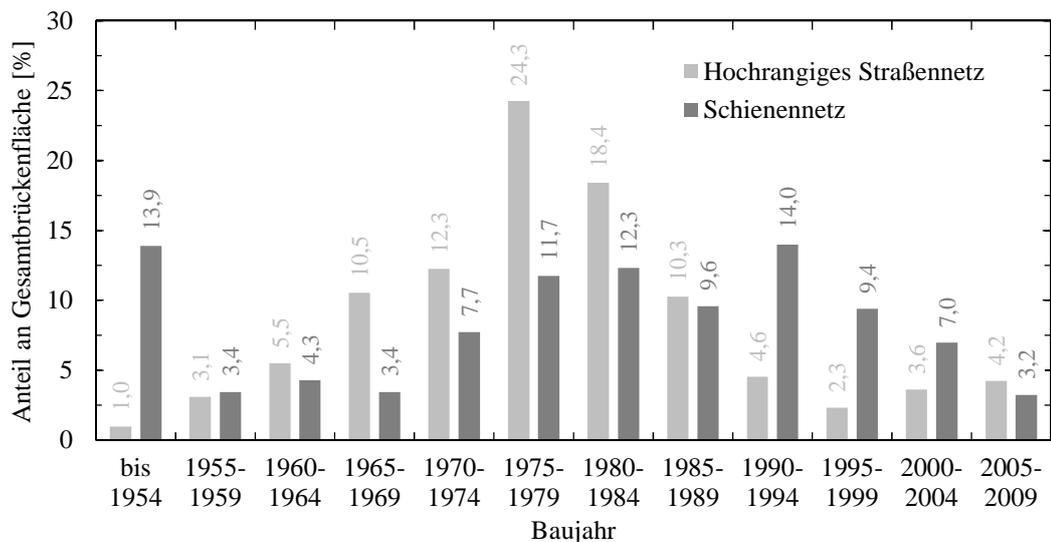


Abbildung 1.1: Altersstruktur österreichischer Eisenbahnbrücken und hochrangiger Straßenbrücken bezogen auf die Brückenfläche.

jene zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit besonders häufig betroffen waren. Da vor allem die Nachweismodelle bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung und bei Spannbetonbauteilen mit Schubbewehrung deutlich konservativer wurden, resultiert im Vergleich zur ursprünglichen Bemessung daraus eine Verringerung des rechnerischen Querkraftwiderstands V_{Rd} .

- Der Brückenbau war früher eher von einem am Materialverbrauch orientierten Entwurf geprägt, da die Materialkosten im Verhältnis zu den Personalkosten eine bedeutendere Rolle einnahmen als heute. Dies hatte nicht selten schlanke Bauteile mit mehrfach abgestuften Bewehrungsführungen zur Folge, die im Zuge von statischen Beurteilungen heutzutage kaum Tragreserven bieten.
- Mit der Harmonisierung der europäischen Bemessungsnormen wurde eine wesentliche Änderung in der Sicherheitsphilosophie vollzogen. Das deterministische Sicherheitskonzept wurde von einer semiprobabilistischen Vorgehensweise mit Teilsicherheitsfaktoren sowohl auf der Einwirkungs- als auch der Widerstandsseite abgelöst. Dies brachte mit sich, dass bei einigen Nachweisen im Vergleich zur damaligen Bemessungsnorm heutzutage eine höhere Sicherheit gefordert wird.

Diese Umstände führen dazu, dass eine Vielzahl von Brückentragwerken aufgrund der fehlenden rechnerischen Querkrafttragfähigkeit ertüchtigt wird. Querkraftverstärkungen sind jedoch meist mit einem sehr hohen finanziellen und bautechnischen Aufwand verbunden, welcher oft starke Eingriffe in die bestehende Tragstruktur mit sich zieht. Wie Versuche an bestehenden vorgespannten Brückenobjekten [Zwicky und Vogel, 2000; Vill et al., 2011, 2012; Huber et al., 2013] jedoch zeigen konnten, verfügen diese im Vergleich

zu einer Prognose der Querkrafttragfähigkeit nach ÖN EN 1992-1-1 [2011] bzw. ÖN B 1992-1-1 [2011] über zum Teil beträchtliche Tragreserven.

1.2 Zielsetzung

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, das Tragverhalten von querkraftgefährdeten Brückentragwerken auf Basis experimenteller und theoretischer Untersuchungen besser verstehen zu können. Darauf aufbauend soll deren Tragfähigkeit anhand eigens hergeleiteter Modelle realitätsnah beschrieben werden können. Das Hauptaugenmerk liegt dabei vor allem auf der Ermittlung der Schubtragfähigkeit von Spannbetonträgern mit geringem Schubbewehrungsgrad ρ_w , da dieser Typ bezogen auf die Brückenfläche den größten Anteil im bestehenden Brückennetz einnimmt.

In Kapitel 2 wird daher auf die stufenweise Vorgehensweise bei einer Tragfähigkeitsbewertung nach der österreichischen Nachrechnungsrichtlinie [ONR 24008, 2014] eingegangen. Parameter- und Vergleichsstudien der nach 1950 gültigen Normenwerke verdeutlichen den Ursprung der rechnerischen Querkraftgefährdung sowohl auf der Einwirkungs- als auch der Widerstandsseite. Auf Basis dieser Untersuchungen konnten zwei schubkritische Brückentypen benannt werden. Darüber hinaus wird in diesem Abschnitt auch das grundlegende Querkrafttragverhalten auf Basis der sich ausbildenden Tragmechanismen erläutert. Dabei werden die gängigsten konstitutiven Gesetze zur Beschreibung der übertragbaren Spannungen in den Rissen aus der Literatur angeführt.

Einen wesentlichen Bestandteil dieser Arbeit bilden die in Kapitel 3 präsentierten experimentellen Untersuchungen an Stahlbetonträgern ohne und mit geringer Schubbewehrung sowie an Spannbetonträgern mit schwach ausgeführter Bügelbewehrung. Der Fokus dieser Versuche richtet sich im Besonderen auf die photogrammetrische Messung der Risskinematik des kritischen Schubrisses. Durch die kontinuierliche Messung der Öffnung und Gleitung der Rissufer kann eine Berechnung der einzelnen Tragmechanismen unter Zugrundelegung der in Abschnitt 2.2 angegebenen Modelle erfolgen und somit deren Rolle beim Abtrag der einwirkenden Querkraft evaluiert werden. Zudem können die erzielten Querkraftwiderstände zur Überprüfung bestehender normativer Ansätze herangezogen werden.

Aufbauend auf den gewonnenen Erkenntnissen aus den Experimenten wird in Kapitel 4 ein neuartiges Berechnungskonzept vorgestellt, bei welchem die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern mit geringem Schubbewehrungsgrad in verschiedenen von der Rissbildung bestimmten Bereichen erfolgt. In den einzelnen Zonen findet dann ein dem jeweiligen Tragverhalten entsprechendes Modell seine Anwendung. Durch Vergleiche mit den eigenen Experimenten sowie mit Versuchsdaten aus der Literatur wird die Eignung des vorgestellten Ansatzes überprüft. Außerdem wird der Einfluss der wesentlichsten Eingangsgrößen auf Basis einer Sensitivitätsanalyse untersucht. Darauf aufbauend werden die Anwendungsgrenzen des Ansatzes definiert. Schlussendlich wird der Berechnungsansatz mit seinen unterschiedlichen Modellen in ein ingenieurmäßiges

Nachweiskonzept übergeführt, welches der Sicherheitsphilosophie des Eurocode 0 [ÖN EN 1990, 2013] entspricht.

Im Kapitel 5 wird schließlich die Anwendbarkeit und Praxistauglichkeit des vorgeschlagenen Nachweiskonzepts mit den darin enthaltenen Berechnungsmodellen an jeweils einer bestehenden vorgespannten Straßen- und Eisenbahnbrücke mit geringem Schubbewehrungsgraden aufgezeigt. Abschließend wird ein Vergleich des erarbeiteten Nachweismodells mit den Ergebnissen einer statischen Beurteilung nach ONR 24008 [2014] vorgenommen.

1.3 Abgrenzung

Im Rahmen dieser Arbeit wurde das Querkrafttragverhalten von Stahlbetonträgern ohne und mit geringer Schubbewehrung sowie von Spannbetonträgern mit schwach ausgeführter Bügelbewehrung experimentell untersucht. Da die normativen Ansätze für die in den Versuchen erzielte Schubtragfähigkeit V_{Exp} bei Stahlbetonträgern mit und ohne Verbügelung ausreichend genaue Voraussagen liefern konnten, wurde in dieser Arbeit kein eigenes Berechnungsmodell für diese Bauteiltypen entwickelt. Aufgrund der festgestellten Diskrepanzen bei Spannbetonträgern mit geringer Querkraftbewehrung wurde der Fokus daher auf die Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von vorgespannten Bauteilen gelegt. Das entwickelte Modell ist imstande, einen Schubzugbruch bzw. ein Biegeschubversagen im Schubfeld vorherzusagen. Ein Versagen des Betons auf schiefen Druck zwischen den Rissen (Druckstrebenversagen) kann mit dem gewählten Ansatz nicht prognostiziert werden. Darüber hinaus können zum jetzigen Zeitpunkt nur statisch wirkende Bemessungssituationen abgebildet werden. Zyklische und dynamische Effekte bleiben daher unberücksichtigt. Das Nachweiskonzept zielt auf den Grenzzustand der Tragfähigkeit ab und setzt einen guten Erhaltungszustand des untersuchten Bauwerks voraus. Bereits vorhandene Schäden, wie z.B. eine freiliegende Querkraftbewehrung und dadurch beginnende Korrosion, können sich ungünstig auf das Querkrafttragverhalten bestehender Brückentragwerke auswirken und müssen daher gesondert beurteilt werden.

2 Grundlagen

2.1 Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit bestehender Brückentragwerke

2.1.1 Ablauf einer Nachrechnung

Der Ablauf der Tragfähigkeitsbewertung bestehender Brückentragwerke ist in Österreich gemäß einer Nachrechnungsrichtlinie geregelt [ONR 24008, 2014]. Wenn Ertüchtigungsmaßnahmen, Lasterhöhungen (etwa durch den Verkehr von Schwertransporten oder der Einführung höherer Streckenklassen), der Feststellung von Bauschäden und konstruktiver Mängel oder dergleichen eine Neubeurteilung der Tragsicherheit erfordern, wird gemäß ONR 24008 [2014] unter Beachtung des Bauwerkzustandes eine vierstufige Vorgehensweise vorgeschlagen (siehe Abbildung 2.1 (a)). Die Beurteilung beginnt dabei stets mit der ersten Stufe, jede weitere Stufe wird bei Nichterfüllung der Tragsicherheitsnachweise der vorhergehenden Stufe angewendet. Dabei steigt jedoch der Detaillierungsgrad der Berechnung und somit auch der Aufwand. In der ersten Stufe erfolgt die Bewertung der Tragfähigkeit gemäß letztgültigem Normenstand [ÖN EN 1992-2, 2012; ÖN B 1992-2, 2014], welcher auch die Anwendung der aktuellen Verkehrlastmodelle impliziert. Bei der Nachweisführung im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist somit wie bei einer Bemessung eines neugebauten Brückentragwerks vorzugehen. Auch in der zweiten Stufe basiert die Bewertung der Tragfähigkeit auf dem derzeitigen Stand der Technik, wobei jedoch einige Modifikationen vorgenommen werden dürfen. So kann zum Beispiel der Teilsicherheitsfaktor für das Eigengewicht des Tragwerks unter der Voraussetzung, dass die tatsächlichen Abmessungen am Bauwerk bestimmt wurden, von $\gamma_g = 1,35$ auf 1,2 reduziert werden. Außerdem darf zusätzlich der Teilsicherheitsfaktor für Ausbaulasten abgemindert werden, wobei hier unterschiedliche Herangehensweisen bei Eisenbahn- und Straßenbrücken zu berücksichtigen sind. Auf der Widerstandsseite kann darüber hinaus mit am Bauwerk festgestellten Materialkennwerten (z.B. Bestimmung der Druckfestigkeit an Bohrkernen) gerechnet werden. Bei der Überarbeitung der Nachrechnungsrichtlinie bezüglich des Querkraftnachweises von Stahlbeton- und Spannbetonbrücken wurde 2014 eine gesonderte Regelung eingeführt. Für die Berechnung des Querkraftwiderstandes darf bei Nichterfüllung des Schubnachweises auf Basis der Bestimmungen gemäß ÖN EN 1992-2 [2012] und ÖN B 1992-2 [2014] in der Stufe 1 und 2 alternativ die dritte Näherungsstufe des Modells nach dem fib Model Code 2010 [fib, 2013] herangezogen werden. In der dritten Stufe erfolgt die Tragfähigkeitsbewertung dann mit Hilfe probabilistischer Methoden. Auf Basis von angenommenen oder tatsächlich ermittelten Verteilungen und Unsicherheiten sowohl

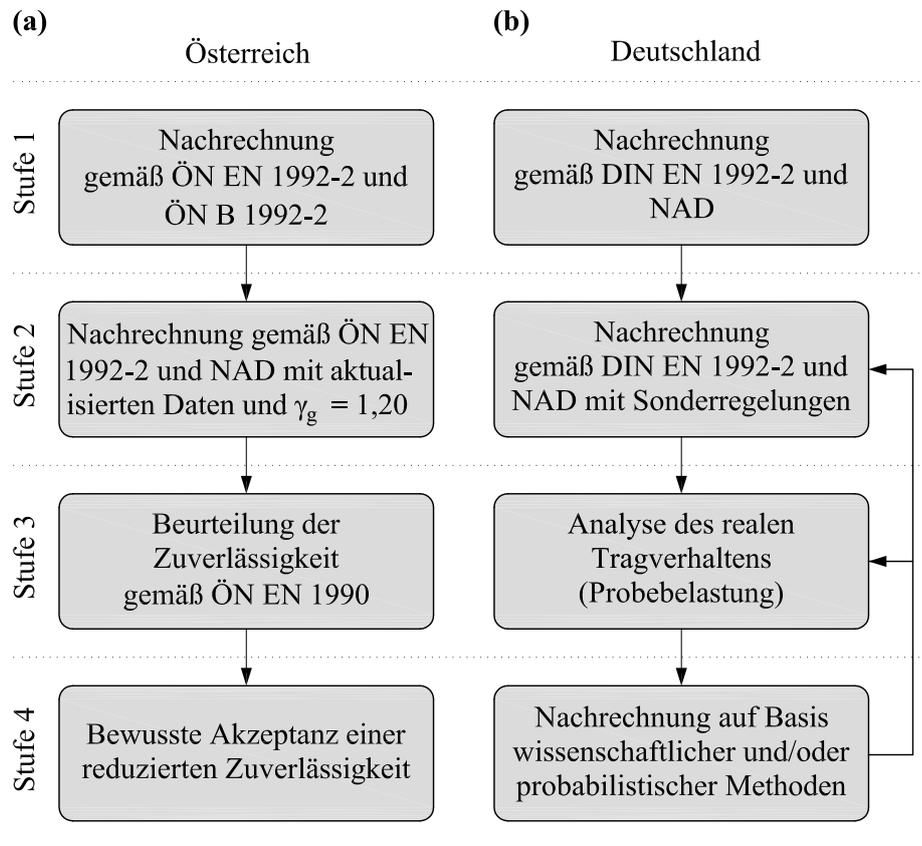


Abbildung 2.1: Ablaufschema einer stufenweisen Brückennachrechnung: (a) gemäß österreichischer Nachrechnungsrichtlinie [ONR 24008, 2014] (b) gemäß deutscher Nachrechnungsrichtlinie [BMVBS, 2011].

für die Einwirkungs- als auch für die Widerstandsseite wird der tatsächliche Zuverlässigkeitsindex β bestimmt. Dabei kommen in der zu formulierenden Grenzzustandsfunktion die in den aktuellen Normen angeführten Berechnungsmodelle (z.B. das Fachwerkmodell bei einem Bauteil mit Schubbewehrung) zur Anwendung. Durch einen Vergleich mit dem geforderten Wert $\beta = 3,7$ gemäß ÖN EN 1990 [2013] (für eine Zuverlässigkeitsklasse 2 und einem Bezugszeitraum von 50 Jahren) kann der Sicherheitsnachweis auf probabilistischer Grundlage durchgeführt werden. Wenn eine positive Beurteilung der Tragfähigkeit mit den ersten drei Stufen nicht möglich ist, kann in Sonderfällen eine Unterschreitung des gemäß ÖN EN 1990 [2013] geforderten Zuverlässigkeitsniveaus zugelassen werden. Dies bedarf jedoch einer detaillierten Begründung und stellt in der Regel nur eine kurzfristige Lösung (z.B. für Sondertransporte) dar. Darüber hinaus ist es bei einer solchen Vorgehensweise zweckmäßig, eine permanente Bauwerksüberwachung zu installieren sowie Bauwerksüberprüfungen in kürzeren Intervallen durchzuführen.

Neben der rechnerischen Nachweisführung (4 Stufen) kann das reale Tragverhalten gemäß ONR 24008 [2014] auch mit Hilfe experimenteller Untersuchungen bewertet werden. Diese Möglichkeit sollte demnach nur in Betracht gezogen werden, wenn dadurch

Tragreserven, welche bei der Beurteilung der Tragfähigkeit hilfreich sind, erwartet werden können. Während in Österreich für Stahl- bzw. Spannbetonbrücken laut ONR 24008 [2014] nur Nachweise betreffend der Tragfähigkeit gefordert werden, sind in Deutschland Tragfähigkeits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise im Rahmen einer Nachrechnung zu erbringen. Abbildung 2.1 (b) zeigt den schematischen Ablauf einer Beurteilung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von bestehenden Brückentragwerken in Deutschland. Wie in Österreich wird darin eine stufenweise Nachweisführung vorgesehen, wobei sich die in den jeweiligen Stufen anzuwendenden Verfahren deutlich unterscheiden. Während die ersten beiden Stufen noch nahezu identisch ablaufen, wird in der dritten Stufe die Analyse des realen Tragverhaltens mit Hilfe von Probelastungen im Gebrauchslastbereich vorgeschlagen. Die vierte Stufe erlaubt die Anwendung verschiedener wissenschaftlich abgesicherter Nachweisverfahren. Im Falle der Schubtragfähigkeit kann dabei neben der nichtlinearen Finite-Elemente Methode (numerisches Verfahren) auch auf verschiedene analytische Modellansätze [Hegger und Görtz, 2006; Vecchio und Collins, 1986; Kautsch, 2010; Maurer und Kiziltan, 2013] zurückgegriffen werden. Diese Vorgehensweise erfolgt unter dem Gesichtspunkt, vorhandene Tragreserven unter Einhaltung des geforderten Sicherheitsniveaus nutzen zu können. Wie Müller et al. [2013] aufzeigen, kann im Gegensatz zum aktuellen Normenstand (Stufe 1 und 2) durch eine Anwendung der letzten Stufe oftmals eine ausreichende Tragfähigkeit nachgewiesen werden. Im Vergleich zur ONR 24008 [2014] lässt die Stufe 4 der deutschen Nachrechnungsrichtlinie [BMVBS, 2011] dem handelnden Ingenieur somit einen deutlich größeren Spielraum in der Nachweisführung.

2.1.2 Normenentwicklung

2.1.2.1 Allgemeines

Die Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken erfolgte in Österreich bis zur Einführung des Eurocode 2 [ÖN EN 1992-1-1, 2011; ÖN B 1992-1-1, 2011] nach zwei getrennten Normenwerken. Wie auch heute existierten früher neben den allgemein gültigen Berechnungsrichtlinien sogenannte „Brückenbaunormen“, welche im Hinblick auf die Querkraftbemessung ergänzende Bestimmungen hinsichtlich der zulässigen Spannungen und konstruktiven Ausbildung der Querkraftbewehrung enthielten. Darüber hinaus hatte auch die Bemessung von Eisenbahn- und Straßenbrücken nach verschiedenen Normenwerken zu erfolgen. Abbildung 2.2 gibt einen Überblick über die Geltungsdauer der jeweiligen Belastungs- und Bemessungsnormen getrennt nach Stahl- und Spannbeton sowie nach Eisenbahn- und Straßenbrücken für den Zeitraum von 1950 bis heute. Dabei werden jedoch jene Koexistenzperioden, in welchen in Österreich im Zeitraum von 2006 bis 2009 sogar drei verschiedene Normengenerationen (ÖN B4200, ÖN B4700 und EC2) nicht abgebildet. In den folgenden Abschnitten werden die wesentlichen Änderungen bezüglich der Belastungssituation (Einwirkungsseite) sowie der Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit (Widerstandsseite) beschrieben. Darauf aufbauend können gewisse Brückentypen benannt werden, welche im Zuge einer Nachrechnung nach Stufe 1 und 2 (Anwendung

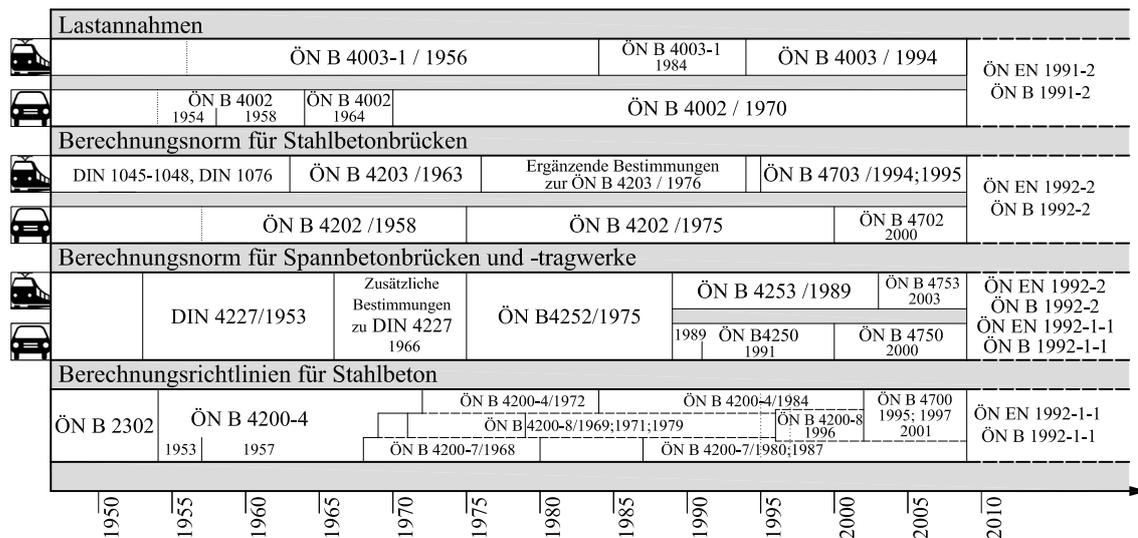


Abbildung 2.2: Normenentwicklung der österreichischen Belastungs- und Bemessungsnormen für Stahlbeton- und Spannbetonbrücken ab 1950.

des letztgültigen Normenstands inklusive etwaiger Modifikationen) gemäß ONR 24008 [2014] eine potentielle Querkraftgefährdung aufweisen.

2.1.2.2 Einwirkungsseite

In den letzten Jahrzehnten kam es zu einem massiven Anstieg im Verkehrsaufkommen verbunden mit einer drastischen Zunahme des Transit- und Güterverkehrs, welche in diesem Ausmaß kaum vorhersehbar war. Diesen Trend verdeutlicht auch die in Abbildung 2.3 (b) dargestellte, zeitliche Entwicklung des höchstzulässigen Gesamtgewichts für Lastkraftwagen gemäß dem österreichischen Kraftfahrzeuggesetz (KFG). Seit 1950 erhöhte sich das maximal zugelassene Höchstgewicht von 25 auf 44 Tonnen. Bei einer Zulassung von Eurocombis (Gigerliner) würde das Gesamtgewicht sogar auf 60 Tonnen steigen. Diese Entwicklung spiegelte sich auch in der Fortschreibung der europäischen Normen wider, da die Belastungsnormen für Eisenbahn- und Straßenbrücken im Laufe der Jahrzehnte mehrfach an die neuen Gegebenheiten angepasst wurden. Um quantitative Aussagen über die Veränderungen bezüglich der normativen Querkraftbeanspruchung auf Brücken tätigen zu können, werden alte Verkehrslastmodelle nachfolgend mit Hilfe einer Parameterstudie mit den derzeit gültigen verglichen.

Straßenlasten

Abbildung 2.3 (a) zeigt das Verkehrslastmodell für Brückenklasse 1 (25 t LKW) gemäß ÖN B 4002 [1964] sowie das derzeit anzuwendende Lastbild "LM1" für den Regelverkehr gemäß ÖN EN 1991-2 [2011]. Beide Lastbilder bestehen aus einer Kombination aus verteilten Lasten und Achslasten. Beim Vergleich der beiden Lastmodelle ergeben sich jedoch folgende wesentliche Unterschiede:

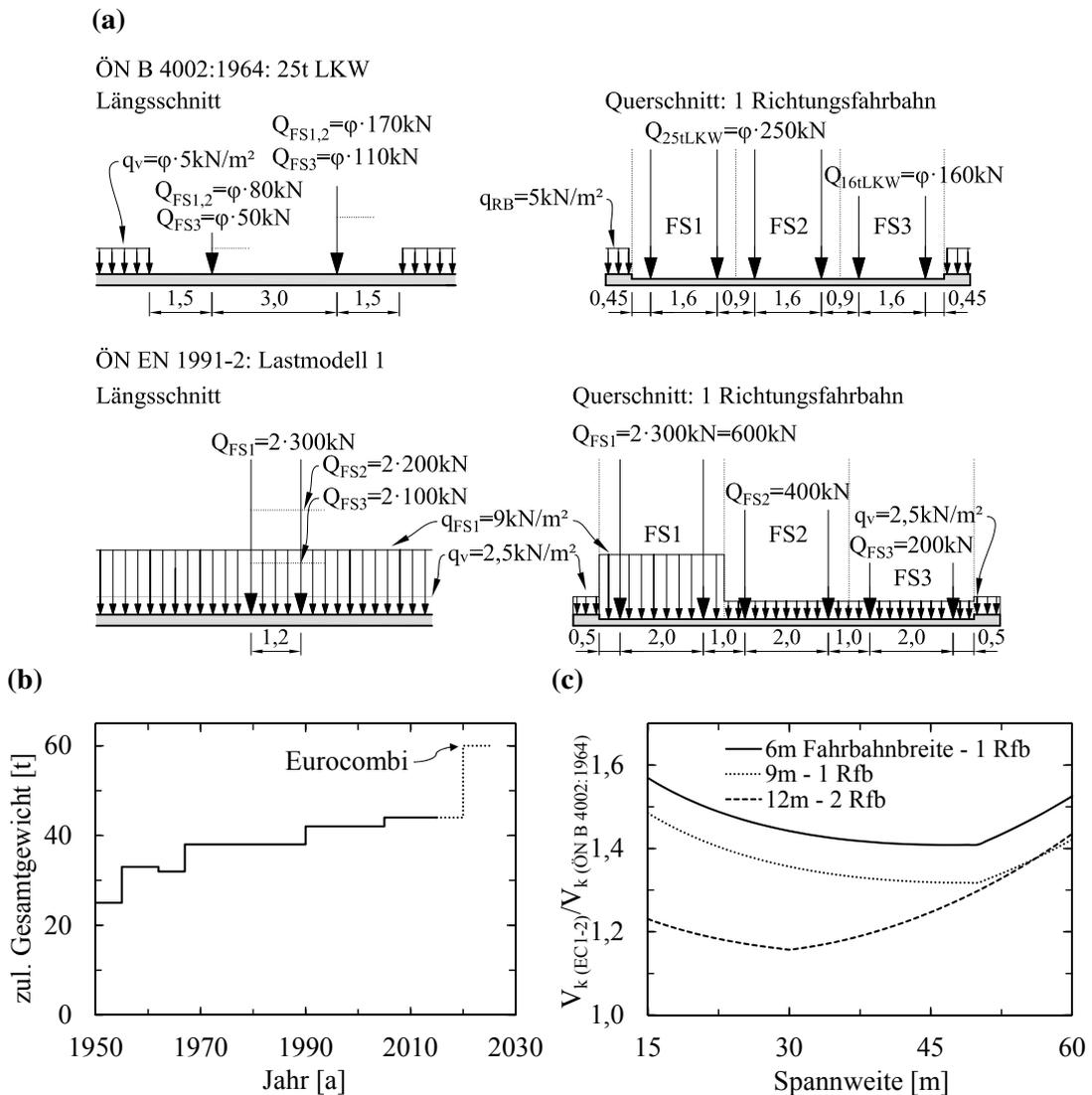


Abbildung 2.3: Belastungssituation auf Straßenbrücken: (a) Grafische Darstellung des Verkehrslastmodells für Brückenklasse 1 (25 t LKW) gemäß ÖN B 4002 [1964] und des Lastmodells "LM1" gemäß ÖN EN 1991-2 [2011]; (b) Entwicklung des höchstzulässigen Gesamtgewichts gemäß Kraftfahrzeuggesetz (KFG); (c) Vergleich der charakteristischen Querkräfte V_k für ein Einfeldsystem mit unterschiedlichen Fahrbahnbreiten und Stützweiten nach ÖN EN 1991-2 [2011] und ÖN B 4002 [1964].

- Während die Lasten aus Verkehr nach ÖN B 4002 [1964] mit einem von der Stützweite abhängigen dynamischen Beiwert φ_{dyn} zu erhöhen sind, wird diese laut ÖN EN 1991-2 [2011] bereits in den angegebenen Belastungen mitberücksichtigt.
- Die Achslasten auf den ersten beiden Fahrstreifen erhöhten sich durch die Einführung der Eurocodes deutlich. Ebenso wurde der Achsabstand und die Verteilung der Achslasten modifiziert.
- Gemäß ÖN B 4002 [1964] wird die verteilte Last, welche den langsam fahrenden Verkehr widerspiegeln soll, für die restliche Brückenfläche (Fahrstreifen inklusive Gehwege und Randbalken) konstant mit 5 kN/m^2 angenommen. Im Bereich der Achslasten wirkt diese Gleichlast nicht. Laut dem Lastmodell 1 [ÖN EN 1991-2, 2011] ist hingegen im meist beanspruchten Fahrstreifen 1 eine Gleichlast von 9 kN/m^2 anzusetzen, während die gleichmäßige Belastung in den restlichen Bereichen im Vergleich zur Brückenklasse 1 gemäß ÖN EN 1991-2 [2011] mit $2,5 \text{ kN/m}^2$ deutlich geringer ausfällt. Darüber hinaus wirkt beim Lastmodell 1 die verteilte Last auch neben den Achslasten. Bei Anwendung des Eurocodes wird die rechnerische Fahrbahnbreite zudem mit 3 m festgelegt (im Vergleich zu $2,5 \text{ m}$ gemäß ÖN B 4002 [1964]).

Im Rahmen der Parameterstudie wurden die aus den Verkehrslasten resultierenden charakteristischen Querkräfte V_k für unterschiedliche Spannweiten ($15\text{-}60 \text{ m}$) und Fahrbahnbreiten ($6, 9$ und 12 m) für eine einfeldrige Straßenbrücke berechnet und einander gegenübergestellt. Die Ergebnisse des Vergleichs des Verkehrslastmodells für eine Brückenklasse I (25 t LKW) nach ÖN B 4002 [1964] und des Lastmodells 1 (LM1) nach ÖN EN 1991-2 [2011] sind in Abbildung 2.3 (c) illustriert. Für die hier gewählten Randbedingungen ergibt sich bei Anwendung des derzeit anzuwendenden Lastbilds (siehe Abbildung 2.3 (a)) eine Erhöhung der rechnerischen Querkräfte im Bereich von 17 bis 57% , welche sich im Wesentlichen auf die deutlich höheren Achslasten in den Fahrstreifen 1 und 2 zurückführen lässt. Mit zunehmender Fahrbahnbreite sinkt das Verhältnis $V_{k,EC1-2}/V_{k,ÖNB4002:1964}$, da gemäß der alten ÖN B 4002 [1964] auf jedem rechnerischen Fahrstreifen ein Lastkraftwagen anzusetzen ist. Darüber hinaus zeigt sich eine signifikante Abhängigkeit von der Spannweite, welche zum einen auf den dynamischen Faktor φ_{dyn} und zum anderen auf die Unterschiede bei den verteilten Lasten zurückzuführen sind. Der Knick im Verlauf resultiert aus der Regelung, dass die gleichförmige Belastung laut ÖN EN 1991-2 [2011] ab einer Spannweite von 30 m (Fahrbahnbreite $\geq 10 \text{ m}$) bzw. 50 m (Fahrbahnbreite $< 10 \text{ m}$) abzumindern ist. Generell kann der Schluss gezogen werden, dass das derzeit für den Neubau anzusetzende Verkehrslastmodell "LM1" eine deutlich höhere rechnerische Querkraftbeanspruchung auf Straßenbrücken zur Folge hat als jenes nach der alten ÖN B 4002 [1964].

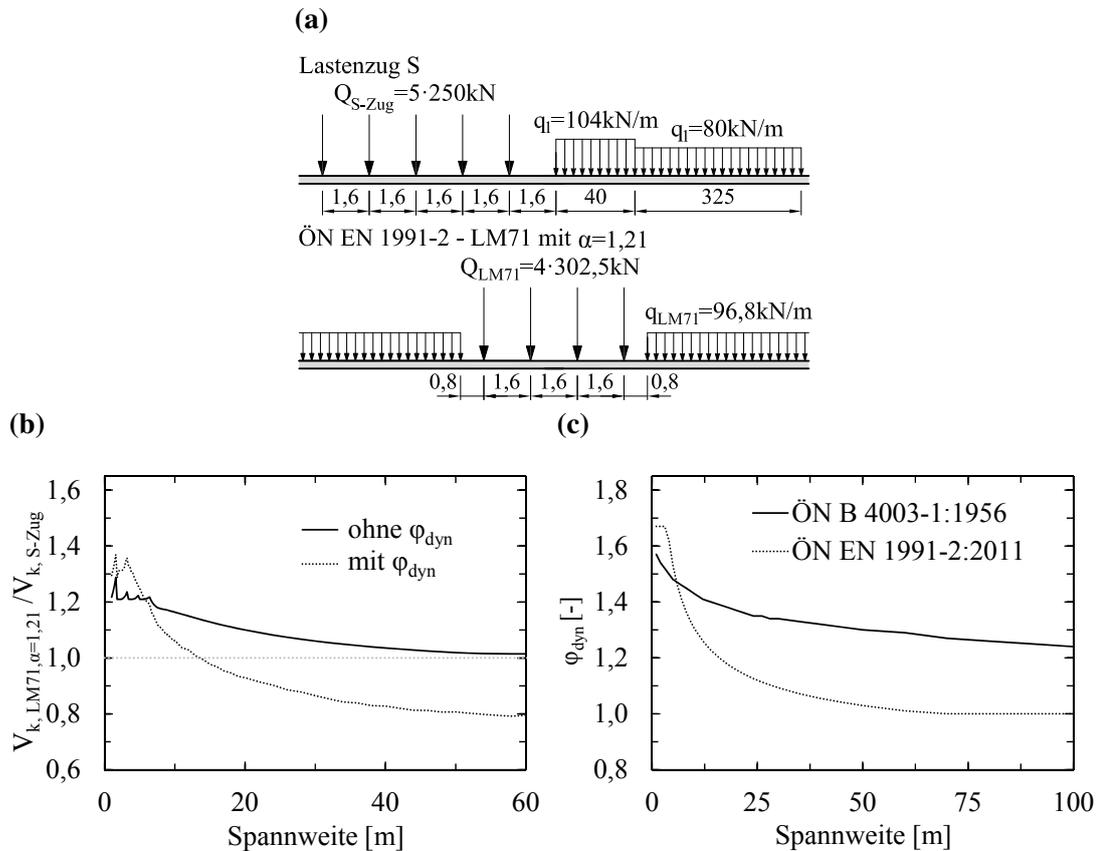


Abbildung 2.4: Belastungssituation auf Eisenbahnbrücken: (a) Grafische Darstellung des Verkehrslastmodells "S-Zug" gemäß ÖN B 4003-1 [1956] und des Lastmodells "LM71" gemäß ÖN EN 1991-2 [2011]; (b) Vergleich der charakteristischen Querkräfte V_k für eine eingleisige Einfeldbrücke mit unterschiedlichen Stützweiten nach ÖN EN 1991-2 [2011] und ÖN B 4003-1 [1956]; (c) Vergleich der dynamischen Lasterhöhungsfaktoren φ_{dyn} nach ÖN EN 1991-2 [2011] und ÖN B 4003-1 [1956].

Schienenlasten

Laut ÖN B 4003-1 [1956] war zwischen 1956 und 1984 (siehe Abbildung 2.2) für die Bemessung einer Eisenbahnbrücke der Klasse S bei einer Normalspurbahn der schwere Lastenzug S ("S-Zug") anzusetzen. Als Einwirkung auf Eisenbahnbrücken ist heutzutage nach ÖN EN 1991-2 [2011] für den Regelverkehr das Lastmodell 71 ("LM71") festgelegt. Um Abweichungen infolge leichteren oder schwereren Verkehr berücksichtigen zu können, dürfen die Vertikallasten nach dem Lastmodell 71 mit einem sogenannten Lastklassenbeiwert α abgemindert oder erhöht werden. Für den Neubau von Eisenbahnbrücken ist dieser in Österreich mit $\alpha = 1,21$ festgelegt. Beide Lastbilder sind in Abbildung 2.4 (a) dargestellt. Die beiden Verkehrslastmodelle unterscheiden sich in der Anzahl und Höhe der Achslasten sowie in der Höhe der gleichmäßig verteilten Last. Um dynamische Effekte bei einer Zugsüberfahrt zu berücksichtigen, sind die statisch anzusetzenden Vertikallasten

gemäß alter und neuer Normung mit einem dynamischen Faktor φ_{dyn} zu multiplizieren. Um den Einfluss der beiden Lastbilder auf die rechnerische Querkraftbeanspruchung zu analysieren, wurden Vergleichsrechnungen für eingleisige Einfeldbrücken mit unterschiedlichen Spannweiten angestellt. Das Ergebnis dieser Gegenüberstellung ist in Abbildung 2.4 (b) dargestellt. Da sich, wie in Abbildung 2.4 (c) dargelegt, die dynamischen Faktoren φ_{dyn} mit der Fortschreibung der Normenwerke stark verändert haben, wurden die Vergleiche einerseits für die tatsächlichen statischen Vertikallasten und andererseits für die mit dem dynamischen Faktor multiplizierten Belastungen durchgeführt. Die Vergleichsrechnungen zeigen, dass die rechnerische Schubbeanspruchung gemäß aktueller Belastungsnorm speziell bei Brückentragwerken mit geringer Stützweite bis zu 37 % gestiegen ist. Dies kann zum einen auf die durch den Lastklassenbeiwert α erhöhte Achslast und zum anderen auf den höheren dynamischen Faktor φ_{dyn} bei geringer Stützweite (siehe Abbildung 2.4 (c)) zurückgeführt werden. Ab einer Stützweite von ca. 14 m liegt das Verhältnis $V_{k,LM71,\alpha=1,21}/V_{k,S-Zug}$ sogar unterhalb von 1,0, da der dynamische Faktor φ_{dyn} gemäß ÖN EN 1991-2 [2011] für sorgfältig instand gehaltene Gleise sehr rasch gegen 1,0 strebt, während dieser Beiwert nach ÖN B 4003-1 [1956] nicht unter 1,2 anzunehmen ist. Durch die geänderte Normensituation ergibt sich für Brücken mit größeren Stützweiten sogar eine Reduktion der einwirkenden Querkräfte, welche sich wiederum positiv auf die Bewertung bestehender Brückentragwerke auswirkt.

2.1.2.3 Widerstandsseite

Zu der veränderten Situation auf der Einwirkungsseite gesellt sich im Zuge einer statischen Beurteilung eine weitere Problematik. Die Bemessungskonzepte, und hier im Speziellen jene für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit, wurden seit 1950 auf Basis der vorangetriebenen Forschungsarbeit auf diesem Gebiet mehrfach weiterentwickelt und modifiziert. Da die Bemessungsansätze in einigen Fällen deutlich konservativer angesetzt wurden, werden nachfolgend die wesentlichen Veränderungen und deren Auswirkungen auf den rechnerischen Querkraftwiderstand näher beleuchtet. Dabei muss jedoch eine strikte Trennung zwischen Bauteilen ohne und mit rechnerisch erforderlicher Schubbewehrung vorgenommen sowie der Einfluss einer etwaig vorhandenen Vorspannung miteinbezogen werden.

Bauteile ohne Querkraftbewehrung

Die Schubbemessung für Bauteile ohne Querkraftbewehrung erfolgte gemäß der Stahlbetonnorm der Serie ÖNORM B4200 auf einem Hauptzugspannungsnachweis in der Nulllinie im gerissenen Zustand, wobei der Schubspannungsverlauf auf Basis des Ansatzes von Mörsch [1912] gewählt wurde (siehe Abbildung 2.5). Der auf einem deterministischen Sicherheitskonzept beruhende Querkraftnachweis wurde somit auf Spannungsebene wie

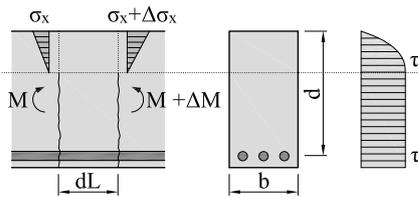


Abbildung 2.5: Angenommener Schubspannungsverlauf nach Mörsch [1912].

folgt geführt:

$$\tau_0 = \frac{Q}{b \cdot z} \leq \tau_{0,zul} \quad (2.1)$$

Bei der damaligen Querkraftbemessung kam das Gebrauchslastverfahren zur Anwendung, bei welchem die maximal aufnehmbare Schubspannung $\tau_{0,zul}$ um den globalen Sicherheitsfaktor γ_{global} abgemindert wurde. In den ersten beiden Ausgaben der ÖNORM B4200 [ÖN B 4200-4, 1953, 1957] konnte bei Einhaltung der zulässigen Schubspannung gemäß Gleichung 2.1, welche lediglich von der verwendeten Betongüte abhängig war, auf einen näheren rechnerischen Nachweis verzichtet werden. Normativ festgelegt war jedoch, dass trotz positiver Nachweisführung alle Bewehrungsstäbe, welche nicht mehr für die Aufnahme der Biegemomente benötigt werden, für sämtliche Bauteile (auch für Platten) aufzubiegen sind. Im Brückenbau [ÖN B 4202, 1958; ÖN B 4203, 1963] konnte dieser vereinfachte Nachweis meist nur für Plattenbrücken oder für Fahrbahnplatten in Querrichtung eingehalten werden. Der damaligen Praxis entsprechend wurden die Längsstäbe meist an einer Stelle in unmittelbarer Auflagernähe aufgebogen. In der im Jahre 1969 getätigten Revision [ÖN B 4200-8, 1969] konnte bei Erfüllung des Nachweises nun gänzlich auf eine Schubbewehrung verzichtet werden. Eine wesentliche Veränderung wurde bei der Schubbemessung von Platten vorgenommen, da die maximal zulässige Schubspannung neben dem rein von der Betongüte abhängigen fixen Spannungswert auch noch in Abhängigkeit des mechanischen Bewehrungsgrads ω der unteren und oberen Bewehrung ermittelt werden konnte. Der höhere der beiden Werte durfte in Rechnung gestellt werden. In der letzten Überarbeitung der ÖNORM B4200 Teil 8 [ÖN B 4200-8, 1996] wurde der Querkraftwiderstand für Bauteile ohne Schubbewehrung nochmals konservativer angesetzt. Darüber hinaus durfte für Betongüten über B400 die erhöhte Festigkeit nicht mehr in Rechnung gestellt werden. Wie jedoch seit den umfangreichen theoretischen und experimentellen Forschungstätigkeiten von Kani [1966] in Toronto und von Leonhardt und Walther [1962] in Stuttgart bekannt ist, nimmt die aufnehmbare Schubspannung τ_{Exp} mit zunehmender Bauteilhöhe h (Maßstabseffekt) deutlich ab. Dieser signifikante Einflussparameter blieb in der Serie der ÖNORM B 4200 jedoch völlig unberücksichtigt. Mit dem Inkrafttreten der "Eurocode-nahen" ÖNORM B4700 im Jahre 1995 [ÖN B 4700, 1995] wurde der Umstieg auf ein semiprobabilistisches Sicherheitskonzept vollzogen. Der Querkraftnachweis für Bauteile ohne Schubbewehrung wurde nun auf Schnittgrößenebene auf Grundlage des

Schubmodells gemäß Model Code 1978 [CEB-FIP, 1978] folgendermaßen geführt:

$$V_{Rd,c} = \left[\tau_d \cdot \kappa_c \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_l) + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \leq V_{Ed} \quad (2.2)$$

mit

$$\kappa_c = 1,6 - d \leq 1,0; \quad \rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}; \quad \sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c}$$

Neuartig an diesem Bemessungskonzept war die Berücksichtigung eines Maßstabeffekts mit dem Faktor κ_c . Darüber hinaus wurde der Effekt einer äußeren Normalkraft N_{Ed} auf die Schubtragfähigkeit $V_{Rd,c}$ mittels eines empirisch ermittelten Zusatzterms miteinbezogen. Mit der verpflichtenden Einführung des Eurocode 2 [ÖN EN 1992-1-1, 2011; ÖN B 1992-1-1, 2011] im Jahre 2009, welcher größtenteils auf dem Model Code 1990 [CEB-FIP, 1990] aufbaut, wurde die ÖNORM 4700 [ÖN B 4700, 2001] abgelöst. Der Formelapparat (siehe Gleichung 2.3) zur Querkraftbemessung für Bauteile ohne Schubbewehrung wurde wiederum modifiziert und baut auf einem semiempirischen Ansatz auf, welcher sich in seinem Grundkonzept stark an die Arbeit von Zsutty [1968] anlehnt:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right. \\ \left. 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq V_{Ed} \quad (2.3)$$

mit

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0;$$

Aufgrund der Tatsache, dass der Längsbewehrungsgrad ρ_l nun multiplikativ in die Bemessungsgleichung eingeht und diese daher bei geringer Längsbewehrung gegen Null strebt, ist es notwendig eine zweite Gleichung anzuführen. Der Maßstabeffekt wird im Gegensatz zur linearen Reduktion der Schubtragfähigkeit mit zunehmender Bauteilhöhe h gemäß ÖNORM B 4700 [ÖN B 4700, 1995] nun mit Hilfe einer Wurzelgleichung angegeben.

Abbildung 2.6 vergleicht die zulässige Schubspannung auf Bemessungsniveau τ_{Rd} berechnet nach bereits zurückgezogenen sowie aktuellen österreichischen Stahlbetonnormen für einen 500 mm hohen Querschnitt mit einem Längsbewehrungsgrad ρ_l von 1,0 %. Die Auswahl der Normen wurde dabei an die im Brückenbau anzuwendenden Regelwerke abgestimmt. Die maximal aufnehmbaren Schubspannungen wurden nur für die in der jeweiligen Norm angeführten Betongüten angegeben. Um die auf unterschiedlichen Sicherheitsphilosophien basierenden Normenwerke miteinander vergleichen zu können, wurde für die auf einem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept aufbauenden Regelwerke ein globaler Sicherheitsbeiwert γ_{global} von 2,1 ($\gamma_{E,m} \cdot \gamma_c = 1,4 \cdot 1,5$) eingeführt. Es zeigt sich, dass die Schubbemessung für Bauteile ohne Querkraftbewehrung im Laufe der Zeit stets konservativer wurde. Die auffällig hohe zulässige Schubspannung τ_{Rd} nach ÖN B 4202 aus dem Jahre 1958 [ÖN B 4202, 1958] wird dadurch relativiert, dass damals die Längsbewehrung in Auflagernähe auch für Platten aufzubiegen war und somit streng genommen keine Brückentragwerke ohne Schubbewehrung aus dieser Zeit existieren.

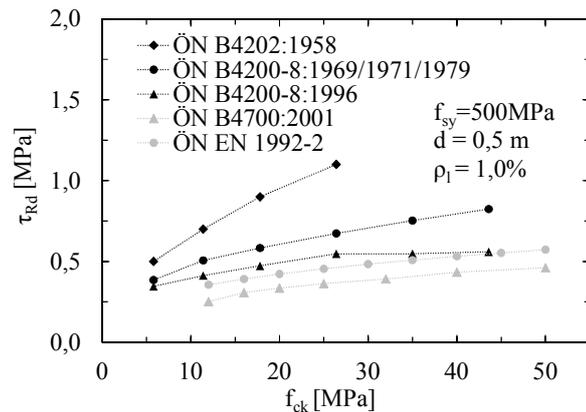


Abbildung 2.6: Zulässige Schubspannung auf Bemessungsniveau τ_{Rd} für Bauteile ohne rechnerisch erforderlicher Schubbewehrung nach bereits zurückgezogenen sowie aktuellen Bemessungsnormen.

Durch den Verzicht auf eine Querkraftbewehrung bei plattenförmigen Bauteilen wurde die zulässige Schubspannung mit der Fortschreibung der Normung deutlich reduziert. Mit der Einführung des semiprobabilistischen Bemessungskonzepts wurde neben der Veränderung der Berechnungsmodelle auch das Sicherheitsniveau deutlich angehoben. Durch die zusätzliche Berücksichtigung des Maßstabeffekts zeigt sich für das hier gewählte Beispiel, dass dem Querkraftwiderstand für Bauteile ohne Schubbewehrung gemäß der derzeit gültigen Bemessungsnorm Eurocode 2 [ÖN EN 1992-1-1, 2011; ÖN B 1992-1-1, 2011] noch weniger zugetraut wird. Bei größeren Bauteilhöhen, wie sie im Brückenbau bei Platten als Haupttragwerke durchaus vorkommen können, wird die Kluft bezüglich der zulässigen Schubspannung τ_{Rd} zwischen alten und aktuellen Normenwerken noch deutlicher.

Stahlbetonträger mit Querkraftbewehrung

Bei Nichterfüllung des in Gleichung 2.1 angeführten Nachweises musste die gesamte Hauptzugspannung σ_1 gemäß ÖN B 4202 [1958] und ÖN B 4203 [1963] mit Hilfe von Querkraftbewehrung abgedeckt werden. Da die schiefe Hauptzugspannung σ_1 in der Nulllinie nur von der Schubspannung τ_0 bestimmt wird, errechnet sich dort ein Hauptspannungswinkel φ_1 von 45° . Die Querkraftbemessung entspricht somit der Mörsch'schen Fachwerksanalogie [Mörsch, 1912], bei welcher der Querkraftabtrag mit Hilfe eines 45° Fachwerks beschrieben wird (siehe Abbildung 2.7 (a)). Der Querkraftwiderstand ergibt sich auf Basis dieses Ansatzes zu:

$$V_R = V_{R,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot z \cdot f_{yw} \leq \tau_{max} \cdot b_w \cdot z \quad (2.4)$$

Aufbauend auf den Arbeiten von Leonhardt und Walther [1962] und Kupfer [1964] erkannte man jedoch rasch, dass das Querkrafttragverhalten von schubbewehrten Stahlbetonträgern mit einem Fachwerk, bei welchem die Druckstreben unter 45° geneigt sind,

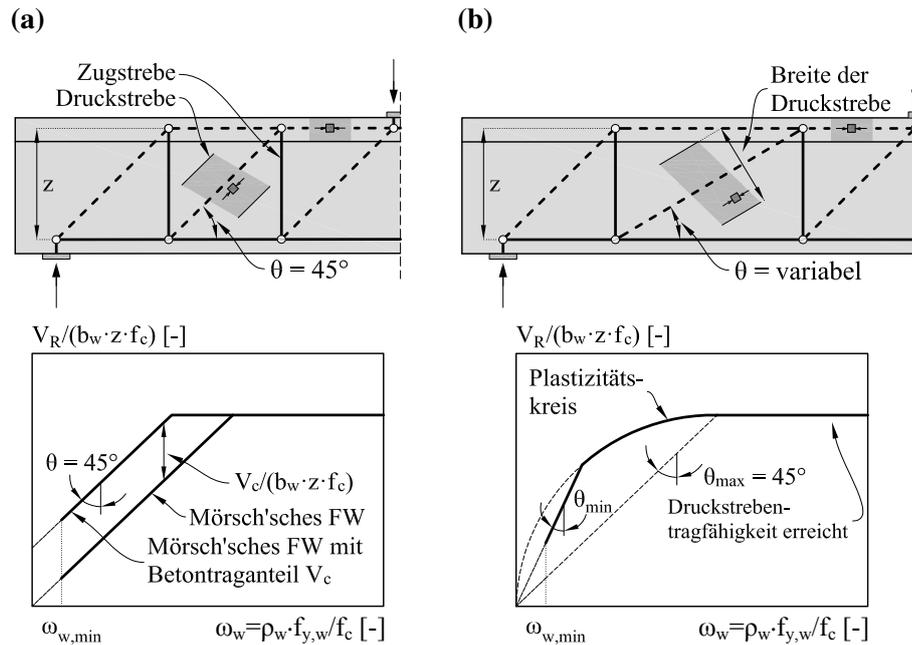


Abbildung 2.7: Querkraftbemessung von Trägern: (a) 45°-Fachwerkmodell nach Mörsch [1912] ohne und mit Betontraganteil $V_{R,c}$; (b) Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung θ gemäß Eurocode 2 [ÖN EN 1992-1-1, 2011; ÖN B 1992-1-1, 2011].

nicht adäquat abgebildet werden kann. Mit der Revision der ÖN B4200 im Jahre 1969 [ÖN B 4200-8, 1969] wurde daher ein sogenannter "Abzugswert" in der Höhe von τ_1 eingeführt, welcher von der einwirkenden Querkraft V abgezogen werden durfte. Die Querkraftbemessung basierte somit auf einem Fachwerkmodell mit einer Druckstrebenneigung θ von 45° in Kombination mit einem zusätzlichen Betontraganteil $V_{R,c}$ (siehe Abbildung 2.7 (a)). Die Querkrafttragfähigkeit setzte sich somit aus folgenden zwei Anteilen zusammen:

$$V_R = V_{R,s} + V_{R,c} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot z \cdot f_{yw} + \tau_1 \cdot b_w \cdot z \leq \tau_{max} \cdot b_w \cdot z \quad (2.5)$$

Diese Vorgehensweise ist äquivalent mit der noch heute in den Vereinigten Staaten gebräuchlichen Querkraftbemessung gemäß ACI 318-11 [2011]. Während dieser Querkraftwiderstand des Betons $V_{R,c}$ im Hochbau bis zur Einführung des Eurocodes Anwendung fand, wurde dieser Tragwirkung bei der Querkraftbemessung von Straßenbrücken gemäß ÖN B 4202 [1975] kein Vertrauen geschenkt. Bei der Berechnung der Querkraftbewehrung von Eisenbahnbrücken wurde dem Beton im Gegensatz jedoch eine Abtragung von Querkraften zugetraut. Eine obere Schranke, welche ein Druckversagen des Betons zwischen den Rissen verhindern soll, war gemäß der Normenserie ÖN B4200 mit Hilfe einer maximal zulässigen Schubspannung τ_{max} abgedeckt. Erst mit dem Inkrafttreten der ÖN B 4700 [1995] wurde das Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung θ in die Normung aufgenommen (siehe Abbildung 2.7 (b)). Die Druckstreben konnten nun auch deutlich geringere Neigungen als jene nach dem Mörsch'schen Fachwerk annehmen. Dieses Bemessungsmodell basiert auf dem unteren Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie,

welcher besagt, dass die gegebene Belastung höchstens gleich groß wie die Traglast ist, unter der Voraussetzung dass sich ein im Gleichgewicht befindlicher Spannungszustand finden lässt, welcher die Fließbedingung an keiner Stelle verletzt. Dieser vorrangig in der Schweiz [Thürlimann, 1978] und Dänemark [Nielsen et al., 1978] vorangetriebenen Bemessungsphilosophie liegt zugrunde, dass die Fließgrenze der Querkraftbewehrung f_{yw} und die aufgrund von Querkraft abgeminderte Druckfestigkeit $\nu \cdot f_{cd}$ im Druckspannungsfeld zwischen den Rissen im Bruchzustand gleichzeitig erreicht wird. Der Druckstrebenwinkel θ lässt sich unter dieser Voraussetzung folgendermaßen ermitteln:

$$\theta_{min} \leq \theta = \arcsin \sqrt{\frac{a_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot \nu \cdot f_{cd}}} \leq \theta_{max} \quad (2.6)$$

Der Querkraftwiderstand der Zugstreben $V_{Rd,s}$ ergibt sich mit der nach Gleichung 2.6 ermittelten Neigung der Druckstreben θ zu:

$$V_{Rd,s} = a_{sw} \cdot z \cdot f_{y,wd} \cdot \cot \theta \leq V_{Rd,max} = \nu \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \quad (2.7)$$

Die Druckstrebenneigung θ durfte laut ÖN B 4700 [1995] innerhalb folgender Schranken frei gewählt werden:

$$\theta_{min} = 31^\circ \leq \theta \leq \theta_{max} = 58^\circ \quad (2.8)$$

Unter der Voraussetzung, dass der Querschnitt vollkommen überdrückt ist, oder bei Trägern, bei welchen die Längsbewehrung zwischen den Auflagern nicht abgestuft wurde, war es möglich folgende Grenzen bei der Querkraftbemessung anzuwenden:

$$\theta_{min} = 21,8^\circ \leq \theta \leq \theta_{max} = 68,2^\circ \quad (2.9)$$

Das Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung θ in der oben dargelegten Form stellt auch nach derzeitigem Normenstand die Grundlage für die Querkraftbemessung von Stahlbetonträgern dar. Gemäß dem österreichischen Anwendungsdokument des Eurocode 2 [ÖN B 1992-1-1, 2011] behielt der in der ÖN B 4700 [2001] vorgeschlagene untere Grenzwinkel θ_{min} weiterhin seine Gültigkeit. Lediglich die obere Grenze des Druckstrebenwinkels θ_{max} wurde auf 45° verringert. Eine graphische Darstellung des Nachweiskonzepts ist in Abbildung 2.7 (b) illustriert. Die Anfangsgerade wird durch die untere Grenze der Neigung θ_{min} bestimmt, welche für die Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung $V_{Rd,s}$ maßgebend ist. Bei ansteigendem Querkraftbewehrungsgrad ρ_w tritt in den Druckstreben zwischen den Rissen sowie in der Schubbewehrung simultanes Versagen ein, welches sich anhand von Gleichung 2.6 beschreiben lässt. Der daraus resultierende Kreisbogen ist somit ein Teil des sogenannten Plastizitätskreises. Ab einem Winkel θ von 45° wird das Versagen ausschließlich von der Tragfähigkeit der Druckstrebe bestimmt, weshalb der Verlauf an dieser Stelle in ein Plateau mündet. Die Schubbemessung gemäß dem Fachwerkmodell nach Eurocode 2 berücksichtigt somit keinen expliziten Betontraganteil $V_{Rd,c}$. Da die Rissneigungen θ_{cr} jedoch teilweise stark von den Druckstrebenneigungen θ abweichen, wird indirekt eine Kraftübertragung über den Riss hinweg unterstellt, was wiederum einem Betontraganteil gleichzusetzen ist. Bei einem Vergleich der verschiedenen Fachwerk-

modelle fällt auf (vergleiche Abbildung 2.7 (a) mit (b)), dass eine Schubbemessung auf Grundlage des Mörsch'sen Fachwerks deutlich mehr Querkraftbewehrung erforderte als dies heutzutage der Fall ist. Im Umkehrschluss bedeutet dies, dass Brückentragwerke, welche gemäß einem 45°-Fachwerk gegenüber Querkraft bemessen wurden, bei einer Nachrechnung mit dem Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung Tragreserven aufweisen. Bei Betrachtung des Fachwerkmodells mit Betontraganteil $V_{Rd,c}$ zeigt sich, dass dieses im Bereich geringer Querkraftbewehrungsgrade ρ_w höhere Querkrafttragfähigkeiten im Vergleich zum derzeitigen Normmodell erreicht.

Spannbetonträger mit Querkraftbewehrung

Die Spannbetonbauweise im Brückenbau wurde in Österreich maßgebend vom Bau des Autobahnnetzes vorangetrieben. Die technische Grundlage wurde in dieser Zeit mit der Veröffentlichung der ersten Spannbetonnorm [DIN 4227, 1953] in Deutschland geschaffen. Da Österreich bis 1975 [ÖN B 4252, 1975] über keine eigene Bemessungsnorm für Spannbeton verfügte, fand dieses Regelwerk auch hierzulande rege Anwendung. Die Schubbemessung von Spannbetonbrückenträgern beruhte dabei für den Gebrauchs- und Bruchzustand auf einer Begrenzung der Hauptzugspannungen σ_1 :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau_{xz}^2} \leq \sigma_{1,zul} \quad (2.10)$$

Der Berechnung wurde somit die Annahme zugrunde gelegt, dass die technische Biegelehre auch im gerissenen Zustand seine Gültigkeit beibehält. Bei Überschreitung der von der Betongüte und des Vorspanngrads (volle oder beschränkte Vorspannung) abhängigen, zulässigen Grenzspannung $\sigma_{1,zul}$ war die vorhandene Hauptzugspannung σ_1 im Bruchzustand zur Gänze mit Querkraftbewehrung abzudecken:

$$a_{sw,erf} = \frac{\sigma_1 \cdot b_w}{f_{yw}} \quad (2.11)$$

Für einen Beton der Güte B300 nach alter Normung ($f_{ck} = 17,8 \text{ N/mm}^2$ gemäß ONR 24008 [2014]) betrug die zulässige Hauptzugspannung $\sigma_{1,zul}$ unter der Voraussetzung einer beschränkten Vorspannung im Gebrauchs- und Bruchzustand $1,6 \text{ N/mm}^2$. Bei Einhaltung des Grenzwertes $\sigma_{1,zul}$ wurde zwar eine Querkraftbewehrung gefordert, jedoch ohne einen verbindlichen Mindestwert $\rho_{w,min}$ normativ festzulegen. Dadurch ergab sich eine nicht unwesentliche Diskrepanz in der Nachweisführung, welche Leonhardt et al. [1973] wie folgt formulierten:

Da oberhalb dieser Nachweisgrenze sehr viel Schubbewehrung benötigt wird, war die Versuchung sehr stark, die Stege so dick zu bemessen, dass die schiefe Hauptzugspannung knapp unterhalb der Nachweisgrenze blieb und dann – vor allem bei scharfem Wettbewerb – nur eine sehr schwache Schubbewehrung anzuordnen.

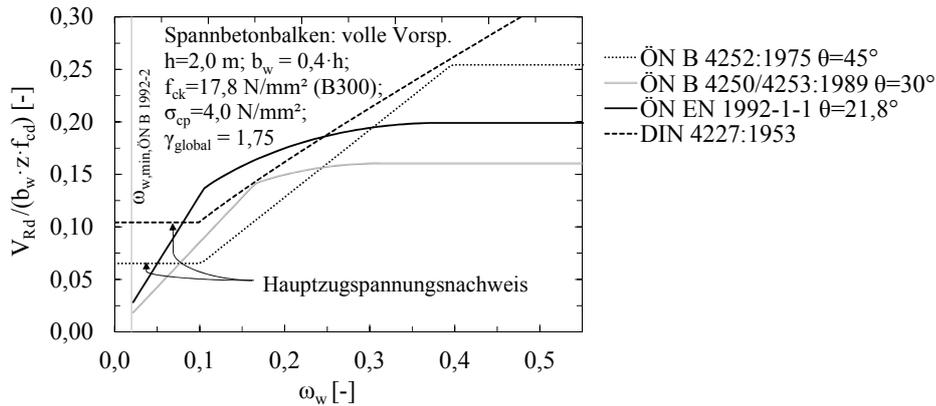


Abbildung 2.8: Vergleich des Querkraftwiderstands V_{Rd} gemäß verschiedener bereits zurückzogener und aktueller Normenwerke in Abhängigkeit des mechanischen Querkraftbewehrungsgrads ω_w .

Diese Unzulänglichkeit wurde 1966 mit den „Zusätzlichen Bestimmungen zu DIN 4227“ [BMV-Richtlinie, 1966] zum Teil entschärft. Es wurde nun zum einen eine Angabe über die Höhe der Mindestquerkraftbewehrung vorgeschrieben und zum anderen musste bei geringfügiger Überschreitung der schiefen Hauptzugspannung nicht mehr der Gesamtwert mit Schubbewehrung abgedeckt werden. In der im Jahre 1975 veröffentlichten Spannbetonnorm für Straßenbrücken [ÖN B 4252, 1975] war es bei Unterschreitung der zulässigen Hauptzugspannung im Gebrauchszustand ($\sigma_{1,zul} = 0,4\text{ N/mm}^2$ für B300 und beschränkte Vorspannung), welche nun deutlich geringer gewählt wurde, ausreichend die Mindestquerkraftbewehrung ohne näheren Schubnachweis einzulegen. Bei Nichterfüllung dieses Hauptzugspannungskriteriums war hingegen die Querkraftbewehrung unter Zugrundlegung eines 45° Fachwerks (siehe Abbildung 2.7 (a) bzw. Gleichung 2.4) festzulegen, welches im Vergleich zur DIN 4227 [DIN 4227, 1953] einen deutlich größeren Schubbewehrungsgrad ρ_w zur Folge hatte. Mit der Überarbeitung der Spannbetonnormen für den Brückenbau im Jahre 1989 [ÖN B 4250, 1989; ÖN B 4253, 1989] wurde in Österreich erstmalig das Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung θ angewendet (siehe Abbildung 2.7 (b) bzw. Gleichung 2.7). Der Winkel der Druckstreben θ durfte dabei innerhalb der Grenzen 30° und 45° frei gewählt werden. Ein vereinfachter Nachweis auf Basis einer Hauptzugspannungsberechnung wurde dabei nicht mehr berücksichtigt. Im Zuge der Harmonisierung der europäischen Normung (Einführung des Eurocode 2) wurde bei der Bemessung der Querkraftbewehrung (Zugstreben) die untere Schranke des Druckstrebenwinkels θ , welche zur wirtschaftlichsten Querkraftbewehrungsmenge führt, im Falle eines vollkommen überdrückten Querschnitts noch weiter reduziert (siehe Gleichung 2.9). Darüber hinaus wurde die effektive Festigkeit der Druckstreben $\nu \cdot f_{cd}$ von 0,5 auf $0,6 \cdot (1 - f_{ck}/250)$ angepasst. Der Effekt der Vorspannung auf die Druckstreben Tragfähigkeit wurde über einen zusätzlichen Faktor α_{cw} mit in Betracht gezogen.

Abbildung 2.8 zeigt die nach bereits zurückgezogenen sowie aktuellen Normenwerken

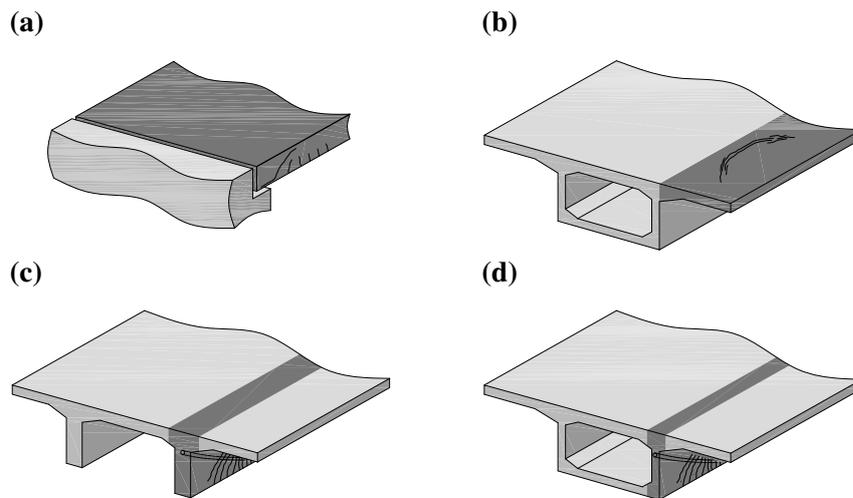


Abbildung 2.9: Querkraftgefährdete Brückentypen: (a) Plattenbrücke ohne Schubbewehrung; (b) Fahrbahnplatten in Querrichtung ohne Schubbewehrung; (c) Vorgespannte Plattenbalkenbrücken mit geringem Querkraftbewehrungsgrad (d) vorgespannte Hohlkastenbrücken mit geringem Querkraftbewehrungsgrad.

berechnete Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit des mechanischen Querkraftbewehrungsgrads ω_w anhand eines Zahlenbeispiels. Der gesamten Analyse wird ein globaler Sicherheitsfaktor γ_{global} in der Höhe von 1,75 zugrunde gelegt, um die unterschiedlichen Modellansätze auf Bemessungsebene miteinander vergleichen zu können. Die Querkraftbemessung nach verschiedenen in Österreich gültigen Spannbetonnormen weist eine beträchtliche Widersprüchlichkeit auf, welche gerade bei geringen Schubbewehrungsgraden ρ_w besonders deutlich ausgeprägt ist. Im Rahmen der Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit führen im Speziellen jene Spannbetontragwerke zu Schwierigkeiten, welche den nach DIN 4227 [DIN 4227, 1953] geforderten Hauptzugspannungsnachweis im Bruchzustand erfüllen konnten. Die dann meist sehr schwach ausgeführte Bügelbewehrung hat bei Anwendung des derzeit gültigen Fachwerkmodells mit variabler Druckstrebenneigung θ zur Folge, dass der errechnete Querkraftwiderstand V_{Rd} nicht ausreicht um die einwirkende Schubbeanspruchung aufzunehmen. Man kann anhand Abbildung 2.8 auch deutlich erkennen, dass die Tragfähigkeit der Druckstreben $V_{Rd,max}$ mit Einführung des Fachwerkmodells mit variablen Druckstrebenwinkel θ (siehe Gleichung 2.7) merklich konservativer angesetzt wurde.

