

Doctoral Thesis

Assessment of the shear resistance of existing reinforced concrete bridges with bent-up bars

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 Stahlbetonplattenbrücken mit Aufbiegungen

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

von

Dipl.-Ing. **Tobias Huber**, BSc.
Matr.Nr.: 00828222

- Gutachter: Prof. Dr.-Ing. **Johann Kollegger**
Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13/212-2, 1040 Wien, Österreich
- Gutachter: Prof. Dr. **Aurelio Muttoni**
Laboratoire de Construction en Béton
École Polytechnique Fédérale de Lausanne
Station 18, 1015 Lausanne, Schweiz
- Gutachter: Assoc. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. **Bernhard Pichler**
Institut für Mechanik der Werkstoffe und Strukturen
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13/212-2, 1040 Wien, Österreich

Kurzfassung

Kurze Plattentragwerke aus Stahlbeton sind essentiell für die österreichische Infrastruktur, da rund die Hälfte aller Objekte im Netz der hochrangigen Straßen und der Eisenbahn in dieser Bauart errichtet wurde. Aufgrund des fortgeschrittenen Alters der Brücken stellt die Erhaltung dieser Tragwerke ein Kerngebiet der täglichen Ingenieurspraxis dar. Neben der visuellen Brückeninspektion ist eine statische Nachrechnung ein wichtiger Bestandteil einer Neubeurteilung der Tragfähigkeit. Die Anwendung der heutigen Tragwerksnormen lässt jedoch eine positive Nachweisführung im Bezug auf die Querkrafttragfähigkeit oftmals nicht zu, obwohl diese Bauwerke seit Jahrzehnten schadenfrei im Netz sind. Mit der vorliegenden Arbeit wird daher versucht, zu einem besseren Verständnis des Querkrafttragverhaltens von diesen Plattentragwerken beizutragen, wobei insbesondere die historische Bauweise der aufgebogenen Längsbewehrung untersucht wird.

Dazu wird ein umfangreiches Versuchsprogramm vorgestellt, welches 10 Querkraftversuche an Stahlbetonträgern, 17 Tests an Plattenstreifen sowie vier weitere an Stahlbetonplatten umfasst. Durch den Einsatz der Nahbereichsphotogrammetrie konnten die Rissöffnungen und Gleitungen der Rissufer im kritischen Schubriss, sowie die Dehnungen in der Betondruckzone während der gesamten Testprozedur kontinuierlich aufgezeichnet werden. Das erlaubte die Evaluierung von verschiedenen Querkrafttragmechanismen anhand anerkannter konstitutiver Beziehungen. Dabei wurde offensichtlich, dass die Querkraftkomponente der aufgebogenen Längsbewehrung gemeinsam mit jenen des Betons wirken kann. Außerdem ist der Verlauf und die Kinematik der Schubrisse ähnlich zu Rissen, wie sie bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung zu erwarten sind. Auf diesen Beobachtungen gründend, wurde ein bestehendes dehnungsbasiertes Modell zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung für die Anwendung auf Bereiche mit aufgebogenen Längsstäben erweitert.

Ein Vergleich des vorgeschlagenen Modells des potentiellen Schubrisses (PSC-Modell) mit einer eigens erstellten Datenbank bestehend aus 35 Versuchen mit aufgebogenen Längsstäben und einwandfrei festgestelltem Querkraftversagen konnte zeigen, dass der entwickelte Ansatz die erzielten Querkraftwiderstände sehr gut abbilden kann. Der Nachweis wird durch das Verschieben eines diskreten, potentiellen Schubrisses entlang der Bauteilachse geführt. Dadurch kann die Ausführung von aufgebogenen Längsstäben mit verschiedenen Abständen und Durchmessern berücksichtigt werden. Die statische Nachrechnung von zwei Eisenbahnbrücken 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 Querkrafttragfähigkeit auf Basis des im Zuge dieser Arbeit entwickelten Berechnungsansatzes in den maßgebenden Bereichen erfolgreich nachgewiesen werden.

Abstract

Reinforced concrete slab bridges with short spans are essential for the Austrian infrastructure, as around half of all the objects in the existing network of high-level roads and railways were built in this way. Due to the advanced age of the bridges, the preservation of these structures is a core business of daily engineering practice. In addition to the visual bridge inspection, static recalculation is an important part in the assessment of bearing capacity. However, the application of current structural standards often does not allow a positive assessment with respect to the shear capacity, although these structures have been used for decades without damage. This work, therefore, attempts to contribute to a better understanding of the shear bearing behavior of those reinforced concrete slab structures, in particular the historical design of the bent-up longitudinal reinforcement is examined.

For this purpose, an extensive experimental program is presented, which includes 10 shear tests on reinforced concrete beams, 17 tests on slab strips and four more on reinforced concrete slabs. Through the use of close-range photogrammetry, the crack openings and slidings along the critical shear crack, as well as the strains in the uncracked concrete compression zone could be continuously recorded during the test procedure. This allowed the evaluation of various shear transfer mechanisms based on well-known constitutive relationships. It became obvious that the shear force component of the bent-up longitudinal bar can act together with those of the concrete. In addition, the shape and the kinematics of the shear cracks are similar to cracks, as can be expected structures without shear reinforcement. Based on these observations, an existing strain-based model for determining the shear capacity of structures without shear reinforcement was extended for use on areas with bent-up longitudinal bars.

The evaluation of the proposed model of the potential shear crack (PSC-model) with a self-created database consisting of 35 tests with bent-up longitudinal bars and clearly determined shear failure could show that the developed approach can predict the shear resistances achieved in the tests very well. The check of shear resistance is done by shifting a discrete, potential shear crack along the beam axis. This allows the consideration of bent-up longitudinal bars with different diameters and distances in between. The static recalculation of two railway slab bridges with bent-up longitudinal bars shows the high potential of the derived approach. While an assessment of the load capacity according to the current standard (Eurocode 2) would result in expensive strengthening measures of both bridge objects, the check of shear resistance can be successfully fulfilled on the basis of the newly developed approach.

Inhaltsverzeichnis

Kurzfassung	2
Abstract	3
Abkürzungsverzeichnis	7
1 Einleitung	12
1.1 Problemstellung	12
1.2 Zielsetzung	14
1.3 Abgrenzung	15
2 Grundlagen	17
2.1 Entwicklung der Bauweise mit Aufbiegungen	17
2.2 Normenentwicklung	20
2.2.1 Widerstand	21
2.2.2 Einwirkung	24
2.3 Bewertung bestehender Brücken	28
2.4 Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen	34
2.4.1 Querkraftbewehrung	35
2.4.2 Rissverzahnung	38
2.4.3 Dübelwirkung	43
2.4.4 Rissübergreifende Zugspannungen	45
2.4.5 Druckzone	47
3 Experimentelle Untersuchungen	50
3.1 Allgemeines	50
3.2 Querkraftversuche an Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung	51
3.2.1 Materialeigenschaften	51
3.2.2 Rauheitsmessung	52
3.2.3 Push-Off-Versuche	53
3.2.4 Balkenversuche	58
3.3 Querkraftversuche an Plattenstreifen mit Aufbiegungen	63
3.3.1 Materialeigenschaften	64
3.3.2 Serie A	64
3.3.3 Serie B	71
3.4 Querkraftversuche an Plattenbrücken mit Aufbiegungen	76
3.4.1 Materialeigenschaften	76
3.4.2 Versuchskörper und Konzept	77
3.4.3 Plattenbrücke ohne Oberbau	77
3.4.4 Plattenbrücke mit realistischem Oberbau	82

3.5	Nachrechnung der Versuche mit Regelwerken der Nachrechnungsrichtlinie	88
3.5.1	Versuche an Balken ohne Querkraftbewehrung	88
3.5.2	Versuche an Platten und Plattenstreifen mit Aufbiegungen	89
3.6	Ermittlung der Traganteile auf Basis photogrammetrischer Messungen	92
3.6.1	Photogrammetrische Messungen	92
3.6.2	Beitrag der Tragmechanismen	94
3.6.3	Stahlbetonbalken	97
3.6.4	Plattenstreifen	99
4	Modell des potentiellen Schubrisses zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonplatten mit Aufbiegungen	103
4.1	Allgemeines	103
4.2	Nachweisführung	103
4.2.1	Ermittlung des Querkraftwiderstands	103
4.2.2	Idealisierte Rissneigung des potentiellen Schubrisses	104
4.3	Querkraftwiderstand des Betons	105
4.3.1	Grundlagen	105
4.3.2	Erweiterung des Ansatzes zur Berücksichtigung der Rissrauigkeit	105
4.4	Querkraftmodell für aufgebogene Längsstabe	107
4.4.1	Grundlagen	107
4.4.2	Herleitung des Ansatzes	108
4.4.3	Verifikation mittels Versuchsdatenbank	110
4.4.4	Überführung in eine geschlossene Lösungsform	111
4.4.5	Vergleich mit anderen normativen Modellen	114
4.4.6	Nachrechnung von Querkraftversuchen mit vertikaler Querkraftbewehrung	116
4.5	Überführung in ein Nachweismodell für normative Anwendungen	118
4.5.1	Allgemeines	118
4.5.2	Querkraftwiderstand	118
4.5.3	Nachweisführung	120
4.5.4	Zur Anwendung bei historischem Bewehrungsstahl	120
5	Anwendung bei bestehenden Brücken	125
5.1	Allgemeines	125
5.2	Beispiel 1	125
5.2.1	Bauwerksbeschreibung und Abmessungen	125
5.2.2	Materialkennwerte	125
5.2.3	Bewehrung	126
5.2.4	Statische Nachrechnung	127
5.3	Beispiel 2	131
5.3.1	Bauwerksbeschreibung und Abmessungen	131
5.3.2	Materialkennwerte	132
5.3.3	Bewehrung	132
5.3.4	Statische Nachrechnung	132
5.4	Abschließende Beurteilung	136
6	Zusammenfassung	137

A Pläne der Versuchskörper	150
A.1 Push-off-Versuche	150
A.2 Balkenversuche	151
A.3 Versuche an Plattenstreifen	152
A.3.1 Serie A	152
A.3.2 Serie B	156
A.4 Versuche an Platten	157
B Messergebnisse	159
B.1 Push-Off-Tests	159
B.2 Versuche an Stahlbetonbalken	162
B.3 Versuche an Plattenstreifen	166
B.4 Versuche an Platten	174
C Datenbanken	176
C.1 Versuche mit Aufbiegungen	176
C.2 Versuche ohne Querkraftbewehrung	181

Abkürzungsverzeichnis

Abkürzungen und weitere Symbole

AHWZ	Aufbereitete, hydraulisch wirksame Zusatzstoffe
Asfinag	Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft
BAST	Bundesanstalt für Straßenwesen
CEM	Cement; Zementklasse
CFK	Carbonfaserverstärkter Kunststoff
COV	Coefficient of variation; Variationskoeffizient
CS	Control section; Kontrollschnitt
Ø	Durchmesser
DIC	Digital image correlation; digitale Bildkorrelation
EC2	Eurocode 2
€	Euro
GK	Gesteinskörnung
LoA	Level of approximation; Näherungsstufe
MC10	Fib Model Code 2010
AM	Arithmetischer Mittelwert
NC	Normal concrete; Normalbeton
ÖBB	Österreichische Bundesbahnen
PSC	Potential shear crack; Potentieller Schubriss
SCC	Self compacting concrete; Selbstverdichtender Beton

Einheiten

cm	Zentimeter
cm ²	Quadratcentimeter
Hz	Hertz; entspricht 1/s
kg	Kilogramm
kN	Kilonewton
m	Meter
m ²	Quadratmeter
m ³	Kubikmeter
µm	Mikrometer
mm	Millimeter
mm ²	Quadratmillimeter
MN	Meganewton
MPa	Megapascal [N/mm ²]
N	Newton [kg/(m·s ²)]

s	Sekunde
t	Tonne; entspricht 1000 Kilogramm

Griechische Buchstaben

α	Winkel zur Bauteilachse
β	Zuverlässigkeitsindex
β_{cr}	Idealisierter Winkel des Schubrisses
Δ	Änderung
δ	Rissgleitung, Versatz zweier Rissflächen gemessen in der Ebene der Rissfläche
δ_b	Relativverschiebung zwischen Beton und Stahl beim Ausziehversuch
δ_i	Durchbiegung
δ_s	Stabversatz, Versatz der Stabachse gemessen in Richtung der eingespannten Stabachse
ε	Dehnung
ε_2	Hauptdehnung (Druck)
ε_s	Dehnung der Zugbewehrung
ε_x	Dehnung auf Höhe des halben inneren Hebelarms
η	Ausnutzungsgrad
γ	Teilsicherheitsfaktor
κ	Vorfaktor
μ	Reibbeiwert
ν_1	Abminderungsbeiwert für die Druckfestigkeit von Beton aufgrund von Schubrissen
φ_1	Richtung der Hauptzugspannung
φ_2	Richtung der Hauptdruckspannung
ρ	Geometrischer Längsbewehrungsgrad bezogen auf den Steg
ρ_w	Querkraftbewehrungsgrad
σ_{ag}	Normalspannungen infolge der Rissverzahnung
σ_{cp}	Vorhandene Normalspannung im Beton infolge Vorspannung
σ_{ct}	Zugspannungen im Beton
σ_{pu}	Festigkeit der Zementmatrix
σ_s	Stahlspannung
σ_{sd}	Bemessungswert der zulässigen Stahlspannung
τ_{ag}	Schubspannungen infolge der Rissverzahnung
τ_0	Rechnerische Schubspannung im Beton; $V/(b \cdot z)$
τ_1	Grenzwert für Schubspannung im Beton; gleichbedeutend mit τ'_1 bei Platten
τ_R	Grenzwert der Schubspannung im Beton
τ_b	Verbundspannung
τ_{b1}	Verbundspannung vor Erreichen der Fließgrenze der Bewehrung
τ_{b2}	Verbundspannung nach Erreichen der Fließgrenze der Bewehrung
θ	Theoretischer Druckstrebenwinkel

Indizes

<i>bu</i>	Bent-up; dem aufgebogenen Längsstab zugeordnet
<i>c</i>	Concrete, dem Beton zugeordnet
<i>d</i>	Design; der Bemessungswert
<i>E</i>	Effect of actions; der Einwirkung zugeordnet
<i>i</i>	Zählvariable ($i = 1, 2, \dots, n$)
<i>k</i>	Charakteristischer Wert
<i>m</i>	Mittelwert
<i>R</i>	Resistance; dem Widerstand zugeordnet
<i>s</i>	Steel; dem Bewehrungsstahl zugeordnet
<i>t</i>	Tensile; der Zugwirkung zugeordnet
<i>w</i>	Web; dem Steg zugeordnet
<i>y</i>	Yield; der Fließgrenze zugeordnet

Lateinische Kleinbuchstaben

<i>a</i>	Lastabstand einer Einzellast von der Auflagerachse
<i>a_{cs}</i>	Verhältnis von Moment und Querkraft im Kontrollschnitt
<i>a_l</i>	Versatzmaß
<i>b</i>	Bauteilbreite
<i>b_n</i>	Nettobreite des Betons zwischen den Bewehrungsstäben
<i>b_u</i>	Breite, welche von Umlenkkraften beansprucht wird
<i>b_w</i>	Stegbreite
<i>c</i>	Höhe der Betondruckzone
<i>d</i>	Statische Nutzhöhe
<i>d_{dg}</i>	Faktor zur Berücksichtigung der Rauigkeit im Schubriss
<i>d_g</i>	Größtkorn; maximaler Siebdurchmesser
<i>f</i>	Abstand des Dübelanrisses zur nächsten Stützung
<i>f_{bd}</i>	Bemessungswert der Verbundfestigkeit
<i>f_c</i>	Zylinderdruckfestigkeit des Betons
<i>f_{cd}</i>	Bemessungswert der Druckfestigkeit des Betons
<i>f_{cm}</i>	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
<i>f_{ct}</i>	Zugfestigkeit des Betons
<i>f_{ctd;0.05}</i>	Bemessungswert des 5%-Fraktilwerts der Betonzugfestigkeit
<i>f_{ctm}</i>	Mittelwert der Zugfestigkeit des Betons
<i>f_{ct,sp}</i>	Mittelwert der Spaltzugfestigkeit des Betons
<i>f_{cm,cube}</i>	Mittelwert der Würfeldruckfestigkeit des Betons
<i>f_R</i>	Bezogene Rippenfläche
<i>f_t</i>	Zugfestigkeit des Betonstahls
<i>f_y</i>	Streckgrenze des Betonstahls
<i>f_{yd}</i>	Bemessungswert der Streckgrenze der Bewehrung
<i>f_{yk}</i>	Charakteristischer Wert der Streckgrenze der Bewehrung
<i>f_{yw}</i>	Streckgrenze der Bügelbewehrung
<i>f_{ywd}</i>	Bemessungswert der Streckgrenze der Bügelbewehrung

g_k	Charakteristische Last aus Eigengewicht
h	Bauteilhöhe
k	Koeffizient; Federsteifigkeit
k_i	Interaktionskoeffizient
l	Spannweite
l_a	Effektive Länge der Lastausbreitung in Längsrichtung
l_b	Verbundlänge
l_{bd}	Bemessungswert der Verankerungslänge
$l_{b,eff}$	Vorhandene Verankerungslänge
l_{ct}	Risslänge, in der Zugspannungen übertragen werden
l_1	Abstand der Momentennullpunkte
o	Oberbau
s	Horizontaler Abstand der Querkraftbewehrung
s_a	Horizontaler Abstand des Biegepunkts eines aufgebogenen Längsstabs zum Auflager
s_b	Horizontaler Abstand der aufgebogenen Längsstäbe
s_{max}	Maximal möglicher horizontaler Abstand der geneigten Querkraftbewehrung
s_w	Horizontaler Abstand der Bügel
t	Tandemachse
u	Umlenkkräfte
w	Rissöffnung, Versatz zweier Rissflächen gemessen normal zur Rissfläche
w_c	Maximalwert der Rissöffnung zur Übertragung von rissübergreifenden Zugspannungen
w_s	Rissöffnung in Richtung der Bewehrungsachse
z	Innerer Hebelarm; zweite Reihe Aufbiegungen vorhanden

Lateinische Großbuchstaben

A_0	Projizierte Fläche eines Bruchkörpers
A_{bu}	Bewehrungsfläche der aufgebogenen Längsstäbe je Reihe
A_i	Abgewinkelte Fläche eines Bruchkörpers
A_n	Projizierte Fläche aller Körner bei Betrachtung in normaler Richtung zur Rissebene
A_s	Bewehrungsfläche
A_{sw}	Bewehrungsfläche der Bügelbewehrung je Reihe
A_t	Projizierte Fläche aller Körner bei Betrachtung in tangentialer Richtung zu Rissebene
B	Biegung; Biegeversagen
C	Gesamter Bettungsmodul
C_i	Bettungsmodul einer einzelnen Schicht
$C_{Rd,c}$	Vorfaktor zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit des Betons
E_{cm}	Mittelwert des Elastizitätsmoduls von Beton
E_R	Elastizitätsmodul der Schiene
E_s	Elastizitätsmodul von Stahl
F	Kraft
F_t	Zugkraft
G_F	Bruchenergie

I_R	Trägheitmoment der Schiene
I_v	Trägheitsmoment des zusammengesetzten Querschnitts der Längsbewehrung und des darunterliegenden Betons
L	Elastische Länge
M	Biegemoment; Biegeversagen
Q	Querkraft; Querkraftversagen
R	Radius
R_s	Rauheitsindex; Verhältnis der tatsächlichen Fläche zur projizierten Fläche
V	Querkraft
V_0	Querkraft aufgrund von Eigengewicht und Versuchsaufbau
V_{ag}	Querkrafttraganteil der Rissverzahnung
V_{bu}	Querkraftwiderstand des aufgebogenen Längsstabs
V_c	Querkraftwiderstand des Betons
V_{c0}	Querkraftwiderstand des Betons ohne Querkraftbewehrung
V_{cc}	Querkrafttraganteil einer geneigten Druckgurtkraft
V_{cr}	Querkraft unmittelbar vor der Öffnung eines Schubrisses
V_{ct}	Querkrafttraganteil der Zugspannungen in der Rissprozesszone
V_{da}	Querkrafttraganteil der Dübelwirkung der Längsbewehrung
V_{Ed}	Bemessungswert der einwirkenden Querkraft
V_{exp}	Experimentell festgestellter Querkraftwiderstand; $V_{max} + V_0$
V_F	Dübelkraft der Querkraftbewehrung
V_{max}	Maximale Querkraft im Experiment
V_R	Querkraftwiderstand
V_{Rd}	Bemessungswert des Querkraftwiderstands
$V_{Rd,c}$	Bemessungswert des Querkraftwiderstands des Betons ohne Querkraftbewehrung
$V_{Rd,max}$	Bemessungswert der Druckstrebenragfähigkeit
$V_{Rd,s}$	Bemessungswert des Querkraftwiderstands der Bewehrung
V_s	Querkrafttraganteil der Querkraftbewehrung
V_{sd}	Querkrafttraganteil der Querkraftbewehrung aufgrund der Dübelwirkung
V_{st}	Querkrafttraganteil der Querkraftbewehrung aufgrund der Zugwirkung
V_{sw}	Querkraftwiderstand der Bügelbewehrung
W	Masse des Wassers inklusive Eigenfeuchte der Gesteinkörnung
Z	Masse des Zements

Kapitel 1

Einleitung

1.1 Problemstellung

In Österreich gibt es im Gesamtnetz (Kernnetz und Erweiterungsnetz) der Österreichischen Bundesbahnen (ÖBB), sowie im hochrangigen Straßenverkehrsnetz der Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft (Asfinag) in Summe rund 13.500 Brückenbauwerke (Asfinag¹: 5.779 Straßenbrücken mit 5.745.390 m²; ÖBB²: 7874 Eisenbahnbrücken mit 1.364.203 m² Brückenfläche). Ein Großteil dieser Brücken wurde in der Spann- und Stahlbetonbauweise errichtet (Asfinag: 91 %; ÖBB: 66 % bezogen auf die Brückenfläche), welche sich vor allem durch ihre Wirtschaftlichkeit und Dauerhaftigkeit auszeichnet. Während bei weit gespannten Tragwerken im alpinen Raum fast ausschließlich Spannbetonbrücken zur Anwendung kommen, sind vor allem bei kurzen Brückenbauwerken (2-20 m), wie sie z.B. bei Überführungen benötigt werden, Plattenbrücken aus Stahlbeton die typische Ausführungsform. Dies ist sowohl im Straßenbau (2946 Brücken mit 1.059.755 m²; 85 % der kurzen Brücken), als auch im Eisenbahnbau (4264 Brücken mit 474.992 m²; 71 % der kurzen Brücken) der Fall. Damit bildet dieser Brückentyp bezogen auf die Anzahl rund die Hälfte, und auf die Fläche rund 20 % des Gesamtbestands ab.

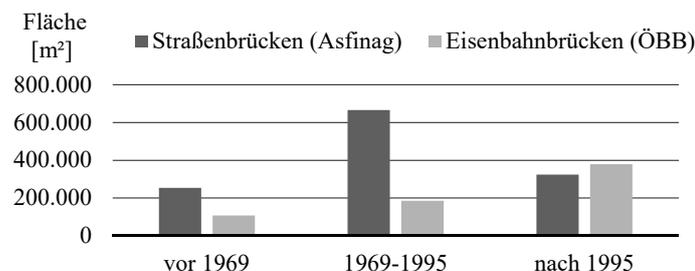


Abb. 1.1: Brückenflächen der kurzen Brücken (Feldlängen 2-20 m) aus Stahlbeton im hochrangigen Straßennetz und Schienennetz für verschiedene Zeiträume

Bezüglich der Altersstruktur der kurzen Brücken aus Stahlbeton ist ersichtlich, dass rund zwei Drittel der Brückenflächen vor 1996 errichtet worden ist und rund 20 % bereits ein Alter von über 50 Jahren aufweisen (Abb. 1.1). Die Betrachtung des gesamten Bestands an Massivbrücken zeigt ähnliche Tendenzen, wobei der Anteil der neu errichteten Brücken mit 10 % geringer ist (P. Huber 2016). Unter diesem Aspekt gewinnt die Brückenerhaltung und Zustandserfassung bestehender Brückenbauten für die Infrastrukturbetreiber

¹Daten laut Auskunft Asfinag vom 06.02.2019

²Daten laut Auskunft ÖBB-Infrastruktur AG vom 13.02.2019

zunehmend an Bedeutung, um einen einwandfreien Netzgebrauch zu gewährleisten. Diese Bauwerke sind täglich den Belastungen der heutigen Zeit ausgesetzt, und müssen diesen auch weiterhin widerstehen können. Deshalb wurden zugleich die Anwendungsgebiete der Tragwerksbewertung, Instandsetzung und Sanierung in den letzten beiden Jahrzehnten Teil der täglichen Ingenieurspraxis. Für die Tragwerksbewertung wurden in Deutschland (BMVBS 2011), Österreich (ONR 24008 2014), und der Schweiz (SIA 269 2011) jeweils Regelwerke herausgegeben, welche die Herangehensweise bei bestehenden Brückenbauten festsetzen. Dies war notwendig, um die Besonderheiten, welche sich auf Grund der jeweiligen historischen Normen und Technologien ergeben, bei der Anwendung von neuen Regelwerken berücksichtigen zu können. Die Verwendung der aktuellen Normen zeigt hier oftmals rechnerische Defizite bei Nachweisen im Brückenbau auf. Neben dem Ermüdungsnachweis der Koppelfuge, dem Gurtanschluss und der Torsionslängsbewehrung können vor allem die Querkraftnachweise oftmals nicht erfüllt werden (P. Huber, Schweighofer et al. 2012, Fischer et al. 2014). Neben Spannbetonbrücken mit geringen Querkraftbewehrungsgraden, zählen vor allem unbewehrte Fahrbahnplatten und Plattenbrücken zu den querkraftgefährdeten Brückentypen (P. Huber 2016). Für die Nichterfüllung der Nachweise sind folgende Gründe zu nennen:

- Im Straßenbau haben sich die anzusetzenden Einwirkungen im Bezug zu der bestehenden österreichischen Normung im Laufe der Zeit erhöht (P. Huber 2016). Dies ist vor allem mit der kontinuierlichen Erhöhung des höchstzulässigen Gesamtgewichts der Fahrzeuge zu erklären. Im Eisenbahnbau kann hingegen von einer ähnlichen Lasteinwirkung ausgegangen werden (T. Huber, P. Huber, Kollegger und Vill 2018). Lediglich bei sehr kurzen Brücken werden heutzutage größere Lasten aufgrund von dynamischen Effekten angenommen (P. Huber 2016). Somit kann von einer zum Teil erhöhten rechnerischen Einwirkung ausgegangen werden (V_{Ed} wurde erhöht).
- Im Gegensatz zu den seit Jahren anerkannten Modellen für die Biegetragfähigkeit von Stahlbetonbauten, wurden die Modelle zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit über die Jahre laufend weiterentwickelt. Tatsächlich wurde bezugnehmend auf die immer größer werdende Datenbasis (K.-H. Reineck, E. C. Bentz et al. 2013, K.-H. Reineck, E. Bentz et al. 2014), die Bemessung auf Querkraft vor allem bei Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung zunehmend konservativer. Damit sind die rechnerischen Widerstände geringer (V_{Rd} wurde geringer).
- Aufgrund der Vereinheitlichung der europäischen Normung im konstruktiven Ingenieurbau durch die Einführung der Eurocodes änderte sich in Österreich das Sicherheitskonzept (heutige Fassung in ÖN EN 1990 2013). Dabei wurde die ursprüngliche deterministische Betrachtung mit festgelegten globalen Sicherheiten auf der Widerstandsseite ($\gamma_{\text{global}} = 1,85$ für Querkraftnachweise) durch eine semi-probabilistische Herangehensweise mit Teilsicherheitsbeiwerten auf Einwirkungs- und Widerstandsseite ersetzt ($\gamma_c \cdot \gamma_E \approx 2,1$ für Bauteile ohne Querkraftbewehrung). Damit soll ein von der Lebensdauer und Bauwerksart abhängiger Zuverlässigkeitsindex erfüllt werden, womit das globale Sicherheitsniveau damit beim Querkraftnachweis für Bauteile ohne Querkraftbewehrung um 13 % erhöht wurde.
- Der Entwurf stand in der Vergangenheit in Zeiten des strengen Wettbewerbs oftmals unter dem Aspekt einer Optimierung des Materialverbrauchs. Diese Herangehensweise hat sich heutzutage mit der vor allem bauzeitoptimierten Entwurfsstrategie

verändert. Dadurch können die heutigen Anforderungen an die Bewehrungsführung, die Mindestbewehrung und die konstruktive Durchbildung oft nicht erfüllt werden.