2.1.3 Querkraftgefährdete Brückentypen

Auf Grundlage der oben angeführten Parameterstudien und Vergleichsrechnungen - sowohl für die Einwirkungs- als auch die Widerstandsseite - lassen sich nach aktuellem Normenstand folgende Brückentragwerke im Zuge einer Neubeurteilung der Schubtragfähigkeit als "querkraftgefährdet" einstufen (siehe Abbildung 2.9):

- Plattentragwerke als Haupttragwerke (siehe Abbildung 2.9 (a)) und Fahrbahnplatten

in Querrichtung (siehe Abbildung 2.9 (b)) ohne Querkraftbewehrung bzw. mit an einer Stelle aufgebogener Längsbewehrung direkt am Auflager, welche gemäß ÖN B 4202 [1958, 1975]; ÖN B 4203 [1963] und den ergänzenden Bestimmungen zur ÖN B 4203 [1963] bemessen wurden.

- Spannbetonträger von Plattenbalkenbrücken (siehe Abbildung 2.9 (c)) und vorgespannte Trägerstege von Hohlkastenbrücken (siehe Abbildung 2.9 (d)), welche aufgrund der Erfüllung des nach DIN 4227 [1953] und ÖN B 4252 [1975] geforderten Hauptzugspannungsnachweises im Gebrauchs- oder Bruchzustand meist nur über einen sehr geringen Querkraftbewehrungsgrad ρ_w verfügen.

2.2 Querkrafttragverhalten

2.2.1 Allgemeines

Im ungerissenen Zustand lässt sich das Tragverhalten eines Stahl- bzw. Spannbetonträgers in ungestörten Bereichen (sogenannte B-Bereiche) mit Hilfe der technischen Biegelehre sehr einfach und hinreichend genau beschreiben. Die aufgrund von Biegemomenten und Querkraften erzeugten Hauptdruck- und Hauptzugspannungen $\sigma_{1,2}$ (siehe Abbildung 2.10 (a)) werden dabei vom Beton aufgenommen. Bei Überschreitung der im Vergleich zur Druckfestigkeit f_c deutlich geringeren Zugfestigkeit des Betons f_{ct} , bilden sich bei Platten oder Balken mit normalen Stegdicken b_w in der Regel zuerst vertikal verlaufende Biegerisse, deren Öffnung durch eine adäquate Längsbewehrung begrenzt wird. Bei einer Biegemomentenbeanspruchung in Kombination mit großen Querkraften im Bereich der Auflager oder bei reiner Querkraftbeanspruchung im Momentennullpunkt weicht die Hauptzugspannungsrichtung φ_1 von der Balkenlängsrichtung ab und die Biegerisse passen sich somit an den Trajektorienverlauf an. Bei fortschreitender Belastung bildet sich bei Bauteilen ohne Schubbewehrung und bei Trägern ohne steife Gurte zumeist ein kritischer Schubriss aus, welcher primär das Versagen einleitet. Entlang dieses Risses lässt sich nun ein Körper freischneiden, an welchem die unterschiedlichsten Querkrafttragmechanismen mit der einwirkenden Querkraft V im Gleichgewicht stehen muss (siehe Abbildung 2.10 (b)). Während man sich bei der Benennung der einzelnen Mechanismen weitgehend einig ist [ACI Committee 445, 1999; fib, 2010], herrschen über den Traganteil, welcher maßgebend für das Querkraftversagen verantwortlich ist, unter Forschern konträre Ansichten. Entlang des kritischen Schubrisses lassen sich prinzipiell folgende Mechanismen aktivieren:

- Querkraftübertragung durch die Rissverzahnung V_{ag}
- Querkrafttraganteil aus der Dübelwirkung V_{da}
- Schubübertragung aufgrund der Spannungsübertragung in der Risspitze V_{cr}

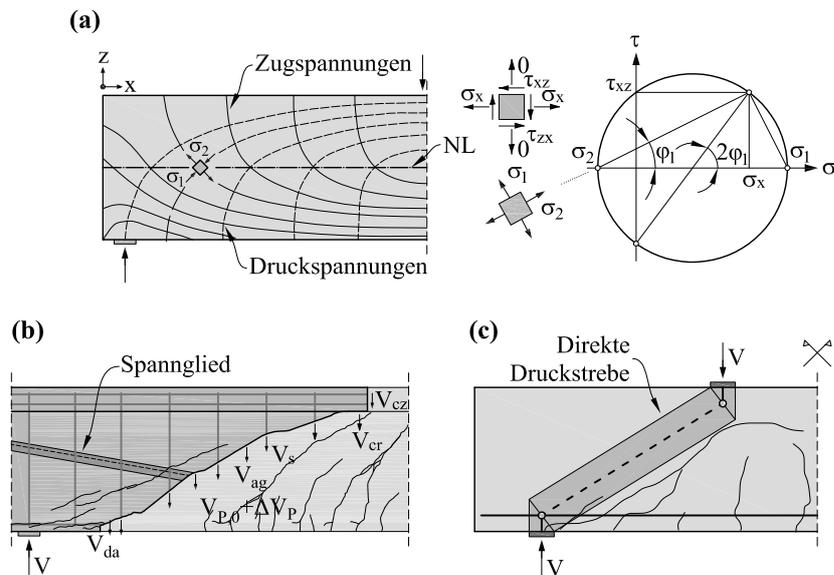


Abbildung 2.10: Tragverhalten eines auf Querkraft beanspruchten Bauteils: (a) Tragverhalten im ungerissenen Zustand und Mohr'scher Spannungskreis für einen ebenen Spannungszustand; (b) Querkrafttragmechanismen an einem freigeschnittenen Körper entlang des kritischen Schubrisses bei schlanken bzw. schubschlanken Bauteilen; (c) Lastabtrag über eine direkte Druckstrebe ins Auflager bei gedrunenen Bauteilen.

- Querkrafttragfähigkeit der Druckzone V_{cz}
- Traganteil der Querkraftbewehrung V_s
- Vertikalkomponente der Vorspannkraft $V_{P,0} + \Delta V_P$

Aufgrund des komplexen Zusammenspiels der einzelnen Tragwirkungen und des Auftretens zu verschiedenen Belastungszeitpunkten lässt sich deren Bedeutung für das Schubtragvermögen nur sehr schwer quantifizieren. Darüber hinaus hat sich auf Basis verschiedener experimenteller Untersuchungen [Yang, 2014; Tue et al., 2015; Cavagnis et al., 2015] gezeigt, dass die Lastkonfiguration (M/V Interaktion) eine nicht zu vernachlässigende Einflussgröße darstellt. Dies zeigt sich insbesondere bei auflagernahen Laststellungen (siehe Abbildung 2.10 (c)), wo ein Großteil der Querkraftbeanspruchung über eine direkte Druckstrebe ins Auflager abgetragen werden kann. Bereits Leonhardt und Walther [1962] sowie Kani [1964] konnten anhand ihrer umfangreichen Versuchsreihen nachweisen, dass bei Balken mit geringer Schlankheit l/d bzw. Schubschlankheit a/d erhöhte Querkrafttragfähigkeiten erzielt werden können. Die Diskrepanz in der Wichtung der einzelnen Traganteile hat somit dazu geführt, dass eine Vielzahl von unterschiedlichen Berechnungsmodellen (siehe z.B. Literaturstudie in [Yang, 2014]) existiert, welche einen oder mehreren Traganteilen für das Querkrafttragvermögen verantwortlich machen. In den nachfolgenden Abschnitten werden die bisherigen Kenntnisse und wesentliche experimentelle Untersuchungen über die einzelnen Tragmechanismen näher erläutert. Zusätzlich

bilden die nachstehenden Beschreibungen die Grundlage für die im Abschnitt 3.4 durchgeführten Berechnungen zur Quantifizierung der einzelnen Tragmechanismen auf Basis der gemessenen Risskinematik und des Verlaufs des kritischen Schubrisses.

2.2.2 Querkraftübertragung durch Rissverzahnung

Die Kinematik des geneigten kritischen Schubrisses kann mit einer Rotation um die Risspitze beschrieben werden. Dieser durch die Querkraftbeanspruchung erzeugte Mechanismus führt neben einer vertikalen Öffnung w auch zu einer Gleitung s der Rissufer (siehe Abbildung 2.11 (a)). Durch diese Scherbewegung können Normal- und Schubspannungen σ_{ag}, τ_{ag} in Abhängigkeit der Risskinematik über den Riss hinweg übertragen werden. Neben dem Zusammenhang mit der aufgetretenen Rissuferverschiebung w und s hängt die Spannungsübertragung im Riss im Wesentlichen von der Rauigkeit der Rissflächen ab. Diese wird maßgebend von der Festigkeit der Gesteinskörnung und der Zementsteinmatrix, der Verbundfestigkeit der Grenzfläche zwischen diesen beiden Phasen, der Kornform (Kant- oder Rundkorn), der Sieblinie und dem Größtkorndurchmesser des Zuschlags d_g bestimmt. Bei normalfestem Beton ist die Festigkeit der Gesteinskörnung in der Regel höher als die Verbundfestigkeit zwischen Körnung und Zementmatrix, weshalb die Rissufer die Gesteinskörnung umwandern und somit eine raue Rissoberfläche bilden. Die Kraftübertragung erfolgt in diesem Fall dadurch, dass sich die in der Zementmatrix eingebetteten Zuschläge mit dem gegenüberliegenden Rissufer verzahnen. Bei hochfesten Betonen und bei Leichtbetonen kann hingegen ein Abscheren der Gesteinskörnung beobachtet werden, was entweder auf die hohe Verbundwirkung zwischen Gesteinskörnung und Zementmatrix oder auf die geringe Abscherfestigkeit bzw. Zugfestigkeit der Gesteinskörnung zurückzuführen ist (siehe Abbildung 2.11 (a)). Dadurch ergibt sich eine deutlich geringere Rauigkeit der Rissflächen, wodurch sich die Möglichkeit der Spannungsübertragung über die Risse hinweg verringert. Die Rauheit der Rissflanken hängt somit maßgebend vom Verhältnis zwischen der Festigkeit der Körnung und der aufnehmbaren Verbundspannungen in der Fuge zwischen den beiden Phasen ab. Somit kann es durchaus auch vorkommen, dass die Körner geteilt werden, obwohl die Druckfestigkeit f_c eine raue Rissoberfläche vermuten ließe (siehe Abbildung 3.12 (a)). Die Ausbildung der Verbundspannungen zwischen den Phasen hängt von zahlreichen Einflussfaktoren ab und kann anhand der Zusammensetzung des Betons a priori nicht ausreichend vorhergesagt werden. Darüber hinaus spielt die verwendete Sieblinie und im Speziellen der Anteil an grober Gesteinskörnung eine nicht unwesentliche Rolle für die Charakterisierung der sich ausbildenden Rauigkeit bei Rissbildung.

Der wohl gängigste Versuchsaufbau um die Schubkraftübertragung von Rissen experimentell zu bestimmen, ist der in Abbildung 2.11 (b) dargestellte "Push-Off" Test, welcher bereits von vielen Forschern für diesen Zweck verwendet wurde [Paulay und Loeber, 1974; Mattock et al., 1975; Walraven et al., 1979; Hamadi und Regan, 1980; Sagaseta, 2008]. Dabei werden zwei Rissflanken einer vorgebrochenen Schubfläche gegeneinander

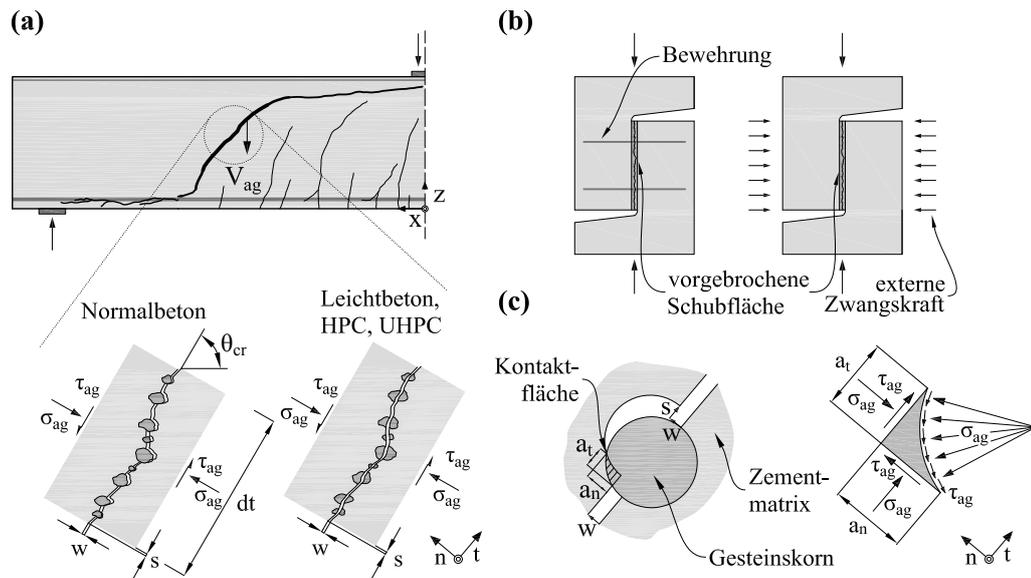


Abbildung 2.11: Querkraftanteil durch die Rissverzahnung: (a) Rissuferverschiebung bei einem Querkraftversuch und unterschiedliche Rissrauigkeiten in Abhängigkeit der Betonart; (b) Push-Off Test zur Ermittlung der übertragbaren Spannungen in Abhängigkeit der Rissöffnung w und Rissgleitung s ; (c) Grundannahmen des Zwei-Phasen-Modells von Walraven [1980].

verschoben. Um ein unkontrolliertes Öffnen der Rissflächen zu verhindern, muss diese entweder durch Bewehrung oder durch eine externe Zwangskraft begrenzt werden. Auf Basis der gemessenen Kräfte und Verschiebungsgrößen lässt sich eine Aussage über die übertragbaren Spannungen σ_{ag} , τ_{ag} über die Risse hinweg treffen. Den wohl bedeutendsten Einflussparameter in Bezug auf die Schubkraftübertragung von Rissen stellt die Rissöffnung w dar. Mit zunehmender Rissöffnung sinkt die Wahrscheinlichkeit, dass sich die gegenüberliegenden Rissflanken verzahnen, wodurch die Kraftübertragung stark minimiert wird. Die Rissweite w wird in einem Bauteil stark von der vorhandenen Bewehrungsmenge gesteuert. Zusätzlich muss natürlich beachtet werden, dass ein Gleiten der Rissufer aufgrund von Verdübelungseffekten der Bewehrung stark behindert wird. Bei Push-Off Versuchen, wo die Rissfläche von einer Bewehrung gekreuzt wird, muss daher auch eine Verdübelungswirkung der Bewehrung mitberücksichtigt werden. Bei Scherversuchen an unbewehrten Bauteilen hängt das Rissöffnungsverhalten hingegen wesentlich von der Dehnsteifigkeit der externen Zwangsvorrichtung ab, wobei eine Verdübelungswirkung weitgehend ausgeschlossen werden kann. Die umfangreichste und bekannteste Arbeit auf diesem Gebiet wurde von Walraven [Walraven et al., 1979; Walraven, 1980] durchgeführt. Walraven verwendete für seine Experimente beide in Abbildung 2.11 (b) dargestellten Versuchsanordnungen und untersuchte den Einfluss der Betonzusammensetzung (Änderung der Betondruckfestigkeit $f_{cm,cube} = 13 - 59 \text{ N/mm}^2$), des Größtkorndurchmessers $d_g = 16$ und 32 mm , der Bewehrungsmenge (0,14 - 3,35%) bzw. der Steifigkeit der Zwangsvorrichtung sowie der Anfangsrissöffnung $w_{ini} = 0 - 0,4 \text{ mm}$ bei den Scherversuchen ohne

Bewehrung. Aufbauend auf den Versuchen leitete Walraven ein Modell her, bei welchem die einzelnen Gesteinskörner als in der Zementmatrix starr eingebettete Kugeln abgebildet werden (siehe Abbildung 2.11 (c)). Durch die Berührung der unterschiedlich großen Gesteinskörnungen mit der Zementmatrix kann in Abhängigkeit der kinematischen Vorgänge eine Kraftübertragung über den Riss gewährleistet werden. Die Grundgleichungen zur Ermittlung der Normalspannung σ_{ag} und Schubspannung τ_{ag} (siehe Abbildung 2.12 (a)) in der Trennfläche lauten dabei:

$$\sigma_{ag} = \sigma_{pu} \cdot (A_t - \mu \cdot A_n) \quad (2.12)$$

$$\tau_{ag} = \sigma_{pu} \cdot (A_n + \mu \cdot A_t) \quad (2.13)$$

mit der Druckfestigkeit der Zementmatrix $\sigma_{pu} = 6,39 \cdot f_{cm,cube}^{0,56}$ in Abhängigkeit der Würfeldruckfestigkeit des Betons $f_{cm,cube}$, mit dem Reibungskoeffizient μ zwischen Gesteinskörnung und Zementmatrix und mit der projizierten Kontaktfläche $A_n = \sum a_n, A_t = \sum a_t$ der Rissflächen normal und parallel zur Rissfläche.

Die Ermittlung der Kontaktflächen A_n, A_t erfolgt unter der Annahme einer Kornverteilung gemäß der Fuller-Kurve ($p = (d/d_g)^n$) mit $n=0,5$ und berücksichtigt die Wahrscheinlichkeit, dass sich die gegenüberliegenden Rissflanken in Abhängigkeit der Risskinematik noch treffen. Aufgrund der Komplexität des Formelapparats, welcher einer numerischen Berechnung bedarf, wird an dieser Stelle auf eine nähere Darstellung verzichtet und auf Walraven [1980] verwiesen. Walraven publizierte zusätzlich ein vereinfachtes analytisches Modell mit empirisch ermittelten linearen Beziehungen. Dieser Ansatz wird auch im Model Code 2010 [fib, 2013] vorgeschlagen, wobei ein zusätzlicher multiplikativer Faktor C_f eingeführt wurde, um den Einfluss der Rissrauigkeit bei verschiedenen Betonsorten mit in Betracht zu ziehen. In Abhängigkeit des Rissöffnungs- und Rissgleitungsverhaltens (w, s) ergeben sich die übertragbaren Spannungen im Riss σ_{ag}, τ_{ag} (siehe Abbildung 2.12 (b)) somit zu

$$\sigma_{ag} = C_f \cdot \left\{ -0,06 \cdot f_c + \left[1,35 \cdot w^{-0,63} + (0,242 \cdot w^{-0,55} - 0,19) \cdot f_c \right] s \right\} \quad (2.14)$$

$$\tau_{ag} = C_f \cdot \left\{ -0,04 \cdot f_c + \left[1,8 \cdot w^{-0,8} + (0,292 \cdot w^{-0,7} - 0,25) \cdot f_c \right] s \right\} \quad (2.15)$$

Wenn der Riss die Gesteinskörnung nicht durchtrennt, wird gemäß Model Code 2010 [fib, 2013] vorgeschlagen, den sogenannten "aggregate-effectiveness" Faktor C_f mit 1,0 anzunehmen. Bei Leichtbeton, hochfestem (HPC) oder ultrahochfestem Beton (UHPC) werden die Körner in der Regel durchtrennt, weshalb in diesem Fall für C_f der Wert 0,35 zutreffender ist.

Ein weiterer sehr bekannter Ansatz zur Modellierung der Spannungsübertragung von gerissenem Beton wurde von Bažant und Gambarova [1980] publiziert, welche ihr konstitutives Gesetz anhand der Push-Off Versuche von Paulay und Loeber [1974] (siehe Abbildung 2.11 (b)) kalibrierten. Bei deren Versuchsreihe wurde der Einfluss des Größt-

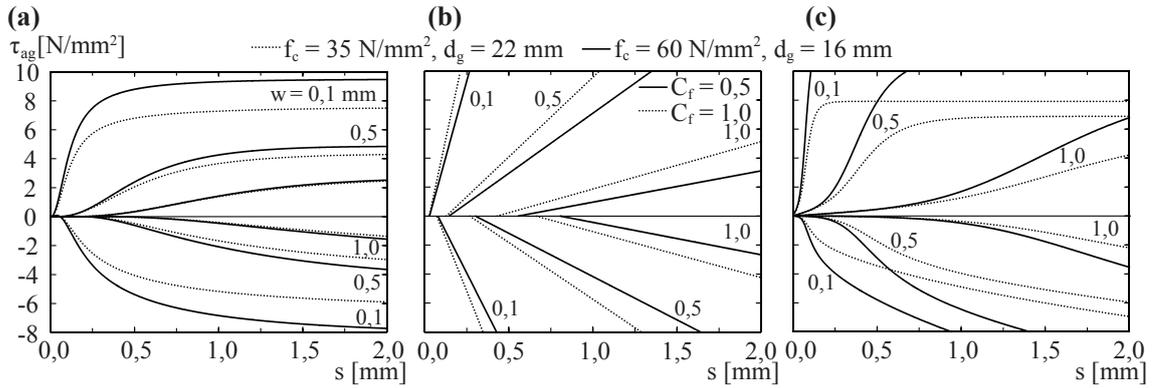


Abbildung 2.12: Vergleich verschiedener Ansätze zur Ermittlung der übertragbaren Spannungen σ_{ag} , τ_{ag} infolge der Rissverzahnung für die in Abschnitt 3.2 verwendeten Betonarten: (a) Zwei-Phasen-Modell nach Walraven [1980]; (b) Linearer Ansatz gemäß Model Code 2010 [fib, 2013] (c) Modifiziertes "Rough-Crack"-Modell nach Gambarova und Karakoç [1983].

korndurchmessers d_g sowie der Einfluss der Oberflächenstruktur der Gesteinskörnung (Rundkorn/Kantkorn) auf den Effekt der Rissverzahnung untersucht. Im Gegensatz zu den Scherversuchen von Walraven et al. [1979] wurde die Rissweite w bei ihren Experimenten konstant gehalten. Aufbauend auf dem von Bažant empirisch ermittelten "Rough-Crack"-Modell modifizierten Gambarova und Karakoç diesen Ansatz, um zum einen die Beziehung zwischen Normalspannung im Riss σ_{ag} und der Rissverschiebungen w , s und zum anderen den Einfluss des Größtkorndurchmessers d_g zu verbessern [Gambarova und Karakoç, 1983]. Dabei griffen sie auf Abscherversuche von Daschner und Kupfer [1982] zurück, die einen Versuchsaufbau benutzten, der es erlaubte, die Normalspannung im Riss σ_{ag} bei sich verändernder Rissweite w konstant zu halten. Die Spannungen im Bereich des Risses σ_{ag} , τ_{ag} (siehe Abbildung 2.12 (c)) lassen sich nach Gambarova und Karakoç [1983] wie folgt bestimmen:

$$\sigma_{ag} = -0,62 \cdot \sqrt{w} \cdot \frac{r}{(1+r^2)^{0,25}} \cdot \tau_{ag} \quad (2.16)$$

$$\tau_{ag} = \tau_0 \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{2 \cdot w}{d_g}}\right) \cdot r \cdot \frac{a_3 + a_4 \cdot |r|^3}{1 + a_4 \cdot r^4} \quad (2.17)$$

mit dem Verhältnis zwischen Rissgleitung zur Rissöffnung $r = s/w$, der Grunds Schubspannung $\tau_0 = 0,25 \cdot f_c$ in Abhängigkeit der Zylinderdruckfestigkeit f_c sowie den empirischen Faktoren $a_3 = 2,45/\tau_0$ und $a_4 = 2,44 \cdot (1 - 4/\tau_0)$.

Abbildung 2.12 zeigt einen Vergleich der oben vorgestellten Modelle zur Beschreibung der auftretenden Normalspannungen σ_{ag} und Schubspannung τ_{ag} in den Rissflächen in Abhängigkeit der Risskinematik für die in Abschnitt 3.2 verwendeten Betonarten. Die über den Riss hinweg übertragbaren Spannungen weisen bei einer Gegenüberstellungen der unterschiedlichen Ansätze zum Teil beträchtliche Abweichungen auf. Während sich

nach dem Zwei-Phasen-Modell [Walraven, 1980] bei einer angenommenen Rissöffnung w und Rissgleitung s von 0,5 mm eine Riss Schubspannung τ_{ag} von 2,39 N/mm² für eine Druckfestigkeit f_c von 60 N/mm² errechnet, ergibt sich nach dem verbesserten "Rough-Crack"-Modell [Gambarova und Karakoç, 1983] eine Spannung τ_{ag} von 7,88 N/mm².

Bei einer Ummünzung der aus den Push-Off Versuchen erlangten konstitutiven Beziehungen auf die sich einstellende Risskinematik des kritischen Schubrisses lässt sich in Abhängigkeit der Rissneigung θ_{cr} der vertikale Anteil infolge der Rissverzahnung (siehe Abbildung 2.11 (a)) folgendermaßen ermitteln:

$$V_{ag} = b \cdot \left(\int_{t=0}^{l_{cr}} \tau_{ag} \cdot \sin \theta_{cr}(t) \cdot dt - \int_{t=0}^{l_{cr}} \sigma_{ag} \cdot \cos \theta_{cr}(t) \cdot dt \right) \quad (2.18)$$

mit der abschnittswisen (dt) Rissneigung $\theta_{cr}(t)$ und der Risslänge l_{cr} , an welcher eine Spannungsübertragung infolge der Rissverzahnung noch gewährleistet werden kann.

Neben der Mikrorauigkeit, welche maßgebend von den Festigkeiten der Gesteinskörnung, der Zementmatrix und der Verbundzone dieser beiden Phasen bestimmt wird, bildet sich bei Schubrissen aufgrund des Rissverlaufs eine gewisse Makrorauigkeit aus (siehe Abbildung 2.11 (a)), welche einen wesentlichen Einfluss auf die sich einstellende Risskinematik nimmt. Auf diesen Effekt wird bei den durchgeführten experimentellen Untersuchungen in Kapitel 3 detaillierter eingegangen.

2.2.3 Querkrafttraganteil aus Dübelwirkung

Aufgrund der bereits oben beschriebenen Rotation um die Risspitze, resultiert auf Höhe der Längsbewehrung ein vertikaler Versatz, wodurch diese neben der durch Biegung hervorgerufenen Längskraft F_s auch Scherkräften (Dübelwirkung) ausgesetzt ist, die in den vorerst ungerissenen Beton eingeleitet werden und somit einen Teil der Schubbeanspruchung ableiten können. Mörsch [1912] wies bereits zu Beginn des 20. Jahrhunderts darauf hin, dass ein Teil der Querkraft über die Dübelwirkung der Längsbewehrung abgetragen werden kann. Um diesen Mechanismus näher zu untersuchen, führten bereits zahlreiche Forscher umfangreiche Versuchsreihen durch, wobei im Wesentlichen zwei unterschiedliche Versuchskörper Anwendung fanden. Neben Versuchen an blockähnlichen Probekörpern [Fenwick und Paulay, 1968; Soroushian, 1987; Dei Poli et al., 1993], wurde die Tragfähigkeit der Dübelwirkung auch an Balkenversuchen bestimmt [Krefeld und Thurston, 1966; Baumann und Rüsç, 1970; Taylor, 1974]. Die Versuchsträger waren dabei so konzipiert, dass ein Keil in der Mitte der Balken durch Plastikfolien vom restlichen Probekörper entkoppelt wurde und dieser somit nur über die Längsbewehrung mit dem restlichen Teil verbunden war (siehe Abbildung 2.13 (a) und (b)). Die Form der Trennschicht wurde dabei an den Verlauf eines Schubrisses angelehnt. Durch die Belastung des inneren Keils war es somit möglich, die Dübellast experimentell zu ermitteln. Aufbauend auf den ersten Experimenten dieser Art von Krefeld und Thurston [1966], führten Baumann und Rüsç [1970] die wohl umfangreichste Versuchsreihe auf diesem Gebiet durch. Neben der

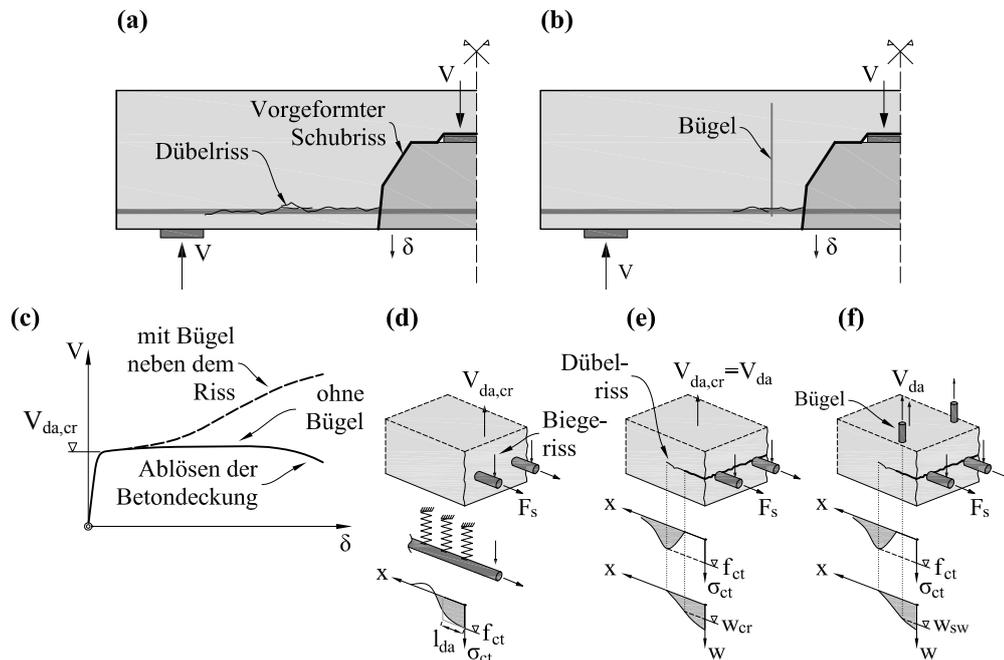


Abbildung 2.13: Dübelwirkung der Längsbewehrung: (a) Versuchsaufbau bei Balken ohne Querkraftbewehrung; (b) Versuchsaufbau bei Balken mit Bügelbewehrung; (c) Last-Verformungsbeziehung des Dübeltragverhaltens; (d) Modellierung der Dübelwirkung auf Basis eines Balkens auf elastischer Bettung; (e) Dübelwirkung nach Überschreitung der Dübelrisslast $V_{da,cr}$; (f) Aktivierung der Bügelbewehrung durch Dübelriss.

Untersuchung der Einflüsse der Betongüte, des Bewehrungsdurchmessers \varnothing_s , der Anzahl der Bewehrungslagen und der Betondeckung waren sie die Ersten, welche sich auch auf den Effekt einer Bügelbewehrung in der Nähe des vorgeformten Risses fokussierten (siehe Abbildung 2.13 (b)). In Abbildung 2.13 (c) ist das typische Last-Verformungsverhalten der Dübeltragwirkung abgebildet. Nach dem Erreichen der Dübelrisslast $V_{da,cr}$ kann ein sehr ausgeprägtes plastisches Verformungsvermögen beobachtet werden, welches bei Balken ohne Bügelbewehrung schlussendlich zu einem Ablösen der Betondeckung führt. Baumann und Rüsç [1970] leiteten aufbauend auf ihren eigenen Versuchsdaten einen Ansatz her, welcher auf der Theorie des elastisch gebetteten Balkens nach Timoshenko und Goodier [1951] beruht (siehe Abbildung 2.13 (d)). Basierend auf dieser von vielen Forschern getätigten Annahme der elastischen Bettung [Krefeld und Thurston, 1966; Soroushian, 1987; El-Ariss, 2006] stellten sie folgende vereinfachte Gleichung zur Ermittlung der Dübelrisslast $V_{da,cr}$ auf:

$$V_{da,cr} = f_{ct} \cdot b_n \cdot l_{da} \quad (2.19)$$

mit der zentrischen Zugfestigkeit f_{ct} , der Nettostegbreite zwischen den Bewehrungstäben $b_n = b_w - \sum \varnothing_s$ und der effektiven Länge l_{da} des Zugspannungsblocks (Annahme rechteckiger Spannungsblock) unterhalb der Längsbewehrung infolge Dübelbeanspruchung.

Die Berechnung der effektiven Länge l_{da} erfolgte dabei auf empirischen Weg. Die

Bestimmung der Dübelwirkung der Längsbewehrung für Bauteile ohne Bügelbewehrung ergibt sich somit zu:

$$V_{da,cr} = 1,72 \cdot b_n \cdot \varnothing_s \cdot \sqrt[3]{f_c} \quad (2.20)$$

Bei Überschreitung der Dübelrisslast $V_{da,cr}$ bildet sich ein Dübelriss entlang der unten liegenden Bewehrung. Damit verbunden wandert der sich unter den Längsstäben ausgebildete Spannungsblock in Richtung Auflager, was ein Fortpflanzen des Dübelrisses zur Folge hat (siehe Abbildung 2.13 (e)). Gemäß der Arbeit von Fischer [1997] ist dieser Mechanismus eine kinematische Voraussetzung für die Ausbildung eines Biegeschubversagens.

Nach der Ausbildung des Dübelrisses zeigt sich bei der Präsenz einer Querkraftbewehrung in der Nähe des Dübelanrisses (siehe Abbildung 2.13 (c)) ein völlig anderes Tragverhalten. Erreicht der Dübelriss einen Bügel, so kann sich die freiwerdende Zugkraft aufhängen, wodurch sogar eine Laststeigerung oberhalb der Risslast $V_{da,cr}$ erzielt werden kann (siehe Abbildung 2.13 (f)). Darüber hinaus wird dadurch ein weiteres Fortschreiten des Dübelrisses behindert. Aufbauend auf ihren Ergebnissen beschrieben Baumann und Rüschi [1970] empirisch das Last-Verformungsverhalten mit Hilfe einer Parabel. Bei bekannter Verschiebung der Längsbewehrung im Dübelanriss δ lässt sich der Dübeltraganteil V_{da} in Abhängigkeit des Abstands zwischen Bügel und Dübelanriss f wie folgt ermitteln:

$$V_{da} = \frac{1}{f} \cdot \sqrt{\delta \cdot I_s} \quad (2.21)$$

mit dem Trägheitsmoment der Längsbewehrung und der unteren Betondeckung I_s .

Eine weitere Möglichkeit zur Berechnung der zusätzlichen Laststeigerung über die Dübelrisslast hinaus bietet sich bei bekannter Rissöffnung w_{sw} an der Stelle eines durch einen Dübelriss gekreuzten Bügels. Unter Zugrundelegung eines Verbundmodells kann in Abhängigkeit der Rissweite w_{sw} auf die Spannung im Bügel σ_{sw} zurückgerechnet werden. Das Tragvermögen der Dübelwirkung ergibt sich somit zu:

$$V_{da} = \sigma_{sw}(w_{sw}) \cdot \frac{\varnothing_w^2 \cdot \pi}{4} \quad (2.22)$$

Eine nähere Beschreibung dieser Vorgangsweise wird in Abschnitt 2.2.6 gegeben.

2.2.4 Spannungsübertragung aufgrund rissübergreifender Zugspannungen

Bei einer weggesteuerten Versuchsdurchführung von unbewehrten Zugversuchen führt das Erreichen der Zugfestigkeit f_{ct} nicht zwangsläufig zu einem spröden Versagen, sondern resultiert in einem entfestigenden Verhalten mit einer starken Dehnungslokalisierung in einem einzelnen Riss. Im Gegensatz zu metallischen Werkstoffen geht diese Lokalisierung eines Einzelrisses aus der Vereinigung bereits vorhandener Mikrorisse hervor. Bis zum Erreichen einer Grenzzrissweite w_{cr} kann somit eine Spannungsübertragung gewährleistet werden, welche sich zum einen aufgrund von Haftspannungen in der Grenzfläche zwischen Zuschlagskorn und Zementmatrix erklären lässt. Darüber hinaus ist die Schwachstelle bei

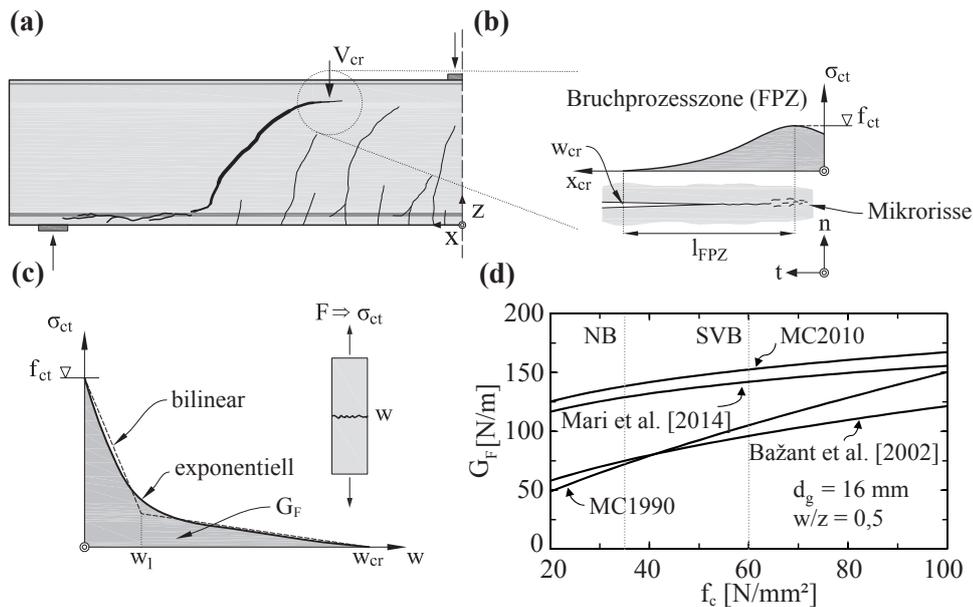


Abbildung 2.14: Rissübergreifende Zugspannungen in der Bruchprozesszone: (a) Querkrafttragfähigkeit der Rissprozesszone V_{cr} ; (b) Spannungszustand in Abhängigkeit der Rissöffnung in der Bruchprozesszone (FPZ); (c) Zugspannungs-Rissöffnungsbeziehung ("tension softening"); (d) Bruchenergie G_F in Abhängigkeit der Druckfestigkeit f_c nach verschiedenen Ansätzen.

Normalbeton im Verbundbereich zwischen den beiden Phasen anzutreffen, weshalb sich die Rissbildung in der Regel in diesem Bereich konzentriert. Beim Öffnen der Rissufer können somit Reibungskräfte aktiviert werden, welche in einer zusätzlichen Spannungsübertragung resultieren. Dieses Phänomen ist somit sehr nahe mit der bereits in Abschnitt 2.2.2 beschriebenen Rissverzahnung verwandt, bei welcher neben der Rissöffnung w auch eine Gleitung s für die Spannungsübertragung verantwortlich ist. Bei Betonen mit höherer Festigkeit können diese Reibungskräfte aufgrund der Durchtrennung der Gesteinskörner (siehe Abschnitt 2.2.2) nicht in diesem Maße beobachtet werden, weshalb sich ein deutlich rascheres Entfestigungsverhalten zeigt.

Die erstmalige mathematische Beschreibung der Rissbildung geht auf ein einfaches physikalisches Modell von Hillerborg et al. [1976] zurück. Das von ihm vorgeschlagene "Fictitious Crack Model" [Hillerborg, 1983] basiert auf der Annahme, dass sich ein Zugstab in einen ungestörten linear-elastischen Bereich und in eine gerissene entfestigende Zone (FPZ) unterteilen lässt. Bei Überschreitung der Zugfestigkeit lokalisieren sich die Verformungen in einem einzelnen Riss, während die Bereiche außerhalb der gerissenen Zone wieder entlastet werden. Eine vielfach angewendete Beschreibung des Zugspannungs-Verformungsverhaltens wurde von Hordijk [1992] veröffentlicht. Er geht von einer exponentiellen Abnahme der Zugspannungen σ_{ct} in Abhängigkeit der Rissöffnung w aus (siehe Abbildung 2.14 (c)). Die übertragbaren Spannung σ_{ct} ergeben sich

somit zu:

$$\sigma_{ct} = f_{ct} \cdot \left\{ \left[1 + \left(3 \cdot \frac{w}{w_{cr}} \right)^3 \right] e^{-6,93(w/w_{cr})} - 0,0274 \cdot \frac{w}{w_{cr}} \right\} \quad (2.23)$$

mit der Grenzrissweite $w_{cr} = 5,14 \cdot G_F/f_{ct}$ ab der keine Spannungsübertragung mehr stattfindet.

Alternativ kann der abfallende Ast nach Erreichen der Zugfestigkeit f_{ct} auch mit einer bilinearen Beziehung (siehe Abbildung 2.14 (c)), wie z.B. im Model Code 2010 [fib, 2013] vorgeschlagen, charakterisiert werden:

$$\sigma_{ct} = f_{ct} \cdot \begin{cases} 1,0 - 0,8 \cdot \frac{w}{w_1} & \text{für } w \leq w_1 \\ 0,25 - 0,05 \cdot \frac{w}{w_1} & \text{für } w_1 < w \leq w_{cr} \end{cases} \quad (2.24)$$

mit

$$w_1 = G_F/f_{ct}$$

Die Fläche unterhalb der Spannungs-Rissöffnungbeziehung entspricht jener Energie, welche für die Erzeugung eines Trennrisses einer Einheitsfläche benötigt wird. Diese als spezifische Bruchenergie G_F bekannte Materialgröße hängt nach Bažant und Becq-Giraudon [2002] hauptsächlich von der Druckfestigkeit f_c , dem Größtkorndurchmesser d_g , dem Wasserzementwert w/z sowie der Oberflächenstruktur der Gesteinkörnung (Rund- oder Kantkorn) ab. Basierend auf einer Versuchsdatenbank mit Zugversuchen veröffentlichten sie folgende empirische Gleichung zur Ermittlung der Bruchenergie G_F :

$$G_F = 2,5 \cdot \alpha_0 \cdot \left(\frac{f_c}{0,051} \right)^{0,46} \cdot \left(1 + \frac{d_g}{11,27} \right)^{0,22} \cdot (w/z)^{0,30} \quad (2.25)$$

mit $\alpha_0 = 1,0$ für abgerundete Zuschlagskörner und $\alpha_0 = 1,44$ für gebrochene oder kantige Gesteinkörnung.

Weitere Gleichungen zur Ermittlung der spezifischen Bruchenergie G_F sind z.B. in CEB-FIP [1990], fib [2013], Marí et al. [2014] zu finden. Abbildung 2.14 (d) zeigt einen Vergleich der Bruchenergie G_F dieser unterschiedlichen Ansätze in Abhängigkeit der Druckfestigkeit f_c für die in Kapitel 3 verwendeten Betonsorten. Wie auch bei der experimentellen Bestimmung der Bruchenergie G_F ergibt sich auch bei der rechnerischen Ermittlung eine deutliche Streuung der Ergebnisse.

An der Spitze des kritischen Schubrisses (siehe Abbildung 2.14 (a)) bildet sich ebenso eine Bruchprozesszone (FPZ) aus, an welcher bis zum Erreichen der Grenzrissweite w_{cr} eine Zugspannung σ_{ct} über den Riss hinweg übertragen werden kann (siehe Abbildung 2.14 (b)). Durch Integration dieser Spannungen entlang der Länge l_{FPZ} ergibt sich ein Querkrafttraganteil infolge rissübergreifender Zugspannungen V_{cr} in der Bruchprozesszone,

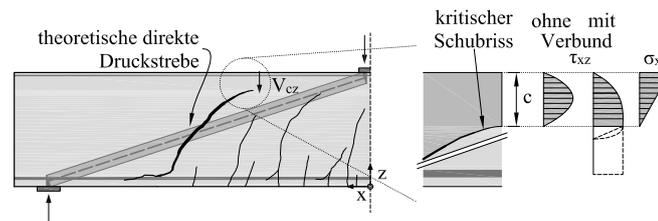


Abbildung 2.15: Querkrafttragfähigkeit der ungerissenen Druckzone, theoretische direkte Druckstrebe und angenommener Schubspannungsverlauf τ_{xz} .

der sich wie folgt berechnen lässt:

$$V_{cr} = b \cdot \int_{t=0}^{l_{FPZ}} \sigma_{ct} \cdot \cos \theta_{cr}(t) \cdot dt \quad (2.26)$$

mit der Rissneigung $\theta_{cr}(t)$ im Abschnitt dt und der Länge l_{FPZ} an der eine Übertragung von Zugspannungen stattfindet.

2.2.5 Querkrafttragfähigkeit der Druckzone

Die ungerissene Druckzone liefert eine Komponente, welche bei der Abtragung von Querkräften mitwirkt. Diese Tragwirkung darf dabei nicht mit dem Mechanismus der direkten Lastabtragung über eine Druckstrebe, wie er bei gedrunenen Bauteilen beobachtet werden kann, verwechselt werden (siehe Abbildung 2.10 (c)). Bei schlanken bzw. schubslanken Stahlbetonbauteilen reichen die Biegerisse meist so nah ans Auflager, so dass diese direkte Druckstrebe durch Risse durchkreuzt wird und so ihre Wirksamkeit unterbunden wird. Zur Beschreibung der Lastabtragung von gedrunenen Bauteilen (Diskontinuitätsbereiche) hat sich die Anwendung von Stabwerkmodellen [Schlaich, 1984] bzw. Spannungsfeldern [Muttoni et al., 1997] etabliert. Diese Modelle werden an dieser Stelle nicht näher erläutert.

Eine Vielzahl von Modellvorstellungen machen hauptsächlich die Druckzone für die Abtragung von Querkräften verantwortlich [Walther, 1962; Kotsovos, 1988; Zink, 2000; Zararis und Papadakis, 2001; Tureyen und Frosch, 2003; Choi et al., 2007]. Einen wesentlichen Einflussfaktor stellt dabei die Höhe der Druckzone c dar, welche bei überwiegender Biegemomentenbeanspruchung sehr einfach unter Zugrundelegung der Bernoullischen Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte ermittelt werden kann. Im Speziellen bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung, welche unmittelbar vor dem Bruchzustand eine deutliche Schubrotation erfahren, gilt diese Annahme streng genommen nicht mehr, wodurch die Druckzonenhöhe c merklich reduziert wird. Walther [1962] stützte sich daher nicht auf die Bernoullische Hypothese, sondern versuchte unter Einbeziehung des Verbundverhaltens die Nulllinienlage unter Biege- und Schubbeanspruchung mit Hilfe einer Verformungsverträglichkeitsbedingung zu ermitteln. Die Schubtragfähigkeit der ungerissenen Druckzone bei schlanken bzw. schubslanken Bauteilen wird unter Forschern äußerst kontrovers diskutiert und unterschiedlich gewichtet. Dies liegt zum Teil auch an

den unterschiedlichen angenommenen Schubspannungsverläufen τ_{xz} in der Druckzone (siehe Abbildung 2.15). Bei Annahme, dass im maßgebenden Querschnitt, welcher durch den kritischen Schubriss definiert ist, der Verbund der Längsbewehrung ausgefallen ist und somit keine Zunahme der Normalspannung in der Druckzone σ_x möglich ist, ergibt sich ein parabelförmiger Schubspannungsverlauf mit dem Maximum in der Mitte der Druckzonenhöhe c [Tureyen und Frosch, 2003; Choi et al., 2007]. Betrachtet man jedoch einen durch zwei Biegerisse freigeschnittenen Betonzahn mit intakten Verbund, so folgt aus der Normalspannungsdifferenz $\Delta\sigma_x$ der bereits von Mörsch [1912] vorgeschlagene und in Abbildung 2.5 dargestellte Schubspannungsverlauf mit dem Maximum in der Nulllinie und konstanten Verlauf bis auf Höhe der Längsbewehrung. Zink [2000] nimmt jedoch an, dass die Schubspannung τ_{xz} infolge der rissübergreifenden Zugspannungen σ_{ct} (siehe Abschnitt 2.2.4) bis zur Grenzrissweite w_{cr} auf Null abfällt. Unter der Annahme eines Spannungsverlaufs lässt sich die Querkrafttragfähigkeit der Druckzone durch Integration der Schubspannung τ_{xz} über die Fläche der ungerissenen Zone A_{cz} oberhalb der Nulllinie folgendermaßen bestimmen:

$$V_{cz} = \int_{A_{cz}} \tau_{xz} \, dA_{cz} \quad (2.27)$$

Die Rolle dieser Tragwirkung kann zum jetzigen Zeitpunkt nur unzureichend beschrieben werden, da sich dieser Mechanismus nicht gesondert wie z.B. die Rissverzahnung experimentell quantifizieren lässt. In der Literatur finden sich zwar Querkraftversuche, bei welchen durch einen vorgeformten Biegeschubriss und durch Ausschluss der anderen Tragmechanismen versucht wurde, einen Rückschluss auf die Querkrafttragfähigkeit der Druckzone zu gewinnen [Albrecht, 2014]. Die Problematik dieser Versuche besteht jedoch darin, dass ein vorgeformter Riss durch Einlegen von Trennschichten beim Betoniervorgang nicht das wahre Tragverhalten eines Bauteils widerspiegeln kann.

2.2.6 Traganteil der Querkraftbewehrung

Bei Bauteilen mit ausreichend dimensionierter Querkraftbewehrung (gerade und geneigte Bügel, Haken, aufgebogene Längsstäbe usw.) kann die bei der Schubrissbildung freiwerdende Zugspannung in der Regel auf die Bewehrung umgelagert und somit eine weitere Laststeigerung ermöglicht werden. Die Einleitung dieser Zugkräfte in die Querkraftbewehrung wird dabei maßgeblich vom Verbundverhalten bestimmt (siehe Abbildung 2.16 (a)). Die Zusammenwirkung zwischen Beton und Stahl wurde bereits in der Vergangenheit ausreichend untersucht [Rehm, 1961; Martin und Noakowski, 1981], weshalb die wesentlichen Einflussparameter (Stabdurchmesser \varnothing_s , Oberflächenbeschaffenheit der Bewehrung, Druckfestigkeit f_c , Betonierrichtung, Querzugbeanspruchungen usw.) bekannt sind. Eine detaillierte Zusammenfassung der bisherigen experimentellen und theoretischen Untersuchungen zur Verbundwirkung von Betonstählen wird z.B. in Ritter [2013] und fib [2014] gegeben. In den meisten Fällen wird zur Ermittlung der Verbundeigenschaften

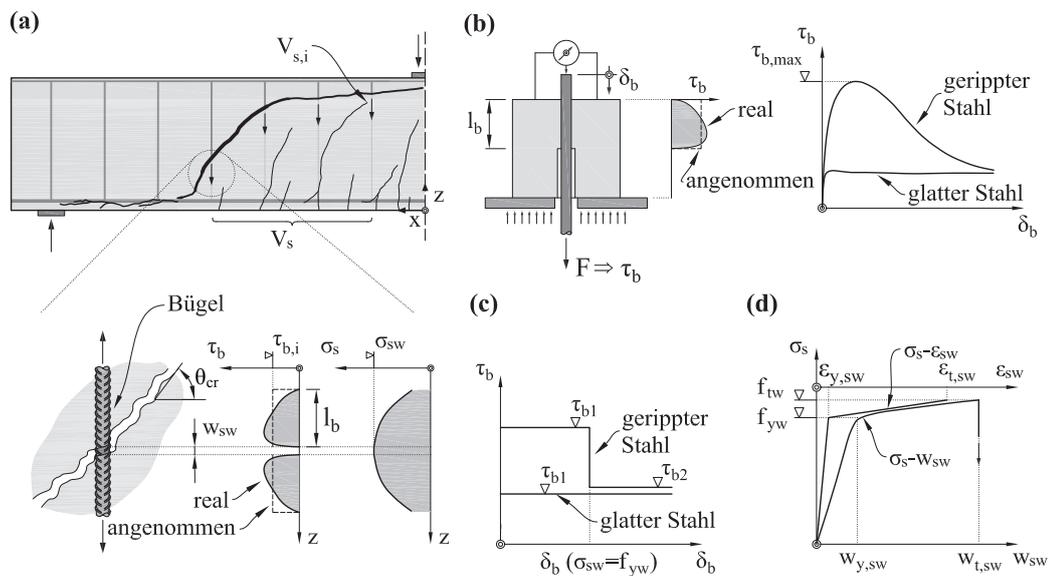


Abbildung 2.16: Traganteil der Querkraftbewehrung: (a) Aktivierte Bügel im kritischen Schubriss und Spannungszustand infolge Verbundwirkung; (b) Ausziehversuch zur Ermittlung der Verbundspannungs-Schlupfbeziehung von Betonstählen; (c) Abgestufte und starr plastische Verbundspannungs-Schlupfbeziehung nach dem Zuggurt-Modell [Marti et al., 1998]; (d) Spannungs-Rissöffnungs- bzw. Spannungs-Dehnungsbeziehung eines Bügels.

der in Abbildung 2.16 (b) dargestellte und in RILEM [1994] vorgeschlagene Ausziehversuch verwendet. Dabei wird ein mit einer bestimmten Verbundlänge l_b einbetonierter Bewehrungsstab aus dem Probekörper herausgezogen, wobei die Verschiebung des Stabs gegenüber dem Beton am herausstehenden freien Ende gemessen wird. In weiterer Folge lässt sich somit die Verbundcharakteristik mit Hilfe der mittleren Verbundspannung τ_b , welche über die gesamte Verbundlänge vereinfacht konstant angenommen wird, und der Relativverschiebung zwischen Betonstahl und Beton, dem sogenannten Schlupf δ_b , beschreiben (siehe Diagramm in Abbildung 2.16 (b)). Während bei glatten Stäben nach Überschreiten der Haftspannung ausschließlich vom Schlupf unabhängige Reibungskräfte aktiviert werden können, führt der zusätzliche mechanische Verbund von gerippten Stäben zu deutlich höheren maximalen Verbundspannungen $\tau_{b,max}$. Goto [1971] wies darauf hin, dass sich bei beginnender Relativverschiebung an der Stelle der Rippen innere sekundäre Risse bilden. Eine zunehmende Belastung führt in weiterer Folge zu einem Abscheren der sich auf den Beton abstützenden Betonkonsolen, was mit einem Abfall der Verbundspannungen in Kombination mit wachsendem Schlupf einhergeht.

Zur Beschreibung des Verbundverhaltens von Betonstählen existieren eine Vielzahl von unterschiedlichen Verbundspannungs-Schlupfbeziehungen [fib, 2014]. Ein sehr einfacher und vielfach ausreichender Ansatz zur Beschreibung des Verbundverhaltens ist im von Marti et al. [1998] hergeleiteten Zuggurt-Modell angeführt. Darin wird vorgeschlagen, für gerippte Betonstähle eine abgestufte und ideal plastische Verbund-Schlupfbeziehung

anzunehmen, wobei die Verbundspannung τ_{b1} beim Erreichen der Fließspannung der Bewehrung f_y auf die Hälfte zu reduzieren ($\tau_{b2} = \tau_{b1}/2$) ist (siehe Abbildung 2.16 (c)). Für glatte Stäbe ergibt sich eine vom Schlupf unabhängige, konstante Verbundspannung τ_{b1} . Die mittlere Verbundspannung τ_{b1} lässt sich nach Noakowski [1988] beim Erreichen der Fließspannung der Querkraftbewehrung f_{yw} wie folgt ermitteln:

$$\tau_{b1} = \frac{1 - N}{8} \cdot \left(\frac{8A}{1 + N} \cdot f_c^{2/3} \right)^{\frac{1}{1+N}} \cdot \left(\frac{f_{y,w}^2}{E_{sw}} \cdot \emptyset_w \right)^{\frac{N}{1+N}} \quad (2.28)$$

mit den Konstanten A, N zur Beschreibung der unterschiedlichen Verbundcharakteristika ($A = 0,42; N = 0,1$ für glatte Stäbe und $A = 0,95; N = 0,12$ für gerippte Stäbe), dem Durchmesser \emptyset_w und dem Elastizitätsmodul E_{sw} der Querkraftbewehrung.

Der Schlupf δ_b lässt sich dann durch Integration der Stahldehnungen ε_{sw} über die Stahlspannungen σ_{sw} wie folgt bestimmen:

$$\delta_b = \frac{\emptyset_w}{4} \cdot \int_0^{\sigma_{sw}} \frac{1}{\tau_{b,i}(\sigma_{sw})} \cdot \varepsilon_{sw}(\sigma_{sw}) \, d\sigma_{sw} \quad (2.29)$$

mit der Verbundspannung $\tau_{b,i}$ in Abhängigkeit der Spannung im Bügel σ_{sw} nach Abbildung 2.16 (c).

Das Materialverhalten der Bewehrung kann dabei über eine bilineare Spannungs-Dehnungsbeziehung ausgedrückt werden (siehe Abbildung 2.16 (d)). Die gesamte Öffnung eines Einzelrisses w_{sw} ergibt sich somit schlussendlich zu:

$$w_{sw} = 2 \cdot \delta_b \cdot (1 + \varepsilon_{sw}) \quad (2.30)$$

Basierend auf den zuvor angeführten theoretischen Grundlagen kann somit bei bekannter Rissweite w_{sw} an der Stelle der Bügelbewehrung ein Rückschluss auf die vorhandene Stahlspannung σ_{sw} gezogen werden (siehe Abbildung 2.16 (d)). Diese Vorgangsweise wurde bereits von Leonhardt et al. [1973] angewandt, in dem er die vorherrschende Spannung σ_{sw} auf Basis von gemessenen Rissweiten und unter der Zugrundelegung eines Verbundmodells von Falkner Falkner [1969] in der Bügelbewehrung ermittelte.

Wie von Campana et al. [2013] festgehalten, bedarf es nur einer sehr geringen Rissweite w_{sw} von 0,3 mm, um z.B. einen Bügel mit einem Durchmesser \emptyset_w von 6 mm ins Fließen zu bringen. Bei einem glatten Stab erhöht sich dieser Wert etwa um das Doppelte. Durch die Messung der Rissweiten aller vom kritischen Schubriss gekreuzten Bügelelemente lässt sich somit die Querkrafttragfähigkeit der Schubbewehrung berechnen:

$$V_s = \sum_{i=1}^n V_{s,i} = \sum_{i=1}^n \sigma_{sw,i} \cdot \frac{\emptyset_w^2 \cdot \pi}{4} \quad (2.31)$$

Dieser Traganteil ist somit stark vom Verlauf des kritischen Schubrisses abhängig. Je flacher die Rissneigung θ_{cr} ist, desto mehr Bügel können für die Abtragung von Querkraften aktiviert werden.

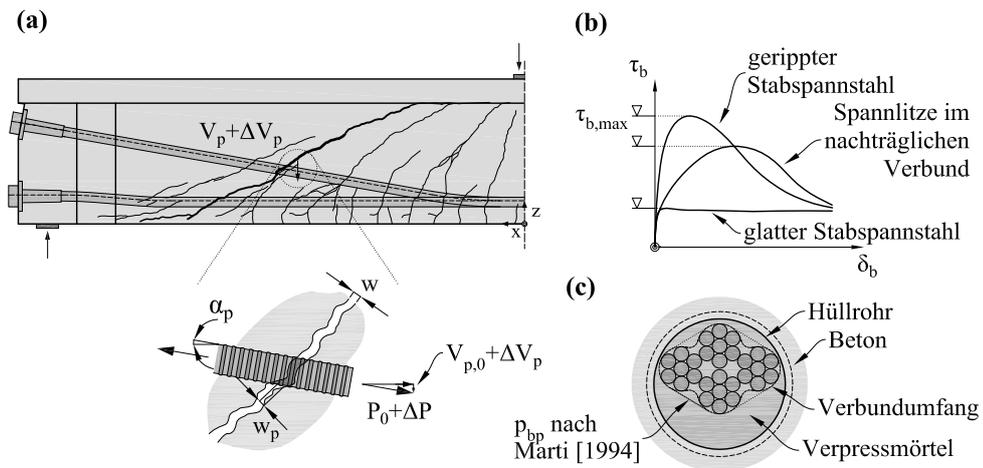


Abbildung 2.17: Vertikalkomponente der Vorspannkraft V_p : (a) Spannbetonträger mit geneigtem Spannglied und Aktivierung der Vertikalkomponente infolge der Vorspannkraft im kritischen Schubriss; (b) Schematische Verbund-Schlupfbeziehungen für Betonstahl und Spannstahl; (c) Verbundumfang p_{bd} eines Spannglieds mit 4 Spannlitzen.

2.2.7 Vertikalkomponente aus der Vorspannkraft

Bei Spannbetonbauteilen liefert die Vertikalkomponente der Vorspannkraft V_p bei geneigten Spanngliedern einen zusätzlichen Traganteil zum Querkraftwiderstand V_R . Infolge der Querkraft- und Biegemomentenbeanspruchung gesellt sich eine zusätzliche Spannkraft ΔP zur anfänglichen Vorspannkraft P_0 (siehe Abbildung 2.17 (a)), welche wiederum in einer Vergrößerung des vertikalen Anteils ΔV_p resultiert [Rupf, 2014]. Diese in Querkraftversuchen beobachtete Zusatzdehnung kann wie schon bei der Bestimmung des Traganteils der Querkraftbewehrung V_s mit Hilfe der gemessenen Rissöffnung w_p auf Höhe der Spannglieder in Kombination mit einem angenommenen Verbundmodell abgeschätzt werden (siehe dazu Abschnitt 2.2.6). Das Verbundverhalten von unterschiedlichen Spannstählen wurde bereits ausreichend erforscht [Troost et al., 1980; Will, 1997; Ullner, 2008]. Die von glatten, gerippten oder profilierten Betonstählen bekannten Verbundmechanismen behalten ihre Gültigkeit auch für Spannstähle. Das Verbundverhalten von Spannlitzen aus mehreren Einzeldrähten kann im Bezug auf die maximal erzielbaren Verbundspannungen $\tau_{b,max}$ zwischen gerippten und glatten Stabspannstählen eingestuft werden (siehe Abbildung 2.17 (b)). Die höhere Verbundwirkung von Spannlitzen mit mehreren Einzeldrähten im Vergleich zu glatten Stabspannstählen lässt sich durch die Oberflächenstruktur, welche durch die Verdrillung der äußeren Drähte um den Kerndraht erzeugt wird, erklären [Will, 1997]. Zur Beschreibung des Verbundverhaltens von Spanngliedern mit Litzenbündeln, wie sie im Brückenbau ständig zum Einsatz kommen, muss ein zusätzlicher Einflussfaktor, der Verbundumfang p_{bd} , mit in Betracht gezogen werden. Der Verbundumfang p_{bd} umfasst dabei nur jene Länge des Spanngliedquerschnitts, die mit den umliegenden Verpressmörtel im Kontakt steht und wird daher maßgebend von der Anzahl der Litzen sowie deren Lage im Hüllrohr bestimmt (siehe Abbildung 2.17 (c)). Marti [1994] beschreibt den Verbund-

umfang p_{bp} von Spanngliedern mit mehreren siebendrähtigen Litzen als kleinste konvexe Hülle des ideal geordneten Litzenbündels:

$$p_{bp} = 6 \cdot \left(\pi - 3 + \sqrt{12 \cdot m_p - 3} \cdot \sqrt{\frac{A_p}{7\pi \cdot m_p}} \right) \quad (2.32)$$

mit der Anzahl der Litzen m_p sowie der gesamten Spannstahlfäche A_p .

Will [1997] definiert den Verbundumfang p_{bd} für gebündelte Litzenspannglieder wie folgt:

$$p_{bp} = 1,7 \cdot \sqrt{4 \cdot \pi \cdot A_p} \quad (2.33)$$

Wie schon für Zugglieder mit Betonstählen schlägt Marti [1994] für die Beschreibung der Verbundwirkung zwischen Beton und Spannstahl eine starr-ideal plastische Beziehung mit folgender maximaler Schubspannung τ_{bp} vor:

$$\tau_{bp} = 4 \cdot \sqrt{\frac{f_{cm,cube}}{p_{bp}}} \quad (2.34)$$

mit der Würfeldruckfestigkeit $f_{cm,cube}$.

Unter Berücksichtigung der Vordehnung $\varepsilon_{p,0}$ lässt sich, wie in Abschnitt 2.2.6 beschrieben, unter Zugrundelegung der gemessenen Rissöffnung auf Höhe des Spannglieds w_p und des zuvor beschriebenen Verbundmodells (siehe Abbildung 2.17 (b)) die vorherrschende Spannkraft im Spannglied $P = P_0 + \Delta P$ berechnen. Die Vertikalkomponente infolge der Vorspannkraft $V_p = V_{p,0} + \Delta V_p$ ergibt sich somit zu:

$$V_p = (P_0 + \Delta P) \cdot \sin \alpha_p \leq A_p \cdot f_{py} \cdot \sin \alpha_p \quad (2.35)$$

Der infolge der Zusatzdehnung $\Delta\varepsilon_p$ erzielte zusätzliche Querkrafttraganteil ΔV_p spielt gerade bei schwach vorgespannten Spanngliedern, welche über eine hohe Dehnungsreserve verfügen, eine nicht zu vernachlässigende Rolle.

3 Experimentelle Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten

3.1 Allgemeines

Die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen mit und ohne Querkraftbewehrung wurde bereits in zahlreichen Versuchsreihen eingehend untersucht. Einen Überblick über eine Vielzahl von Versuchsserien bieten die von Reineck et al. [2012] erstellten Datenbanken mit Schubversuchen. Bei genauer Betrachtung dieser fällt auf, dass der Großteil der Versuche an einfeldrigen Stahlbetonträgern ohne Schubbewehrung mit geringer Bauteilhöhe unter Punktbelastung durchgeführt wurden. Des Weiteren zeigt sich, dass für Stahlbeton- und im besonderen Spannbetonbalken mit geringer Querkraftbewehrung nur eine äußerst limitierte Datenbasis existiert. Dabei weisen gerade diese Bauteiltypen eine ausgeprägte Querkraftgefährdung auf. Um somit mehr über das Querkrafttragverhalten von schubkritischen Brückentypen zu erfahren (siehe Abschnitt 2.1.3), wurden im Labor des Instituts für Tragkonstruktionen insgesamt 24 Querkraftversuche an Stahlbetonbauteilen ohne sowie an Stahl- und Spannbetonträgern mit geringer Querkraftbewehrung durchgeführt. Nachstehend wird eine Beschreibung der Experimente sowie der daraus gewonnenen Ergebnisse dargestellt. Neben dem Einsatz von konventioneller Messtechnik wurde der Fokus im Zuge dieser Versuchsreihen auf den Einsatz eines photogrammetrischen Messsystems gelegt. Dadurch war es möglich die Deformationen des Schubfeldes vollflächig in einer vordefinierten Messfrequenz messtechnisch zu erfassen. Die daraus gewonnenen Informationen über das Rissöffnungs- und Rissleitungsverhalten des gesamten Schubfeldes konnten somit zur Quantifizierung der in Abschnitt 2.2 detailliert beschriebenen Querkrafttragmechanismen herangezogen werden. Die Versuchsergebnisse erlauben darüber hinaus eine Überprüfung bestehender Bemessungsansätze für Bauteile ohne bzw. mit geringem Querkraftbewehrungsgehalt. Des Weiteren stellen die Ergebnisse die Grundlage für das in Kapitel 4 hergeleitete Querkraftmodell dar. Eine detailliertere Beschreibung der Versuche und der Ergebnisse ist im Ergebnisbericht des Forschungsvorhabens "Ingenieurmodell" der Initiative Verkehrsinfrastrukturforschung 2012 angeführt [Huber et al., 2015].