Bei einer Stichprobe im Ausmaß von 27 Nachrechnungen für bestehende Plattenbrücken aus Stahlbeton im deutschen Straßennetz, ergab sich bei acht ein rechnerisches Querkraftdefizit (Defizitquote: 30%, Fischer et al. 2014). Dieses ist im Wesentlichen dadurch zu erklären, dass zur Bauzeit keine Querkraftbewehrung eingebaut wurde (Punkt 2) und die heutigen Anforderungen an die Bewehrungsführung nicht erfüllt werden können (Punkt 4). In Österreich ist von einer ähnlichen Quote auszugehen, da die normativen Regelungen seit jeher stark an die deutschen Normen angelehnt war. Diesem Querkraftdefizit wird häufig durch Verstärkungsmaßnahmen, wie zum Beispiel externen Laschen und Stangen aus Stahl oder durch CFK-Lamellen (carbonfaserverstärkter Kunststoff) entgegengewirkt. Die Kosten solcher Maßnahmen sind enorm und liegen nach einem Bericht der deutschen Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) für CFK-Lamellen bei 100 €/m², sowie bei externen Laschen oder Stangen aus Stahl bei 250 €/m² Brückenfläche (Schnellenbach-Held et al. 2016 und Welsch et al. 2016; der Wert ergibt sich als Mittelwert aus jeweils drei Anwendungen). Es ist gegebenenfalls ein Ersatzneubau abzuwägen, wenn die Kosten für Instandsetzung und Verstärkung in Summe 25% des Neubauwerts überschreiten (Haveresch 2015).

Unter Zugrundelegung der vorher ermittelten Brückenflächen, welche vor Übernahme des europäisch vereinheitlichten Eurocodeformats in Österreich errichtet wurden (ÖN B 4700 1997), der angesprochenen Defizitquote von 30 % und den angeführten durchschnittlichen Kosten für eine Querkraftverstärkung von 175 €/m² wäre allein für die notwendigen Verstärkungsmaßnahmen eine Summe von 62,8 Mio. € notwendig (Straßenbrücken: 47,7 Mio. €; Eisenbahnbrücken: 15,1 Mio. €). Dabei sind wirtschaftlichen Auswirkungen von vorübergehenden Nutzungseinschränkungen nicht berücksichtigt.

Tatsächlich sind viele dieser Brücken in einem schadenfreien Zustand, womit die Notwendigkeit einer Investition in Frage gestellt werden kann. Laut Netzzustandsbericht der ÖBB wird der Zustand von konstruktiven Ingenieurbauten lediglich bei 10 % als „schlecht“ bewertet, wobei in den letzten fünf Jahren im Durchschnitt 0,5 % der Brückenflächen pro Jahr erneuert wurden (ÖBB 2017). Im Bereich der Spannbetonbrücken mit geringer Querkraftbewehrung konnte im Zuge von Forschungsprojekten durch realistische Versuche gezeigt werden, dass größere Traglasten als von der aktuellen Norm zugemutet erreichbar sind und es wurden zugleich neue Modelle für die Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit abgeleitet (P. Huber 2016, Herbrand et al. 2016, Gleich et al. 2016). Eine realistische Bewertung der Tragfähigkeit, kann also den Netzbetreiber vor einer nicht erforderlichen Investition schützen. Dieser Ansatz wird auch in dieser Arbeit für bestehende Plattenbrücken aus Stahlbeton verfolgt.

1.2 Zielsetzung

Das Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, das Tragverhalten von Plattenbrücken aus Stahlbeton auf Basis experimenteller und theoretischer Untersuchungen besser verstehen zu können. Darauf aufbauend soll deren Tragfähigkeit anhand eines eigens hergeleiteten Modells realitätsnah beschrieben werden können. Das Hauptaugenmerk liegt dabei auf der Ermittlung der Schubtragfähigkeit von Stahlbetonplatten mit aufgebogener Längsbewehrung, da dieser Typ als querkraftgefährdet gilt und einen wesentlichen Anteil am Brückennetz bezogen auf die Gesamtanzahl darstellt.

Um dies zu erfüllen, werden in Kapitel 2 die Entwicklung der Bauweise sowie die historischen und aktuellen Vorschriften für diesen Brückentyp betrachtet. Dabei werden die typischen Ausführungsformen der jeweiligen Normengeneration bestimmt und hinsichtlich ihrer rechnerischen Querkraftgefährdung beurteilt. Darüber hinaus wird in diesem Abschnitt das Querkrafttragverhalten anhand der sich einstellenden Tragmechanismen in einem Schubriss erläutert. Dabei werden konstitutive Gesetze für die Traganteile als Grundlage für die in Kapitel 3 getätigten Auswertungen erörtert.

Einen wesentlichen Bestandteil dieser Arbeit bildet das umfangreiche Versuchsprogramm, welches in Kapitel 3 präsentiert wird. Es werden experimentelle Untersuchungen zum Einfluss der Betonrezeptur auf die Rauigkeit im Schubriss in Stahlbetonträgern ohne Schubbewehrung vorgestellt. Außerdem werden Untersuchungen zur Tragwirkung von Aufbiegungen anhand von Querkraftversuchen an Plattenstreifen sowie an zwei großmaßstäblichen Plattenbrücken aufbereitet. Neben der Evaluierung der Maximallasten mit bestehenden normativen Ansätzen wird vor allem die Rissentwicklung des kritischen Schubrisses untersucht. Durch die Auswertung von photogrammetrischen Messdaten kann eine Berechnung der einzelnen Tragmechanismen unter Zugrundelegung der in Kapitel 2 angeführten Modelle erfolgen und somit deren Rolle bei der Übertragung der einwirkenden Querkraft evaluiert werden.

Aufbauend auf den gewonnenen Erkenntnissen aus den Experimenten wird in Kapitel 4 ein neuartiges Berechnungskonzept vorgestellt, bei welchem die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Plattenbrücken mit Aufbiegungen durch Verschieben eines potentiellen Schubrisses entlang der Bauteilachse erfolgt. Diese Vorgehensweise liefert durch den Vergleich mit der Einwirkung in jedem möglichen Nachweisschnitt eine Querkraftdeckungsline für das gesamte Bauteil. Für die Ermittlung des Betontraganteils wird ein bestehender, dehnungsbasierter Ansatz entsprechend den Versuchsbeobachtungen erweitert. Die Eignung des Berechnungsansatzes wird anschließend mit der Evaluierung einer eigens erstellten Datenbank für Querkraftversuche mit aufgebogenen Längsstäben, sowie durch den Vergleich mit anderen normativen Modellen aufgezeigt. Schlussendlich wird der Berechnungsansatz in ein ingenieurmäßiges Nachweiskonzept für die Bewertung der Tragfähigkeit von bestehenden Brücken übergeführt.

Abschließend wird in Kapitel 5 die Anwendbarkeit und Praxistauglichkeit des vorgeschlagenen Nachweisformats anhand der Nachrechnung von bestehenden Eisenbahnbrücken mit Aufbiegungen aufgezeigt. Das Potential wird anhand einer der österreichischen Nachrechnungsrichtlinie für Bestandsbrücken konformen Vergleichsberechnung derselben Tragwerke illustriert.

1.3 Abgrenzung

Im Rahmen dieser Arbeit wurde das Querkrafttragverhalten von Stahlbetonträgern ohne Schubbewehrung und Stahlbetonplatten (Plattenstreifen) mit aufgebogenen Längsstäben experimentell untersucht. Da die normativen Ansätze für die Schubtragfähigkeit bei Stahlbetonträgern ohne Schubbewehrung die Versuchsergebnisse ausreichend genau prognostizieren konnten, wurde in dieser Arbeit kein eigenes Berechnungsmodell für diese Bauteilart entwickelt, sondern ein bestehendes Modell erweitert und lediglich in den neuen Ansatz für aufgebogene Längsbewehrung eingegliedert. Aufgrund der Diskrepanz in den

Vorhersagen bei Stahlbetonplatten mit aufgebogener Längsbewehrung wurde daher für diese Bauteile ein Ansatz entwickelt. Das neue Modell ist imstande, ein Biegeschubversagen im Schubfeld bei aufgebogener, gerippter Bewehrung (Biegewinkel $30 - 45^\circ$) und ausreichender Verankerung derselbigen vorherzusagen. Bei Verwendung von glatten Stäben sind die mechanischen Grundlagen des vorgestellten Ansatzes nicht mehr erfüllt. Darüber hinaus kann ein möglicher positiver Einfluss einer Vorspannung zum jetzigen Zeitpunkt aufgrund der fehlenden Datenbasis nicht berücksichtigt werden. Ein Druckstrebenversagen des Beton zwischen den Rissen kann mit dem gewählten Ansatz ebenfalls nicht prognostiziert werden. Darüber hinaus können zum jetzigen Zeitpunkt nur statisch wirkende Bemessungssituationen abgebildet werden. Zyklische und dynamische Effekte bleiben daher unberücksichtigt. Das Nachweiskonzept wurde für den Grenzzustand der Tragfähigkeit entwickelt 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 Brücken auswirken und bedürfen einer gesonderten Beurteilung.

Kapitel 2

Grundlagen

2.1 Entwicklung der Bauweise mit Aufbiegungen

Während das Querkrafttragverhalten im ungerissenen Zustand (Zustand I) in den ungestörten Bereichen (B-Bereiche; Bernoulli¹-Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte gültig) mit Hilfe der technischen Biegelehre sehr einfach beschrieben werden kann, ist dies im gerissenen Zustand (Zustand II) in B-Bereichen sowie in den Diskontinuitätsbereichen (D-Bereich; z.B: Auflager) weitaus schwieriger (Abb. 2.1a). Deshalb erfolgte die Bemessung auf Querkraft lange Zeit anhand elastischer Spannungsberechnungen.

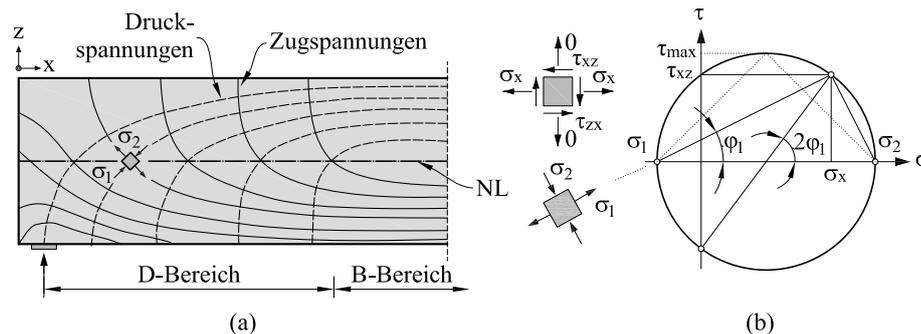


Abb. 2.1: Stahlbetonbalken im ungerissenen Zustand: (a) Zug- und Druckspannungstrajektorien (σ_1 , σ_2) im Diskontinuitäts- und Balkenbereich, (b) Spannungskreis nach Mohr² mit Normalspannung σ_x und Schubspannung τ_{xz}

Den Grundstein für die Bauweise mit Aufbiegungen lieferte das Standardwerk „Der Eisenbetonbau“ von Emil Mörsch (1908). Mörsch hat ausgehend von der Betrachtung der Zug- und Druckspannungstrajektorien eines ungerissenen Balkens (σ_1 bzw. σ_2 in Abb. 2.1a), sowie aus den Überlegungen am Mohr²'schen Spannungskreis (Abb. 2.1b) Folgendes festgestellt: „Für alle Stellen wo $\sigma_x = 0$ ist, also am Auflager der einfachen, oder an den Momentennullpunkten kontinuierlicher Träger ist $\varphi_1 = 45^\circ$. Es müsste also dort die Abbiegung zweckmäßig unter 45° erfolgen, damit sie am besten die schiefen Hauptzugspannungen, welche dann $= \tau_{max}$ sind, aufnehmen können“. Der Querkraftbewehrung wird außerdem im ungerissenen Zustand keine wesentliche Tragwirkung eingeräumt, sondern offenbart erst durch Kreuzen eines Risses durch seine „Zugwirkung“ ihr volles Potential.

Mörsch zeigt ein grafisches Verfahren, für die Ermittlung der von den Aufbiegungen übernommenen schiefen Zugspannungen τ_0 (Abb. 2.2a). Dieses war bereits im Regelwerk

¹Jakob I Bernoulli (*27. Dezember 1654 in Basel; †16. August 1705 ebenda) war ein Schweizer Mathematiker und Physiker

²Otto Mohr (*8. Oktober 1835 in Wesselburen (Holstein); †2. Oktober 1918 in Dresden), war ein deutscher Ingenieur und Baustatiker

„Vorläufige Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten“ vom Verbands deutscher Architekten- und Ingenieurvereine und dem Deutschen Beton-Verein 1904, sowie in den „Bestimmungen des Königlich Preussischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten“ von 1907 zu finden (jeweils in Mörsch 1908 beigelegt). Dabei verlaufen die Wirkungslinien der Aufbiegungen durch die Schwerpunkte der schraffierten Trapeze und kennzeichnen somit die aufgenommene Zugkraft. Diese sollte nun - im Gegensatz zu den damals vorhandenen Regelwerken - die gesamten schiefen Hauptzugspannungen übernehmen. Die erste Aufbiegung ist so zu setzen, dass die vom Beton aufnehmbare Schubspannung (τ_1) nicht überschritten wird (kleinste Seite des Trapezes in Abb. 2.2a) oder wie es die Momentendeckungslinie zulässt (Abb. 2.3a). Die Tragwirkung von Bügeln darf addiert werden, wobei eine vertikale Ausführung empfohlen wird. Darüber hinaus sind sie in Bereichen, wo keine Stäbe aufgebogen werden können, notwendig (z.B. Balkenmitte), um bei wechselnden Belastungsverhältnissen die schiefen Hauptzugkräfte vollständig durch Bügel aufzunehmen, was schließlich im Jahre 1925 in die Normung übernommen wurde (Stauder et al. 2012). Seine Überlegungen evaluierte er an den zu jener Zeit verfügbaren Testreihen der Firma Wayß & Freytag A.-G. und jenen der Stuttgarter Materialprüfungsanstalt. Darauf gründend bezeichnete er die Bauweise mit Aufbiegungen als sinnvoll, da „...sie ohne besonderen Materialaufwand eine größere Bruchlast gewährleisten“. Diese sollen in der Druckzone verankert sein, wobei die Biegeradien mit dem 13-fachen Stabdurchmesser zu begrenzen sind, womit bereits ein Bewusstsein der möglichen Längsspaltung vorhanden war (wie beschrieben in Bach et al. 1911, 1912, Richart 1927).

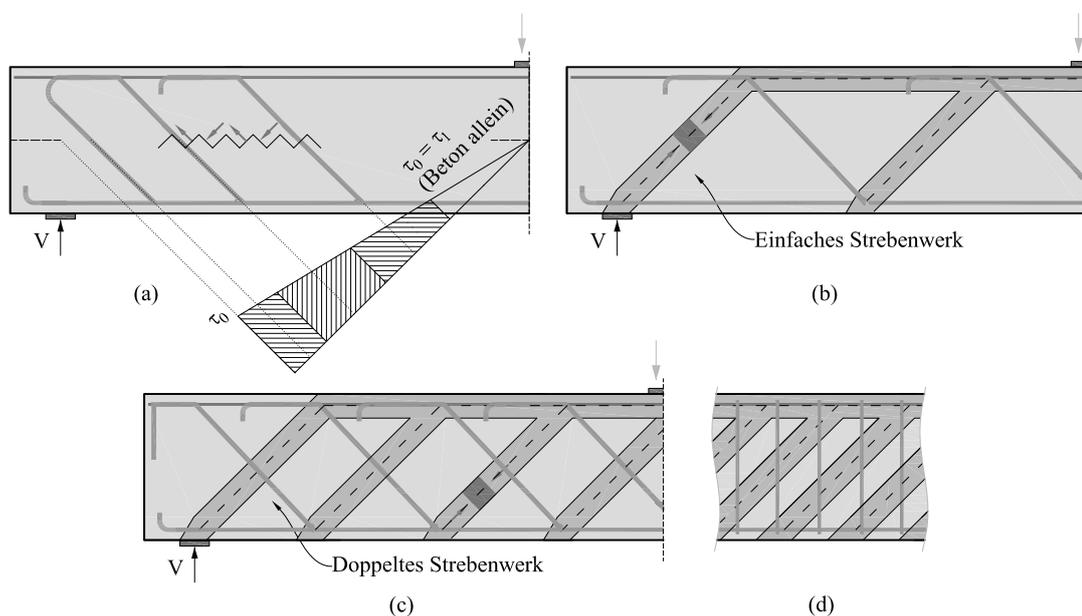


Abb. 2.2: Verfahren zur Querkraftbemessung nach Mörsch (1908): (a) Bemessung für schiefe Zugkräfte mit Aufbiegungen, (b) Einfaches Strebenwerk, (c) Doppeltes Strebenwerk, (d) Fachwerk mit vertikalen Zugstreben

Alternativ dazu formuliert Mörsch nach den Überlegungen von Ritter (1899) das klassische Fachwerkmodell ($\theta = 45^\circ$ in Abb. 2.2b, c und d), welches in seinen Grundzügen noch heute zur Bemessung von Bauteilen mit Querkraftbewehrung verwendet wird (vgl. Abschnitt 2.3, jedoch mit variabler Druckstrebenneigung θ). Die Bemessung in Österreich erfolgte jedoch

bis zur Einführung der ÖN B 4200-8 (1979) für Stahlbetontragwerke (bzw. ÖN B 4202 1975 für Straßenbrücken) mit schiefen Hauptzugspannungen (siehe Abb. 2.2.1). Anschließend wurde bis zur Einführung der ÖN B 4700 (1997) ein Fachwerk mit einem Druckstrebenwinkel von 45° herangezogen.

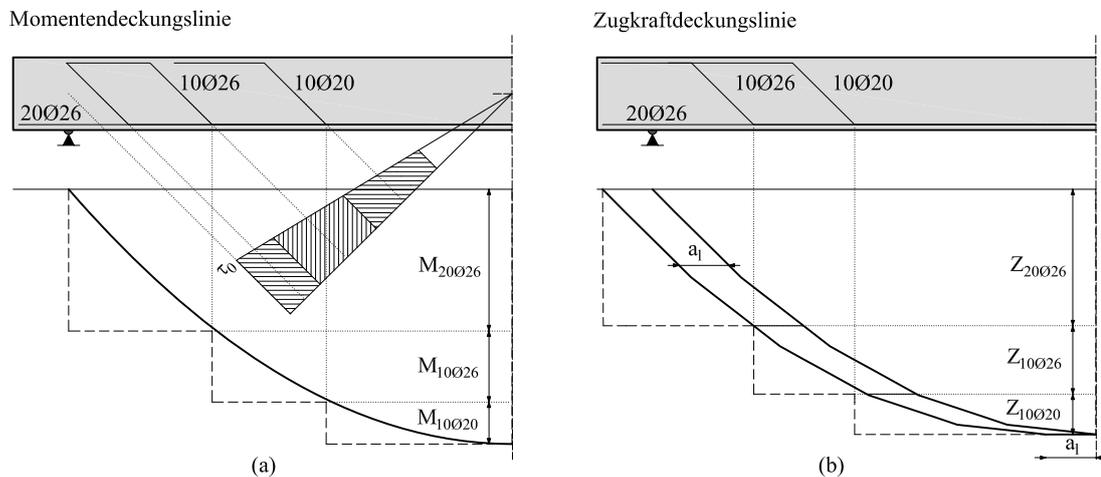


Abb. 2.3: Ausführung von aufgebogenen Stäben unter Zugrundelegung der: (a) Momentendeckungslinie nach Mörsch (1908), gültig bis einschließlich ÖN B 4200-4 (1957), (b) Zugkraftdeckungslinie mit Versatzmaß nach Überlegungen von Leonhardt und Walther (1963), adaptiert ab der ÖN B 4200-8 (1969)

Leonhardt und Walther (1963) überprüften in Ihren Versuchen die Wirksamkeit verschiedener Arten der Querkraftbewehrung und kamen zu dem Schluss, dass die schräge Ausführung der Querkraftbewehrung sinnvoll ist, jedoch die Schubrissweiten bei Aufbiegungen aufgrund ihrer größeren Durchmesser und der weiteren Abstände wesentlich höher sind. Deshalb sind nach diesem Kriterium schräge Bügel vorzuziehen, wobei der unkomplizierte Einbau stets für vertikale Bügel spricht. Des Weiteren wurde die bessere Umschließung der Druckzone bei Bügel als vorteilhaft erwähnt. Zudem erläuterten die Autoren, dass aufgrund der geringen Aktivierung der Bügel ein wesentlicher Teil über die „Bogen-Zugbandwirkung“ abgetragen wird. Die Autoren schlossen daraus, dass am Auflager eine wesentlich größere Zugkraft wirken muss, als jene, die nach Balkentheorie berechnet wurde. Eine Schwächung des Zuggurts am Auflager durch Aufbiegungen wurde daher neben der längsspaltenden Wirkung als nachteilig eingestuft.

Die beschriebene zusätzliche Zugkraft, welche mittels der Fachwerkanalogie erklärt werden kann, wird heutzutage durch die sogenannte Zugkraftdeckungslinie berücksichtigt (Abb. 2.3b). Diese kann durch das Verschieben der Momentenlinie um das Versatzmaß (heute in ÖN EN 1992-1-1 2015 als a_l bezeichnet, wobei $a_l = z \cdot (\cot \theta - \cot \alpha)/2$ erhalten werden.

Aufgrund der Veröffentlichungen von Leonhardt und Walther verschwand die Bauweise der Aufbiegungen zunehmend aus der Welt der Forschung und der Normung. Sie wird heutzutage im Wesentlichen in Kombination mit Bügeln eingesetzt oder als Durchstanzbewehrung. Es gab fortan nur vereinzelt dokumentierte Versuchsreihen zu diesem Thema (Özden 1967, Leksukhum et al. 1971, Regan et al. 1974). In Dänemark wurden Ansätze der Plastizitätstheorie bei Trägern mit aufgebogenen Stäben in Pedersen (1979) durch

die Nachrechnung der vorgenannten Versuche verifiziert, wobei aufgrund der Gefahr der Längsspaltung ebenso von dieser Bauweise abgeraten wurde.

2.2 Normenentwicklung

Die Entwicklung der Normung hat einen großen Einfluss auf die Art und Weise, wie unsere Baukonstruktionen gestaltet werden. Aufgrund des wirtschaftlichen Wettbewerbs, wird in der Regel danach getrachtet Materialverbrauch, Arbeitsaufwand und somit die Herstellungskosten möglichst gering zu halten. Deshalb ist davon auszugehen, dass die jeweiligen Grenzwerte der Materialfestigkeiten und Vorschriften betreffend der konstruktiven Ausbildung auch in der Vergangenheit ausgereizt wurden. Durch die Betrachtung der jeweiligen Normen kann daher auf die typische Ausführungsform von bestehenden Brückenbauten geschlossen werden und eine mögliche „Querkraftgefährdung“ nach heutiger Normenlage beurteilt werden (siehe Abschnitt 2.3).

Eine Übersicht über die Normenstände für die Berechnung und Bemessungen von Stahl- und Spannbetonbauteilen wurde bereits von P. Huber (2016) herausgearbeitet und wird für diese Arbeit übernommen. Abbildung 2.4 zeigt die Entwicklung der Normenreihen bis zur verpflichtenden Einführung des Eurocode-Reihe im Jahr 2009 für:

- Straßenbrücken: ÖN B 4002 (Belastung), ÖN B 4202 (Berechnung Massivbau) und später ÖN B 4702 (Berechnung),
- Eisenbahnbrücken: ÖN B 4003 (Belastung), ÖN B 4203 (Berechnung Massivbau) und später ÖN B 4703 (Berechnung),
- Stahlbeton: ÖN B 2302, ÖN B 4200 - Teil 4 und Teil 8 (Berechnung und Ausführung) und später ÖN B 4700 (Eurocode-nahe Berechnung und Ausführung) sowie ÖN B 4200 -Teil 7 (Stahleinlagen).

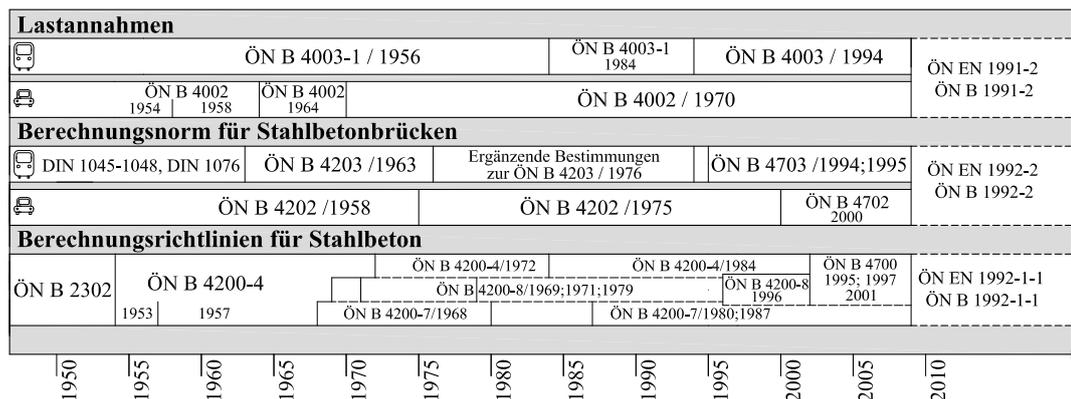


Abb. 2.4: Entwicklung der Normung im Betonbau in Österreich für Straßen- und Eisenbahnbrücken nach P. Huber (2016)

Neben den Normen gab es im Straßenbau die sogenannten Plattennormalien (z.B. Bundesministerium für Bauten und Technik 1967, 1969, später RVS), in denen die Regelfälle der Dimensionierung und Biegebemessung von geraden Plattenbrücken (Kreuzungswinkel = 75 - 90°, Längen = 2 - 20 m) entsprechend der jeweils gültigen Normenstände in Tabellen zusammengefasst werden. Angaben zur Schubbewehrung werden darin nicht

gegeben (Della Pietra 2018). Offizielle Tabellen gab es für den Eisenbahnbau nicht, jedoch interne Dokumente der Bahnbetreiber (z.B. Bemessung für den N-Zug im Jahr 1932, Platten zwischen 5 und 15 m nach ÖN B 4003 1984).

Die Auswirkungen der Normen auf die Berechnung des Querkraftwiderstands von Stahlbetonplattenbrücken sowie die jeweiligen Grundsätze zur Ausführung der Querkraftbewehrung werden in Abschnitt 2.2.1 erläutert. In Abschnitt 2.2.2 werden die Widerstände den jeweiligen Einwirkungen für Straßen- und Plattenbrücken gegenübergestellt, um auf die für den jeweiligen Zeitraum typische Querkraftbewehrung schließen zu können.

2.2.1 Widerstand

Der Querkraftnachweis für Stahlbetonbauteile wurde in den Vorgängernormen bis zur Einführung der Eurocode-nahen Berechnung in der ÖN B 4700 (1997) mit der Schubspannungsformel nach Mörsch (1908) geführt (Gl. 2.1). Nach dem Modell werden unterhalb der neutralen Faser keine Längskräfte übertragen, wodurch hier ein konstanter Schubspannungsverlauf resultiert (Abb. 2.5).

$$\tau_0 = \frac{Q}{b \cdot z} \leq \tau_1 \quad (2.1)$$

mit einwirkender Schubspannung τ_0 , Querkraft Q , geringster Querschnittsbreite b , innerer Hebelarm z und den Grenzwerten für die Schubspannung τ_1 .

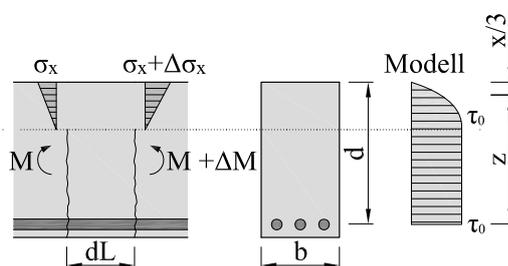


Abb. 2.5: Grundlegende Annahmen der Normalspannungsverteilung am gerissenen, rechteckigen Querschnitt und daraus resultierender Schubspannungsverlauf nach Mörsch (1908)

Die Grenzwerte für Gleichung 2.1 waren zu Beginn der österreichischen Normung sehr hoch angesetzt und wurden erst auf Grundlage der Veröffentlichung von Leonhardt und Walther (1962) durch die Einführung der ÖN B 4200-8 (1969) herabgesetzt. Selbige Entwicklung gab es auch in Deutschland, wo die hohen Grenzwerte der ersten Normengeneration DIN 1045 (1943) erst durch die Einführung der DIN 1045 (1972) angepasst wurden. Im Eurocode 2 wird die Querkraftbemessung für Bauteile mit und ohne Querkraftbewehrung getrennt durchgeführt, wobei die jeweiligen Modelle für Brücken (ÖN EN 1992-2 2012) und Bauteile im Hochbau (ÖN EN 1992-1-1 2015) identisch sind. Die Widerstandswerte für unbewehrte Platten waren im Vergleich zum heutigen Eurocode 2 weitaus höher (siehe Abb. 2.6). Ähnliche Normenvergleiche wurden in Deutschland von Schacht et al. (2013) bzw. in Österreich von P. Huber (2016) durchgeführt. Die globale Sicherheit der Grenzwerte vor der Einführung des semi-probabilistischen Sicherheitskonzept im Jahre 1997 wurde von Leonhardt und Walther (1962) mit $\gamma_{global} = 1,75 - 2,1$ aufgrund von Versuchen an Plattenstreifen

beziffert, wohingegen Mörsch (1908) zuvor die globale Sicherheit mit $\gamma_{global} = 3,0 - 3,5$ bezifferte (Schacht et al. 2013). Zum Zwecke der Vergleichbarkeit wurden in Abbildung 2.6 die nach ÖN B 4700 (1997) bzw. ÖN EN 1992-1-1 (2009) ermittelten Designwerte (τ_{Rd}) um einen Faktor $1/1,4$ reduziert (gemittelter Teilsicherheitsfaktor auf der Einwirkungsseite). Außerdem sei zu erwähnen, dass zur Ermittlung des Querkraftwiderstands vor 1997 die Schubspannung auf die Fläche $b \cdot z$ und danach auf $b \cdot d$ bezogen wurde, weshalb in Abbildung 2.6 die Designwerte (τ_{Rd}) wiederum um den Faktor $1,0/0,9$ erhöht wurden ($z \approx 0,9 \cdot d$).

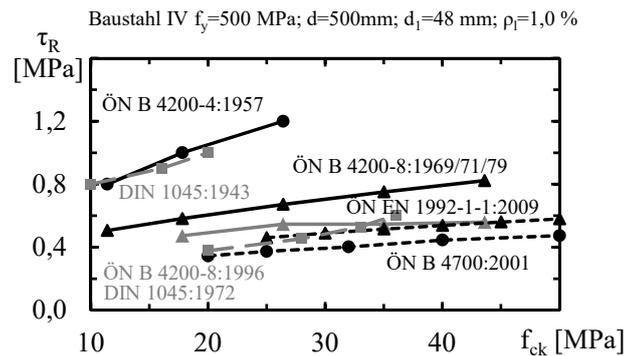


Abb. 2.6: Grenzwerte der Schubspannung im Beton τ_R zur Ausführung von Platten ohne Querkraftbewehrung in Abhängigkeit von der charakteristischen Betondruckfestigkeit f_{ck} für verschiedene Normenstände in Österreich und Deutschland

Wurden die vergleichsweise hohen Grenzwerte vor 1996 nun ausgenutzt, kann davon ausgegangen werden, dass im Zuge einer Nachrechnung die positive Nachweisführung durch reines Ansetzen des Betonwiderstands gemäß Eurocode 2 nicht möglich ist.

ÖN B 2302:1936 und ÖN B 4200-4:1956

Bei Erfüllung des Schubnachweises nach Gleichung 2.1 waren bis 1969 lediglich „...möglichst viele der zur Momentendeckung nicht mehr benötigten Stahleinlagen in Richtung des Kraftflusses aufzubiegen“ (ÖN B 4200-4 1957, ÖN B 2302 1936). Richtwerte zu der Anzahl oder den Abständen der Aufbiegungen wurden keine gegeben. Bei Überschreitung der Grenzwerte musste bis 1969 im Bereich der Überschreitung nachgewiesen werden, dass „die schiefen Hauptzugkräfte durch Schrägeinlagen und Bügel aufgenommen werden und dass diese richtig verteilt sind“ (nach ÖN B 4200-4 1957). In Bereichen der Unterschreitung wurde zugleich eine Mindestquerkraftbewehrung vorgesehen. Durch das reine Ansetzen des Stahltraganteils im Falle der Überschreitung der damals zulässigen Grenzwerte, ist auch von einer adäquaten Nachweisführung mit den heutigen Nachweisformaten im Eurocode 2 (Fachwerkmodell mit variablen Druckstrebenwinkel) auszugehen, sofern die konstruktiven Anforderungen (z.B. Mindestabstände) eingehalten werden. In Abschnitt 2.2.2 wird jedoch gezeigt, dass eine Überschreitung dieser Grenzwerte mit den gültigen Lastmodellen im Brückenbau bis 1969 kaum möglich war.

ÖN B 4200-8:1969

Die genaue Ausführung der aufgeboenen Längsbewehrung wurde in der ÖN B 4200-8 (1969) erstmals für Balken und Platten geregelt. Bei Balken musste stets eine Mindestbe-

wehrung (Gl. 2.3) vorgesehen werden, Platten hingegen konnten bei Unterschreitung der Grenzwerte τ_1 ohne Bewehrung ausgeführt werden. Die Grenzwerte waren zwar niedriger als in den Vorgängernormen (siehe Abb. 2.6), aber es war eine Erhöhung der Grenzwerte für Platten in Abhängigkeit des Längsbewehrungsgrads möglich (siehe τ_1' in Gl. 2.2).

$$\tau_1' = 0,12 \cdot \sigma_p \sqrt{(w + w') \cdot w_g}$$

wobei $w = \frac{\mu \cdot \sigma_e^*}{\sigma_p}$ $w' = \frac{\mu' \cdot \sigma_e^*}{\sigma_p}$ $w_g = \frac{2 \cdot \varepsilon_p}{3 \cdot (\varepsilon_p + \varepsilon_e^*)}$ (2.2)

mit dem Bewehrungsgrad der Zugbewehrung μ , Bewehrungsgrad der Druckbewehrung μ' , den nach dem Traglastverfahren zugelassenen Höchstwerten für Betonspannung σ_p , Betondehnung ε_p , Stahlspannung σ_e^* und Stahldehnung ε_e^* .

Bei Überschreitung bis zur zweifachen Spannung τ_1' musste bei Platten der Rest der Querkraftsfläche durch Schrägeinlagen aufgenommen werden. Bei einer Überschreitung bis zum dreifachen Grenzwert τ_1' konnte zusätzlich zur Mindestbewehrung (Gl. 2.3) mindestens ein Viertel der erforderlichen Feld- bzw. Stützbewehrung gemäß dem Querkraftverlauf aufgebogen werden, um einen genaueren Nachweis zu vermeiden.

$$f_{eB} = f_{ew} = \frac{85 \cdot \tau_1 \cdot b_0}{\sigma_e^*}$$
 (2.3)

mit der Bewehrung in cm^2 je Seitenfläche je Meter Trägerlänge f_{eB} , Bewehrung in cm^2 je Seitenfläche je Meter der Trägerhöhe f_{ew} , die Plattenbreite b_0 , Grenzwert für die Schubspannung τ_1 (bzw. τ_1'), wobei dieser bei übermäßig breiten Trägern auf 50 % reduziert werden konnte.

Bei einer Überschreitung der dreifachen Spannung τ_1' (jedoch $< 6 \cdot \tau_1'$) musste der Rest der Querkraftsfläche durch Schrägeinlagen mit den Winkeln 30° , 45° bzw. 60° aufgenommen werden. Dafür gab es folgende geometrische Bedingungen (Abb. 2.7 a-c). Bei größeren Schubspannungen ($> 6 \cdot \tau_1'$) durfte der Abstand der Bügelbewehrung lediglich $z/2$ betragen und es musste sichergestellt werden, dass in jedem senkrecht zur Bauteilachse geführten Schnitt mindestens eine Schrägeinlage getroffen wird (Abb. 2.7 d).

Die Regelungen haben sich in den Folgewerken (ÖN B 4200-8 1971 und ÖN B 4200-8 1979) nur geringfügig geändert. Lediglich das Fachwerkmodell mit 45° -Druckstreben wurde ab der ÖN B 4200-8 (1979) bzw. in der ÖN B 4202 (1975) für Straßenbrücken eingeführt. Die eben beschriebene Addition von Stahl- und Betontraganteil (bei Platten mit $\tau_1 < \tau_0 < 2 \cdot \tau_1$) ist im heutigen Nachweisformat nach Eurocode 2 nicht vorgesehen. Deshalb könnte auch hier ein positiver Nachweis im Zuge einer Nachrechnung mit den heutigen Nachweisformaten erschwert werden.

ÖN B 4200-8:1996 und ÖN B 4700:1997

Die Regelungen bezüglich der Ausführung in Abhängigkeit der Grenzwerte für die Schubspannungen τ_1 waren in der letzten Version der Normenreihe ÖN B 4200-8 (1996) zu den vorherigen Versionen identisch. Lediglich die zugetrauten Grenzwerte waren abermals deutlich geringer angesetzt und liegen in etwa auf dem Niveau des Eurocode 2 für Bauteile

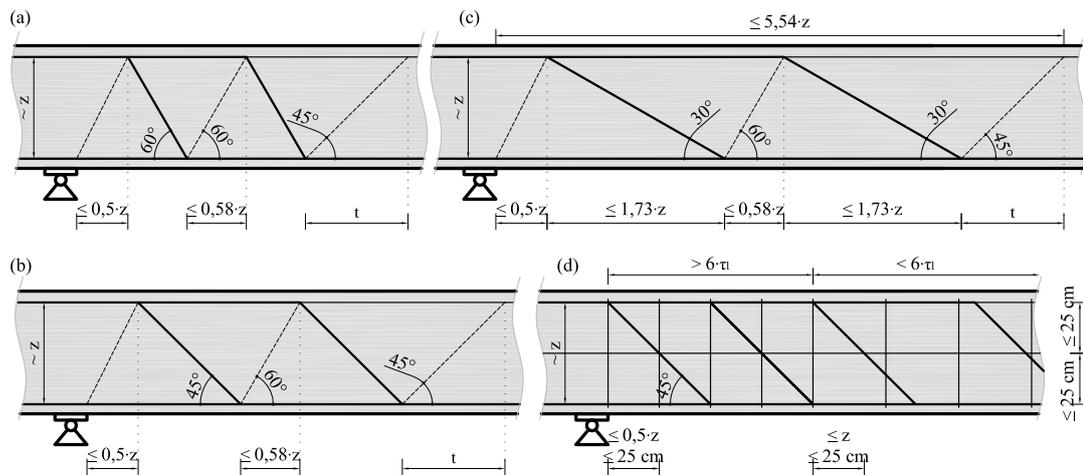


Abb. 2.7: Ausführung für Aufbiegungen gemäß ÖN B 4200-8 1969 bei Schubspannungen τ_0 im Bereich $3 \cdot \tau_1' - 6 \cdot \tau_1'$ für verschiedene Abbiegewinkel (a) 60° , (b) 45° , (c) 30° , (d) die Ausführung für Aufbiegungen und Bügel größere Schubspannungen ($> 6 \cdot \tau_1'$)

ohne rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung (siehe Abb. 2.6). Darüber hinaus wurde die positive Wirkung der steigenden Betongüte auf die Querkrafttragfähigkeit mit der Klasse B400 limitiert, was zu einer horizontalen Linie in Abbildung. 2.6 führt.

In der ersten Eurocode-nahen Nachfolgenorm ÖN B 4700 (1997), waren die dem Beton zugetrauten Querkraftwiderstände sogar geringer als heutzutage (siehe Abb. 2.6). Die Bemessung der Querkraftbewehrung erfolgte hier bereits mit dem Fachwerkmodell mit variablem Druckstrebenwinkel.

Bei der Anwendung von diesen beiden Normenwerken, kann somit von einer Ausführung einer geeigneten Querkraftbewehrung ausgegangen werden.

2.2.2 Einwirkung

Wie P. Huber (2016) zeigen konnte, haben sich die anzusetzenden Lasten auf Straßenbrücken in Österreich über die letzten Jahrzehnte erhöht. Diese Erhöhung spiegelt das größere Verkehrsaufkommen sowie die größeren höchstzulässigen Lasten wider. Die Bauweise mit aufgebogenen Längsstäben findet ihre typische Anwendung bei Plattenbrücken aus Stahlbeton mit Spannweiten zwischen zwei und zwanzig Metern (siehe Abschnitt 1.1). Gerade bei diesen geringen Spannweiten ergeben sich nach P. Huber (2016) bei Straßenbrücken höhere Lasten, welche eine positive Nachweisführung unter Zugrundelegung der heutigen Normen erschweren. Bei kurzen Eisenbahnbrücken sind die anzusetzenden Lasten nahezu identisch geblieben, da der S-Zug nur unwesentlich vom Lastmodell 71 abweicht und etwaige Erhöhungsfaktoren im selben Größenbereich liegen (T. Huber, P. Huber, Kollegger und Vill 2018). Die folgenden Vergleichsberechnungen zwischen Einwirkung und Widerstand von historischen Normen sollen zeigen, bei welchen Geometrien unter Anwendung der zuvor erläuterten Normen für Widerstände (Abschnitt 2.2.1) eine Bemessung von Bewehrungszulagen zur Abdeckung der schiefen Hauptzugspannungen τ_0 überhaupt notwendig war. Anhand dieser Betrachtungen werden Aussagen über jene Zeiträume getroffen, in denen eine akute Nachweisproblematik wahrscheinlich ist.

Eisenbahnbrücken

Für Eisenbahnbrücken kam die Normenreihe ÖN B 4003 (1956) zur Anwendung. Diese war zwischen 1956 und 1994 gültig (Abb. 2.4). Zum Zwecke der Bemessung einer Eisenbahnbrücke der Klasse S bei einer Normalspurbahn wurde der schwere Lastenzug S (S-Zug) angesetzt (Abb. 2.8). Der schwere Lastenzug umfasst fünf Einzellasten zu je 250 kN mit einem Abstand von je 1,6 m. Diese wird gefolgt von einer erhöhten Linienlast 104 kN/m ehe sie nach 40 Metern auf 80 kN/m reduziert wird. Aufgrund der Lastausbreitung von Schiene und Schwelle und dem Schotterbett kann in den meisten Fällen eine verteilte Last auf das Tragwerk aufgrund der Einzellasten angenommen werden. Diese Lasten werden durch einen dynamischen Beiwert in Abhängigkeit von Länge und statischem System erhöht. Darüber hinaus werden die Gesamtlasten durch einen Ermüdungsbeiwert γ abermals erhöht (ÖN B 4003 1956). Dieser hängt vom Verhältnis der ständigen zu den veränderlichen Lasten ab. Im Jahre 1994 wurde der S-Zug durch die Übernahme des heute gültigen Lastmodells 71 (LM 71) in die ÖN B 4003 (1994) abgelöst.

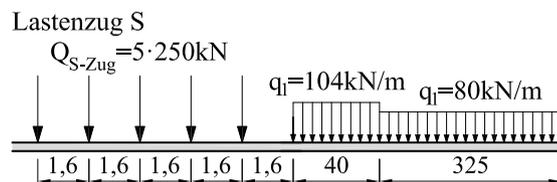


Abb. 2.8: Lastbild in Längsrichtung für den schweren Lastenzug (S-Zug)

Eine einfeldrige Plattenbrücke aus Stahlbeton hat im Eisenbahnbrückenbau nach Aigner et al. (2015) eine übliche Schlankheit (l_1/h) von 11-16. Die Bezugslänge zur Berechnung der Schlankheit l_1 bezeichnet hierbei den Abstand der Momentennullpunkte (Einfeldträger: $l_i = 1,0 \cdot l$; Durchlaufträger Endfeld: $l_i = 0,8 \cdot l$; Durchlaufträger Innenfeld: $l_i = 0,7 \cdot l$). Zum Vergleich werden für verschiedene Spannweiten (l) die jeweils einwirkenden Querkräfte Q für einen Plattenstreifen mit einer Breite von vier Meter ermittelt (eingleisige Überfahrtsbrücke). Zusätzlich zum Eigengewicht der Platte wird eine gleichmäßig verteilte Ausbaulast von g_k von 65 kN/m angenommen (Schienenprofil UIC 60: 1,2; Betonschwellen 5,0; Randbalken 25,8; Schotterbett 33,0 kN/m). Bei Eisenbahnbrücken mussten die Tragwerke nach der ÖN B 4203 (1963) aus Stahlbeton mit einer Mindestgüte von B225 ausgeführt werden. Ab 1976 mussten laut den ergänzenden Bestimmungen (ÖBB 1976) zur ÖN B 4203 (1963) die Tragwerke mindestens mit einer Betongüte von B300 ausgeführt werden. Im folgenden Diagramm (Abb. 2.9) wurde die einwirkende Schubspannung τ_0 nach Gleichung 2.1 ermittelt und mit dem Grenzwerten nach den Normen ÖN B 4200-4 (1957) und ÖN B 4200-8 (1969) für jeweils zwei Betongüten (B225, B300) verglichen.

Vor 1969 muss davon ausgegangen werden, dass der Nachweis nach Gleichung 2.1 für eine Betongüte von B300 nahezu immer erfüllt werden konnte, wie die Parameterstudie mit den damals gültigen Lastmodellen für Eisenbahnbrücken (ÖN B 4003 1956) in Abbildung 2.9a zeigt. Hier kann davon ausgegangen werden, dass zumindest Aufbiegungen im Ermessen des Ingenieurs vorgesehen waren (Abschnitt 2.2.1). Lediglich bei einer geringeren Betongüte, und gleichzeitig sehr hohen Schlankheiten wäre in den Jahren 1957 bis 1969 eine rechnerische Bemessung der Querkraftbewehrung notwendig gewesen.

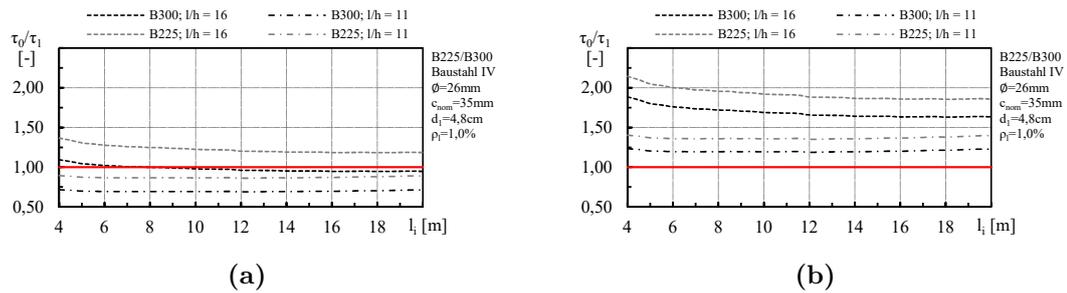


Abb. 2.9: Verhältnis der einwirkenden Schubspannung τ_0 nach ÖN B 4003 1956 zum Grenzwert für die Schubspannung τ_1 für die Normen: (a) ÖN B 4200-4 1957; (b) ÖN B 4200-8 1969

In Abbildung 2.9b wird gezeigt, dass die zulässigen Grenzwerte für die Schubspannung τ_1' nach ÖN B 4200-8 (1969) für typische Schlankheiten und Brückenlängen überschritten werden. Die Überschreitung ist jedoch meist geringer als der zweifache Wert der nach Gleichung 2.2 bestimmten Grenzspannung τ_1' . Daher ist lediglich jener Querkraftanteil mit Schrägeinlagen aufzunehmen, welcher die Schubspannung τ_1' überschreitet (Abschnitt 2.2.1). Übertragen auf das vorgestellte Rechenbeispiel muss also maximal in etwa 1/4 der Querkraftfläche übernommen werden, was in der Regel durch eine einzelne Reihe von Aufbiegungen möglich ist (Abb. 2.10).

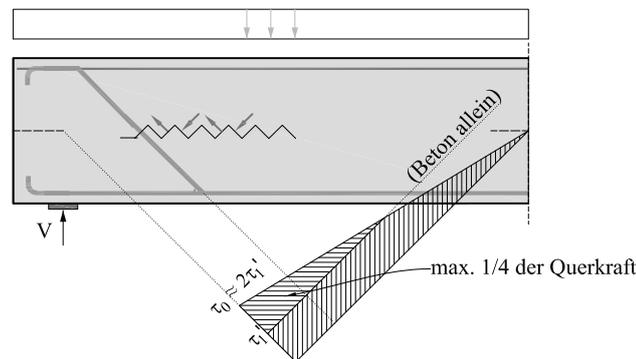


Abb. 2.10: Ausführung von einer Reihe von Aufbiegungen zur Übernahme der überschrittenen Schubspannung τ_1'

Laut ÖN B 4203 (1963) gab es jedoch eine zu den Bestimmungen der ÖN B 4200-4 (1957) ähnliche Regel bezüglich der Ausführung von Aufbiegungen aus konstruktiven Gründen: „*untliegende Eisen dürfen unten in der Zugzone nicht enden. Sie sind als Aufbiegungen über die Mittelachse des Querschnittes hinaufzuführen*“. Die tatsächliche Konstruktion von Aufbiegungen konnte durch eine Plansichtung von 15 Brückenplänen im Netz der ÖBB, welche im Zeitraum 1972 bis 1987 errichtet und mit dem S-Zug bemessen worden sind, bestätigt werden (T. Huber, P. Huber, Kollegger und Vill 2018).

Aufgrund der getätigten Vergleichsrechnungen kann Folgendes für kurze Eisenbahnbrücken aus Stahlbeton, welche mit dem S-Zug bemessen worden sind festgestellt werden:

- vor 1969: Aufgrund der hohen Grenzwerte ist eine rechnerische Bemessung der Querkraftbewehrung zur Abdeckung der Schubkräfte bei üblichen Schlankheiten

auszuschließen. Aufbiegungen sollten im Ermessen des Ingenieurs entsprechend der Momentendeckung vorhanden sein.

- nach 1969: Im Regelfall war eine Reihe von Aufbiegungen zur Übernahme von Schubkräften ausreichend. Darüber hinaus können im Sinne der Zugkraftdeckungslineie zusätzliche Aufbiegungen vorhanden sein. Eine Ausführung der Aufbiegungen nach Abbildung 2.7 ist bei Plattenbrücken aufgrund der geringen Ausnutzung der damaligen Grenzwerte nicht zu erwarten.