3.2 Querkraftversuche an Stahlbetonträgern

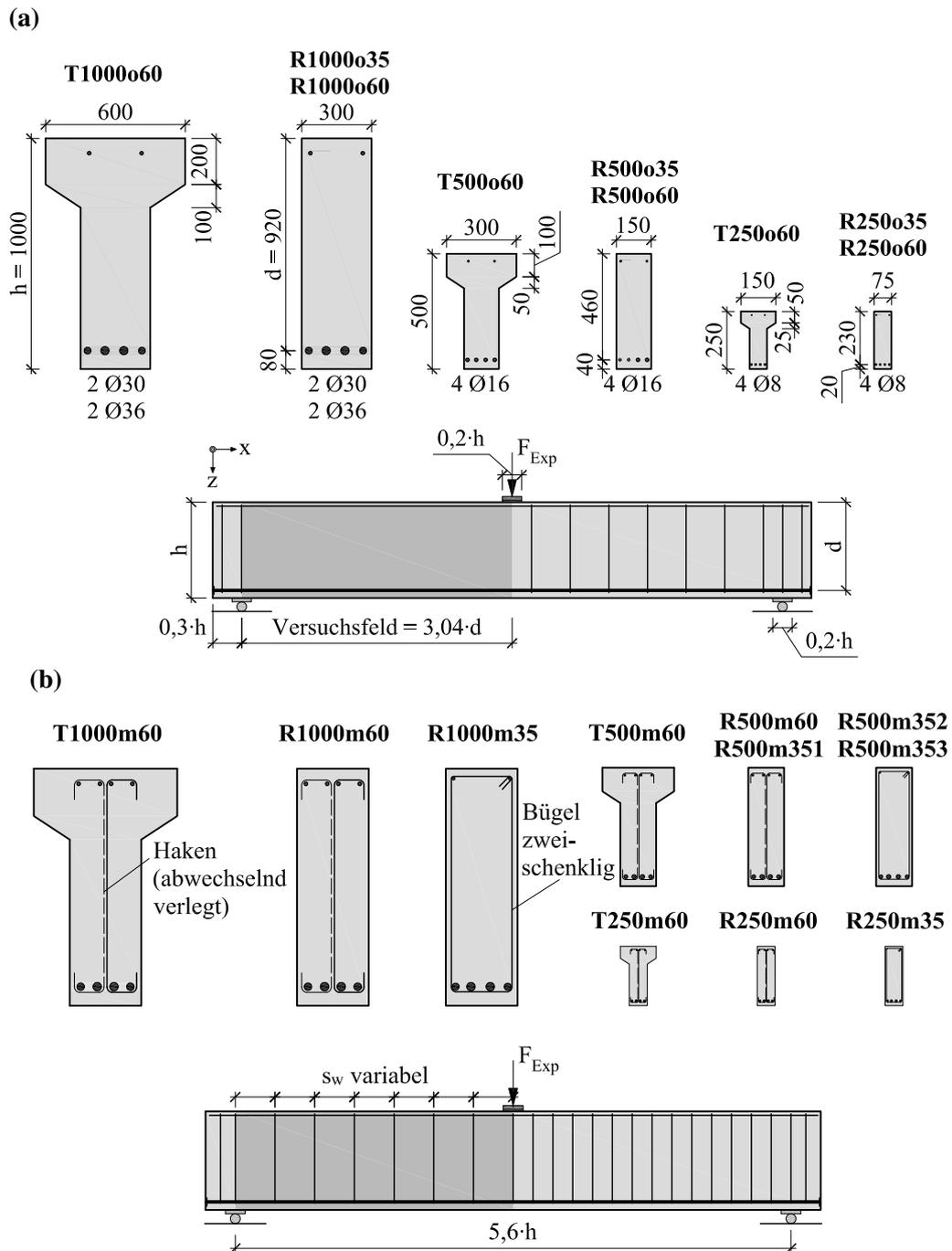
3.2.1 Versuchskörper und Versuchsaufbau

Die Querkraftversuche an den Stahlbetonträgern verfolgen den Zweck, den Einfluss der Bauteilhöhe h , der Querschnittsform (Rechteck- und T-Querschnitt), der Betongüte sowie einer sehr geringen Querkraftbewehrung auf das Schubtragverhalten experimentell zu untersuchen. Die Abmessungen der Versuchskörper, Angaben zur Längsbewehrung und das statische System der Versuche sind in Abbildung 3.1 dargestellt. Die Bezeichnung der Versuchskörper lässt einen direkten Rückschluss auf die Untersuchungsparameter zu. Der erste Großbuchstabe bezieht sich auf den Querschnittstyp (R = Rechteckquerschnitt, T = T-Querschnitt), gefolgt von der Bauteilhöhe h in Millimeter. Der Kleinbuchstabe o steht für "ohne" bzw. m für "mit" Querkraftbewehrung. Die letzten beiden Ziffern am Ende der Benennung stellen den Zielwert der Betondruckfestigkeit f_c dar. Da bei den mittleren Versuchsträgern ($h=500$ mm) mit Schubbewehrung mehrere Versuche mit denselben Versuchsparametern durchgeführt wurden, ist für diese, an der letzten Stelle zusätzlich eine fortlaufende Nummer angeführt. Sämtliche Abmessungen der Versuchskörper wurden geometrisch in einem Verhältnis von 1:2:4 skaliert. Die Bauteilhöhe h variiert somit zwischen 250 mm und 1000 mm. Im Gegensatz zur Vorgehensweise bei vielen Untersuchungen des Maßstabeffekts (siehe z.B. Reineck et al. [2012]) wurde auch die Stegbreite $b_w = 0,3 \cdot h$ geometrisch angepasst. Um den Einfluss eines verbreiterten Druckgurts auf die Schubtragfähigkeit zu untersuchen, wurde die Breite des Obergurts b_{fc} auf die zweifache Stegbreite b_w vergrößert. Um einen kontinuierlichen Übergang zwischen dem Steg und dem Flansch zu gewährleisten, wurde zusätzlich eine Voute mit der Höhe $h_{hc} = 0,1 \cdot h$ angeordnet. Die Länge der Träger betrug $6,2 \cdot h$, wodurch sich nach Abzug des Überstands die Spannweite l zu $5,6 \cdot h$ ergab.

Die Längsbewehrung bestand aus jeweils 4 Stäben mit Durchmessern \varnothing_s von 8 mm, 16 mm bzw. je 2 Stäben mit 30 mm und 36 mm für die Balken mit einer Höhe von 1000 mm. Die Biegebewehrung wurde über die gesamte Trägerlänge durchlaufend einlagig verlegt. Um einen vorzeitigen Verankerungsbruch zu vermeiden, wurde an den Enden der Längsstäbe eine Stahlplatte angeschweißt. Der geometrische Längsbewehrungsgrad ρ_l blieb für die gesamte Versuchsreihe unverändert und betrug im Mittel 1,2%. Dies soll einen praxisnahen Wert für den Bewehrungsgrad in Auflagernähe bei bestehenden Brücken widerspiegeln.

Der geometrische Querkraftbewehrungsgrad ρ_w wurde in Anlehnung an den vorgeschlagenen Mindestquerkraftbewehrungsgrad $\rho_{w,min} = 0,08 \cdot \sqrt{f_c}/f_y$ gemäß ÖN EN 1992-1-1 [2011] gewählt. Dieser Mindestgehalt schwankt für die verwendeten Baustoffe zwischen 0,073% und 0,113%. Der Schubbewehrungsgehalt der Versuchskörper variiert nur sehr geringfügig zwischen 0,084% und 0,112%. Die genauen Angaben zur Querkraftbewehrung sind in Tabelle 3.1 zusammengefasst. Die Schubbewehrung besteht im Versuchsfeld aus senkrechten zweiseitigen Bügeln oder aus wechselseitig verlegten Haken (siehe Abbil-

dung 3.1 (b)). Die Querkraftbewehrung wurde in der Druckzone ausreichend verankert. Eine Trägerhälfte wurde stets mit einer stärkeren Schubbewehrung ausgeführt, um somit ein klar definiertes Versuchsfeld zu erlangen, in dem das Versagen zu erwarten war. Dies ermöglichte einen deutlich effizienteren Einsatz der Messtechnik, gerade im Hinblick auf das verwendete photogrammetrische Messsystem.



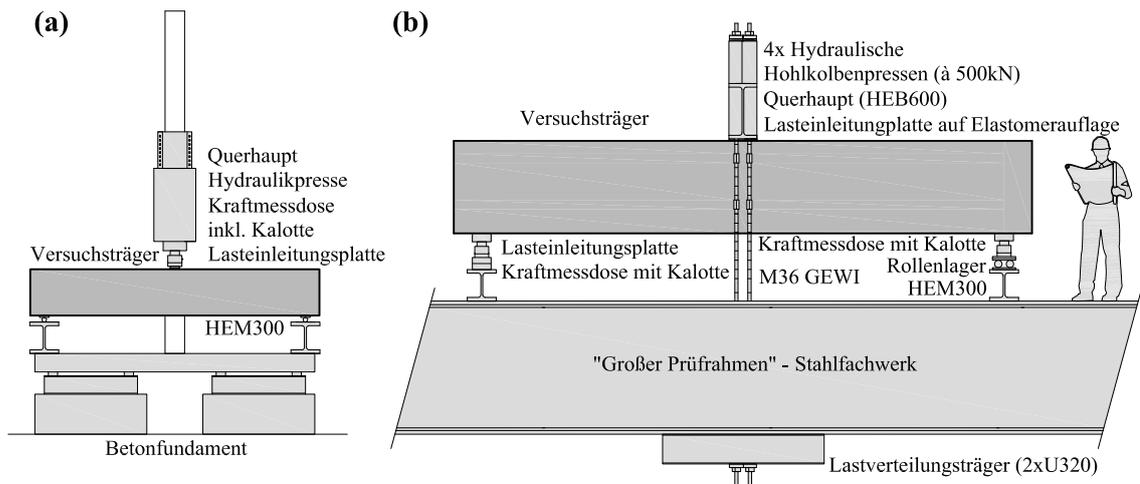


Abbildung 3.2: Versuchsaufbau: (a) für Träger mit $h = 250$ mm bzw. 500 mm (b) für Träger mit $h = 1000$ mm.

Abbildung 3.2 zeigt den verwendeten Versuchsaufbau mit der Belastungseinrichtung. Die Versuche wurden als Einfeldbalken mit punktueller Belastung in Feldmitte geplant. Dadurch ergab sich eine Schubslankheit a/d von 3,04, welche seit den umfangreichen experimentellen Arbeiten von Kani [1964] als schubkritische Laststellung für Bauteile ohne Normalkraftbeanspruchung bekannt ist. Aufgrund der unterschiedlichen Trägerlängen war es notwendig, zwei verschiedene Versuchsstände für die Aufbringung der Querkraftbelastung zu verwenden. Für die Balken mit einer Höhe von 250 mm und 500 mm kam ein Zweisäulenprüfrahmen zur Anwendung, bei welchem die Beanspruchung mittels einer unter einem Querhaupt befindlichen, hydraulischen Presse aufgebracht wurde. Die Presse übertrug die Kraft über eine Kraftmessdose, welche wiederum auf einer Stahlplatte und einer Elastomerauflage aufgesetzt war. Für die restlichen Balken wurde ein Versuchsstand konzipiert, bei welchem das Stahlfachwerk des großen Prüfrahmens als Aufspannfeld diente. Die Punktlast wurde hierbei mit insgesamt vier hydraulischen Hohlkolbenpressen aufgebracht, welche über Gewindestangen im Aufspannboden verankert wurden. Die Pressen waren wiederum auf einem Querhaupt montiert, welches die Belastung über eine Lasteinleitungsplatte und Elastomerauflage auf den Versuchsträger ableitete. An sämtlichen Auflagerpunkten war eine Rotation in Trägerlängsrichtung möglich. Während bei den hohen Trägern die Verdrehung über eine Kalotte auf den Kraftmessdosen bewerkstelligt wurde, erfolgte die Rotation bei den restlichen Trägern über ein Rollenkipplager. Der Verschiebungsfixpunkt befand sich bei allen Versuchen an der Stelle des Auflagers in der Nähe des Versuchsfelds. Die Versuche wurden weggesteuert mit konstanter Belastungsgeschwindigkeit belastet. Zur Durchführung der manuellen Messungen (siehe Abschnitt 3.2.3) wurde die Verschiebung für eine gewisse Zeit konstant gehalten.

Tabelle 3.2: Betonzusammensetzung in kg/m³.

		NB	SVB
Steinmehl	KK 0/1	-	130
Sand	RK 0/4	811	822
Kies	RK 4/8	296	254
Kies	RK 8/16	580	603
Kies	RK 16/22	131	-
Recycling	0/16	105	-
Zement	CEM I 42,5 R	258	-
Zement	CEM I 52,5 R	81	380
Verflüssiger	Glenium ACE 331	1,12	4,95
Wasser		208	197

Tabelle 3.1: Details zur Querkraftbewehrung im Versuchsfeld.

Träger	n_w [-]	\varnothing_w [mm]	s_w [mm]	ρ_w [%]	$\rho_w \cdot f_{yw}$ [N/mm ²]
R250m60	1	3	100	0,094	0,70
R250m35	1	4	150	0,112	0,73
R500m60	1	6	200	0,094	0,54
R500m351	1	6	200	0,094	0,54
R500m352	2	4	200	0,084	0,55
R500m353	2	4	150	0,112	0,73
R1000m60	1	12	400	0,094	0,52
R1000m35	2	6	200	0,094	0,54
T250m60	1	3	100	0,094	0,70
T500m60	1	6	200	0,094	0,54
T1000m60	1	12	400	0,094	0,52

3.2.2 Materialeigenschaften

Um den Einfluss der Betongüte auf die Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne und mit nur geringer Bügelbewehrung zu analysieren, wurden zwei unterschiedliche Betongüten gewählt. Neben der Verwendung eines Normalbetons mit einem Größtkorndurchmesser d_g von 22 mm wurde für den Großteil der Versuchsreihe ein selbstverdichtender Beton mit $d_g = 16$ mm eingesetzt. Die Zusammensetzung der verwendeten Betone konnte dem Mischprotokoll der einzelnen Betonchargen entnommen werden und ist in Tabelle 3.2 angeführt. Die Werte stellen somit die Mittelwerte aller Betonchargen dar.

Begleitend zur Herstellung der Versuchsträger wurden Prüfkörper (Zylinder 150 x

300 mm) zur Bestimmung der Druckfestigkeit f_c und der Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ mitbetoniert. Die am Versuchstag ermittelten mittleren Materialkennwerte sind in Tabelle 3.3 zusammengestellt.

Tabelle 3.3: Details zum Querschnitt und zu den gemessenen Materialkennwerten des Betons.

Träger	Querschnitt	Beton-sorte	f_{cm} [N/mm ²]	$f_{ctm,sp}$ [N/mm ²]	d_g [mm]	t_{Exp} [d]
Versuche ohne Querkraftbewehrung						
R250o60	▮	SVB	58,1	3,12	16	35
R250o35	▮	NB	37,9	3,06	22	33
R500o60	▮	SVB	58,1	3,12	16	36
R500o35	▮	NB	36,0	3,02	22	25
R1000o60	▮	SVB	60,3	3,23	16	48
R1000o35	▮	NB	35,6	2,85	22	14
T250o60	⌢	SVB	58,1	3,12	16	35
T500o60	⌢	SVB	60,3	3,23	16	44
T1000o60	⌢	SVB	56,6	3,33	16	55
Versuche mit Querkraftbewehrung						
R250m60	▮	SVB	51,2	3,20	16	51
R250m35	▮	NB	35,9	3,10	22	28
R500m60	▮	SVB	51,2	3,20	16	49
R500m351	▮	NB	37,9	3,06	22	28
R500m352	▮	NB	35,9	3,10	22	27
R500m353	▮	NB	35,9	3,10	22	27
R1000m60	▮	SVB	60,9	3,92	16	57
R1000m35	▮	NB	29,6	2,77	22	13
T250m60	⌢	SVB	51,2	3,20	16	50
T500m60	⌢	SVB	51,2	3,20	16	46
T1000m60	⌢	SVB	60,9	3,92	16	51

In Tabelle 3.4 sind die Kennwerte des verwendeten Betonstahls der Querkraftbewehrung aufgelistet. Für die Querkraftbewehrung wurden ausschließlich kaltverformte Bewehrungsstäbe (B550 B) verwendet, bei welchen sich kein ausgeprägtes Fließplateau ausbildet, weshalb als Streckgrenze die 0,2% Dehngrenze angegeben wird. Die Stäbe mit den Durchmessern von 4 mm, 6 mm und 12 mm verfügten über eine Rippung, die Stäbe mit einem Durchmesser von 3 mm waren lediglich mit glatter Oberfläche erhältlich. Da der Betonstahl aus verschiedenen Herstellungslosen stammte, konnte kein ausgeglichenes Materialverhalten für alle Stabdurchmesser gewährleistet werden. Die Stäbe mit

Durchmessern von 3 mm und 4 mm verfügten demnach im Vergleich zu den anderen Stabdurchmessern über eine höhere Fließspannung f_{yw} . Auf eine Ermittlung der Festigkeitskennwerte des Betonstahls der Längsbewehrung wurde verzichtet, da in den Versuchen mit Ausnahme des Prüfkörpers R500m353 (stärkere Bügelbewehrung) die Fließgrenze nicht erreicht wurde.

Tabelle 3.4: Materialkennwerte der Querkraftbewehrung.

\varnothing_w [mm]	f_{yw} [N/mm ²]	f_{tw} [N/mm ²]	A_{gt} [%]	Oberflächen- beschaffenheit
3	748	776	3,9	glatt
4	653	710	4,9	gerippt
6	569	638	3,1	gerippt
12	552	654	3,4	gerippt

3.2.3 Messkonzept

Das Messkonzept unterschied sich geringfügig für die Versuchskörper ohne und mit geringer Querkraftbewehrung und blieb während der Versuchsreihe unverändert. Zur Analyse des Querkrafttragverhaltens wurde vor allem der Stegbereich im Versuchsfeld messtechnisch erfasst. Im Wesentlichen wurden folgende Größen mit konventioneller Messtechnik kontinuierlich aufgezeichnet:

- Auflagerkräfte bei den Trägern mit einer Bauteilhöhe h von 1000 mm bzw. Kraft an der Lasteinleitungsstelle bei den restlichen Trägern mittels Kraftmessdosen
- Durchbiegung der Balken mittels induktiver Wegaufnehmer
- Dehnung in Längsrichtung in der Druck- und Zugzone mittels induktiver Wegaufnehmer
- Deformation des Stegs mit Hilfe induktiver Wegaufnehmer
- Rissöffnung in Höhe der Querkraftbewehrung mittels induktiver Wegaufnehmer

Die Belastung wurde in mehreren festgelegten Laststufen aufgebracht. Nach dem Erreichen des gewünschten Lastniveaus wurden folgende Messgrößen manuell bestimmt:

- Rissöffnung der signifikanten Risse
- Fotos der Rissbilder
- Längsdehnung der äußersten Druckfaser bei den Versuchskörpern mit Querkraftbewehrung mittels eines Setzdehnungsmessers

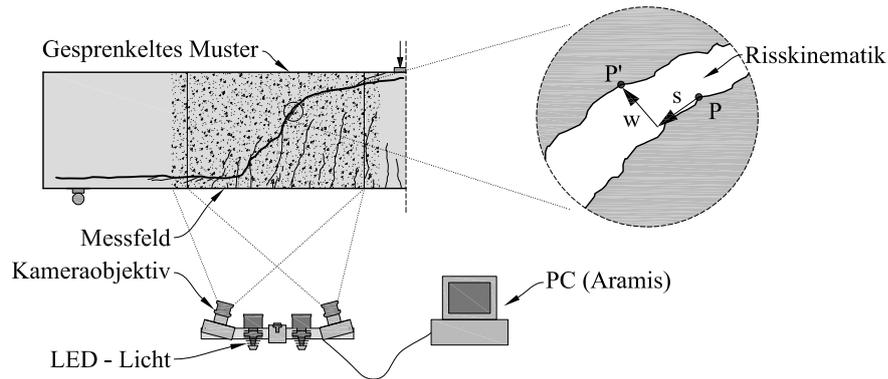


Abbildung 3.3: Prinzipskizze zur Funktionsweise des photogrammetrischen Messsystems zur Messung der Risskinematik.

Der Fokus wurde in dieser Versuchsserie auf die kontinuierliche Messung der Risskinematik des kritischen Schubrisses mit Hilfe der Nahbereichsphotogrammetrie gelegt. Da dies mittels induktiven Wegaufnehmern bzw. Setzdehnungsmessern nur punktuell möglich ist und darüber hinaus der Aufwand der Anbringung bzw. der Durchführung der Messung vergleichsweise hoch ist, kam hier das Prinzip der dreidimensionalen digitalen Bildkorrelation zur Anwendung. Die flächendeckende Erfassung von Deformationen mittels optischer Messungen gehört bereits in vielen anderen Disziplinen (wie z.B. der Flugzeugtechnik) zur täglichen Praxis. Der Einsatz der digitalen Nahbereichsphotogrammetrie ist jedoch auch im bautechnischen Versuchswesen auf dem Vormarsch [Görtz, 2004; Maas, 2012; Syroka-Korol und Tejchman, 2014; Yang, 2014; De Wilder et al., 2015; Cavagnis et al., 2015]. Im Rahmen dieser Versuchsreihe kam das photogrammetrische Messsystem ARAMIS 4M der Firma "Gesellschaft für optische Messtechnik (GOM)" [GOM, 2009] zur Anwendung. Der prinzipielle Aufbau des photogrammetrischen Messsystems und die durchzuführende Messaufgabe (Ermittlung der Risskinematik) sind in Abbildung 3.3 schematisch dargestellt. Die Auflösung der beiden verwendeten Kameras betrug 2352×1728 Pixel (4 Megapixel) mit einer maximalen Aufnahme Frequenz von 60 Hz. Die Dehnungsgenauigkeit wird vom Hersteller mit 0,01 % angegeben. Das verwendete System benötigt ein kontrastreiches, stochastisches und auf die Größe des Messfeldes abgestimmtes Muster. Den in bestimmten Aufnahme Frequenzen aufgenommenen Bildern werden dann quadratische oder rechteckige Bildausschnitte, die sogenannten Facetten, zugeordnet. Durch die Verfolgung dieser aus einer bestimmten Anzahl von Pixeln bestehenden Facetten über die Bildsequenz ist es möglich, die Verschiebung dieser zueinander über die Gesamtheit der Facetten darzustellen und auszuwerten. Dieses sogenannte "tracking" erfolgt über einen Abgleich von Grauwertstrukturen, welche sich aufgrund des Musters ergeben. Für die hier angeführte Anwendung wurde eine Facettengröße von 15×15 Pixel und ein Facettenabstand von 2 überlappenden Pixeln gewählt. Die Größe des Messfeldes wurde der jeweiligen Bauteilgröße h angepasst, wobei jedoch die Breite des Messfeldes mit 1,2 m zur Erzielung einer ausreichenden Genauigkeit begrenzt wurde. Die Aufzeichnungsrate wurde bei den Versuchen in Abhängigkeit

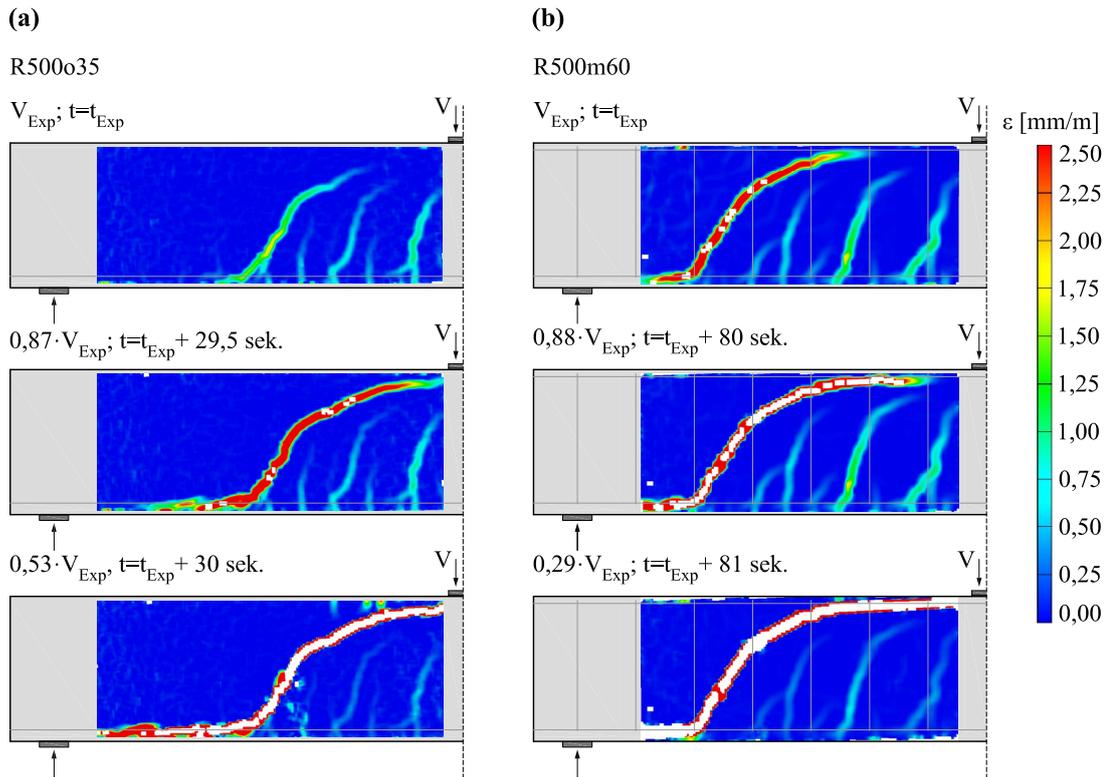


Abbildung 3.4: Rissentwicklung (Hauptformänderung) für verschiedene Laststufen basierend auf dem Einsatz eines photogrammetrischen Messsystems: (a) Stahlbetonträger ohne Querkraftbewehrung (R500o35) (b) Stahlbetonträger mit Bügelbewehrung (R500m60).

des Lastniveaus gewählt. Im linear elastischen Bereich wurde mit 0,2 Hertz aufgezeichnet. Die Rate konnte in jeder Laststufe angepasst werden und wurde wenn möglich kurz vor Bruch bis auf 5 Hertz erhöht. Auf eine höhere Frequenz wurde aufgrund der massiven Datenmengen verzichtet. Auf die genaue Auswertemethodik sowie der Verwertung der gewonnenen Ergebnisse wird in Abschnitt 3.4 näher eingegangen.

3.2.4 Versuchsergebnisse

Bei 19 von 20 Stahlbetonträgern konnte im Versuchsfeld ein Schubbruch beobachtet werden. Nur beim Träger R500m351 führte bereits ein geringfügig höherer Querkraftbewehrungsgrad ρ_w zu einem Fließen in der Längsbewehrung und somit zu einem vorzeitigen Biegeversagen. Die in den Versuchen erzielte Querkrafttragfähigkeit V_{Exp} , die auf die Stegfläche bezogene Schubspannung $\tau_{Exp} = V_{Exp}/(b_w \cdot d)$ sowie ein Vergleich der untersuchten Einflussparameter in Bezug auf die erreichte Querkrafttragfähigkeit sind in Tabelle 3.5 aufgelistet. In den Versuchen an den Stahlbetonträgern ohne und mit geringer Bügelbewehrung konnten drei unterschiedliche Versagensarten beobachtet werden:

- Die Stahlbetonbalken ohne vertikaler Bewehrung versagten infolge eines typischen Biegeschubversagens. Dies ist dadurch gekennzeichnet, dass der kritische Schubriss

aufgrund einer Schubrotation weit in die Druckzone vordringt und diese dadurch zerstört. Auf Basis der photogrammetrischen Messungen konnte die Entwicklung des kritischen Schubrisses bis kurz vor dem Eintreten des Versagens verfolgt werden (siehe Abbildung 3.4 (a)). Bei Erreichen der maximalen einwirkenden Querkraft V_{Exp} zum Zeitpunkt t_{Exp} ist der sich aus einem Biegeriss bildende maßgebende Schubriss bereits sehr markant in die Druckzone vorgedrungen. Aus der weiteren Rissfortpflanzung in Richtung Lasteinleitungsbereich in Kombination mit einer Schubrotation um die Risspitze resultiert neben einer Öffnung w auch eine zum Teil erhebliche Gleitung s der Rissufer. Während bei dem hier gezeigten Versuchsträger (R500o35) ein Lastabfall beobachtet werden konnte, versagten einige Träger bereits unmittelbar nach dem Erreichen der maximalen Querkraft V_{Exp} . Zeitgleich mit der Zerstörung der Druckzone bildet sich ein sogenannter Dübelriss entlang der Längsbewehrung. Diese Versagensart geschieht in der Regel sehr rasch ohne wesentliches Vorankündigungsverhalten.

- Bei Stahlbetonbalken mit geringer Schubbewehrung kann diese Schubrotation aufgrund der vorhandenen Bewehrung minimiert werden, wodurch sich der kritische Schubriss nur sehr langsam in Richtung Lasteinleitungsstelle fortpflanzt. Die Last konnte daher nach Bildung des kritischen Schubrisses in den meisten Fällen noch zum Teil erheblich gesteigert werden. Diese Lastzunahme ist verbunden mit einer merklichen Zunahme der Rissöffnung w des zum Versagen führenden Schubrisses. Die primäre Versagensursache ergibt sich durch ein Abreißen der Bügelbewehrung bei Erreichen einer kritischen Rissöffnung. Die im Anschluss stattfindende Zerstörung der Druckzone kann somit als sekundäre Ursache für den Bruch gesehen werden. Diese Versagensart ist im Vergleich zu der zuvor genannten Bruchursache bedeutend duktiler und ist von einer markanten Rissbildung mit großen Rissweiten geprägt (siehe Abbildung 3.4 (b)).
- Die dritte Versagensart, die in der Versuchsreihe auftrat, ist der klassische Biegebruch, welcher jedoch ausschließlich beim Versuchskörper R500m351 beobachtet werden konnte. Durch Reduktion des Abstands der Bügelbewehrung s_w wurde bei diesem Träger der Schubbewehrungsgrad minimal erhöht (siehe Tabelle 3.1). Dadurch konnte die Last nach der Schubrissbildung so weit gesteigert werden, dass ein Fließen der Längsbewehrung einsetzte. Wie in Abbildung 3.6 (c) ersichtlich, konnte danach keine weitere Last mehr aufgebracht werden (Fließplateau). Durch die Einschnürung der Druckzone aufgrund der Rissöffnung des Biegerisses direkt unter der Lasteinleitung kam es schlussendlich zu einem Biegeversagen. Als Folge dessen, kam es zeitgleich auch zu einem Abreißen der Bügelbewehrung.

Die Abbildungen 3.5 und 3.6 zeigen die in den Experimenten erzielte Schubspannung τ (Querkraft V bezogen auf die effektive Stegfläche $b_w \cdot d$) in Abhängigkeit der Durchbiegung δ normiert auf die Spannweite l aller Querkraftversuche an Stahlbetonträgern. Somit ist ein direkter Vergleich aller gemessenen Last-Verformungsbeziehungen möglich, obwohl

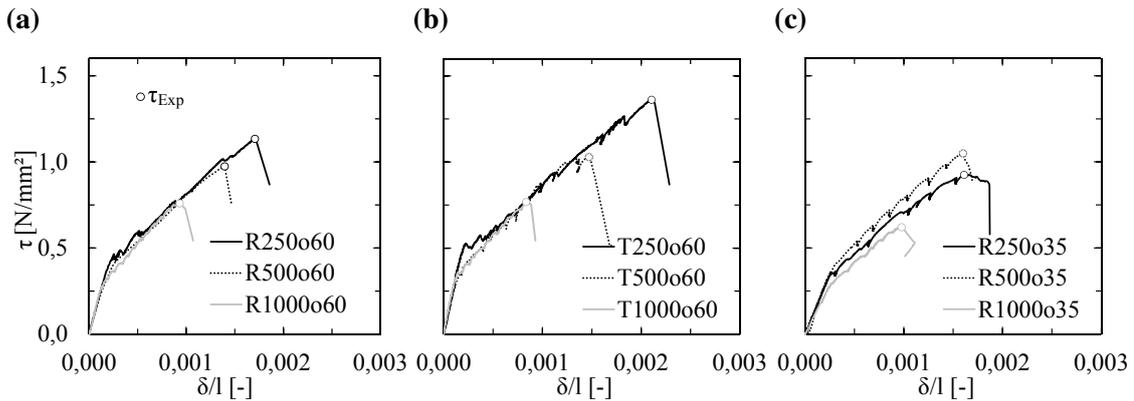


Abbildung 3.5: Verhältnis der Schubspannung τ bezogen auf die Stegfläche zur Durchbiegung δ/l normiert auf die Spannweite in Feldmitte für die Versuche ohne Bügelbewehrung: (a) SVB mit Rechtecksquerschnitt; (b) SVB mit T-Querschnitt; (c) NB mit Rechtecksquerschnitt.

die Probekörper unterschiedliche Querschnittshöhen h aufwiesen. Zusätzlich zeigt Tabelle 3.5 die in den Versuchen erzielten Querkraftwiderstände V_{Exp} bzw. die auf die Stegfläche bezogene Schubspannung τ_{Exp} sowie die Verhältniswerte der Schubtragfähigkeit in Bezug auf die untersuchten Einflussparameter. Wie bereits bei anderen Versuchsreihen (siehe Versuchsdatenbanken von Reineck et al. [2012]), zeigte sich bei den Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung ein signifikanter Einfluss der Bauteilhöhe auf die Schubtragfähigkeit. So verringerte sich z.B. die in den Versuchen maximal erzielte Schubspannung τ_{Exp} von $1,13 \text{ N/mm}^2$ für eine Bauteilhöhe h von 250 mm (R250o60) auf $0,76 \text{ N/mm}^2$ (R1000o60) für $h = 1000 \text{ mm}$ (siehe Abbildung 3.5 (a)). Eine Ausnahme bildet dabei die Serie mit Normalbeton, da dort der mittlere Balken (R500o35) eine höhere Schubtragfähigkeit erzielen konnte als der Balken mit einer Höhe von 250 mm (R250o35). Eine Verbreiterung des Druckgurts auf die doppelte Stegbreite $b_{fc} = 2 \cdot b_w$ brachte für Bauteile ohne Querkraftbewehrung einen geringfügig größeren Querkraftwiderstand V_{Exp} (Mittelwert $m=1,09$), welcher mit zunehmender Bauteilhöhe h abnahm (vergleiche Abbildung 3.5 (a) mit (b) bzw. siehe Tabelle 3.5). Bei Präsenz einer Querkraftbewehrung lässt sich diesbezüglich keine Tendenz ableiten ($m=1,00$), da der verbreiterte Druckgurt keine zusätzliche Tragkapazität brachte (vergleiche Abbildung 3.6 (a) mit (b) bzw. siehe Tabelle 3.5). Inwieweit sich noch weitere Vergrößerungen der Abmessungen des Druckgurts bzw. eine Verbreiterung des Zuggurts auf die Querkrafttragfähigkeit auswirkt, konnte im Zuge dieser Forschungsarbeit nicht näher untersucht werden. Eine Verringerung der Druckfestigkeit f_c von 60 N/mm^2 auf 35 N/mm^2 bei gleichzeitiger Verwendung eines anderen Größtkorndurchmessers d_g von 22 mm resultierte für zwei Balken ohne Schubbewehrung in einer Reduktion der maximal aufnehmbaren Schubspannung τ_{Exp} (vergleiche Abbildung 3.5 (a) mit (c)). Bei Trägern mit geringer Bügelbewehrung war bezüglich des Einflusses der Druckfestigkeit f_c kein Trend ersichtlich. Wie die Untersuchungen auf Basis der gemessenen Risskinematik in Abschnitt 3.4.2 zeigen, spielt die verwendete Betongüte bei schwach verbügelten Bau-

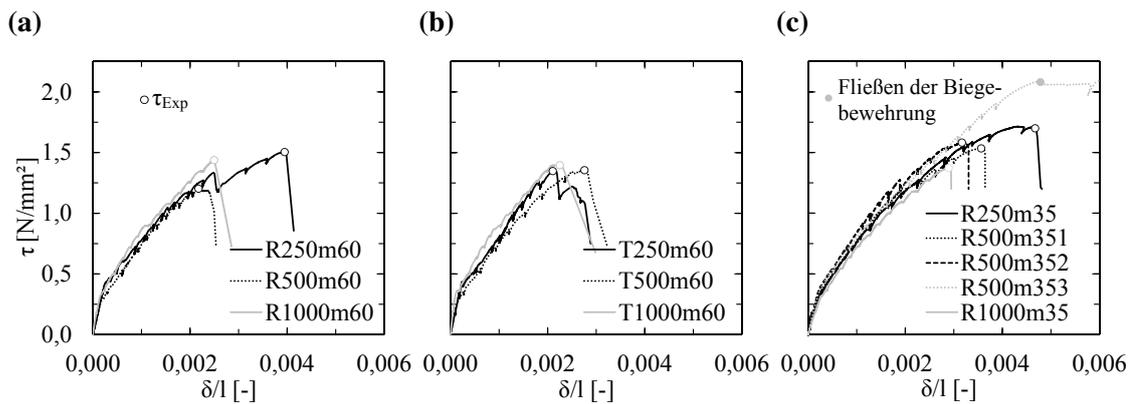


Abbildung 3.6: Schubspannung τ bezogen auf die Stegfläche - Durchbiegung w/s normiert auf die Spannweite in Feldmitte für die Versuche mit Bügelbewehrung: (a) SVB mit Rechtecksquerschnitt; (b) SVB mit T-Querschnitt; (c) NB mit Rechtecksquerschnitt.

teilen eher eine untergeordnete Rolle. Diese Aussage verliert natürlich ihre Gültigkeit für Tragwerke, bei welchen das Erreichen der effektiven Druckfestigkeit zwischen den Rissen für das Versagen verantwortlich wird. Diese Versagensart konnte bei den hier gezeigten Versuchen jedoch nicht beobachtet werden. Wie auch in Yu und Bažant [2011] festgestellt, existiert zur Zeit nur eine Versuchsserie, in welcher das Thema des Maßstabeffekts für Träger mit Querkraftbewehrung systematisch untersucht wurde. Bei näherer Betrachtung dieser von Bhal [1967] durchgeführten Versuche fällt jedoch auf, dass die theoretische Biegetragfähigkeit M_R bei sämtlichen Versuchen erreicht wurde. In der hier gezeigten Versuchsreihe konnte somit erstmalig der Einfluss von unterschiedlichen Bauteilhöhen h bei Versuchsbalken mit Querkraftbewehrung verifiziert werden. Bei Vorhandensein einer bereits sehr geringen Anzahl von Haken oder Bügeln lässt sich der Maßstabeffekt deutlich reduzieren bzw. sogar gänzlich unterdrücken (siehe Abbildung 3.6 (a) bis (c)). Obwohl der Querkraftbewehrungsgrad ρ_w im Bereich des in den Normen geforderten Mindestquerkraftbewehrungsgrads $\rho_{w,min}$ liegt, konnte nach der Schubrissbildung eine zum Teil beträchtliche Laststeigerung beobachtet werden ($V_{Exp,\rho_w>0}/V_{Exp,\rho_w=0} = 1,24 - 2,17$). Eine Ausnahme bildet Träger T250m60, bei welchem die nach der Schubrissbildung freiwerdende Zugkraft nicht von der glatten Bügelbewehrung aufgenommen werden konnte.

Tabelle 3.5: Versuchsergebnisse V_{Exp} und τ_{Exp} und Verhältnis der Querkraftwiderstände in Bezug auf die unterschiedlichen Einflussparameter.

Träger	Beton- sorte	ρ_w [%]	V_{Exp} [kN]	τ_{Exp} [MPa]	$\frac{V_{Exp,SVB}}{V_{Exp,NB}}$ [-]	$\frac{V_{Exp,\rho_w>0}}{V_{Exp,\rho_w=0}}$ [-]	$\frac{V_{Exp,b_{fc}=2 \cdot b_w}}{V_{Exp,b_{fc}=b_w}}$ [-]
Versuche ohne Querkraftbewehrung							
R250o60	SVB	-	19,6	1,13	1,22	-	-
R250o35	NB	-	16,0	0,93	-	-	-
R500o60	SVB	-	67,2	0,97	0,93	-	-
R500o35	NB	-	72,4	1,05	-	-	-
R1000o60	SVB	-	214,5	0,78	1,21	-	-
R1000o35	NB	-	177,1	0,64	-	-	-
T250o60	SVB	-	23,5	1,36	-	-	1,20
T500o60	SVB	-	71,0	1,03	-	-	1,06
T1000o60	SVB	-	216,7	0,79	-	-	1,01
Versuche mit Querkraftbewehrung							
R250m60	SVB	0,094	26,0	1,51	-	1,33	-
R250m35	NB	0,112	29,6	1,72	-	1,85	-
R500m60	SVB	0,094	83,0	1,20	0,78	1,24	-
R500m351	NB	0,094	105,9	1,53	-	1,46	-
R500m352	NB	0,084	109,2	1,58	-	1,51	-
R500m353	NB	0,112	145,1	2,10	-	2,00	-
R1000m60	SVB	0,094	402,1	1,46	1,05	1,87	-
R1000m35	NB	0,094	383,8	1,39	-	2,17	-
T250m60	SVB	0,094	23,3	1,35	-	0,99	0,90
T500m60	SVB	0,094	93,5	1,36	-	1,32	1,13
T1000m60	SVB	0,094	390,4	1,41	-	1,80	0,97

3.3 Querkraftversuche an Spannbetonträgern

3.3.1 Versuchskörper und Versuchsaufbau

Die Schubtragfähigkeit von Spannbetonträgern mit geringer Schubbewehrung wurde im Vergleich zu anderen Trägertypen bis dato nur sehr unzureichend experimentell untersucht. Um somit mehr über das Querkrafttragverhalten von schubschlanken Spannbetonträgern mit geringer Bügelbewehrung zu erfahren, wurde im Rahmen dieser Forschungsarbeit auch ein Fokus auf die experimentelle Untersuchung solcher Tragwerkstypen gelegt. Die durchgeführte Versuchsreihe umfasst insgesamt vier Spannbetonträger, bei welchen

folgende zwei Einflussparameter untersucht wurden:

- Einfluss eines geringen Querkraftbewehrungsgrads ρ_w
- Einfluss der Spanngliedführung

Abbildung 3.7 zeigt die Abmessungen der Spannbetonbalken, die gewählte Spanngliedführung sowie Details zur verlegten Bewehrung. Die Träger verfügen über eine Länge von 5,2 m, wobei die Spannweite l 4,9 m beträgt. Das Verhältnis zwischen der Länge des Schubfelds a und der statischen Höhe d in Feldmitte betrug 3,78 und wurde somit deutlich größer als bei den Versuchen an Stahlbetonbalken (siehe Abschnitt 3.2) gewählt. Dadurch sollte der durch die Vorspannung zusätzlich begünstigte Mechanismus des direkten Lastabtrags unterbunden werden. Als Querschnitt wurde ein T-Querschnitt gewählt, welcher eine Höhe h von 750 mm aufwies. Die Stegbreite b_w wurde mit 225 mm festgelegt. Die Breite des Obergurts b_{fc} beträgt 750 mm, die Dicke des Flansches h_{fc} wurde auf 125 mm ausgelegt (siehe Abbildung 3.1 (c)). Wie auch schon bei der Versuchsreihe an Stahlbetonträgern gibt die Bezeichnung der Versuchsbalken Information über die untersuchten Einflussparameter. Die ersten beiden Großbuchstaben weisen darauf hin, dass es sich um die Spannbetonserie handelt (PC = „prestressed concrete“). Die darauf folgenden 3 Ziffern stehen für den Querkraftbewehrungsgrad ρ_w . Die letzten beiden Kleinbuchstaben geben Auskunft über die Spanngliedführung: „st“ für die gerade verlaufenden Spannglieder (st = „straight“) und „in“ für das geneigte Spannglied (in = „inclined“). Die Längsbewehrung bestand für sämtliche Balken aus 4 x Ø 16 mm Stäben und wurde einlagig ohne Abstufung verlegt. Im überstehenden Bereich wurden 2 Stäbe mit Ø 16 mm quer angeschweißt, um somit den notwendigen Verbund für die Endverankerung zu verbessern.

Tabelle 3.6: Details zur Querkraftbewehrung, Vorspannkraften, gemessene Materialkennwerte des Betons und experimentelle Querkrafttragfähigkeit V_{Exp} .

Träger	Querkraftbewehrung	ρ_w [%]	P [kN]	α_p [°]	f_{cm} [N/mm ²]	$f_{ctm,sp}$ [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]	V_{Exp} [kN]
PC056st	Ø4/200 mm	0,056	904	0	50,6	3,64	34.102	453
PC089st	Ø4/125 mm	0,089	902	0	51,5	3,73	31.808	475
PC056in	Ø4/200 mm	0,056	896	10	49,4	3,59	29.630	549
PC089in	Ø4/125 mm	0,089	889	10	50,5	3,38	33.876	537

Als Querkraftbewehrung kamen zweischnittige Bügel mit Ø 4 mm zum Einsatz. Die Variation des Schubbewehrungsgrads ρ_w wurde durch die Modifikation des Abstands der Bewehrungselemente zueinander s_w bewerkstelligt (siehe Tabelle 3.6). Die Bügel wurden in der Druckzone ausreichend verankert. Der gemäß aktuellen Normenwerken [ÖN EN 1992-1-1, 2011; fib, 2013] geforderte Mindestquerkraftbewehrungsgrad $\rho_{w,min}$

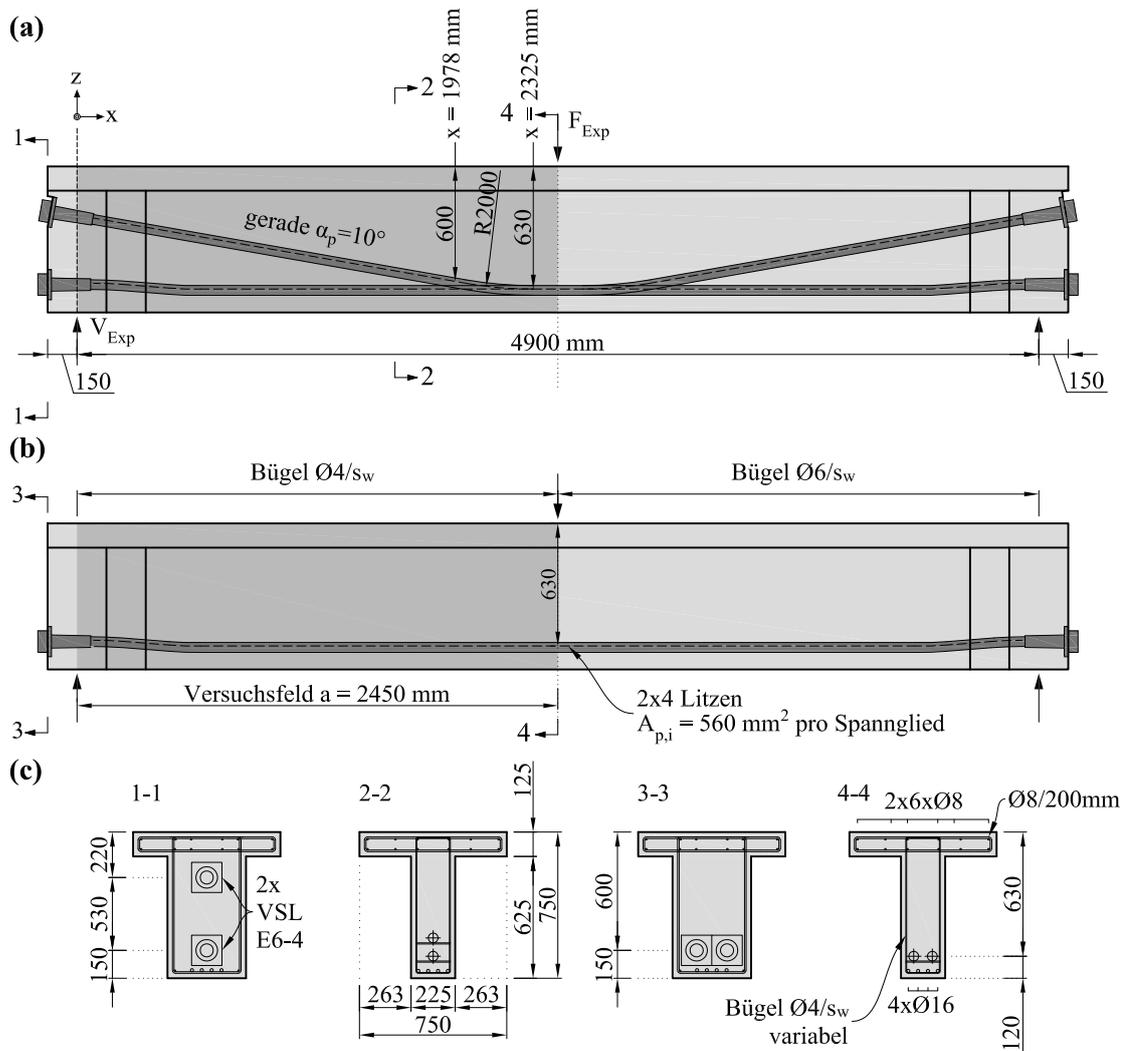


Abbildung 3.7: Abmessungen, Spanngliedführung und Details zur Bewehrungsführung der Versuchsreihe an Spannbetonträgern: (a) Versuchsträger mit einem geneigten Spannglied; (b) Versuchsträger mit zwei geraden Spanngliedern (c) Querschnitte mit den wesentlichen Abmessungen.

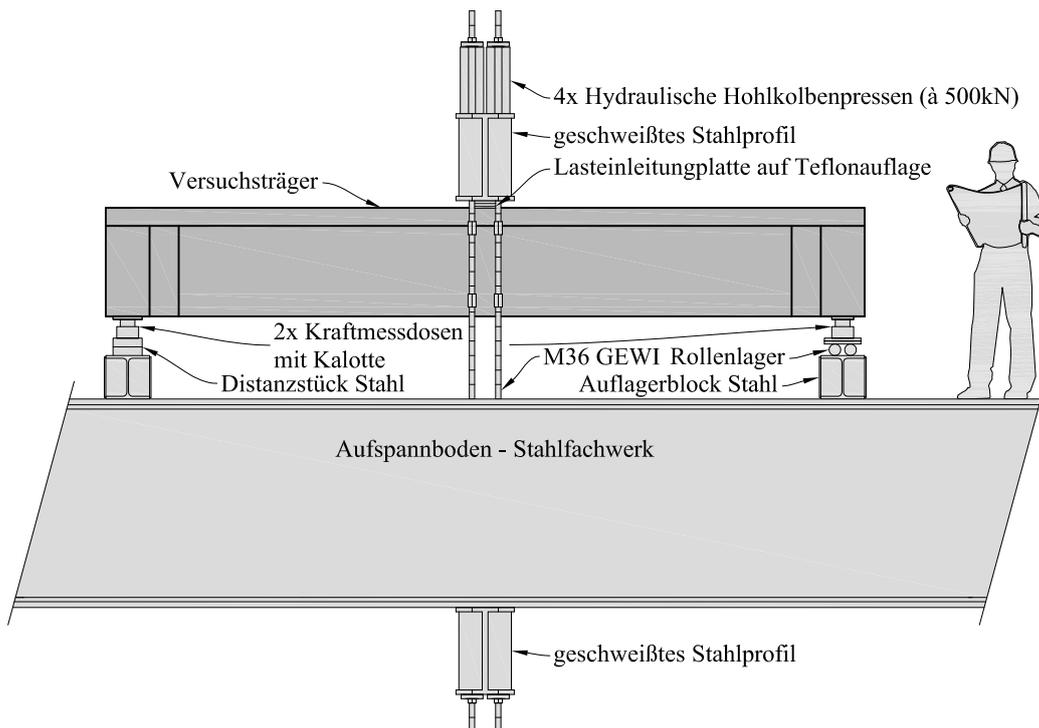


Abbildung 3.8: Versuchsaufbau für Querkraftversuche an Spannbetonträgern mit geringem Schubbewehrungsgrad ρ_w .

ergibt sich für die verwendete Beton- und Bewehrungsstahlgüte zu 0,087 %. Während somit zwei Träger (PC089xx) dieses Kriterium erfüllten, unterschreitet der vorhandene Schubbewehrungsgrad ρ_w der anderen beiden Träger (PC056xx) die Mindestanforderung deutlich. Eine Trägerhälfte wurde mit einer stärkeren Schubbewehrung ausgeführt, um somit ein klar definiertes Versuchsfeld zu erlangen, in dem das Versagen zu erwarten war. Dies brachte wie schon bei der Versuchsreihe an Stahlbetonträgern den Vorteil, dass das photogrammetrische Messsystem deutlich effizienter eingesetzt werden konnte.

Abbildung 3.8 zeigt den verwendeten Versuchsaufbau mit der Belastungseinrichtung. Dabei kam derselbe Versuchsstand wie bereits bei der Versuchsreihe an den Stahlbetonträgern mit einer Bauteilhöhe h von 1000 mm zur Anwendung (siehe Abschnitt 3.2.1). An sämtlichen Auflagerpunkten war eine Rotation über die Verdrehung der Kalotten auf den Kraftmessdosen in Trägerlängsrichtung möglich. Der Verschiebungsfixpunkt befand sich bei allen Versuchen an der Stelle des Auflagers in der Nähe des Versuchsfelds. Die Versuche wurden weggesteuert mit einer konstanten Belastungsgeschwindigkeit durchgeführt. Zur Durchführung der manuellen Messungen wurde die Verschiebung in den Laststufen für eine gewisse Zeit konstant gehalten.

Das Messkonzept wurde ebenso an die Versuchsreihe mit Stahlbetonträgern angelehnt (siehe Abschnitt 3.2.3). Das Hauptaugenmerk wurde auch hier wieder auf der Messung der Rissuferverschiebungen des maßgebenden Schubrisses mit Hilfe eines photogrammetrischen Messsystems gelegt (siehe Abbildung 3.3).

3.3.2 Materialkennwerte

Die gewählte Betongüte entsprach gemäß alter Normung in etwa einem B600 [DIN 4227, 1953]. Die Materialparameter wurden begleitend zu den Querkraftversuchen an Prüfzylindern (150 x 300 mm) bestimmt. Die gemessenen Mittelwerte der Zylinderdruckfestigkeit f_{cm} , der Spaltzugfestigkeit $f_{cm,sp}$ sowie des Elastizitätsmoduls E_{cm} sind in Tabelle 3.6 aufgelistet. Der verwendete Beton enthält 1814 kg Gesteinskörnung (912 kg Sand 0-4 mm, 449 kg Kies 4-8 mm und 453 kg Kies 8-16 mm), einen Zementgehalt von 373 kg, einen Gesamtwassergehalt von 187 kg sowie 2,7 kg Zusatzmittel (Luftporenbildner und Fließmittel). Tabelle 3.7 fasst die gemessenen Materialparameter des gerippten Bewehrungsstahls zusammen. Als Betonstahl wurde eine Güte B550B verwendet, wobei gerade bei dem für die Schubbewehrung eingesetzten Betonstahl eine deutliche Überfestigkeit beobachtet werden konnte. Als Spannstahl wurde eine Güte St 1550/1770 ausgewählt. Die gemessenen Festigkeiten sind in Tabelle 3.8 angeführt.

Tabelle 3.7: Materialkennwerte der Bewehrung.

\emptyset [mm]	f_y [N/mm ²]	f_t [N/mm ²]	A_{gt} [%]	Art
4	653	710	4,9	kaltverformt
16	579	673	8,6	wärmebehandelt

Tabelle 3.8: Materialkennwerte des Spannstahls.

\emptyset [mm]	$f_{p,0.1}$ [N/mm ²]	f_{pt} [N/mm ²]	A_{gt} [%]	E_p [N/mm ²]
15,3	1602	1884	6,2	194.000

3.3.3 Vorspannung

Die Vorspannkraft P wurde über zwei Spannglieder mit je vier 0,6 Zoll Litzen ($A_{p,litze} = 140 \text{ mm}^2$) aufgebracht. Die Spannglieder wurden in Metallhüllrohren mit einem Durchmesser \emptyset_D von 45/50 mm (innen/außen) verlegt, welche nach dem Spannen der Litzen mit einem Injektionsmörtel verpresst wurden. Die Normalspannung infolge der Vorspannung σ_{cp} betrug im Mittel $3,83 \text{ N/mm}^2$, ein im Brückenbau üblicher Wert. Der Zielwert der Vorspannkraft P wurde in Anlehnung an die in der DIN 4227 [1953] festgelegte Spannstahlspannung σ_p (55% von f_{pt}) nach dem Absetzen der Vorspannkraft gewählt. Zusätzlich wurden zur Berücksichtigung von zeitabhängigen Verlusten pauschal 15% abgezogen. Die gewünschte Vorspannkraft ergab sich somit für ein Spannglied zu $P_i = 0,85 \cdot 0,55 \cdot 1770 \cdot 560 \cdot 10^{-3} = 463 \text{ kN}$. Um den gerade bei kurzen Bauteilen erheblichen Spannkraftverlust infolge des Keilschlupfs zu minimieren, wurden die

Spannglieder bei 60% der Zielvorspannkraft P „vorverkeilt“. Die tatsächlich vorhandene Vorspannkraft nach dem Verkeilen wurde mit Hilfe eines anschließend durchgeführten Abhebetests bestimmt. Da nun die Vorspannkraft vor und nach dem Absetzen bekannt war, konnte der noch verbleibende Keilschlupf auf Basis eines angenommenen Reibbeiwerts μ von 0,2 abgeschätzt werden. Der noch verbleibende Keilschlupf ergab sich aufgrund des Spiels der halbmondförmigen Futterbleche. Um die zeitabhängigen Verluste zwischen dem Vorspannvorgang und dem Zeitpunkt der Versuchsdurchführung zu erfassen, wurde die Zunahme der Stauchung in der Feldmitte auf Höhe der Spannglieder mit Hilfe von Dehnmessstreifen und/oder eines Setzdehnmessers gemessen. Die nach Abzug der sofortigen und zeitabhängigen Verluste resultierende Vorspannkraft P in Feldmitte zu Versuchsbeginn ist in Tabelle 3.6 angeführt. Um den Einfluss der Spanngliedneigung α_p zu untersuchen, wurde - wie in Abbildung 3.7 (a) ersichtlich - eines der beiden Spannglieder bei zwei Versuchsträgern nach oben gezogen. Die dadurch entstandene anfängliche Vertikalkomponente der Vorspannkraft $V_{p,0}$ ergab sich somit zu 85 kN. Damit die parallel verlaufenden Spannglieder nebeneinander verankert werden konnten, musste der Querschnitt in diesem Bereich aufgeweitet werden. Um kein abweichendes Tragverhalten zu erhalten, wurde diese Aufvoutung auch bei den Versuchskörpern mit einem geneigten Spannglied ausgeführt. Nähere Informationen bezüglich der exakten Spanngliedlage und Bewehrungsführung können den Ausführungsplänen entnommen werden, welche im Forschungsbericht [Huber et al., 2015] angeführt sind.

3.3.4 Versuchsergebnisse

Alle vier untersuchten Spannbetonbalken wiesen ein Querkraftversagen im Versuchsfeld auf. Das Zugversagen der Bügelbewehrung, welches durch eine signifikante Rissöffnung des kritischen Schubrisses hervorgerufen wurde, sowie die gleichzeitige Zerstörung der Druckzone leiteten den Bruch der Träger ein. Entgegen der Beobachtungen bei den Versuchen an Stahlbetonträgern mit geringem Schubbewehrungsgrad ρ_w (siehe Abschnitt 3.2) trat das Zugversagen nicht bei allen Bügeln simultan auf. Kurz vor Erreichen der Maximallast war das Abreißen einzelner Bügelbewehrungselemente deutlich zu hören, was jedoch nicht zu einem Kraftabfall führte. Obwohl im kritischen Schubriss somit nicht mehr die gesamte Schubbewehrung zur Verfügung stand, konnte die Abtragung der einwirkenden Querkraft noch immer bewerkstelligt werden. Erst durch die weitere Rissfortpflanzung in Richtung Lasteinleitung, welche mit einer Einschnürung der Druckzone einherging, kam es zu einem spröden Versagen der Träger. Abbildung 3.10 zeigt die Querkraft V in Abhängigkeit der Verformung δ in der Feldmitte für alle vier Versuchsträger. Die maximal erzielte Querkrafttragfähigkeit in den Versuchen V_{Exp} ist darüber hinaus in Tabelle 3.6 ersichtlich. Bei einem Vergleich der maximal erzielten Querkraftwiderstände V_{Exp} (vergleiche Abbildung 3.10 (a) mit (c) bzw. (b) mit (d)) lässt sich der positive Effekt eines geneigten Spanngliedverlaufs auf das Schubtragverhalten von Spannbetonträgern bestätigen. Darüber hinaus konnte eine signifikante Abhängigkeit des Rissverlaufs von

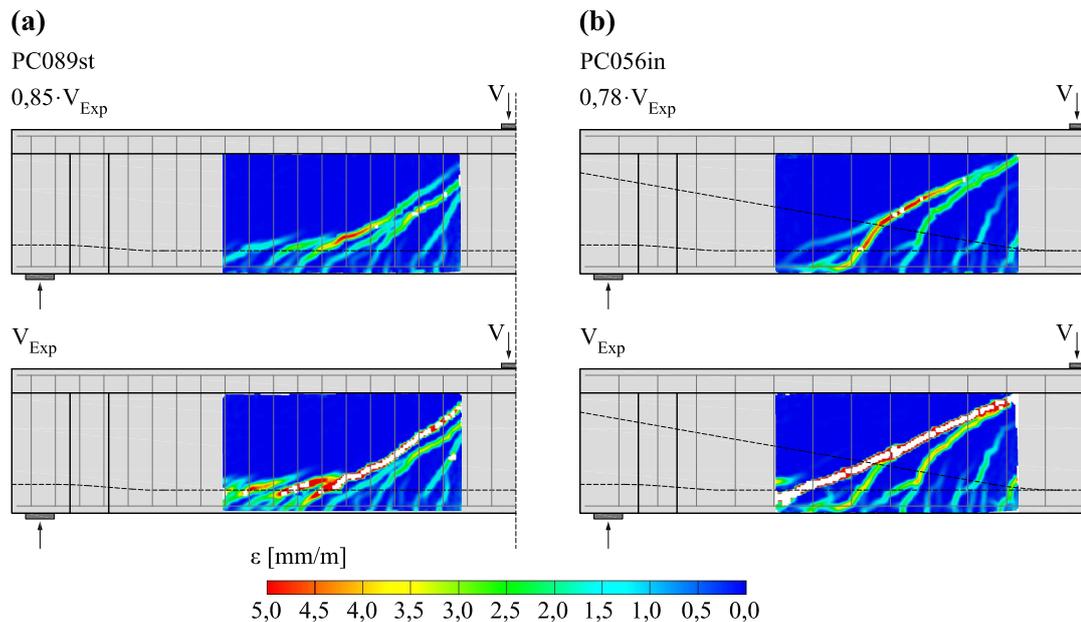


Abbildung 3.9: Rissentwicklung (Hauptformänderung) für verschiedene Laststufen basierend auf dem Einsatz eines photogrammetrischen Messsystems: (a) Spannbetonträger mit geradem Spanngliedverlauf (PC089st) (b) Spannbetonträger mit geneigtem Spanngliedverlauf (PC056in).

der Spanngliedführung ausgemacht werden (vergleiche Abbildung 3.9 (a) und (b)). Bei exzentrisch und geradlinig verlegten Spanngliedern verlief der maßgebende Schubriss deutlich steiler als im Vergleich zu Spannbetonträgern mit aufgefächerten Spanngliedern. Des Weiteren zeigte sich in den Versuchen, dass es bei zwei nebeneinander verlaufenden Spanngliedern auf derselben Höhe zu einer ausgeprägten Rissbildung kam, welche jedoch wiederum keinen markanten Einfluss auf das generelle Tragverhalten zeigte. Die Reduktion des Querkraftbewehrungsgrads ρ_w unterhalb des nach ÖN EN 1992-1-1 [2011] sowie fib [2013] geforderten Mindestquerkraftbewehrungsgrads $\rho_{w,min}$ hatte keinen negativen Einfluss auf das beobachtete Querkrafttragverhalten. Nach der Bildung des maßgebenden Biegeschubrisses konnte die Last trotz einer geringeren Anzahl von Bügeln noch erheblich gesteigert werden (siehe Abbildung 3.10 (a) und (c)). Bei Vorhandensein einer aufgefächerten Spanngliedführung konnte die Last trotz der sehr schwach ausgeführten Bügelbewehrung beinahe bis zur rechnerischen Biegetragfähigkeit M_R erhöht werden (siehe z.B. Balken PC056in in Abbildung 3.10 (c)). In Bezug auf die Variation der untersuchten Schubbewehrungsgrade ρ_w konnte kein Unterschied in den erzielten Querkrafttragfähigkeiten ausgemacht werden. Dies kann darauf zurückgeführt werden, dass dem Traganteil der Querkraftbewehrung V_s in dieser Versuchsserie nicht die maßgebende Rolle beim Abtrag von Querkraften zugesprochen werden kann und somit die Differenz des Bügeltraganteils von anderen Tragmechanismen kompensiert wurde. Die Bedeutung der einzelnen Tragmechanismen und deren Abhängigkeiten von der Rissbildung, dem Rissverlauf und der sich einstellenden kinematischen Beziehungen der Rissufer werden im Abschnitt 3.4 noch

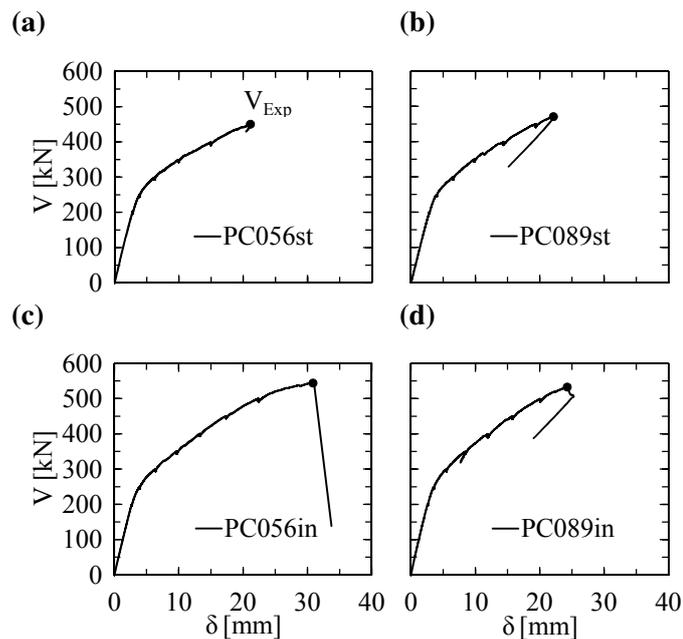


Abbildung 3.10: Querkraft-Verformungsbeziehung ($V - \delta$) an der Lasteinleitungsstelle für die Versuchsreihe an Spannbetonträgern mit geringem Querkraftbewehrungsgrad ρ_w : (a) PC056st; (b) PC089st; (c) PC056in; (d) PC089in.

eingehend erläutert.