Straßenbrücken

Für Straßenbrücken kam in der Vergangenheit die Normenreihe ÖN B 4002 (1954) zur Anwendung. Diese war zwischen 1954 und 2009 gültig (Abb. 2.4). Zum Zwecke der Bemessung einer Straßenbrücke der Brückensklasse 1 werden zwei 25 Tonnen (t) schwere Lastkraftfahrzeuge (25t-LKW) auf zwei benachbarten Fahrstreifen einer Richtungsfahrbahn angesetzt (Abb. 2.11). Zusätzlich ist bei jedem weiteren Fahrstreifen ein leichter 16t-LKW anzusetzen. Für die Restflächen wird eine verteilte Last von 5 kN/m^2 angenommen. All diese Lasten werden durch einen dynamischen Beiwert erhöht, welcher von der Brückenlänge und dem statischem System abhängt. Ermüdungsbeiwerte wurden im Gegensatz zum Eisenbahnbrückenbau nicht berücksichtigt. Im Jahre 2009 wurde dieses Lastmodell durch das heute gültige Lastmodell 1 (LM 1) in der ÖN EN 1991-2 (2004) abgelöst.

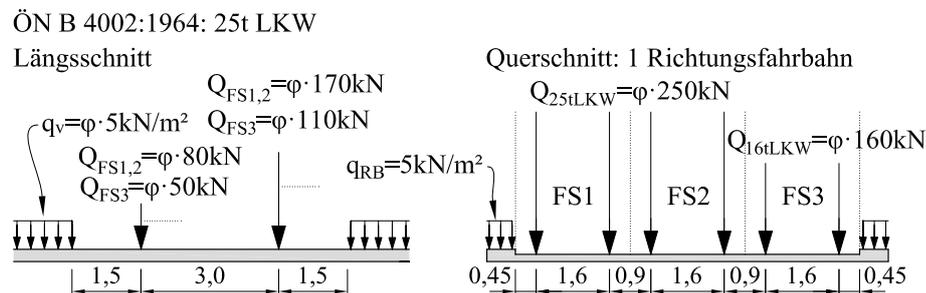


Abb. 2.11: Lastbild in Längsrichtung für das Lastmodell des 25t-LKW sowie Querverteilung auf einer dreispurigen Richtungsfahrbahn

Eine einfeldrige Plattenbrücke aus Stahlbeton hat im Straßenbrückenbau eine übliche Schlankheit (l_1/h) von 15-25 (Aigner et al. 2015). Die Bezugslänge zur Berechnung der Schlankheit l_1 bezeichnet hierbei den Abstand der Momentennullpunkte (Einfeldträger: $l_i = 1,0 \cdot l$). Zum Vergleich werden für verschiedene Spannweiten l die einwirkenden Querkräfte Q für eine Platte mit einer Fahrbahnbreite von sechs Metern ermittelt (zweispurige Überfahrtsbrücke, Tragwerksbreite 9,2 m). Zusätzlich zum Eigengewicht der Platte wird die Last des Fahrbahnbelags mit 18 kN/m (12,5 cm bituminöser Belag) bzw. der Randbalken (inklusive Geländer) mit 30 kN/m abgeschätzt. Bei Straßenbrücken mussten die Tragwerke nach ÖN B 4202 (1958) mindestens mit einer Betongüte von B160 ausgeführt werden und das Sicherheitsniveau für den Nachweis der Schubspannungen wurde von $\gamma_{global} = 1,75$ auf 1,85 angehoben. Als Bewehrungsstahl wird ein Stahl der Klasse IV vorausgesetzt. Im folgenden Diagramm (Abb. 2.12) werden die einwirkenden Schubspannungen τ_0 nach Gleichung 2.1 mit den Grenzwerten nach den Normen ÖN B 4200-4 (1957) und ÖN B 4200-8 (1969) verglichen.

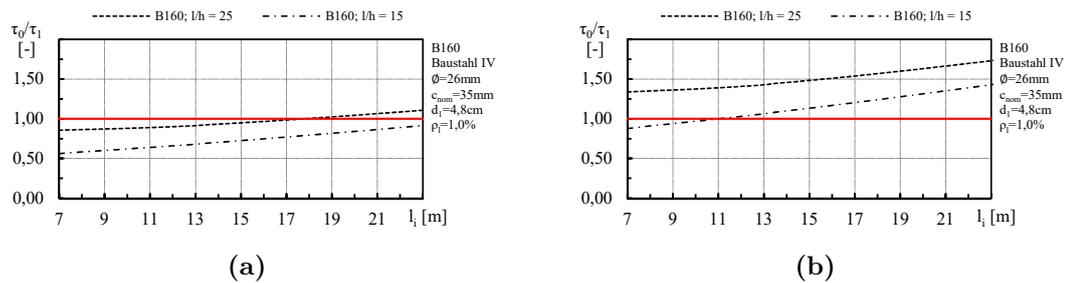


Abb. 2.12: Verhältnis der einwirkenden Schubspannung τ_0 nach ÖN B 4002-8 (1970) zum Grenzwert für die Schubspannung τ_1 für die Normen: (a) ÖN B 4200-4 (1957); (b) ÖN B 4200-8 (1969)

Die vertikalen Lasten sind bei Straßenbrücken in Summe geringer als jene bei Eisenbahnbrücken, womit größere Schlankheiten möglich sind. Bei Betrachtung der Ausnutzung bei Anwendung der geringst möglichen Betonklasse B160 zeigt sich ein ähnliches Bild wie bei Eisenbahnbrücken (Abb. 2.9).

Vor 1969 muss davon ausgegangen werden, dass der Nachweis nach Gleichung 2.1 für eine Mindestbetongüte von B160 aufgrund der hohen Grenzwerte nahezu immer erfüllt werden konnte, wie die Parameterstudie in Abbildung 2.12a zeigt. Hier sollten Aufbiegungen nach Ermessen des Ingenieurs entsprechend der Momentendeckungslinie vorhanden sein (Abschnitt 2.2.1).

In Abbildung 2.12b wird gezeigt, dass die Grenzwerte nach ÖN B 4200-8 (1969) für typische Schlankheiten und Brückenlängen überschritten werden. Die Überschreitung ist jedoch geringer als der zweifache Wert der nach Gleichung 2.2 ermittelten Grenzspannung τ_1 . So ist wie auch bei den kurzen Eisenbahnbrücken von lediglich einer notwendigen Reihe von Aufbiegungen auszugehen. Eine Ausführung der Aufbiegungen nach Abbildung 2.7, ist bei Plattenbrücken aufgrund der geringen Ausnutzung der damaligen Grenzwerte nicht zu erwarten.

Aufgrund der getätigten Vergleichsrechnungen kann Folgendes für kurze Straßenbrücken aus Stahlbeton, welche mit dem 25t-LKW bemessen worden sind festgestellt werden (analog zu den Eisenbahnbrücken):

- vor 1969: Aufgrund der hohen Grenzwerte ist eine rechnerische Bemessung der Querkraftbewehrung zur Abdeckung der Schubkräfte bei üblichen Schlankheiten auszuschließen. Aufbiegungen sollten im Ermessen des Ingenieurs entsprechend der Momentendeckung vorhanden sein.
- nach 1969: Im Regelfall war eine Reihe von Aufbiegungen zur Übernahme von Schubkräften ausreichend. Darüber hinaus können im Sinne der Zugkraftdeckungsline zusätzliche Aufbiegungen vorhanden sein. Eine Ausführung der Aufbiegungen nach Abbildung 2.7 ist bei Plattenbrücken aufgrund der geringen Ausnutzung der damaligen Grenzwerte nicht zu erwarten.

2.3 Bewertung bestehender Brücken

Die Diskrepanz zwischen alten und neuen - europäisch vereinheitlichten - Regelwerken hat im deutschsprachigen Raum zur Einführung sogenannter Nachrechnungsrichtlinien

für bestehende Bauwerke (Schweiz: SIA 269 2011) und insbesondere für Brückenbauwerke (Österreich: ONR 24008 2014, Deutschland: BMVBS 2011) geführt. Im folgenden Abschnitt wird die Anwendung der österreichischen Nachrechnungsrichtlinie ONR 24008 (2014) erläutert. Die Vorgehensweise wurde bereits in P. Huber (2016) zusammengefasst. In Österreich wird demnach bei Eingriffen in die Tragstruktur und bei Lasterhöhungen (z.B. Erhöhung der Streckenklasse, Schwertransporte), sowie bei Feststellung von Bauschäden oder konstruktiven Mängeln eine Bewertung der Tragfähigkeit notwendig. Darüber hinaus kann dies bei außergewöhnlichen Ereignissen und neuen Erkenntnissen bezüglich der Tragfähigkeit notwendig werden. Im Gegensatz zur deutschen Richtlinie (Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit), muss lediglich der Grenzzustand der Tragfähigkeit nachgewiesen werden. Dabei wird unter Beachtung des Bauwerkszustands ein Verfahren mit vier Nachweisstufen vorgeschlagen, wobei die positive Nachweisführung auf beliebiger Stufe ausreichend ist (Abb. 2.13). Die Stufen sind aufsteigend zu bearbeiten. Mit steigender Stufe steigt der Aufwand und Detaillierungsgrad der Berechnungen. Folgende Stufen stehen dem Ingenieur zur Verfügung:

- Stufe 1: Die Berechnung nach letztgültigem Normenstand ergibt, dass die in den Normen festgelegten Nachweise erfüllt sind.
- Stufe 2: Die Berechnung erfolgt nach letztgültigem Normenstand unter Verwendung aktualisierter Daten auf der Einwirkungsseite, Widerstandsseite einschließlich der Modellbildung sowie des Sicherheitskonzepts.
- Stufe 3: Die Berechnung erfolgt nach letztgültigem Normenstand unter Anwendung einer probabilistischen Analyse.
- Stufe 4: Nach Analyse der Schadensfolgen wird eine reduzierte Zuverlässigkeit bewusst in Kauf genommen.

In der ersten Stufe erfolgt die Bewertung mit dem letztgültigen Normenstand (ÖN EN 1992-2 2012, ÖN B 1992-2 2014). Dabei sind die Nachweise wie bei einem Neubau unter Anwendung der gültigen Lastmodelle zu führen. Ist die Nachweisführung negativ, können in der zweiten Stufe, welche ebenfalls den letztgültigen Normenstand heranzieht, Anpassungen vorgenommen werden.

Die zweite Stufe erlaubt auf der Einwirkungsseite die Anpassung von Teilsicherheitsfaktoren für das Eigengewicht des Tragwerks, wenn die tatsächlichen Abmessungen am Bauwerk bestimmt wurden ($\gamma = 1,2$ statt $1,35$). Darüber hinaus kann der Teilsicherheitsfaktor für Ausbaulasten abgemindert werden, wobei dies für Eisenbahn- und Straßenbrücken unterschiedlich erfolgt. Auf der Widerstandsseite kann mit dem am Bauwerk festgestellten Materialkennwerten (z.B. Druckfestigkeit von Bohrkernen) gerechnet werden. Seit 2014 ist es zusätzlich möglich, für die Berechnung des Querkraftwiderstands die Bestimmungen nach fib Model Code 2010 (fib 2013) heranzuziehen. Im Gegensatz zum Eurocode 2 erlaubt die Näherungsstufe 3 (LoA III) nach fib Model Code 2010 die Überlagerung von Beton und Stahltraganteilen zur Ermittlung des Querkraftwiderstands, womit in der Regel höhere Tragfähigkeiten lukriert werden können.

In der dritten Stufe werden probabilistische Methoden herangezogen. Dabei wird der tatsächliche Zuverlässigkeitsindex β für die Grenzzustandsgleichungen des letztgültigen Normenstands bestimmt. Für jede Variable der Grenzzustandsgleichung (z.B. Gleichung 2.6

oder 2.4) werden angenommene oder tatsächlich ermittelte Verteilungen und Unsicherheiten angesetzt. Der berechnete Zuverlässigkeitsindex wird mit dem nach ÖN EN 1990 (2013) für eine Zuverlässigkeitsklasse 2 und einem Bezugszeitraum von 50 Jahren geforderten Zuverlässigkeitsindex $\beta = 3,7$ verglichen. Wenn demnach weiterhin keine positive Beurteilung der Tragfähigkeit möglich ist, kann in Ausnahmefällen ein Nachweis nach der Stufe 4 geführt werden.

Stufe 4 ermöglicht eine Unterschreitung des in ÖN EN 1990 (2013) geforderten Zuverlässigkeitsniveaus. Dabei ist jedoch eine detaillierte Begründung (z.B. geringe Schadensfolge, tatsächlich festgestelltes Tragverhalten) mit entsprechenden Ersatzmaßnahmen (z.B. permanente Bauwerksüberwachung) notwendig.

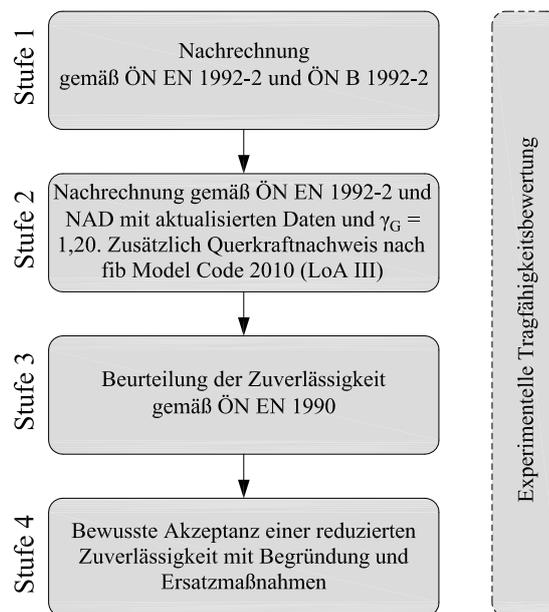


Abb. 2.13: Anwendung der ONR 24008 (2014) für Querkraftnachweise bei Massivbrücken

Wenn auf rechnerischem Wege keine Nachweisführung möglich ist, kann das reale Tragverhalten gemäß ONR 24008 (2014) durch Belastungsversuche oberhalb des Gebrauchslastniveaus bewertet werden (Abb. 2.13). Diese Methode wird vor allem für Massivbrücken mit nicht-linearem Tragverhalten und mit Vorschädigungen als sinnvoll erachtet. Dabei wird das Bauwerk bis zur Versuchsgrenzlasterlast (gerade noch keine bleibenden Schäden) belastet und die Bauwerksreaktionen werden gemessen. Aufgrund des erreichten Lastniveaus kann auf die zulässigen Gebrauchslasten geschlossen werden.

Die Nachrechnungsrichtlinie räumt auch die Möglichkeit ein, gänzlich von der Richtlinie abzuweichen „...wenn der Entwicklungsstand der Technik dies rechtfertigt oder wenn durch Versuche oder theoretische Konzepte entsprechende, dem Bauwerk möglichst wirklichkeitsgetreu erfassende Modelle erarbeitet werden“. Die Abweichungen sind inklusive der Versuche und der theoretischen Konzepte nachvollziehbar zu dokumentieren. In Österreich wird zurzeit an der Entwicklung einer Nachrechnungsnorm für den Brückenbau ÖN B 4008-2 (2017) gearbeitet, wo Erkenntnisse aus dieser Arbeit und P. Huber (2016) verarbeitet werden sollen.

Anwendung des Eurocode 2

Die Anwendung der aktuellen Stahlbetonnorm (Hochbau: ÖN EN 1992-1-1 2015 mit ÖN B 1992-1-1 2018, Brückenbau: ÖN EN 1992-1-1 2015 mit ÖN B 1992-1-1 2018 übernimmt im Wesentlichen die Regelungen der Hochbaunormen betreffend Querkraft) birgt mitunter Probleme bei der Nachweisführung gegenüber Querkraft von bestehenden Stahlbetonbalken und -platten mit Aufbiegungen. Das liegt vor allem daran, dass die eben beschriebene historische Bauweise für den Neubau nicht vorgesehen ist. Lediglich bei Platten kann bei geringer Ausnutzung der Druckstreben tragfähigkeit ($V_{Ed} \leq 1/3 \cdot V_{Rd,max}$) die Schubbewehrung vollständig aus aufgebogenen Längsstäben bestehen. Andernfalls müsste zumindest die Hälfte der Querkraftbewehrung aus Bügeln konstruiert werden. Des Weiteren sind die Längsabstände der aufgebogenen Längsstäbe begrenzt. Bei Trägern gibt das nationale Anwendungsdokument (ÖN B 1992-1-1 2018) die Grenze $s_{b,max} = (1 + \cot \alpha) \cdot 0,8 \cdot d$ abweichend zum Hauptdokument mit ($s_{b,max} = (1 + \cot \alpha) \cdot 0,6 \cdot d$) vor und bietet daher die Möglichkeit den Abstand größer zu wählen. Damit ist es möglich Konstruktionen mit den Abständen nach der Normenreihe B4200-8 (Abb. 2.7a, b und d) nachzuweisen. Bei Platten ist der maximale Abstand mit der statischen Nutzhöhe limitiert ($s_{max} = d$) und somit geringer als in den Ausführungsbeispielen in Abbildung 2.7. Der maximale Querabstand der Bewehrungselemente ist nach ÖN B 1992-1-1 (2018) bei Trägern geringer ($s_{t,max} = 0,75 \cdot d \leq 800 \text{ mm}$) als bei Platten ($s_{t,max} = 1,5 \cdot d$). Die Verankerung der Stäbe wird mit $0,7 \cdot l_{bd}$ in der Druckzone, bzw. $1,3 \cdot l_{bd}$ in der Zugzone vorgegeben.

Für die Bemessung von Bauteilen mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung dient das Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung nach Gleichung 2.4.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (2.4)$$

mit dem Querkraftwiderstand $V_{Rd,s}$, der Fläche der Querkraftbewehrung A_{sw} , dem horizontalen Abstand der Bewehrungselemente s , dem Bemessungswert der Fließgrenze der Schubbewehrung f_{ywd} , dem innerem Hebelarm z , dem theoretischem Druckstrebenwinkel θ (wählbar zwischen 31° und 45° bei Bauteilen deren Längsbewehrung bis zur Fließgrenze belastet werden) und der Neigung der Schubbewehrung bezogen auf die Bauteilachse α .

Generell ist in allen Bereichen eine Mindestbewehrung vorzusehen, während diese für Platten bei Erfüllung des Nachweises für Bauteile ohne rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung (Gl. 2.6) entfallen kann (ÖN B 1992-1-1 2018). Andernfalls ist bei Platten die Mindestbewehrung auf 60 % der erforderlichen Mindestbewehrung für Träger abzumindern. Somit sind heutzutage keine Platten und Träger vorgesehen, welche nur zum Teil bewehrt sind. Die Mindestbewehrung wird in Österreich abweichend berechnet (siehe Gl. 2.5).

$$\begin{aligned} \text{ÖN EN 1992-1-1 (2015): } \rho_{w,min} &= 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \\ \text{ÖN B 1992-1-1 (2018): } \rho_{w,min} &= 0,15 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \end{aligned} \quad (2.5)$$

mit der charakteristischen Druckfestigkeit von Beton f_{ck} , der charakteristischen Zugfestigkeit des Stahls f_{yk} , der mittleren Zugfestigkeit von Beton f_{ctm} , dem Bemessungswert der Zugfestigkeit des Stahls f_{yd} .

Der Betonwiderstand wurde auf Basis der Arbeit von Zsutty (1968) abgeleitet und wird ohne mechanischen Hintergrund rein empirisch ermittelt (Gl. 2.6).

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (2.6)$$

mit dem Querkraftwiderstand $V_{Rd,c}$, dem Vorfaktor $C_{Rd,c}$ (0,12 nach ÖN B 1992-1-1 2018), Maßstabsfaktor $k = 1 + \sqrt{d/200} \leq 2,0$, dem Bewehrungsgrad der Längsbewehrung $\rho_l \leq 0,02$, der charakteristischen Betondruckfestigkeit f_{ck} , dem Faktor zur Berücksichtigung einer Normalkraft k_1 , der Normalspannung aufgrund einer Normalkraft σ_{cp} , der geringsten Breite des Querschnitts b_w und der statischen Nutzhöhe d .

Wie in Abbildung 2.6 gezeigt wurde, sind die Widerstände für eine Ausführung ohne Schubbewehrung niedriger als in den Normengenerationen davor. Da im Gegensatz zu den historischen Normenwerken nach Eurocode 2 keine Überlagerung der Traganteile von Beton und Stahl vorgesehen ist, wird eine Nachweisführung unter alleiniger Anwendung von Gleichung 2.6 erschwert.

Zugleich ist bei Einhaltung der historischen Normenwerke davon auszugehen, dass es Bereiche ohne Querkraftbewehrung gibt und die Anzahl der Reihen von Aufbiegungen variiert. Zudem kann sowohl der Abstand der Reihen untereinander, als auch der Durchmesser der aufgebogenen Längsstäbe in jeder Reihe unterschiedlich sein. Dies hat folgende Gründe:

- Normen bis 1969: Aufgrund der hohen Grenzwerte in ÖN B 2302 (1936), ÖN B 4200-4 (1957) und fehlender konstruktiver Regelungen bezüglich der auszuführenden Aufbiegungen. Die Ausführung war daher vom Ermessen der Ingenieure und von der Momentenlinie abhängig.
- Normen bis 1996: Aufgrund der relativ hohen Grenzwerte für Platten in ÖN B 4200-8 (1969/71/79) und der Möglichkeit bei geringer Überschreitung die Traganteile von Beton und aufgebogenen Längsstäben zu überlagern. Die Ausführung war somit vom Ermessen der Ingenieure und vom Querkraftverlauf abhängig.

Damit ergeben sich für den Ingenieur folgende Fragestellungen bei der Anwendung des Fachwerkmodells mit variabler Druckstrebenneigung nach Eurocode 2 bei historischen Bauwerken mit Aufbiegungen:

- In welchem Abstand kann die letzte Aufbiegung in Rechnung gestellt werden und gibt es einen Übergangsbereich zwischen Bauteilen mit und ohne Querkraftbewehrung?
- Wie kann eine einzelne Reihe von Aufbiegungen für den Querkraftwiderstand berücksichtigt werden (kein s für Gl. 2.4)?
- Ist das Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung überhaupt anwendbar? Im Modell wird von einer verteilten Bewehrung ausgegangen (z.B. kleine Bügeldurchmesser mit geringem Abstand), während bei Aufbiegungen große Durchmesser der Längsbewehrung mit größeren Abständen vorhanden sind.
- Ist das Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung für eine Nachweisführung bei Überschreitung der Maximalabstände s_{max} geeignet?

Dies sind zugleich jene Fragestellungen, welche mit dem Versuchsprogramm in Kapitel 3 bearbeitet werden sollen.

Anwendung des fib Model Code 2010 in der Stufe 2

Eine Querkraftbemessung für Bauteile mit Querkraftbewehrung nach der Näherungsstufe 3 (LoA III) basiert auf den Grundlagen der „Simplified Modified Compression Field Theory“ nach E. C. Bentz et al. (2006) und erlaubt im Gegensatz zum Eurocode 2 eine Anrechnung eines Betontraganteils, wenn der zusammengesetzte Widerstand (V_{Rd}) die Druckstrebentragfähigkeit ($V_{Rd,max}$) bei minimalem Druckstrebenwinkel ($\theta_{min} = 20^\circ + 10000 \cdot \varepsilon_x$) nicht übersteigt (siehe Gl. 2.7) und die Mindestbewehrung vorhanden ist ($\rho_w \geq \rho_{w,min} = 0,08\sqrt{f_{ck}}/f_{yk}$).

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{Rd,c} \leq V_{Rd,max(\theta_{min})} \quad (2.7)$$

Der Anteil der Bügelbewehrung $V_{Rd,s}$ wird analog zu Gleichung 2.4 ermittelt. Die Druckstrebentragfähigkeit $V_{Rd,max}$ wird mit Gleichung 2.8 bestimmt.

$$V_{Rd,max} = k_c \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} \quad (2.8)$$

mit den Beiwerten $k_c = k_\varepsilon \cdot \eta_{fc}$ zur Berücksichtigung der Abminderung der Festigkeit aufgrund von Querrissen, wobei $k_\varepsilon = 1/(1,2 + 55 \cdot \varepsilon_1) \leq 0,65$ mit $\varepsilon_1 = \varepsilon_x + (0,002 + \varepsilon_x) \cdot \cot^2 \theta$ und $\eta_{fc} = (30/f_{ck})^{1/3} \leq 1,0$; dem Bemessungswert der Druckfestigkeit f_{cd} , der Stegbreite b_w , dem inneren Hebelarm z , dem Winkel der Querkraftbewehrung α und dem Druckstrebenwinkel θ .

Die Komponente $V_{Rd,c}$ wird sowohl für Bauteile mit als auch ohne Querkraftbewehrung nach Gleichung 2.9 ermittelt. Der Beiwert k_v ist von der Dehnung ε_x auf halber Höhe des inneren Hebelarms ($z/2$) abhängig (siehe Abb. 2.14 und Gl. 2.11). Bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung ($\rho_w \geq \rho_{w,min} = 0,08\sqrt{f_{ck}}/f_{yk}$) wird der Beiwert k_v nach LoA III berechnet (Gl. 2.10). Andernfalls wird k_v nach LoA II bestimmt und eine Überlagerung mit dem Stahltraganteil ist unzulässig.

$$V_{Rd,c} = k_v \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot z \cdot b_w \sqrt{f_{ck}} \leq 8 \text{ MPa} \quad (2.9)$$

mit

$$\begin{aligned} \text{LoA III: } k_v &= \frac{0,4}{1 + 1500\varepsilon_x} \left(1 - \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max(\theta_{min})}} \right) \geq 0 \\ \text{LoA II: } k_v &= \frac{0,4}{1 + 1500\varepsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000 \cdot z \cdot k_{dg}} \end{aligned} \quad (2.10)$$

mit dem Beiwert $k_{dg} = 32/(16 + d_g) \geq 0,75$ und dem Größtkorn d_g zur Berücksichtigung der Rissrauigkeit.

Das Modell berücksichtigt in Gleichung 2.9 einen Betontraganteil aus Rissreibung, welcher mit größer werdender Längsdehnung ε_x absinkt und somit abhängig vom vorherrschenden System und den daraus resultierenden Schnittgrößen (M_{Ed} , N_{Ed} , V_{Ed}) ist. Die Längsdehnung kann mit Gleichung 2.11 ermittelt werden, wobei Grenzwerte für die Stahldehnung ε_s , sowie für die Dehnung ε_x einzuhalten sind. Der Nachweis bei Gleichlasten ist analog zum

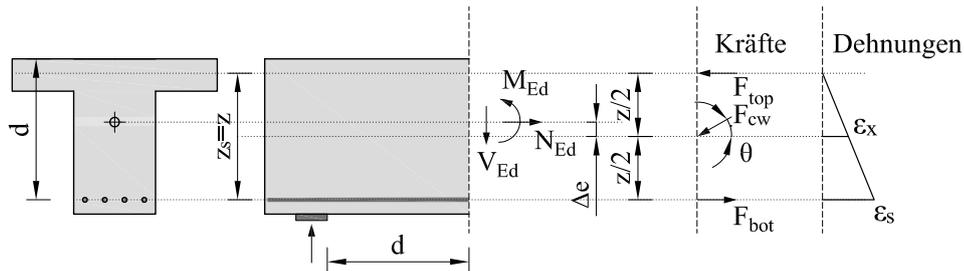


Abb. 2.14: Ermittlung der Längsdehnung ε_x auf Höhe des halben inneren Hebelarms für einen Stahlbetonbalken

Eurocode 2 im Abstand d vom Auflagertrand zu führen. Bei Einzellasten ist im Abstand d von der Einzellast ein Nachweis zu führen.

$$\varepsilon_x = \frac{1}{2 \cdot E_s \cdot A_s} \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{z} + V_{Ed} + N_{Ed} \cdot \left(0,5 \mp \frac{\Delta e}{z} \right) \right); \quad \begin{array}{l} 0 \leq \varepsilon_x \leq 0,003 \\ \varepsilon_s \leq \frac{\varepsilon_{sy}}{2} \end{array} \quad (2.11)$$

mit der Dehnsteifigkeit (Produkt aus Elastizitätsmodul E_s und Querschnittsfläche A_s), sowie dem inneren Hebelarm z der schlaffen Bewehrung ($z = z_s$).

2.4 Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen

Die Stahlbetonbauweise ermöglicht es durch die Umlagerung von Zugkräften in den Bewehrungsstahl das volle Potential des Baustoffes Beton auszuschöpfen, welches sonst durch die geringe Zugfestigkeit des Betons limitiert wäre. Das Tragverhalten eines Stahlbetonbalkens ändert sich jedoch bei Rissbildung grundlegend (Übergang von Zustand I in Zustand II). Bei reiner Momentenbelastung entstehen vertikale Biegerisse, deren Rissgröße durch eine adäquate Längsbewehrung limitiert ist. Bei einer Kombination von Biegemomentenbeanspruchung mit großen Querkräften im Bereich der Auflager oder bei reiner Querkraftbeanspruchung im Momentennullpunkt weicht die Hauptzugspannungsrichtung φ_1 von der Balkenlängsrichtung ab, was zu einem schrägen Schubriss führt. Ein klassischer Biegeschubriss ist eine Kombination von beiden Phänomenen: ein zunächst vertikaler Biegeriss passt sich an den nun geänderten Trajektorienverlauf im gerissenen Zustand an und schreitet mit geringerer Neigung fort („rotierender Riss“). Die Phänomenologie der Rissbildung bei Schubrissen wurde in Cavagnis (2017) eingehend untersucht. Der Biegeschubriss teilt den Balken gedanklich in zwei Hälften und die Übertragung von Schubkräften zwischen den Rissufern wird bei Stahlbetonbauteilen von mehreren Mechanismen übernommen (siehe Abb. 2.15):

- Querkraftbewehrung V_s
- Rissverzahnung V_{ag}
- Dübelwirkung der Längsbewehrung V_{da}
- Rissübergreifende Zugspannungen V_{ct}

Auch im Bereich der ungerissenen Druckzone können Querkräfte übertragen werden. Einerseits kann das durch die Kragträgerwirkung aufgrund der Einspannung des zwischen zwei Biegerissen begrenzten Betonzahns (Zahnbiegung) und andererseits durch eine direkte Druckstrebe aufgrund einer Bogen- oder Sprengwerkwirkung geschehen. Beide Phänomene bewirken, dass die resultierende Betondruckkraft in der Druckzone geneigt ist, womit eine vertikale Komponente (V_{cc}) vorhanden ist.

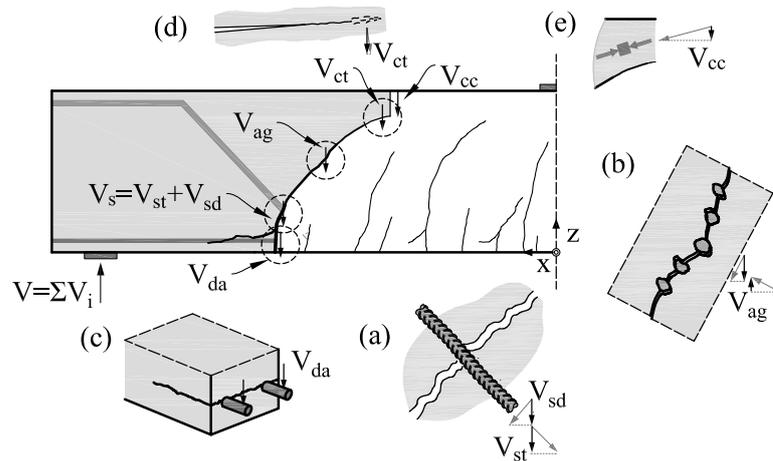


Abb. 2.15: Komponenten der Querkraftabtragung an einem freigeschnittenen Rissufer eines Stahlbetonbalkens: (a) Zugwirkung V_{st} und Dübelwirkung V_{sd} der Querkraftbewehrung, (b) Rissverzahnung V_{ag} , (c) Dübelwirkung der Längsbewehrung V_{da} , (d) Rissübergreifende Zugspannungen V_{ct} , (e) geneigter Druckgurt V_{cc}

Das komplexe Zusammenwirken mehrerer Tragmechanismen wurde in P. Huber (2016) und Cavagnis (2017) unter Anwendung neuer Messverfahren untersucht und die einzelnen Tragmechanismen erläutert. Dabei stellte sich heraus, dass die Aktivierung der einzelnen Mechanismen maßgeblich von der Rissposition und der Rissgeometrie abhängig ist, welche wiederum durch den Belastungszustand vorgegeben sind. Im folgenden Abschnitt werden die wesentlichen Tragmechanismen (nach Muttoni et al. 2008 und fib 2010) anhand anerkannter Modelle aus der Literatur erläutert, um die Basis für die in Abschnitt 3.6 getätigte Auswertung der durchgeführten Versuche (Abschnitt 3.2 und 3.3) bereitzustellen.

2.4.1 Querkraftbewehrung

Zugwirkung

Bei Schubrissbildung können die freiwerdenden Zugkräfte auf die vom Riss gekreuzten Bewehrungselemente umgelagert werden und somit den weiteren Rissfortschritt beschränken. Die Beschränkung und damit die Aktivierung der Querkraftbewehrung (z.B. gerade Bügel und aufgebogene Längsstäbe in Abb. 2.16a) hängt dabei maßgeblich vom Verbundverhalten der Stäbe im Beton ab. Dieses wurde von Rehm (1961) und Martin et al. (1981) bereits eingehend untersucht. Dabei konnten die wesentlichen Einflussparameter wie Stabdurchmesser \varnothing_s , Oberflächenbeschaffenheit der Bewehrung (ausgedrückt durch die bezogene Rippenfläche f_R), Druckfestigkeit f_c , Betonierrichtung, sowie Querzugbeanspruchungen, u.a. identifiziert werden. Ein Überblick über den Stand der Technik und durchgeführte Versuchsreihen wird in fib (2014) gegeben.

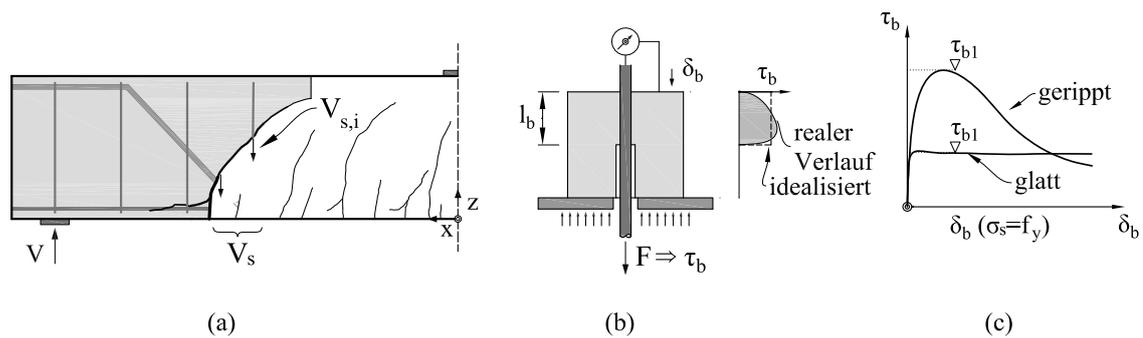


Abb. 2.16: Verbundverhalten eines Bewehrungsstabs: (a) Traganteil der Querkraftbewehrung V_s im Schubriss, (b) Ausziehversuch nach Rilem (1994), (c) Verbundspannungs-Schlupfbeziehung aus dem Versuch für Stäbe mit verschiedener Oberflächenbeschaffenheit

Das Verbundverhalten wird typischerweise mit einem in Rilem (1994) beschriebenen Versuch ermittelt (Abb. 2.16b). Dabei wird ein einbetonierter Bewehrungsstab mit einer definierten Verbundlänge (l_b) aus dem Probekörper herausgezogen, wobei die Relativverschiebung des Stabs gegenüber dem Beton gemessen wird (Schlupf δ_b). Vereinfachend wird die dazu notwendige Kraft mit einer über die Verbundlänge konstant wirkenden Verbundspannung τ_b idealisiert, wodurch eine Verbundspannungs-Schlupfbeziehung formuliert werden kann (Abb. 2.16c). Die mittlere Verbundspannung beim Erreichen der Fließspannung (τ_{b1}) kann mit den Formeln von Noakowski (1978) ermittelt werden (Gl. 2.12).

$$\tau_{b1} = \frac{1 - N}{8} \left(\frac{8A}{1 + N} \cdot f_c^{2/3} \right)^{\frac{1}{1+N}} \cdot \left(\frac{f_y^2}{E_s} \cdot \varnothing_s \right)^{\frac{N}{1+N}} \quad (2.12)$$

mit den Parametern A , N zur Beschreibung der unterschiedlichen Oberflächenbeschaffenheit ($A = 0,42$ und $N = 0,10$ für glatte Stäbe, $A = 0,55$ und $N = 0,11$ für profilierte Stäbe, $A = 0,95$ und $N = 0,12$ für gerippte Stäbe), der Druckfestigkeit f_c , dem Stabdurchmesser \varnothing_s , der Fließgrenze f_y und dem Elastizitätsmodul E_s der Querkraftbewehrung.

Die empirisch ermittelten Parameter A und N in Gleichung 2.12 führen zu größeren mittleren Verbundspannungen τ_b bei gerippten Stäben im Vergleich zu Stäben mit anderen Oberflächen (in etwa doppelter Wert eines glatten Stabes nach Abb. 4.3a). Bei gerippten Stäben gibt es nach dem anfänglichen Haftverbund einen durch den Schlupf aktivierten mechanischen Verbund, da sich die Rippen auf Betonkonsolen abstützen können (Goto 1971). Im Gegensatz dazu können bei glatten Stäben nach Überschreiten der Haftspannung ausschließlich vom Schlupf unabhängige Reibungskräfte und mechanische Verankerungskräfte (z.B. an Umlenkstellen) aktiviert werden.

Für die Modellierung der Verbundbeziehungen in Abschnitt 3.6 wird das von Marti et al. (1998) hergeleitete Zuggurt-Modell („Tension Chord Model“) angeführt. Dabei wird eine ideal-plastische Verbund-Schlupfbeziehung empfohlen, wobei die Verbundspannung (τ_{b1}) beim Erreichen der Fließspannung der Bewehrung für gerippte Stäbe auf die Hälfte zu reduzieren ist ($\tau_{b2} = 0,5 \cdot \tau_{b1}$; siehe Abb. 2.17c). Für glatte Stäbe ist hingegen eine konstante Verbundspannung τ_{b1} anzunehmen. Das Materialverhalten der Bewehrung wird über eine bilineare Spannungs-Dehnungsbeziehung ausgedrückt (Abb. 2.17b). Die gesamte Öffnung eines Einzelrisses in Richtung der Bewehrungsachse w_s ergibt sich somit zu:

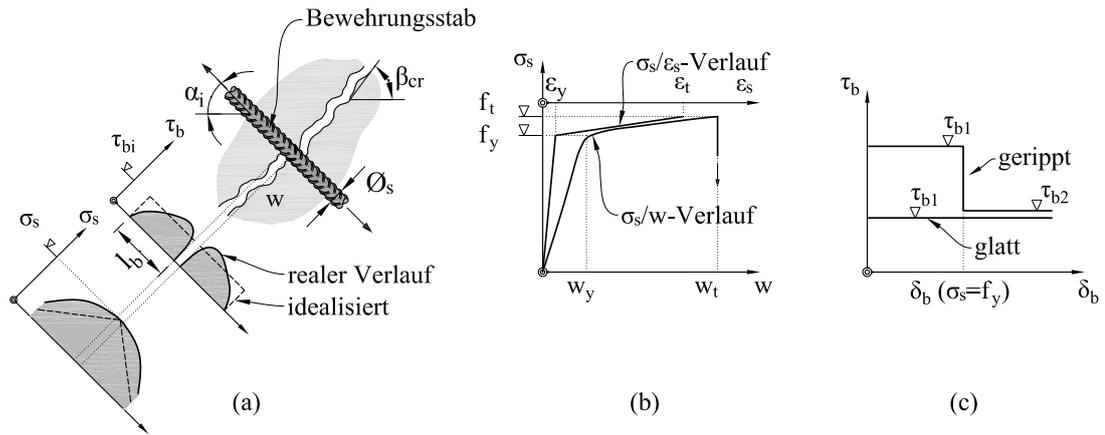


Abb. 2.17: Anwendung des Zuggurtmodells nach Marti et al. (1998) für eine Querkraftbewehrung: (a) Stahl- und Verbundspannungsverlauf entlang der Stabachse, (b) Spannungs-Dehnungsdiagramm und resultierendes Spannungs-Rissöffnungsdiagramm, (c) Verbund-Schlupfbeziehung

$$w_s = 2 \cdot \delta_b \left(1 + \frac{\sigma_s}{E_s} \right) \quad (2.13)$$

Wobei der Schlupf δ_b durch Integration der Stahldehnungen über die Stahlspannungen σ_s ausgedrückt werden kann.

$$\delta_b = \frac{\varnothing_s}{4} \cdot \int_0^{\sigma_s} \frac{1}{\tau_{b,i}(\sigma_s)} \cdot \varepsilon_s(\sigma_s) d\sigma_s \quad (2.14)$$

Ausgehend vom Zuggurtmodell (Marti et al. 1998) mit der Ermittlung der Verbundspannungen nach Noakowski (1978) kann bei bekannter Rissweite w_s an der Stelle der Querkraftbewehrung ein Rückschluss auf die vorhandene Stahlspannung σ_s gezogen werden (Abb. 2.17a). Eine ähnliche Vorgangsweise wurde bereits in Leonhardt, Koch et al. (1973) sowie auch in neueren Studien (Campana et al. 2013, P. Huber, T. Huber et al. 2016) angewendet. Durch das Aufsummieren der vertikalen Anteile kann auf den Beitrag der Querkraftbewehrung zum Abtrag von Querkraften aufgrund der Zugwirkung geschlossen werden (Gl. 2.15).

$$V_{st} = \sum V_{st,i} = \sum \frac{\varnothing_s^2 \cdot \pi}{4} \cdot \sigma_{s,i} \cdot \sin \alpha_i \quad (2.15)$$

Wie in Abbildung 2.16a ersichtlich ist, ist dieser Traganteil einerseits von der Neigung der Querkraftbewehrung und andererseits vom Verlauf des kritischen Schubrisses abhängig. Je flacher der Winkel (α_i) der Querkraftbewehrung zur Bauteilachse ist, desto geringer ist der vertikale Traganteil (V_{st}). Je flacher die Rissneigung β_{cr} ist, desto mehr Bügel können für die Abtragung von Querkraften aktiviert werden.

Dübelwirkung

Bei geeigneter Querkraftbewehrung (z.B. aufgebogene Längsstäbe) können Querkraften neben der Zugwirkung auch durch eine Dübelwirkung abgetragen werden (siehe Abb. 2.15a). Dies geschieht durch eine Beanspruchung quer zur Bewehrungsachse, welche bei einen

Rissuferversatz (Gleitung δ) auftritt. Der Stab ist dabei in beiden Rissufern im Beton eingebettet und widerfährt zugleich die Zugwirkung, welche durch die Rissöffnung w bedingt ist (siehe Abb. 2.17).

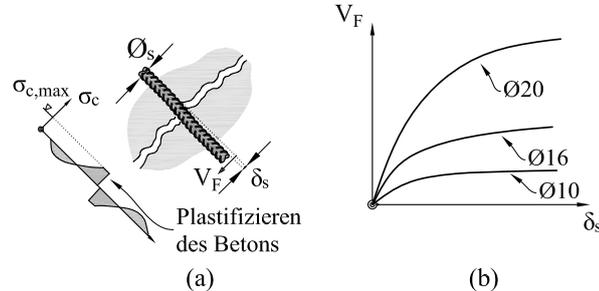


Abb. 2.18: Elastisch gebetteter Stab mit plastischem Bereich des Betons nach Randl (2007) für einen aufgebogenen Stab: (a) Betonspannungsverlauf zwischen Beton und Stab, (b) Dübelkraft-Versatzdiagramm für verschiedene Stabdurchmesser

Randl (2007) konnte durch die Betrachtung eines elastisch gebetteten Stabs unter Berücksichtigung, dass der Betons nahe der Oberfläche plastifiziert eine Formel ableiten, welche in Grundzügen bereits von Rasmussen (1962) empirisch aufgestellt wurde (Abb. 2.18a). Das Versagen ist durch Ausbildung eines plastischen Gelenks im Stahlstab charakterisiert. Diese Zusammenhänge wurden für den Schubfugennachweis in den fib Model Code 2010 (fib 2013) übernommen und sind zudem in Randl (2013) beschrieben (siehe Gl. 2.16).

$$V_F = \kappa_{2,max} \cdot A_s \cdot \sqrt{f_c \cdot f_y} \cdot \left(\frac{\delta_s}{\delta_{max}} \right)^{0,5} \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma_s}{f_y} \right)^2} \leq \frac{A_s \cdot f_y}{\sqrt{3}} \quad (2.16)$$

mit dem Maximalwert des Versatzes δ_{max} ($0,1 \cdot \varnothing$ bis $0,2 \cdot \varnothing$); dem Interaktionsbeiwert zur Berücksichtigung der Biegetragfähigkeit bei maximalem Versatz $\kappa_{2,max} \leq 1,6$ für Rundstäbe und Betongüten zwischen C20 und C50; der Fläche des Bewehrungsstabs A_s , der Zylinderdruckfestigkeit des Betons f_c , der Fließgrenze der Bewehrung f_y , der Stahlspannung σ_s und dem Stabversatz δ_s .

Wesentliche Kenngrößen für die Dübelkraft V_F sind der Stabdurchmesser \varnothing_s und der Stabversatz δ_s (siehe Abb. 2.18b). Durch das Aufsummieren der vertikalen Anteile kann auf den Beitrag der Querkraftbewehrung zum Abtrag von Querkraften aufgrund der Dübelwirkung geschlossen werden (Gl. 2.17).

$$V_{st} = \sum V_{sd,i} = \sum V_{F,i} \cdot \cos \alpha_i \quad (2.17)$$

Je steiler der Bewehrungsstab geneigt ist, desto geringer kann die Komponente der Dübelwirkung zur Querkrafttragfähigkeit beitragen.

2.4.2 Rissverzahnung

Aufgrund der unterschiedlichen Festigkeiten von Gesteinskörnung und Zement sowie dem Haftverbund zwischen den Komponenten entstehen bei einem Betonriss raue Oberflächen, wobei ein Rissufer näherungsweise jeweils die Negativabbildung des anderen ist. Wie eingangs beschrieben, schreitet der Schubriss unter Belastung im späteren Verlauf mit

flacherer Neigung fort. Durch die Öffnung des quasi-horizontalen Parts kommt es zu einem vertikalen Versatz im steilen Rissabschnitt. Dies führt zu einem Verhaken der rauen Rissufer, wodurch Schub- und Normalspannungen übertragen werden können (Abb. 2.19a). Dieses Phänomen wird als Rissverzahnung oder Rissreibung bezeichnet. Eine grundlegende Versuchsreihe zur Rissverzahnung wurde von J. C. Walraven (1981) durchgeführt. Dabei konnten auf Basis von Abscherversuchen an vorgebrochenen Rissflächen die wesentlichen Einflussparameter wie der Betontyp (Normalbeton, Leichtbeton), die Druckfestigkeit von Zuschlag und Zementsteinmatrix, die Sieblinie und das Größtkorn des Zuschlags d_g , identifiziert werden. Die ersten Experimente dieser Art wurden bereits von Fenwick et al. (1968) und H. P. J. Taylor (1970) durchgeführt.

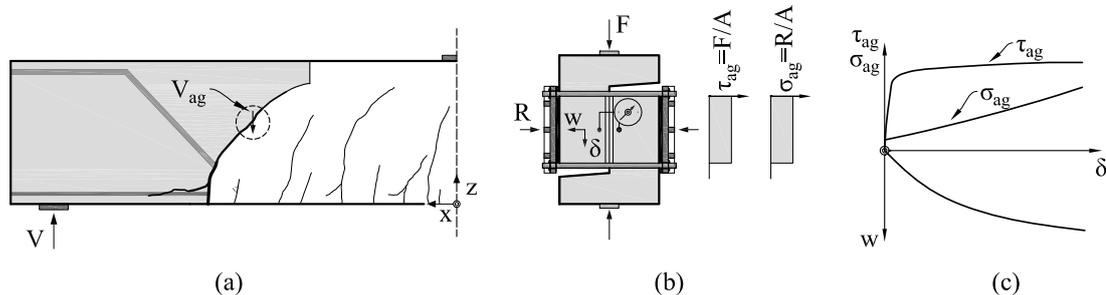


Abb. 2.19: Rissverzahnung: (a) Traganteil der Rissverzahnung V_{ag} im Schubriss, (b) Push-Off-Versuch mit externer Zwangsvorrichtung nach J. C. Walraven (1981), (c) Schubspannung-Gleitungsbeziehung, Normalspannung-Gleitungsbeziehung und Öffnungs-Gleitungsbeziehung

Zur Charakterisierung der Rissverzahnung werden klassischerweise Push-Off-Tests durchgeführt, welche erstmals in dieser Form von Paulay et al. (1974) vorgeschlagen wurden. Dabei werden die Push-Off-Testkörper (in einem Stück betoniertes Doppel-L) entlang einer vorgebrochenen Fuge abgeschert (Abb. 2.19b). Eine Zwangsvorrichtung (Abb. 2.19b) oder einbetonierte Stahlstäbe in der Fuge verhindern, dass das Rissgefüge beim Vorbrechen des Versuchskörpers durch eine übermäßige Rissöffnung gestört wird. Beim Versuch werden die Kraftgrößen in vertikaler und horizontaler Richtung gemessen und auf die Scherfläche bezogen. Die daraus enthaltene Schubspannung τ_{ag} und die Normalspannung σ_{ag} werden im Bezug auf die ebenfalls dokumentierten kinematischen Größen Rissöffnung w und Gleitung δ aufgetragen (Abb. 2.19c). Seit geraumer Zeit werden Rissreibungsphänomene auch mit direkten Methoden (Kombination Beanspruchung aus Modus I und II gemäß Bruchmechanik) versuchstechnisch erfasst (Jacobsen et al. 2012, Tirassa et al. 2018).

Zur Beschreibung der Spannungen aus Rissverzahnung wurden zahlreiche Modelle entwickelt, wie zum Beispiel das Zweiphasenmodell nach J. C. Walraven (1981), das Modell des rauen Risses nach Gambarova et al. (1983) oder das Kontaktdichte-Modell nach Li et al. (1989). Diese werden nachfolgend für die Versuchsnachrechnung der Push-Off-Versuche in Abschnitt 3.2.3 beschrieben.

Bei bekannter Risskinematik (w , δ) können unter Anwendung dieser Modelle die Spannungen aus der Rissverzahnung eines Rissabschnitts mit der Länge l_{cr} und dem Winkel α_{cr} formuliert werden (Abb. 2.20a). Dieselbe Vorgangsweise wurde bereits in Campana et al. (2013), Cavagnis, Ruiz et al. (2015) und P. Huber, T. Huber et al. (2016) angewendet. Für die Modellierung der Rissverzahnung in Abschnitt 3.6 wird das auf Grundlagen von J. C. Walraven (1981) abgeleitete linearisierte Modell angeführt, welches in fib (2013) verankert

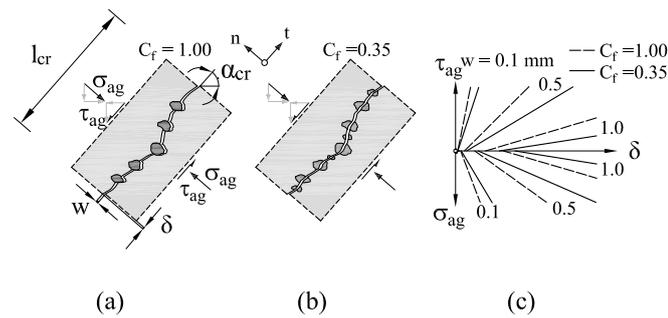


Abb. 2.20: Ermittlung des Traganteils der Rissverzahnung: (a) Spannungen entlang eines Rissabschnitts mit der Länge l_{cr} und der Neigung α_{cr} ohne Kornbruch ($C_f = 1,0$), (b) mit Kornbruch ($C_f = 0,35$), (c) Lineare Schubspannungs-Gleitungsbeziehung und Normalspannung-Gleitungsbeziehung nach fib (2013)

ist (Abb. 2.20c). Durch Integration der vertikalen Anteile über die Risslänge, kann auf den Beitrag der Rissverzahnung zum Abtragen von Querkräften geschlossen werden (Gl. 2.18).