3.4 Tragmechanismen auf Basis der Rissskinematik

3.4.1 Allgemeines

Durch die Anwendung des photogrammetrischen Messsystems war es möglich, das Rissöffnungs- und Rissgleitungsverhalten (w/s) des kritischen Schubrisses kontinuierlich mit einer gewissen Aufnahmefrequenz bis zum Versagen im Schubfeld aufzuzeichnen. Wie bereits in Abschnitt 2.2 sehr ausführlich erläutert, setzt sich der Querkraftwiderstand in Abhängigkeit des Lastniveaus aus verschiedenen Traganteilen zusammen, welche entlang des durch den maßgebenden Schubriss definierten Freikörpers („free body diagram“) wirken. Die Messung der Rissuferverschiebungen ist daher von großem Interesse, da sie einen Rückschluss auf jene Tragmechanismen zulässt, welche zum einen direkt an die kinematischen Beziehungen gekoppelt sind und bei welchen zum anderen anerkannte konstitutive Gesetze existieren. Dies sind die übertragbaren Zugspannungen in der Bruchprozesszone V_{cr} , der Effekt der Rissverzahnung V_{ag} sowie die vorhandene Zugkraft in der Bügelbewehrung V_s bzw. im Spannstahl $P_0 + \Delta P$. Neben der Bedeutung der Rissskinematik muss auch dem Rissverlauf eine wesentliche Rolle bei der Quantifizierung der unterschiedlichen Traganteile zugestanden werden, weshalb dieser Einfluss auf die Verschiebung der Rissflanken und in weiterer Folge auf die Tragmechanismen nachfolgend näher beleuchtet

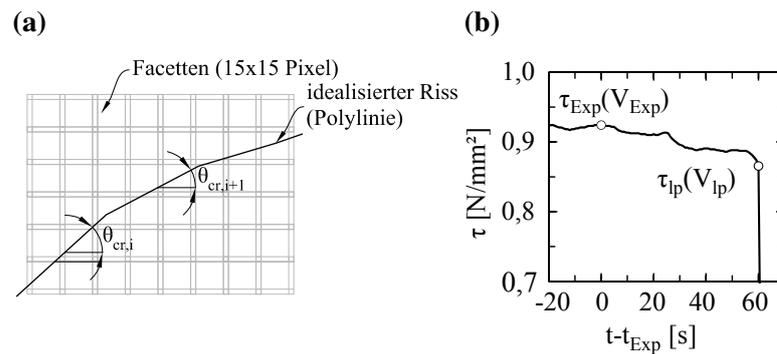


Abbildung 3.11: Erläuterungen zur Analyse der Tragmechanismen auf Basis der gemessenen Risskinematik: (a) Idealisierte Rissgeometrie und Rissneigung θ_{cr} ; (b) Maximal erzielte Querkraft V_{Exp} in den Versuchen und Querkraft V_{Ip} kurz vor dem totalen Versagen des Trägers am Beispiel R250o35.

wird. Basierend auf den in Abschnitt 2.2 beschriebenen konstitutiven Gesetzen aus der Literatur können somit die übertragbaren Normal- und Schubspannungen an den Rissufern bei bekannter Kinematik w , s ermittelt werden. Dadurch lässt sich eine Aussage über die einzelnen Traganteile und deren Bedeutung für die Abtragung von Querkraften tätigen. Eine Grundvoraussetzung für diese Analyse ist die Ausbildung eines klar festlegbaren kritischen Schubrisses. Mit der gewählten Aufnahme Frequenz kurz vor dem Bruch (2-5 Hz) konnte bei einigen Trägern ohne Querkraftbewehrung (R500o60, T1000o60 und R1000o35) mit der letzten Bildaufnahme kein eindeutiger Rissverlauf festgelegt werden, weshalb der Einfluss der Kinematik auf die Querkrafttragmechanismen bei diesen Versuchskörpern somit nicht näher untersucht werden konnte. Darüber hinaus konnte die Last nach Einsetzen der Schubrissbildung bei Versuchsträger T250m60 aufgrund der glatten Oberfläche der Bügelbewehrung nicht weiter gesteigert werden, weshalb auch dieser Balken für die Berechnung ausgeschlossen wird. Da die Lokalisierung von Rissen in der im Zuge dieser Arbeit verwendeten Software [GOM, 2009] noch nicht implementiert ist, erfolgte die Auswertung manuell. Dazu wurde der kritische Schubriss mit Hilfe einer Polylinie idealisiert, wobei jedes einzelne Segment in der Regel aus drei Facetten bestand (siehe Abbildung 3.11 (a)). Somit konnte die senkrechte Öffnung w sowie die parallel zum Rissufer verlaufende Gleitung s auf Basis der gemessenen Rissneigung θ_{cr} (Mittelwert über drei Facetten) an circa 50 Punkten entlang des Schubrisses ausgewertet werden. Die in Abschnitt 3.4.2 und 3.4.3 dargestellten Ergebnisse mit den daraus gewonnenen Erkenntnissen beruhen auf folgenden Modellansätzen und obliegen dabei folgenden Annahmen:

- Da die Bedeutung der Rissverzahnung für die Abtragung von Querkraften unter Forschern sehr kontrovers diskutiert wird, wurden im Rahmen dieser Analyse verschiedene Modelle zur Ermittlung der übertragbaren Spannungen infolge der Rissreibung herangezogen. Dabei wurden drei Modelle miteinander verglichen (siehe Abbildung 3.15):

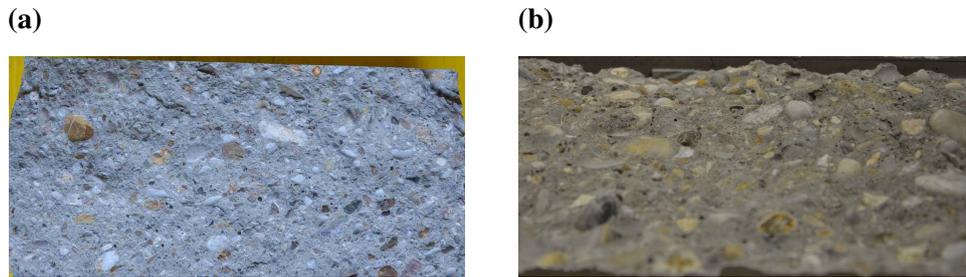


Abbildung 3.12: Rissrauigkeit an den Bruchstücken der Spaltzugversuche: (a) Selbstverdichtender Beton mit $f_c \sim 60 \text{ N/mm}^2$ (b) Normalbeton mit $f_c \sim 35 \text{ N/mm}^2$.

- Zwei-Phasen-Modell von Walraven [1981] (siehe Gleichung 2.12 und 2.13)
- Modifiziertes "Rough-Crack"-Modell von Gambarova und Karakoç [1983] (siehe Gleichung 2.16 und 2.17)
- Lineares Rissverzahnungsmodell nach Walraven [1981] und fib Model Code 2010 [fib, 2013] (siehe Gleichung 2.14 und 2.15)

Die in Abschnitt 3.4.2 und 3.4.3 angestellten Analysen wurden auf Basis des Zwei-Phasen-Modells von Walraven [1981] durchgeführt, da dieses zum einen die beste Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen erreichte und zum anderen als einziges Modell einen klaren physikalischen Hintergrund besitzt. Die Berechnung gemäß diesem Ansatz basiert in dieser Arbeit auf einem Reibungskoeffizient μ zwischen der Zementmatrix und der Gesteinskörnung von 0,4. Da es sich bei diesem Modell um kein analytisches Verfahren handelt, musste die Berechnung numerisch (in diesem Fall in 10 Schritten) erfolgen. Die vereinfachte Annahme der Betonzusammensetzung anhand der Fuller-Kurve mit der Potenz 0,5 spiegelt die tatsächliche Betonmixture ausreichend genau wider, weshalb der von Walraven vorgeschlagene Formelapparat ohne Modifikation angewendet werden kann. Während die von Walraven publizierten, vereinfachten linearen Beziehungen die reduzierte Spannungsübertragung bei durchtrennter Gesteinskörnung nicht mit in Betracht ziehen, wurde dies im fib Model Code 2010 durch die Einführung eines zusätzlichen Vorfaktors C_f bewerkstelligt. Bei visueller Begutachtung der Rissflächen nach den Querkraftversuchen sowie der Zylinderproben nach den Spaltzugversuchen ließ sich feststellen, dass bei den Stahlbetonträgern, welche aus selbstverdichtendem Beton ($f_c \sim 60 \text{ N/mm}^2$) hergestellt wurden, ein Großteil der Gesteinskörner durchtrennt waren (siehe Abbildung 3.12 (a)). Es wurde für diese Betongüte somit ein Faktor C_f von 0,5 gewählt. Für die verwendeten Normalbetone konnte dieses Phänomen nicht beobachtet werden, weshalb sich eine deutlich rauere Rissoberfläche ausbildete (siehe Abbildung 3.12 (b)). Der Faktor C_f wurde in diesem Fall zu 1,0 angenommen.

- Für die Berechnung des Querkrafttraganteils in der Bruchprozesszone V_{cr} wurde eine

exponentielle Abnahme der übertragbaren Zugspannungen σ_{cr} mit zunehmender Rissöffnung w (siehe Gleichung 2.23) aufbauend auf der Arbeit von Hordijk [1992] angesetzt. Die Bruchenergie G_F wurde anhand der regressierten Beziehung nach Marí et al. [2014] auf Basis der gemessenen Zylinderdruckfestigkeit f_c sowie des Größtkorndurchmessers d_g berechnet. Damit sich die unterschiedlichen Querkrafttraganteile nicht überschneiden, wurde der Effekt der Rissverzahnung in der Nähe der Risspitze bis zum Erreichen der Grenzrissweite w_{cr} außer Acht gelassen.

- Für die Beurteilung der Dübelwirkung der Längsbewehrung wurde für Bauteile ohne Querkraftbewehrung auf die von Baumann und Rüschi [1970] vorgeschlagene empirische Gleichung 2.20 zurückgegriffen, weshalb dieser Traganteil somit unabhängig von der gemessenen Risskinematik bestimmt wurde. Als Voraussetzung für die Ansetzbarkeit dieses Mechanismus wurde jedoch ein Dübelanriss auf Höhe der Längsbewehrung betrachtet. Bei Stahlbetonträgern mit Querkraftbewehrung wurde angenommen, dass der Dübelriss bei Kreuzung eines Bügels in Abhängigkeit der gemessenen Rissöffnung w_{sw} (siehe Abbildung 2.13 (f)) zusätzlich aktiviert werden kann. Ein zusätzliche Tragkapazität des Betons zwischen den "Dübeln" wurde nicht berücksichtigt.
- Der Spannungszustand in der durch den kritischen Schubriss aktivierten Bügelbewehrung σ_{sw} wurde unter Zugrundelegung einer einfachen starr-plastischen Verbund - Schlupfbeziehung in Abhängigkeit der jeweils gemessenen Rissöffnung w_{sw} unter der Annahme der Ausbildung eines Einzelrisses bestimmt (siehe Abbildung 2.16 (c)). Die maximal aufnehmbare Verbundspannung τ_{b1} wurde unter anderem unter Einbezug der Verbundqualität (glatte und gerippte Betonstahloberfläche) auf Basis der von Noakowski [1988] vorgeschlagenen Gleichung 2.28 berechnet. Während die Verbundspannung τ_{b2} bei den gerippten Stäben beim Erreichen der Fließspannung f_{yw} auf die Hälfte von τ_{b1} reduziert wurde, wurde bei den Querkraftversuchen mit glatten Bügelbewehrungselementen (R250m60, T250m60) eine konstante Verbundspannung in der Höhe von τ_{b1} angesetzt. Da einer Dübelwirkung der sehr schwach ausgeführten Querkraftbewehrung eher eine untergeordnete Rolle zugesprochen werden kann, wurde auf eine Berücksichtigung dieser im Rahmen der hier durchgeführten Analyse verzichtet.
- Die infolge der Biegemomenten- und Querkraftbeanspruchung hervorgerufene Schrägrissbildung führt zu einer Spannkraftzunahme im Spann Stahl ΔP . Bei einem geneigten Spanngliedverlauf (PC056in, PC089in) resultiert dieser Spannungszuwachs auch in einer vergrößerten Vertikalkomponente infolge der Vorspannkraft $V_{P,0} + \Delta V_P$. Auf Basis der photogrammetrischen Messungen wurde die Rissöffnung in Richtung des Spannglieds w_p ausgewertet (siehe Abbildung 2.17 (a)), um mit Hilfe eines Verbundgesetzes Rückschlüsse auf den vorhandenen Spannungszustand ziehen zu können (siehe Abbildung 2.17 (b)). Dabei gelten dieselben Annahmen wie bei der Ermittlung der Zugkraft in der Bügelbewehrung. Die maximal aufnehmbare

Verbundspannung τ_{bp} in Abhängigkeit des Verbundumfangs des Litzenbündels p_{bp} (siehe Gleichung 2.32) wurde dabei in Anlehnung an die Arbeit von Marti [1994] bestimmt (siehe Abschnitt 2.2.7).

- Die Querkraftabtragung der ungerissenen Druckzone wurde in dieser Analyse nicht berücksichtigt, da sie sich zum einen aufgrund der gewählten Breite des Messfelds für die photogrammetrischen Messungen nicht quantifizieren lässt und zum anderen keine Versuchsanordnung (wie z.B. den Push-Off Versuch bei Rissverzahnung) bis dato entwickelt wurde, welche den Traganteil der Druckzone ohne den Einfluss anderer Tragmechanismen bestimmen kann. Während für die Ermittlung der Dübelwirkung der Längsbewehrung auf einen empirischen Ansatz zurückgegriffen werden konnte, existiert dies für die Beschreibung des Tragvermögens der ungerissenen Druckzone bis jetzt nicht. Die Höhe der Querkrafttragfähigkeit des Bereichs oberhalb der Nulllinie kann somit ausschließlich mit Hilfe des Ausschlussprinzips unter Annahme einer korrekten Ermittlung der anderen Tragmechanismen bestimmt werden.

3.4.2 Stahlbetonträger

Abbildung 3.13 und 3.14 zeigen die mit Hilfe der Photogrammetrie gemessene Kinematik für verschiedene Laststufen sowie den Rissverlauf des kritischen Schubrisses für sämtliche Stahlbetonträger. Eine detaillierte Darstellung sämtlicher gemessenen Rissuferverschiebungen sind im Anhang des Forschungsberichts [Huber et al., 2015] angeführt. Darüber hinaus sind die in der Laststufe V_{lp} und auf Basis der gemessenen Rissuferverschiebungen errechneten Traganteile V_i , welche in Tabelle 3.9 angeführt sind, maßstäblich am freigeschnittenen Körper dargestellt. Ebenso ersichtlich ist die sich bei Anwendung der unterschiedlichen Rissverzahnungs-Modelle (siehe Abschnitt 3.4) ergebende Schwankungsbreite in den Ergebnissen bei Stahlbetonträgern ohne vertikaler Bewehrung (siehe ebenso Abbildung 3.15 (a)). In den Versuchen konnte beobachtet werden, dass das Erreichen der maximalen Querkrafttragfähigkeit V_{Exp} nicht zwingend mit einem sofortigen Versagen des Bauteils einhergeht (siehe Abbildung 3.11 (b)). Deshalb wurde im Rahmen der Analyse der Risskinematik neben dem Zeitpunkt des Erreichens der maximalen Querkraft V_{Exp} auch der Moment unmittelbar vor dem deutlich erkennbaren Lastabfall untersucht, welcher mit einer instabilen Rissfortplanzung des kritischen Schubrisses zusammenhängt. Die unmittelbar vor dem Verlust des statischen Gleichgewichts wirkende Querkraft wird mit V_{lp} bezeichnet und variiert für die im Rahmen dieser Arbeit angestellten Versuche zwischen 88 und 100 % von V_{Exp} . Auf Basis der Messungen und der darauf aufbauenden Analysen lassen sich für die einzelnen Tragmechanismen V_i folgende Erkenntnisse ableiten:

- Die gemessene Risskinematik wird wesentlich vom Rissverlauf des kritischen Schubrisses beeinflusst. Je flacher der Risswinkel θ_{cr} , desto dominanter wird die Rissöff-

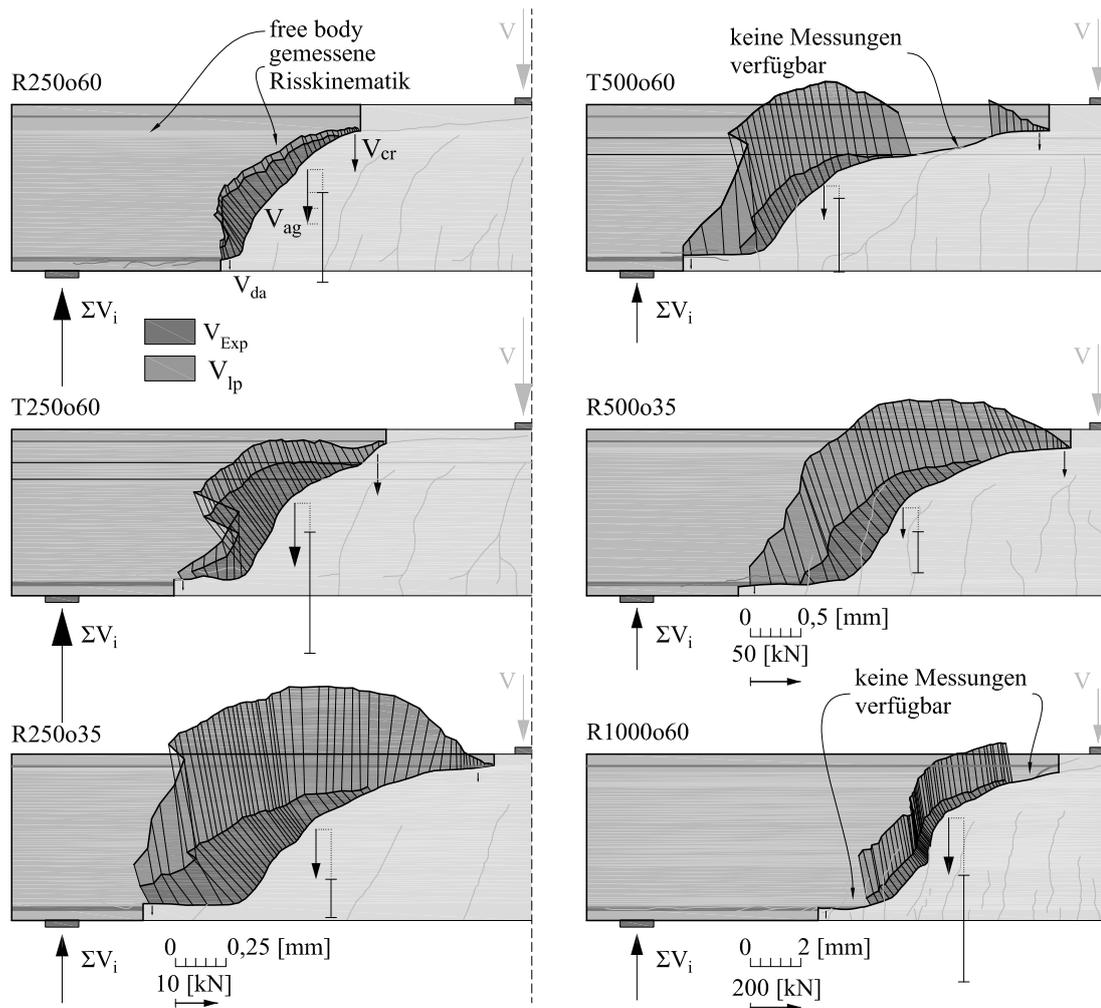


Abbildung 3.13: Gemessene Risskinematik und berechnete Querkrafttraganteile V_i auf Basis der Öffnung w und Gleitung s der Rissufer beim letzten aufgezeichneten Bild kurz vor Versagen V_{lp} für Stahlbetonträger ohne Querkraftbewehrung.

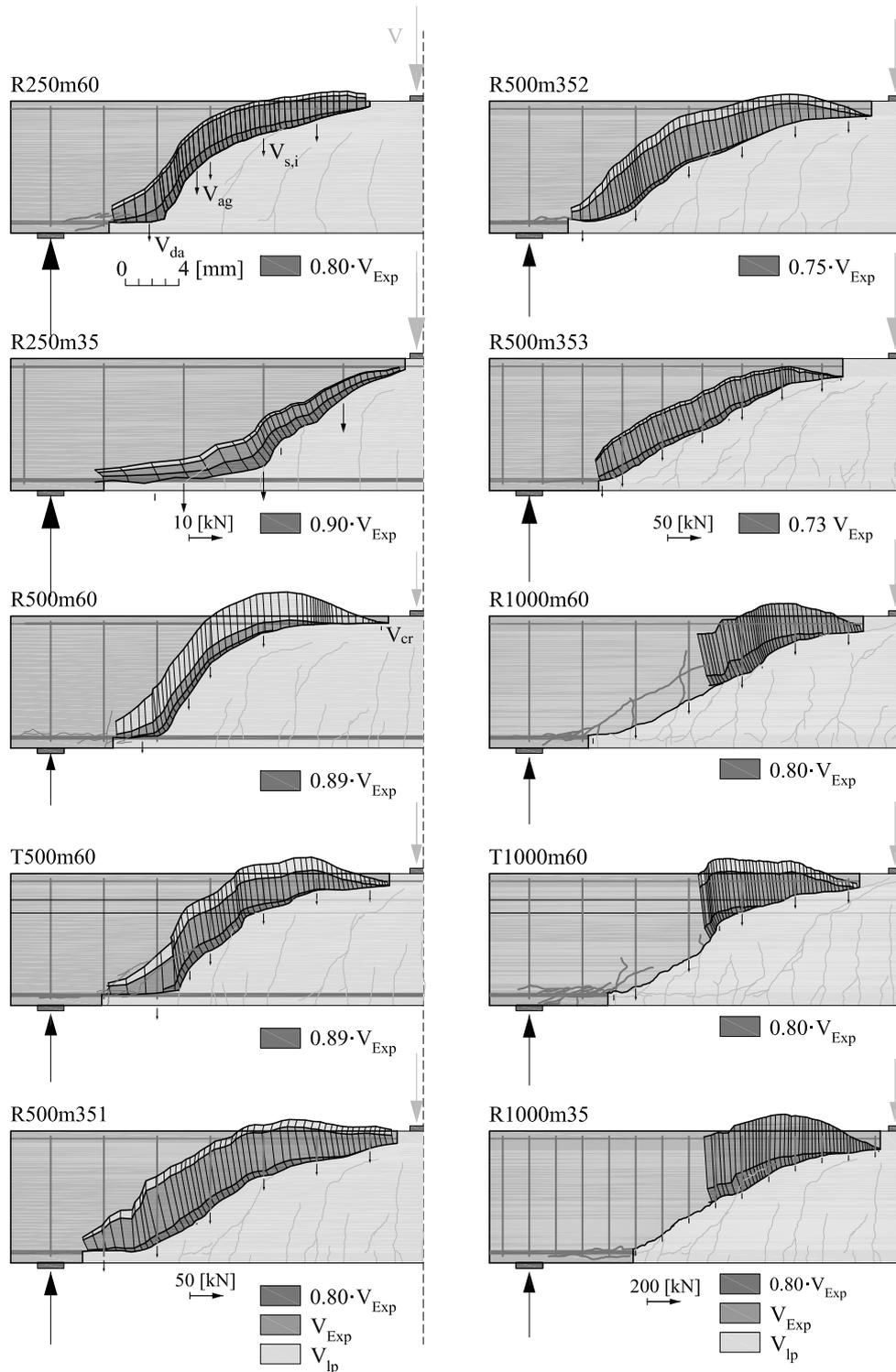


Abbildung 3.14: Gemessene Risskinematik und berechnete Querkrafttraganteile V_i auf Basis der Öffnung w und Gleitung s der Rissufer beim letzten aufgezeichneten Bild kurz vor Versagen V_{lp} der Stahlbetonträger mit Bügelbewehrung.

nung w gegenüber der Rissgleitung s . Dahingegen konnten bei steilen Rissen teils erhebliche Gleitungen der Rissflanken gemessen werden. Bezüglich der Neigung des Schubrisses konnte im Rahmen der Versuche keine Tendenz im Hinblick auf die untersuchten Einflussparameter (Bauteilhöhe h , Breite des Obergurts b_{fc} , Betongüte, Querkraftbewehrungsgrad ρ_w) erkannt werden. Der Verlauf der Risse hängt stark von Fehlstellen im Betongefüge ab, welche durch Eigenspannungen (z.B. Schwinden) zusätzlich verstärkt werden. Da diese a priori nicht bekannt sind, kann der Rissverlauf nur sehr vage vorhergesagt werden.

- Auf Basis der gemessenen Risskinematik muss dem Tragvermögen, welches durch die Verzahnung des gerissenen Betongefüges (Rissverzahnung) entsteht, eine wesentliche Rolle beim Abtrag von Querkraften bei Bauteilen ohne Schubbewehrung zugesprochen werden. Bei Anwendung des Zwei-Phasen-Modells von Walraven [1980, 1981] beträgt der errechnete Anteil der Rissverzahnung beim Erreichen der maximalen Querkraft V_{Exp} zwischen 0 und 96% bzw. kurz vor Eintreten des tatsächlichen Bruchs des Trägers V_{Ip} zwischen 44 und 112%. Der zuvor beschriebene Einfluss der Rissneigung θ_{cr} auf die sich einstellende Kinematik wird anhand des in Abbildung 3.16 gezeigten Vergleichs zwischen den Trägern R2500o60 und R1000o60 sehr anschaulich dargelegt. Da der kritische Schubriss bei Träger R1000o60 in der Mitte des Stegs beinahe vertikal verläuft (siehe Abbildung 3.16 (a)), ist dieser Bereich durch eine sehr ausgeprägte Gleitung s gekennzeichnet (siehe Abbildung 3.16 (b)), welche sogar größer als die Rissöffnung w ist. Daher kann in dieser Zone gemäß der Modellvorstellung von Walraven eine erhebliche Spannungsübertragung über den Diagonalriss hinweg stattfinden (siehe Abbildung 3.16 (b)). Wie bereits von Campana et al. [2013] festgestellt, neigt das Zwei-Phasen-Modell jedoch bei relativ steilen Rissen zu einer Überschätzung der übertragbaren Spannungen infolge der Rissreibung, weshalb die hier ermittelte Querkrafttragfähigkeit in Frage zu stellen ist. Abbildung 3.15 illustriert den Anteil der Querkrafttragfähigkeit aufgrund der Rissverzahnung V_{ag} bei den Trägern ohne Schubbewehrung, welcher nach den in Abschnitt 3.4.1 angeführten Modellen für die zwei unterschiedlichen Laststufen V_{Exp} und V_{Ip} berechnet wurde. Dabei zeigt sich eine markante Diskrepanz in den ermittelten Querkraftwiderständen infolge der Rissverzahnung V_{ag} , welche beim modifizierten "Rough-crack"-Modell von Gambarova und Karakoç [1983] gerade bei den Versuchsträgern aus selbstverdichtenden Beton (höhere Druckfestigkeit f_c im Vergleich zum Normalbeton) besonders deutlich ist (siehe auch Abschnitt 2.2.2). Die Rissöffnung w des kritischen Schubrisses ist für Balken ohne Bügelbewehrung und mit großer Bauteilhöhe h bekannterweise ausgeprägter als bei sehr kleinen Trägern (siehe dazu den Vergleich in Abbildung 3.16). Bei identischer Betongüte und somit auch Rissrauigkeit sinkt somit die Wahrscheinlichkeit einer Verzahnung der gegenüberliegenden Rissflanken, weshalb man davon ausgehen kann, dass der Maßstabeffekt zum Teil in der verminderten Rissverzahnung bei großen Bauteilhöhen begründet ist (siehe Abbildung 3.17 (a)). Ein anderes Bild bezüglich des

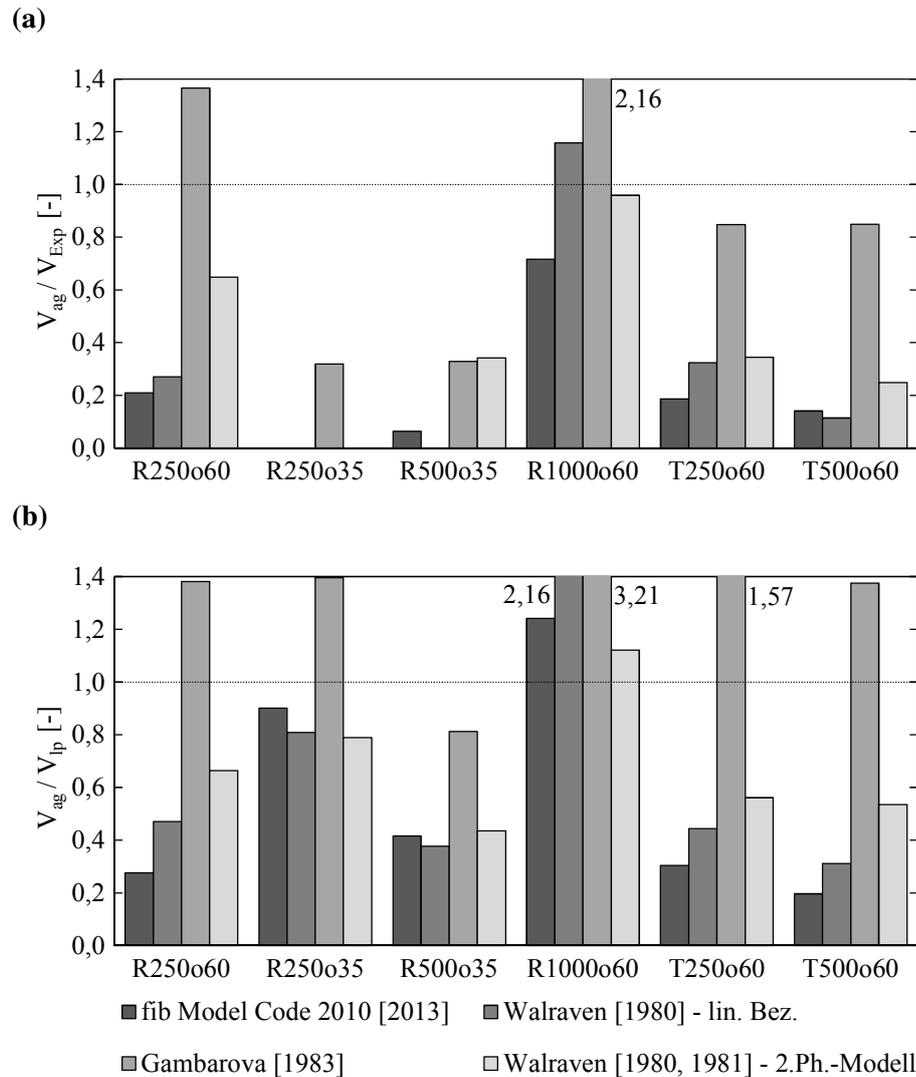


Abbildung 3.15: Anteil der Querkrafttragfähigkeit infolge Rissverzahnung V_{ag} berechnet nach den in Abschnitt 3.4.1 angeführten Modellen am experimentell ermittelten Querkraftwiderstand: (a) Anteil an der maximal erzielten Querkraft V_{Exp} ; (b) Anteil an der einwirkenden Querkraft unmittelbar vor dem tatsächlichen Versagen V_{lp} .

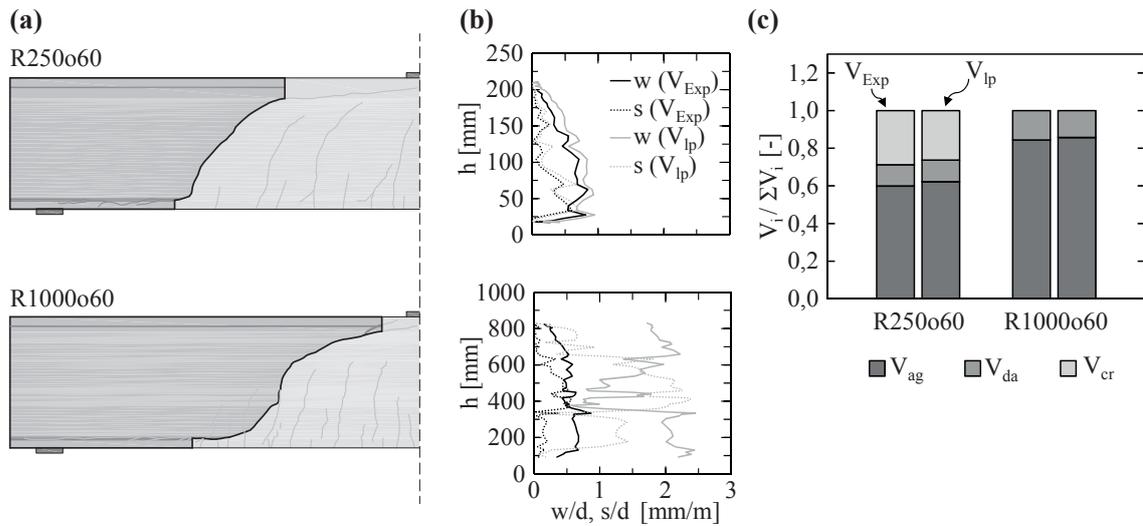


Abbildung 3.16: Vergleich zwischen Träger R250o60 und R1000o60: (a) Verlauf des kritischen Schubrisses; (b) Bezogene Rissöffnung w/d und Rissgleitung s/d über die Bauteilhöhe h ; (c) Anteil der unterschiedlichen Tragmechanismen V_i für verschiedene Laststufen (V_{Exp} und V_{lp}).

Traganteils der Rissreibung V_{ag} konnte hingegen bei Stahlbetonträgern mit geringer Schubbewehrung beobachtet werden. Aufgrund der deutlich größeren Rissöffnung w im Vergleich zu Balken ohne Schubbewehrung (siehe Abbildung 3.18 (b)) spielt die Spannungsübertragung aufgrund der Verzahnung der Rissflanken mit Ausnahme des Balkens R500m60 nur mehr eine untergeordnete Rolle (0-75 % von V_{Exp} bzw. 0-29 % von V_{lp}). Wie man anhand des Vergleichs der Träger R500m60 und R500m351 deutlich erkennen kann, zeichnet sich auch bei Balken mit geringem Schubbewehrungsgrad ρ_w eine Abhängigkeit der Risskinematik vom Verlauf des maßgebenden Schubrisses ab (siehe Abbildung 3.18 (a) und (b)). Dem steilen Verlauf des kritischen Schubrisses bei Balken R500m60 ist es auch geschuldet, dass der Rissverzahnung in diesem Fall ein erheblicher Traganteil zugesprochen werden muss, während bei Balken R500m351 aufgrund der Kinematik des flachen Schubrisses die Rissreibung keine Rolle spielt (siehe Abbildung 3.18 (c)).

- Die Querkrafttragfähigkeit, welche der Bügelbewehrung zugerechnet werden kann, stellt auch für Balken mit nur sehr geringen Schubbewehrungsgrad ρ_w den größten Traganteil dar (42-94 % von V_{Exp} bzw. 49-96 % von V_{lp}). Das Tragvermögen der Bügelbewehrung V_s hängt wesentlich vom Rissverlauf des kritischen Schubrisses ab. Durch einen flach verlaufenden Riss steigt die Wahrscheinlichkeit, dass mehrere Haken oder Bügel gekreuzt und somit aktiviert werden. Bei einem steilen Risswinkel hingegen sinkt die Anzahl der aktivierten Bügel und somit der Querkraftwiderstand der Querkraftbewehrung V_s . Dies kann jedoch wiederum aufgrund der größeren Gleitung s und der daraus resultierenden Rissverzahnung V_{ag} unter der Voraussetzung einer moderaten Rissöffnung w kompensiert werden (siehe Abbildung 3.18).

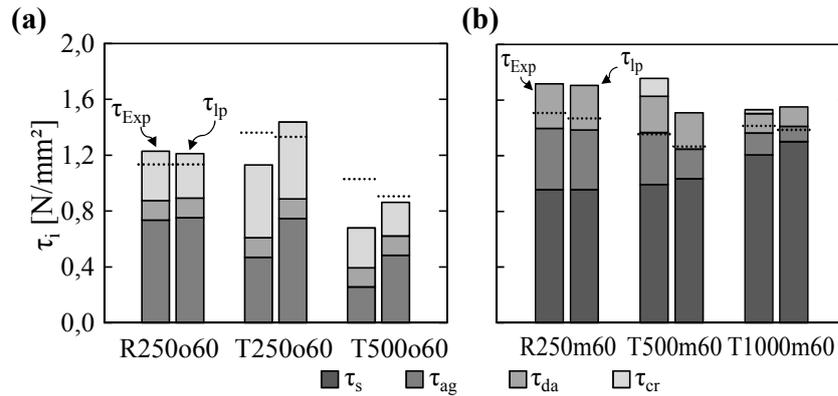


Abbildung 3.17: Einfluss der Bauteilhöhe h und eines Druckflansches bei unterschiedlichen Laststufen (V_{Exp} und V_{lp}) (a) Tragmechanismen bei Trägern ohne Schubbewehrung; (b) Tragmechanismen bei Trägern mit Bügelbewehrung.

Während der instabile Rissfortschritt in die Druckzone bei Stahlbetonträgern ohne Querkraftbewehrung in der Regel zum sofortigen Versagen des Bauteils führt, kann dieser Mechanismus bei Balken mit einer geringen Anzahl von Haken oder Bügeln bereits verhindert und sogar noch zusätzliche Bewehrungselemente für den Abtrag von Querkraften aktiviert werden. Beim Träger R500m60 (siehe Abbildung 3.18 (a)) drang der Schubriss jedoch so weit in die Druckzone vor, dass dieser oberhalb der Bügelbewehrung vorbei lief.

- Die resultierende Querkrafttragfähigkeit V_{cr} aus den rissübergreifenden Zugspannungen σ_{ct} in der Bruchprozesszone (FPZ) kann im Speziellen bei Trägern ohne Schubbewehrung und sehr geringen Bauteilhöhen h einen nicht zu vernachlässigbaren Tragmechanismus darstellen (18-38 % von V_{Exp} bzw. 16-41 % von V_{lp} für Träger mit $h = 250 - 500$ mm). Der Beitrag dieses Mechanismus hängt wesentlich von der Risslänge l_{FPZ} ab (siehe Abschnitt 2.2.4), bis zu welcher eine Spannungsübertragung stattfinden kann. Diese wird wiederum von der sich einstellenden Rissöffnung w bestimmt, weshalb für diesen Tragmechanismus dieselbe Schlussfolgerung wie schon bei der Querkrafttragfähigkeit infolge der Rissverzahnung V_{ag} gezogen werden kann: Je größer das Bauteil, desto größer seine Rissöffnung w und desto kürzer jener Bereich, in dem Zugspannungen über Risse hinweg übertragen werden können. Diese Tragwirkung kann somit auch für den Massstabeffekt bei Balken ohne Schubbewehrung verantwortlich gemacht werden. Darüber hinaus liefert diese Tragkapazität auch eine mögliche Erklärung für die vernachlässigbare Rolle des verbreiterten Druckgurts. Die Länge der Risspitze l_{FPZ} variiert bei den kleinen Trägern ($h=250$ mm) zwischen $0,7$ und $0,8 \cdot d$. Wie man anhand von Abbildung 3.13 jedoch erkennen kann, reicht die Risspitze beim Träger T250o60 in den Obergurt hinein, weshalb für die Spannungsübertragung ein breiterer Querschnitt zur Verfügung steht und somit eine höhere Querkrafttragfähigkeit infolge rissüber-

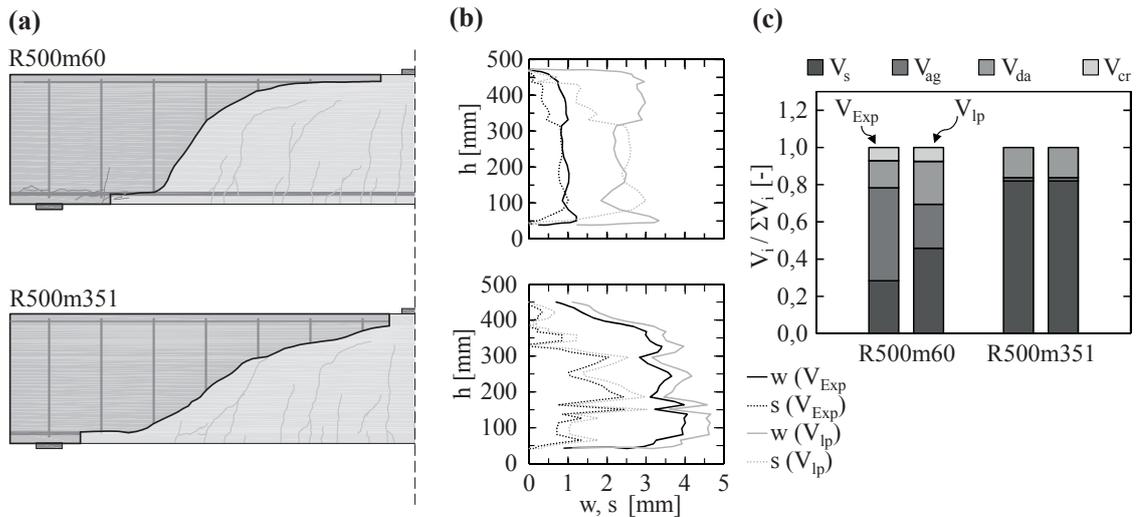


Abbildung 3.18: Vergleich zwischen Träger R500m60 und R500m351: (a) Verlauf des kritischen Schubrisses; (b) Rissöffnung w und Rissgleitung s über die Bauteilhöhe h ; (c) Anteil der unterschiedlichen Tragmechanismen V_i für verschiedene Laststufen (V_{Exp} und V_{Ip}).

greifender Zugspannungen als bei den rechteckigen Balken (R250o35 und R250o60) resultiert. Aufgrund der geringen gemessenen Rissweite w bei den kleinen Trägern ($h=250$ mm) ist die Länge der Bruchprozesszone l_{FPZ} im Verhältnis zur Bauteilhöhe deutlich größer als bei den mittleren bzw. großen Balken, weshalb der Einfluss der rissübergreifenden Zugspannung σ_{ct} mit zunehmender Höhe abnimmt und somit auch der Einfluss des Druckgurts (siehe Abbildung 3.17). Bei Trägern mit geringem Querkraftbewehrungsgrad ρ_w hingegen ist der Bereich, bei dem theoretisch rissübergreifende Spannungen auftreten können, aufgrund der größeren Rissweite w sehr kurz, weshalb dieser Traganteil für diesen Tragwerkstyp an Relevanz verliert.

Tabelle 3.9: Vergleich der in den Experimenten erzielten Querkräfte (V_{Exp} und V_{Ip}) mit der Querkrafttragfähigkeit basierend auf der gemessenen Risskinematik V_i .

Träger	V_{ag} (Gl. 2.12, 2.13, 2.18)	V_{cr} (Gl. 2.23, 2.26)	V_{da} (2.20-Gl. 2.21)	V_s (Gl. 2.28-2.31)	ΣV_i	$V_{Exp}(V_{Ip})$	V_{Exp}/V_i (V_{Ip}/V_i)	Statistik
Träger ohne Querkraftbewehrung								
R250o60	12,7(13,0)	6,1(5,5)	2,4	-	21,2(20,9)	19,6(19,6)	0,92(0,94)	
R250o35	0,0(12,0)	5,0(2,5)	2,0	-	7,0(16,5)	16,0(15,2)	2,29(0,92)	
R500o35	24,8(29,1)	13,1(12,7)	8,0	-	45,9(49,8)	72,4(66,9)	1,58(1,34)	
R1000o60	205,6(229,0)	0,0 ^a	38,1	-	243,7(267,1)	214,5(204,3)	0,88(0,76)	
T250o60	8,1(12,9)	9,0(9,5)	2,4	-	19,5(24,8)	23,5(23,0)	1,20(0,93)	m 1,40(0,99)
T500o60	17,7(33,4)	19,7(16,6)	9,5	-	46,9(59,5)	71,0(62,5)	1,51(1,05)	COV 0,34(0,18)
Träger mit Querkraftbewehrung								
R250m60	7,6(7,4)	0,0(0,0)	5,5	16,5(16,5)	29,6(29,4)	26,0(25,3)	0,88(0,86)	
R250m35	1,9(1,8)	0,0(0,0)	2,0	26,5(26,7)	30,4(30,5)	29,6(27,7)	0,97(0,91)	
R500m60	62,0(18,5)	8,8(5,9)	18,0	35,2(36,0)	124,0(78,4)	83,0(73,0)	0,67(0,93)	
R500m351	2,0(2,0)	0,0(0,0)	17,8	90,0(90,1)	109,8(109,9)	105,9(102,2)	0,96(0,93)	
R500m352	4,1(2,9)	5,1(3,3)	17,8	86,5(88,6)	113,5(112,6)	109,2(105,6)	0,96(0,94)	
R500m353	3,7(3,4)	4,5(2,8)	17,8	105,9(106,2)	1,9(130,2)	145,1(143,6)	1,10(1,10)	
R1000m60	4,9	0,0 ^a	38,5	362,6	406,0	402,1	0,99	
R1000m35	1,6	3,5	30,3	359,1	394,5	383,8	0,97	
T500m60	25,8(14,7)	8,8(0,0)	18,0	68,5(71,4)	121,1(104,1)	93,5(87,4)	0,77(0,84)	m 0,92(0,94)
T1000m60	43,4(30,3)	7,5(0,0)	38,5	333,0(359,3)	422,4(428,1)	390,4(382,5)	0,92(0,89)	COV 0,13(0,08)

Die in Klammern gesetzten Werte beziehen sich auf die Tragmechanismen bei der einwirkenden Querkraft V_{Ip} , alle Werte in kN

^a keine Messdaten

- Bei Balken ohne vertikaler Bewehrung übernimmt die Dübelwirkung der Längsbewehrung V_{da} nur einen geringen Anteil am gesamten Querkraftwiderstand V_R (10 - 18% von V_{Exp} und 10 - 19% von V_{Ip}). Dies lässt sich weitgehendst auf die geringe Nettobreite b_n zwischen den Längsstäben zurückführen. Aufgrund der genauen Skalierung der Abmessungen und der Bewehrungsgrade weist dieser Tragmechanismus auf Basis der Arbeiten von Baumann und Rüschi [1970] keine Abhängigkeit von der Bauteilhöhe h auf. Bei Präsenz einer Bügelbewehrung in der Nähe des Dübelanrisses kann dieser zusätzlich am Abtrag von Querkraften beteiligt werden, wodurch dieser Traganteil geringfügig an Bedeutung gewinnt (7 - 22% von V_{Exp} und 7 - 25% von V_{Ip}).
- Bei den Stahlbetonträgern mit schwacher Querkraftbewehrung konnte in Bezug auf die experimentell ermittelte Querkrafttragfähigkeit V_{Exp} nur mehr ein sehr geringer (Rechtecksquerschnitt) bzw. kein (T-Querschnitt) Einfluss der Bauteilhöhe h verzeichnet werden. Dies lässt sich anhand der quantifizierten Tragkomponenten (V_i) damit begründen, dass dem Querkrafttraganteil auf Basis der rissübergreifenden Zugspannungen V_{cr} sowie der Rissverzahnung V_{ag} aufgrund der deutlich ausgeprägteren Rissbildung nur mehr eine untergeordnete Rolle bei Abtrag der einwirkenden Querkraft angerechnet werden kann.
- Während die Aufsummierung der einzelnen errechneten Tragmechanismen in der Laststufe V_{Ip} plausible Ergebnisse liefern ($m = 0,96$ und $COV = 13 \%$ über alle untersuchten Versuchsträger), zeigt sich bei Erreichen der maximalen Querkraft V_{Exp} gerade bei den Stahlbetonträgern ohne Querkraftbewehrung eine deutlich schlechtere Vorhersagequalität ($m = 1,40$ und $COV = 34 \%$). Die generelle Unterschätzung der Traglast kann eventuell darauf zurückgeführt werden, dass der Querkrafttragfähigkeit der ungerissenen Druckzone bei Erreichen der maximalen Querkraft V_{Exp} ein Traganteil zugesprochen werden muss, welcher jedoch im Rahmen dieser Analyse nicht näher untersucht werden konnte.
- Die im Zuge dieses Abschnitts angeführten Schlussfolgerungen behalten ihre Gültigkeit nur für die hier untersuchten Einflussparameter und den gewählten Randbedingungen (Abmessungen, Versuchsaufbau usw.). So führt zum Beispiel ein größerer Querkraftbewehrungsgrad ρ_w zu einer anderen Zusammensetzung der verschiedenen Traganteile V_i .

3.4.3 Spannbetonträger

Analog zu den Querkraftversuchen an Stahlbetonträgern (siehe Abschnitt 3.4.2) wurde die digitale Bildkorrelation (DIC) auch für die Versuchsreihe an Spannbetonträgern mit geringem Schubbewehrungsgrad ρ_w verwendet, um mit ihrer Hilfe die Risskinematik und Rissentwicklung des kritischen Schubrisses kontinuierlich aufzuzeichnen. Die dadurch erhaltene Rissöffnungs- und Rissgleitungsbeziehung sowie der Verlauf des maßgebenden

Schubrisses konnten somit auch für eine Analyse der einzelnen Tragmechanismen V_i herangezogen werden. Dazu kamen auch in diesem Fall die im Abschnitt 2.2 angeführten und aus der Literatur entnommenen konstitutiven Gesetze zur Quantifizierung der einzelnen Tragmechanismen zur Anwendung. Tabelle 3.10 fasst die errechneten Traganteile V_i zusammen. Aus dieser Analyse lassen sich folgende Erkenntnisse für das Querkrafttragverhalten von Spannbetonträgern mit geringem Querkraftbewehrungsgrad ρ_w unter punktueller Belastung ableiten:

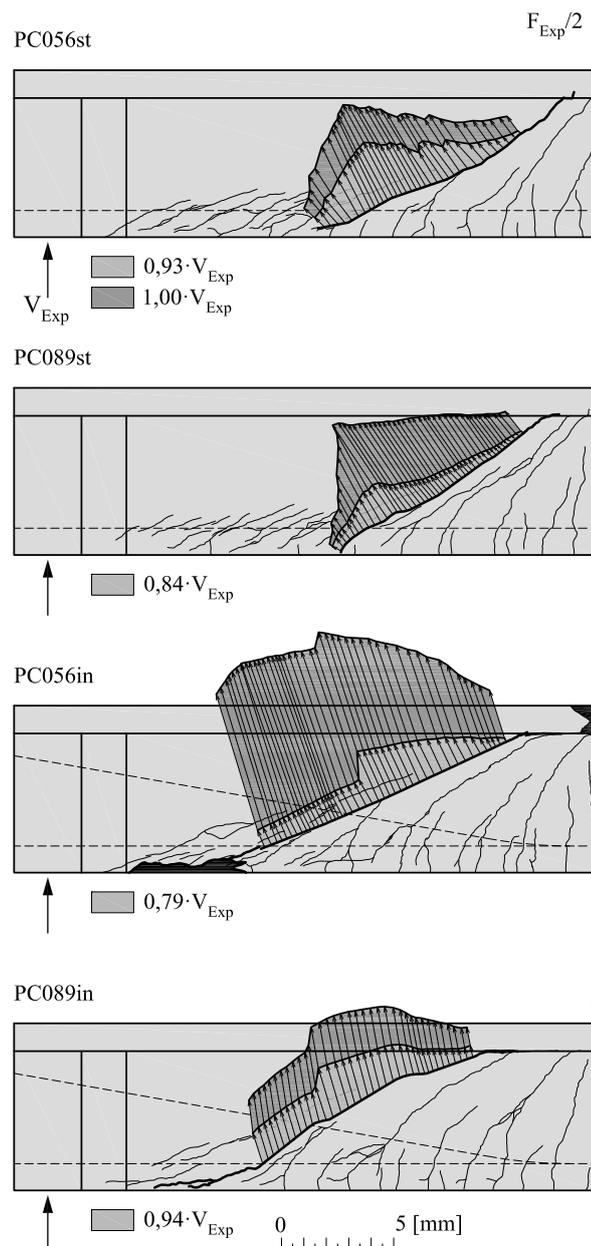


Abbildung 3.19: Gemessene Risskinematik des maßgebenden Schubrisses bei maximal erzielter Querkraft V_{Exp} sowie einer zusätzlichen Laststufe für die Versuchsreihe an Spannbetonträgern mit geringer Querkraftbewehrung.

- Die Analyse der gemessenen Verschiebung der Rissufer zeigt (siehe Abbildung 3.19), dass die Rissöffnung w deutlich größere Werte als die Gleitung s annimmt. Dadurch sinkt die Wahrscheinlichkeit, dass sich die gegenüberliegenden Rissflanken miteinander verzahnen und somit eine Spannungsübertragung über den Riss hinweg stattfinden kann. Durch Einsetzen der gemessenen Risskinematik in das bekannte Zwei-Phasen-Modell von Walraven [1980, 1981] können in den hier untersuchten Spannbetonträgern kurz vor dem Bruchzustand V_{Exp} quasi keine Spannungen infolge der Rissverzahnung (σ_{ag}, τ_{ag}) mehr übertragen werden. Somit kann der Rückschluss gezogen werden, dass die Querkrafttragfähigkeit aufgrund der Rissreibung V_{ag} im Falle einer sehr schwach ausgeführten Bügelbewehrung vernachlässigt werden kann (siehe Tabelle 3.10 und Abbildung 3.20).
- Für die hier angestellte Analyse konnte das Rissöffnungsverhalten in der Risspitze aufgrund des begrenzten Messfeldes nicht aufgenommen werden, womit keine Berechnung des Querkrafttraganteils infolge rissübergreifender Spannungen V_{cr} möglich ist. Auf Basis der gemessenen Risskinematik im Steg kann jedoch davon ausgegangen werden, dass die in der Bruchprozesszone übertragbaren Spannungen σ_{ct} aufgrund der markanten Rissöffnung w (bis zu 8 mm) eine untergeordnete Rolle spielen werden. Darüber hinaus verliert dieser Mechanismus für Bauteile mit größer werdender Bauteilhöhe h zusehends an Bedeutung, weshalb diese Tragkapazität für die üblichen Brückenquerschnitte wohl nicht von großer Relevanz ist.
- Die Dübelwirkung der Längsbewehrung V_{da} kann infolge des geringen Längsbewehrungsgrads ρ_l vernachlässigt werden (4% von V_{Exp}). Bei bestehenden älteren Brückentragwerken verliert dieser Traganteil noch mehr an Bedeutung, da eine heute übliche Mindestlängsbewehrung zur Erhöhung der Robustheit früher nicht zum Stand der Technik zählte.
- Der Querkraftwiderstand der Bügelbewehrung V_s , welche entlang des kritischen Schubrisses aktiviert werden kann, reicht bei weitem nicht aus, um den gesamten Abtrag von Querkraften bei Spannbetonträgern mit geringer Bügelbewehrung zu erklären. Die Tragkapazität der Querkraftbewehrung schwankt zwischen 23 und 36% der erzielten Schubtragfähigkeit V_{Exp} . Darin kann auch der Grund gesehen werden, weshalb die geringfügige Variation des Querkraftbewehrungsgrads ρ_w (siehe Tabelle 3.6) quasi keinen Einfluss auf die experimentelle Querkrafttragfähigkeit V_{Exp} hatte. Wie in Abbildung 3.19 und Tabelle 3.10 ersichtlich hängt die Neigung des kritischen Schubrisses θ_{cr} wesentlich von der gewählten Spanngliedführung α_p ab. Da der Winkel des Diagonalrisses die Anzahl der aktivierten Bügelbewehrung bestimmt, konnte bei den Balken mit geneigtem Spannglied ein höherer Querkraftwiderstand der Querkraftbewehrung V_s verzeichnet werden (siehe Abbildung 3.10).
- Infolge der Schrägrissbildung erfahren die Spannglieder eine Zusatzdehnung $\Delta\varepsilon_p$, welche bei entsprechender Rissöffnung w_p (siehe Abschnitt 2.2.7) einen Anstieg der

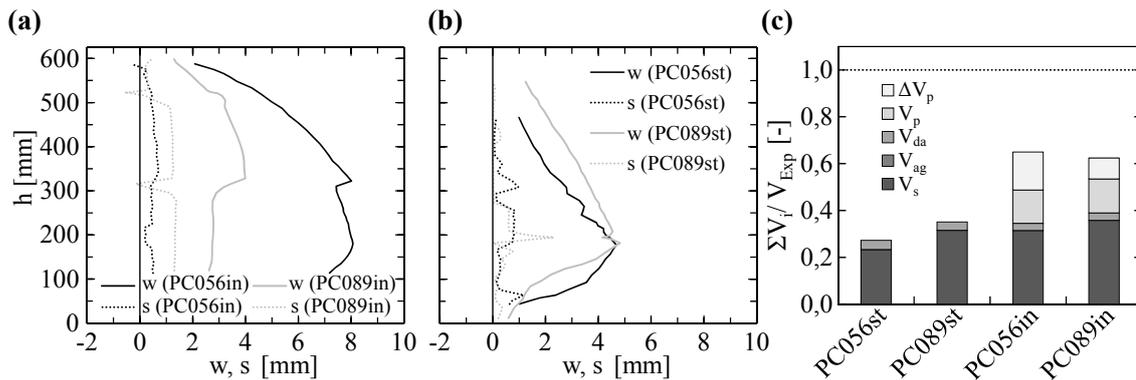


Abbildung 3.20: Auswertung der Risskinematik: (a) Gemessene Rissöffnung- und Rissgleitungsbeziehung des kritischen Schubrisses für Spannbetonträger mit geneigtem Spannglied; (b) Gemessene Rissöffnungs- und Rissgleitungsbeziehung des kritischen Schubrisses für Spannbetonträger mit geraden Spanngliedern; (c) Anteil der berechneten Traganteile V_i an der maximalen Querkraft V_{Exp} .

anfänglichen Vorspannkraft P_0 mit sich bringt und somit bei geneigten Spanngliedern die resultierende Vertikalkomponente V_p vergrößert. Wie anhand von Abbildung 3.20 (a) ersichtlich, konnten beim Versuchskörper PC056in sehr große Rissöffnungen w bei Erreichen der maximalen Querkrafttragfähigkeit V_{Exp} beobachtet werden, was somit zu einem deutlichen Anstieg der Spannkraft ΔP und in weiterer Folge der Vertikalkomponente infolge der Vorspannung ΔV_p führte.

- Die Summe der errechneten Traganteile auf Basis der Risskinematik ΣV_i kann die erzielte Querkrafttragfähigkeit V_{Exp} bei weitem nicht widerspiegeln (27 - 65 % von V_{Exp}). Dem Ausschlussprinzip folgend kann der Schluss gezogen werden, dass der Querkrafttragfähigkeit der ungerissenen Druckzone V_{cz} im Speziellen bei vorgespannten Trägern mit geringem Schubbewehrungsgrad ρ_w eine wesentliche Funktion beim Abtrag von Querkraften zugesprochen werden muss. Während bei den Stahlbetonbalken mit geringem Schubbewehrungsgrad ρ_w der maßgebende Schubriss sehr weit in die Druckzone vordrang, blieb der Druckflansch bei den Spannbetonbalken weitgehend ungerissen. Aufgrund der Vorspannwirkung reichen die Biegerisse außerdem nicht so nah ans Auflager wie bei vergleichbaren Stahlbetonbalken. Beide Effekte zusammen begünstigen die Ausbildung eines Druckbogens bzw. Sprengwerks (siehe Abbildung 2.10), welches einen beträchtlichen Anteil der einwirkenden Querkraft abtragen kann. Wie bereits von Muttoni und Fernández Ruiz [2008] erläutert, kann die Wirkung der Vorspannung einen positiven Effekt auf die Ausbildung des direkten Lastabtrags ausüben.

Tabelle 3.10: Mittlere Rissneigung θ_{cr} und Vergleich der in den Experimenten erzielten Querkraft V_{Exp} mit der Querkrafttragfähigkeit basierend auf der gemessenen Risskinematik und des Rissverlaufs V_i .

Träger	θ_{cr} [°]	V_{ag}	V_{cr} ^a	V_{da}	V_s	$V_{p,0}$	ΔV_p	ΣV_i	V_{Exp}	$V_{Exp}/\Sigma V_i$
PC056st	28	0,0	0,0	17,8	105,6	0,0	0,0	123,4	453,2	0,27
PC089st	33	2,3	0,0	17,1	149,5	0,0	0,0	168,9	474,8	0,36
PC056in	23	0,0	0,0	16,8	172,6	78,1	89,2	356,8	549,0	0,65
PC089in	23	1,0	0,0	16,9	191,9	78,1	48,1	336,1	536,8	0,63

^a keine Messdaten zur Verfügung

alle Querkräfte in kN

3.5 Vergleich mit normativen Ansätzen

Neben der Untersuchung der Tragmechanismen auf Basis der Risskinematik können die erzielten Traglasten V_{Exp} in den Querkraftversuchen auch für eine Überprüfung bestehender normativer Bemessungsansätze herangezogen werden. Dabei kann ein Augenmerk darauf gelegt werden, inwieweit die in den Normen verankerten Modelle die im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Einflussparameter berücksichtigen. Die Untersuchung wird für das Grunddokument des Eurocode 2 [ÖN EN 1992-1-1, 2011], dem österreichischen [ÖN B 1992-1-1, 2011] und deutschen [DIN EN 1992-1-1/NA, 2013] nationalen Anwendungsdokument, dem fib Model Code 2010 [fib, 2013], der Schweizer Norm [SIA 262, 2013] sowie der kanadischen Betonbaunorm [CSA 23.3-04, 2004] durchgeführt. Die Berechnung der Querkraftwiderstände erfolgte anhand der gemessenen Mittelwerte der Materialparameter für den Beton, Betonstahl und Spannstahl (siehe Tabellen 3.3, 3.4, 3.6-3.8) ohne Berücksichtigung von Teilsicherheitsfaktoren auf der Widerstandsseite. Des Weiteren wurde die Querkrafttragfähigkeit V_R in dem vom Normenwerk vorgeschlagenen Nachweischnitt ermittelt (siehe Abbildung 4.9). Dies spielt im Besonderen für die sogenannten "dehnungsbasierten" Bemessungsansätze [fib, 2013; SIA 262, 2013; CSA 23.3-04, 2004] eine wichtige Rolle, da die Interaktionen zwischen den einzelnen Schnittgrößen (M, V, N) durch die gewählte Stelle mit in die Berechnung einbezogen wird. Darüber hinaus wurde der innere Hebelarm z auf Basis der jeweiligen Ansätze ermittelt. Bei Nichtvorhandensein eines Vorschlags (z.B. [CSA 23.3-04, 2004]) wurde der Wert gemäß Eurocode 2 [ÖN EN 1992-1-1, 2011] angenommen. Die Abbildungen 3.21 bis 3.23 zeigen das Verhältnis zwischen der experimentell erzielten und nach verschiedenen Normen ermittelten Querkrafttragfähigkeit $V_{Exp}/V_{R,Norm}$ in Abhängigkeit der statischen Höhe d für Stahlbetonträger bzw. in Abhängigkeit der Querkraftbewehrungsgrades ρ_w für Spannbetonträger. Die den Abbildungen zugrundeliegenden numerischen Werte der Querkraftwiderstände V_R können für alle untersuchten Normenwerke im Anhang A eingesehen werden. Nachfolgend werden die grundlegenden Annahmen der unterschiedlichen normativen Berechnungsansätze

und die erzielten Übereinstimmungen mit den experimentellen Untersuchungen näher erläutert. Da in den Versuchen kein Versagen des Betons auf Druck zwischen den Rissen (Druckstrebenversagen) beobachtet werden konnte, wird auf eine detaillierte Beschreibung dieses Versagenmechanismus verzichtet.

3.5.1 Versuche an Stahlbetonträgern ohne Querkraftbewehrung

Eurocode 2 (2011)

Die Querkraftbemessung von Bauteilen ohne rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung erfolgt gemäß Eurocode 2 [ÖN EN 1992-1-1, 2011; ÖN B 1992-1-1, 2011] auf Querschnittsebene und beruht auf einem sogenannten "semiempirischen" Ansatz. Abbildung 3.21 (a) zeigt einen Vergleich der nach Eurocode 2 berechneten Schubtragfähigkeit mit den Versuchsdaten. Prinzipiell kann festgehalten werden, dass für Bauteile ohne Schubbewehrung unter punktueller Belastung eine gute Übereinstimmung bei der Vorhersage erzielt werden konnte ($m = 0,97$ und $COV = 0,13$). Bei genauerer Betrachtung von Abbildung 3.21 (a) fällt jedoch auf, dass die Querkrafttragfähigkeit für alle Träger mit $h = 1000$ mm überschätzt wird. Der Maßstabeffekt (siehe Gleichung 2.3) wird für die hier untersuchte Versuchsreihe somit nicht zur Gänze richtig abgebildet.

fib Model Code 2010

Die Ermittlung des Querkraftwiderstands für Bauteile ohne Schubbewehrung nach der zweiten Näherungsstufe (LoA II) des fib Model Code 2010 [fib, 2013] basiert auf der "Simplified Modified Compression Field Theory" (SMCFT), welche von Bentz et al. [2006] veröffentlicht wurde. Die Querkrafttragfähigkeit V_R wird darin einerseits maßgebend vom Dehnungszustand ε_x auf halber Höhe des statischen Hebelarms z beeinflusst und andererseits wesentlich vom Rissabstand bestimmt, welcher wiederum maßgebend von der Höhe h des Bauteils abhängt. Bentz et al. [2006] bezeichnen die Rissverzahnung als grundlegende Ursache für das Querkrafttragvermögen von Bauteilen ohne vertikaler Bewehrung, weshalb auch der Größtkorndurchmesser d_g mit in die Berechnung einbezogen wird. Die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit nach der zweiten Näherungsstufe des fib Model Code 2010 resultiert in einem Mittelwert m von 0,90 und einem Variationskoeffizienten COV von 14 % (siehe Abbildung 3.21 (b)). Der Ansatz überschätzt die Tragfähigkeit der Stahlbetonträger im Mittel um 11%, was darauf zurückzuführen ist, dass die Gesteinskörnung in den Rissflächen bei den Stahlbetonträgern aus selbstverdichtenden Beton durchtrennt war und sich die Rissrauigkeit dadurch wesentlich verringerte. Nach der zweiten Näherungsstufe wird dieses Phänomen durch eine lineare Reduktion des Größtkorndurchmessers d_g zwischen einer Druckfestigkeit f_c von 60 und 70 N/mm² berücksichtigt. Durch eine Reduktion von d_g auf 0 erhöht sich der Mittelwert auf 1,02.

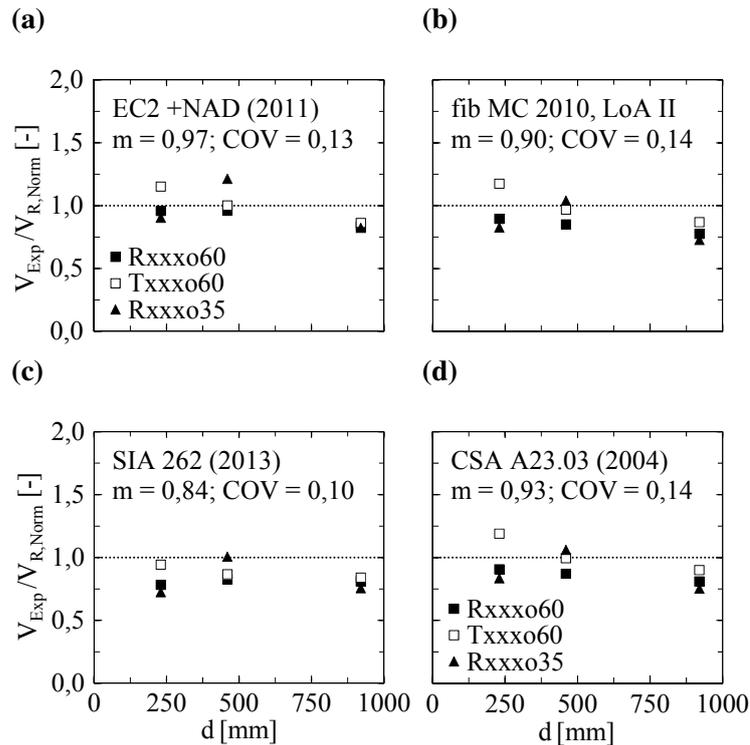


Abbildung 3.21: Verhältnis zwischen der experimentell erzielten und nach verschiedenen Normen ermittelten Querkrafttragfähigkeit $V_{Exp}/V_{R, Norm}$ in Abhängigkeit der statischen Höhe d für Stahlbetonträger ohne Querkraftbewehrung: (a) ÖN EN 1992-1-1 [2011] u. ÖN B 1992-1-1 [2011]; (b) fib [2013]; (c) SIA 262 [2013]; (d) CSA 23.3-04 [2004].