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

Dieser Traganteil ist maßgeblich von der Neigung des kritischen Schubrisses abhängig. Je steiler der Winkel zur Bauteilachse ist (α_{cr}), desto höher ist der vertikale Traganteil V_{ag} (vgl. Campana et al. 2013, P. Huber, T. Huber et al. 2016). Der Grund hierfür liegt in den größeren Gleitungen (Bewegung in Rissebene), welche sich bei der Rotation um die Risspitze ergeben.

Zweiphasenmodell nach J. C. Walraven (1981)

Als fundamentales Modell wird das von J. C. Walraven (1981) hergeleitete Zweiphasenmodell („Two-phase model“) angeführt. Demnach kann Beton als ein Gemisch aus zwei Komponenten beschrieben werden: aus dem kugelförmigen Zuschlag und der umgebenden Zementmatrix (Abb. 2.21a). Ein möglicher Riss verläuft entlang der Zuschlagskörner und kann diese auf allen Höhen mit gleicher Wahrscheinlichkeit schneiden. Über die Betrachtung eines einzelnen Kornes und die Überführung in ein zweidimensionales Problem wurde die Risskinematik analysiert. Dabei wird vorausgesetzt, dass sich der Riss erst öffnet und anschließend eine Kontaktspannung an den Kontaktflächen durch Gleitung der Rissufer entsteht (siehe Abb. 2.21a und b). Die Ermittlung der Kontaktflächen (A_t und A_n nach Abb. 2.21c) geschieht auf Basis statistischer Methoden in Abhängigkeit von der Kornverteilung und dem Größtkorn. Die dabei entstehenden Spannungen sind durch die Festigkeit der Zementmatrix σ_{pu} limitiert, welche von der Druckfestigkeit des Betons f_c abhängig ist. Hierbei wird ein starr-plastisches Materialverhalten angenommen. Mit diesen Überlegungen und unter Anwendung des Coulomb'schen Reibungsgesetzes können die Spannungen ermittelt werden (Gl. 2.19).

$$\begin{aligned} \sigma_{ag} &= \sigma_{pu} (\Sigma A_t - \mu \cdot \Sigma A_n) \\ \tau_{ag} &= \sigma_{pu} (\Sigma A_n + \mu \cdot \Sigma A_t) \end{aligned} \quad (2.19)$$

mit der Festigkeit der Zementmatrix $\sigma_{pu} = 6,39 \cdot f_{c,cube}^{0,56}$ und dem Reibbeiwert $\mu = 0,4$, welche beide anhand der Versuchsdaten kalibriert wurden.

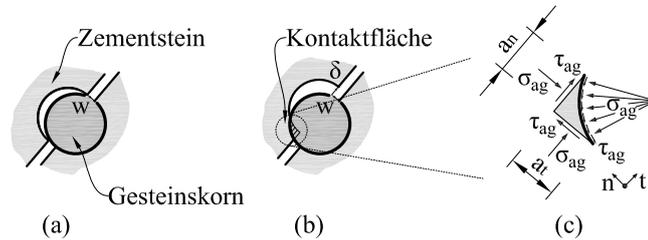


Abb. 2.21: Rissverzahnung des Zweiphasenmodells nach J. C. Walraven (1981): (a) Rissöffnung w , (b) anschließende Gleitung δ und Kontakt mit der Zementmatrix, (c) Spannungen an den Kontaktflächen in normaler und tangentialer Richtung

Entgegen der ursprünglichen Modellannahme, verlaufen die Risse nicht zwingend um die Körner herum, sondern auch durch die Körner hindurch. Dies ist vor allem bei Bauteilen mit erhöhter Zementfestigkeit oder geringen Zuschlagsfestigkeiten (Leichtbeton) der Fall. In J. Walraven et al. (1994) werden die Formeln deshalb um einen Beiwert zur Berücksichtigung des Anteils von gebrochenen Körnern C_f erweitert. Dieser ist 0,35 in dem Fall, dass alle Körner gebrochen sind und 1,0 wenn alle Körner unbeschädigt sind (Abb. 2.20a und b).

In J. C. Walraven 1981 wurden auch linearisierte Zusammenhänge zwischen den vier Messgrößen gegeben. Die Formeln ermöglichen eine von den Kontaktflächen der Körner (A_t und A_n) unabhängige Bestimmung der Spannungen (τ_{ag} und σ_{ag}), jeweils in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit und den kinematischen Größen w und δ . Diese Formeln wurden in leicht abgewandelter Form in den fib Model Code 2010 (fib 2013) übernommen und ebenfalls durch den Beiwert zur Berücksichtigung von gebrochenen Körnern C_f erweitert (Abb. 2.20c).

$$\begin{aligned}\sigma_{ag} &= C_f \cdot \left\{ -0,06 \cdot f_c + \left[1,35 \cdot w^{-0,63} + (0,242 \cdot w^{-0,55} - 0,19) \cdot f_c \right] \cdot \delta \right\} \\ \tau_{ag} &= C_f \cdot \left\{ -0,04 \cdot f_c + \left[1,8 \cdot w^{-0,8} + (0,292 \cdot w^{-0,7} - 0,25) \cdot f_c \right] \cdot \delta \right\}\end{aligned}\quad (2.20)$$

mit dem Beiwert zur Berücksichtigung der gebrochenen Gesteinskörnung C_f , der Rissöffnung w , der Gleitung δ und der Betondruckfestigkeit f_c .

Modell des rauen Risses nach Gambarova et al. (1983)

Bazant et al. (1980) betrachten in ihrem „Rough crack model“ die Rissoberfläche als Aneinanderreihung von trapezförmigen Erhebungen und entwickelten konstitutive Beziehungen, welche an den Versuchen von Paulay et al. (1974) kalibriert wurden. Dabei wird vorausgesetzt, dass die Normalspannung σ_{ag} direkt proportional zur Schubspannung τ_{ag} ist und diese mit größer werdender Rissöffnung w abnimmt. Die Schubspannung ist maßgeblich vom Verhältnis der Rissgleitung δ zur Rissöffnung w abhängig. In Gambarova et al. (1983) wurde das Modell modifiziert, um den Einfluss des Größtkorndurchmessers und den Zusammenhang zwischen der Normalspannung σ_{ag} und der Risskinematik (w , δ) besser abbilden zu können. Die Datenbasis wurde hierfür mit den Push-Off-Versuchen mit konstanter Normalspannung von Daschner et al. erweitert. Die Schub- bzw. Normalspannung (σ_{ag} und

τ_{ag}) in der Rissfläche lässt sich in Abhängigkeit der Rissgleitung δ , der Rissöffnung w , der Betondruckfestigkeit f_c und des Größtkorndurchmessers d_g nach Gleichung 2.21 ermitteln (alle Werte in [mm] bzw. [N/mm²]).

$$\begin{aligned}\sigma_{ag} &= -a_1 \cdot a_2 \cdot \frac{\delta}{(w^2 + \delta^2)^q} \cdot \tau_{ag} \\ \tau_{ag} &= \tau_0 \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{2 \cdot w}{d_g}}\right) \cdot r \cdot \frac{a_3 + a_4 \cdot |r|^3}{1 + a_4 \cdot r^4}\end{aligned}\tag{2.21}$$

mit dem Verhältnis der kinematischen Größen $r = \delta/w$, dem Grundwert der Schubfestigkeit τ_0 (gewählt zwischen $0,25 \cdot f_c \leq \tau_0 \leq 0,30 \cdot f_c$), der maximalen Korngröße d_g und den Beiwerten: $q = 0,25$; $a_1 \cdot a_2 = 0,62$; $a_3 = \frac{2,45}{\tau_0}$; $a_4 = 2,44 \cdot \left(1 - \frac{4}{\tau_0}\right)$.

Kontaktdichte-Modell nach Li et al. (1989)

In Li et al. 1989 wurde ein Modell zur Beschreibung der Rissreibung für jeden beliebigen Belastungspfad publiziert, welches die raue Rissoberfläche mit infinitesimalen Kontaktflächenelementen annähert. Die Neigung eines Flächenelements θ ist eine Zufallsvariable und wird mit der namensgebenden Kontaktdichtefunktion („Contact density model“) $\Omega(\Theta) = 0,5 \cdot \cos(\theta)$ bestimmt, für die $\int_{-\pi/2}^{\pi/2} \Omega(\theta) d\theta = 1$ gilt. Diese Funktion wird als Materialparameter betrachtet, welcher unabhängig von Kornverteilung und Größtkorndurchmesser ist. Berühren sich die Rissufer, wird in Orthogonalrichtung der Flächenelemente die Kontaktspannung σ_{con} aktiviert. Diese hängt von der Rissöffnung w bzw. der Rissgleitung δ und dem Materialverhalten der Rissfläche ab, welches von den Autoren als linear elastisch-ideal plastisch angenommen wird.

$$\begin{aligned}\sigma_{ag} &= \int_{-\pi/2}^{\pi/2} A_t \cdot \sigma_{con} \cdot \cos(\theta) \cdot K \cdot \Omega d\theta \\ \tau_{ag} &= \int_{-\pi/2}^{\pi/2} A_t \cdot \sigma_{con} \cdot \sin(\theta) \cdot K \cdot \Omega d\theta\end{aligned}\tag{2.22}$$

mit dem Wert A_t , welcher das Verhältnis der rauhen zu einer ideal ebenen Oberfläche (für Betondruckfestigkeiten $f_c \leq 50 \text{ N/mm}^2$ mit $A_t = 1,27$), dem Faktor K zur Berücksichtigung der Reduktion der rissübergreifenden Spannungsübertragung bei zunehmender Rissöffnung.

Des Weiteren haben Li et al. (1989) die Gleichung 2.22 für den Fall einer monoton steigenden Belastung und einem idealisiert starr-plastischen Materialverhalten vereinfacht. Damit sind die übertragenen Spannungen nur vom Verhältnis der kinematischen Größen und der Betondruckfestigkeit f_c abhängig (Gl 2.23).

$$\sigma_{ag} = \left[\frac{\pi}{2} - \cot^{-1}(r) - \frac{r}{1+r^2} \right] \cdot m$$

$$\tau_{ag} = \frac{r^2}{1+r^2} \cdot m$$
(2.23)

mit dem Verhältnis der kinematischen Größen $r = \frac{\delta}{w}$ und dem Parameter $m = 3,83 \cdot f_c^{1/3}$.

2.4.3 Dübelwirkung

Durch die Rotation der Trägerhälften um die Rissspitze entsteht bei einem klassischen Biegeschubriss in der Faser der Biegezugbewehrung ein vertikaler Versatz zwischen den beiden Rissufern. Durch diese Kinematik werden die im Beton eingebetteten Bewehrungsstäbe aktiviert und wirken auf beiden Seiten des Rissufers als Dübel (Abb. 2.22a). Der Dübel beansprucht wiederum den umliegenden Beton, wobei es beim Erreichen der Zugfestigkeit zur Rissbildung kommt. Bei ausreichender Betondeckung versagt der Beton beim Überschreiten der Zugfestigkeit f_{ct} zwischen den Stäben einer Bewehrungslage. Dabei entsteht ein sogenannter Dübelriss, welcher auf der Seitenfläche des Bauteils zu erkennen ist (Abb. 2.22b). Nach dem ersten Auftreten eines Dübelrisses führt eine weitere Belastung zu einer Rissfortpflanzung in Richtung des Auflagerbereichs und somit zu einer Ablösung der Betondeckung unterhalb der Bewehrungsachse. Damit wird auch der Beitrag der Dübelwirkung geringer (Abb. 2.22c). Eine Rissfortpflanzung kann durch Querkraftbewehrungselemente (z.B. Bügel) oder das Auflager beschränkt werden, wodurch eine Steigerung der übertragenen Kräfte möglich ist (Abb. 2.22c).

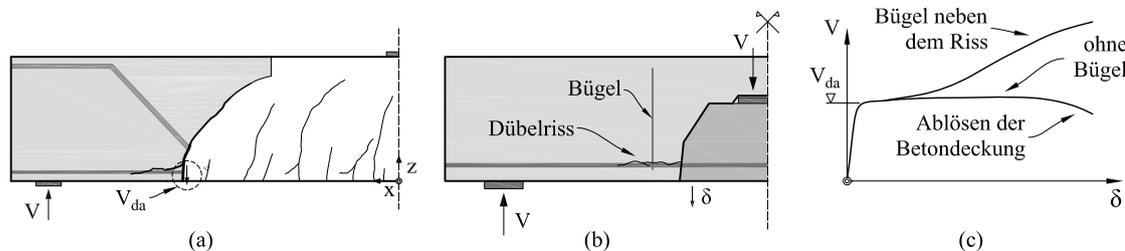


Abb. 2.22: Dübelwirkung der Längsbewehrung: (a) Traganteil der Dübelwirkung V_{da} im Schubriss, (b) Versuchsträger mit getrennt hergestelltem Mittelstück nach Baumann et al. (1970), (c) Querkraft-Durchbiegungsbeziehung für Versuchskörper mit und ohne Bügel

Die Erforschung der Dübelwirkung erfolgte anhand verschiedener Testmethoden wobei jene nach Krefeld et al. (1966a) an Balken am besten das oben beschriebene Versagensmuster für einen Schubriss widerspiegelt. Eine ausführliche Zusammenfassung der durchgeführten Versuche und Ansätze wird in Cavagnis (2017) gegeben. Baumann et al. (1970) haben aufbauend auf den ersten Experimenten von Krefeld et al. (1966a) die bis dato umfangreichste Versuchsreihe mit dieser Testkonfiguration durchgeführt. Dabei kamen Versuchskörper nach Abbildung 2.22b zum Einsatz, die in zwei Abschnitten hergestellt wurden. Zuerst wurde das Mittelstück mit Längsbewehrung und anschließend die Kubatur des restlichen Betonträgers betoniert. Die Oberflächen des Mittelstücks wurden entsprechend vorbereitet (Fettfilm, Folie, kautschukartige Masse), um eine entsprechende Entkoppelung zu gewährleisten sowie

um die gewünschte Rissbreite herzustellen. Die maßgeblichen Parameter sind demnach: Durchmesser der Bewehrung, Bewehrungsgrad, Betondeckung, Betonzugfestigkeit und Abstand des Risses zur nächsten Stützung (Bügel).

Das ebenfalls in Baumann et al. 1970 vorgestellte Modell idealisiert den Beton der Betondeckung als elastische Bettung für die Bewehrungsstäbe (Abb. 2.23a). Die Bettungslänge l_{da} wurde anhand der Versuche kalibriert und als rechteckiger Spannungsbereich idealisiert ($l_{da} = 1,72 \cdot \varnothing_s$, siehe Abb. 2.23a) und die Dübelkapazität (V_{da}) wird über die Zugfestigkeit ($f_c^{1/3}$) des Betons zwischen den Bewehrungsstäben ($b_n = b_w - \Sigma \varnothing_s$) bestimmt (siehe Gl. 2.24). Der Versatz δ beim Auftreten des Dübelriss wird unabhängig von den Parametern mit 0,08 mm angenommen (Abb. 2.23c).

$$V_{da} = 1,72 \cdot b_n \cdot \varnothing_s \cdot f_c^{1/3} \quad (2.24)$$

Im Falle einer Überschreitung wird von einer konstanten Kraftübertragung über den Dübel ausgegangen, da sich der Riss fortpflanzt und an der Risspitze jeweils dieselbe Kraft übertragen wird (Abb. 2.23b). Wenn der Rissfortschritt limitiert wird (z.B. Bügel), wird in Abhängigkeit vom Abstand f zu der Stützung eine Erhöhung der Dübelkraft angesetzt (Abb. 2.23c und Gl. 2.25).

$$V_{da} = \frac{9,81}{f} \cdot \sqrt{\frac{\delta \cdot I_v}{0,45}} \quad (2.25)$$

mit dem Trägheitsmoment des zusammengesetzten Querschnitt der Bewehrung und des Betons darunter I_v [cm⁴], Abstand zur Stützung f [cm], Versatz bei Dübelanriss δ [mm].

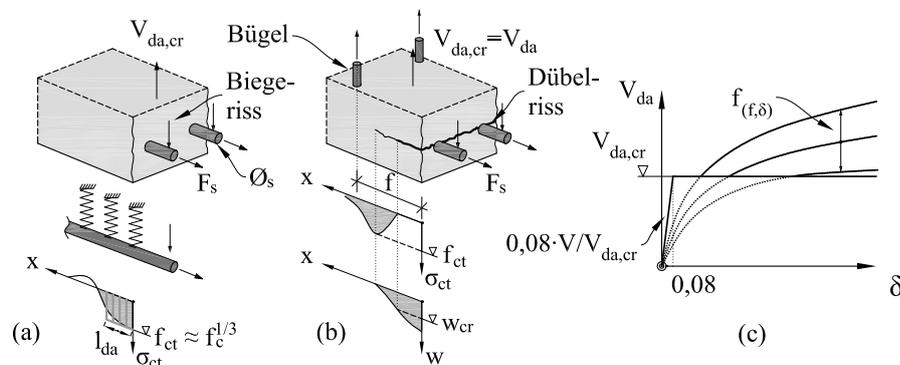


Abb. 2.23: Dübelwirkung der Längsbewehrung nach Baumann et al. (1970): (a) Spannungsverteilung des elastisch-gebetteten Stabes unmittelbar vor Rissbildung, (b) Dübelrissbildung und Spannungsverteilung, (c) Querkraft-Durchbiegungsbeziehung im Dübelanriss für Versuchskörper mit und ohne Bügel

Bei zu geringer Betondeckung kann es vorab zu einem Versagen des Betons der Betondeckung kommen, welches durch Längsrisse an der Zugseite des Bauteils (entlang der Bewehrungsachse) charakterisiert ist (Abb. 2.24c). Dementsprechend ist die Bettung des Stahlstabs durch den umgebenden Beton geringer und es können geringere Kräfte übertragen werden. Dies wurde bei Modellen von Vintzēleou et al. (1986) und Fernández Ruiz et al. (2010) berücksichtigt. Beide Modelle berechnen die Dübelwirkung mit Gleichung 2.26

in ähnlicher Form wie Baumann et al. (1970) in Gleichung 2.24. Jedoch werden zusätzliche Kriterien für das Auftreten anderer Versagensmechanismen in Abhängigkeit von der Nettobreite berücksichtigt.

$$V_{da} = 2 \cdot b_n \cdot \varnothing_s \cdot f_{ct} \quad (2.26)$$

mit b_n als Nettobreite nach Vintzēleou et al. (1986), bzw. $b_n = n \cdot \min(4 \cdot c; s_b - \varnothing_s; 6\varnothing_s)$ nach Fernández Ruiz et al. (2010), wobei n die Anzahl der Stäbe ist und c nach Abbildung 2.24 ermittelt wird.

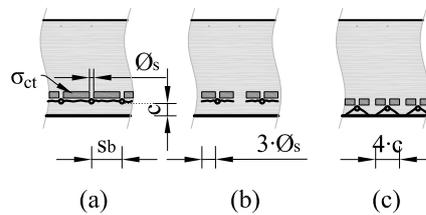


Abb. 2.24: Ermittlung von der durch Zugspannungen beanspruchten Nettobreite nach Fernández Ruiz et al. (2010): (a) bei geringen Bewehrungsabständen, (b) bei großen Bewehrungsabständen, (c) bei geringer Betondeckung

Ist die Betondeckung (c_b) im Gegensatz zur Nettobreite gering, ändert sich laut Vintzēleou et al. (1986) der Formelapparat zu Gleichung 2.27.

$$V_{da} = n \cdot 5 \cdot c_b \cdot \frac{c_b}{0,66 \cdot c + \varnothing_s} \cdot \varnothing_s \cdot f_{ct} \quad (2.27)$$

Alternativ zu den vorgestellten Modellen berechnet Cavagnis (2017) den Traganteil der Dübelwirkung unter Berücksichtigung der tatsächlichen Kinematik ausgehend von einem beidseitig eingespannten Stab unter Vernachlässigung der Betondeckung. P. Huber, T. Huber et al. (2016) berechnen die zusätzliche Stützwirkung der Querkraftbewehrung über das Verbundverhalten in Abhängigkeit der Rissöffnung (analog zu Abschnitt 2.4.1) zur Evaluation ihrer Versuche. Für die Modellierung der Dübelwirkung in Abschnitt 3.6 wird das vorher beschriebene Modell von Baumann et al. (1970) herangezogen (Gl. 2.24 und 2.25).

2.4.4 Rissübergreifende Zugspannungen

An der Risspitze eines Biegeschubrisses wird der Beton durch Zugspannungen belastet, welche in weiterer Folge das Fortschreiten des Risses bewirken (Bruchmodus 1). In dem Bereich, wo die Zugfestigkeit f_{ct} bereits überschritten wurde, können bis zu einer gewissen Rissöffnung dennoch Zugkräfte übertragen werden, welche in diesem Fall zur Querkrafttragfähigkeit beitragen können (V_{ct} in Abb. 2.25a). Diese besondere Eigenschaft des Betons wurde erstmals von Hillerborg et al. (1976) im sogenannten Modell des fiktiven Risses formuliert („Fictitious crack model“). Dieses geht davon aus, dass augenscheinliche Risse aus bereits im unbelasteten Beton vorhandenen Mikrorissen entstehen (Abb. 2.25c). Bei Überschreiten der Zugfestigkeit kommt es zur sukzessiven Vereinigung dieser Risse in einem limitierten Bereich, der sogenannten Rissprozesszone (kein sichtbarer Riss in Abb. 2.25c). Diese allmähliche Entfestigung ist gekennzeichnet durch eine Dehnungszunahme

me mit gleichzeitiger Spannungsabnahme bis letztendlich ein sichtbarer Makroriss entsteht (Dehnungslokalisierung in Abb. 2.25b). Anschließend macht die rissüberbrückende Wirkung der Zuschläge eine Übertragung von Zugspannungen aufgrund von Haftspannungen zwischen den Zuschlagskörnern und der Zementmatrix bei kleinen Rissöffnungen weiterhin möglich.

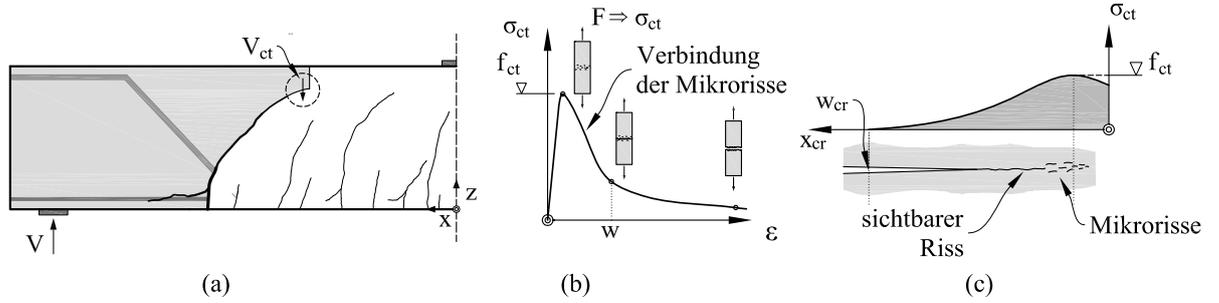


Abb. 2.25: Zugspannungen in der Rissprozesszone: (a) Traganteil der rissübergreifenden Zugspannungen V_{ct} im Schubriss, (b) Zugspannungs-Dehnungsdiagramm einer einaxialen Zugprüfung von Beton mit weg-gesteuerter Lastaufbringung, (c) Spannungsverteilung bei Rissbildung nach Hillerborg et al. (1976)

Bei einem weg-gesteuerten Zugversuch an unbewehrten Betonprüfkörpern (Abb. 2.25b) kann nach dem Erreichen der Zugfestigkeit das zuvor beschriebene Nachbruchverhalten beobachtet werden (Abb. 2.25b). Die Übertragung von Spannungen ist bis zu einer Grenzlissweite w_c von in etwa 150 bis 200 μm möglich (Remmel 1995). Zur Modellierung des Nachbruchverhaltens wird das oftmals verwendete Modell nach Hordijk (1992) in Gleichung 2.28 sowie die bi-lineare Beziehung nach fib (2013) angeführt (Gl. 2.29). Beide Modelle sind in Abbildung 2.26b dargestellt. Hordijk (1992) setzt eine exponentielle Abnahme der Zugspannungen σ_{ct} in Abhängigkeit der Rissöffnung w voraus (Abb. 2.26b).

$$\sigma_{ct} = f_{ct} \cdot \left[\left(1 + \left(c_1 + \frac{w}{w_c} \right)^3 \right) e^{-c_2(w/w_c)} - \frac{w}{w_c} \left(1 + c_1^3 \right) e^{-c_2} \right] \quad (2.28)$$

mit der Zugfestigkeit von Beton f_{ct} , der Maximalrissweite für die Spannungsübertragung $w_c = 5,14 \cdot G_F/f_{ct}$, Bruchenergie G_F und den Konstanten $c_1 = 3$; $c_2 = 6,93$.

Im fib Model Code 2010 ist die Abnahme durch eine bi-lineare Beziehung angegeben, womit zwei Bereiche gekennzeichnet werden. Bei Betonen mit höherer Festigkeit kann ein spröderes Versagen beobachtet werden. Da Risse häufig durch die Körner verlaufen und dadurch die mechanische Verklammerung beschränkt ist, fällt der Entlastungsarm auch steiler ab (Remmel 1995). Dieses Verhalten wird durch die Formeln des fib Model Code 2010 wiedergegeben (Gl.2.29 und 2.30).

$$\sigma_{ct} = \left\{ \begin{array}{ll} f_{ct} \cdot \left(1 - 0,8 \cdot \frac{w}{w_1} \right) & \text{für } w \leq w_1 \\ f_{ct} \cdot \left(0,25 - 0,05 \cdot \frac{w}{w_1} \right) & \text{für } w_1 < w \leq w_c \end{array} \right\} \quad (2.29)$$

mit der Rissweite $w_1 = G_F/f_{ct}$ bei $\sigma_{ct} = 0,2 \cdot f_{ct}$, der Maximalrissweite für die Spannungsübertragung $w_c = 5 \cdot G_F/f_{ct}$ und der Bruchenergie G_F .