SIA 262 (2013)

In der Schweizer Norm SIA 262 [SIA 262, 2013] bildet ein vereinfachter Bemessungsansatz der "Critical Shear Crack Theory" (CSCT), welcher von Muttoni [Muttoni, 2003; Muttoni und Fernández Ruiz, 2008] entwickelt wurde, die Grundlage für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit V_R von Bauteilen ohne vertikale Bewehrung. Darin wird angenommen, dass die kritische Rissweite w direkt proportional mit dem Produkt aus der Längsdehnung ε an einer vorgegebenen Nachweisstelle und der statischen Höhe d ist. Wie von Ruiz et al. [2015] sehr anschaulich erläutert, kann somit die Risskinematik und die davon abhängigen Querkrafttraganteile (Rissverzahnung V_{ag} , Dübelwirkung V_{da} , Querkrafttragfähigkeit infolge rissübergreifender Spannungen in der Rissprozesszone V_{cr}) mit diesem dehnungsbasierten Ansatz passend wiedergegeben werden. Der in der SIA 262 angeführte Nachweis geht nun von der Vereinfachung aus, dass der Dehnungszustand mit Hilfe des Ausnutzungsgrads der Biegetragfähigkeit M_{Ed}/M_{Rd} gleichwertig beschrieben werden kann. Um die verringerte Rissrauigkeit von Leichtbetonen und hochfesten Beton mit in Betracht zu ziehen, ist für Druckfestigkeiten f_c größer als 70 N/mm^2 der Einfluss des Größtkorndurchmessers ($d_g = 0$) zu vernachlässigen. Bei der Überprüfung der Vorhersagequalität des Bemessungsmodells ergab sich ein Mittelwert von 0,84 und

ein Variationskoeffizient von 10% (siehe Abbildung 3.21 (c)). Wie bereits bei der zweiten Näherungsstufe gemäß fib Model Code 2010 kann diese Überschätzung des Querkraftwiderstands V_R , welche insbesondere bei den Versuchen mit selbstverdichtendem Beton (SVB) beobachtet werden konnte, auf die reduzierte Rissrauigkeit bei bereits geringerer Druckfestigkeit f_c zurückgeführt werden. Bei Annahme des Größtkorndurchmesser $d_g = 0$ bei den Versuchsbalken aus SVB verbessert sich der Mittelwert auf 0,99.

CSA A23.3-04 (2004)

Der Ansatz zur Beschreibung des Querkrafttragverhaltens von Bauteilen ohne Schubbewehrung beruht in der kanadischen Betonbaunorm CSA 23.3-04 [2004] wie auch in der zweiten Näherungsstufe des fib Model Code 2010 auf der SMCFT von Bentz et al. [2006]. In Bezug auf die Ermittlung des Rissabstands existieren lediglich geringfügige Abweichungen, weshalb sich marginale Unterschiede im Mittelwert ($m = 0,93$) ergeben (vergleiche Abbildung 3.21 (b) und (d)).

Schlussfolgerung

Summa summarum kann die Querkrafttragfähigkeit V_R von Versuchen an einfeldrigen Stahlbetonträgern unter punktueller Belastung mit den hier untersuchten Bemessungsansätzen hinreichend genau beschrieben werden. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die gängigen Bemessungsmodelle mit dieser Art von Querkraftversuchen (siehe z.B. Querkraftdatenbank von Reineck et al. [2012]) verifiziert wurden. Deshalb ist es auch nicht weiter verwunderlich, dass gerade der semiempirische Bemessungsansatz des Eurocode 2 für die Versuchsbalken mit $h = 1000$ mm die schlechteste Übereinstimmung zeigt, da die Anzahl der verfügbaren Daten mit zunehmender Bauteilhöhe h rasant abnimmt und somit deutlich weniger Versuche für die Regression zur Verfügung stehen.

3.5.2 Versuche an Stahlbetonträgern mit geringer Querkraftbewehrung

Eurocode 2 (2011)

Die Schubbemessung von Stahlbetonträgern mit Querkraftbewehrung erfolgt nach dem Grunddokument des Eurocode 2 [ÖN EN 1992-1-1, 2011] auf Grundlage eines Fachwerkmodells mit variabler Druckstrebenneigung θ (siehe Abschnitt 2.1.2.3 und Abbildung 2.7 (b)). Auf Basis des unteren Grenzwertsatzes der Plastizitätstheorie kann der Winkel der Druckstrebe in den Grenzen $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ frei gewählt werden. Die wirtschaftlichste Bemessung der Querkraftbewehrung kann somit unter Anwendung des unteren Grenzwertes $\theta = 21,8^\circ$ erreicht werden bzw. für die Nachrechnung von Versuchsdaten kann somit unter Voraussetzung einer ausreichenden Tragfähigkeit der Druckstrebe $V_{Rd,max}$ der maximale Querkraftwiderstand der Zugstrebe erzielt werden. Eine explizite Anrechnung eines Betontraganteils $V_{R,c}$ darf zwar gemäß ÖN EN 1992-1-1 [2011] nicht

in Rechnung gestellt werden, die Ausbildung solch einer flachen Druckstrebenneigung (\neq Rissneigung θ_{cr}) impliziert jedoch eine Spannungsübertragung über den Riss, was wiederum einen Betontraganteil voraussetzt. Der Vergleich des Ansatzes mit den in den Versuchen erzielten Ergebnissen zeigte eine gute Übereinstimmung mit einem Mittelwert von $V_{Exp}/V_{R, Norm} = 1,14$ und einem Variationskoeffizienten von lediglich 10 % (siehe Abbildung 3.22 (a)).

Eurocode 2 (2011) und ÖNORM B 1992-1-1

Im österreichischen nationalen Anwendungsdokument zum Eurocode 2 [ÖN B 1992-1-1, 2011] wurde die untere Grenze der Druckstrebenneigung θ des Fachwerkmodells für Stahlbetonteile, bei welchen die Spannung in der Längsbewehrung der Fließgrenze entspricht, auf $\theta = 31^\circ$ erhöht. Der gängigen Praxis entsprechend wird die Querkraftbewehrung ohne näheren Nachweis auf Basis dieser Grenze bemessen. Wie in Abbildung 3.22 (b) ersichtlich, folgt daraus eine deutliche Anhebung des Mittelwerts von $V_{Exp}/V_{R, Norm}$ auf 1,71 bei gleichbleibenden Variationskoeffizienten (10 %).

Eurocode 2 (2011) und DIN EN 1992-1-1/NA

In Deutschland erfolgt die Berechnung des Querkraftwiderstands für Stahlbetonbalken mit Querkraftbewehrung gemäß nationalem Anwendungsdokument [DIN EN 1992-1-1/NA, 2013] auf Basis des Fachwerkmodells mit Rissreibung [Reineck, 2001]. Abweichend zum Grunddokument des Eurocode 2 wird darin ein expliziter Betontraganteil $V_{R,c}$ infolge der Rissverzahnung angerechnet, welcher über die Druckstrebenneigung θ (=Risswinkel θ_{cr} minus eines Abzugswerts infolge des Betontraganteils $V_{R,c}$) indirekt miteinbezogen wird. Für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Querkraftversuche an Stahlbetonträgern mit geringem Schubbewehrungsgrad ρ_w konnte mit diesem Berechnungsansatz eine gute Übereinstimmung ($m = 1,06$ und $COV = 0,10$) erzielt werden (siehe Abbildung 3.22 (c)). Wie jedoch die Quantifizierung der einzelnen Traganteile mit Hilfe der digitalen Bildkorrelation ergeben hat (siehe Abschnitt 3.4.2), muss die maßgebende Rolle der Rissverzahnung bei Stahlbetonbauteilen mit geringem Querkraftbewehrungsgrad und mit in der Praxis üblichen Längsbewehrungsgraden ρ_l in Frage gestellt werden.

fib Model Code 2010

Die Schubbemessung für Stahlbetonbauteile mit Querkraftbewehrung gliedert sich gemäß fib Model Code 2010 [fib, 2013] in mehrere Näherungsstufen, wobei im Rahmen dieser Analyse die höchste Näherungsstufe (LoA III) zur Anwendung kam. Dem darin vorgeschlagenen Ansatz liegt eine Kombination von den "Verallgemeinerten Spannungsfeldern" [Sigrist, 2011] und der SMCFT [Bentz et al., 2006] zugrunde. Um das vorgeschlagene Berechnungsmodell anwenden zu können, muss das zu untersuchende Bauteil einen Querkraftbewehrungsgrad ρ_w aufweisen, welcher einem Mindestkriterium $\rho_{w, min}$ genügt (siehe Abschnitt 3.2). Da diese Regelung unter Zugrundelegung der gemessenen mittleren

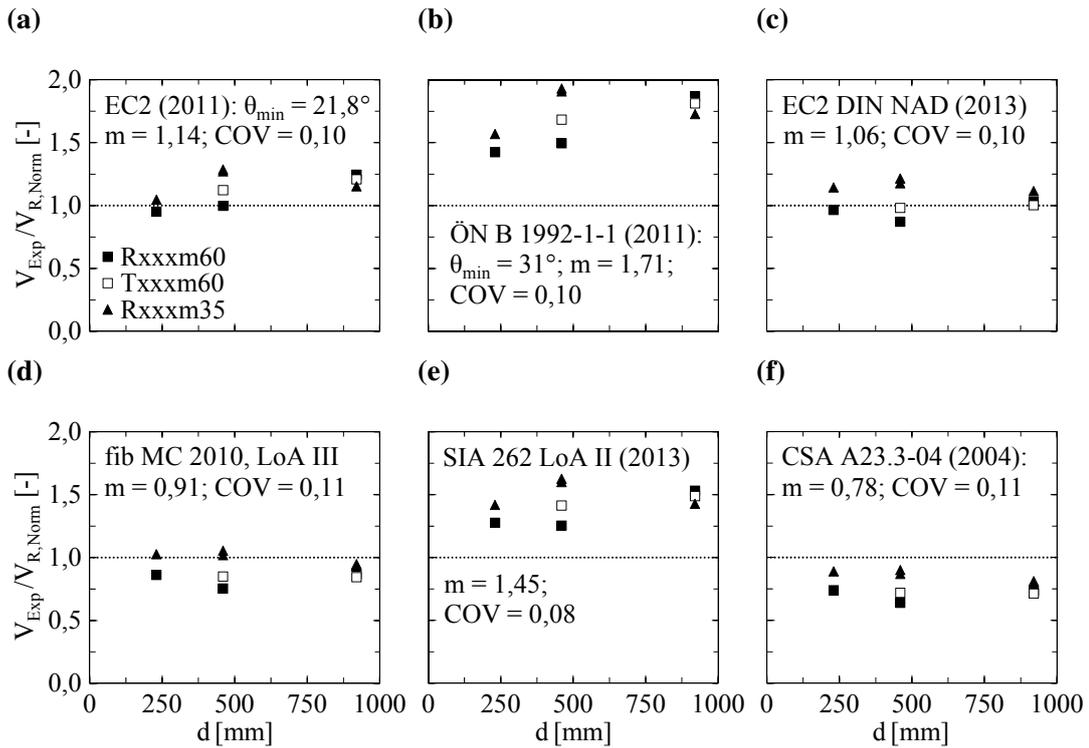


Abbildung 3.22: Verhältnis zwischen der experimentell erzielten und nach verschiedenen Normen ermittelter Querkrafttragfähigkeit $V_{Exp}/V_{R, Norm}$ in Abhängigkeit der statischen Höhe d für Stahlbetonträger mit geringem Schubbewehrungsgrad ρ_w : (a) ÖN EN 1992-1-1 [2011]; (b) ÖN B 1992-1-1 [2011]; (c) DIN EN 1992-1-1/NA [2013]; (d) fib [2013]; (e) SIA 262 [2013]; (f) CSA 23.3-04 [2004].

Materialparameter für einige Versuchskörper nicht eingehalten werden kann, muss die Berechnung für ein Bauteil ohne vorhandener Querkraftbewehrung erfolgen. Um die Vorhersagegenauigkeit auch von Bauteilen mit geringfügiger Unterschreitung des Mindestquerkraftbewehrungsgrads $\rho_{w, min}$ zu validieren, wird im Rahmen dieser Untersuchungen auf die Berücksichtigung dieser Begrenzung gezielt verzichtet. Die Berechnung des Querkraftwiderstands V_R sieht dabei neben dem Traganteil der Querkraftbewehrung $V_{R, s}$ einen Betontraganteil $V_{R, c}$ vor, dessen Höhe an den Ausnutzungsgrad der Druckstrebentragfähigkeit $V_{Ed}/V_{Rd, max}(\theta_{min})$ gekoppelt ist. Die minimale Neigung des Druckspannungsfelds $\theta_{min} = 20^\circ + 10000 \cdot \varepsilon_x$ wird unter Berücksichtigung des vorherrschenden Dehnungszustandes ε_x im Steg unter Einbezug sämtlicher Schnittgrößen berechnet. Mit einem Mittelwert von 0,91 überschätzt das Querkraftmodell des fib Model Code 2010 in der dritten Näherungsstufe, insbesondere die aus selbstverdichtenden Beton ($f_c = 60 \text{ N/mm}^2$) hergestellten Versuchsbalken (siehe Abbildung 3.22 (d)). Während in den Versuchen keine Erhöhung des Querkraftwiderstands V_R mit zunehmender Druckfestigkeit f_c verzeichnet werden konnte, wird gemäß fib Model Code 2010 ein Anstieg des Betontraganteils $V_{R, c}$ mit der Quadratwurzel der Druckfestigkeit vorhergesagt.

SIA 262 (2013)

Die "Verallgemeinerten Spannungsfelder" [Sigrist, 2011] stellen die Grundlage für die detaillierte Ermittlung der rechnerisch erforderlichen Querkraftbewehrung nach SIA 262 [2013] dar. Der auf der Plastizitätstheorie beruhende Ansatz legt die minimale Druckstrebenneigung θ_{min} in Abhängigkeit der Längsdehnung ε_x auf halber Höhe des inneren Hebelarms z fest. Ein direkt anrechenbarer Betontraganteil $V_{R,c}$ wird dabei nicht berücksichtigt. Der auf Basis der minimalen Druckstrebenneigung ermittelte maximale Querkraftwiderstand der Bügelbewehrung $V_{R,s}$ liegt im Vergleich mit der experimentell ermittelten Tragfähigkeit auf der sicheren Seite ($m = 1,45$), was auf die steile Neigung der Druckspannungsfelder ($\theta_{min} = 26, 2^\circ - 28, 5^\circ$) zurückgeführt werden kann (siehe Abbildung 3.22 (e)).

CSA A23.3-04 (2004)

Nach der kanadischen Betonbaunorm [CSA 23.3-04, 2004] erfolgt die Ermittlung der Schubtragfähigkeit V_R auf Basis der SMCFT [Bentz et al., 2006] und setzt sich aus der Querkrafttragfähigkeit der Bügelbewehrung $V_{R,s}$ sowie einem zusätzlichen Betontraganteil $V_{R,c}$ zusammen. Das dem Beton zugetraute Tragvermögen beruht - wie auch gemäß DIN EN 1992-1-1/NA [2013] - auf der Fähigkeit des gerissenen Betons Spannungen infolge der Rissverzahnung zu übertragen und hängt im Wesentlichen vom Dehnungszustand ε_x auf $z/2$ ab. Die Neigung des Druckspannungsfelds wird in diesem Ansatz im Gegensatz zur dritten Näherungsstufe (LoA III) des fib Model Code 2010 deutlich steiler angenommen ($\theta_{min} = 29^\circ + 7000 \cdot \varepsilon_x$), wodurch sich der Traganteil der Bügelbewehrung $V_{R,s}$ verringert. Dies wird durch einen sehr großzügig gewählten Betontraganteil $V_{R,c}$ kompensiert, welcher für die hier untersuchten Stahlbetonträger in etwa das Zweifache von $V_{R,s}$ beträgt. Dadurch ergibt sich auch ein sehr niedriger Mittelwert von 0,78 und ein Variationskoeffizient von 11 % (siehe Abbildung 3.22 (f)). Infolge der in Abschnitt 3.4.2 gezeigten Messungen ist die Höhe des Tragvermögens, welches dem Beton zugeschrieben wird, kritisch zu hinterfragen.

Schlussfolgerung

Die Überprüfung der Bemessungsansätze zur Beschreibung des Querkrafttragverhaltens von Stahlbetonträgern mit geringem Schubbewehrungsgrad ρ_w hat gezeigt, dass die erzielten Übereinstimmungen der einzelnen normativen Bemessungsansätze deutlich voneinander abweichen. Während die auf der SMCFT beruhenden Modellansätze ([fib, 2013; CSA 23.3-04, 2004]) die in den Versuchen erzielten Traglasten V_{Exp} überschätzen, tendieren die Ansätze auf Basis des Fachwerkmodells mit variabler Druckstrebenneigung [ÖN B 1992-1-1, 2011] bzw. Spannungsfeldmethoden mit variabler Neigung der Druckspannungsfelder [SIA 262, 2013] zu konservativen Ergebnissen. Die beste Prognose der Versuchsdaten konnte mit Hilfe des im Grunddokument des Eurocode 2 [ÖN EN 1992-1-1, 2011] verankerten Fachwerkmodells mit einer Druckstrebenneigung θ von $21, 8^\circ$ und mit dem gemäß

DIN EN 1992-1-1/NA [2013] vorgeschlagenen Fachwerkmodell mit Rissreibung erzielt werden. Obwohl der untersuchte Querkraftbewehrungsgrad ρ_w für einige Versuchsbalken minimal unterhalb der in den Normen geforderten Mindestquerkraftbewehrung liegt, konnte generell eine zufriedenstellende Übereinstimmung beobachtet werden konnte.

3.5.3 Versuche an Spannbetonträgern mit geringer Querkraftbewehrung

Eurocode 2 (2011)

Während die Vorspannkraft P die Druckstreben­tragfähigkeit $V_{Rd,max}$ gemäß der Fachwerksanalogie nach ÖN EN 1992-1-1 [2011] positiv beeinflussen kann, wird die Querkrafttragfähigkeit der Zugstrebe wie bei Stahlbetonträgern unter Zugrundelegung derselben Druckstreben­neigung θ bestimmt. Lediglich im Falle einer geeigneten Spanngliedführung resultiert ein positiver Effekt, da die dadurch erzeugte Vertikalkomponente infolge der Vorspannkraft P_0 auf der Widerstandsseite $V_{R,s}$ angerechnet werden darf. Wie bereits in Abschnitt 3.4.3 erläutert, reicht das Tragvermögen der Querkraftbewehrung $V_{R,s}$ jedoch bei weitem nicht aus, um die Schubtragfähigkeit von Spannbetonbalken mit geringer Bügelbewehrung ausreichend zu beschreiben. Deshalb ergibt sich aus dem Vergleich zwischen dem experimentellen und normativen Querkraftwiderstand $V_{Exp}/V_{R,Norm}$ ein sehr hoher Mittelwert von 2,94 sowie ein Variationskoeffizient von 20 % (siehe Abbildung 3.23 (a)). Die größte Abweichung kann bei den Versuchsbalken mit einem Querkraftbewehrungsgrad ρ_w von 0,056 % beobachtet werden. Da dieser Bewehrungsgehalt deutlich unterhalb der geforderten Mindestquerkraftbewehrung liegt, wurde die Überprüfung dieser beiden Versuchsträger alternativ mit Hilfe des Ansatzes für Bauteile ohne Querkraftbewehrung (siehe Gleichung 2.3) vorgenommen, wodurch sich der Mittelwert auf 2,41 reduziert.

Eurocode 2 (2011) und ÖNORM B 1992-1-1

Abbildung 3.23 (b) zeigt den Vergleich von $V_{Exp}/V_{R,Norm}$ für das in ÖN B 1992-1-1 [2011] vorgeschlagene Fachwerkmodell mit variabler Neigung der Druckstreben. In Österreich darf die minimale Druckstreben­neigung θ_{min} bei vorgespannten Bauteilen und vollständig überdrückten Querschnitten bis zum unteren Grenzwert von $21,8^\circ$ abgemindert werden. Bei gerissenen Querschnitten ist dieser Winkel in Abhängigkeit des Spannungszustands im Zuggurt σ_s im betrachteten Nachweisschnitt entsprechend zu vergrößern. Da es in den Versuchen zu einem ausgeprägten Rissbild im Schubfeld kam, wird der Druckstreben­winkel θ_{min} in Abhängigkeit des Belastungszustands iterativ bestimmt. Die Berechnung des Querkraftwiderstands V_R liegt für alle untersuchten Spannbetonträger stark auf der sicheren Seite ($m = 3,18$ und $COV = 0,15$), wobei jene Versuchsbalken mit sehr schwacher Verbügelung (PC056st und PC056in) wiederum die konservativsten Ergebnisse aufweisen.

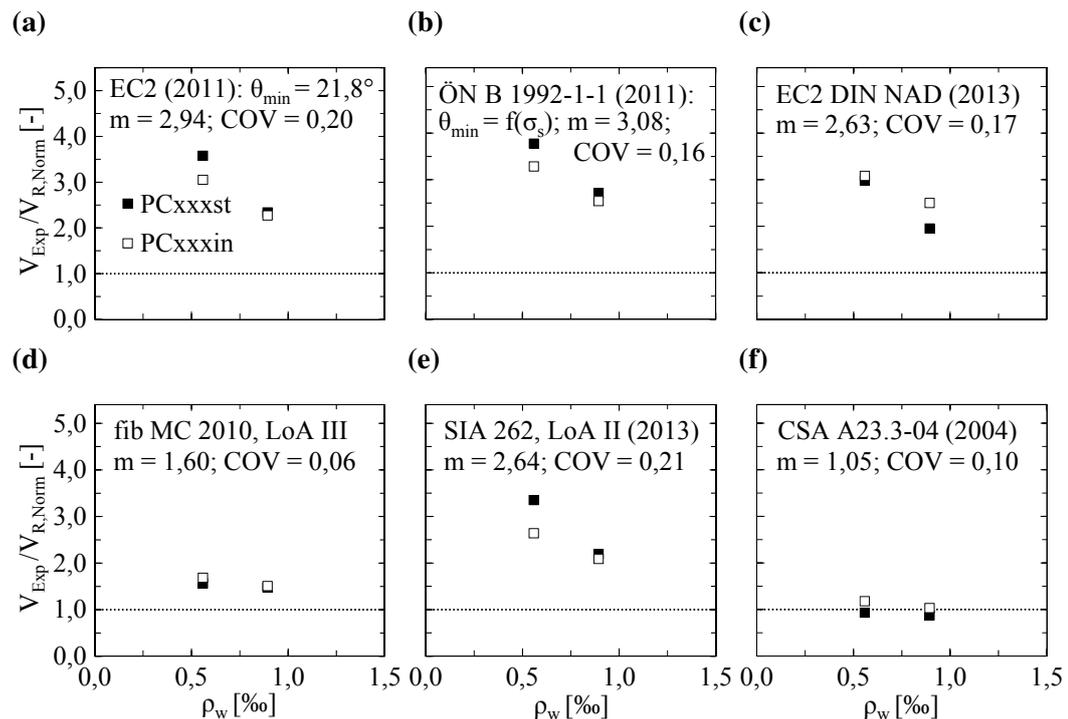


Abbildung 3.23: Verhältnis zwischen der experimentell erzielten und nach verschiedenen Normen ermittelten Querkrafttragfähigkeit $V_{Exp}/V_{R, Norm}$ in Abhängigkeit des Querkraftbewehrungsgrads ρ_w für Spannbetonträger mit Querkraftbewehrung: (a) ÖN EN 1992-1-1 [2011]; (b) ÖN B 1992-1-1 [2011]; (c) DIN EN 1992-1-1/NA [2013]; (d) fib [2013]; (e) SIA 262 [2013]; (f) CSA 23.3-04 [2004].

Eurocode 2 (2011) und DIN EN 1992-1-1/NA

Nach DIN EN 1992-1-1/NA [2013] darf die Rissneigung θ_{cr} zwar in Abhängigkeit der Normalspannung infolge Vorspannkraft σ_{cp} reduziert werden, das Fachwerkmodell mit zusätzlichem Rissreibungsanteil ist dennoch nicht imstande, die erzielten Querkraftwiderstände im richtigen Maß widerzuspiegeln (siehe Abbildung 3.23 (c)). Ein Mittelwert von 2,63 und ein Variationskoeffizient 17% zeigen, dass im Vergleich zu dem im Grunddokument des Eurocode 2 vorgeschlagenen Ansatz nur geringfügig genauere Vorhersagen der Querkrafttragfähigkeit V_R erreicht werden können.

fib Model Code 2010

In der dritten Näherungsstufe (LoA III) des Schubmodells nach dem fib Model Code 2010 [fib, 2013] wird durch die Berücksichtigung der Schnittgrößen infolge der Vorspannung eine positive Wirkung auf den Dehnungszustand ε_x im Steg ausgeübt, welcher neben einer Verringerung der minimalen Druckstrebenneigung θ_{min} auch eine Anhebung des Betontraganteils $V_{R,c}$ zur Folge hat. Da das Tragvermögen des Betons $V_{R,c}$ neben der Längsdehnung auch an den Ausnutzungsgrad der Druckstrebentragfähigkeit $V_{Rd,max}(\theta_{min})$

geknüpft ist, muss für dessen Ermittlung die Spanngliedpräsenz im Steg miteinbezogen werden, weshalb die Stegbreite b_w , wie z.B. von Muttoni et al. [2006] gezeigt, bei verpressten Metallhüllrohren mit $\emptyset_D \geq b_w/8$ um den Term $0,5 \cdot \Sigma \emptyset_D$ abgemindert wird. Wie in Abbildung 3.23 (d) ersichtlich, können auf Basis des beträchtlichen Traganteils des Betons $V_{R,c}$ wesentlich bessere Übereinstimmungen mit der experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeit V_{Exp} an Spannbetonträgern mit geringem Schubbewehrungsgrad $\rho_{w,min}$ als vergleichsweise mit einer Berechnung nach Eurocode 2 [ÖN EN 1992-1-1, 2011] erreicht werden. Darüber hinaus fällt auf, dass der Einfluss der untersuchten Parameter auf die Schubtragfähigkeit moderat wiedergegeben wird. Der Mittelwert des Verhältnisses von $V_{Exp}/V_{R,Norm}$ liegt für diesen Ansatz bei 1,56, was dennoch auf eine konservative Vorhersage der Querkraftwiderstände V_R schließen lässt. Der Variationskoeffizient von 6% bestätigt jedoch die gute Abbildung der untersuchten Einflussparameter.

SIA 262 (2013)

Die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit V_R nach der Schweizer Betonbaunorm [SIA 262, 2013] entspricht für Bauteile mit Bügelbewehrung weitgehend der zweiten Näherungsstufe des Querkraftmodells nach fib Model Code 2010 [fib, 2013]. Ein expliziter Traganteil $V_{R,c}$, welcher dem Beton zugeordnet werden kann, wird bei der Berechnung des Querkraftwiderstands nicht berücksichtigt, weshalb sich die Qualität der Prognose der Schubtragfähigkeit (siehe Abbildung 3.23 (e)) im Vergleich zum Modellansatz des fib Model Code 2010 (LoA III) verschlechtert ($m = 2,57$ und $COV = 0,19$).

CSA A23.3-04 (2004)

Abbildung 3.23 (f) zeigt das Verhältnis zwischen der experimentellen und normativen Querkrafttragfähigkeit $V_{Exp}/V_{R,Norm}$ nach der kanadischen Norm [CSA 23.3-04, 2004]. Der auf der SMCFT [Bentz et al., 2006] basierende Modellansatz zeichnet sich durch eine sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen aus ($m = 1,01$ und $COV = 0,12$), welche auf die Berücksichtigung eines großzügig gewählten Querkraftwiderstands des Betons $V_{R,c}$ zurückgeführt werden kann.

Schlussfolgerung

Die Validierung verschiedener Bemessungsansätze in Bezug auf die Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbauteilen mit geringem Schubbewehrungsgrad ρ_w hat ergeben, dass die Übereinstimmungen mit den Versuchsergebnissen eine sehr große Bandbreite des Verhältnisses $V_{Exp}/V_{R,Norm}$ liefert ($m = 1,00 - 3,10$). Darüber hinaus zeigt sich, dass mit Ausnahme der kanadischen Norm [CSA 23.3-04, 2004] alle Normen zum Teil beträchtliche Tragreserven in Bezug auf die in den Experimenten erzielte Schubtragfähigkeit V_{Exp} aufweisen. Die Modelle, welche einen expliziten Betontraganteil $V_{R,c}$ erlauben [fib, 2013; CSA 23.3-04, 2004], konnten für die im Rahmen dieser Arbeiten durchgeführten Querkraftversuche an Spannbetonbalken die beste Vorhersage des Querkraftwiderstands V_R erzielen. Wie jedoch

die Untersuchung der Rissskinematik des kritischen Schubrisses und die daraus abgeleiteten Tragmechanismen ergeben haben, basiert der Betontraganteil V_R aufgrund der großen Rissweiten im Bruchzustand nicht auf der gegenseitigen Verzahnung der Rissflanken, weshalb der physikalische Hintergrund der auf der SMCFT beruhenden Modellansätze [fib, 2013; CSA 23.3-04, 2004] zu hinterfragen ist.

4 Entwicklung eines Ansatzes zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern mit geringem Schubbewehrungsgrad

4.1 Allgemeines

Die Validierung bestehender Bemessungsansätze der in Kapitel 3 durchgeführten Versuche in Bezug auf die Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit hat gezeigt, dass die normativen Modelle für Stahlbetonbauteile ohne und mit geringer Schubbewehrung ausreichend genaue Vorhersagen der experimentellen Traglast erzielen konnten (siehe Abschnitt 3.5.1 und 3.5.2). Bei den Versuchen an Spannbetonträgern mit geringer Verbügelung ergaben sich hingegen teils beträchtliche Tragreserven im Vergleich zur normativen Schubtragfähigkeit V_R , welche im Besonderen mit dem in Österreich anzuwendenden Eurocode 2 nicht wiedergegeben werden können (siehe Abschnitt 3.5.3). Wie in Abschnitt 2.1.2.3 dargelegt, wäre dieses zusätzliche Tragvermögen jedoch von großem Nutzen, da speziell dieser Brückentyp sehr häufig von einem rechnerischen Defizit der Querkrafttragfähigkeit betroffen ist. Daher steht nachfolgend die Entwicklung eines Berechnungsansatzes im Vordergrund, welcher das Schubtragverhalten bestehender „querkraftgefährdeter“ Spannbetonbrückentragwerke auf Basis der in Abschnitt 3.4.3 gewonnenen Erkenntnisse realistisch wiedergeben kann. Dabei wird zum einen auf Versuchsdaten aus der Literatur und zum anderen auf die in Kapitel 3 zusammengefassten, eigenen Experimente zurückgegriffen. Neben der Entwicklung eines neuartigen Querkraftmodells wird ein bereits von Bachmann und Thürlimann [1966a, b] vorgeschlagenes Nachweiskonzept neu aufgegriffen, welches zudem auch von Leonhardt et al. [1973] behandelt wurde. Die Grundidee dieses Nachweiskonzepts, welches auch in einigen Regelwerken zu finden war [DIN 4227-1, 1979; CEB-FIP, 1970], ist die Einteilung der Nachweisführung in verschiedene Bereiche in Abhängigkeit der auftretenden Rissbildung (siehe Abbildung 4.1). Da sich das Querkrafttragverhalten in den einzelnen Zonen grundlegend voneinander unterscheidet, kommt in den maßgebenden Bereichen ein dem jeweiligen Tragverhalten entsprechendes Nachweismodell zum Einsatz. Die unterschiedlichen Modellansätze werden nachfolgend hergeleitet und erläutert sowie den Ergebnissen aus diversen experimentellen Untersuchungen gegenübergestellt. Der Ursprung der einzelnen Bezeichnungen der unterschiedlichen Zonen leitet sich aus den englischen Worten für die verschiedenen Rissarten ab und ist in Abbildung 4.1 ersichtlich.

Abschließend werden die allgemeinen Modellansätze in ein praxistaugliches Ingenieurmodell übergeführt, welches dann in Kapitel 5 an zwei bestehenden Brückentragwerken angewendet wird.

4.2 Zoneneinteilung

4.2.1 Bereich UN

Der Bereich "UN" ist dadurch gekennzeichnet, dass unter der gegebenen Belastung keine Rissbildung einsetzt ($\sigma_{x,u} < f_{ct}$ und $\sigma_1 < f_{ct,eff}$). Ungerissene Zonen bilden sich bei geringer Schubbeanspruchung in der Regel am Endauflager sowie in der Nähe des Momentnullpunkts bei Durchlaufsystemen aus. Bei Einfeldsystemen handelt es sich zudem um einen sogenannten Diskontinuitätsbereich, bei welchem die technische Biegelehre streng genommen ihre Gültigkeit verliert und sich die Anwendung von Stabwerkmodellen [Schlaich, 1984] bzw. Spannungsfeldern [Muttoni et al., 1997] daher als zweckmäßiger erweisen. Im ungerissenen Zustand geht von diesem Bereich somit keine Schubgefährdung aus. Bei stark vorgespannten Trägern mit sehr dünnen Stegen und ausreichendem Querkraftbewehrungsgrad ρ_w (siehe z.B. die Versuche von Kuchma et al. [2008]) kann es jedoch vorkommen, dass diese Zone gänzlich verschwindet, da das gesamte Schubfeld infolge der ausgeprägten Schubspannungen τ_{xz} gerissen ist.

4.2.2 Bereich ST

Wenn die Hauptzugspannung σ_1 im Steg die effektive Zugfestigkeit $f_{ct,eff}$ des Betons erreicht, bilden sich in Richtung der Hauptspannungsrichtung Schubrisse, welche in den meisten Fällen nicht bis an die untere Randfaser des Bauteils reichen. Bei der effektiven Zugfestigkeit $f_{ct,eff}$ handelt es sich nicht um die einaxiale Zugfestigkeit f_{ct} , da sich im Steg infolge der gleichzeitig wirkenden Hauptdruckspannung σ_2 ein zweiachsialer Spannungszustand ergibt. Wie man spätestens seit den Versuchen von Kupfer [1973] weiß, beeinflussen mehraxiale Spannungszustände die tatsächliche Festigkeit des Betons. In diesem Fall wird die Zugfestigkeit infolge der gleichzeitig wirkenden Hauptdruckspannung σ_2 reduziert (siehe Gleichung 4.2).

4.2.3 Bereich FS

Überschreitet die Biegezugspannung an der unteren Randfaser $\sigma_{x,u}$ die einaxiale Zugfestigkeit des Betons f_{ct} , bilden sich Biegerisse. Aufgrund der positiven Wirkung des durch die Vorspannung eingebrachten Spannungszustands findet die Rissbildung erst bei einem deutlich höheren Lastniveau statt, wodurch sich dieser Bereich im Vergleich zu Stahlbetonbauteilen merklich vom Auflager entfernt. Bei gleichzeitiger Wirkung einer ausgeprägten Querkraftbeanspruchung flacht der Riss bei Fortpflanzung in den Steg hinein

Entwicklung eines Ansatzes zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern mit geringem Schubbewehrungsgrad

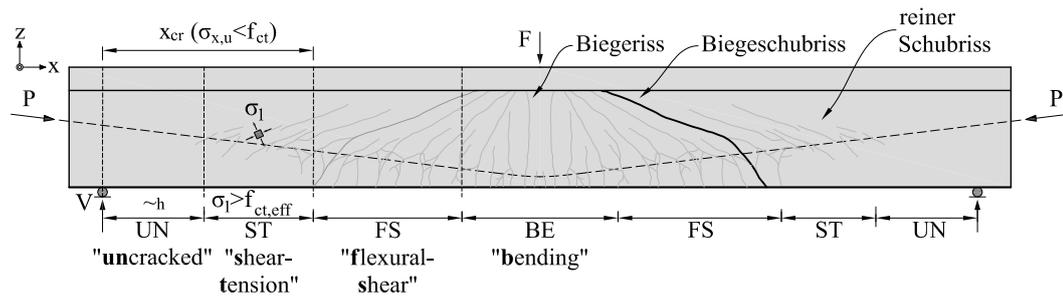


Abbildung 4.1: Unterteilung in verschiedene Bereiche auf Basis des sich einstellenden Rissbilds illustriert am Versuchsbalken TG1 von Leonhardt et al. [1973].

sehr stark ab, weshalb diese Rissart auch als Biegeschubriss bezeichnet wird. Bei sehr geringer Querkraftbewehrung geht in diesem Bereich die größte Schubgefährdung aus.

4.2.4 Bereich BE

Mit dominanter werdender Biegebeanspruchung in Trägerlängsrichtung bei simultaner Abnahme der einwirkenden Querkraft verlaufen die Biegerisse zunehmend in vertikaler Richtung, wodurch keine Schubbruchgefahr mehr besteht.

4.3 Querkraftmodell für den kritischen Biegeschubriss

4.3.1 Allgemeines

Die Analyse der Rissverläufe sowie der Rissuferverschiebungen hat in den Versuchen (siehe 3.4.3) gezeigt, dass die Querkrafttragfähigkeit bei Spannbetonbalken nicht mit der entlang des kritischen Schubrisses aktivierten Bügelbewehrung $V_{R,s}$ beschrieben werden kann. Darüber hinaus konnten im Verhältnis zur Rissöffnung w nur sehr geringe Rissgleitungen s gemessen werden, weshalb ein Traganteil infolge der Rissverzahnung weitgehend ausgeschlossen werden kann. Es liegt somit nahe, dass ein nicht zu vernachlässigender Anteil der Querkraft auf die ungerissene Betondruckzone zurückgeführt werden kann. Die Querkrafttragfähigkeit $V_{R,FSCM}$ setzt sich laut dem nachfolgend hergeleiteten Ansatz somit im kritischen Schnitt x_{krit} aus den Traganteilen der Querkraftbewehrung $V_{R,s}$, der Vertikal-komponente infolge der nach dem Absetzen wirkenden Spannkraft $V_{P,0}$ sowie der infolge Biegung erzeugten Spannkraftzunahme ΔV_P und einer der Druckzone zugesprochenen Querkrafttragfähigkeit $V_{R,cz}$ zusammen:

$$V_{R,FSCM} = V_{R,s} + V_{R,cz} + V_{P,0} + \Delta V_P \quad (4.1)$$

Abbildung 4.2 zeigt die grundlegenden Annahmen des im Anschluss im Detail erläuterten Berechnungsmodells zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von schubslanken bzw. schlanken vorgespannten Balken mit geringem Schubbewehrungsgrad ρ_w . Der neuartige Ansatz geht von einem unter Biegung gerissenen Querschnitt aus, bei welchem sich die

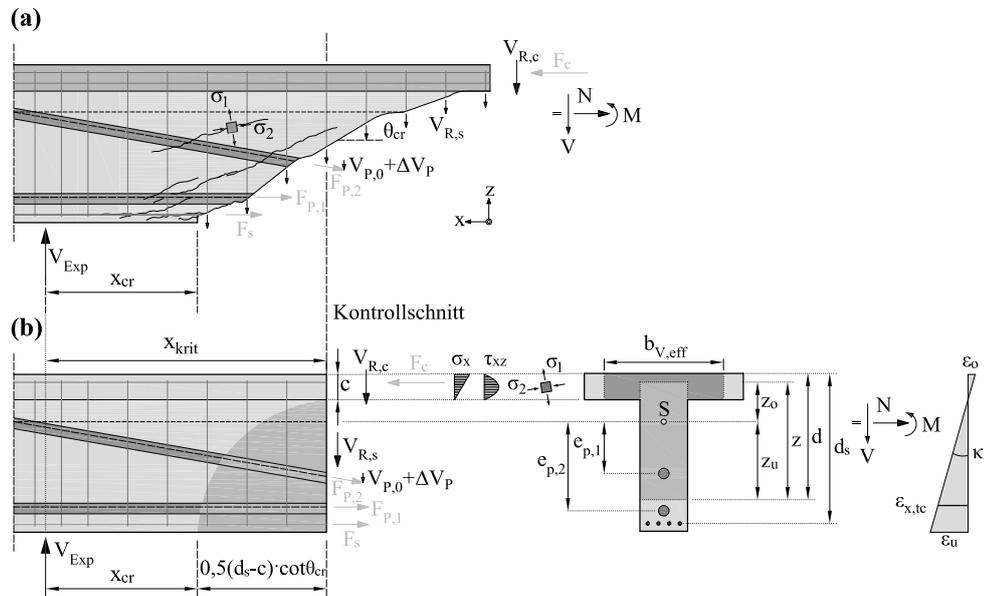


Abbildung 4.2: Modellannahmen zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern nach dem FSC - Modell (FSCM): (a) Freigeschnittener Körper mit externen sowie internen Kräften; (b) Grundlegende Annahmen der querschnittsbezogenen Berechnung: Dehnungszustand, resultierender Spannungszustand in der Druckzone und mitwirkende Breite für Querkraft $b_{V,eff}$.

Schubrisse aus Biegerissen entwickeln. Die Querkrafttragfähigkeit $V_{R,FSCM}$ ergibt sich somit aufgrund der entlang des kritischen Biegeschubrisse (Flexural-shear crack - FSC) wirkenden Traganteile (siehe Abbildung 4.2 (a)). Der Ansatz für diesen Bereich wird daher als FSC - Modell (FSCM) bezeichnet und beruht auf einer querschnittsbezogenen Berechnung. Obwohl ein Ebenbleiben der Querschnitte aufgrund des markanten Einflusses der Querkraft streng genommen nicht mehr vorausgesetzt werden kann, wird zur Vereinfachung die Bernoulli'sche Hypothese angenommen (siehe Abbildung 4.2 (b)).

4.3.2 Querkrafttragfähigkeit der Druckzone

Die Schubtragfähigkeit der Druckzone $V_{R,cz}$ beruht auf der Annahme, dass ihr Tragverhalten mit Hilfe der technischen Biegelehre beschrieben werden kann. Die infolge Biegung resultierenden Normalspannungen $\sigma_{x,c}$ sowie die infolge Querkräfte resultierenden Schubspannungen τ_{xz} erzeugen einen biaxialen Spannungszustand aus Hauptzug- und Hauptdruckspannungen (σ_1 und σ_2) in der Druckzone. Die Druckzone kann somit so viel Querkraft aufnehmen bis der sich einstellende Spannungszustand ein biaxiales Versagenskriterium für den unbewehrten Beton erreicht. Zur Beurteilung der biaxialen Festigkeit stehen verschiedene Bruchhypothesen zur Verfügung (siehe Abbildung 4.3 (a)). Ein sehr einfaches mehraxiales Bruchkriterium stellt das Mohr-Coulomb'sche Bruchkriterium dar. Die Zugfestigkeit f_{ct} nimmt dabei in Abhängigkeit der Hauptdruckspannung σ_2 linear ab. Wie experimentelle Untersuchungen an unbewehrten Scheiben jedoch gezeigt haben

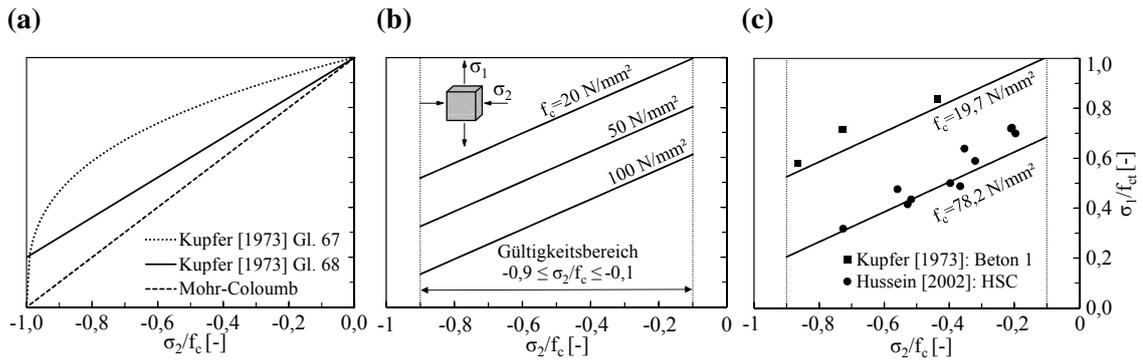


Abbildung 4.3: Biaxiales Versagenskriterium für den Zug-Druck-Bereich: (a) Vorhandene Modelle; (b) Auswertung des vorgeschlagenen Materialmodells für verschiedene Druckfestigkeiten f_c ; (c) Vergleich des Ansatzes mit Versuchsdaten aus der Literatur [Kupfer, 1973; Hussein, 2006].

[Kupfer, 1973; Hussein, 2006; Hampel, 2006], hängt die biaxiale Zugfestigkeit $f_{ct,eff}$ nicht nur von der vorhandenen Druckspannung sondern auch wesentlich von der verwendeten Betongüte ab. Daher stellte Kupfer [1973] jeweils eine Gleichung für Normalbeton und hochfesten Beton auf. Aufgrund der unzureichenden Beschreibung der biaxialen Festigkeit der Versuchsdaten mit den gängigen Bruchkriterien wird nachfolgend eine eigene Bruchhypothese vorgeschlagen. Details zu den verwendeten Druck-Zug-Versuchen können Tabelle B.1 aus Anhang B entnommen werden. Die experimentell beobachtete Abminderung der Zugfestigkeit f_{ct} aufgrund der Druckbeanspruchung lässt sich für sämtliche in den Versuchsreihen getesteten Betongüten mit einem linearen Zusammenhang ausreichend genau beschreiben. Der Einfluss der Druckfestigkeit f_c auf die biaxiale Festigkeit wird über einen zusätzlich Term gesteuert (siehe Abbildung 4.3 (b)). Somit ergibt sich die hier entwickelte Bruchhypothese für den Druck-Zug-Bereich zu:

$$f_{ct,eff} = \left(1,6 - 0,2 \cdot f_c^{1/3} + 0,6 \cdot \frac{\sigma_2}{f_c} \right) \cdot f_{ct} \leq f_{ct} \quad (4.2)$$

Abbildung 4.3 (c) zeigt einen Vergleich der Bruchhypothese mit experimentellen Ergebnissen für Normalbeton [Kupfer, 1973] und hochfesten Beton [Hussein, 2006]. Das vorgeschlagene biaxiale Versagenskriterium kann zum einen die Reduktion der Zugfestigkeit mit zunehmender Druckbeanspruchung und zum anderen den Einfluss der Druckfestigkeit deutlich präziser vorhersagen als die bestehenden Ansätze. Gleichung 4.2 ist jedoch nur für ein Verhältnis von $-0,9 \leq \sigma_2/f_c \leq -0,1$ gültig, da es aufgrund der vereinfachten linearen Beziehung nicht möglich ist, den Bereich außerhalb des Gültigkeitsbereichs adäquat widerzuspiegeln. Dies ist jedoch unbedenklich, da diese Grenzen in den nachfolgenden Untersuchungen (siehe Abschnitt 4.3.7) stets eingehalten wurden. Die Querkrafttragfähigkeit der ungerissenen Druckzone $V_{R,cz}$ wird somit erreicht, wenn die Hauptzugspannung

σ_1 :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau_{xz}^2} \quad (4.3)$$

der effektiven Zugfestigkeit $f_{ct,eff}$ gemäß Gleichung 4.2 entspricht:

$$\sigma_1 = f_{ct,eff} \quad (4.4)$$

Um die Berechnung nicht auf Spannungsebene zu führen, kann der Schubspannungsterm τ_{xz} nach mehreren Umformungen aus Gleichung 4.3 entkoppelt werden, wodurch sich die maximal aufnehmbare Schubspannung $\tau_{xz,max}$ wie folgt ergibt:

$$\tau_{xz,max} = \sqrt{\left(\frac{1,6 \cdot f_{ct} - 0,2 \cdot f_c^{\frac{1}{3}} \cdot f_{ct} + \frac{\sigma_{x,cz}}{2} \cdot \left(\frac{0,6}{f_c} \cdot f_{ct} - 1 \right)}{1 + \frac{0,6}{f_c} \cdot f_{ct}} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,cz}}{2} \right)^2} \quad (4.5)$$

Mit der aus der Festigkeitslehre bekannten Formel zur Ermittlung der Schubspannung τ_{xz} bei Vollquerschnitten

$$\tau_{xz} = \frac{V \cdot S_y(z)}{I_y \cdot b(z)} \quad (4.6)$$

ergibt sich durch Einsetzen in Gleichung 4.5 und Umformen die Querkrafttragfähigkeit der ungerissenen Druckzone $V_{R,cz}$ zu

$$V_{R,cz} = \frac{I_{y,cz} \cdot b}{S_{y,cz}} \cdot \tau_{xz,max} \quad (4.7)$$

mit dem Flächenträgheitsmoment $I_{y,cz}$ und dem statischen Moment $S_{y,cz}$ der ungerissenen Druckzone.

Das Querkrafttragvermögen der Druckzone wird somit wesentlich vom vorherrschenden Spannungszustand sowie den Abmessungen des ungerissenen Bereichs oberhalb der Nulllinie bestimmt.

Druckzonenhöhe

Die Druckzonenhöhe c wird dabei unter der Annahme vom Ebenbleiben der Querschnitte (lineare Dehnungsverteilung) und eines linear elastischen Materialverhaltens von Beton berechnet (siehe Abbildung 4.2 (b)). Unter diesen Voraussetzungen hängt die Druckzonenhöhe c bei Bauteilen ohne Normalkraftbeanspruchung nur mehr von den Abmessungen des Querschnitts sowie den Materialparametern ab. Da die Bestimmung der Nulllinienlage bei Bauteilen unter Biegung M und Normalkraft N (z.B. Vorspannung) belastungsabhängig ist und der Berechnungsprozess daher deutlich aufwendiger wird, wird angenommen, dass sich die Druckzonenhöhe c im Bruchzustand wie bei Bauteilen ohne Normalkraft einstellt. Darüber hinaus bleiben die unterschiedlichen Verbundeigenschaften von geripptem Bewehrungsstahl und verpressten Spanngliedern im nachträglichen Verbund unberücksichtigt. Für profilierte Träger mit starkem Zuggurt und/oder dünnem Obergurt kann die Nulllinie

rechnerisch im Stegbereich liegen. In den Rissbildern der für die Validierung des Berechnungsmodells verwendeten Versuchsdaten (siehe Abschnitt 4.3.7) zeigte sich jedoch, dass sich die Nulllinie im Schubfeld bei Spannbetonbalken mit geringem Querkraftbewehrungsgrad ρ_w im Bruchzustand meist in den Anschnitt zwischen Steg und Obergurt verschiebt. Deshalb wird angenommen, dass die Druckzonenhöhe c nicht größer als die Höhe des Obergurts h_{fc} ist. Die Druckzonenhöhe c kann somit folgendermaßen berechnet werden:

$$c = \frac{A_i}{b_{fc}} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b_{fc} \cdot d}{A_i}} - 1 \right) \leq h_{fc} \quad (4.8)$$

mit der Breite b_{fc} und der Höhe h_{fc} des Druckgurtes.

Die ideale Querschnittsfläche A_i des Zuggurts wird in Abhängigkeit der Steifigkeiten wie folgt ermittelt:

$$A_i = A_s \cdot \frac{E_s}{E_{cm}} + A_p \cdot \frac{E_p}{E_{cm}} \quad (4.9)$$

mit dem Elastizitätsmodul des Betons E_{cm} , des Betonstahls E_s und des Spannstahls E_p .

Die statische Nutzhöhe d in Gleichung 4.8 ergibt sich in Abhängigkeit der Querschnittsflächen der Bewehrung A_s und der Spannglieder $A_{p,i}$ in mehrerer Höhenlagen zu

$$d = \frac{A_s \cdot d_s + \sum A_{p,i} \cdot d_{p,i}}{A_s + A_p} \quad (4.10)$$

mit der statischen Höhe der Längsbewehrung d_s und der Spannglieder $d_{p,i}$.

Mitwirkende Gurtbreite für Querkraft

Während dem Schubtragvermögen der Druckzone $V_{R,cz}$ bei dem im Zuge dieser Arbeit getesteten Stahlbetonträgern ohne und mit geringer Querkraftbewehrung eine untergeordnete Rolle zukommt, muss diesem Tragmechanismus bei Spannbetonträgern mit geringem Schubbewehrungsgrad ρ_w deutlich mehr Beachtung geschenkt werden (siehe Abschnitt 3.4.3). Daher stellt neben der Druckzonenhöhe c vor allem auch die mitwirkende Gurtbreite für Querkraft $b_{V,eff}$ einen wesentlichen Einflussfaktor dar (siehe Abbildung 4.4 (a)). Wie bereits von Görtz [2004] auf Basis einer Parameterstudie festgestellt, wird die mitwirkende Breite am meisten von der Flanschhöhe h_{fc} beeinflusst. Im Vergleich dazu stellen die Flansch- und Stegbreite b_{fc}, b_w sowie die Bauteilhöhe h vernachlässigbare Größen dar. Die Breite des idealisierten rechteckigen Schubspannungsblocks in der Druckzone $b_{V,eff}$ wurde empirisch ermittelt und lässt sich wie folgt berechnen:

$$b_{V,eff} = b_w + 2,5 \cdot h_{fc} \leq b_{fc} \quad (4.11)$$

Spannungszustand in der Druckzone

Der infolge Biegung M und Querkraft V hervorgerufene Spannungszustand in der Druckzone ist in Abbildung 4.4 (b) dargestellt. Die Normalspannung $\sigma_{x,c}$ resultiert unter Zugrun-

Entwicklung eines Ansatzes zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetontträgern mit geringem Schubbewehrungsgrad

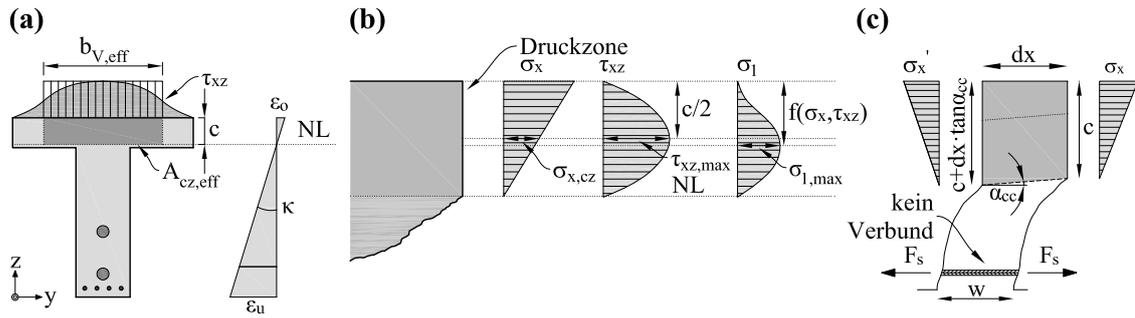


Abbildung 4.4: Querkrafttragfähigkeit der Druckzone $V_{R,cz}$: (a) Mitwirkende Breite für Querkraft $b_{V,eff}$; (b) Spannungszustand in der Druckzone infolge Biegung $\sigma_{x,cz}$, maximale Schubspannung $\tau_{xz,max}$ und resultierende Hauptzugspannung σ_1 ; (c) Gleichgewichtszustand an einem infinitesimalen Abschnitt im gerissenen Bereich.

delegung eines linear elastischen Materialverhaltens des Betons in einem dreiecksförmigen Verlauf. Der Schubspannungsverlauf $\tau_{xz}(z)$ wird in Anlehnung an Walther [1957] und Tureyen und Frosch [2003] parabolförmig angenommen, wodurch sich bei rechteckigen Querschnitten das Maximum $\tau_{xz,max}$ auf halber Höhe ergibt. Dieser Verlauf beruht auf der Vorstellung nach Abbildung 4.4 (c), bei welcher angenommen wird, dass im Riss keine Verbundspannungen auftreten. Bei Betrachtung eines infinitesimal kleinen Abschnitts dx im gerissenen Zustand müssen daher die aufsummierten Spannungen in der Druckzone gleich groß sein:

$$\sigma'_x = \sigma_x \cdot \frac{c}{c + dx \cdot \tan \alpha_{cc}} \quad (4.12)$$

Die Schubspannung entspricht dann der Spannungsdifferenz entlang des Bereichs dx :

$$\bar{\tau}_{xz}(z) = \frac{\int_0^z \sigma_x dz - \int_0^z \sigma'_x dz}{dx} \quad (4.13)$$

mit der linearen Normalspannungsverteilung $\sigma_x = \sigma_{x,o} \cdot \left(1 - \frac{z}{c}\right)$ bzw. $\sigma'_x = \sigma'_{x,o} \cdot \left(1 - \frac{z}{c + dx \cdot \tan \alpha_{cc}}\right)$.

Nach Integration und mehreren Umformungen ergibt sich die Schubspannung $\bar{\tau}_{xz}(z)$ zu:

$$\bar{\tau}_{xz}(z) = \sigma_{x,o} \cdot \left[\frac{z \cdot \tan \alpha_{cc}}{c + \tan \alpha_{cc} dx} - \frac{z^2}{2 \cdot c} \cdot \left(\frac{2 \cdot c \cdot \tan \alpha_{cc} + \tan^2 \alpha_{cc} dx}{(c + \tan \alpha_{cc} dx)^2} \right) \right] \quad (4.14)$$

Lässt man nun dx in Gleichung 4.14 gegen Null gehen, erhält man die Schubspannung $\tau_{xz}(z)$ in Abhängigkeit der vertikalen Koordinate z wie folgt:

$$\lim_{dx \rightarrow 0} \bar{\tau}_{xz}(z) = \sigma_{x,o} \cdot \tan \alpha_{cc} \cdot \left(\frac{z}{c} - \frac{z^2}{c^2} \right) \quad (4.15)$$

Das Integral dieser Schubspannungen über die Fläche der Druckzone entspricht in weiterer

Entwicklung eines Ansatzes zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern mit geringem Schubbewehrungsgrad

Folge der einwirkenden Querkraft in der Druckzone V_{cz} :

$$V_{cz} = \int_0^c b_{V,eff} \cdot \tau_{xz} \, dz = b_{V,eff} \cdot \sigma_{x,co} \cdot \tan \alpha_{cc} \cdot \frac{c}{6} \quad (4.16)$$

Durch Umformen von Gleichung 4.16 nach $\sigma_{x,co}$ und Einsetzen in Gleichung 4.15 erhält man schlussendlich den parabelförmigen Verlauf der Schubspannungen $\tau_{xz}(z)$ in Abhängigkeit der Querkraft V_{cz} :

$$\tau_{xz}(z) = \frac{6 \cdot V_{cz}}{b_{V,eff} \cdot c} \cdot \left(\frac{z}{c} - \frac{z^2}{c^2} \right) \quad (4.17)$$

Die maximale Schubspannung $\tau_{xz,max}$ tritt somit in der halben Höhe der Druckzone $c/2$ auf und errechnet sich nach der sogenannten Dübelformel zu:

$$\tau_{xz} = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_{cz}}{b_{V,eff} \cdot c} \quad (4.18)$$

Die Normalspannung an der oberen Randfaser $\sigma_{x,co}$ ergibt sich infolge der äußeren Schnittgrößen M, N sowie der Schnittgrößen infolge der Vorspannkkräfte $P_{x,i}$ zu:

$$\sigma_{x,o} = 2 \cdot \frac{-\frac{M}{z} + N \cdot \frac{z_u}{z} + \sum P_{x,i} \cdot \frac{e_{p,i} - z_u}{z}}{b_{fc} \cdot c} \quad (4.19)$$

mit dem Abstand zwischen der Schwerachse und der nach Gleichung 4.10 gemittelten Höhenlage des Zuggurts z_u (siehe Abbildung 4.2 (b)), der Exzentrizität der Spannglieder $e_{p,i}$, der Breite des Obergurts b_{fc} und der Druckzonenhöhe c .

Der innere Hebelarm z ergibt sich unter der zugrunde gelegten linearen Spannungsverteilung zu:

$$z = d - \frac{c}{3} \quad (4.20)$$

Der Einfluss der Querkraft V auf die Normalspannung wird vernachlässigt. Da Normal- und Schubspannungen lediglich Rechenhilfen darstellen, herrschen in der Druckzone tatsächlich Hauptzug- und Hauptdruckspannungen. Wie bereits zuvor erwähnt, ist dabei die auftretende Hauptzugspannung σ_1 von besonderen Interesse, da diese die Querkrafttragfähigkeit der Druckzone $V_{R,cz}$ wesentlich bestimmt. Aufgrund der gewählten Spannungsverläufe ergibt sich der in Abbildung 4.4 (b) dargestellte Verlauf der Hauptzugspannungen σ_1 oberhalb der Nulllinie. Bei über die Höhe abnehmenden Druckspannungen fällt die maximale Hauptzugspannung $\sigma_{1,max}$ nicht mit der maximalen Schubspannung $\tau_{xz,max}$ zusammen und ist somit nicht a priori bekannt. Die Stelle des Maximalwerts von σ_1 ist somit belastungsabhängig und dessen Bestimmung entspricht einer Extremwertaufgabe. Zur Reduktion des Rechenaufwands wird jedoch die Hauptzugspannung σ_1 auf Höhe der maximalen Schubspannung (siehe Gleichung 4.18) in halber Höhe der Druckzone $c/2$

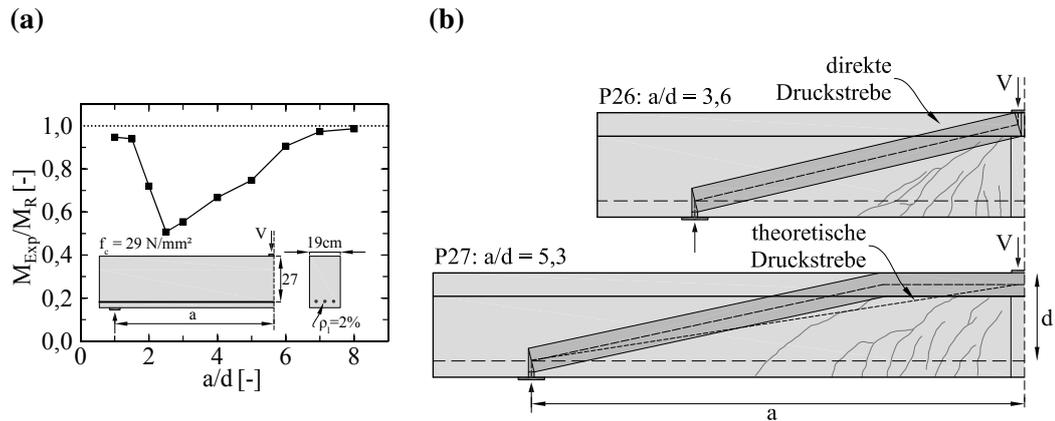


Abbildung 4.5: Querkraftabtragung über eine direkte Druckstrebe: (a) Schubtal von Kani illustriert an einer von Leonhardt und Walther [1962] durchgeführten Versuchsreihe; (b) Direkte Lastabtragung bei zwei Spannbetonbalken mit unterschiedlichem a/d -Verhältnis nach einer Versuchsreihe von Regan [1971].

berechnet. Die maßgebende Normalspannung $\sigma_{x,cz}$ an dieser Stelle beträgt somit:

$$\sigma_{x,cz} = \frac{-\frac{M}{z} + N \cdot \frac{z_u}{z} + \sum P_{x,i} \cdot \frac{e_{p,i} - z_u}{z}}{b_{fc} \cdot c} \quad (4.21)$$

Einfluss der Schubschlankheit a/d bzw. der Schlankheit l/d

Seit den umfangreichen experimentellen Untersuchungen von Kani et al. [1979] sowie Leonhardt und Walther [1962] ist bekannt, dass die Querkrafttragfähigkeit V_R bei Stahlbetonbauteilen unter punktueller Belastung wesentlich von der Schubschlankheit a/d beeinflusst wird (siehe Abbildung 4.5 (a)). Bei gedrungenen Stahlbetonbalken ($a/d \leq 2,0 - 2,5$) kann die Querkraft V über eine direkte Druckstrebe (Sprengwerk) abgetragen werden (siehe Abbildung 2.10), weshalb die Biegetragfähigkeit zumeist die maßgebende Versagensursache darstellt. Die Voraussetzung für die Ausbildung dieses Mechanismus ist jedoch, dass diese theoretische Druckstrebe nicht von Rissen durchkreuzt wird. Mit zunehmendem a/d -Verhältnis wird diese Bedingung aufgrund der ausgeprägteren Rissbildung infolge der Biegemomentenbeanspruchung zusehends verletzt, was mit einer deutlichen Reduktion der Schubtragfähigkeit V_R einhergeht. Bei Spannbetonbalken führt die Wirkung der Vorspannkraft P dazu, dass der unter Biegung gerissene Bereich neben dem Auflager im Vergleich zu einem Stahlbetonbauteil deutlich länger ist. Dies wiederum hat zur Folge, dass der direkte Lastabtrag auch bei größeren a/d -Verhältnis beobachtet werden kann. Abbildung 4.5 (b) zeigt die Rissbilder von zwei Spannbetonträgern aus einer Versuchsreihe von Regan [1971] mit unterschiedlichen Schubschlankheiten a/d . Während sich bei Balken P26 mit einem a/d -Verhältnis von 3,6 eine direkte Lastabtragung noch einstellen kann, führt eine Vergrößerung des Abstands zwischen Auflager und Lasteinleitungsstelle a auf $5,3 \cdot d$ (siehe Versuchsbalken P27 in Abbildung 4.5 (b)) zu einer ausgeprägteren Rissbildung im Schub-

feld, wodurch die Ausbildung einer Druckstrebe nicht stattfinden kann. Eine mögliche Beschreibung des direkten Lastabtrags kann auf Basis von Stabwerkmodellen [Schlaich, 1984] oder Spannungsfeldern [Muttoni et al., 1997] erfolgen. Da der im Rahmen dieser Arbeit entwickelte Ansatz einer Querschnittsbetrachtung zugrunde liegt, wird der Einfluss der Schubschlankheit a/d über einen zusätzlichen multiplikativen Faktor β_{cc} beim Querkraftwiderstand der ungerissenen Druckzone $V_{R,cz}$ mitberücksichtigt. Die Bestimmung des Faktors β_{cc} erfolgte auf Basis der Auswertung der Versuchsdaten an Spannbetonträgern unter punktueller Belastung aus Abschnitt 4.3.7. Leonhardt und Walther [1962] konnten darüber hinaus experimentell belegen, dass sich die Querkrafttragfähigkeit V_R bei geringer Schlankheit $l/d \lesssim 8$ bei Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung unter gleichförmiger Belastung aufgrund des sich ausbildenden Druckbogens erhöht (siehe Abschnitt 4.4.2). Da im Brückenbau solch geringe Schlankheiten bei Spannbetonbalken jedoch nicht üblich sind, wird auf eine Berücksichtigung dieses Einflusses gezielt verzichtet. Der Einfluss der Schubschlankheit a/d bzw. der Schlankheit l/d wird somit anhand des Faktors β_{cc} wie folgt ermittelt:

$$\beta_{cc} = \begin{cases} 1,75 - 0,15 \cdot \frac{a}{d} \geq 0,85 & \text{bei vorwiegend punktueller Belastung} \\ 1,00 & \text{bei vorwiegend gleichmäßiger Belastung} \end{cases} \quad (4.22)$$

Die Querkrafttragfähigkeit der ungerissenen Druckzone $V_{R,cz}$ ergibt sich nach dem Umstellen von Gleichung 4.18 und durch Multiplikation mit dem Faktor β_{cc} zur Berücksichtigung der Schubschlankheit a/d schlussendlich zu:

$$V_{R,cz} = \frac{2}{3} \cdot \tau_{xz,max} \cdot b_{V,eff} \cdot c \cdot \beta_{cc} \quad (4.23)$$

4.3.3 Querkrafttragfähigkeit der Schubbewehrung

Einen Beitrag zur Schubtragfähigkeit der Querkraftbewehrung $V_{R,s}$ liefern alle vertikalen bzw. geneigten Bewehrungselemente, welche vom maßgebenden Schubriss gekreuzt und somit aktiviert werden können (siehe Abbildung 4.2 (a)). Eine wesentliche Rolle stellt dabei der sich einstellende Risswinkel θ_{cr} dar. Die Neigung des kritischen Schubrisses θ_{cr} wird dabei in Anlehnung an ÖN B 1992-1-1 [2011] in Abhängigkeit der Zuggurtdehnung $\varepsilon_{x,tc}$ berechnet. Die Dehnung auf Höhe des gemittelten Zuggurts errechnet sich unter Vernachlässigung des Einflusses der einwirkenden Querkraft V zu:

$$\varepsilon_{x,tc} = \frac{\frac{M}{z} + N \cdot \frac{z_o}{z} + \sum P_{x,i} \cdot \frac{-e_{p,1} - z_o}{z}}{A_s \cdot E_s + A_p \cdot E_p} \quad (4.24)$$

Die Neigung des kritischen Diagonalrisses θ_{cr} errechnet sich in Abhängigkeit des Belastungszustands zu:

$$\theta_{cr} = 22^\circ + 5000 \cdot \varepsilon_{x,tc} \quad (4.25)$$

Unter Annahme des in Abbildung 4.2 (a) dargestellten freigeschnittenen Körpers kann nun jeder Bügel entlang der horizontal projizierten Länge des Diagonalrisses $(d_s - c) \cdot \cot \theta_{cr}$ in Rechnung gestellt werden. Da der in diesem Abschnitt hergeleitete Ansatz für den Bereich FS angedacht ist, kann angenommen werden, dass sich der maßgebende Schubriss aus einem Biegeriss bildet. Somit ist es zulässig, die statische Höhe der Längsbewehrung d_s für die Ermittlung des Querkraftwiderstands der Bügelbewehrung $V_{R,s}$ heranzuziehen. Aufgrund der markanten Rissöffnung w bei Spannbetonbauteilen mit geringem Querkraftbewehrungsgrad ρ_w (siehe Abschnitt 3.4.3) kann davon ausgegangen werden, dass die gesamte aktivierte Bügelbewehrung im Bruchzustand die Fließspannung f_{yw} erreicht. Der Traganteil der Querkraftbewehrung $V_{R,s}$ kann somit für eine beliebig geneigte Schubbewehrung wie folgt errechnet werden:

$$V_{R,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot (d_s - c) \cdot f_{yw} \cdot (\cot \theta_{cr} + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (4.26)$$

mit der Neigung α sowie der Querschnittsfläche A_{sw} der Querkraftbewehrung und dem Abstand zwischen den einzelnen Bewehrungselementen s_w .