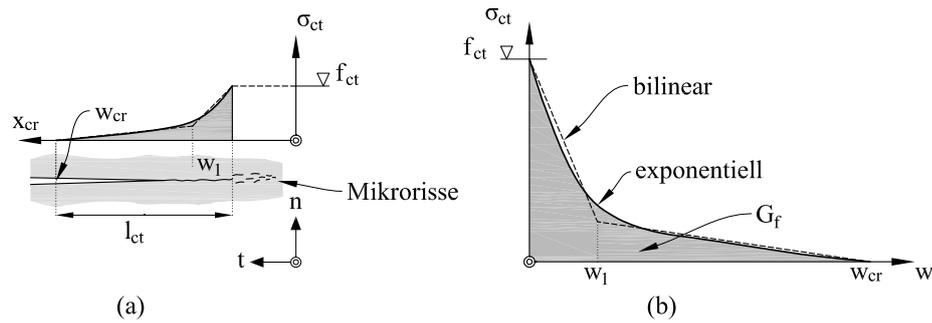


Abb. 2.26: Traganteil in der Rissprozesszone: (a) Spannungsverteilung an der Risspitze, (b) Nachbruchverhalten nach Hordijk (1992) und fib (2013)

Eine wesentliche Kenngröße für das Nachbruchverhalten ist die Bruchenergie, welche in beiden Modellen verwendet wird (Gl. 2.28 und 2.29). Die Bruchenergie G_F ist jene Energie, welche für den Rissfortschritt einer Einheitsfläche notwendig ist und kennzeichnet den Flächeninhalt unterhalb des Entlastungsarms im Spannungs-Rissöffnungsdiagramm (Abb. 2.26b). Bažant et al. (2002) haben in einer Regressionsanalyse die wesentlichen Parameter für die Bruchenergie feststellen können. Neben dem Größtkorndurchmesser d_g , dem Wasserzementwert (W/Z), sowie der Oberflächenstruktur der Gesteinskörnung (Rund- oder Kantkorn), hängt die Bruchenergie hauptsächlich von der Druckfestigkeit f_c ab. Ein Vergleich von gängigen Modellen zur Bestimmung der Bruchenergie wird in P. Huber (2016) gegeben. Der fib Model Code 2010 gibt hierfür folgenden, lediglich von der mittleren Druckfestigkeit f_{cm} abhängenden Zusammenhang (Gl. 2.30).

$$G_F = 73 \cdot f_{cm}^{0.18} \quad (2.30)$$

Die Ermittlung des Querkraftanteils aufgrund von rissübergreifenden Zugspannungen V_{ct} kann mit Gleichung 2.31 ermittelt werden. Hier wird ersichtlich, dass der Beitrag wesentlich von der Rissneigung α_{cr} und der Rissöffnung w (in σ_{ct}) abhängig ist.

$$V_{ct} = b \left(\int_{t=0}^{l_{ct}} \sigma_{ct} \cdot \cos \alpha_{cr}(t) \cdot dt \right) \quad (2.31)$$

Hillerborg et al. (1976) kamen zu dem Schluss, dass die Länge der Rissprozesszone von der Bauteilgröße unabhängig ist und von den Betoneigenschaften bestimmt wird. Dadurch ist der Einfluss der Rissprozesszone bei kleinen Bauteilen bedeutsam, nimmt jedoch mit zunehmender Größe der Versuchskörper ab. Dies konnten P. Huber, T. Huber et al. (2016) durch die Auswertung von photogrammetrischen Messdaten von Schubversuchen unterschiedlicher Größe bestätigen.

2.4.5 Druckzone

Während die Phänomene der zuvor beschriebenen Querkraftmechanismen (Abschnitt 2.4.1 bis 2.4.4) in der Literatur als anerkannt gelten und experimentell quantifiziert werden konnten (fib 2010, fib 2018), ist die Übertragung von Schubkräften in der ungerissenen Druckzone nur in wenigen Experimenten messtechnisch genauer untersucht worden (z.B. E. Sherwood et al. 2006). Für die Übertragung von Querkraften in der Betondruckzone gibt es verschiedene Theorien, welche sich hauptsächlich durch die unterschiedlichen

Annahmen der Schubspannungsverläufe in der Druckzone unterscheiden. Dabei haben sich vor allem die Modelle nach Mörsch (1908), Zink (2000) und Tureyen et al. (2003) etabliert. Cavagnis (2017) und P. Huber, T. Huber et al. (2018a) konnten erst in kürzlich durchgeführten Untersuchungen durch die Auswertung von photogrammetrischen Messdaten in der Druckzone von Schubträgern zumindest eine Neigung der Hauptdruckspannungen in der Druckzone messtechnisch quantifizieren. Die Neigung der Resultierenden hat nach Muttoni et al. (2008) zwei wesentliche Gründe: die Kragträgerwirkung des eingespannten Betonzahns und eine mögliche Bogen- oder Sprengwerk Wirkung. Beide Phänomene werden nachfolgend näher erläutert.

Bei Kenntnis der Betondehnungen und Stauchungen in der ungerissenen Betondruckzone ist es unter Anwendung einer adäquaten Spannungs-Dehnungsbeziehung für Beton möglich eine geneigte Druckgurtkomponente V_{cc} , unabhängig von der Ursache, quantitativ zu erfassen (Gl. 2.32).

$$V_{cc} = b_w \int_0^c \sigma_c \cdot \sin \varphi_2 \cdot dz \quad (2.32)$$

mit der Bauteilbreite b_w , der Betonspannung σ_c , der Richtung der Hauptdruckdehnung φ_2 und der Höhe der ungerissenen Betondruckzone c .

Für die Ermittlung des Beitrags einer geneigten Kraftkomponente im Druckgurt V_{cc} in Abschnitt 3.6 wird die nicht-lineare Spannungs-Dehnungslinie des Eurocode 2 (ÖN EN 1992-1-1 2015) angeführt, womit die Betonspannungen σ_c ermittelt werden können (Gl. 2.33).

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}$$

wobei

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$$

$$k = 1,05 \cdot E_{cm} \cdot |\varepsilon_{c1}| / f_{cm}$$

(2.33)

mit der Stauchung beim Höchstwert der Betondruckspannung $\varepsilon_{c1} = 0,7 \cdot f_{cm}^{2,31} \leq 2,8$, der Betonstauchung ε_c und dem mittleren Elastizitätsmodul als Sekante $E_{cm} = 22 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3}$.

Kragträgerwirkung

Das Zahnmodell nach G. Kani (1964) betrachtet einen von zwei Biegerissen begrenzten Betonzahn, welcher in der Druckzone eingespannt ist und somit Zug- und Druckspannungen am gedachten Rand der ungerissenen Druckzone aufweist. Zwischen den Biegerissen werden laut Modellvorstellung keine Spannungen übertragen. Deshalb muss die Längskraftdifferenz der Biegebewehrung und das resultierende Spannungsbild in der ungerissenen Betondruckzone durch eine geneigte Betondruck- bzw. geneigte Betonzugstrebe ausgeglichen werden. Ein quasi-horizontaler Rissfortschritt geschieht beim Überschreiten der Betonzugfestigkeit f_{ct} an einem Rand des Betonzahns.

Geneigte Druckstrebe

Wird eine direkte Lastabtragung aufgrund einer Druckstrebe zwischen Lasteinleitung und Auflager möglich, können weitaus größere Schublasten übertragen werden. Die Versagensur-

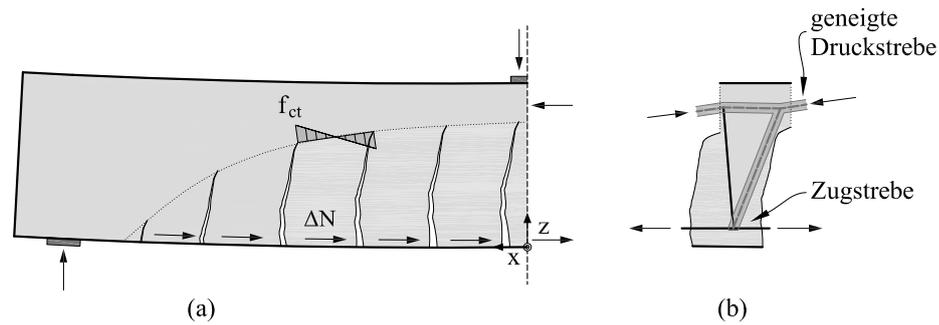


Abb. 2.27: Traganteil aufgrund der Kragträgerwirkung: (a) Zahnmodell nach G. Kani (1964), (b) Freigeschnittener Betonzahn mit Streben nach Muttoni et al. (2008)

sache ändert sich von einem Biegeschubversagen zu einem reinen Biegeversagen (Versagen der Biegezugbewehrung oder des Betons der Betondruckzone) oder bei schmalen Stegen zu einem Druckstrebenversagen. Die Ursache dafür kann eine geringe Schubschlankheit sein, da die Biegerisse eine theoretisch gedachte Druckstrebe nicht unterbrechen (Abb. 2.28a). Das zeigte bereits G. Kani (1964) durch sein berühmtes Schubtal, welches ein Biegeschubversagen erst bei größeren Schubschlankheiten (a/d) von 2,5 bis 4,0 prognostiziert. Außerdem kann sich auch bei größeren Schlankheiten dieser Tragmechanismus aufgrund einer Bogen- oder Sprengwerk Wirkung einstellen (Abb. 2.28b). Dies geschieht, wenn der Verbund von Längsbewehrung mit dem umgebenden Beton verloren geht (bereits in Mörsch 1908 beschrieben). Dadurch wird entlang des verbundlosen Bereichs dieselbe Spannung im Stahl übertragen, und vormals geöffnete Biegerisse werden wieder geschlossen. Dadurch ist eine theoretisch gedachte Druckstrebe nicht mehr unterbrochen.

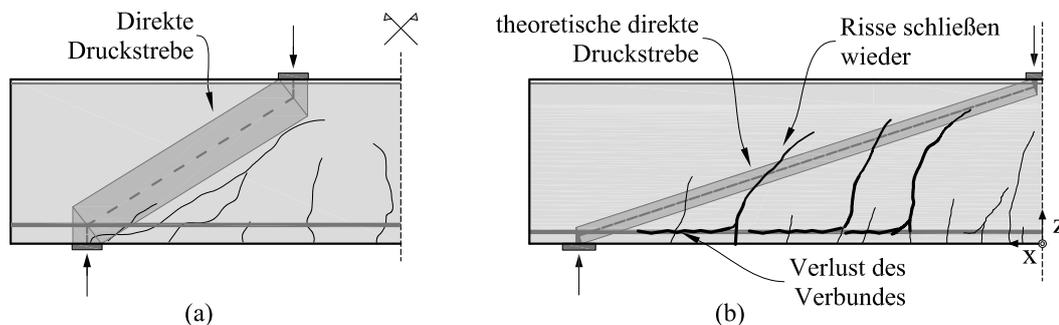


Abb. 2.28: Traganteil aufgrund geneigter Druckstreben: (a) Direkte Druckstrebe, (b) Bogen- bzw. Sprengwerk Wirkung

Kapitel 3

Experimentelle Untersuchungen

3.1 Allgemeines

In der Literatur gibt es eine Vielzahl von Querkraftversuchen an Stahlbetonbauteilen, welche in Datenbanken zusammengefasst wurden (mit Querkraftbewehrung: K.-H. Reineck, E. Bentz et al. (2014) bzw. Todisco et al. (2015) für Balken mit geringer Schubschlankheit; ohne Querkraftbewehrung: K.-H. Reineck, E. C. Bentz et al. (2013) bzw. K.-H. Reineck und Todisco (2014) für Balken mit geringer Schubschlankheit). Die Datenbasis für Querkraftversuche mit aufgebogenen Längsstäben ist jedoch limitiert (Kapitel 4.4.3) und historische Literatur beinhaltet vor allem Tests mit glatter Bewehrung (Bach et al. 1911, 1912, Richart 1927). Zum besseren Verständnis für das Querkrafttragverhalten von Brücken mit aufgebogenen Längsstäben wurden im Labor des Instituts für Tragkonstruktionen insgesamt 10 Querkraftversuche an Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung sowie 17 Versuche an Plattenstreifen mit aufgebogenen Längsstäben durchgeführt. Darüber hinaus wurden 4 Querkraftversuche an Stahlbetonplatten mit und ohne realistischem Oberbau einer Eisenbahnbrücke realisiert. Eine zusätzliche Versuchsserie umfasste 18 Push-off-Versuche, um den Einfluss unterschiedlicher Betonmischungen auf den Beitrag der Rissverzahnung zur Querkrafttragfähigkeit zu untersuchen. Nachfolgend wird eine Beschreibung der Experimente sowie der daraus gewonnenen Ergebnisse dargestellt. Im Zuge dieser Versuchsreihen wurde der Fokus auf den Einsatz neuartiger Messtechnik in Form eines photogrammetrischen Messsystems und eines Laser-Scanning-Mikroskops gelegt. Das photogrammetrische Messsystem ermöglicht bei den Balkenversuchen eine kontinuierliche, messtechnische Erfassung der Deformationen auf der Betonoberfläche und die daraus gewonnenen Messdaten lassen Rückschlüsse über den Wirkungsgrad verschiedener Querkraftmechanismen zu (Abschnitt 2.4 und 3.6). Das Mikroskop ermöglicht eine Rauheitsanalyse von Bruchflächen durchgeführter Spaltzugtests, womit der Einfluss unterschiedlicher Betonzusammensetzungen auf die Übertragung von Kräften über den Mechanismus Rissverzahnung und in weiterer Folge auf die Querkrafttragfähigkeit des Betons erstmals quantifiziert werden kann. Die Ergebnisse stellen die Grundlage für das in Kapitel 4 hergeleitete Querkraftmodell dar. Eine Beschreibung der Versuche und der Ergebnisse ist zum Teil im Ergebnisbericht des Forschungsvorhabens „Mehrfeldbrücke“ der Initiative Verkehrsinfrastrukturforschung 2015 (P. Huber, T. Huber et al. 2018b), sowie im Endbericht des ÖBB-Forschungsvorhabens „Querkrafttragfähigkeit von bestehenden Stahlbetonplattenbrücken aus dem Zeitraum 1950 bis 1990“ angeführt (T. Huber, P. Huber, Kollegger und Vill 2018).

3.2 Querkraftversuche an Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung

Wie in Kapitel 2 erläutert, gibt es bei der historischen Bauweise von Plattenbrücken mit aufgebogenen Längsstäben Bereiche, in denen keine Aufbiegungen bzw. Bügel vorhanden sind. Damit ist dort der Querkraftwiderstand des reinen Betons maßgebend, welcher wesentlich von der Rissverzahnung im kritischen Schubriss abhängt. Dies konnte bereits in verschiedenen Versuchsreihen aufgrund der Evaluierung verschiedener Tragmechanismen auf Basis der gemessenen Risskinematik bestätigt werden (Campana et al. 2013, Cavagnis, Ruiz et al. 2015, P. Huber, T. Huber et al. 2016). Deshalb wird der Querkraftwiderstand von Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung gesondert untersucht und der Einfluss verschiedener Rauheiten im Schubriss analysiert. Ergebnisse dieser Untersuchungen sind bereits in T. Huber, P. Huber und Kollegger (2019) publiziert, wobei der Erstautor die Konzeption der Versuchsreihe, die Aufbereitung der Messergebnisse und die Analyse der Tragmechanismen eigenständig vorgenommen hat.

3.2.1 Materialeigenschaften

In dieser Serie wurden die Sieblinie der Gesteinskörnung und die Druckfestigkeit variiert, um verschiedene Rauheiten in einer Rissfläche zu erzielen. Die Mischungsbezeichnung (z.B. **NC300-52.5**) beschreibt die Betonart (**NC**: Normalbeton bzw. **SCC**: Selbstverdichtender Beton), die Zementmenge (**300 kg/m³**) und die Zementgüte (z.B. **CEM 52.5**). Die Zusammensetzung der Mischungen kann Tabelle 3.1 entnommen werden. Insgesamt wurden zwei Vergleichsgruppen (Set 1 und Set 2) getestet, wobei Set 2 ergänzend zur ersten Vergleichsgruppe konzipiert wurde.

- **Set 1**: Bei Mischungen von selbstverdichtendem Beton wird in der Regel ein höherer Anteil an feinkörnigem Material (Mehlkorn GK 0/1 und Zement) verwendet, um die Fließfähigkeit zu gewährleisten. Gleichzeitig wird der Anteil von grober Gesteinskörnung (GK 4/16) reduziert. In der Literatur wurde eine geringere Rissverzahnungskapazität durch glattere Bruchflächen festgestellt (Kim et al. 2010) und in weiterer Folge eine geringere Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken begründet (Hassan et al. 2008, Lin et al. 2012, Helincks et al. 2013, Biolzi et al. 2014). Dieser Effekt wurde durch Variation der Sieblinien (NC300-52.5; SSC300-52.5) untersucht. Das führt zu einem typischen anrechenbaren Wasser/Bindemittel-Gehalt von 0,65 (NC), bzw. 0,43 (SCC). Außerdem hat die Druckfestigkeit ebenfalls einen Einfluss auf die Rauheit, weshalb eine weitere Normalbetonmischung mit den gleichen Mischungsverhältnissen, jedoch mit einer anderen Zementgüte getestet wurde (NC300-42.5).
- **Set 2**: Bei der Verwendung von hochfesten Betonen oder Leichtbetonen, kann es zum Bruch des einzelnen Kornes kommen, und es werden glattere Rissflächen beobachtet. Diese Tatsache wird im fib Model Code 2010 sowohl beim Modell für die Querkrafttragfähigkeit ohne Schubbewehrung, als auch beim Rissverzahnungsmodell berücksichtigt (fib 2013). Deshalb wurden weitere Betonsorten untersucht, wobei hier das Verhältnis zwischen Mehlkorn (GK 0/1) und Zement variiert wurde, um unterschiedliche Festigkeiten bei SCC-Mischungen zu erhalten (SCC270-52.5, SCC340-52.5, SCC380-52.5). Dadurch wurden verschiedene Festigkeitswerte bei annähernd gleicher Größe des groben Zuschlags (GK 4/16) in der Sieblinie erreicht.

Für jede Betonmischung wurden jeweils sechs Zylinder ($\varnothing = 150 \text{ mm}$, $h = 300 \text{ mm}$) zur Bestimmung der Zylinderdruckfestigkeit f_{cm} sowie der Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ hergestellt. Die Herstellung dieser Materialtestkörper erfolgte parallel zum Betoniervorgang der Stahlbetonbalken und Push-off-Versuchskörper. Die Mittelwerte der Materialparameter wurden jeweils am Versuchstag aus drei Einzelversuchen ermittelt (Tab. 3.1).

Tab. 3.1: Betonzusammensetzung und Materialparameter für die Versuchskörper

		<i>Set 1</i>				<i>Set 2</i>	
		NC300- 52.5	NC300- 42.5	SCC300- 52.5	SCC270- 52.5	SCC340- 52.5	SCC380- 52.5
GK 0/1	[kg]	0,0	0,0	140,0	177,5	171,6	128,4
GK 0/4	[kg]	989,7	981,2	926,1	938,5	911,2	885,0
GK 4/16	[kg]	914,3	936,1	815,3	847,4	811,6	803,8
Zement <i>Z</i>	[kg]	305,5	302,6	301,4	269,2	344,9	382,4
Wasser <i>W</i>	[kg]	181,1	196,5	189,6	200,1	196,5	184,8
Verflüssiger	[kg]	1,2	1,3	2,4	0,8	1,7	4,1
Summe	[kg]	2391,8	2417,7	2374,8	2433,5	2437,6	2388,4
<i>W/Z</i>	[-]	0,59	0,65	0,43	0,45	0,38	0,36
f_{cm}	[MPa]	47,45	39,36	56,70	42,47	50,96	63,39
COV	[-]	±4%	±2%	±2%	±4%	±1%	±3%
$f_{ct,sp}$	[MPa]	3,24	2,95	3,69	3,04	3,23	3,57
COV	[-]	±6%	±5%	±5%	±14%	±10%	±5%
R_s	[-]	1,242	1,258	1,212	1,233	1,210	1,184
COV	[-]	±2%	±2%	±2%	±2%	±6%	±1%
C_f	[-]	1,019	1,240	0,458	1,221	0,577	0,785
COV	[-]	±9%	±13%	±5%	±12%	±14%	±3%

3.2.2 Rauheitsmessung

Die Bruchflächen der Zylinder für die Spaltzugfestigkeitsprüfung wurden mit einem Laser-Scanning-Mikroskop messtechnisch erfasst und durch eine Software (FRT 2009) analysiert. Dabei wurde der Rauheitsindex R_s von jeweils beiden Zylinderhälften eines gespaltenen Testkörpers mit einer von Perera et al. (2013) vorgeschlagenen Methode bestimmt. Dieser Index beschreibt das Verhältnis zwischen der abgewickelten Fläche des Bruchkörpers A_i und dessen auf eine Ebene projizierte Fläche A_0 ($R_s = \Sigma A_i / \Sigma A_0$; Abb. 3.1a, gleichbedeutend zum Parameter A_i beim Kontaktdichtemodell nach Li et al. 1989 in Abschnitt 2.4.2). Insgesamt wurde jeweils eine Fläche von $75 \cdot 75 \text{ mm}^2$ von jedem Bruchstück (sechs Messungen je Betonmischung) mit einer Pixelgröße von $250 \mu\text{m}$ und einer Auflösung von $0,01 \mu\text{m}$ von dem Mikroskop abgerastert. Dies ergibt in Summe 90601 Messpunkte je Probe. Die Veränderung der Messfläche und der Pixelgrößen hat sich als wesentlicher Einflussparameter auf die Ergebnisse erwiesen. Daher wurde die gleiche Konfiguration wie in Perera et al. (2013) gewählt, um einen Vergleich der Ergebnisse zu ermöglichen.

Die Ergebnisse stimmen gut mit bereits veröffentlichten Messungen von Perera et al. (2013) überein und die Abhängigkeit des Rauheitsindex R_s von der Betonfestigkeit f_{cm} ist ebenfalls deutlich erkennbar (Abb. 3.1b). Durch eine Regressionsanalyse aller verfügbaren Daten, zuzüglich zweier Ergebnisse anderer Forschungsprojekte (T. Huber, P. Huber und

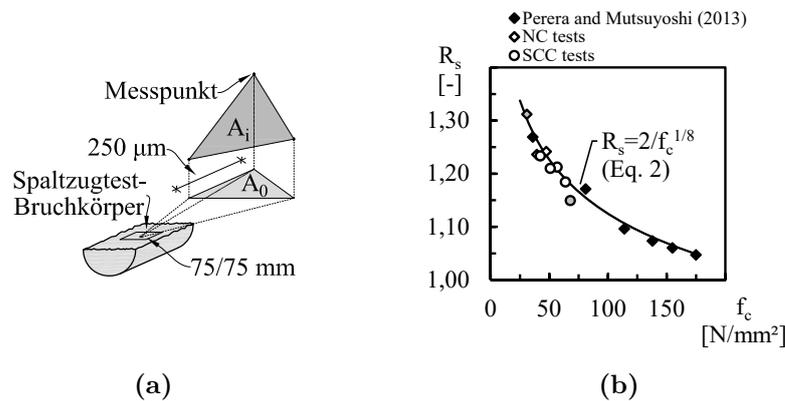


Abb. 3.1: Rauheitsmessung: (a) Prinzip der Bestimmung des Rauheitsparameters R_s , (b) Ermittelter R_s -Wert in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit f_{cm}

Kollegger 2017 bzw. P. Huber, T. Huber et al. 2018a; dargestellt durch graue Symbole in Abb. 3.1b) wurde folgende Beziehung zwischen der Betonfestigkeit f_{cm} und dem Rauheitsindex R_s erhalten:

$$R_s = \frac{2}{f_{cm}^{1/8}} \quad (3.1)$$

Aufgrund der Analyse der Oberflächenrauheit von Spaltzugproben mit verschiedenen Betonmischungen (Tab. 3.1) können folgende Schlüsse gezogen werden:

- Die Ergebnisse der SCC-Mischungen liegen im Allgemeinen zwar unter den Werten für Normalbeton, jedoch ist bei Betrachtung von Abbildung 3.1b offensichtlich die Druckfestigkeit der maßgebende Parameter.
- Die Rauheit von Bruchflächen (R_s -Wert) nimmt sowohl bei den SCC-Mischungen, als auch bei den Normalbetonmischungen mit steigender Betondruckfestigkeit ab.

3.2.3 Push-Off-Versuche

Zur Bestimmung der übertragbaren Spannungen (Normalspannungen σ_{ag} und Schubspannungen τ_{ag} in Abb. 3.2b) über die Rissflächen hinweg wurden 18 Push-Off-Tests (Abscherversuche) durchgeführt, welche jenen von J. C. Walraven (1981) nachempfunden sind. Die Versuchskörper bestanden aus zwei L-förmigen Stahlbetonkörpern, welche an einer vordefinierten Scherfläche (300/120 mm) miteinander verbunden waren (Abb. 3.2a). Innerhalb der Scherfläche wurde keine Bewehrung angeordnet und eine Kerbe an den Außenseiten der Versuchskörper markierte eine Sollbruchstelle (Kerbtiefe jeweils 1,5 cm an beiden Seiten). Genauere Informationen zu den Versuchskörpern (Bewehrung, Abmessungen) und der Rückhaltekonstruktion können dem Anhang A.1 entnommen werden. Für jede Betonmischung (Tab. 3.1) wurden drei Versuchskörper betoniert, mit dem Ziel drei unterschiedliche Quersteifigkeiten zu testen. Anhand der Auswertung soll auf den Anteil an gebrochenen Körnern geschlossen werden (C_f in Abb. 3.2c).

Vor dem eigentlichen Push-Off-Versuch wurde eine Rückhaltekonstruktion mit dem Versuchskörper verbunden (Abb. 3.3a). Die Rückhaltekonstruktion besteht aus zwei versteiften Stahlplatten, welche durch vier Gewindestangen miteinander verbunden und mit Muttern verschraubt wurden. Um eine satte Auflagefläche der Rückhaltekonstruktion am

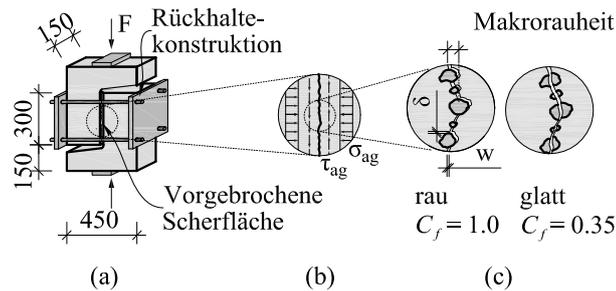


Abb. 3.2: Push-Off-Versuche: (a) Push-off-Versuchskörper nach J. C. Walraven (1981), (b) Normalspannungen σ_{ag} und Schubspannungen τ_{ag} in der Scherfläche, (c) Anteil der gebrochenen Körner ausgedrückt durch den C_f -Wert

Versuchskörper zu gewährleisten, wurde dazwischen eine Schicht aus schnellerhärtendem Zementmörtel ausgeführt. Danach wurde der Versuchskörper entlang der Kerben im Zuge eines Spaltzugtests vorgebrochen (Abb. 3.3b). Die Krafteinleitung erfolgte über eine Rundstahlstange ($\varnothing = 20$ mm), welche in die mit Flachstahl (3 mm) ausgelegte Kerbe eingelegt wurde. Durch die externe Rückhaltekonstruktion wurde sichergestellt, dass die Rissweiten beim Spalten gering bleiben ($< 0,1$ mm) und somit das Bruchgefüge nicht beeinflusst wird. Nach dem Spaltvorgang konnte der Probekörper entlang der nun vorgebrochenen Scherfläche abgeschert werden (Abb. 3.3c).