Bei vertikal angeordneter Bügelbewehrung mit $\alpha = 90^\circ$ vereinfacht sich Gleichung 4.26 zu:

$$V_{R,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot (d_s - c) \cdot f_{yw} \cdot \cot \theta_{cr} \quad (4.27)$$

4.3.4 Querkrafttragfähigkeit eines geneigten Spannglieds

Neben den zuvor angeführten Tragmechanismen kann die Vertikalkomponente einer geneigten Spannkraft ebenso einen Anteil beim Abtrag von Querkraften übernehmen (siehe Abschnitt 3.4.3). Der vertikale Anteil $V_{p,0}$ der gegen die Schwerachse geneigten Spannkraft $P_{0,i}$ ergibt sich nach Abzug sofortiger und zeitabhängiger Verluste für geneigte Spannglieder in mehreren Lagen zu:

$$V_{p,0} = \sum P_{0,i} \cdot \sin \alpha_{p,i} \quad (4.28)$$

mit der Neigung der Spannglieder α_i .

Wie bereits von Rupf [2014] beschrieben, folgt bei Überschreitung des Dekompressionsmoments eine Spannkraftzunahme, welche bei geneigten Spanngliedern eine Erhöhung der Vertikalkomponente infolge der Vorspannkraft ΔV_p zur Folge hat. Da die Berechnung im gerissenen Bereich FS geführt wird, kann stets von einer Spannkraftzunahme ausgegangen werden. Unter Vernachlässigung des Einflusses der einwirkenden Querkraft V kann der vertikale Anteil der Spannkraftzunahme in Abhängigkeit der Längsdehnung auf Höhe der Spannglieder wie folgt berechnet werden:

$$\Delta V_p = \sum \Delta P_i \cdot \sin \alpha_{p,i} = \sum \frac{\varepsilon_{x,tc}}{d - c} \cdot (d_{p,i} - c) \cdot E_p \cdot A_{p,i} \cdot \sin \alpha_{p,i} \quad (4.29)$$

mit der statischen Höhe der Spannglieder $d_{p,i}$, dem Elastizitätsmodul des Spannstahls E_p sowie der Querschnittsfläche der unterschiedlichen Spannglieder $A_{p,i}$. Die gesamte

Vertikalkomponente infolge der Vorspannkraft V_p beträgt somit:

$$V_p = V_{p,0} + \Delta V_p \quad (4.30)$$

4.3.5 Kritischer Schnitt

Da die Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit V_R belastungsabhängig ist, muss der Benennung einer Nachweisstelle gesonderte Beachtung geschenkt werden. Da sich die in Gleichung 4.1 addierten Tragmechanismen nur bei einem Biegeschubriss ausbilden können, muss der Nachweisschnitt im gerissenen Bereich liegen. Darüber hinaus zeigte sich bei den eigenen sowie auch bei den aus der Literatur entnommenen Versuchen, dass der kritische Schubriss meist aus dem äußersten Biegeriss entsteht. Daher wird der Kontrollschnitt in der Nähe der Stelle angenommen, an welcher das theoretische Rissmoment M_{cr} erreicht ist. Der kritische Schnitt wird somit auf der halben Länge des Biegeschubrisses $(d_s - c) \cdot \cot \theta_{cr}$ gewählt und ergibt sich somit zu

$$x_{krit} = x_{cr} + \frac{d_s - c}{2} \cdot \cot \theta_{cr} \quad (4.31)$$

Entgegen der gängigen Praxis in den normativen Festlegungen bezüglich des Nachweisschnittes wird die Berechnung der Schubtragfähigkeit V_R in dem hier vorgeschlagenen Ansatz somit in Abhängigkeit der sich einstellenden Rissbildung berücksichtigt, wodurch sich der Nachweisschnitt in Abhängigkeit des Belastungszustands ändern kann.

4.3.6 Berechnungsablauf

Abbildung 4.6 zeigt den Berechnungsablauf für die Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit im Bereich FS, welcher in den Abschnitten 4.3.1 bis 4.3.5 hergeleitet wurde. Zu Beginn der Berechnung werden die Abmessungen der Druckzone ($b_{V,eff}$ und c) ermittelt, da diese unter den getroffenen Annahmen unabhängig vom Belastungszustand bestimmt werden können. Da der kritische Schnitt x_{krit} und das dort wirkende Biegemoment M a priori nicht bekannt sind, müssen diese anfänglich gewählt werden. Die einzelnen Traganteile ($V_{R,s}$, $V_{R,cz}$ und V_p) müssen dann in weiterer Folge solange iterativ bestimmt werden, bis das im kritischen Schnitt x_{krit} wirkende Biegemoment M mit der ermittelten Querkrafttragfähigkeit V_R (siehe Gleichung 4.1) im Gleichgewicht steht. Bei Übereinstimmung des anfänglich gewählten x_{ini} und des errechneten kritischen Schnitts x_{krit} sowie des zu Beginn angenommenen M_{ini} und des aufgrund von V_R resultierenden Biegemoments M , sind die entlang des kritischen Schubrisses wirkenden Querkrafttragmechanismen und somit auch der Querkraftwiderstand V_R für den unter Biegung gerissenen Bereich FS bekannt.

Entwicklung eines Ansatzes zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetontträgern mit geringem Schubbewehrungsgrad

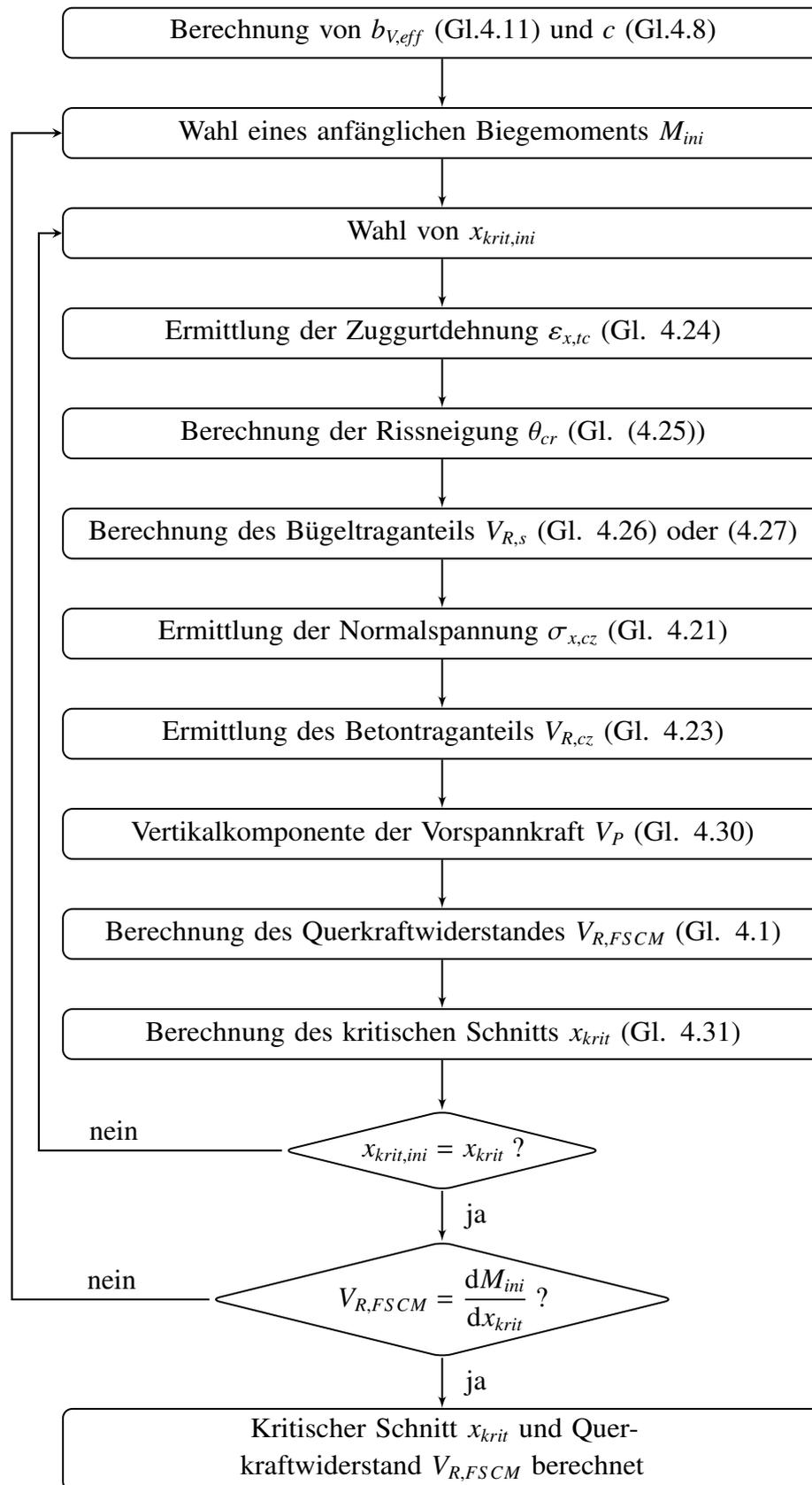


Abbildung 4.6: Iterativer Berechnungsablauf zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetontträgern mit geringer Querkraftbewehrung ρ_w nach dem FCSM.

4.3.7 Überprüfung des Ansatzes anhand von Experimenten

Die Vorhersagequalität des vorgeschlagenen Ansatzes für den Querkraftwiderstand von Spannbetonträgern mit geringem Schubbewehrungsgrad ρ_w im unter Biegung gerissenen Bereich (FSC-Modell) lässt sich zum einen mit Hilfe von Versuchsergebnissen aus der Literatur [Hanson und Hulsbos, 1964; Regan, 1971; Krauss et al., 1973; Sato et al., 1987; De Silva et al., 2006; Huber et al., 2013] und zum anderen mit den in Abschnitt 3.3 durchgeführten Experimenten validieren. Für die angestellte Analyse wurden ausschließlich Versuchsdaten von Spannbetonbalken herangezogen, welche über eine schwach ausgeführte Querkraftbewehrung ($\rho_w \leq 5 \cdot \rho_{w,min}$) verfügen. Um andere Versagensarten kategorisch ausschließen zu können, wurden die gesammelten Versuchsdaten folgenden Ausschlusskriterien unterzogen [Reineck et al., 2012]:

- Rechnerisches Biege- und Verankerungsversagen ($M_{Exp} \geq M_R$ bzw. $l_{b,erf} \geq l_b$)
- Rechnerisches Druckstrebenversagen $V_{Exp} \geq V_{R,max,EC2}$
- Betondruckfestigkeiten $f_c \leq 20 \text{ N/mm}^2$
- Stegbreite $b_w \leq 3 \cdot d_g$
- Verhältnis der Länge des Schubfelds zur Bauteilhöhe $a/h \leq 2,0$

Die Überprüfung, ob sich ein kritischer Biegeschubriss ausbildet, erfolgte auf Basis der Sichtung von etwaig vorhandenen aufgezeichneten Rissbildern. Um Versuchsbalken zu eliminieren, welche infolge des Erreichens der effektiven Druckfestigkeit $v \cdot f_c$ zwischen den Rissen versagten, wurde die Druckstreben tragfähigkeit $V_{R,max,EC2}$ nach ÖN B 1992-1-1 [2011] berechnet und der experimentell ermittelten Traglast V_{Exp} gegenübergestellt. Die untersuchten Schubversuche wurden ausschließlich an Einfeldbalken mit punktueller Belastung (3- bzw. 4-Punkt Biegeversuche) durchgeführt. Der Einfluss der Schubschlankheit a/d wird mit Hilfe von Gleichung 4.22 mit einbezogen. Diese lineare Beziehung ist jedoch nicht imstande, die erzielte Querkrafttragfähigkeit von Schubversuchen mit auflagernaher Laststellung ($a/d \leq 2,0$) ausreichend genau widerzugeben, weshalb diese im Zuge der Analyse unberücksichtigt blieben. Darüber hinaus kann es vorkommen, dass der nach Gleichung 4.31 definierte Kontrollschnitt bei gedrunenen Spannbetonbauteilen außerhalb des Schubfeldes liegt, was physikalisch nicht richtig ist. Somit standen für die Validierung des Berechnungsmodells 50 Querkraftversuche zur Verfügung, welche sich hauptsächlich in folgenden Versuchsparametern unterscheiden:

- Vorspannarten: Vorspannung mit sofortigem und nachträglichem Verbund
- Querschnittstyp: Rechteck-, T- und I-Querschnitte
- Verhältnis zwischen Druckgurtbreite und Stegbreite $b_{fc}/b_w = 1,0 - 4,4$
- Bauteilhöhe $h = 259 - 1250 \text{ mm}$

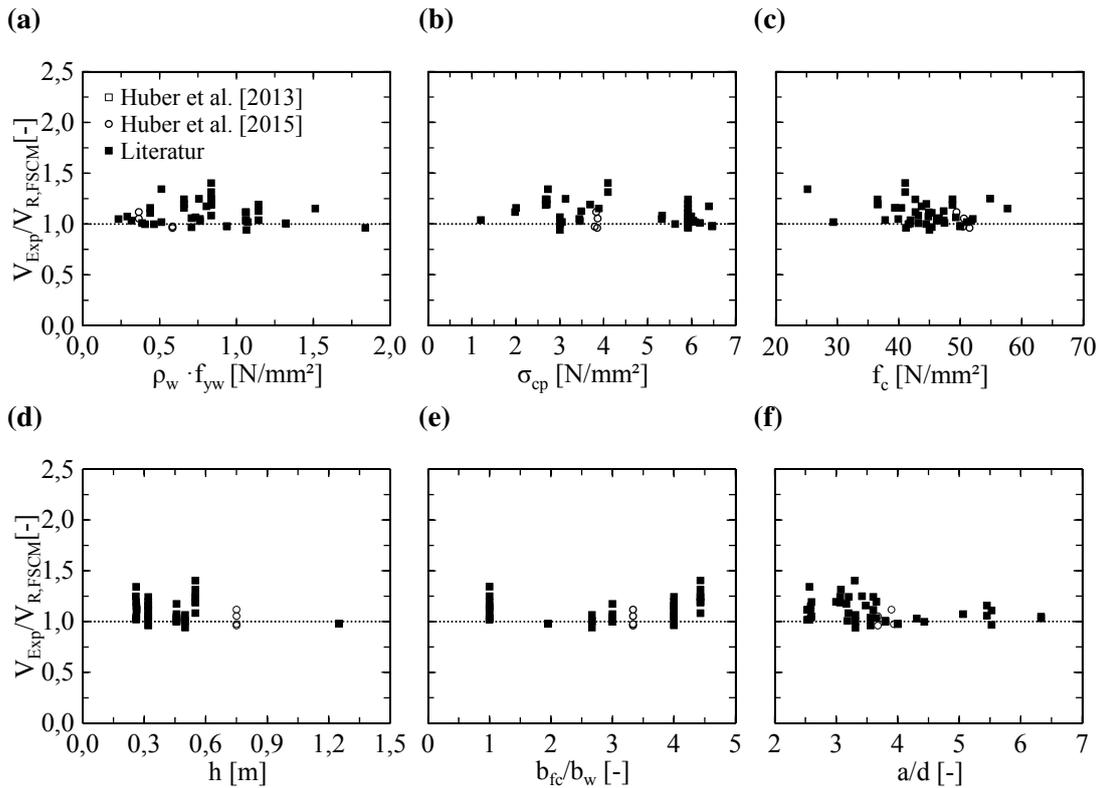


Abbildung 4.7: Verhältnis zwischen der experimentell erzielten und nach dem vorgeschlagenen Ansatz ermittelten Querkrafttragfähigkeit $V_{Exp}/V_{R,FSCM}$ in Abhängigkeit verschiedener Einflussparameter anhand von 50 Schubversuchen: (a) Querkraftbewehrungsgrad multipliziert mit der Fließspannung der Bügelbewehrung $\rho_w \cdot f_{yw}$; (b) Normalspannung infolge Vorspannung $\sigma_{cp} = P/A_c$; (c) Druckfestigkeit f_c ; (d) Bauteilhöhe h ; (e) Obergurtbreite/Stegbreite b_{fc}/b_w ; (f) Schubschlankeit a/d .

- Druckfestigkeit $f_c = 25,2 - 57,7 \text{ N/mm}^2$
- Normalspannung infolge der Spannkraft $\sigma_{cp} = 1,2 - 6,5 \text{ N/mm}^2$
- Querkraftbewehrungsgrad multipliziert mit der Fließspannung der Bügelbewehrung $\rho_w \cdot f_{yw} = 0,23 - 1,84 \text{ N/mm}^2$
- Verhältnis zwischen der Querkraftbewehrung und der nach ÖN EN 1992-1-1 [2011] geforderten Mindestschubbewehrung $\rho_w/\rho_{w,min,EC2} = 0,46 - 3,58$

Die wesentlichen Parameter der analysierten Schubversuche sind im Anhang C in Tabelle C.1 angeführt. Abbildung 4.7 (a) bis (f) zeigt nun das Verhältnis zwischen experimenteller und mittels FSCM prognostizierter Querkrafttragfähigkeit $V_{Exp}/V_{R,FSCM}$ in Abhängigkeit verschiedener Einflussparameter. Bei Anwendung des in Abschnitt 4.3 hergeleiteten Ansatzes (siehe ebenso den iterativen Berechnungsablauf in 4.6) konnte eine sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchsdaten erzielt werden. Mit einem Mittelwert m von 1,09,

einer Streuung σ von lediglich 11 % und einem Variationskoeffizient COV von nur 10 % lässt sich dies zusätzlich statistisch belegen (siehe Abbildung 4.10 (a) und Tabelle C.1). Bei Betrachtung des Verhältnisses $V_{Exp}/V_{R,FSCM}$ in Abhängigkeit der verschiedenen Parameter zeigt sich, dass eine Berechnung nach dem FSC-Modell keine markante Tendenzen aufweist und die wesentlichen Einflüsse somit korrekt widerspiegelt.

4.3.7.1 Sensitivitätsanalyse

Eine Sensitivitätsanalyse ist ein probates Werkzeug, um die Empfindlichkeit der Änderung eines Parameters auf den Querkraftwiderstand V_R zu bewerten. Dabei wird lediglich ein Einflussfaktor systematisch verändert, während die restlichen Eingangsgrößen konstant bleiben. Während die im vorherigen Abschnitt durchgeführte Analyse eine globale Aussage über die korrekte Berücksichtigung eines gewissen Parameters zulässt, kann mit Hilfe einer Sensitivitätsanalyse der tatsächliche Einfluss einer Eingangsgröße wiedergegeben werden. Darüber hinaus ist dadurch auch ein Vergleich zu anderen Ansätzen und deren Abbildung des jeweiligen Faktors möglich. Außerdem können solche Analysen eine hohe Aussagekraft liefern, wenn darüber hinaus noch Versuchsreihen vorhanden sind, welche diese Einflussparameter systematisch untersucht haben. Dabei ist es wiederum von Vorteil, wenn die untersuchten Größen ein weites Spektrum abbilden. Dies lässt sich jedoch häufig nur sehr schwer bewerkstelligen, da eine hohe Schubtragfähigkeit V_R im Speziellen bei Spannbetonbauteilen mit Querkraftbewehrung erzielt werden kann und daher das mögliche Untersuchungsspektrum aufgrund der Beschränkung durch die Biegetragfähigkeit M_R begrenzt ist. Zudem werden in den zur Verfügung stehenden Versuchsserien zum Teil mehrere Einflussgrößen gleichzeitig verändert, weshalb sie für die Analyse nicht herangezogen werden können. Dennoch konnten bei den eigenen und den aus der Literatur entnommenen Versuchsreihen einige Einflussfaktoren systematisch untersucht werden, wobei die Ergebnisse nachfolgend erläutert werden. Neben dem in Abschnitt 4.3 hergeleiteten FSC-Modell wurde auch die Sensitivitätsanalyse für die nach österreichischer Nachrechnungsrichtlinie [ONR 24008, 2014] anzuwendenden Querkraftmodelle nach ÖN EN 1992-1-1 [2011], ÖN B 1992-1-1 [2011] und fib [2013] (LoA III) durchgeführt.

Querkraftbewehrungsgrad ρ_w

Abbildung 4.8 (a) zeigt den Einfluss einer Variation des Querkraftbewehrungsgrads ρ_w nach einer Versuchreihe von Regan [1971] ($\rho_w = 0,42 - 0,65\%$). Der FSC-Ansatz konnte die erzielten Querkraftwiderstände V_R für die zwei verschiedenen Schubbewehrungsgrade ρ_w im Vergleich zu den beiden Richtlinien sehr präzise voraussagen. Während der Schubwiderstand V_R laut Eurocode 2 linear mit dem Querkraftbewehrungsgrad ρ_w ansteigt, erhöht sich nach dem FSC-Modell aufgrund der zunehmenden Querkrafttragfähigkeit V_R auch der Dehnungszustand im Zuggurt $\varepsilon_{x,tc}$, weshalb der Traganteil der Bügelbewehrung $V_{R,s}$ zusehend abflacht. Eine ähnliche Tendenz zeigt sich bei Anwendung der dritten Näherungsstufe des fib Model Code 2010 [fib, 2013] (MC2010). Die geringere Zunahme des

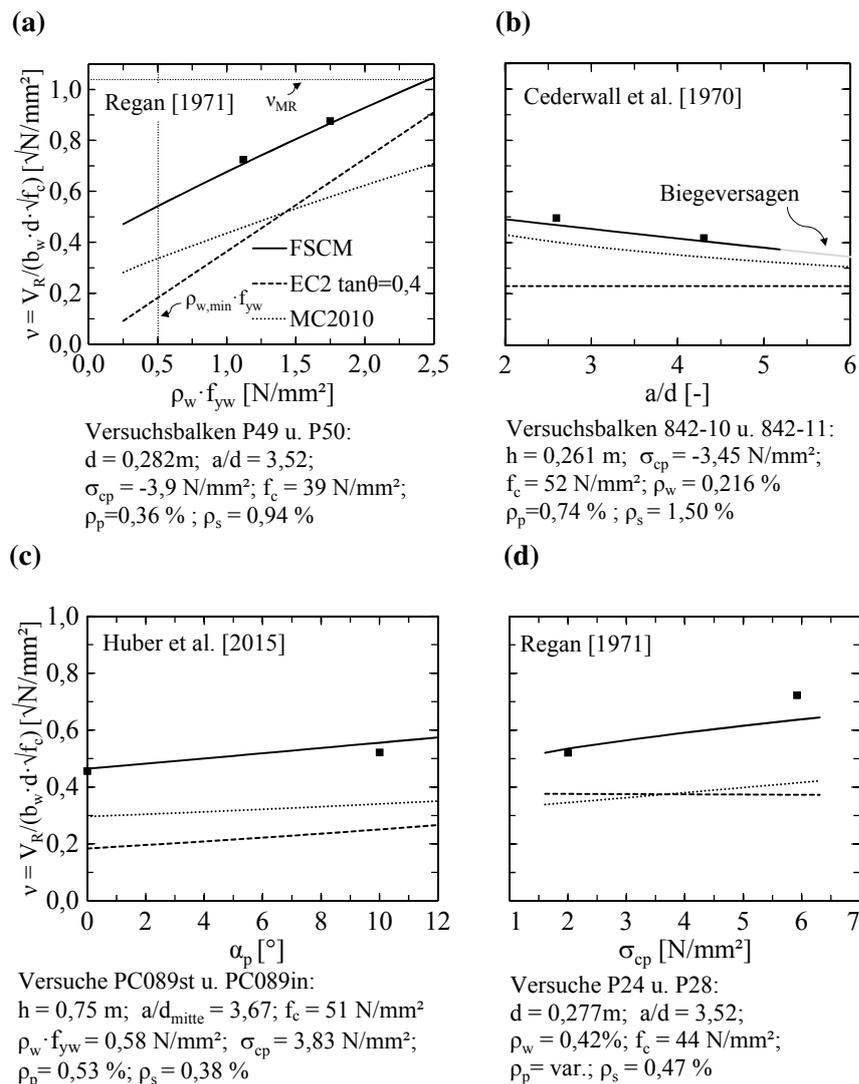


Abbildung 4.8: Sensitivitätsanalyse für das FSC-Modell für verschiedene Einflussparameter und Vergleich mit Versuchsergebnissen: (a) Querkraftbewehrungsgrad multipliziert mit der Fließspannung der Bügelbewehrung $\rho_w \cdot f_{yw}$; (b) Schubschlankheit a/d ; (c) Spannweite α_p ; (d) Normalspannung infolge der Spannkraft σ_{cp} .

Querkraftwiderstands V_R nach MC2010 im Vergleich zum FSC-Ansatz kann auf den mit steigender Schubbeanspruchung abnehmenden Betontraganteil $V_{R,c}$ zurückgeführt werden. Gemäß dem FSC-Modell bleibt der Betontraganteil $V_{R,c}$ jedoch vom Schubbewehrungsgrad ρ_w weitgehend unberührt. Abbildung 4.8 (a) verdeutlicht nochmals die zuvor beschriebene Einschränkung der größeren Variation des Schubbewehrungsgrads aufgrund der geringen Differenz zu einem theoretischen Biegeversagen. Gemäß FSCM würde bei dieser Versuchsreihe bereits bei einem Bügelbewehrungsgrad ρ_w von 0,9% ($\rho_w \cdot f_{yw} = 2,45\text{ N/mm}^2$) unter der gegebenen Schubschlankheit a/d von 3,52 die rechnerische Biegetragfähigkeit M_R erreicht werden.

Schubslankheit a/d

Wie bereits in Abschnitt 4.3 sehr ausführlich erläutert, werden das Rissbild und dadurch auch die unterschiedlichen Querkrafttragmechanismen durch die Schubslankheit a/d beeinflusst. Zuzugabe dem variablen Fachwerkmodell nach dem Eurocode 2 bleibt dieser Einfluss jedoch unberücksichtigt (siehe Abbildung 4.8 (b)). Die Schubtragfähigkeit V_R nimmt gemäß einer Versuchsreihe von Cederwall et al. [1974] mit größer werdender Schubslankheit a/d ab. Mit dem Ansatz zur Bestimmung des kritischen Biegeschubrisses (FSCM) wird dieser Effekt über einen zusätzlichen Faktor beim auf der Tragfähigkeit der Druckzone basierenden Betontraganteil $V_{R,c}$ berücksichtigt, weshalb die Abminderung der Schubtragfähigkeit V_R mit zunehmender Länge des Schubfelds a dadurch sehr gut abgebildet werden kann. Nach dem fib Model Code 2010 wird diese Reduktion der Schubtragfähigkeit mit der Definition des Kontrollschnitts im Abstand d von der Lasteinleitungsstelle einbezogen, da die Längsdehnung ε_x mit größeren a/d -Verhältnis zunimmt, wodurch sich sowohl der Traganteil der Bügelbewehrung $V_{R,s}$ als auch jener des Betons $V_{R,c}$ verringert.

Spanngliedführung

Die im Rahmen dieser Arbeit vorgestellten Schubversuche an Spannbetonträgern mit geringer Bügelbewehrung dienten der Untersuchung des Einflusses unterschiedlicher Spanngliedführungen (gerade und geneigte Spannglieder $\alpha_p = 0 - 10^\circ$) auf die Querkrafttragfähigkeit. Nach ÖN B 1992-1-1 [2011] darf der günstige Effekt einer geneigten Spannkraft P_0 über die entstehende Vertikalkomponente $V_{P,0}$ in Rechnung gestellt werden. Mit zunehmender Spanngliedneigung α_p verringert sich jedoch auch der innere Hebelarm z , was sich wiederum ungünstig auf den Querkraftwiderstand der Bügelbewehrung $V_{R,s}$ auswirkt. Nach der dritten Näherungsstufe des Ansatzes nach fib Model Code 2010 [fib, 2013] führt eine Vergrößerung der Spanngliedneigung α_p aufgrund des verringerten inneren Hebelarms z zu einer Abminderung des Traganteils der Bügelbewehrung und auch des Betons. Der positive Effekt der Vorspannung $V_{P,0}$ wird dadurch merklich abgeschwächt. Nach dem FSC-Modell bleibt der Traganteil der Bügelbewehrung von der Spanngliedneigung α_p weitgehend unberührt, da dieser nicht vom inneren Hebelarm z abhängt. Lediglich die Zuggurtdehnung $\varepsilon_{x,tc}$, welche die Rissneigung θ_{cr} steuert, wird mit steiler geneigten Spanngliedern geringfügig vergrößert, wodurch sich der Querkraftwiderstand $V_{R,s}$ minimal verringert. Der Betontraganteil auf Basis des kritischen Spannungszustands in der Druckzone wird aufgrund des Hochführens der Spannglieder deutlich stärker beeinflusst. Da das Biegemoment infolge der Vorspannkraft M_p mit größerer Spanngliedneigung α_p reduziert wird, wandert der von der Biegerissbildung abhängige kritische Schnitt x_{krit} in Richtung Auflager. Da die Tragkapazität der Druckzone aufgrund der geringeren Biegebeanspruchung M dort jedoch abnimmt, reduziert sich der Betontraganteil $V_{R,c}$ mit ansteigender Spanngliedneigung α_p . Dies wiederum wird durch den Effekt kompensiert, dass es infolge Biegebeanspruchung zu einer Zunahme der anfänglichen Spannkraft P_0 kommt, wodurch

die Vertikalkomponente aufgrund der Vorspannung $V_{P,0} + \Delta V_P$ ansteigt. Wie in Abbildung 4.8 (c) können für die in dieser Arbeit beschriebenen Versuche ein sehr gute Übereinstimmung mit dem FSC-Modell erzielt werden. Lediglich beim Versuchsbalken mit einer Spanngliedneigung α_p von 10° kam es zu einer Überschätzung der Traglast von 5 %.

Normalspannung infolge der Spannkraft σ_{cp}

Regan [1971] untersuchte in einer seiner zahlreichen Versuchsserien den Einfluss einer Variation der Normalspannung infolge einer Spannkraft σ_{cp} bei gleichzeitiger Veränderung der Spannstahtfläche A_p auf das Querkrafttragverhalten von Spannbetonbalken mit geringer Schubbewehrung ($\sigma_{cp} = 2,0 - 5,9 \text{ N/mm}^2$). Abbildung 4.8 (d) zeigt den anhand der Sensitivitätsanalyse erhaltenen Querkraftwiderstand V_R bezogen auf das Produkt der Stegbreite b_w , der statischen Höhe d und der Wurzel aus der Druckfestigkeit f_c in Abhängigkeit der Normalspannung aufgrund einer Spannkraft σ_{cp} . Bei der Ermittlung des Querkraftwiderstands für den Traganteil der Bügelbewehrung nach Eurocode 2 bleibt der Einfluss der Vorspannkraft unberücksichtigt. Nach dem Ansatz von fib [2013] vergrößert sich die Schubtragfähigkeit V_R mit zunehmender Spannkraft, da diese einen günstigen Effekt auf den Dehnungszustand im Steg ausübt. Die Traglast wird dennoch deutlich unterschätzt. Die beste Vorhersage konnte wiederum mit dem FSC-Modell erzielt werden. Der günstigen Wirkung der Vorspannung auf den Querkraftwiderstand wird darin dadurch Rechnung getragen, dass das rechnerische Rissmoment M_{cr} aufgrund der Vorspannwirkung erhöht wird und sich somit der kritische Schnitt weiter vom Auflager entfernt. Dies wiederum begünstigt den resultierenden Spannungszustand in der Druckzone, wodurch die dort aufnehmbare Querkraft $V_{R,c}$ zunimmt. Des Weiteren wird mit zunehmender Spannkraft die Rissneigung θ_{cr} infolge der geringeren Zuggurtdehnung $\varepsilon_{x,tc}$ verringert. Dadurch kann eine größere Anzahl von Querkraftbewehrungselementen aktiviert werden. Auch in diesem Fall zeichnet sich der Ansatz wieder mit einer sehr präzisen Vorhersage der Versuchsergebnisse aus.

4.3.8 Vergleich des Modells mit normativen Ansätzen

Die gesammelte Datenbasis wird nachfolgend auch für die Bewertung der Genauigkeit von normativen Ansätzen hinsichtlich der Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbalken mit geringer Bügelbewehrung herangezogen. Abbildung 4.10 zeigt den Quotienten zwischen der experimentell erzielten und der nach den unterschiedlichen Ansätzen ermittelten Querkrafttragfähigkeit V_{Exp}/V_R anhand von 50 Schubversuchen in Abhängigkeit von $\rho_w \cdot f_{yw}$. Dabei wurde das FSC-Modell dem Querkraftmodell nach dem Eurocode 2 [ÖN EN 1992-1-1, 2011; ÖN B 1992-1-1, 2011], der dritten Näherungsstufe des fib Model Code 2010 [fib, 2013], der Schweizer Norm [SIA 262, 2013] sowie der kanadischen Betonbaunorm [CSA 23.3-04, 2004] gegenübergestellt. In diesem Zusammenhang spielt der in dem jeweiligen Ansatz definierte Kontrollschnitt eine bedeutende Rolle, welcher im Besonderen bei den dehnungsbasierten Modellen zum Tragen kommt. Abbil-

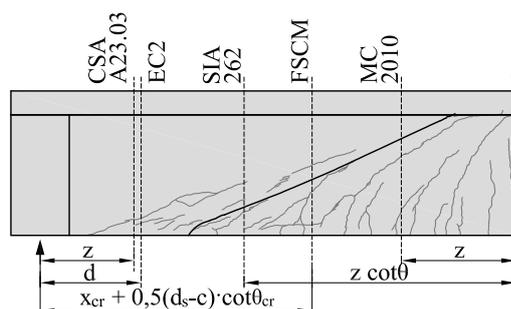


Abbildung 4.9: Nachweisstellen der unterschiedlichen Ansätze und Vergleich mit dem Rissbild anhand des Versuchs balkens PC059in.

Abbildung 4.9 zeigt die unterschiedlichen Nachweisstellen der einzelnen Normenwerke sowie des FSC-Modells und illustriert die bestehende Diskrepanz in Bezug auf die Ausbildung des maßgebenden Schubrisses. Während die Nachweisstelle gemäß SIA 262 [2013] und fib [2013] im Bereich des kritischen Diagonalrisses liegt, wird der Kontrollschnitt nach ÖN B 1992-1-1 [2011] und CSA 23.3-04 [2004] in der Nähe des Auflagers geführt. Wie bereits zuvor erwähnt, besteht der im Rahmen dieser Arbeit hergeleitete Ansatz (FSCM) durch eine hervorragende Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen, was durch einen Vergleich mit den normativen Ansätzen zusätzlich bestätigt wird (siehe Abbildung 4.10 (a) bzw. Tabelle C.1 im Anhang C). Die Ergebnisse der errechneten Querkraftwiderstände V_R nach den verschiedenen Normmodellen sind in Tabelle C.2 im Anhang C ersichtliche.

Das Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung θ gemäß Eurocode 2 unterschätzt die in den Versuchen erzielte Traglast deutlich, wobei im Speziellen die Versuche mit sehr geringer Schubbewehrung zu signifikant konservativen Resultaten tendieren (siehe Abbildung 4.10 (b)). Der maximale Querkraftwiderstand der Zugstrebe $V_{R,s}$ ergibt sich demnach für die festgelegte untere Grenze von θ gemäß ÖN B 1992-1-1 [2011] mit $21,8^\circ$. Um die Traglast auf Basis des Fachwerkmodells annähernd genau zu berechnen, wäre ein deutlich geringerer Druckstrebenwinkel ($\theta = 4,1 - 18,2^\circ$) von Nöten, welcher sich jedoch bei Versuchen nicht einstellt. Eine deutlich bessere Ergebnis lässt sich mit dem Schubmodell gemäß fib Model Code 2010 (LoA III) erzielen, wobei ein Mittelwert m von 1,62 noch immer auf eine konservative Vorhersage der experimentellen Querkrafttragfähigkeit schließen lässt. Der zusätzliche Betontraganteil $V_{R,c}$, welcher gerade für Bauteile mit schwach ausgeführter Querkraftbewehrung sehr ausgeprägt ist, kann für die signifikant bessere Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen verantwortlich gemacht werden (siehe Abbildung 4.10 (c)). In der Schweizer Betonbaunorm [SIA 262, 2013] beruht die Querkraftbemessung - wie auch bei der zweiten Näherungsstufe (LoA II) nach fib Model Code [fib, 2013] - auf den Spannungsfeldmethoden bei welchen die minimale Neigung des Druckspannungsfelds θ_{min} in Abhängigkeit des Dehnungszustands ϵ_x auf halber Höhe des inneren Hebelarms z festgelegt ist. Auf Basis des unteren Grenzwerts der Druckspannungsneigung θ lässt sich im Vergleich zum Eurocode 2 eine geringfügige Verbesserung des Mittelwerts, der Streuung und des Variationskoeffizienten erreichen. Die Ergebnisse

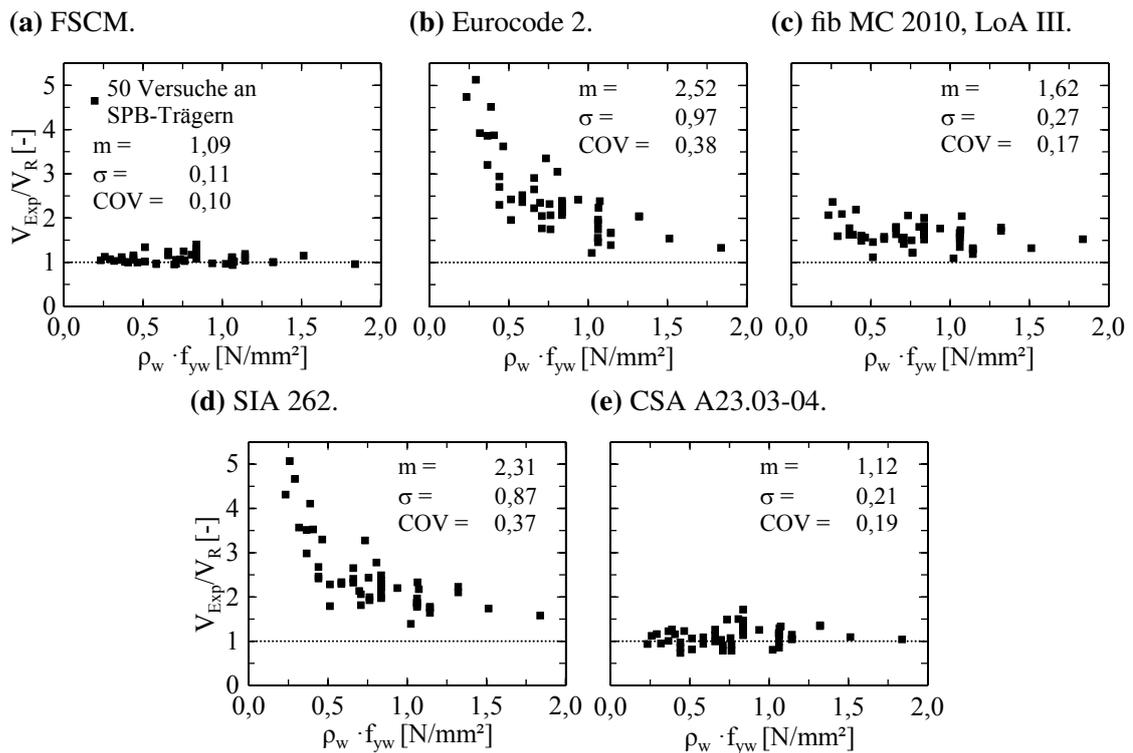


Abbildung 4.10: Verhältnis zwischen der experimentell erzielten und nach verschiedenen Ansätzen (FSC-Modell und Normen) ermittelten Querkrafttragfähigkeit V_{Exp}/V_R anhand von 50 Schubversuchen in Abhängigkeit von $\rho_w \cdot f_{yw}$: (a) FSC-Modell; (b) ÖN B 1992-1-1 [2011]; ÖN EN 1992-1-1 [2011]; (c) fib [2013]; (d) SIA 262 [2013]; (e) CSA 23.3-04 [2004].

zeigen jedoch immer noch eine deutliche Unterschätzung des Querkraftwiderstands V_R mit einer deutlichen Tendenz bei gering schubbewehrten Bauteilen (siehe Abbildung 4.10 (d)).

Abbildung 4.10 (e) zeigt das Verhältnis zwischen der in den Versuchen erzielten und der nach CSA 23.3-04 [2004] errechneten Querkrafttragfähigkeit für 50 Schubversuche an Spannbetonbalken mit geringer Bügelbewehrung. Mit einem Mittelwert von 1,12 liegt das auf der SMCFT beruhende Querkraftmodell sehr nahe an der Genauigkeit des FSC-Modells. Bei der Streuung der erreichten Ergebnisse liegt die kanadische Betonbaunorm mit 21% jedoch deutlich über dem im Zuge dieser Arbeit vorgeschlagenen Berechnungsansatz.

Generell bleibt festzuhalten, dass die Normmodelle [CSA 23.3-04, 2004; fib, 2013], welche einen expliziten Betontraganteil $V_{R,c}$ mit in Betracht ziehen, wesentlich genauere Vorhersagen bezüglich der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbalken mit geringem Schubbewehrungsgrad erzielen können. Der im Rahmen dieser Arbeit vorgeschlagene Ansatz (FSCM) zeigt dabei die beste Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Unter Einbeziehung der Rissbildung kann die Nachweisstelle darüber hinaus im Bereich des tatsächlichen Auftretens des kritischen Biegeschubbrisses geführt werden (siehe Abbildung 4.9).

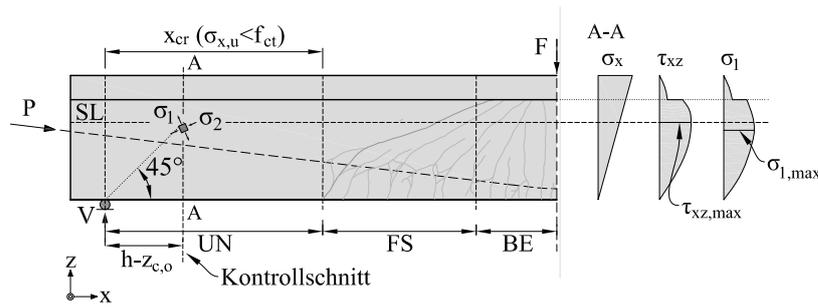


Abbildung 4.11: Hauptzugspannung im unter Biegung ungerissenen Bereich UN.

4.4 Berechnungsansatz für den Bereich UN und ST

4.4.1 Hauptzugspannungsnachweis im ungerissenen Zustand

Die Schubbemessung erfolgte nach der ersten deutschsprachigen Spannbetonnorm DIN 4227 [1953] im Bruchzustand auf Basis eines Hauptzugspannungsnachweises für einen ungerissenen Querschnitt. Leonhardt et al. [1973] kritisierten jedoch, dass diese vereinfachte Annahme für den Bruchzustand aufgrund der Rissbildung nicht immer korrekt ist, weshalb der Hauptzugspannungsnachweis im Bruchzustand auch in der nächsten Überarbeitung der Norm verschwand.

Für die Bewertung von bestehenden Spannbetonbrückentragwerken bietet sich der Hauptzugspannungsnachweis für Querschnitte dennoch an. Unter der Voraussetzung, dass die Normalspannung infolge einer Biegebeanspruchung an der unteren Randfaser $\sigma_{x,u}$ die einaxiale Zugfestigkeit f_{ct} des Betons nicht überschreitet, lässt sich das Tragverhalten mit Hilfe der technischen Biegelehre ausreichend genau beschreiben. Leonhardt et al. [1973] wiesen darauf hin, dass eine Umlagerung in den ungerissenen Bereich aufgrund der Biegeriss- und Biegeschubrissbildung in der Zone FS stattfindet, was wiederum eine Auswirkung auf den dort vorherrschenden Spannungszustand haben kann. Dieser Einfluss wurde jedoch von Leonhardt et al. [1973] und auch Bachmann und Thürlimann [1966a, b] als vernachlässigbar angesehen. Daher wird auch in dieser Arbeit vorgeschlagen, für diesen Bereich im ersten Schritt einen Hauptzugspannungsnachweis im Zustand I zu führen (siehe Abbildung 4.11). Liegt die maximale Hauptzugspannung in der Schwerachse, wo auch die maximale Schubspannung $\tau_{xz,max}$ auftritt, vereinfacht sich Gleichung 4.3 zu:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{cp}}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_{cp}^2}{4} + \left(\frac{V \cdot S_{y,max}}{I_y \cdot b} \right)^2} \quad (4.32)$$

mit der Normalspannung infolge einer Spannkraft σ_{cp} , mit dem Flächenträgheitsmoment I_y und dem maximalen statischen Moment $S_{y,max}$ des ungerissenen Querschnitts sowie der Breite b auf Höhe der Nachweisstelle.

Da Gleichung 4.32 nun von der äußeren Belastung unabhängig ist, lässt sich diese nach V umstellen, weshalb der Nachweis auch auf Schnittgrößenebene geführt werden

könnte. Da es sich bei der Zone UN jedoch um einen weitgehend überdrückten Bereich handelt, ist die Stelle der maximalen Hauptzugspannung $\sigma_{1,max}$ a priori nicht bekannt. Bei außerhalb der Schwerachse liegender maximaler Hauptzugspannung σ_1 ist die Berechnung von den äußeren Einwirkungen abhängig, weshalb eine Durchführung des Nachweises auf Spannungsebene von Vorteil ist. In einer beliebigen Höhenlage errechnet sich die Hauptzugspannung σ_1 zu:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{x,i}}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_{x,i}^2}{4} + \left(\frac{V \cdot S_{y,i}}{I_y \cdot b_i}\right)^2} \quad (4.33)$$

In den Versuchen von Leonhardt et al. [1973] konnte beobachtet werden, dass die reine Schubrissbildung in vielen Fällen auf Höhe der nebeneinander verlaufenden Spannglieder im Steg einsetzte. Deshalb schlugen Hegger et al. [2015] vor, die Stegbreite b_w bei Spanngliedpräsenz in Anlehnung an ÖN EN 1992-1-1 [2011] abzumindern. Bei verpressten Metallhüllrohren, deren Summe der Durchmesser $\sum \varnothing_D$ größer als $b_w/8$ ist, beträgt die effektive Stegbreite $b_{w,nom} = b_w - 0,5 \sum \varnothing_D$. Bei Spanngliedern ohne Verbund und verpressten Plastikhüllrohren ist die Breite des Stegs stets mit $1,2 \cdot \sum \varnothing_D$ zu verringern. Somit muss die Hauptzugspannung σ_1 im Falle einer reduzierten Stegbreite zusätzlich auf Höhe der Spannglieder kontrolliert werden.

Da sich im unter Biegung ungerissenen Schubfeld in der Nähe der Schwerachse ein zweiachsiger Spannungszustand einstellt, wird dessen Einfluss auf die erzielbare Festigkeit mit Hilfe des im Abschnitt 4.3.2 präsentierten biaxialen Versagenkriteriums berücksichtigt. Unterschreitet nun die maximale Hauptzugspannung $\sigma_{1,max}$ die nach Gleichung 4.2 errechnete effektive Zugfestigkeit $f_{ct,eff}$, kann davon ausgegangen werden, dass sich im Stegbereich keine Schubrisse ausbilden und daher keine Querkraftgefährdung besteht:

$$\sigma_{1,max} \leq f_{ct,eff} \quad (4.34)$$

Der Kontrollschnitt liegt dabei im Schnittpunkt zwischen der linear elastischen Schwerpunktachse und einer von der Auflagerkante im Winkel von 45° geneigten Linie (siehe Abbildung 4.11). Bei Durchlaufsystemen muss die vorhandene Hauptzugspannung im Bereich des Momentennullpunkts kontrolliert werden.

4.4.2 Ingenieurmäßiger Ansatz für den gerissenen Zustand

Bei Überschreitung der effektiven Zugfestigkeit $f_{ctd,eff}$ muss die im Schubriss aktivierte Bügelbewehrung imstande sein, einen Anteil der freiwerdenden Zugkräfte aufzunehmen um somit ein sprödes Bauteilversagen zu verhindern. Bei Spannbetonbauteilen mit geringer Schubbewehrung (siehe Abschnitt 2.1.2.3) kann die Abtragung von Querkraften bei reiner Schubrissbildung nicht ausschließlich auf Basis des Traganteils der Bügelbewehrung $V_{R,s}$ erklärt werden. Wie bereits von Leonhardt et al. [1973] auf Basis ihrer umfangreichen experimentellen Untersuchungen festgestellt wurde, ist dieser überdrückte Bereich (ST) in der Nähe der Endauflager sowie auch im Momentennullpunkt bei Durchlaufsystemen

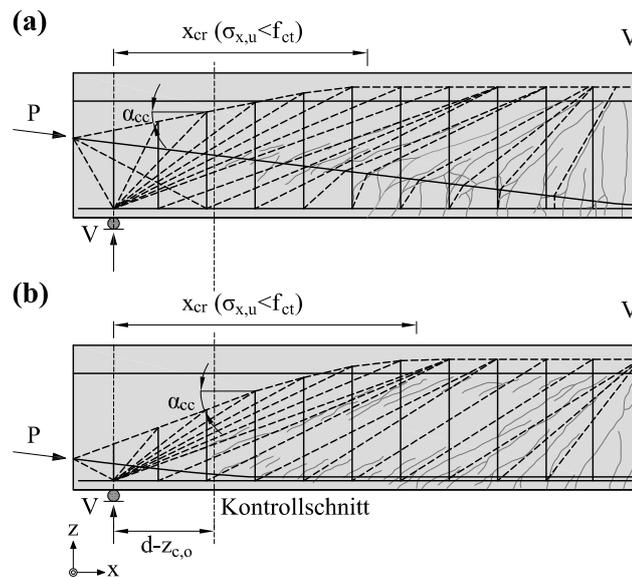


Abbildung 4.12: Ausbildung eines geneigten Druckgurts (Sprengwerk): (a) bei geneigtem Spanngliedverlauf; (b) bei geradem Spanngliedverlauf.

dadurch gekennzeichnet, dass sich unter gleichmäßiger Belastung ein Druckbogen bzw. bei punktueller Belastung ein Sprengwerk auch bei schlanken Bauteilen ausbilden kann (siehe Abbildung 4.12). Aus dem vertikalen Anteil dieser Druckstrebe V_{cc} ergibt sich eine erhebliche Tragkomponente, welche zusätzlich zum Querkrafttraganteil der Bügelbewehrung $V_{R,s}$ mitwirkt. Diesen Mechanismus griffen bereits zahlreiche Forscher auf um das Tragverhalten von vorgespannten Balken zu beschreiben [Hegger und Görtz, 2006; Maurer und Kiziltan, 2013]. Außerdem wurde das Querkrafttragvermögen des Druckbogens bzw. des Sprengwerks bereits im Model Code 90 [CEB-FIP, 1990] als günstiger Effekt erkannt. Dieser wurde darin über eine Reduktion der Zugkraft in der Querkraftbewehrung in Abhängigkeit der Neigung des Bogens λ miteinbezogen. Leonhardt et al. [1973] erläuterten zudem, dass der geneigte Druckgurt wesentlich von der gewählten Spanngliedführung abhängt. So führt ein Auffächern der Spannglieder im Auflagerbereich, wie es in der Praxis üblich ist, zu einem deutlich flacheren Sprengwerk im Vergleich zu einer in der Nähe der unteren Randfaser gerade verlaufenden Spannkraft. Abbildung 4.12 (a) zeigt ein mögliches Fachwerk für die Abtragung der einwirkenden Querkraft V auf Basis des entstandenen Rissbilds bei einem Versuchsbalken von Leonhardt et al. [1973] mit hochgezogenen Spanngliedern kurz vor dem Bruch. Während sich bei diesem Spannbetonbalken ein Teil des Druckgurts auf den hinter den Auflager liegenden Spannankern abstützt, verläuft das Sprengwerk bei Balken mit geraden Spanngliedern (siehe Abbildung 4.12 (b)) sehr steil nach unten. Die dadurch größere Neigung der resultierenden Druckkraft F_c wirkt sich positiv auf die entstehende Vertikalkomponente V_{cc} aus. Der flacher verlaufende Druckgurt bei Spannbetontägern mit geneigten Spanngliedern wird hingegen dadurch kompensiert, dass infolge der Auffächerung im Auflagerbereich eine Vertikalkomponente der Spannkraft V_p entsteht, welche wiederum zur Aufnahme der Querkraft V beiträgt.

Entwicklung eines Ansatzes zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetontträgern mit geringem Schubbewehrungsgrad

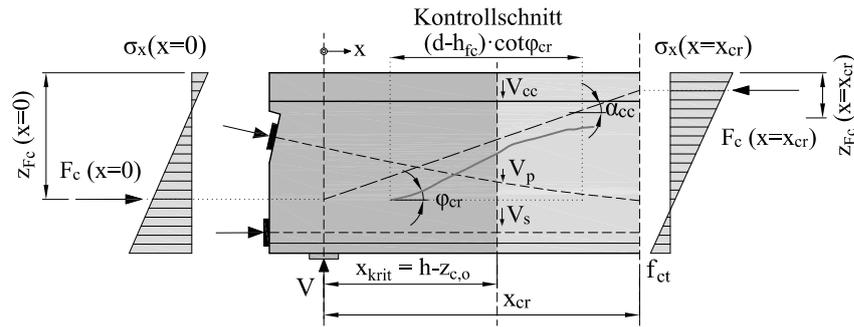


Abbildung 4.13: Grundlegende Annahmen zur Berechnung der Vertikalkomponente des Sprengwerks an einem Endauflager.

Um das Tragverhalten also bei Überschreitung der Hauptzugspannung im Steg zu beschreiben, wird angenommen, dass sich der Querkraftwiderstand $V_{R,STM}$ im Bereich ST (shear tension) aus einem Anteil der Bügelbewehrung $V_{R,s}$, der Vertikalkomponente einer geneigten Vorspannkraft V_p und einem vertikalen Anteil aus der Neigung des Druckgurts V_{cc} zusammensetzt. Die Querkrafttragfähigkeit ergibt sich nach dem ST-Ansatz somit zu:

$$V_{R,STM} = V_{R,s} + V_{cc} + V_{p,0} \quad (4.35)$$

Darüber hinaus wird die Annahme getroffen, dass die Schubrisse bei einsetzender Rissbildung konstant in Richtung der ersten Hauptspannungsrichtung $\varphi_1 = \varphi_{cr}$ verlaufen. Dazu wird vereinfacht die Hauptzugspannung σ_1 auf Höhe der Schwerachse mit der effektiven Zugfestigkeit $f_{ct,eff}$ gemäß Gleichung 4.2 verglichen. Die erste Hauptspannungsrichtung lässt sich nach Mang und Hofstetter [2013] wie folgt ausdrücken:

$$\varphi_{cr} = \frac{1}{2} \cdot \arctan \frac{2 \cdot \tau_{xz,max}}{\sigma_{cp}} \quad (4.36)$$

Setzt man nun die maximal aufnehmbare Schubspannung $\tau_{xz,max}$ nach Gleichung 4.5 ein, so ergibt sich die Richtung der Schubrisse φ_{cr} zu:

$$\varphi_{cr} = \frac{1}{2} \cdot \arctan \frac{2 \cdot \sqrt{\left(\frac{1,6 \cdot f_{ct} - 0,2 \cdot f_c^{\frac{1}{3}} \cdot f_{ct} + \frac{\sigma_{cp}}{2} \cdot \left(\frac{0,6}{f_c} \cdot f_{ct} - 1 \right) \right)^2 - \left(\frac{\sigma_{cp}}{2} \right)^2}{1 + \frac{0,6}{f_c} \cdot f_{ct}}}{\sigma_{cp}} \quad (4.37)$$

Der Annahme einer konstanten Neigung der Diagonalrisse φ_{cr} liegt zugrunde, dass sowohl der Druck- als auch der Zuggurt infolge der Schubrissbildung ungerissen bleiben und eine Schubrotation daher weitgehend verhindert wird. Es wird somit vereinfacht vorausgesetzt, dass die Querkraftbewehrung bis zum Erreichen der Fließspannung f_{yw} entlang des Schubrisses mit der Länge $(d - h_{fc}) \cdot \cot \varphi_{cr}$ aktiviert werden kann. Das Tragvermögen der Bügelbewehrung $V_{R,s}$ errechnet sich somit zu:

$$V_{R,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot (d - h_{fc}) \cdot f_{yw} \cdot \cot \varphi_{cr} \quad (4.38)$$

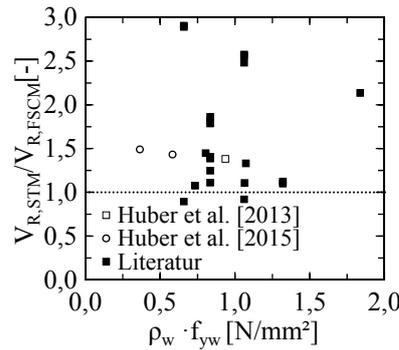


Abbildung 4.14: Verhältnis zwischen dem experimentell erzieltem und dem errechneten Querkraftwiderstand $V_{STM}/V_{R,FSCM}$ für den unter Biegung ungerissenen Bereich ST.

Abbildung 4.13 zeigt die grundlegenden Annahmen für den Ansatz zur Bestimmung des Querkraftwiderstands V_{cc} , welcher auf die Ausbildung eines Sprengwerks zurückgeführt werden kann. Nach einer linear elastischen Berechnung auf Basis eines ungerissenen Zustands können die Spannungsverläufe in der Auflagerachse ($x = 0$) sowie an der Stelle x_{cr} errechnet werden, an der das theoretische Biegemoment M_{cr} überschritten ist. Unter Berücksichtigung der Querschnittsgeometrie ergeben sich somit die resultierenden Druckkräfte F_c sowie deren Angriffspunkte z_{F_c} . Unter Zugrundelegung eines gerade verlaufenden Sprengwerks im Bereich zwischen $x = 0$ und $x = x_{cr}$ ergibt sich dessen Neigung somit zu:

$$\alpha_{cc} = \arctan\left(\frac{z_{F_c}(x = 0) - z_{F_c}(x = x_{cr})}{x_{cr}}\right) \quad (4.39)$$

Da sich die resultierenden Druckkräfte im Schnitt $x = 0$ sowie $x = x_{cr}$ unterscheiden, wird für die Berechnung des Sprengwerkanteils V_{cc} vereinfacht der Schnitt in der Auflagerachse $x = 0$ herangezogen. Die Vertikalkomponente des Druckgurts V_{cc} ergibt sich somit zu:

$$V_{cc} = F_c(x = 0) \cdot \sin \alpha_{cc} \quad (4.40)$$

Für eine Beurteilung der Vorhersagequalität des in diesem Abschnitt gezeigten Ansatzes fehlt leider eine ausreichende Datenbasis, da ein reines Schubzugversagen in den zur Verfügung stehenden Versuchsreihen [Reineck et al., 2012; Nakamura et al., 2013] nicht eindeutig festzustellen war. Bei Anwendung der in Abschnitt 4.3.7 angeführten Versuche, welche infolge eines kritischen Biegeschubrisses versagten, kann der Ansatz auf Basis der Sprengwerkwirkung lediglich mit der nach dem FSC-Modell ermittelten Querkrafttragfähigkeit $V_{R,FSCM}$ verglichen werden. Es kann somit gezeigt werden, dass der Schubwiderstand im Bereich ST über jenen im Bereich FS liegt und das Versagen somit nicht aufgrund eines reinen Schubrisses zu erwarten ist. Für die Auswertung werden nur jene Versuche herangezogen, bei welchen die maximale Hauptzugspannung $\sigma_{1,max}$ im Steg die effektive Zugfestigkeit $f_{ct,eff}$ überschreitet (siehe Abschnitt 4.4.1). Abbildung 4.14 illustriert das Verhältnis zwischen dem nach FSC- und nach dem ST-Modell ermittelten Querkraftwiderstand $V_{R,STM}/V_{R,FSCM}$. Lediglich bei zwei Versuchsbalken von Regan

[1971] ergab das ST-Modell ein minimal geringeres Tragvermögen als nach dem FSC-Ansatz. Dies ist auf die geringe eingebrachte Spannkraft P zurückzuführen, welche die resultierende Kraft im Druckgurt F_c maßgebend bestimmt. Bei üblichen Vorspanngraden liefert die Vertikalkomponente des Sprengwerks V_{cc} einen beträchtlichen Querkrafttraganteil, welcher im Bereich ST zu einem deutlich höheren Querkraftwiderstand als in der unter Biegung gerissenen Zone FS führt.

4.5 Überführung in ein vereinfachtes Nachweiskonzept

4.5.1 Vereinfachtes Modell für den Bereich FS

Während das Berechnungsmodell für die Bereiche UN und ST auf einem einfachen analytischen Formelapparat basiert, muss die Ermittlung der Schubtragfähigkeit im Bereich FS für das in Abschnitt 4.3 hergeleitete Querkraftmodell auch bei bekannten Schnittgrößen M_{Ed} , V_{Ed} und N_{Ed} iterativ erfolgen, da der Nachweisschnitt x_{krit} a priori nicht bekannt ist. Darüber hinaus ist der Berechnungsablauf zu aufwendig, um dem eines ingenieurmäßigen Nachweiskonzepts gerecht zu werden. Deshalb werden die nachfolgenden Vereinfachungen vorgenommen (Simplified FSC-Modell):

- Der Risswinkel θ_{cr} hängt von der Dehnung des Zuggurtes $\varepsilon_{x,tc}$ ab (siehe Gleichung 4.24). Ein höherer Querkraftbewehrungsgrad ρ_w führt somit zu einem höheren Belastungsniveau, was sich in einem Rissbild mit steileren Rissen äußert, wodurch wiederum eine geringere Anzahl an Bügelelementen aktiviert werden kann. Im Falle geringer Schubbewehrungsgrade $\rho_w \leq 5 \cdot \rho_{w,min,EC2}$ kann diese Abhängigkeit vernachlässigt und mit einem konstanten Risswinkel θ_{cr} gerechnet werden, wodurch die Abhängigkeit von der Zuggurtdehnung $\varepsilon_{x,tc}$ wegfällt. Der Risswinkel θ_{cr} wird somit vereinfacht mit $26,5^\circ$ ($\cot \theta_{cr} = 2,0$) angenommen.
- Um die iterative Berechnung zu vermeiden, wird die Vereinfachung vorgenommen, dass die Druckzonenhöhe c für die Bestimmung des Kontrollschnitts x_{krit} in Gleichung 4.31 durch die Obergurthöhe h_{fc} ersetzt wird. In Kombination mit dem konstanten Risswinkel θ_{cr} ergibt sich die Nachweisstelle x_{krit} somit zu:

$$x_{krit} = x_{cr} + (d_s - h_{fc}) \quad (4.41)$$

mit der Stelle x_{cr} , an der das theoretische Biegerissmoment M_{cr} überschritten ist. Der Berechnung wird zudem der 5%-Quantilwert der Zugfestigkeit $f_{ctk,0.05}$ zugrunde gelegt.

- Die Zunahme der Dehnung der Spannglieder infolge Biegung und der daraus resultierenden Vergrößerung der Vertikalkomponente der Vorspannkraft ΔV_p (siehe Gleichung 4.29) wird vernachlässigt.

Mit den getroffenen Vereinfachungen kann die Berechnung bei bekannten Schnittgrößen ohne Iteration erfolgen. Für die Nachrechnung von Versuchsdaten ist hingegen weiterhin

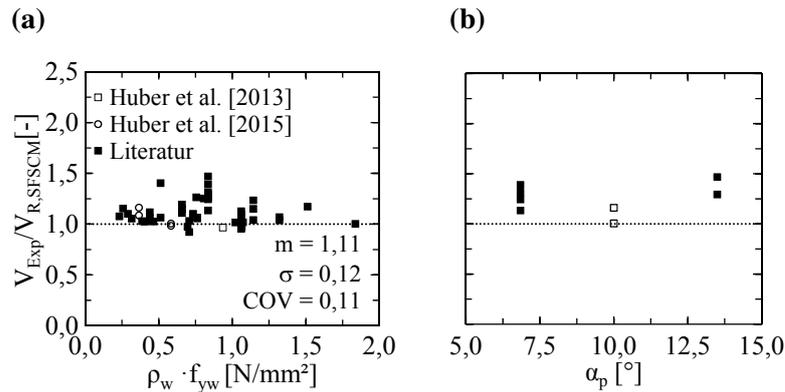


Abbildung 4.15: Verhältnis zwischen der experimentell erzielten und der nach dem vereinfachten Ansatz (SFSCM) ermittelten Querkrafttragfähigkeit $V_{Exp}/V_{R,SFSCM}$ in Abhängigkeit verschiedener Einflussparameter anhand von 50 Schubversuchen: (a) Querkraftbewehrungsgrad multipliziert mit der Fließspannung $\rho_w \cdot f_{yw}$; (b) Neigung der Spannglieder α_p .

eine iterative Ermittlung notwendig, da das Tragvermögen der Druckzone $V_{R,cz}$ vom Belastungszustand abhängig ist und dieser zu Beginn unbekannt ist. Die Berechnung muss daher solange wiederholt werden bis die Querkrafttragfähigkeit $V_{R,SFSCM}$ mit dem anfänglichen Biegemoment M_{ini} im Gleichgewicht steht (siehe iterativer Berechnungsablauf in Abbildung 4.6). Abbildung 4.15 zeigt das Verhältnis zwischen der experimentell erzielten und der nach dem vorgeschlagenen Ansatz (SFSCM) ermittelten Querkrafttragfähigkeit $V_{Exp}/V_{R,SFSCM}$ in Abhängigkeit der durch die Vereinfachung betroffenen Einflussparameter. Im Vergleich mit dem ursprünglichen Modell (FSCM) erhöhte sich der Mittelwert minimal auf 1,11 sowie der Variationskoeffizient auf 11%. Dies kann vorrangig darauf zurückgeführt werden, dass die Spannkraftzunahme ΔV_p nicht berücksichtigt wurde (siehe Abbildung 4.15 (b)). Der konstante Risswinkel θ_{cr} nimmt gerade bei Spannbetonbalken mit geringem Schubbewehrungsgrad ρ_w nur einen sehr geringen Einfluss ein, da eine Veränderung der Neigung nur eine minimale Änderung des Traganteils der Bügelbewehrung $V_{R,s}$ zur Folge hat (siehe Abbildung 4.15 (a)).

4.5.2 Nachweiskonzept

Das im Abschnitt 4.3 abgeleitete Berechnungsverfahren konnte eine gute Übereinstimmung mit den eigenen und den aus der Literatur entnommenen Versuchsergebnissen erzielen. Um nun dem geforderten Zuverlässigkeitsniveau nach ÖN EN 1990 [2013] gerecht zu werden, ist das Ziel dieses Unterabschnitts, die für die einzelnen Bereiche (siehe Abschnitt 4.2) hergeleiteten Modelle in ein Eurocode-konformes Nachweiskonzept umzuformen.

Der Hauptzugspannungsnachweis im ungerissenen Bereich UN sowie das Tragvermögen der Druckzone $V_{R,cz}$ im unter Biegung gerissenen Bereich FS werden maßgebend vom biaxialen Spannungszustand beeinflusst. Das in dieser Arbeit neuartige biaxiale

Versagenkriterium (siehe Gleichung 4.2) ergibt sich nach dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept zu:

$$f_{ctd,eff} = \left(1,6 - 0,2 \cdot f_{ck}^{1/3} + 0,6 \cdot \frac{\sigma_{2,Ed,i}}{f_{ck}} \right) \cdot f_{ctd} \leq f_{ctd} \quad (4.42)$$

mit der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} und dem Designwert der Zugfestigkeit f_{ctd} nach ÖN EN 1992-1-1 [2011] und ÖN B 1992-1-1 [2011]:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} \quad (4.43)$$

mit dem Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen $\alpha_{ct} = 1,0$ und dem Teilsicherheitsbeiwert für die Materialseite $\gamma_c = 1,5$.

Nachfolgend werden jene Gleichungen angegeben, welche sich aufgrund der Umformung in ein semiprobabilistisches Sicherheitskonzept verändern. Ansonsten behalten die in Abschnitt 4.3 und 4.4 angeführten Annahmen und Hinweise sowie die in 4.5 getätigten Vereinfachungen ihre Gültigkeit.

4.5.2.1 Hauptzugspannungsnachweis im Bereich UN

Der Hauptzugspannungsnachweis im überdrückten Bereich gilt als erfüllt, wenn die maximale Hauptzugspannung $\sigma_{1,max}$, welche in der maßgebenden Höhenlage zu bestimmen ist, im Kontrollschnitt unterhalb der effektiven Zugfestigkeit $f_{ctd,eff}$ (siehe Gleichung 4.42) bleibt:

$$\sigma_{1,Ed,i} \leq f_{ctd,eff} \quad (4.44)$$

Der Kontrollschnitt liegt dabei im Schnittpunkt zwischen der linear elastischen Schwerpunktschwerachse und einer von der Auflagerkante im Winkel von 45° geneigten Linie (siehe Abbildung 4.11). Bei Durchlaufsystemen muss der Nachweis im Bereich des Momentennullpunkts kontrolliert werden. Bei Überschreitung der effektiven Zugfestigkeit $f_{ctd,eff}$ ist der Nachweis auf Basis der geneigten Druckgurtkraft zu führen.

4.5.2.2 Nachweismodell im Bereich ST

Die Rissneigung φ_{cr} wird nach Gleichung 4.37 auf Basis der mittleren Zugfestigkeit f_{ctm} sowie der charakteristischen Druckfestigkeit f_{ck} ermittelt. Der Traganteil der Bügelbewehrung $V_{Rd,s}$ errechnet sich zu:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot (d - h_{fc}) \cdot f_{ywd} \cdot \cot \varphi_{cr} \quad (4.45)$$

Für die Bestimmung der Tragkapazität des geneigten Druckgurts wird die resultierende Druckkraft F_c vereinfacht mit der hinter der Auflagerachse verankerten Spannkraft P gleichgesetzt. Die Vertikalkomponente des Sprengwerks V_{cc} kann somit wie folgt berechnet werden:

$$V_{cc} = P \cdot \sin \alpha_{cc} \quad (4.46)$$

Die Berechnung der Neigung des Druckgurts α_{cc} erfolgt auf Basis einer linear elastischen Berechnung der Spannungsverläufe auf Grundlage der Bemessungsschnittgrößen. Der Nachweis ist dabei an derselben Stelle wie für den Hauptzugspannungsnachweis zu führen. Der Querkraftwiderstand $V_{Rd,ST}$, welcher aus den einzelnen Traganteilen besteht, ist der einwirkenden Querkraft V_{Ed} im Kontrollschnitt gegenüberzustellen. Der Nachweis gilt als erbracht, wenn folgende Bedingung eingehalten ist:

$$V_{Rd,ST} = V_{Rd,s} + V_{cc} + V_{P,0} \geq V_{Ed} \quad (4.47)$$

4.5.2.3 SFSC-Modell im Bereich FS

Die Querkrafttragfähigkeit der Querkraftbewehrung im Bereich FS ergibt sich für senkrecht verlegte Bügel im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu:

$$V_{Rd,s} = 2 \cdot \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot (d_s - c) \cdot f_{ywd} \quad (4.48)$$

mit dem Bemessungswert der Fließspannung der Bügelbewehrung $f_{ywd} = f_{ywk}/\gamma_s$ mit $\gamma_s = 1,15$.

Das Tragvermögen der Druckzone $V_{Rd,cz}$ wird auf Basis des in Gleichung 4.42 angeführten biaxialen Versagenskriteriums auf Bemessungsniveau wie folgt errechnet:

$$V_{Rd,cz} = \frac{2}{3} \cdot b_{v,eff} \cdot c \cdot \sqrt{\left(\frac{1,6 \cdot f_{ctd} - 0,2 \cdot f_{ck}^{\frac{1}{3}} \cdot f_{ctd} + \frac{\sigma_{x,Ed}}{2} \cdot \left(\frac{0,6}{f_{ck}} \cdot f_{ctd} - 1 \right)}{1 + \frac{0,6}{f_{ck}} \cdot f_{ctd}} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{2} \right)^2} \quad (4.49)$$

mit der Normalspannung $\sigma_{x,Ed}$ auf halber Höhe der Druckzone ($c/2$) im Grenzzustand der Tragfähigkeit:

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{-\frac{M_{Ed}}{z} + N_{Ed} \cdot \frac{z_u}{z} + \sum P_{x,i} \cdot \frac{e_{p,i} - z_u}{z}}{b_{fc} \cdot c} \quad (4.50)$$

Die Querkrafttragfähigkeit im Bereich FS kann nachgewiesen werden, wenn nachfolgende Bedingung erfüllt ist:

$$V_{Rd,FS} = V_{Rd,s} + V_{Rd,cz} + V_{P,0} \geq V_{Ed} \quad (4.51)$$

Für das FSCS-Modell konnte die Zuverlässigkeitsklasse RC2 nach ÖN EN 1990 [2013] auf Basis probabilistischer Analysen mit einem Zuverlässigkeitsindex $\beta = 3,8$ für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren nachgewiesen werden. Für nähere Details dieser Untersuchungen wird auf den Forschungsbericht von Huber et al. [2015] verwiesen.

4.5.2.4 Berechnungsablauf des in Zonen eingeteilten Nachweiskonzepts

Abbildung 4.16 zeigt den Berechnungsablauf des in Zonen eingeteilten Nachweiskonzepts für die Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit V_R von Spannbetonbalken mit geringem

Schubbewehrungsgrad ρ_w . Der gesamte Formelapparat der Nachweisführung im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist in Anhang D nochmals übersichtlich zusammengefasst. Auf Basis der Schnittgrößen N_{Ed} , M_{Ed} und V_{Ed} ergibt sich die Stelle x_{cr} , an der das theoretische Rissmoment M_{cr} überschritten ist. Im unter Biegung gerissenen Bereich FS ($M_{Ed} \geq M_{cr}$) erfolgt die Nachweisführung auf Grundlage des SFSC-Modells gemäß den Abschnitten 4.3 und 4.5. Im überdrückten Bereich in der Nähe der Endauflager wird in einem ersten Schritt ein Hauptzugspannungsnachweis (siehe Abschnitt 4.4.1) im Zustand I durchgeführt. Während die einwirkende Querkraft bei Einhaltung des Hauptzugspannungsnachweises vom ungerissenen Querschnitt aufgenommen wird, muss bei Überschreitung der effektiven Zugfestigkeit $f_{ctd,eff}$ von einer Schubrissbildung im Steg ausgegangen werden. Die Nachweisführung erfolgt in diesem Bereich basierend auf den Tragmechanismen der Querkraftbewehrung $V_{Rd,s}$, der Vertikalkomponente einer geneigten Spannkraft V_p sowie der Vertikalkomponente des geneigten Druckgurts V_{cc} (siehe ST-Modell in Abschnitt 4.4.2).

4.5.3 Anwendungsgrenzen

Das im Rahmen dieser Arbeit vorgeschlagene Bemessungskonzept unterliegt aufgrund der getroffenen Annahmen sowie nicht untersuchter Versagensmechanismen folgenden Einschränkungen:

- Die Annahme hinsichtlich der Ausbildung eines konstanten Risswinkels θ_{cr} , ist streng genommen nicht korrekt, was sich durch eine potentielle Überschätzung der Tragfähigkeit im Bereich höherer Schubbewehrungsgrade äußert. Der Ansatz sollte daher nur bis zum fünffachen Wert der Mindestschubbewehrung $5 \cdot \rho_{w,min}$ nach ÖN EN 1992-1-1 [2011] bzw. ÖN B 1992-1-1 [2011] herangezogen werden. Bei Anwendung über diesen Grenzwert hinaus, muss die Rissneigung θ_{cr} in Abhängigkeit der Zuggurtdehnung $\varepsilon_{x,tc}$ nach Gleichung 4.24 berechnet werden.
- Bei dünnen Stegen oder bei Stegen mit Spanngliedern mit großen Hüllrohrdurchmessern kann dieser auch infolge der Druck-Zug-Beanspruchung zwischen den Rissen auf Druck versagen (Druckstrebenversagen). Ein hoher Grad an Bügelbewehrung verstärkt diese Problematik. Es wird daher vorgeschlagen, als obere Grenze die Druckstrebentragfähigkeit gemäß Eurocode 2 festzulegen oder auf den von Rupf [2014] vorgeschlagenen EPSF-CS-Ansatz zurückzugreifen. Im Rahmen dieser Arbeit wurde ein Versagen auf schiefen Druck zwischen den Rissen nicht näher untersucht.
- Die grundlegenden Annahmen des SFSC-Modells sind prinzipiell auch für Stahlbetonbalken gültig. Die deutlich ausgeprägtere Rissbildung bei Stahlbetonbalken führt jedoch dazu, dass die Schubsteifigkeit im Schubfeld markant geringer ist. Die daraus resultierenden Gleitungen verletzen daher die Annahme vom Ebenbleiben der Querschnitte noch deutlicher. Dies äußert sich in einer viel weiter obenliegenden Nulllinie, wodurch sich das Tragvermögen der Druckzone signifikant verringert. Um

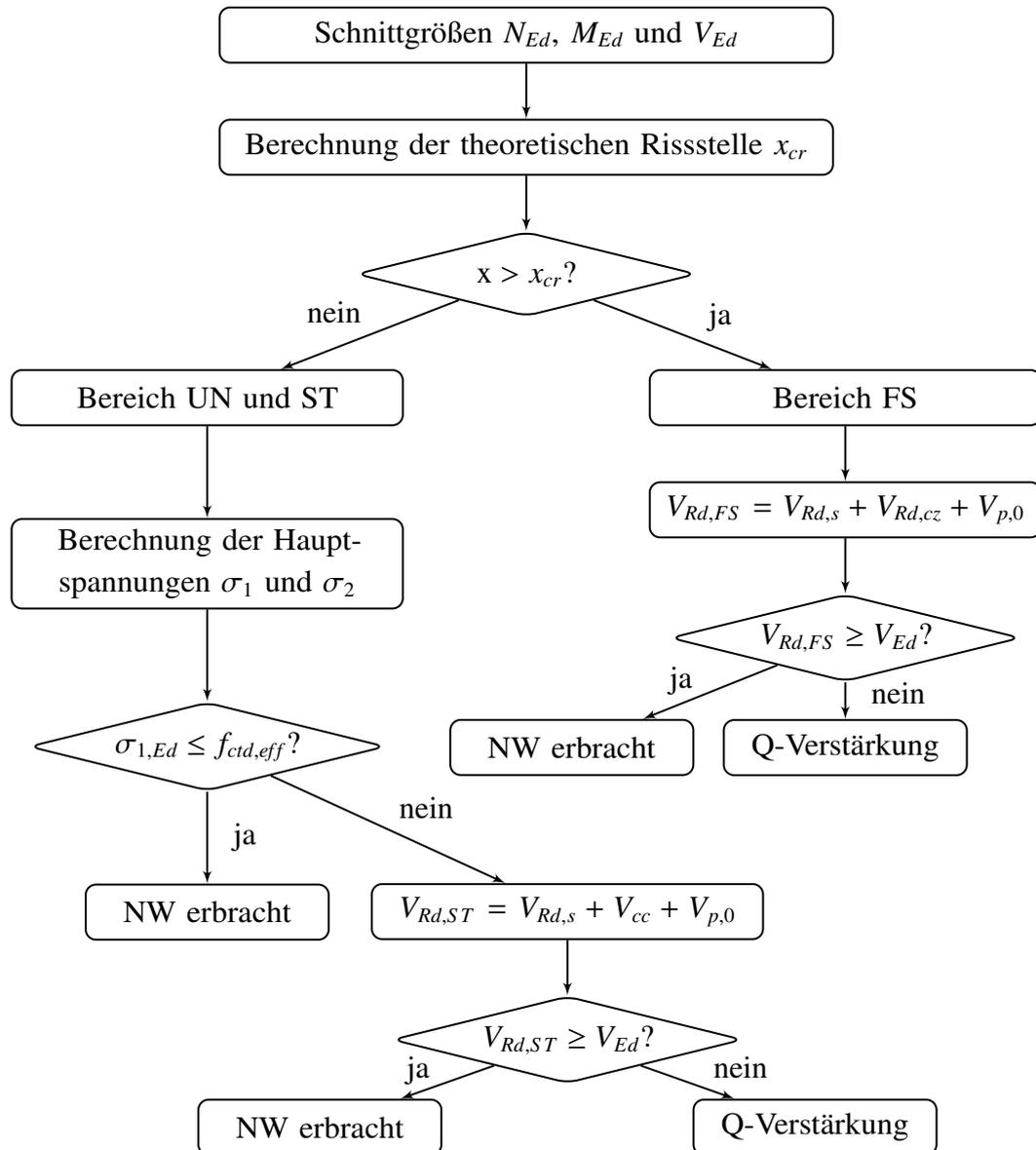


Abbildung 4.16: Berechnungsablauf der in Zonen eingeteilten Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetontägern mit geringer Querkraftbewehrung.

das ingenieurmäßige Nachweismodell für den unter Biegung gerissenen Bereich (Zone FS) auch für Stahlbeton anwenden zu können, müsste die Druckzonenhöhe c modifiziert werden. Da bestehende Stahlbeton-Balkenbrücken in der Regel über eine ausreichende Schubbewehrung verfügen und dadurch in den meisten Fällen kein rechnerisches Defizit in der Querkrafttragfähigkeit aufweisen (siehe Abschnitt 2.1.2.3), wird auf diese Modifikation im Rahmen dieser Arbeit nicht näher eingegangen.

- Der Ansatz für den unter Biegung gerissenen Bereich FS wurde, wie in Abschnitt 4.3 erläutert, anhand von Schubversuchen an einfeldrigen Spannbetonbalken unter punktförmiger Belastung überprüft. Inwieweit der gewählte Ansatz auch für den Stützbereich von Durchlaufsystemen angewendet werden kann, wurde im Zuge dieser Arbeit nicht untersucht, da auf diesem Gebiet derzeit noch keine ausreichende experimentelle Grundlage existiert [Rupf, 2014; Maurer et al., 2014; Gregor und Collins, 1995].
- Übermäßig große Spannkraftverluste, eine freiliegende Querkraftbewehrung und dadurch beginnende Korrosion können sich unter anderem negativ auf die Querkrafttragfähigkeit bestehender Brückentragwerke auswirken. Beim Vorhandensein eines schwerwiegenderen Mangels muss dessen Auswirkung auf die Schubtragfähigkeit ingenieurmäßig beurteilt werden.
- Die im Rahmen dieser Arbeit hergeleiteten Ansätze sind zum jetzigen Zeitpunkt ausschließlich für eine reine Querkraftbeanspruchung ausgelegt. Eine zusätzliche Torsionsbeanspruchung kann die Druckzonenhöhe verringern, was sich wiederum ungünstig auf das Schubtragverhalten auswirkt.

5 Anwendungsbeispiele

5.1 Allgemeines

Im folgenden werden die Ergebnisse der statischen Nachrechnung von zwei Spannbetonbrücken mit geringem Schubbewehrungsgrad ρ_w präsentiert, welche basierend auf der Norm DIN 4227 [1953] bemessen wurden. Die beiden Anwendungsbeispiele werden dabei nach der in der österreichischen Nachrechnungsrichtlinie ONR 24008 [2014] vorgeschlagenen Vorgehensweise beurteilt (siehe Abschnitt 2.1.1). Dabei wird die zweite Stufe herangezogen, bei welcher der Teilsicherheitsfaktor der ständigen Lasten auf $\gamma_g = 1,2$ reduziert werden darf. Das Hauptaugenmerk dieses Kapitels liegt auf der Berechnung des Querkraftwiderstands V_R auf Grundlage der in dieser Arbeit abgeleiteten Berechnungsansätze (siehe Kapitel 4). Die Beurteilung der Tragfähigkeit bezieht sich somit ausschließlich auf die Querkrafttragfähigkeit der Hauptträger mit geringer Schubbewehrung.

5.2 Beispiel 1: Sparchenbachbrücke

5.2.1 Bauwerksbeschreibung und Abmessungen

Die dreistegige, vorgespannte Plattenbalkenbrücke wurde im Jahre 1967 errichtet. Das Einfeldsystem weist eine Stützweite von 39,6 m auf (siehe Abbildung 5.1 (a)) und die Höhe eines Plattenbalkens ergibt sich zu $h = 2,5$ m. Die Dicke der Fahrbahnplatte beträgt 20 cm, wobei diese zu den Balken hin gevoutet ist. Für die Berechnungen wird vereinfacht eine flächenäquivalente mittlere Gurtdicke h_{fc} von 23,4 cm angenommen. Der Steg verfügt über eine Breite b_w von 70 cm, die Obergurtbreite b_{fc} beträgt für einen Randträger 4,78 m. Der Querschnitt entspricht in etwa dem 3,33-fachen der im Abschnitt 3.3 durchgeführten Querkraftversuche an Spannbetonträgern mit geringem Schubbewehrungsgrad ρ_w (siehe Abbildung 5.1 (c)). Die ursprüngliche Querkraftbemessung erfolgte auf Basis eines Hauptzugspannungsnachweises im Bruchzustand nach DIN 4227 [1953]. Während dieser Nachweis für die Randträger erfüllt werden konnte, musste im Mittelträger eine beträchtliche Menge an geneigter Bügelbewehrung zugelegt werden. Da im Mittelträger somit ausreichend Schubbewehrung vorhanden ist, wird die Nachrechnung ausschließlich für den in Abbildung 5.1 (b) dargestellten Randträger durchgeführt. Alle Angaben beziehen sich somit auch auf diesen.

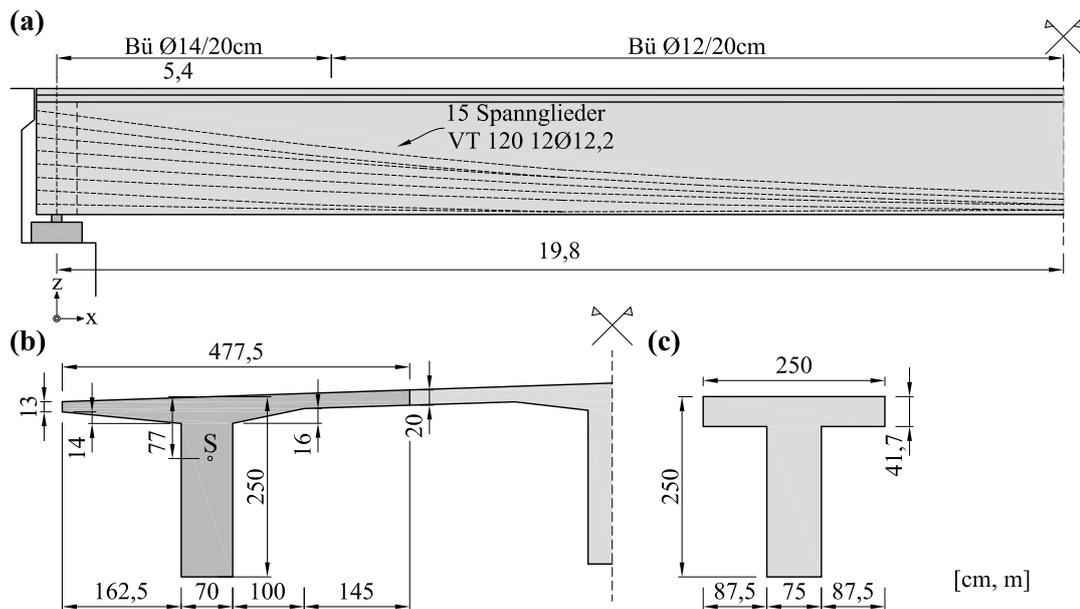


Abbildung 5.1: Sparchenbachbrücke: (a) Statisches System, Details zur Querkraftbewehrung und zum Verlauf der Spannglieder; (b) Plattenbalkenquerschnitt mit Abmessungen (c) Mit Faktor 3,33 skaliertes Spannbetonversuchsbalken aus der eigenen Versuchsreihe.

5.2.2 Materialkennwerte

Tabelle 5.1 fasst die Materialkennwerte der verwendeten Baustoffe zusammen. Das Tragwerk wurde mit einer Betongüte B450 hergestellt. Dies entspricht in Anlehnung an die ONR 24008 [2014] etwa einer Betongüte C30/37 nach ÖN EN 1992-1-1 [2011]. Als Betonstahl wurde ein Rippentorsteel 50 (Klasse IV) verwendet. Als Spannstahl kam zudem ein St135/155 zur Anwendung.

Tabelle 5.1: Materialkennwerte der verwendeten Baustoffe.

Baustoff	f_{ck} [N/mm ²]	f_{ctm} [N/mm ²]	E_{cm} [kN/mm ²]
B450	30,7	2,94	33
Torstahl 50	f_{yk} [N/mm ²]		E_s [kN/mm ²]
	500		200
St 135/155	$f_{p,0.2k}$ [N/mm ²]	f_{pt} [kN/mm ²]	E_p [N/mm ²]
	1.320	1.520	200

5.2.3 Bewehrung und Vorspannung

Die Querkraftbewehrung im unmittelbaren Auflagerbereich besteht aus zweischnittigen Bügeln Ø14/200 mm. Die vorhandene Bügelbewehrung liegt somit oberhalb der Mindest-

schubbewehrung nach ÖN B 1992-1-1 [2011]:

$$\rho_{w,min} = 0,15 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywd}} = 0,10\% < \rho_{w,vorh} = 0,22\%$$

In einer Entfernung von 5,4 m vom Auflager wurde die Bügelbewehrung auf Ø12/200 mm abgestuft (siehe Abbildung 5.1 (a)):

$$\rho_{w,min} = 0,10\% < \rho_{w,vorh} = 0,16\%$$

Es kann somit von einem Bauteil mit geringem Querkraftbewehrungsgrad ρ_w ausgegangen werden. Über die Steghöhe wurde eine Verteilerbewehrung Ø12/200 mm angeordnet. Eine Mindestlängsbewehrung $A_{s,min}$ - wie sie heutzutage bei Spannbetontragwerken zur Erhöhung der Robustheit üblich ist - war damals nicht Stand der Technik. Die in der Zugzone befindliche Längsbewehrung besteht somit nur aus 6 Stäben mit einem Durchmesser von Ø12 ($A_{s,vorh} = 679 \text{ mm}^2$). Die Vorspannung wurde über ein Spannsystem mit nachträglichem Verbund der Firma Vorspann-Technik über 15 Spannglieder eingebracht (VT 120). Ein Spannglied besteht aus 12 Litzen mit je einem Durchmesser von 12,2 mm. Die Spannstahlfläche eines Spannglieds $A_{p,i}$ beträgt somit $14,03 \text{ cm}^2$. Daraus resultiert die gesamte Spannstahlfläche A_p zu $210,4 \text{ cm}^2$. Gemäß Originalstatik wurde eine anfängliche Spannstahlspannung $\sigma_{p,0}$ von 795 N/mm^2 gewählt. Unter der Annahme, dass die sofortigen und zeitabhängigen Spannkraftverluste circa 20% betragen, folgt eine Spannkraft eines Spannglieds P_i zu $892,3 \text{ kN}$. Die gesamte eingebrachte Vorspannung P ergibt sich somit zu $13,38 \text{ MN}$, wodurch eine Normalspannung infolge der Spannkraft σ_{cp} von $-4,94 \text{ N/mm}^2$ resultiert. Der Durchmesser der Metallhüllrohre \varnothing_D beträgt 63 mm. Der Verlauf der Spannglieder ist in Abbildung 5.1 (a) dargestellt.

5.2.4 Statische Nachrechnung

5.2.4.1 Einwirkungsseite

Die Ermittlung der Schnittgrößen erfolgte mit Hilfe eines 3D-FEM Statikprogramms. Die ständigen Lasten wurden dabei gemäß Originalstatik angenommen. Dies beinhaltet das Eigengewicht der Konstruktion sowie die Ausbaulasten aufgrund des Fahrbahnbelags, des Randbalkens, der Geländer sowie des Fahrzeugrückhaltesystems. Die veränderlichen Lasten ergeben sich nach den in ÖN EN 1991-2 [2011] und ÖN B 1991-2 [2011] vorgeschlagenen Verkehrlastmodellen. Im Rahmen dieser Beurteilung wurden das Lastmodell 1 (siehe Abbildung 2.3 (a)), das Sonderfahrzeug 3000/200 (Lastmodell 3) sowie eine Kombination aus dem LM3 und einem abgeminderten LM1 auf den restlichen Fahrstreifen (Schwerfahrzeug kombiniert mit 70 % der Radlasten und 40 % des ständigen Verkehrs nach LM1) angesetzt. Für die einwirkende Querkraft V_{Ed} stellt das Schwerlastfahrzeug mit dem reduzierten Lastmodell 1 die maßgebende Lastkonstellation dar. Nach ÖN EN 1992-2 [2012] ist es zulässig, den Anteil der Querkraft von Einzellasten, welche innerhalb von $2 \cdot d$ vom Auflageranfang an der Bauteiloberseite angreifen, mit einem Reduktionsfaktor $\beta = \frac{a}{2 \cdot d} \leq 0,5$ abzumindern. Von diesem Passus wurde bei auflagnahen Radlasten

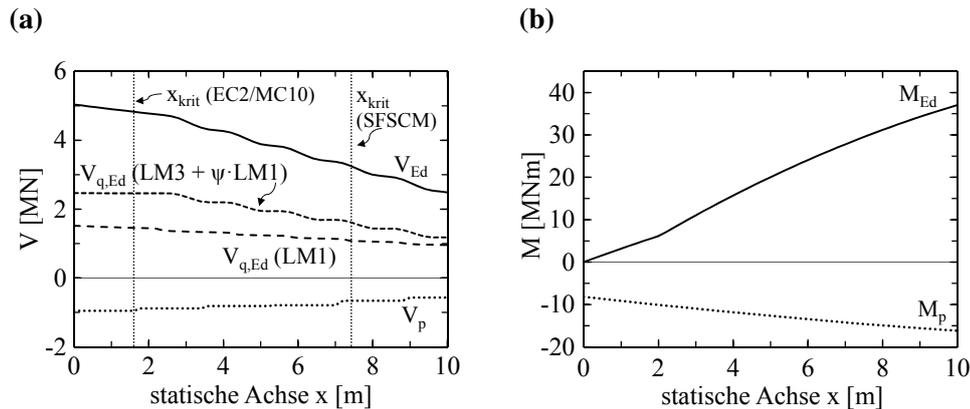


Abbildung 5.2: Sparchenbachbrücke: Schnittgrößen M , V und Kontrollschnitt x_{krit} : (a) Querkraftverlauf infolge der Vorspannung, des LM1, des LM3 inklusive abgemindertem LM1 sowie der maßgebenden Lastfallkombination aus dem Verkehrslastmodell (LM3 und abgemindertem LM1) und den ständigen Lasten; (b) Biegemomentenverlauf infolge der Vorspannung und der maßgebenden Lastfallkombination.

Gebrauch genommen, um den direkten Lastabtrag über eine Druckstrebe miteinzubeziehen. Dies führt in den meisten Fällen dazu, dass sich die maßgebende Laststellung meist vom Auflager entfernt. Darüber hinaus wurde die Querverteilung der Lasten anhand des dreidimensionalen statischen Modells mitberücksichtigt. Die Laststellung wurde somit so gewählt, dass sich der meistbefahrene Fahrstreifen direkt über einem Randträger befindet. Abbildung 5.2 zeigt den Biegemomenten- und Querkraftverlauf für den Lastfall Vorspannung, für die unterschiedlichen Verkehrslastmodelle sowie für die Umhüllende aus ständigen und veränderlichen Lasten.

5.2.4.2 Widerstandsseite

Die Querkrafttragfähigkeit wird neben den in der ONR 24008 [2014] vorgeschlagenen Ansätzen des Eurocode 2 [ÖN EN 1992-2, 2012; ÖN B 1992-2, 2014] und des fib Model Code 2010 [fib, 2013] mit dem im Zuge dieser Arbeit entwickelten Nachweiskonzept ermittelt.

Beurteilung nach ONR 24008

Abbildung 5.3 (b) zeigt einen Vergleich der Querkraftwiderstände V_{Rd} , berechnet nach den oben angeführten Normen, mit der einwirkenden Querkraft V_{Ed} im jeweils festgelegten Nachweisschnitt. Die Vertikalkomponente der Vorspannkraft $V_{P,0}$ wurde dabei auf der Widerstandsseite mitberücksichtigt. Wie zu erwarten, ergibt sich ein deutliches rechnerisches Defizit bei Anwendung des in Österreich anzuwendenden Fachwerkmodells mit variabler Druckstrebenneigung θ [ÖN B 1992-2, 2014]. Dies betrifft in diesem Fall nur den Nachweis der Zugstrebe, da die Druckstrebentragfähigkeit $V_{Rd,max}$ trotz der flach gewählten Druckstrebenneigung θ von $21,8^\circ$ in der Auflagerachse erfüllt werden kann.

Die dritte Näherungsstufe (LoA III) des Querkraftmodells nach fib Model Code 2010 [fib, 2013] erlaubt die Anrechnung eines zusätzlichen Betontraganteils $V_{Rd,c}$, dessen Höhe an den vorherrschenden Dehnungszustand im Steg ε_x sowie an den Ausnutzungsgrad der Druckstrebentragfähigkeit $V_{Ed}/V_{Rd,max}(\theta_{min})$ geknüpft ist. In diesem Fall ergibt sich aufgrund des geringen inneren Hebelarms z im Auflagerbereich und aufgrund der geringen Druckstrebenneigung θ_{min} eine Auslastung der Druckstrebe von über 1, weshalb kein zusätzlicher Querkrafttraganteil des Betons in Rechnung gestellt werden darf. Die Berechnung des Querkraftwiderstands entspricht somit einer Berechnung der zweiten Näherungsstufe (LoA II). Da der Kontrollschnitt im überdrückten Bereich liegt und somit auch die Längsdehnung ε_x negativ ist, ergibt sich die minimale Druckstrebenneigung θ_{min} zu 20° . Trotz des relativ flachen Druckstrebenwinkels des fib Model Code 2010 kann trotzdem kein ausreichendes Querkrafttragvermögen nachgewiesen werden.

Querkrafttragfähigkeit auf Basis des vorgeschlagenen Nachweiskonzeptes

Nachfolgend wird der in Abbildung 4.16 gezeigte Berechnungsablauf des in verschiedenen Zonen eingeteilten Nachweiskonzeptes exemplarisch präsentiert:

Zu Beginn wird überprüft, ob die effektive Zugfestigkeit $f_{ctd,eff}$ (siehe Gleichung 4.42) im Bereich zwischen dem Auflager ($x = 0$) und der Stelle ($x = x_{cr} = 5,2$ m) an der das Rissmoment M_{cr} erreicht wird, die maximale Hauptzugspannung $\sigma_{1,max}$ überschreitet. Da es im vollkommen überdrückten Bereich durchaus vorkommen kann, dass die maximale Hauptzugspannung $\sigma_{1,max}$ auch außerhalb des Schwerpunkts auftritt, muss die Hauptzugspannung auf verschiedenen Querschnittshöhen überprüft werden. Abbildung 5.3 (a) zeigt die berechneten maximalen Hauptzugspannungen $\sigma_{1,max}$ entlang der statischen Achse x . Im Kontrollschnitt $h - z_{c,o} = 1,65$ m kann somit der Hauptzugspannungsnachweis nicht erfüllt werden:

$$\sigma_{1,max} = 1,50 \text{ N/mm}^2 \geq f_{ctd,eff} = 1,17 \text{ N/mm}^2$$

Es muss somit davon ausgegangen werden, dass der Stegbereich infolge der Schubbeanspruchung im Grenzzustand der Tragfähigkeit gerissen ist. In diesem Fall muss zusätzlich nachgewiesen werden, dass die im Riss freiwerdenden Zugspannungen aufgenommen werden können und somit ein sprödes Bauteilver sagen vermieden werden kann. Dazu wird das in Abschnitt 4.4.2 beschriebene Modell angewendet, bei welchem der Ausbildung eines geneigten Druckgurts (Sprengwerk) ein signifikantes Querkrafttragvermögen zugesprochen wird. Wie in Abbildung 5.1 (a) ersichtlich, wurden die Spannglieder im Auflagerbereich sehr weit nach oben geführt, wodurch der Druckgurt relativ flach verläuft. Die angenommene konstante Neigung des Sprengwerks α_{cc} zwischen $x = 0$ und $x = x_{cr}$ beträgt in diesem Fall somit lediglich $11,8^\circ$. Die daraus resultierende Vertikalkomponente des Druckgurts ergibt sich somit zu:

$$V_{cc} = P \cdot \sin \alpha_{cc} = 13,363 \cdot \sin 11,8^\circ = 2,733 \text{ MN}$$

Die Vertikalkomponente der Spannkraft $V_{P,0}$ beträgt im Nachweisschnitt $0,952$ MN. Die

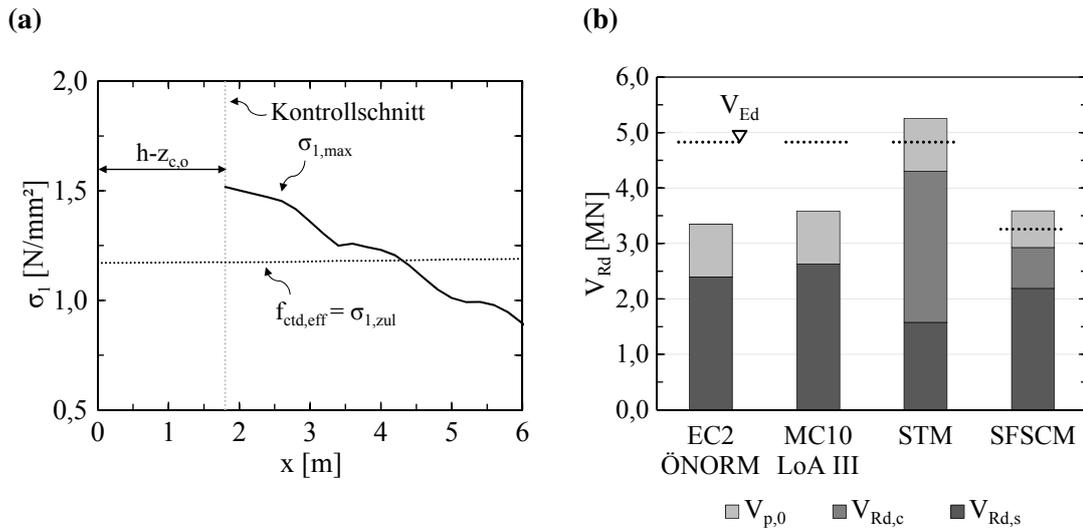


Abbildung 5.3: Sparchenbachbrücke: Nachweis der Querkrafttragfähigkeit: (a) Hauptzugspannungsnachweis im unter Biegung ungerissenen Bereich; (b) Querkraftwiderstand V_{Rd} nach dem normativen Ansätzen (EC2 und MC2010 LoA III) und den im Rahmen dieser Arbeit hergeleiteten Querkraftmodell (STM und SFSCM).

Hauptspannungsrichtung bei Schubrissbildung φ_{cr} ergibt sich im Kontrollschnitt auf Höhe der Schwerachse zu $29,9^\circ$. Somit kann entlang des Schubrisses $(d - h_{fc}) \cdot \cot \varphi_{cr}$ folgender Traganteil der Bügelbewehrung $V_{Rd,s}$ aktiviert werden:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot (d - h_{fc}) \cdot f_{ywd} \cdot \cot \varphi_{cr} = 15,4 \cdot (1,589 - 0,234) \cdot 43,5 \cdot \cot 29,9^\circ \cdot 10^{-3} = 1,578 \text{ MN}$$

Durch Aufsummieren der einzelnen Traganteile kann der Querkraftnachweis im Bereich ST erfüllt werden (siehe Abbildung 5.3 (b)):

$$V_{Rd,ST} = V_{Rd,s} + V_{cc} + V_{p,0} = 1,578 + 2,733 + 0,952 = 5,263 \text{ MN} \geq V_{Ed} = 4,810 \text{ MN}$$

Somit kann nachgewiesen werden, dass der Querkraftwiderstand $V_{Rd,ST}$ im Bereich ST trotz Schubrissbildung ausreicht um die dort wirkende Querkraft V_{Ed} aufzunehmen. Zusätzlich muss in dem unter Biegung gerissenen Bereich FS nachgewiesen werden, dass sich unter der gegebenen Belastung kein kritischer Biegeschubriss ausbildet. Dazu findet das in Abschnitt 4.5 abgeleitete, ingenieurmäßige Querkraftmodell (SFSCM) seine Anwendung. Der Traganteil der vom Biegeschubriss aktivierten Bügelbewehrung $V_{Rd,s}$ errechnet sich nach Gleichung 4.48 zu:

$$\begin{aligned} V_{Rd,s} &= 2 \cdot \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot (d_s - c) \cdot f_{ywd} = \\ &= 2 \cdot 11,3 \cdot (2,460 - 0,234) \cdot 43,5 \cdot 10^{-3} = 2,188 \text{ MN} \end{aligned}$$

Auf Basis des Spannungszustands ($\sigma_{x,Ed} = -13,1 \text{ N/mm}^2$) in der Druckzone lässt sich dessen Querkrafttragvermögen $V_{Rd,cz}$ im Nachweisschnitt $x_{krit} = 7,43 \text{ m}$ unter der gegebenen

Belastung wie folgt berechnen:

$$\begin{aligned} V_{Rd,cz} &= \frac{2}{3} \cdot b_{V,eff} \cdot c \cdot \sqrt{(1,3 - 0,474 \cdot \sigma_{x,Ed})^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{2}\right)^2} = \\ &= \frac{2}{3} \cdot 1,286 \cdot 0,234 \cdot \sqrt{(1,3 - 0,474 \cdot (-13,1))^2 - \left(\frac{-13,1}{2}\right)^2} = 0,737 \text{ MN} \end{aligned}$$

Die Vertikalkomponente aufgrund der geneigten Spannkraft $V_{p,0}$ beträgt an der Stelle x_{krit} 0,663 MN. Der Querkraftwiderstand $V_{Rd,FS}$ für den unter Biegung gerissenen Bereich FS ergibt sich somit zu

$$\begin{aligned} V_{Rd,FS} &= V_{Rd,s} + V_{Rd,cz} + V_{p,0} = \\ &= 2,188 + 0,737 + 0,663 = 3,588 \text{ MN} \geq V_{Ed} = 3,258 \text{ MN} \end{aligned}$$

Während für dieses Brückenobjekt nach einer Beurteilung gemäß ONR 24008 [2014] eine teure und aufwändige Schubverstärkung erforderlich wäre, kann basierend auf dem im Rahmen dieser Arbeit vorgeschlagenen Nachweiskonzept trotz eines geringen Schubbewehrungsgrads eine ausreichende Querkrafttragfähigkeit V_{Rd} bescheinigt werden (siehe Abbildung 5.3 (b)). Die zusätzlichen Tragmechanismen aufgrund des geneigten Druckgurts V_{cc} im Bereich ST sowie das Tragvermögen der ungerissenen Druckzone in der Zone FS $V_{Rd,cz}$ lieferten die fehlende Schubtragfähigkeit zur Erfüllung des Nachweises.

5.3 Beispiel 2: Schwechatbrücke

5.3.1 Bauwerksbeschreibung und Abmessungen

Die im Jahre 1960 gebaute eingleisige Schwechatbrücke besteht aus einem zweistegigen Plattenbalkenquerschnitt mit kurzen Kragplatten. Die einfeldrige vorgespannte Eisenbahnbrücke weist eine Stützweite von 26 m auf (siehe Abbildung 5.4 (a)). Der Querschnitt verfügt über eine veränderliche Höhe, welche zwischen dem Auflager und der Feldmitte von $h = 2,01$ auf 2,25 m ansteigt. Dies entspricht einer Neigung des Druckflansches von etwa 1° . Die Dicke der Druckgurtplatte beträgt 35 cm, wobei diese zu den Balken hin leicht gevoutet ist. Für die Berechnungen wird dies jedoch vernachlässigt. Die Gurtbreite b_{fc} beträgt für den gesamten Querschnitt 4,35 m. Der Steg weist im Feld eine Breite b_w von 65 cm auf und wird im Bereich der Auflager auf 75 cm verbreitert. Die einzelnen Querschnittsabmessungen können außerdem der Abbildung 5.4 (b) entnommen werden. Wie man anhand der Abbildung 5.4 (c) erkennen kann, entspricht der gewählte Querschnitt der im Rahmen dieser Arbeit präsentierten Versuche ziemlich genau einem Maßstab von 1:3 des Brückenquerschnitts.

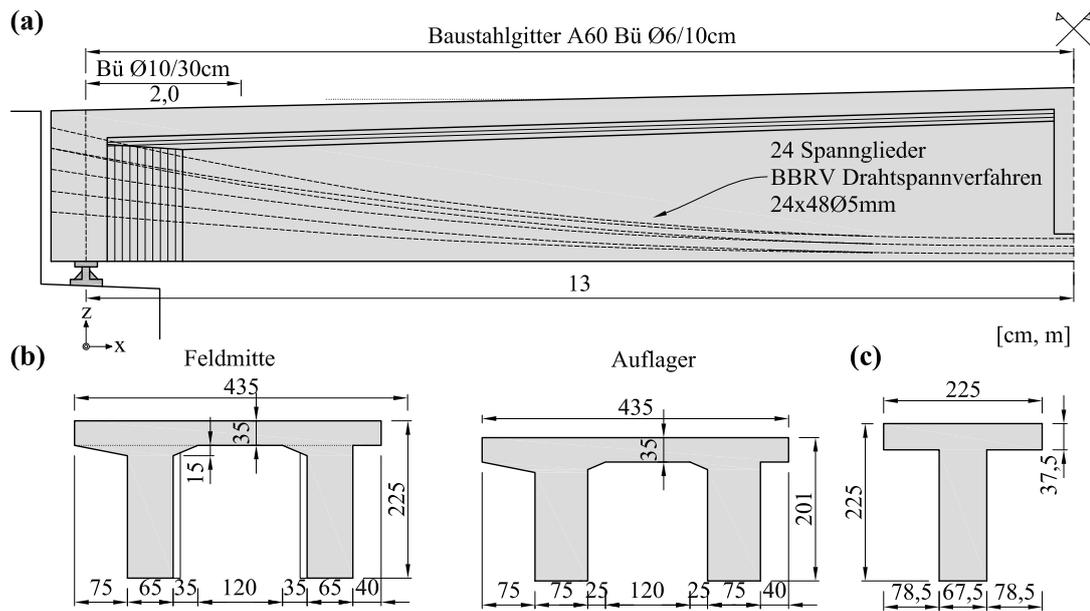


Abbildung 5.4: Schwechatbrücke: (a) Statisches System, Details zur Querkraftbewehrung und zum Verlauf der Spannglieder; (b) Querschnitt in Feldmitte und am Auflager; (c) 3-fach vergrößerter Querschnitt aus der eigenen Versuchsreihe an Spannbetonbalken.

5.3.2 Materialkennwerte

Tabelle 5.2 fasst die Materialkennwerte der verwendeten Baustoffe zusammen. Das Tragwerk wurde mit einer Betongüte B300 hergestellt. Dies entspricht in Anlehnung an die ONR 24008 [2014] etwa einer Betongüte C20/25 nach ÖN EN 1992-1-1 [2011]. Als Betonstahl wurde ein Rippentorsteel 40 (Klasse III) verwendet und als Spannstahl wurde ein $\Delta 100$ ausgewählt.

Tabelle 5.2: Materialkennwerte der verwendeten Baustoffe.

Baustoff	f_{ck} [N/mm ²]	f_{ctm} [N/mm ²]	E_{cm} [kN/mm ²]
B300	17,8	2,05	27
Torstahl 40	f_{yk} [N/mm ²]		E_s [kN/mm ²]
	400		210
$\Delta 100$	$f_{p,0.2k}$ [N/mm ²]	$f_{p,u}$ [kN/mm ²]	E_p [N/mm ²]
	1.470	1.670	195

5.3.3 Bewehrung und Vorspannung

Über die gesamte Trägerlänge wurde eine oben offene Bügelbewehrung aus Betonstahlmatten A60 ($\text{Ø}6/100$ mm) verlegt. Im unmittelbaren Auflagerbereich wurden zusätzlich zweischnittige Bügel $\text{Ø}10/300$ mm angeordnet, welche jedoch vorrangig zur Aufnahme

der Spaltzugkräfte aus dem Einbringen der Spannkkräfte dienen. Der resultierende Querkraftbewehrungsgrad $\rho_{w,vorh}$ nach der Abstufung liegt somit geringfügig unterhalb der geforderten Mindestschubbewehrung nach ÖN B 1992-1-1 [2011]:

$$\rho_{w,min} = 0,15 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywd}} = 0,088\% > \rho_{w,vorh} = 0,087\%$$

Die in der Zugzone befindliche Längsbewehrung besteht somit aus 6 Stäben mit einem Durchmesser von Ø6 ($A_{s,vorh} = 170 \text{ mm}^2$) und kann daher vernachlässigt werden. Die Vorspannung wurde über ein Drahtspannverfahren mit nachträglichem Verbund der Firma BBRV über 12 Spannlieder je Steg eingebracht. Ein Spannlied besteht aus 48 Drähten mit je einem Durchmesser von 5 mm. Die Spannstahlfläche eines Spannlieds $A_{p,i}$ beträgt somit $8,25 \text{ cm}^2$, wodurch sich die gesamte Spannstahlfläche A_p beider Stege zu 198 cm^2 ergibt. Die anfängliche Spannstahlspannung $\sigma_{p,0}$ wurde in Anlehnung an DIN 4227 [1953] zu 1085 N/mm^2 angenommen. Unter der Annahme, dass die sofortigen und zeitabhängigen Spannkraftverluste circa 20% betragen, folgt eine Spannkraft eines Spannlieds P_i zu 716 kN . Die gesamte eingebrachte Vorspannung P ergibt sich für beide Stege somit zu $17,17 \text{ MN}$, wodurch eine Normalspannung infolge der Spannkraft σ_{cp} von $-4,40 \text{ N/mm}^2$ resultiert. Der Verlauf der Spannlieder ist in Abbildung 5.4 (a) dargestellt.

5.3.4 Statische Nachrechnung

5.3.4.1 Einwirkungsseite

Die Ermittlung der Schnittgrößen erfolgte mit Hilfe eines Stabstatikprogramms. Die ständigen Lasten wurden dabei gemäß Originalstatik angenommen. Dies beinhaltet das Eigengewicht der Konstruktion sowie die Ausbaulasten (Schutzbeton, Schotterbett, Gefällebeton, Schienen und Befestigung, Randstreifen und Geländer). Die veränderlichen Lasten wurden nach den in ÖN EN 1991-2 [2011] und ÖN B 1991-2 [2011] geregelten Verkehrlastmodellen gewählt. Im Rahmen dieser Beurteilung wurde das Lastmodell 71 (siehe Abbildung 2.4 (a)) und der Schwerlastwagen (Lastmodell SW/2) untersucht. Während für das den Regelverkehr abdeckende LM71 ein Lastklassenbeiwert α von 1,21 zu berücksichtigen ist, muss dieser nach ÖN EN 1991-2 [2011] für das Lastmodell SW/2 nicht angesetzt werden. Der dynamische Beiwert φ_{dyn} ergibt sich für die Stützweite L von 26 m unter der Voraussetzung sorgfältig unterhaltener Gleise zu 1,11. Abbildung 5.5 zeigt den Biegemomenten- und Querkraftverlauf für den Lastfall Vorspannung sowie für die Umhüllende aus ständigen und veränderlichen Lasten (LM SW/2) sowie den Querkraftverlauf für die unterschiedlichen Verkehrslastmodelle. Für die einwirkende Querkraft V_{Ed} stellt der Schwerlastwagen SW/2 die maßgebende Lastkonstellation dar (siehe Abbildung 5.5 (b)).

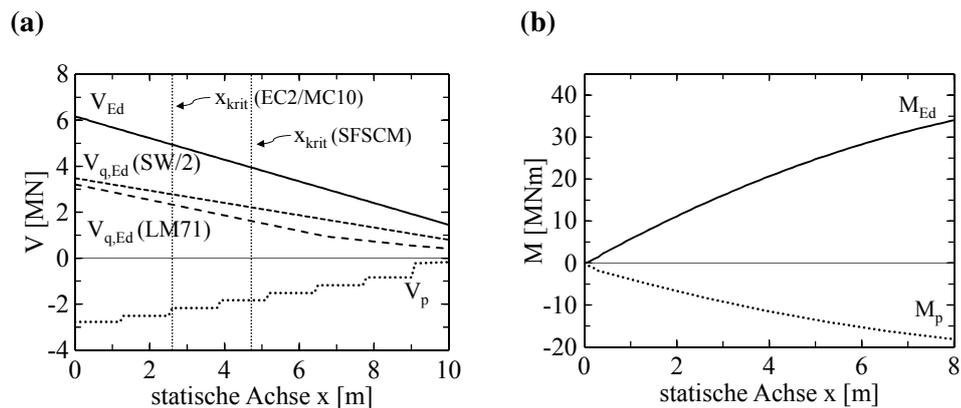


Abbildung 5.5: Schwechatbrücke: Schnittgrößen M , V und Kontrollschnitt x_{krit} : (a) Querkraftverlauf infolge der Vorspannung, des LM71, des LM SW/2 sowie der maßgebenden Lastfallkombination aus dem Verkehrslastmodell (SW/2) und den ständigen Lasten; (b) Biegemomentenverlauf infolge der Vorspannung und der maßgebenden Lastfallkombination.

5.3.4.2 Widerstandsseite

Beurteilung nach ONR 24008

Abbildung 5.6 (b) vergleicht die errechneten Querkraftwiderstände V_{Rd} nach Eurocode 2 [ÖN EN 1992-2, 2012], fib Model Code 2010 [fib, 2013] und nach dem SFSC-Modell mit der einwirkenden Querkraft V_{Ed} im jeweils festgelegten Nachweisschnitt. Für die normativen Ansätze wurde der Nachweisschnitt am Ende der Abstufung der Querkraftbewehrung festgelegt. Die Vertikalkomponente der Vorspannkraft V_{p0} wurde auf der Widerstandsseite angesetzt. Bei Anwendung des Fachwerkmodells mit variabler Druckstrebenneigung θ nach Eurocode 2 zeigt sich ein beträchtliches rechnerisches Defizit in Bezug auf die Querkrafttragfähigkeit der Zugstrebe. Die dritte Näherungsstufe (LoA III) des Querkraftmodells nach fib Model Code 2010 [fib, 2013] erlaubt die Anrechnung eines zusätzlichen Betontraganteils $V_{Rd,c}$, dessen Höhe an den vorherrschenden Dehnungszustand im Steg ε_x sowie an den Ausnutzungsgrad der Druckstrebentragfähigkeit $V_{Ed}/V_{Rd,max}(\theta_{min})$ geknüpft ist. In diesem Fall ergibt sich aufgrund des geringen inneren Hebelarms z im Auflagerbereich und aufgrund der geringen Druckstrebenneigung θ_{min} eine Auslastung der Druckstrebe von knapp unter 1, weshalb der zusätzliche Querkrafttraganteil des Betons $V_{Rd,c}$ sehr gering ausfällt. Da der Kontrollschnitt im überdrückten Bereich liegt und somit die Längsdehnung ε_x auf halber Höhe des inneren Hebelarms z negativ ist, resultiert die minimale Druckstrebenneigung θ_{min} zu 20° . Trotz des relativ flachen Druckstrebenwinkels des fib Model Code 2010 kann kein ausreichendes Querkrafttragvermögen nachgewiesen werden.

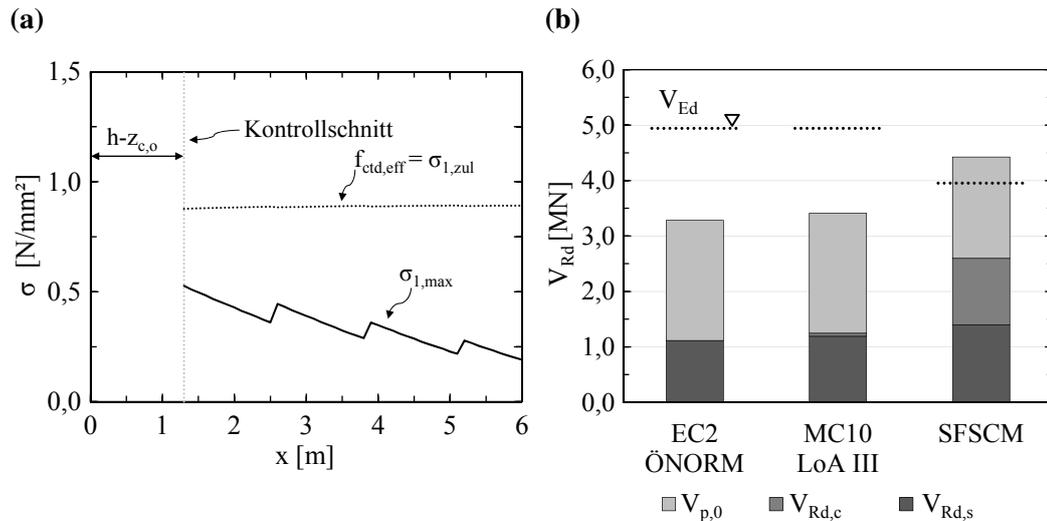


Abbildung 5.6: Schwechatbrücke: Nachweis der Querkrafttragfähigkeit: (a) Hauptzugspannungsnachweis im unter Biegung ungerissenen Bereich; (b) Querkraftwiderstand V_{Rd} nach dem normativen Ansätzen (EC2 und MC2010 LoA III) und den im Rahmen dieser Arbeit hergeleiteten Querkraftmodell (SFSCM).

Querkrafttragfähigkeit auf Basis des vorgeschlagenen Nachweiskonzepts

Nachfolgend wird der in Abbildung 4.16 gezeigte Berechnungsablauf des in verschiedenen Zonen eingeteilten Nachweiskonzepts an diesem vorgespannten Brückentragwerk mit geringen Schubbewehrungsgrad durchgeführt. Die Berechnung bezieht dabei auf beide Stege.

Als erster Schritt wird überprüft, ob die effektive Zugfestigkeit $f_{ctd,eff}$ (siehe Gleichung 4.42) die maximale Hauptzugspannung $\sigma_{1,max}$ im Bereich zwischen dem Auflager ($x = 0$) und der Stelle ($x = x_{cr}$) an der das Rissmoment M_{cr} erreicht wird, überschreitet. Abbildung 5.6 (a) zeigt die berechneten maximalen Hauptzugspannungen $\sigma_{1,max}$ entlang der statischen Achse x . Im Kontrollschnitt $h - z_{c,o} = 1,30$ m kann der Hauptzugspannungsnachweis erfüllt werden:

$$\sigma_{1,max} = 0,53 \text{ N/mm}^2 \leq f_{ctd,eff} = 0,88 \text{ N/mm}^2$$

Es kann somit davon ausgegangen werden, dass der Stegbereich infolge der Schubbeanspruchung ungerissen bleibt und somit keine Querkraftgefährdung von dieser Zone ausgeht. Zusätzlich muss in dem unter Biegung gerissenen Bereich $x_{cr} = 3,0$ m FS nachgewiesen werden, dass sich unter der gegebenen Belastung kein kritischer Biegeschubriss ausbilden kann. Dazu wird das in Abschnitt 4.5 vorgestellte Querkraftmodell (SFSCM) herangezogen. Der Traganteil der vom Biegeschubriss aktivierten Bügelbewehrung $V_{Rd,s}$ errechnet

sich im Kontrollschnitt $x_{krit} = 4,7$ m nach Gleichung 4.48 zu

$$\begin{aligned} V_{Rd,s} &= 2 \cdot \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot (d_s - c) \cdot f_{ywd} = \\ &= 2 \cdot 11,3 \cdot (2,07 - 0,292) \cdot 34,8 \cdot 10^{-3} = 1,398 \text{ MN} \end{aligned}$$

Auf Basis des Spannungszustands ($\sigma_{x,Ed} = -12,8 \text{ N/mm}^2$) in der Druckzone lässt sich dessen Querkrafttragvermögen $V_{Rd,cz}$ im Nachweisschnitt x_{krit} unter der gegebenen Belastung und mit den verwendeten Baustoffen wie folgt berechnen:

$$\begin{aligned} V_{Rd,cz} &= \frac{2}{3} \cdot b_{V,eff} \cdot c \cdot \sqrt{(1 - 0,469 \cdot \sigma_{x,Ed})^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{2}\right)^2} = \\ &= \frac{2}{3} \cdot 2,175 \cdot 0,292 \cdot \sqrt{(1 - 0,469 \cdot (-12,8))^2 - \left(\frac{-12,8}{2}\right)^2} = 1,204 \text{ MN} \end{aligned}$$

Die Vertikalkomponente der Spannkraft $V_{P,0}$ übernimmt aufgrund der starken Neigung des Spannglieds einen beträchtlichen Traganteil von 1,830 MN. Der Querkraftwiderstand $V_{Rd,FS}$ für den unter Biegung gerissenen Bereich FS ergibt sich somit zu schlussendlich zu

$$\begin{aligned} V_{Rd,FS} &= V_{Rd,s} + V_{Rd,cz} + V_{P,0} = \\ &= 1,398 + 1,204 + 1,830 = 4,432 \text{ MN} \geq V_{Ed} = 3,953 \text{ MN} \end{aligned}$$

Während für dieses Brückenobjekt nach einer Beurteilung gemäß ONR 24008 [2014] Verstärkungsmaßnahmen aufgrund eines rechnerischen Defizites in Bereich der Querkrafttragfähigkeit erforderlich wären, kann basierend auf dem im Rahmen dieser Arbeit vorgeschlagenen Nachweiskonzept trotz der äußerst schwach ausgeführten Bügelbewehrung eine ausreichende Querkrafttragfähigkeit V_{Rd} nachgewiesen werden (siehe Abbildung 5.6 (b)).

5.4 Abschließende Beurteilung

Während nach einer Beurteilung nach ONR 24008 [2014] ein deutliches rechnerisches Defizit in der Querkrafttragfähigkeit bei beiden Brückenobjekten (Sparchenbach- und Schwechatbrücke) ausgemacht werden konnte, konnten mit dem im Rahmen dieser Arbeit vorgeschlagenen in unterschiedliche Zonen eingeteilten Nachweiskonzept die notwendigen Nachweise in den jeweiligen Bereichen erbracht werden.

Sparchenbachbrücke

Da die maximale Hauptzugspannung $\sigma_{1,max}$ im Kontrollschnitt x_{krit} die effektive Zugfestigkeit $f_{ctd,eff}$ überschreitet, muss von einer Schubrissbildung im Grenzzustand der Tragfähigkeit ausgegangen werden. Trotz des geringen Querkraftbewehrungsgrads ρ_w konnte auf Basis des dort wirkenden geneigten Druckgurts und der daraus resultierenden Vertikalkomponente V_{cc} eine zusätzliche Tragreserve gefunden werden, welche eine Abtragung der einwirkenden Querkraft V_{Ed} gewährleistet ($\eta_{ST} = V_{Ed}/V_{Rd,ST} = 0,92$).

Darüber hinaus konnte mit Hilfe des in Abschnitt 4.5 präsentierten, vereinfachten Ansatz zur Beschreibung der Tragmechanismen, welche am kritischen Biegeschubriss wirken, die Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,FS}$ im unter Biegung gerissenen Bereich FS nachgewiesen werden ($\eta_{FS} = V_{Ed}/V_{Rd,FS} = 0,91$).

Schwechatbrücke

Aufgrund des gedrunenen Querschnitts bleibt die maximale Hauptzugspannung $\sigma_{1,max}$ bei diesem Brückentragwerk unterhalb des auf Basis eines biaxialen Spannungszustand resultierenden Grenzwerts $f_{ctd,eff}$. Die einwirkende Querkraft V_{Ed} wird dadurch vom ungerissenen Querschnitt aufgenommen. Mit dem SFSC-Modell konnte des Weiteren gezeigt werden, dass sich im unter Biegung gerissenen Bereich FS unter dem gegebenen Belastungsniveau kein kritischer Biegeschubriss ausbildet ($\eta_{FS} = V_{Ed}/V_{Rd,FS} = 0,91$).

6 Zusammenfassung

Die Erhaltung bestehender Brückentragwerke ist zu einem wesentlichen Kerngeschäft der täglichen Ingenieurspraxis herangewachsen, welches in Zukunft noch weiter an Bedeutung gewinnen wird. Neben den visuellen Beobachtungen am Bauwerk stellt eine statische Nachrechnung einen wichtigen Bestandteil einer Neubeurteilung der Tragfähigkeit dar. Aufgrund der geänderten Normensituation sowohl auf der Einwirkungs- als auch auf der Widerstandsseite muss vor allem der Querkrafttragfähigkeit eine tragende Rolle zugesprochen werden. Mit der vorliegenden Arbeit wird daher versucht, zu einem besseren Verständnis des Querkrafttragverhaltens von Stahlbetontragwerken ohne Querkraftbewehrung sowie Stahlbeton- und Spannbetonträgern mit geringem Schubbewehrungsgrad beizutragen. Darüber hinaus wird ein Bemessungskonzept vorgeschlagen, mit welchem der Querkraftwiderstand von bestehenden Spannbetonträgern mit geringem Schubbewehrungsgrad bestimmt werden kann.

Zu Beginn der Arbeit (Abschnitt 2.1) wird auf die historische Entwicklung der wichtigsten nationalen Bemessungsnormen im Brückenbau eingegangen, um somit einen Einblick in die aktuelle Problematik bei der Beurteilung der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit bei bestehenden Brückentragwerken zu erlangen. Auf Basis von vergleichenden Untersuchungen bezüglich der Straßen- und Schienenlasten konnte in Abhängigkeit der Stützweiten eine zum Teil beträchtliche Erhöhung der rechnerischen, einwirkenden Querkraft ausgemacht werden. Im Hinblick auf die Berechnung des normativen Querkraftwiderstands von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen ohne und mit Schubbewehrung konnte anhand einer Parameterstudie gezeigt werden, dass prinzipiell zwei Brückentypen eine potentielle Querkraftgefährdung aufweisen. Dies betrifft zum einen Plattentragwerke (als Haupttragwerke oder als Fahrbahnplatten in Querrichtung) ohne Schubbewehrung, und zum anderen Spannbetonträger mit geringem Querkraftbewehrungsgrad, welche auf Basis eines Hauptzugspannungsnachweises bemessen wurden.

Der zweite Teil von Kapitel 2 (Abschnitt 2.2) widmet sich den theoretischen Grundlagen zur Beschreibung der unterschiedlichen Querkrafttragmechanismen, welche sich im Bruchzustand entlang des kritischen Schubrisses ausbilden können. Ein besonderes Augenmerk wird dabei auf jene Tragmechanismen gelegt, welche maßgebend von der Kinematik des kritischen Diagonalsrisses bestimmt werden. Dazu zählen hauptsächlich die Querkrafttragfähigkeit infolge der Rissverzahnung sowie der rissübergreifender Zugspannungen in der Bruchprozesszone. Dabei werden die bekanntesten Arbeiten kurz vorgestellt und die darin hergeleiteten konstitutiven Gesetze zusammengefasst sowie miteinander verglichen.

Kapitel 3 enthält eine Zusammenfassung der Querkraftversuche an 20 Stahlbeton- und 4 Spannbetonträgern. Die Versuchsreihe an Stahlbetonträgern diente der Untersuchung

des Einflusses der Bauteilhöhe (250 bis 1000 mm), des Querschnittstyps (Rechteck- und T-Querschnitt), der Betongüte (Selbstverdichtender Beton und Normalbeton) sowie des Einflusses eines geringen Querkraftbewehrungsgrads. In Bezug auf die experimentell erzielten Querkraftwiderstände lassen sich dabei folgende Rückschlüsse ziehen:

- Bei den Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung konnte ein signifikanter Einfluss der Bauteilhöhe auf die Schubtragfähigkeit beobachtet werden. Bei Vorhandensein einer bereits sehr geringen Anzahl von Haken oder Bügeln lässt sich der Maßstabseffekt deutlich reduzieren bzw. sogar gänzlich unterdrücken.
- Eine Verbreiterung des Druckgurts auf die doppelte Stegbreite brachte für Bauteile ohne Querkraftbewehrung einen geringfügig größeren Querkraftwiderstand. Die Erhöhung des Schubwiderstands nimmt jedoch mit zunehmender Bauteilhöhe ab. Bei Präsenz einer Querkraftbewehrung lässt sich diesbezüglich keine Tendenz ableiten, da der verbreiterte Druckgurt keine zusätzliche Tragkapazität brachte.
- Eine Verringerung der Druckfestigkeit bei gleichzeitiger Verwendung eines anderen Größtkorndurchmessers resultierte für zwei von drei Balken ohne Schubbewehrung in einer Reduktion des Querkraftwiderstands. Bei Trägern mit geringer Bügelbewehrung konnte bezüglich des Einflusses der Betongüte kein Trend ausgemacht werden.

Die Versuche an Spannbetonträgern verfolgten das Ziel, den Einfluss unterschiedlicher Spannliedführungen sowie sehr geringer Schubbewehrungsgrade auf das Querkrafttragverhalten zu untersuchen. Dabei zeigt sich, dass nach der Schubrissbildung trotz Unterschreitung der normativ festgelegten Mindestquerkraftbewehrung noch eine beträchtliche Laststeigerung verzeichnet werden konnte. Darüber hinaus konnte der positive Effekt geneigter Spannlieder auf die Querkrafttragfähigkeit bestätigt werden.

Neben dem Einsatz konventioneller Messtechnik stand der Fokus in den experimentellen Untersuchungen vorrangig auf dem Einsatz der Nahbereichsphotogrammetrie (dreidimensionale digitale Bildkorrelation). Durch die Anwendung des photogrammetrischen Messsystems war es somit möglich, das Rissöffnungs- und Rissgleitungsverhalten des kritischen Schubrisses kontinuierlich mit einer gewissen Aufnahmefrequenz bis zum Versagen im Schubfeld aufzuzeichnen. Die Messung der Rissuferverschiebungen ist daher von großem Interesse, da sie einen Rückschluss auf jene Tragmechanismen zulässt, welche zum einen direkt an die kinematischen Beziehungen gekoppelt sind und bei welchen zum anderen anerkannte konstitutive Gesetze existieren. Auf Basis der Messungen in Kombination mit den in Abschnitt 2.2 angeführten Materialmodellen sowie des gemessenen Rissverlaufs lassen sich für die einzelnen Querkrafttragmechanismen an den im Rahmen dieser Arbeit getesteten Stahlbetonträgern ohne und mit geringer Schubbewehrung folgende Erkenntnisse ableiten:

- Die gemessene Risskinematik wird wesentlich vom Rissverlauf des kritischen Schubrisses beeinflusst. Je flacher der Risswinkel, desto dominanter wird die Rissöffnung

gegenüber der Rissgleitung.

- Auf Basis der gemessenen Risskinematik und der verfügbaren Rissverzahnungsmodelle muss dem Tragvermögen, welches durch die Verzahnung des gerissenen Betongefüges entsteht, eine wesentliche Rolle beim Abtrag von Querkraften bei Bauteilen ohne Schubbewehrung zugesprochen werden. Aufgrund der ausgeprägteren Rissöffnung bei größeren Bauteilhöhen muss man davon ausgehen, dass der Maßstabeffekt zum Teil in der verminderten Rissverzahnung bei großen Bauteilhöhen begründet ist. Ein anderes Bild bezüglich des Traganteils der Rissreibung konnte hingegen bei Stahlbetonträgern mit geringer Schubbewehrung beobachtet werden. Aufgrund der deutlich größeren Rissöffnung im Vergleich zu Balken ohne Bügelbewehrung spielt die Spannungsübertragung infolge der Verzahnung der Rissflanken nur mehr eine untergeordnete Rolle.
- Die Querkrafttragfähigkeit, welche der Bügelbewehrung zugerechnet werden kann, stellt auch für Balken mit nur einem sehr geringen Schubbewehrungsgrad den größten Traganteil dar. Das Tragvermögen der Bügelbewehrung hängt wesentlich vom Rissverlauf des kritischen Schubrisses ab.
- Die resultierende Querkrafttragfähigkeit aus den rissübergreifenden Zugspannungen in der Bruchprozesszone kann im Speziellen bei Trägern ohne Schubbewehrung und sehr geringen Bauteilhöhen einen nicht zu vernachlässigenden Tragmechanismus darstellen. Je größer das Bauteil, desto größer seine Rissöffnung und desto kürzer jener Bereich, in dem Zugspannungen über Risse hinweg übertragen werden können. Diese Tragwirkung kann somit auch für den Massstabeffekt bei Balken ohne Schubbewehrung verantwortlich gemacht werden. Darüber hinaus liefert diese Tragkapazität auch eine mögliche Erklärung für die vernachlässigbare Rolle des verbreiterten Druckgurts mit zunehmender Bauteilhöhe. Bei Trägern mit geringem Querkraftbewehrungsgrad ist hingegen jener Bereich, bei dem theoretisch rissübergreifende Spannungen auftreten können, aufgrund der größeren Rissweite sehr kurz. Deshalb verliert dieser Traganteil für diesen Tragwerkstyp an Relevanz.
- Die Dübelwirkung der Längsbewehrung übernimmt nur einen geringen Anteil am Abtrag von Querkraften.

Aus der Analyse der gemessenen Risskinematik lassen sich für die Beschreibung des Querkrafttragverhaltens von Spannbetonträgern mit geringem Schubbewehrungsgrad unter punktueller Belastung folgende Erkenntnisse ableiten:

- Die Analyse der gemessenen Verschiebung der Rissufer legt dar, dass die Rissöffnung deutlich größere Werte als die Gleitung annimmt. Somit kann auf Basis der errechneten übertragbaren Spannungen im kritischen Schubriss der Rückschluss gezogen werden, dass die Querkrafttragfähigkeit aufgrund der Rissreibung bei Spannbetonträgern mit geringem Schubbewehrungsgrad vernachlässigt werden kann.

- Der Querkraftwiderstand der Bügelbewehrung, welcher entlang des kritischen Schubrisses aktiviert werden kann, reicht bei weitem nicht aus, um den gesamten Abtrag von Querkraften bei Spannbetonträgern mit geringer Bügelbewehrung zu erklären.
- Die Summe der errechneten Traganteile auf Basis der Risskinematik kann die erzielte Querkrafttragfähigkeit bei weitem nicht widerspiegeln. Dem Ausschlussprinzip folgend kann der Schluss gezogen werden, dass der Querkrafttragfähigkeit der ungerissenen Druckzone im Speziellen bei vorgespannten Trägern mit geringem Schubbewehrungsgrad eine wesentliche Funktion beim Abtrag von Querkraften zugesprochen werden muss.

Die Überprüfung der Bemessungsansätze nach diversen Normenwerken hat anhand der durchgeführten Versuche (siehe Abschnitt 3.5) gezeigt, dass die normativen Modelle für Stahlbetonbauteile ohne und mit geringer Schubbewehrung ausreichend genaue Vorhersagen der experimentellen Querkrafttragfähigkeit erzielen konnten. Bei den Versuchen an Spannbetonträgern mit geringer Verbügelung ergaben sich im Vergleich zur normativen Schubtragfähigkeit hingegen teils beträchtliche Tragreserven, welche im Besonderen mit dem in Österreich anzuwendenden Eurocode 2 nicht wiedergegeben werden können.

Da Spannbetonbrücken bezogen auf die Brückenfläche den größten Anteil am Brückenbestand in Österreich darstellen und diese Tragwerke zudem eine potentielle Querkraftgefährdung aufweisen, wird in Kapitel 4 ein Berechnungsansatz hergeleitet, welcher die Querkrafttragfähigkeit für Spannbetonbalken mit geringem Schubbewehrungsgrad passend wiedergeben kann. Dabei wird ein Konzept neu aufgegriffen, welches die Nachweisführung in verschiedene Bereiche in Abhängigkeit der auftretenden Rissbildung einteilt. Da sich das Querkrafttragverhalten in den einzelnen Zonen grundlegend voneinander unterscheidet, kommt in den maßgebenden Bereichen ein dem jeweiligen Tragverhalten entsprechendes Berechnungsmodell zum Einsatz.

Die Analyse der Traganteile auf Basis der Rissuferverschiebungen hat ergeben, dass ein nicht zu vernachlässigender Anteil der Querkraft auf die Betondruckzone zurückgeführt werden kann. Es wird somit ein Ansatz für den unter Biegung gerissenen Bereich (FSCM) vorgeschlagen, welcher der Druckzone - neben den Traganteilen der Querkraftbewehrung und der Vertikalkomponente infolge einer Spannkraft - einen wesentlichen Tragmechanismus zuspricht. Dem Querkrafttragvermögen des Bereichs oberhalb der Nulllinie liegt die Annahme zugrunde, dass sich der dort wirkende Querkraftwiderstand mit Hilfe der technischen Biegelehre auf Basis eines ungerissenen Querschnitts beschreiben lässt. Die Druckzone ist somit solange imstande Querkräfte zu übertragen bis ein kritischer biaxialer Spannungszustand erreicht ist. Dies erfordert die Formulierung eines passenden biaxialen Versagenskriteriums, welches anhand von Druck-Zug-Versuchen aus der Literatur bestimmt wurde. Ein Vergleich des FSC-Modells (FSCM) mit den eigenen vier sowie mit 46 aus der Literatur entnommenen Versuchsergebnissen konnte zeigen, dass der entwickelte Ansatz die erzielten Querkraftwiderstände sehr gut abbilden kann. Dies kann durch einen Mittelwert von 1,09 und einem Variationskoeffizienten von lediglich 10%

bestätigt werden.

Spannbetontragwerke sind dadurch gekennzeichnet, dass die Biegerissbildung infolge der eingebrachten Spannkraft zu einem deutlich späteren Belastungszeitpunkt eintritt. Daher ist in der Regel ein größerer Bereich des Schubfelds frei von Biegerissen. Es wird daher in jenen Bereich, bei welchen die einaxiale Zugfestigkeit des Betons an der Zugfaser nicht überschritten ist, die Durchführung eines Hauptzugspannungsnachweises für einen ungerissenen Zustand vorgeschlagen. Unterschreitet nun die maximale Hauptzugspannung eine gewisse Grenzspannung, welche wiederum von der Hauptdruckspannung beeinflusst wird, kann davon ausgegangen werden, dass der Stegbereich ungerissen bleibt und somit keine Querkraftgefährdung aufweist.

Bei Überschreitung der zulässigen Hauptzugspannung muss die vorhandene Querkraftbewehrung in der Lage sein, ein sprödes Bauteilversagen infolge der Schrägrissbildung zu verhindern. Dieser überdrückte Bereich in der Nähe der Endauflager sowie auch im Momentennullpunkt bei Durchlaufsystemen ist dadurch gekennzeichnet, dass sich unter gleichmäßiger Belastung ein Druckbogen bzw. bei punktueller Belastung ein Sprengwerk auch bei schlanken Bauteilen ausbilden kann. Aus dem vertikalen Anteil dieses geneigten Druckgurts ergibt sich eine erhebliche Tragkomponente, welche zusätzlich zum Querkrafttraganteil der Bügelbewehrung mitwirkt. Es wird daher ein Ansatz präsentiert, welcher diesen Tragmechanismus ein Querkrafttragvermögen zutraut. Die Neigung der Schubrisse, welche maßgebend für die Aktivierung der Schubbewehrung ist, wird dabei in Abhängigkeit der Hauptspannungsrichtung bei Schubrissbildung bestimmt. Ein Vergleich mit dem FSC-Ansatz konnte zeigen, dass bei den untersuchten Versuchen im unter Biegung gerissenen Bereich eine höhere Querkraftgefährdung als im überdrückten Bereich auftritt.

Durch die Einführung einiger Vereinfachungen kann der teilweise iterative Berechnungsapparat mit seinen unterschiedlichen Querkraftmodellen in ein praxistaugliches und Eurocode-konformes Nachweiskonzept überführt werden. Die statische Nachrechnung von zwei realen Spannbetonbrücken mit geringem Schubbewehrungsgrad in Kapitel 5 zeigt das Potential des hergeleiteten Ansatzes auf. Während eine Beurteilung der Tragfähigkeit nach dem aktuellen Normenstand (Eurocode 2) eine teure und aufwändige Ertüchtigung beider Brückenobjekte ergeben würde, kann die Schubtragfähigkeit auf Basis der im Zuge dieser Arbeit entwickelten Berechnungsmodelle in den maßgebenden Bereichen nachgewiesen werden.

Literaturverzeichnis

ACI 318-11: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary. ACI Committee 318, September **2011**.

ACI Committee 445: 445R-99: Recent approaches to shear design of structural concrete (Reapproved 2009). ACI, **1999**.

Albrecht, C.: Bemessung von Stahlbetondecken mit abgeflachten rotationssymmetrischen Hohlkörpern und ein Beitrag zum besseren Verständnis der Querkrafttragfähigkeit, Technische Universität Kaiserslautern, Dissertation, **2014**.

Bachmann, H. und Thürlimann, B.: Schubbemessung von Balken und Platten aus Stahlbeton, Stahlbeton mit Spannzulagen und Spannbeton. Schweizerische Bauzeitung, 84(33), pp. 583 – 591, **1966a**.

Bachmann, H. und Thürlimann, B.: Schubbemessung von Balken und Platten aus Stahlbeton, Stahlbeton mit Spannzulagen und Spannbeton. Schweizerische Bauzeitung, 84(34), pp. 599 – 606, **1966b**.

Baumann, T. und Rüschi, H.: Versuche zum Studium der Verdübelungswirkung der Biegezugbewehrung eines Stahlbetonbalkens. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 217. Berlin, **1970**.

Bažant, Z. P. und Becq-Giraudon, E.: Statistical prediction of fracture parameters of concrete and implications for choice of testing standard. Cement and concrete research, 32(4), pp. 529–556, **2002**.

Bažant, Z. P. und Gambarova, P. G.: Rough crack models in reinforced concrete. ASCE Journal of Structural Engineering, 106(4), pp. 819–842, **1980**.

Bentz, E. C., Vecchio, F. J. und Collins, M. P.: Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements. ACI Structural Journal, 103(4), pp. 614–624, **2006**.

Bhal, N. S.: Über den Einfluss der Balkenhöhe auf die Schubtragfähigkeit von einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung, Universität Stuttgart, Dissertation, **1967**.

BMV-Richtlinie: Zusätzliche Bestimmungen zu DIN 4227 für Brücken aus Spannbeton. Bundesministerium für Verkehr/Hauptverwaltung der Deutschen Bahn, **1966**.

- BMVBS:** Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, November **2011**.
- Campana, S., Ruiz, M. F., Anastasi, A. und Muttoni, A.:** Analysis of shear-transfer actions on one-way RC members based on measured cracking pattern and failure kinematics. Magazine of Concrete Research, 65(6), pp. 386–404, **2013**.
- Cavagnis, F., Fernández Ruiz, M. und Muttoni, A.:** Shear failures in reinforced concrete members without transverse reinforcement: An analysis of the critical shear crack development on the basis of test results. Engineering Structures, 103, pp. 157–173, **2015**.
- CEB-FIP:** International Recommendations for the design and construction of concrete structures. Cement and Concrete Association, Juni **1970**.
- CEB-FIP:** Comité Euro-Internationale du Béton: CEB-FIP: Model Code for Concrete Structures. **1978**.
- CEB-FIP:** Comité Euro-Internationale du Béton: CEB-FIP Model Code 1990. Thomas Telford, **1990**.
- Cederwall, K., Hedman, O. und Loeberg, A.:** Shear strength of partially prestressed beams with pretensioned reinforcement of high grade deformed bars. ACI Special Publication, 42-9, pp. 215 – 230, **1974**.
- Choi, K.-K., Park, H.-G. und Wight, J. K.:** Unified shear strength model for reinforced concrete beams? Part I: Development. ACI Structural Journal, 104(2), pp. 142–152, **2007**.
- CSA 23.3-04:** Design of concrete structures. Canadian Standard Association, Dezember **2004**.
- Daschner, F. und Kupfer:** Schubkraftübertragung in Rissen von Normal- und Leichtbeton. Bauingenieur, 57, pp. 57 – 60, **1982**.
- De Silva, S., Mutsuyoshi, H., Witchukreangkrai, E. und Takagi, M.:** Experimental study on shear cracking behaviour in I-shaped partially prestressed concrete beams. Transactions of the Japan Concrete Institute, 28(2), pp. 817 – 822, **2006**.
- De Wilder, K., Lava, P., Debruyne, D., Wang, Y., De Roeck, G. und Vandewalle, L.:** Experimental investigation on the shear capacity of prestressed concrete beams using digital image correlation. Engineering Structures, 82, pp. 82–92, **2015**.
- Dei Poli, S., Di Prisco, M. und Ga:** Cover and stirrup effects on the shear response of dowel bar embedded in concrete. ACI Structural Journal, 90(4), pp. 441–450, **1993**.

- DIN 4227:** Spannbeton - Richtlinien für Bemessung und Ausführung. Deutsches Institut für Normung, Oktober **1953**.
- DIN 4227-1:** Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung. Deutsches Institut für Normung, Dezember **1979**.
- DIN EN 1992-1-1/NA:** Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Deutsches Institut für Normung, April **2013**.
- El-Ariss, B.:** Behavior of beams with dowel action. *Engineering Structures*, 29, pp. 899–903, **2006**.
- Falkner, H.:** Zur Frage der Rissbildung durch Eigen- und Zwangspannungen infolge Temperatur in Stahlbetonbauteilen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 208. Berlin, **1969**.
- Fenwick, R. und Paulay, T.:** Mechanisms of shear resistance of concrete beams. *ASCE Journal of Structural Division*, 94(10), pp. 2325–2350, **1968**.
- fib:** Fédération Internationale du Béton: Shear and punching shear in RC and FRC elements. *fib Bulletin* 57, **2010**.
- fib:** Fédération Internationale du Béton: *fib Model Code for Concrete Structures* 2010. Ernst & Sohn, Oktober **2013**.
- fib:** Fédération Internationale du Béton: Bond and anchorage of embedded reinforcement: Background to the *fib Model Code for Concrete Structures* 2010. *fib Bulletin* 72, **2014**.
- Fischer, J.:** Versagensmodell für schubslanke Balken. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 480. Berlin, **1997**.
- Fischer, O., Müller, A., Lechner, T., Wild, M. und Kessner, K.:** Ergebnisse und Erkenntnisse zu durchgeführten Nachrechnungen von Betonbrücken in Deutschland. *Beton- und Stahlbetonbau*, 109(2), pp. 107–122, **2014**.
- Gambarova, P. G. und Karakoç, C.:** A new approach to the analysis of the confinement role in regularly cracking concrete elements. In: *7th Structural Mechanics in Reactor Technology Bd. H*, **1983**, pp. 251–261.
- GOM:** ARAMIS v6.1 und höher. August **2009**.
- Görtz, S.:** Zum Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton, RWTH Aachen, Dissertation, **2004**.

- Goto, Y.:** Cracks formed in concrete around deformed tension bars. *ACI Journal*, 68(4), pp. 244–251, **1971**.
- Gregor, T. und Collins, M. P.:** Tests of large partially prestressed concrete girders. *ACI structural journal*, 92(1), pp. 63 – 72, **1995**.
- Hamadi, Y. und Regan, P.:** Behaviour of normal and lightweight aggregate beams with shear cracks. *The Structural Engineer*, 58B(4), pp. 71–79, **1980**.
- Hampel, T.:** Experimentelle Analyse des Tragverhaltens von Hochleistungsbeton unter mehraxialer Beanspruchung, Technische Universität Dresden, Dissertation, **2006**.
- Hanson, J. und Hulsbos, C.:** Ultimate shear tests of prestressed concrete i-beams under concentrated and uniform loadings. *PCI Journal*, 9(256), pp. 15 – 28, **1964**.
- Hegger, J. und Görtz, S.:** Querkraftmodell für Bauteile aus Normalbeton und Hochleistungsbeton. *Beton-und Stahlbetonbau*, 101(9), pp. 695 – 705, **2006**.
- Hegger, J., Marzahn, G., Teworte, F. und Herbrand, M.:** Zur Anwendung des Hauptzugspannungskriteriums bei der Nachrechnung bestehender Spannbetonbrücken. *Beton-und Stahlbetonbau*, 110(2), pp. 82–95, **2015**.
- Hillerborg, A., Modéer, M. und Petersson, P.:** Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and concrete research*, 6(6), pp. 773–781, **1976**.
- Hillerborg, A.:** Analysis of one single crack. In: *Fracture Mechanics of Concrete*, edited by F.H. Wittmann, **1983**, pp. 223–249.
- Hordijk, D. A.:** Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete, experiments, modelling and analyses. *Heron*, 37(1), **1992**.
- Huber, P., Kollegger, J., Tue, N. V. und Vill, M.:** Ingenieurmodell für Querkraftnachweise und numerische Simulation von kombinierter Querkraft- und Torsionsbeanspruchung. FFG - Verkehrsinfrastrukturforschung 2012. Forschungsbericht, Wien, **2015**.
- Huber, P., Schweighofer, A. und Kollegger:** Shear strength of over 50 years old post-tensioned concrete bridge girders. In: *fib Symposium Tel-Aviv*, **2013**.
- Huber, P., Schweighofer, A., Kollegger, J., Brunner, H. und Karigl, W.:** Vergleich der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit von Bestandsbrücken nach Eurocode 2 und fib Model Code 2010. *Beton-und Stahlbetonbau*, 107(7), pp. 451–462, **2012**.
- Hussein, A. A.:** Behavior of high-strength concrete under biaxial loading conditions, Memorial University of Newfoundland, Dissertation, **2006**.

- Kani, G. N. J.:** The Riddle of Shear Failure and Its Solution. ACI Journal, 61(4), pp. 441–467, **1964**.
- Kani, G. N. J.:** Basic Facts Concerning Shear Failure. ACI Journal, 63(6), pp. 675–692, **1966**.
- Kani, M., Huggins, M. und Wittkopp, R.:** Kani on Shear in Reinforced Concrete. University of Toronto Press. Toronto, **1979**.
- Kautsch, R.:** Beitrag zur Nachweisführung von querkraftbewehrten Stahlbeton- und Spannbetonquerschnitten unter kombinierter Biege- und Schubbeanspruchung auf Grundlage der Erweiterten Technischen Biegelehre, Technische Universität Kaiserslautern, Dissertation, **2010**.
- Kotsovos, M. D.:** Compressive force path concept: basis for reinforced concrete ultimate limit state design. ACI Structural Journal, 85(1), pp. 68–75, **1988**.
- Krauss, R., Heimgartner, E. und Bachmann, H.:** Versuche über den Einfluss geneigter Spannkabel in teilweise vorgespannten Betonbalken. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH. IBK Publikation 6504-6. Zürich, **1973**.
- Krefeld, W. und Thurston, C.:** Contribution of longitudinal steel to shear resistance of reinforced concrete beams. ACI Journal, 63(3), pp. 325–344, **1966**.
- Kuchma, D., Kim, K. S., Nagle, T. J., Sun, S. und Hawkins, N. M.:** Shear tests on high-strength prestressed bulb-tee girders: strengths and key observations. ACI structural Journal, 105(3), pp. 358 – 367, **2008**.
- Kupfer, H.:** Erweiterung der Mörsch'sen Fachwerkanalogie mit Hilfe des Prinzips vom Minimum der Formänderungsarbeit. CEB, Bulletin d'Information, 40, pp. 44–57, **1964**.
- Kupfer, H. B.:** Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 229. Berlin, **1973**.
- Leonhardt, F., Koch, R. und Rostásy, F. S.:** Schubversuche an Spannbetonträgern. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 227. Berlin, **1973**.
- Leonhardt, F. und Walther, R.:** Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit und der oberen Schubspannungsgrenze. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 151. Berlin, **1962**.
- Maas, H.-G.:** Digitale Nahbereichsphotogrammetrie im bautechnischen Versuchswesen. Bautechnik, 89(11), pp. 786–793, **2012**.
- Mang, H. A. und Hofstetter, G.:** Festigkeitslehre. Springer-Verlag, **2013**.

- Marí, A., Bairán, J., Cladera, A., Oller, E. und Ribas, C.:** Shear-flexural strength mechanical model for the design and assessment of reinforced concrete beams. *Structure and Infrastructure Engineering*, (ahead-of-print), pp. 1–21, **2014**.
- Marti, P.:** Verbundverhalten von Spanngliedern mit Kunststoff-Hüllrohren. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH. IBK Publikation SP-001. Zürich, **1994**.
- Marti, P., Alvarez, M., Kaufmann, W. und Sigrist, V.:** Tension chord model for structural concrete. *Structural Engineering International*, 8(4), pp. 287–298, **1998**.
- Martin, H. und Noakowski, P.:** Verbundverhalten von Betonstählen. Untersuchung auf der Grundlage von Ausziehversuchen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 319. Berlin, **1981**.
- Mattock, J. A., Johal, L. und Chow, H.:** Shear transfer in reinforced concrete with moment or tension acting across the shear plane. *PCI Journal*, 20(4), pp. 76–93, **1975**.
- Maurer, R., Gleich, P., Zilch, K. und Dunkelberg, D.:** Querkraftversuch an einem Durchlaufträger aus Spannbeton. *Beton- und Stahlbetonbau*, 109(10), pp. 654–665, **2014**.
- Maurer, R. und Kiziltan, H.:** Zum Einfluss des Druckbogens auf den Querkraftwiderstand von Spannbetonbalken. *Bauingenieur*, 88(4), pp. 165 – 176, **2013**.
- Mörsch, E.:** Der Eisenbetonbau - Seine Theorie und Anwendung. 4. Verlag von Konrad Wittwer, **1912**.
- Müller, A., Jähring, K. G. und Fischer, O.:** Nachrechnung der Donaubrücke Ingolstadt (BAB A9) bis zur Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie. *Beton- und Stahlbetonbau*, 108(9), pp. 603 – 619, **2013**.
- Muttoni, A., Schwarz, J. und Thürlimann, B.:** Design of concrete structures with stress fields. Birkhäuser Verlag, **1997**.
- Muttoni, A.:** Schubfestigkeit und Durchstanzen von Platten ohne Querkraftbewehrung. *Beton - und Stahlbetonbau*, 98(2), pp. 74 – 84, **2003**.
- Muttoni, A., Burdet, O. und Hars, E.:** Effect of duct type on the shear strength of thin webs. *ACI Structural Journal*, 103(5), pp. 729 – 735, **2006**.
- Muttoni, A. und Fernández Ruiz, M.:** Shear strength of members without transverse reinforcement as function of critical shear crack width. *ACI Structural Journal*, 105(2), pp. 163 – 172, **2008**.
- Nakamura, E., Avendaño, A. R. und Bayrak, O.:** Shear database for prestressed concrete members. *ACI Structural Journal*, 110(6), **2013**.

- Nielsen, M., Braestrup, M. und Bach, F.:** Rational analysis of shear in reinforced concrete beams. In: IABSE proceedings Bd. 15, **1978**, pp. 1–16.
- Noakowski, P.:** Nachweisverfahren für Verankerung, Verformung, Zwangsbeanspruchung und Rissbreite. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 394. Berlin, **1988**.
- ÖN B 1991-2:** Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-2 und nationale Ergänzungen. Österreichisches Normungsinstitut, April **2011**.
- ÖN B 1992-1-1:** Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-2, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen. Österreichisches Normungsinstitut, Dezember **2011**.
- ÖN B 1992-2:** Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-2, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen. Österreichisches Normungsinstitut, September **2014**.
- ÖN B 4002:** Straßenbrücken - Berechnung und Ausführung der Tragwerke - allgemeine Grundlagen. Österreichisches Normungsinstitut, November **1964**.
- ÖN B 4003-1:** Eisenbahnbrücken - Berechnung und Ausführung der Tragwerke - allgemeine Grundlagen. Österreichisches Normungsinstitut, Jänner **1956**.
- ÖN B 4200-4:** Stahlbetontragwerke - Berechnung und Ausführung. Österreichisches Normungsinstitut, August **1953**.
- ÖN B 4200-4:** Stahlbetontragwerke - Berechnung und Ausführung. Österreichisches Normungsinstitut, Juni **1957**.
- ÖN B 4200-8:** Stahlbetontragwerke - Berechnung und Ausführung. Österreichisches Normungsinstitut, Mai **1969**.
- ÖN B 4200-8:** Stahlbetontragwerke - Berechnung und Ausführung (I). Österreichisches Normungsinstitut, Oktober **1996**.
- ÖN B 4202:** Berechnung und Ausführung der Tragwerke - Massivbau - Straßenbrücken. Österreichisches Normungsinstitut, März **1958**.
- ÖN B 4202:** Massivbau-Straßenbrücken. Österreichisches Normungsinstitut, März **1975**.
- ÖN B 4203:** Berechnung und Ausführung der Tragwerke; Massivbau; Eisenbahnbrücken. Österreichisches Normungsinstitut, Juli **1963**.

- ÖN B 4250:** Spannbetontragwerke: Berechnung und Ausführung. Österreichisches Normungsinstitut, Juli **1989**.
- ÖN B 4252:** Spannbetontragwerke - Berechnung und Ausführung. Österreichisches Normungsinstitut, Dezember **1975**.
- ÖN B 4253:** Spannbeton-Eisenbahnbrücken - Berechnung und Ausführung. Österreichisches Normungsinstitut, Oktober **1989**.
- ÖN B 4700:** Stahlbetontragwerke - EUROCODE-nahe Berechnung, Bemessung und konstruktive Durchbildung. Österreichisches Normungsinstitut, Juli **1995**.
- ÖN B 4700:** Stahlbetontragwerke - EUROCODE-nahe Berechnung, Bemessung und konstruktive Durchbildung. Österreichisches Normungsinstitut, Juni **2001**.
- ÖN EN 1990:** Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung. Österreichisches Normungsinstitut, März **2013**.
- ÖN EN 1991-2:** Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken (konsolidierte Fassung). Österreichisches Normungsinstitut, März **2011**.
- ÖN EN 1992-1-1:** Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (konsolidierte Fassung). Österreichisches Normungsinstitut, Dezember **2011**.
- ÖN EN 1992-2:** Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln (konsolidierte Fassung). Österreichisches Normungsinstitut, März **2012**.
- ONR 24008:** Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken. Österreichisches Normungsinstitut, März **2014**.
- Paulay, T. und Loeber, P.:** Shear transfer by aggregate interlock. ACI Special Publication, 42-1, **1974**.
- Regan, P.:** Shear in Reinforced Concrete—an experimental study. CIRIA-Report. **1971**.
- Rehm, G.:** Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 138. Berlin : Ernst, **1961**.
- Reineck, K.-H., Kuchma, D. A. und Fitik, B.:** Erweiterte Datenbanken zur Überprüfung der Querkraftbemessung für Konstruktionsbetonbauteile mit und ohne Bügel. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 597. Berlin, **2012**.
- Reineck, K.:** Hintergründe zur Querkraftbemessung in DIN 1045-1 für Bauteile aus Konstruktionsbeton mit Querkraftbewehrung. Bauingenieur, 76(4), pp. 168–179, **2001**.

- RILEM:** Recommendations for the testing and use of construction materials. E & FN Spon (Chapman & Hall), **1994**.
- Ritter, L.:** Der Einfluss von Querkzug auf den Verbund zwischen Beton und Betonstahl, Technischen Universität Dresden, Dissertation, **2013**.
- Ruiz, M. F., Muttoni, A. und Sagaseta, J.:** Shear strength of concrete members without transverse reinforcement: A mechanical approach to consistently account for size and strain effects. *Engineering Structures*, 99, pp. 360–372, **2015**.
- Rupf, M. M.:** Querkraftwiderstand von Stahlbeton- und Spannbetonträgern mittels Spannungsfeldern, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Dissertation, **2014**.
- Sagaseta, J.:** The influence of aggregate fracture on the shear strength of reinforced concrete beams, University of London, Dissertation, **2008**.
- Sato, T., Ishibashi, T., Yamashita, Y. und Takada, S.:** Shear Strength and Failure Mode of Prestressed Concrete Beams. *Transactions of the Japan Concrete Institute*, 9(2), pp. 323 – 328, **1987**.
- Schlaich, J.:** Zum einheitlichen Bemessen von Stahlbetontragwerken. *Beton- und Stahlbetonbau*, 79(4), pp. 89–96, **1984**.
- SIA 262:** Betonbau. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Jänner **2013**.
- Sigrist, V.:** Generalized stress field approach for analysis of beams in shear. *ACI Structural Journal*, 108(4), pp. 479 – 487, **2011**.
- Soroushian, P.:** Behavior of bars in dowel action against concrete cover. *ACI Structural Journal*, 84(2), pp. 170–176, **1987**.
- Syroka-Korol, E. und Tejchman, J.:** Experimental investigations of size effect in reinforced concrete beams failing by shear. *Engineering Structures*, 58, pp. 63–78, **2014**.
- Taylor, H.:** The Fundamental Behavior of Reinforced Concrete Beams in Bending and Shear. American Concrete Institute - Special Publication, SP 42-3, pp. 43–78, **1974**.
- Thürlimann, B.:** Shear strength of reinforced and prestressed concrete. CEB, Bulletin d'Information, 126, pp. 16–38, **1978**.
- Timoshenko, S. und Goodier, J.:** Theory of elasticity. 5. McGraw-Hill, **1951**.
- Trost, H., Cordes, R., Thormählen, U. und Hagen, H.:** Teilweise Vorspannung. Verbundfestigkeit von Spanngliedern und ihre Bedeutung für Rissbildung und Rissbreitenbeschränkung. Teil I. Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichen Verbund, Teil II: Bedeutung von Spanngliedern für Rissbildung und Rissbreitenbeschränkung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 310. Berlin, **1980**.

- Tue, N. V., Ehmman, R. und Tung, N. D.:** Schubversuche an Stahlbetonbalken unterschiedlicher M/V-Kombinationen. *Beton- und Stahlbetonbau*, 110(7), pp. 446–457, **2015**.
- Tureyen, A. K. und Frosch, R. J.:** Concrete shear strength: another perspective. *ACI Structural Journal*, 100(5), pp. 609–615, **2003**.
- Ullner, R.:** Verbundverhalten von Litzenspanngliedern mit nachträglichem Verbund. Bd. 308. vdf Hochschulverlag AG, **2008**.
- Vecchio, F. J. und Collins, M. P.:** Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. *ACI Journal*, 83(2), pp. 219 – 231, **1986**.
- Vill, M., Schweighofer, A. und Kollegger, J.:** Großversuche an Spannbetonbrückenträgern zur Beurteilung des Schubtragverhaltens. *Beton- und Stahlbetonbau*, 107(2), pp. 86–95, **2012**.
- Vill, M., Torghele, H., Brunner, H. und Kollegger, J.:** Zerstörende Belastungsversuche zur Untersuchung des Schubtragverhaltens von vorgespannten Trägern einer Straßenbrücke. *Beton- und Stahlbetonbau*, 106(4), pp. 241–249, **2011**.
- Walraven, J. C.:** Fundamental analysis of aggregate interlock. *ASCE Journal of Structural Division*, 107(11), pp. 2245–2270, **1981**.
- Walraven, J. C.:** Aggregate interlock: A theoretical and experimental analysis, Delft University of Technology, Dissertation, **1980**.
- Walraven, J. C., Vos, E. und Reinhardt, H.:** Experiments on shear transfer in cracks in concrete - Part I: Description of results. Delft University of Technology. 5-79-3. **1979**.
- Walther, R.:** Über die Berechnung der Schubtragfähigkeit von Stahl- und Spannbetonbalken–Schubbruchtheorie. *Beton- und Stahlbetonbau*, 11, pp. 261–271, **1962**.
- Walther, R.:** The ultimate strength of prestressed and conventionally reinforced concrete under the combined action of moment and shear, Lehigh University, Dissertation, **1957**.
- Will, N.:** Zum Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund unter statischer und dynamischer Dauerbeanspruchung, Heft 6, Lehrstuhl und Institut für Massivbau, RWTH, Aachen, Dissertation, **1997**.
- Yang, Y.:** Shear behavior of reinforced concrete members without shear reinforcement, Delft University of Technology, Dissertation, **2014**.
- Yu, Q. und Bažant, Z. P.:** Can stirrups suppress size effect on shear strength of RC beams? *Journal of Structural Engineering*, 137(5), pp. 607–617, **2011**.

Zararis, P. D. und Papadakis, G. C.: Diagonal shear failure and size effect in RC beams without web reinforcement. *Journal of structural engineering*, 127(7), pp. 733–742, **2001**.

Zink, M.: Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung. Springer-Verlag, **2000**.

Zsutty, T. C.: Beam shear strength prediction by analysis of existing data. *ACI Journal*, 65(11), pp. 943 – 951, **1968**.

Zwicky, D. und Vogel, T.: Bruchversuche an ausgebauten Brückenträgern aus Spannbeton. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH. Zürich, **2000**.

A Überprüfung normativer Ansätze

Tabelle A.1: Querkrafttragfähigkeit $V_{R, Norm}$ berechnet nach verschiedenen Normenwerken für die untersuchten Stahlbetonbalken.

Träger	V_{Exp}	$V_{R, EC2}^a$	$V_{R, EC2, AUT}^b$	$V_{R, EC2, GER}$	$V_{R, MC10}$	$V_{R, SIA}$	$V_{R, CSA}$
Stahlbetonträger ohne Querkraftbewehrung							
R250o60	19,6	20,4	-	-	21,9	25,0	21,6
R250o35	16,0	17,7	-	-	19,4	22,1	19,2
R500o60	67,2	70,0	-	-	79,0	81,4	77,1
R500o35	72,4	59,7	-	-	69,7	72,0	68,2
R1000o60	214,5	256,5	-	-	276,7	264,8	264,8
R1000o35	177,1	215,1	-	-	243,4	234,1	235,3
T250o60	23,5	20,4	-	-	20,0	24,9	19,7
T500o60	71,0	70,9	-	-	73,3	82,0	71,3
T1000o60	216,7	251,0	-	-	249,6	258,2	240,5
Stahlbetonträger mit Querkraftbewehrung							
R250m60	26,0	27,4	18,2	27,0	30,2	20,3	35,1
R250m35	29,6	28,3	18,9	25,9	28,8	20,9	33,3
R500m60	83,0	83,3	55,5	95,3	110,1	66,2	129,8
R500m351	105,9	83,3	55,5	90,0	103,9	66,2	121,9
R500m352	109,2	84,9	56,6	89,9	103,5	67,1	121,2
R500m353 ^c	145,1	113,2	75,4	103,5	115,4	83,4	133,0
R1000m60	402,1	323,1	215,4	389,6	461,9	262,4	546,6
R1000m35	383,8	333,1	222,1	344,3	404,5	268,7	472,7
T250m60 ^c	23,3	27,4	18,2	27,0	30,2	20,3	35,1
T500m60	93,5	83,3	55,5	1c95,3	110,1	66,2	129,8
T1000m60	390,4	323,1	215,4	389,6	461,9	262,4	546,6

^a mit $\theta_{min} = 21, 8^\circ$ berechnet

^b mit $\theta_{min} = 31^\circ$ berechnet

^c andere Versagensart

Tabelle A.2: Verhältnis zwischen experimenteller und nach verschiedenen Normen berechneter Querkrafttragfähigkeit $V_{Exp}/V_{R, Norm}$ für die untersuchten Stahlbetonträger.

Träger	Eurocode 2 (2011)	ÖN B 1992-1-1 (2011)	DIN EN 1992-1-1 NAD(2013)	fib MC2010 LoA III	SIA 262 (2013)	CSA 23.3-04 (2004)
Stahlbetonträger ohne Querkraftbewehrung						
R250o60	0,96	-	-	0,89	0,78	0,91
R250o35	0,91	-	-	0,83	0,72	0,83
R500o60	0,96	-	-	0,85	0,83	0,87
R500o35	1,21	-	-	1,04	1,01	1,06
R1000o60	0,84	-	-	0,78	0,81	0,81
R1000o35	0,82	-	-	0,73	0,76	0,75
T250o60	1,15	-	-	1,17	0,94	1,19
T500o60	1,00	-	-	0,97	0,87	1,00
T1000o60	0,86	-	-	0,87	0,84	0,90
m	0,97	-	-	0,90	0,84	0,93
COV	0,13	-	-	0,14	0,10	0,14
Stahlbetonträger mit Querkraftbewehrung						
R250m60	0,95	1,43	0,96	0,86	1,28	0,74
R250m35	1,05	1,57	1,14	1,03	1,42	0,89
R500m60	1,00	1,50	0,87	0,75	1,25	0,64
R500m351	1,27	1,91	1,18	1,02	1,60	0,87
R500m352	1,29	1,93	1,21	1,06	1,63	0,90
R500m353 ^a	1,28	1,92	1,40	1,26	1,74	1,09
R1000m60	1,24	1,87	1,03	0,87	1,53	0,74
R1000m35	1,15	1,73	1,11	0,95	1,43	0,81
T250m60 ^a	0,85	1,28	0,86	0,77	1,15	0,66
T500m60	1,12	1,68	0,98	0,85	1,41	0,72
T1000m60	1,21	1,81	1,00	0,85	1,49	0,71
m	1,14	1,71	1,06	0,91	1,45	0,78
COV	0,10	0,10	0,10	0,11	0,08	0,11

^a aufgrund anderer Versagensart von statistischer Auswertung ausgeschlossen

Tabelle A.3: Querkrafttragfähigkeit V_R berechnet nach verschiedenen Normenwerken für die untersuchten Spannbetonbalken.

Träger	V_{Exp}	$V_{R,EC2}^a$	$V_{R,EC2,AUT}^b$	$V_{R,EC2,GER}$	$V_{R,MC10}$	$V_{R,SIA}$	$V_{R,CSA}$
PC056st	453,2	119,8	120,1	152,1	285,1	131,7	460,4
PC089st	474,8	191,7	175,2	243,6	316,3	210,7	515,6
PC056in	549,0	173,8	167,3	178,2	314,4	193,6	454,7
PC089in	536,8	230,7	211,3	214,7	345,5	262,5	500,3

^a mit $\theta_{min} = 21, 8^\circ$ berechnet

^b mit $\theta_{min} = f(\sigma_s)$ berechnet

Tabelle A.4: Verhältnis zwischen experimenteller und nach verschiedenen Normen berechneter Querkrafttragfähigkeit $V_{Exp}/V_{R,Norm}$ für die untersuchten Spannbetonträger.

Träger	Eurocode 2 (2011)	ÖN B 1992-1-1 (2011)	DIN EN 1992-1-1 NAD(2013)	fib MC2010 LoA III	SIA 262 (2013)	CSA 23.3-04 (2004)
PC056st	3,78	3,77	2,98	1,59	3,44	0,98
PC089st	2,48	2,71	1,95	1,50	2,25	0,92
PC056in	3,16	3,42	3,08	1,75	2,84	1,21
PC089in	2,33	2,62	2,50	1,55	2,05	1,07
m	2,94	3,13	2,63	1,60	2,64	1,05
COV	0,20	0,15	0,17	0,06	0,21	0,10

B Versuche zur Ermittlung der biaxialen Festigkeit

Tabelle B.1: Druck-Zug Versuche zur Bestimmung der biaxialen Festigkeit für unterschiedliche Betongüten nach [Kupfer, 1973; Hussein, 2006; Hampel, 2006].

Literatur	Beton	f_c	$f_{c,biax}$	f_{ct}	$f_{ct,biax}$	σ_2	σ_1	$\sigma_2/f_{c,biax}$	$\sigma_1/f_{ct,biax}$
				N/mm ²				-	-
Hampel, Curbach 2006	1/I	64,7	60,2	4,22	0,0	4,22	0,00	1,00	
		64,7	60,2	4,22	-4,6	2,31	-0,08	0,55	
		64,7	60,2	4,22	-11,9	2,39	-0,20	0,57	
		64,7	60,2	4,22	-18,4	1,84	-0,31	0,44	
		64,7	60,2	4,22	-28,8	1,44	-0,48	0,34	
		64,7	60,2	4,22	-40,6	1,01	-0,68	0,24	
		64,7	60,2	4,22	-60,2	0,00	-1,00	0,00	
	2/I	74,5	69,2	4,88	0,0	4,88	0,00	1,00	
		74,5	69,2	4,88	-3,7	2,94	-0,05	0,60	
		74,5	69,2	4,88	-5,1	2,57	-0,07	0,53	
		74,5	69,2	4,88	-13,8	2,76	-0,20	0,57	
		74,5	69,2	4,88	-21,8	2,18	-0,31	0,45	
		74,5	69,2	4,88	-35,7	1,77	-0,52	0,36	
		74,5	69,2	4,88	-45,7	1,14	-0,66	0,23	
	3/I	94,1	87,4	5,15	0,0	5,15	0,00	1,00	
		94,1	87,4	5,15	-5,8	4,61	-0,07	0,90	
		94,1	87,4	5,15	-6,5	3,26	-0,07	0,63	
		94,1	87,4	5,15	-14,4	2,88	-0,16	0,56	
		94,1	87,4	5,15	-26,2	2,63	-0,30	0,51	
		94,1	87,4	5,15	-33,4	1,67	-0,38	0,32	
		94,1	87,4	5,15	-49,8	1,25	-0,57	0,24	
Kupfer 1973	1	19,7	18,7	1,96	0,0	1,96	0,00	1,00	
		19,7	18,7	1,96	-8,1	1,64	-0,43	0,84	

Tabelle B.1: Druck-Zug Versuche zur Bestimmung der biachsialen Festigkeit für unterschiedliche Betongüten nach [Kupfer, 1973; Hussein, 2006; Hampel, 2006] (Fortsetzung).

Literatur	Beton	f_c	$f_{c,bi}$	f_{ct}	$f_{ct,bi}$	σ_2	σ_1	$\sigma_2/f_{c,bi}$	$\sigma_1/f_{ct,bi}$	
		N/mm ²						-	-	
Kupfer 1973	1	19,7	18,7		1,96	-13,6	1,40	-0,73	0,72	
		19,7	18,7		1,96	-16,2	1,13	-0,86	0,58	
		19,7	18,7		1,96	-17,7	0,92	-0,94	0,47	
		19,7	18,7		1,96	-18,7	0,00	-1,00	0,00	
	2	32,1	30,5		2,79	0,0	2,79	0,00	1,00	
		32,1	30,5		2,79	-11,2	2,26	-0,37	0,81	
		32,1	30,5		2,79	-18,8	1,94	-0,62	0,70	
		32,1	30,5		2,79	-23,5	1,65	-0,77	0,59	
		32,1	30,5		2,79	-26,0	1,35	-0,85	0,49	
		32,1	30,5		2,79	-30,5	0,00	-1,00	0,00	
	3	61,3	58,3		5,12	0,0	5,12	0,00	1,00	
		61,3	58,3		5,12	-16,9	3,41	-0,29	0,67	
		61,3	58,3		5,12	-25,3	2,61	-0,43	0,51	
		61,3	58,3		5,12	-34,9	2,44	-0,60	0,48	
		61,3	58,3		5,12	-43,3	2,25	-0,74	0,44	
		61,3	58,3		5,12	-58,3	0,00	-1,00	0,00	
	Hussein 2002	NSC	45,2	42,4	3,59	3,30	0,0	3,30	0,00	1,00
			45,2	42,4	3,59	3,30	-14,0	2,65	-0,33	0,80
45,2			42,4	3,59	3,30	-21,0	1,98	-0,50	0,60	
45,2			42,4	3,59	3,30	-22,9	2,28	-0,54	0,69	
45,2			42,4	3,59	3,30	-24,1	1,70	-0,57	0,51	
45,2			42,4	3,59	3,30	-25,9	1,82	-0,61	0,55	
45,2			42,4	3,59	3,30	-31,4	1,53	-0,74	0,46	
45,2			42,4	3,59	3,30	-34,1	1,60	-0,81	0,48	
45,2			42,4	3,59	3,30	-38,6	0,92	-0,91	0,28	
45,2			42,4	3,59	3,30	-42,4	0,00	-1,00	0,00	
HSC		78,2	73,7	5,28	4,15	0,0	4,15	0,00	1,00	
		78,2	73,7	5,28	4,15	-14,4	2,90	-0,20	0,70	
		78,2	73,7	5,28	4,15	-15,2	3,00	-0,21	0,72	
		78,2	73,7	5,28	4,15	-15,5	2,98	-0,21	0,72	
		78,2	73,7	5,28	4,15	-23,6	2,45	-0,32	0,59	
		78,2	73,7	5,28	4,15	-26,0	2,65	-0,35	0,64	
		78,2	73,7	5,28	4,15	-29,2	2,08	-0,40	0,50	
		78,2	73,7	5,28	4,15	-27,0	2,03	-0,37	0,49	

Tabelle B.1: Druck-Zug Versuche zur Bestimmung der biaxialen Festigkeit für unterschiedliche Betongüten nach [Kupfer, 1973; Hussein, 2006; Hampel, 2006] (Fortsetzung).

Literatur	Beton	f_c	$f_{c,bi}$	f_{ct}	$f_{ct,bi}$	σ_2	σ_1	$\sigma_2/f_{c,bi}$	$\sigma_1/f_{ct,bi}$
				N/mm ²				-	-
Hussein 2002	HSC	78,2	73,7	5,28	4,15	-38,1	1,80	-0,52	0,43
		78,2	73,7	5,28	4,15	-38,1	1,72	-0,53	0,42
		78,2	73,7	5,28	4,15	-41,1	1,97	-0,56	0,48
		78,2	73,7	5,28	4,15	-53,4	1,32	-0,73	0,32
		78,2	73,7	5,28	4,15	-73,6	0,00	-1,00	0,00
	UHSC	102,9	96,5	6,31	4,82	0,0	4,82	0,00	1,00
		102,9	96,5	6,31	4,82	-18,5	3,67	-0,19	0,76
		102,9	96,5	6,31	4,82	-18,7	3,78	-0,19	0,78
		102,9	96,5	6,31	4,82	-28,2	2,81	-0,29	0,58
		102,9	96,5	6,31	4,82	-29,5	2,86	-0,31	0,59
		102,9	96,5	6,31	4,82	-31,9	2,27	-0,33	0,47
		102,9	96,5	6,31	4,82	-29,8	2,07	-0,31	0,43
		102,9	96,5	6,31	4,82	-39,2	2,06	-0,41	0,43
		102,9	96,5	6,31	4,82	-44,9	2,27	-0,47	0,47
		102,9	96,5	6,31	4,82	-47,5	2,26	-0,49	0,47
		102,9	96,5	6,31	4,82	-63,3	1,72	-0,66	0,36
102,9	96,5	6,31	4,82	-96,5	0,00	-1,00	0,00		

C Schubversuche an Spannbetonbalken mit geringer Querkraftbewehrung

Grunddaten der Versuche und Vergleich mit FSCM

Tabelle C.1: Grunddaten der Schubversuche an Spannbetonträgern mit geringem Querkraftbewehrungsgrad ρ_w und Vergleich zwischen dem experimentellen und dem nach FSCM berechneten Querkraftwiderstand $V_{Exp}/V_{R,FSCM}$.

Träger	$\frac{b_w}{b_{fc}}$ [-]	a/d [-]	f_c [N/mm ²]	σ_{cp} [N/mm ²]	$\rho_w \cdot f_{yw}$ [N/mm ²]	V_{Exp} [kN]	$V_{R,FSCM}$ [kN]	$\frac{V_{Exp}}{V_{R,FSCM}}$ [-]
Huber et al. [2015]								
PC056ST	3,3	3,8	50,6	3,9	0,36	453	436	1,04
PC089ST	3,3	3,8	51,5	3,8	0,58	475	499	0,95
PC056IN	3,3	3,8	49,4	3,8	0,36	549	495	1,11
PC089IN	3,3	3,8	50,5	3,8	0,58	537	556	0,97
Huber et al. [2013]								
1	2,0	4,1	50	6,5	0,94	1837	1877	0,98
De Silva et al. [2006]								
IIRC-1	2,7	3,5	41,8	3,0	1,32	353	352	1,00
IIRC-2	2,7	3,5	49,3	3,0	0,73	322	302	1,07
IIRC-3	2,7	3,5	45,0	3,0	1,06	311	331	0,94
IIRC-4	2,7	3,3	43,2	3,0	1,32	373	370	1,01
Cederwall et al. [1974]								
734-45	1,0	2,5	26,6	3,1	1,02	90	93	0,97
824-1B	1,0	2,5	42,7	2,0	1,06	116	104	1,12
803-2S	1,0	2,6	29,4	3,0	0,51	69	67	1,02
803-1S	1,0	2,6	25,2	2,7	0,51	85	63	1,34
842-6	1,0	2,6	47,3	3,5	1,14	131	116	1,13
842-7B	1,0	2,6	36,6	3,7	1,14	129	109	1,19
842-8	1,0	2,6	57,7	3,9	1,51	160	139	1,15

Tabelle C.1: Grunddaten der Schubversuche an Spannbetonträgern mit geringem Querkraftbewehrungsgrad ρ_w und Vergleich zwischen dem experimentellen und dem nach FSCM berechneten Querkraftwiderstand $V_{Exp}/V_{R,FSCM}$ (Fortsetzung).

Träger	$\frac{b_w}{b_{fc}}$ [-]	a/d [-]	f_c [N/mm ²]	σ_{cp} [N/mm ²]	$\rho_w \cdot f_{yw}$ [N/mm ²]	V_{Exp} [kN]	$V_{R,FSCM}$ [kN]	$\frac{V_{Exp}}{V_{R,FSCM}}$ [-]
Cederwall et al. [1974] (Fortsetzung)								
842-10	1,0	2,6	52,0	3,4	0,76	107	102	1,05
842-11	1,0	4,3	51,8	3,5	0,76	91	89	1,03
842-13	1,0	3,4	54,9	3,1	0,76	122	98	1,25
842-14	1,0	2,6	41,9	1,2	1,14	109	105	1,04
Krauss et al. [1973]								
D1V	4,4	3,2	43,2	5,3	0,84	385	356	1,08
D2V	4,4	3,2	41,1	4,1	0,84	545	388	1,40
D2H	4,4	3,1	41,1	4,1	0,84	425	323	1,31
D5V	4,4	3,2	48,7	2,7	0,84	425	342	1,24
D5H	4,4	3,1	48,7	2,7	0,84	355	299	1,19
D6V	4,4	3,1	36,5	2,7	0,84	350	282	1,24
D6H	4,4	3,0	36,5	2,7	0,84	280	234	1,19
Regan [1971]								
P8	4,0	3,7	42,7	5,9	0,66	178	144	1,24
P9	4,0	5,6	40,4	5,9	0,44	120	104	1,16
P13	4,0	3,5	39,4	2,0	0,66	140	121	1,16
P14	4,0	5,3	44,1	2,0	0,44	97	91	1,06
P18	4,0	3,7	44,5	5,9	0,66	160	134	1,20
P19	4,0	5,6	45,4	5,9	0,44	109	98	1,11
P24	4,0	3,5	43,4	2,0	1,06	148	151	0,98
P26	4,0	3,7	47,3	5,9	1,06	170	164	1,04
P27	4,0	5,6	45,4	5,9	0,71	115	118	0,97
P28	4,0	3,7	44,9	5,9	1,06	194	174	1,11
P29	4,0	5,6	46,6	5,9	0,71	135	127	1,06
P49	4,0	3,6	37,8	5,9	1,06	190	183	1,04
P50	4,0	3,6	41,2	5,9	1,84	230	239	0,96
Hanson u. Hulsbos [1964]								
F-4	3,0	3,2	43,7	6,4	0,81	169	144	1,17
F-8	3,0	3,8	47,4	6,2	0,39	120	119	1,01
F-9	3,0	5,1	45,9	6,1	0,70	113	118	0,95
F-11	3,0	3,8	41,6	5,9	0,46	116	116	1,00
F-12	3,0	5,1	44,8	6,0	0,29	102	95	1,07

Tabelle C.1: Grunddaten der Schubversuche an Spannbetonträgern mit geringem Querkraftbewehrungsgrad ρ_w und Vergleich zwischen dem experimentellen und dem nach FSCM berechneten Querkraftwiderstand $V_{Exp}/V_{R,FSCM}$ (Fortsetzung).

Träger	$\frac{b_w}{b_{fc}}$ [-]	a/d [-]	f_c [N/mm ²]	σ_{cp} [N/mm ²]	$\rho_w \cdot f_{yw}$ [N/mm ²]	V_{Exp} [kN]	$V_{R,FSCM}$ [kN]	$\frac{V_{Exp}}{V_{R,FSCM}}$ [-]
Hanson u. Hulsbos [1964] (Fortsetzung)								
F-13	3,0	4,4	44,5	5,6	0,41	108	108	1,00
F-14	3,0	5,7	46,6	6,2	0,26	99	88	1,13
F-15	3,0	6,3	39,9	5,3	0,23	76	72	1,05
F-16	3,0	6,3	46,2	6,0	0,32	85	83	1,03
F-19	3,0	2,5	51,1	6,1	1,07	176	173	1,02
Mittelwert m								1,09
Standardabweichung σ								0,11
Variationskoeffizient COV								0,10

Normenvergleich

Tabelle C.2: Überprüfung verschiedener normativer Ansätze zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit $V_{R, Norm}$ anhand von aus der Literatur entnommenen experimentellen Untersuchungen an Spannbetonbalken mit geringem Schubbewehrungsgrad ρ_w .

Träger	V_{Exp} [kN]	$V_{R, Norm}$ [kN]				$\frac{V_{Exp}}{V_{R, Norm}}$			
		EC2 ^a	MC10	SIA	CSA	EC2	MC10	SIA	CSA
Huber et al. [2015]									
PC056ST	453	120	285	132	460	3,78	1,59	3,44	0,98
PC089ST	475	192	316	211	516	2,48	1,50	2,25	0,92
PC056IN	549	174	314	194	455	3,16	1,75	2,84	1,21
PC089IN	537	231	345	262	500	2,33	1,55	2,05	1,07
Huber et al. [2013]									
1	1837	760	1041	835	1466	2,42	1,76	2,20	1,25
De Silva et al. [2006]									
IPRC-1	353	173	198	173	260	2,04	1,79	2,04	1,36
IPRC-2	322	96	156	106	216	3,35	2,06	3,05	1,49
IPRC-3	311	139	180	146	241	2,23	1,73	2,14	1,29
IPRC-4	373	183	218	190	278	2,03	1,71	1,96	1,34
Cederwall et al. [1974]									
734-45	90	74	83	82	114	1,21	1,09	1,10	0,79
824-1B	116	75	86	76	98	1,56	1,35	1,54	1,18
803-2S	69	35	62	39	85	1,96	1,12	1,78	0,81
803-1S	85	35	58	39	80	2,42	1,46	2,21	1,06
842-6	131	78	102	86	126	1,67	1,29	1,52	1,04
842-7B	129	78	98	86	122	1,66	1,32	1,51	1,06
842-8	160	104	121	115	147	1,54	1,32	1,40	1,09
842-10	107	52	88	57	116	2,07	1,22	1,88	0,92
842-11	91	52	75	52	117	1,75	1,22	1,75	0,78
842-13	122	53	82	57	114	2,32	1,50	2,15	1,07
842-14	109	78	92	76	95	1,39	1,19	1,44	1,15
Krauss et al. [1973]									
D1V	385	186	237	218	282	2,07	1,62	1,76	1,37
D2V	545	228	271	258	319	2,39	2,01	2,11	1,71
D2H	425	182	233	206	290	2,34	1,82	2,06	1,47
D5V	425	191	241	209	301	2,23	1,76	2,03	1,41

^a nach ÖN B 1992-1-1 [2011] mit $\theta_{min} = 21, 8^\circ$ berechnet

Tabelle C.2: Überprüfung verschiedener normativer Ansätze zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit $V_{R, Norm}$ anhand von aus der Literatur entnommenen experimentellen Untersuchungen an Spannbetonbalken mit geringem Schubbewehrungsgrad ρ_w (Fortsetzung).

Träger	V_{Exp} [kN]	$V_{R, Norm}$ [kN]					$\frac{V_{Exp}}{V_{R, Norm}}$		
		EC2 ^a	MC10	SIA	CSA	EC2	MC10	SIA	CSA
Krauss et al. [1973] (Fortsetzung)									
D5H	355	162	218	185	288	2,18	1,63	1,92	1,23
D6V	350	163	207	185	267	2,15	1,69	1,89	1,31
D6H	280	132	184	145	247	2,13	1,52	1,94	1,13
Regan [1971]									
P8	178	61	99	67	141	2,91	1,80	2,65	1,26
P9	120	41	75	45	124	2,94	1,60	2,68	0,97
P13	140	63	79	69	141	2,23	1,78	2,03	0,99
P14	97	42	61	44	132	2,30	1,59	2,19	0,73
P18	160	60	98	66	142	2,65	1,64	2,41	1,13
P19	109	40	73	44	128	2,70	1,49	2,46	0,85
P24	148	101	95	94	167	1,46	1,56	1,57	0,89
P26	170	97	113	107	171	1,74	1,51	1,59	0,99
P27	115	65	81	71	146	1,77	1,41	1,61	0,79
P28	194	99	117	108	171	1,96	1,66	1,79	1,13
P29	135	66	86	72	149	2,05	1,56	1,86	0,90
P49	190	100	114	110	165	1,90	1,66	1,73	1,15
P50	230	173	151	169	221	1,33	1,52	1,36	1,04
Hanson u. Hulsbos [1964]									
F-4	169	55	94	61	113	3,05	1,80	2,78	1,50
F-8	120	27	74	29	95	4,52	1,62	4,11	1,26
F-9	113	48	74	53	109	2,35	1,52	2,14	1,03
F-11	116	32	74	35	94	3,62	1,56	3,30	1,23
F-12	102	20	64	22	88	5,13	1,59	4,67	1,16
F-13	108	28	49	31	94	3,87	2,19	3,53	1,16
F-14	99	18	42	19	88	5,57	2,36	5,07	1,12
F-15	76	16	37	18	81	4,74	2,07	4,31	0,93
F-16	85	22	41	24	91	3,92	2,09	3,57	0,94
F-19	176	74	86	81	132	2,38	2,04	2,17	1,33
Mittelwert m						2,52	1,62	2,31	1,12
Standardabweichung σ						0,97	0,27	0,87	0,21
Variationskoeffizient COV						0,38	0,17	0,37	0,19

D Zusammenfassung des Formelapparats der hergeleiteten Ansätze

Hauptzugspannungsnachweis

- Berechnung der Hauptspannungen $\sigma_{1,Ed,i}$ und $\sigma_{2,Ed,i}$ im Abstand $h - z_{c,o}$ vom Auflager:

$$\sigma_{1,Ed,i} = \frac{\sigma_{x,Ed,i}}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_{x,Ed,i}^2}{4} + \left(\frac{V_{Ed} \cdot S_{y,i}}{I_y \cdot b_{w,i}}\right)^2}$$

$$\sigma_{2,Ed,i} = \frac{\sigma_{x,Ed,i}}{2} - \sqrt{\frac{\sigma_{x,Ed,i}^2}{4} + \left(\frac{V_{Ed} \cdot S_{y,i}}{I_y \cdot b_{w,i}}\right)^2}$$

- Ermittlung der effektiven Zugfestigkeit $f_{ctd,eff}$ auf Basis eines biaxialen Versagenkriteriums:

$$f_{ctd,eff} = \left(1,6 - 0,2 \cdot f_{ck}^{1/3} + 0,6 \cdot \frac{\sigma_{2,Ed,i}}{f_{ck}}\right) \cdot f_{ctd} \leq f_{ctd}$$

mit

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}$$

- Nachweisführung:

$$\sigma_{1,Ed,i} \leq f_{ctd,eff} \rightarrow \text{Nachweis erbracht}$$

$$\sigma_{1,Ed,i} > f_{ctd,eff} \rightarrow \text{Nachweisführung für den Bereich ST}$$

Nachweismodell im Bereich ST

- Berechnung der Rissneigung φ_{cr} bei Überschreiten der Hauptzugspannung $\sigma_{1,Ed,i}$ im Abstand $x_{krit} = h - z_{c,o}$ vom Auflager in der Schwerachse:

$$\varphi_{cr} = \frac{1}{2} \cdot \arctan \frac{2 \cdot \sqrt{\left(\frac{1,6 \cdot f_{ctm} - 0,2 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot f_{ctm} + \frac{\sigma_{cp}}{2} \cdot \left(\frac{0,6}{f_{ck}} \cdot f_{ctm} - 1\right)\right)^2}{1 + \frac{0,6}{f_{ck}} \cdot f_{ctm}}} - \left(\frac{\sigma_{cp}}{2}\right)^2}{\sigma_{cp}}$$

- Querkrafttragfähigkeit der Bügelbewehrung $V_{Rd,s}$:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot (d - h_{fc}) \cdot f_{ywd} \cdot \cot \varphi_{cr}$$

- Neigung des Druckgurtes α_{cc} basierend auf einer linear elastischen Spannungsberechnung in den Schnitten $x = 0$ und $x = x_{cr}$ und der daraus resultierenden Angriffspunkte der Druckkräfte $z_{Fc,i}$:

$$\alpha_{cc} = \arctan \left(\frac{z_{Fc}(x = 0) - z_{Fc}(x = x_{cr})}{x_{cr}} \right)$$

- Vertikalkomponente des Sprengwerks V_{cc} :

$$V_{cc} = P \cdot \sin \alpha_{cc}$$

- Vertikalkomponente einer geneigten Spannkraft $V_{P,0}$:

$$V_{P,0} = P_0 \cdot \sin \alpha_p(x = x_{krit})$$

- Querkraftwiderstand $V_{Rd,ST}$ durch Aufsummieren der einzelnen Traganteile:

$$V_{Rd,ST} = V_{Rd,s} + V_{cc} + V_{P,0}$$

- Nachweisführung:

$$V_{Rd,ST} \geq V_{Ed} \rightarrow \text{Nachweis erbracht}$$

$$V_{Rd,ST} < V_{Ed} \rightarrow \text{Querkraftverstärkung erforderlich}$$

SFSC-Modell für den unter Biegung gerissenen Bereich FS

- Berechnung des Nachweisschnitts x_{krit} :

$$x_{krit} = x_{cr} + (d_s - h_{fc})$$

- Berechnung der Druckzonenhöhe c :

$$c = \frac{A_i}{b_{fc}} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b_{fc} \cdot d}{A_i}} - 1 \right) \leq h_{fc}$$

mit der ideellen Querschnittsfläche des Zuggurtes A_i :

$$A_i = A_s \cdot \frac{E_s}{E_{cm}} + A_p \cdot \frac{E_p}{E_{cm}}$$

und der gemittelten statischen Höhe d :

$$d = \frac{A_s \cdot d_s + \sum A_{p,i} \cdot d_{p,i}}{A_s + A_p}$$

- Ermittlung der Normalspannung $\sigma_{x,Ed}$ auf halber Höhe der Druckzone $c/2$:

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{-\frac{M_{Ed}}{z} + N_{Ed} \cdot \frac{z_u}{z} + \sum P_{x,i} \cdot \frac{e_{p,i} - z_u}{z}}{b_{fc} \cdot c}$$

mit dem inneren Hebelarmen z , z_u und z_o :

$$z = d - \frac{x_{cz}}{3}$$

$$z_o = z_{c,o} - \frac{x_{cz}}{3}$$

$$z_u = d - z_{c,o}$$

- Berechnung der auf Schub mitwirkenden Gurtbreite $b_{V,eff}$:

$$b_{V,eff} = b_w + 2,5 \cdot h_{fc} \leq b_{fc}$$

- Berechnung des Querkraftwiderstands der Druckzone $V_{Rd,cz}$:

$$V_{Rd,cz} = \frac{2}{3} \cdot b_{V,eff} \cdot c \cdot \sqrt{\left(\frac{1,6 \cdot f_{ctd} - 0,2 \cdot f_{ck}^{\frac{1}{3}} \cdot f_{ctd} + \frac{\sigma_{x,Ed}}{2} \cdot \left(\frac{0,6}{f_{ck}} \cdot f_{ctd} - 1 \right)}{1 + \frac{0,6}{f_{ck}} \cdot f_{ctd}} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{2} \right)^2}$$

- Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit der Schubbewehrung $V_{Rd,s}$:

$$V_{Rd,s} = 2 \cdot \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot (d_s - c) \cdot f_{ywd}$$

- Vertikalkomponente einer geneigten Spannkraft $V_{P,0}$:

$$V_{P,0} = P_0 \cdot \sin \alpha_p(x = x_{krit})$$

- Querkraftwiderstand $V_{Rd,FS}$ durch Aufsummieren der einzelnen Traganteile:

$$V_{Rd,FS} = V_{Rd,s} + V_{Rd,cz} + V_{P,0}$$

- Nachweisführung:

$$V_{Rd,FS} \geq V_{Ed} \rightarrow \text{Nachweis erbracht}$$

$$V_{Rd,FS} < V_{Ed} \rightarrow \text{Querkraftverstärkung erforderlich}$$

Curriculum vitae

Persönliche Daten

Name: Patrick Huber
Geburtsdatum: 04.09.1986
Geburtsort: Lienz in Osttirol, Österreich
Staatsbürgerschaft: Österreich

Ausbildung

10/2011-03/2016 Doktoratsstudium der technischen Wissenschaften - Bauingenieurwesen an der Technischen Universität Wien
02/2010-10/2011 Masterstudium "Konstruktiver Ingenieurbau" an der Technischen Universität Wien
10/2006-02/2010 Bachelorstudium "Bauingenieurwesen und Infrastrukturplanung" an der Technischen Universität Wien
09/1997-06/2005 Bundesrealgymnasium Lienz - naturwissenschaftlicher Schwerpunkt

Berufliche Erfahrung

seit 09/2012 Universitätsassistent an der Technischen Universität Wien, Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich Betonbau
02/2012-09/2012 Projektassistent an der Technischen Universität Wien, Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich Betonbau
2007-2010 diverse facheinschlägige Praktika als bautechnischer Zeichner und Statiker

Preise und Auszeichnungen

2012 Verleihung des Betontechnologiepreises der österreichischen Vereinigung für Beton- und Bautechnik
2012 Verleihung des Diplomarbeitspreises der Stadt Wien
2009 u. 2010 Verleihung eines Leistungsstipendiums für ausgezeichnete Studienerfolge an der Fakultät für Bauingenieurwesen der Technischen Universität Wien