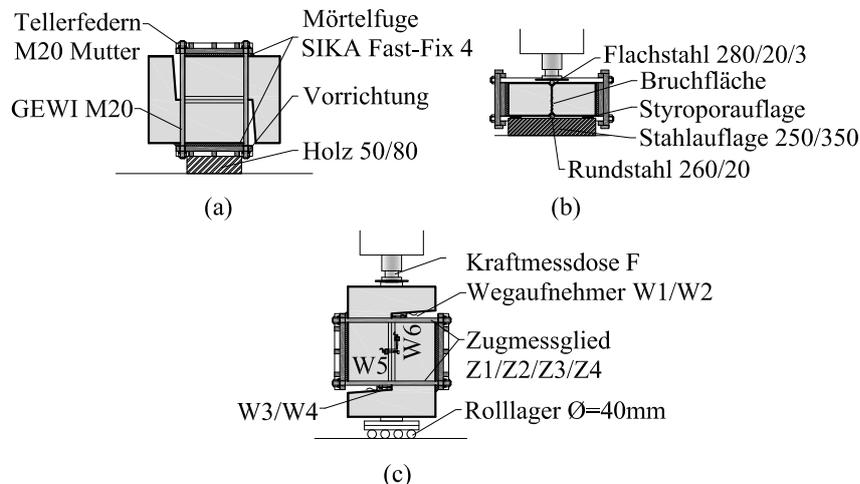


Abb. 3.3: Push-off-Versuch Ablauf: (a) Anbringen der Rückhaltekonstruktion mit Zementmörtel, (b) Spalten der Versuchskörper entlang einer Kerbe, (c) Push-Off-Versuchsaufbau

Je Betonmischung wurden drei Versuche mit verschiedener Quersteifigkeit der Rückhaltekonstruktion durchgeführt. Die Manipulation der Steifigkeit erfolgte durch Tellerfedern, welche als zusätzliche Beilagscheiben unter der M20-Mutter vorgesehen waren (Abb. 3.3a). Damit konnte die Abhängigkeit des Abscherungsverhaltens von verschiedenen Querdrücken untersucht werden. Während des Versuchsvorgangs wurde die Risskinematik der Scherfuge, bestehend aus der Öffnung w (Verformung normal zu Scherfugenfläche) und Gleitung δ (Verformung entlang der Scherfugenfläche) durch induktive Wegaufnehmer (W1-W6 in Abb. 3.3c) und einem photogrammetrischen Messsystem dokumentiert (GOM 2016 und in Abschnitt 3.6.1). Die gemessene Risskinematik war über die gesamte Länge der Scherfuge

sowie an Vorder- und Rückseite des Versuchskörpers nahezu identisch. Die aufgebrauchte Kraft F wurde durch eine Kraftmessdose und die Querbelastung über eine Rückrechnung von Dehnungsmessungen von Dehnmessstreifen, welche an den Gewindestangen der Rückhaltekonstruktion appliziert waren, bestimmt (Z1-Z4 in Abb. 3.3c). Damit konnte auf die in der Scherfläche ($A_0 = 300 \cdot 120$ mm) übertragene Normalspannung ($\sigma_{ag} = \Sigma F_{Zi}/A_0$) sowie auf die Schubspannung ($\tau_{ag} = F/A_0$) geschlossen werden.

Die übertragene Schubspannung (τ_{ag}) wurde anhand der im Versuch festgestellten Quersteifigkeit (Zusammenhang zwischen σ_{ag} und w) mit den in Abschnitt 2.4.2 erläuterten Modellen nachgerechnet. Die Ergebnisse wurden mit den Versuchskurven verglichen (Abb. 3.4). Dabei wurde offensichtlich, dass das Modell nach fib (2013) die beste Vorhersagequalität für beide Betontypen liefert. Während das Modell nach Gambarova et al. (1983) leicht höhere Werte als fib (2013) prognostiziert, ist der Verlauf des vereinfachten Modells nach Li et al. (1989) für die Nachrechnung der vorliegenden Push-off-Tests nicht geeignet. Vor allem die Versuche mit größerer Betongüte werden von den Modellen überschätzt (Abb. 3.4b). Dies kann durch die Anpassung der C_f -Faktoren in Gleichung 2.20 ausgeglichen werden.

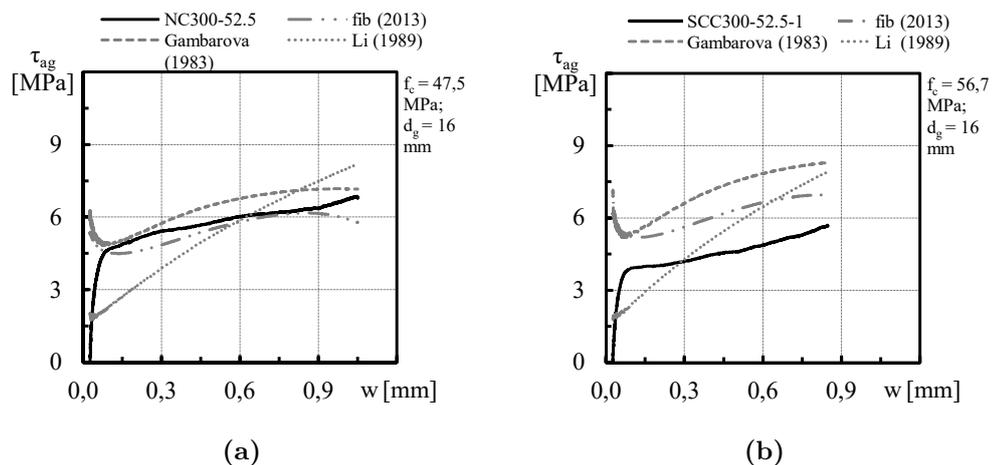


Abb. 3.4: Nachrechnung der Push-off-Versuche mit verschiedenen Modellen (fib 2013, Gambarova et al. 1983, Li et al. 1989): (a) NC300-52.5-PO1, (b) SCC300-52.5-PO1

Aufgrund der getätigten Analysen wird das Rissverzahnungsmodell nach fib (2013) herangezogen, um die Push-Off-Tests nachzurechnen (helle Kurven in Abb. 3.6). Der für die Diagramme verwendete C_f -Faktor in Gleichung 2.20 wurde durch eine Regressionsanalyse der Testdaten (siehe Anhang B.1) mit der Methode der kleinsten Fehlerquadrate bestimmt. Dazu wurden die experimentell festgestellten Spannungen σ_{ag} und τ_{ag} für spezielle Werte der Rissöffnung ($w = 0,1; 0,2; \dots; 1,0$ mm) herangezogen. Der Mittelwert bzw. der Variationskoeffizient der festgestellten C_f -Werte von jeweils drei Versuchskörpern je Betonmischung sind in Tabelle 3.1 gelistet. Unter Verwendung dieser Werte ist das Modell in der Lage, die Versuchskurven von Push-Off-Tests mit verschiedenen Quersteifigkeiten und unterschiedlichen Betonmischungen gut abzubilden (z.B. Abb. 3.6).

Die festgestellten C_f -Werte wurden im Bezug auf die Betonmischungen und den ermittelten Materialparametern (Tab. 3.1) ausgewertet. Dadurch konnten die Zusammenhänge

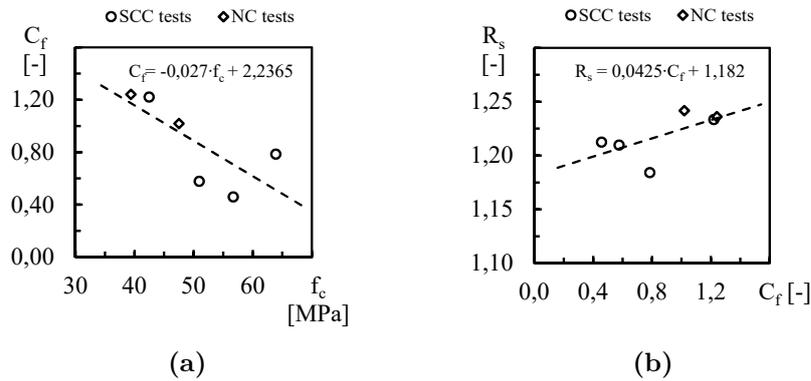
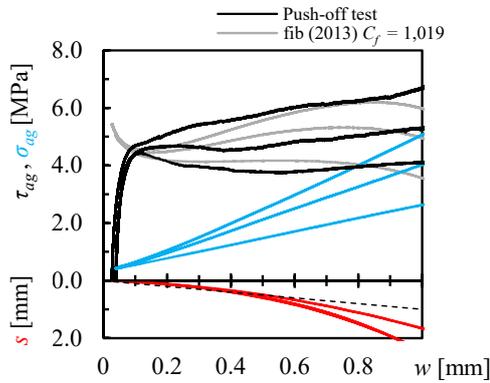


Abb. 3.5: Analyse der Push-Off-Versuche: (a) C_f -Wert bezogen auf die Betondruckfestigkeit f_c , (b) Beziehung zwischen den Rauheitsparametern R_s und C_f

in Abbildung 3.5 formuliert werden. Die Analyse von Push-Off-Versuchen (Abb. 3.5 und 3.6) mit unterschiedlichen Betonmischungen (Tab. 3.1) lässt folgende Schlüsse zu:

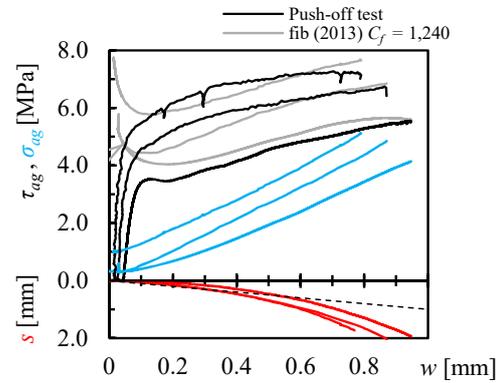
- Das in fib (2013) vorgestellte Konzept zur Bestimmung des C_f -Faktors anhand von Push-Off-Testergebnissen ermöglicht eine adäquate Klassifizierung im Bezug auf die Rissverzahnungskapazität.
- Die Rauheit von Bruchflächen, ausgedrückt durch den C_f -Wert, nimmt sowohl bei den SCC-Mischungen, als auch bei den Normalbetonmischungen mit steigender Betondruckfestigkeit ab.
- Das Oberflächenverhältnis einer gebrochenen zu seiner projizierten Fläche, ausgedrückt durch den Parameter R_s korreliert mit dem in Push-Off-Versuchen festgestelltem C_f -Wert. Lediglich ein Versuch mit geringem R_s -Wert, jedoch moderatem C_f -Wert, ist als Ausreißer zu betrachten.
- Die Berücksichtigung einer glatten Bruchfläche für Betongütern mit größerer Festigkeit ($f_c \approx 70$ MPa) in Querkraftmodellen (z.B. E. C. Bentz et al. 2006, Muttoni et al. 2008) und der im fib Model Code 2010 gelistete C_f -Wert von 0,35 für einen größeren Kornbruchanteil können bestätigt werden.

NC300-52.5



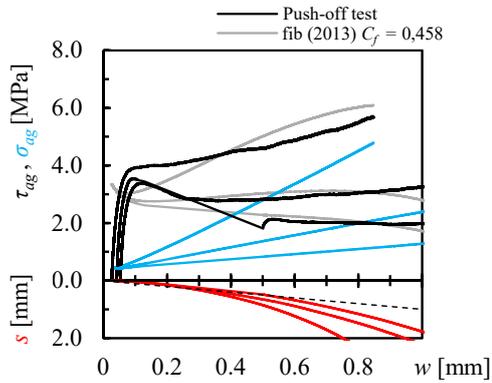
(a)

NC300-42.5



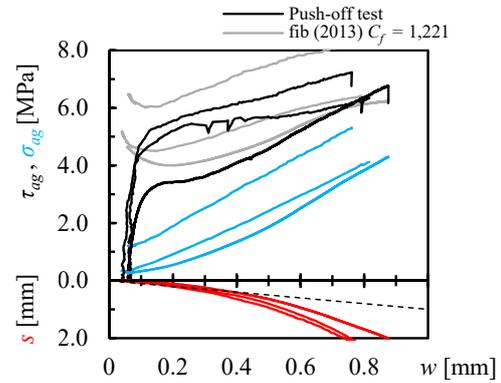
(b)

SCC300-52.5



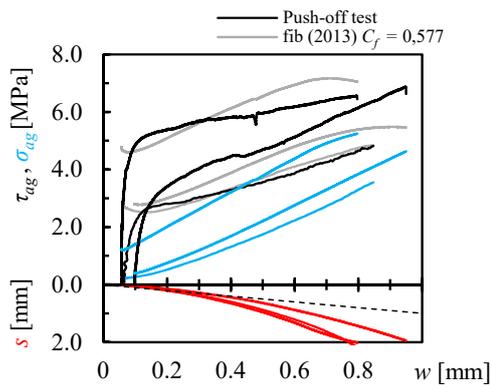
(c)

SCC270-52.5



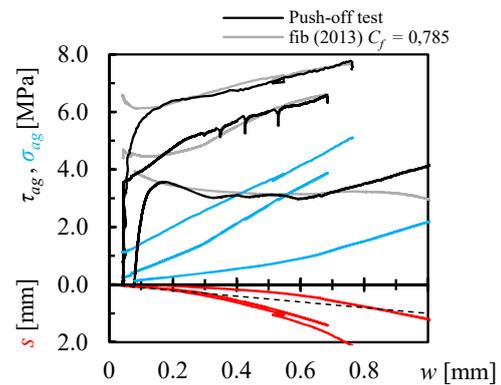
(d)

SCC340-52.5



(e)

SCC380-52.5



(f)

Abb. 3.6: Ergebnisse der Push-off-Versuche und Nachrechnung mittels fib (2013) für die Klassen: (a) NC300-52.5, (b) NC300-42.5, (c) SCC300-52.5, (d) SCC270-52.5, (e) SCC340-52.5, (f) SCC380-52.5

3.2.4 Balkenversuche

Der Einfluss von verschiedenen Betonmischungen auf den Querkraftwiderstand von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung wurde anhand von zehn Querkraftversuchen untersucht. Dabei wurde jeweils ein Versuchskörper je NC-Mischung und zwei Träger je SCC-Mischung zeitgleich mit den Push-Off-Testkörpern hergestellt (Betonzusammensetzung siehe Tab. 3.1). Alle Versuchskörper wurden als 3,1 m lange Träger mit denselben Querschnittsabmessungen ($h/b = 500/150$ mm) ausgeführt (Abb. 3.7a). Sie wurden mit einer Punktlast in der Mitte der Spannweite ($l = 2,8$ m) belastet, wodurch sich eine Schubslankheit a/d von 3,04 ergibt (Lastabstand der Einzellast a relativ zur statischen Nutzhöhe d). Der Längsbewehrungsgrad $\rho = A_s/(b \cdot d)$ betrug 1,16 % ($4\text{Ø}16$ mm). Die Bewehrungspläne können dem Anhang A.2 entnommen werden.

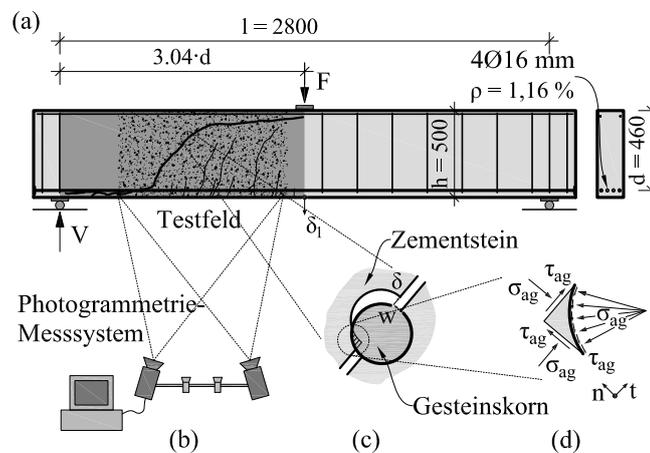


Abb. 3.7: Balkenversuche: (a) Versuchskörper und Aufbau, (b) Photogrammetrisches Messsystem, (c) Rissverzahnung zwischen Gesteinskorn und Zementstein, (d) Spannungen entlang der Berührungsfläche

Nur eine Hälfte jedes Balkens enthielt Bügelbewehrung, um sicherzustellen, dass das Versagen in der unbewehrten Hälfte auftritt. Diese Strategie ermöglichte den effizienten Einsatz des photogrammetrischen Messsystems ARAMIS (GOM 2016; siehe Abb. 3.7a und Abschnitt 3.6.1). Die aufgebrachten Kräfte (F und V) sowie die Durchbiegungen (δ_i) wurden mit konventionellen Messtechniken wie Kraftmessdosen und induktiven Wegaufnehmern bestimmt (Abb. 3.7a).

Alle Träger konnten bis zu einem Querkraftversagen belastet werden. Das Versagen war durch eine plötzliche Rissöffnung des Schubrisses (Schubrisslast V_{cr}) und einer einhergehenden vertikalen Verformungszunahme gekennzeichnet (Abb. 3.8). Die Öffnung des Schubrisses erfolgte unmittelbar nach Erreichen der Maximallast ($V_{max} \approx V_{cr}$). Nur bei einem Versuchsbalken (SCC340-52.5-B1) konnte die Last anschließend noch gesteigert werden ($V_{max} > V_{cr}$; Abb. 3.8d). Trotz derselben Querschnittsgeometrie und Betonsorte zeigten die Vergleichsversuche (B1 bzw. B2) zum Teil große Unterschiede in den Traglasten (Tab. 3.2, Abb. 3.8b, 3.8c, 3.8d und 3.8e). Dieser Umstand wird anschließend anhand der unterschiedlichen Rissbilder erklärt (Abb. 3.9).

Tab. 3.2: Versuchsergebnisse Stahlbetonbalken: Bruchursache sowie Maximallasten V_{max} und Lasten unmittelbar vor Querkraftversagen V_{lp} ; jeweils exklusive V_0 (Eigengewicht und Lasten aus dem Versuchsaufbau)

Mischung	Test	Bruch	V_0^1 [kN]	V_{max} [kN]	V_{lp} [kN]
NC300-52.5	B1	Querkraft	2,9	80,1	73,5
NC300-42.5	B1	Querkraft	2,9	73,4	72,3
SCC300-52.5	B1	Querkraft	2,9	68,5	66,9
	B2	Querkraft	2,9	79,9	79,0
SCC270-52.5	B1	Querkraft	2,9	78,9	77,6
	B2	Querkraft	2,9	68,2	67,1
SCC340-52.5	B1	Querkraft	2,9	72,7	72,2
	B2	Querkraft	2,9	54,0	51,8
SCC380-52.5	B1	Querkraft	2,9	69,7	65,2
	B2	Querkraft	2,9	83,0	81,2
AM				72,8	70,7
COV				±12 %	±12 %

¹ berechnet aus dem Eigengewicht und den Komponenten des Versuchsaufbaus

Rissentwicklung

Durch Auswertung der photogrammetrischen Messdaten kann die Rissentwicklung in Form der Kinematik (Rissöffnung w und Rissgleitung δ in Abb. 3.7c) zu verschiedenen Zeitpunkten gezeigt werden. Die genaue Vorgehensweise zur Ermittlung der Kinematik wird in Abschnitt 3.6.1 erläutert. In Abbildung 3.9 werden die Aufnahme zum Zeitpunkt der maximalen Querkraft V_{max} (Grün) und die letzte Aufnahme vor Bruch V_{lp} (Rot), sowie relevante Stufen (Blau) analysiert. Durch die hohe Aufnahmefrequenz (in allen Versuchen ≥ 1 Hertz [1/s]) entspricht der Zeitpunkt des letzten aufgenommenen Bildes in etwa der Schubbrisslast ($V_{lp} \approx V_{cr}$).

Folgende Beobachtungen konnten bezüglich der Rissentwicklung (Abb. 3.9) innerhalb der Vergleichsgruppen identifiziert werden:

- NC300 (Abb. 3.9a): Der Balken mit geringerer Zementgüte (CEM42.5) zeigte keine nennenswerten Kinematiken in den Rissen, sowohl bei Maximallast (V_{max}) als auch unmittelbar vor Bruch (V_{lp}). Beim Versagen kam es zur schlagartigen Verbindung von drei verschiedenen Rissen (C1-C3).

Im Gegensatz dazu gab es beim Balken mit höherer Zementgüte (CEM52.5) einen einzelnen Schubriss (C1) mit ausgeprägter Kinematik. Nach dem Erreichen von V_{max} kam es zu einem weiteren, fast horizontalen Rissfortschritt in Richtung der Lasteinleitung, bevor es zu einem schlagartigen Versagen kam. Ein zweiter Schubriss (C2) zeigte nach Erreichen von V_{max} keinen nennenswerten Zuwachs.

- SCC300 (Abb. 3.9b): Versuchskörper B1 zeigte zwei Risse (C1-C2), welche sich im Bruchzustand verbunden haben. Zum Zeitpunkt der maximalen Querkraft (V_{max}) hatte der ausgeprägtere Riss (C1) bereits einen charakteristischen Knick ausgebildet.

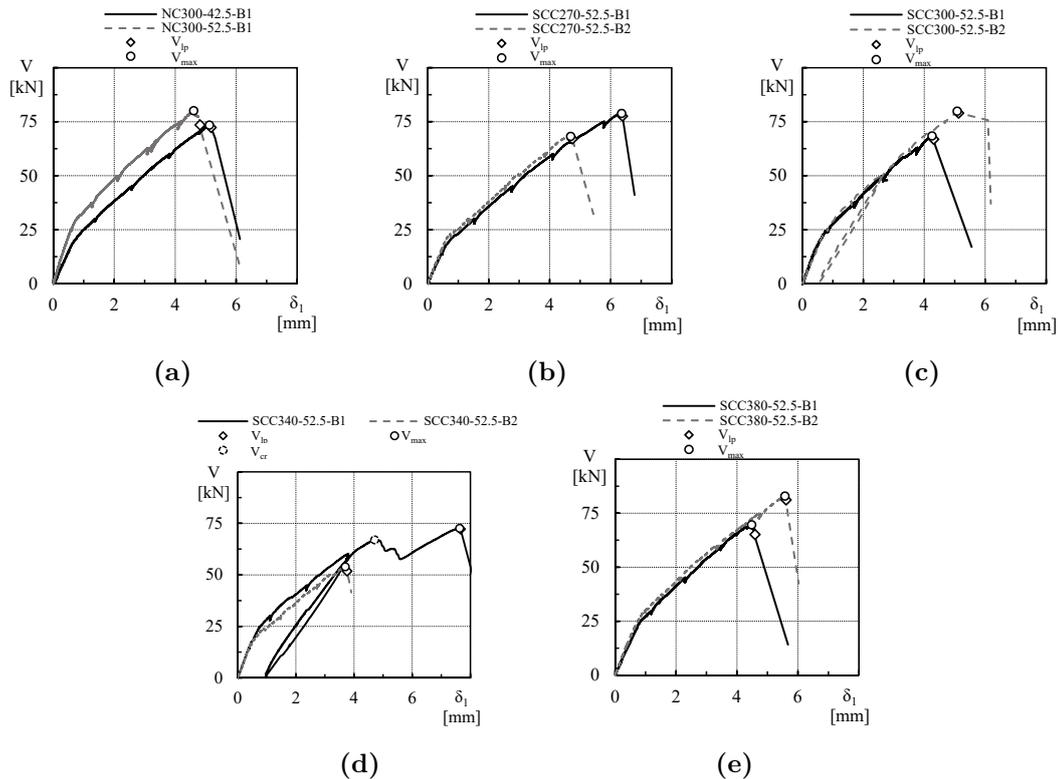


Abb. 3.8: Querkraft-Durchbiegungsbeziehung für die Klassen: (a) NC300, (b) SCC270, (c) SCC300, (d) SCC340, (e) SCC380 mit Kennzeichnung der maximalen Querkräfte V_{max} (exklusive Eigengewicht) und der Querkraft der letzten photographischen Aufnahme V_{ip}

Bis unmittelbar vor Bruch V_{ip} kam es bei beiden Rissen zum Rissfortschritt in Richtung der Lasteinleitung.

Balken B2 zeigte zwei Schubrisse mit ausgeprägter Kinematik (C1, C2). Nach dem Erreichen von V_{max} kam es zu einer Öffnung im kritischen Riss (C2), während der unkritische Riss (C1; näher bei der Lasteinleitung) sich kaum öffnete.

- SCC270 (Abb. 3.9c): Balken B1 zeigte drei Schubrisse mit ausgeprägter Kinematik (C1-C3). Nach dem Erreichen von V_{max} kam es zu einer Öffnung im kritischen Riss (C2), während beim unkritischen Riss (C3; näher bei der Lasteinleitung) die Rissöffnung nahezu konstant blieb.

Bei Versuch B2 war der kritische Schubriss (C2) extrem flach geneigt und bereits in der Entstehung eine Verbindung aus zwei Biegerissen. Nach dem Erreichen von V_{max} kam es zum Rissfortschritt in Richtung der Lasteinleitung begleitet von einer weiteren Rissöffnung. Im Bruchzustand kam es zur Verbindung mit einem zweiten Schubriss (C1).

- SCC380 (Abb. 3.9e): Versuch B1 zeigte einen einzelnen Schubriss mit ausgeprägter Kinematik (C1). Nach dem Erreichen von V_{max} kam es zu einem typischen horizontalen Rissfortschritt in Richtung der Lasteinleitung und zu einer schlagartigen Öffnung des Risses bei Bruch. Daneben existierte ein zweiter Schubriss (C2), dessen Kinematik vergleichsweise unwesentlich war.

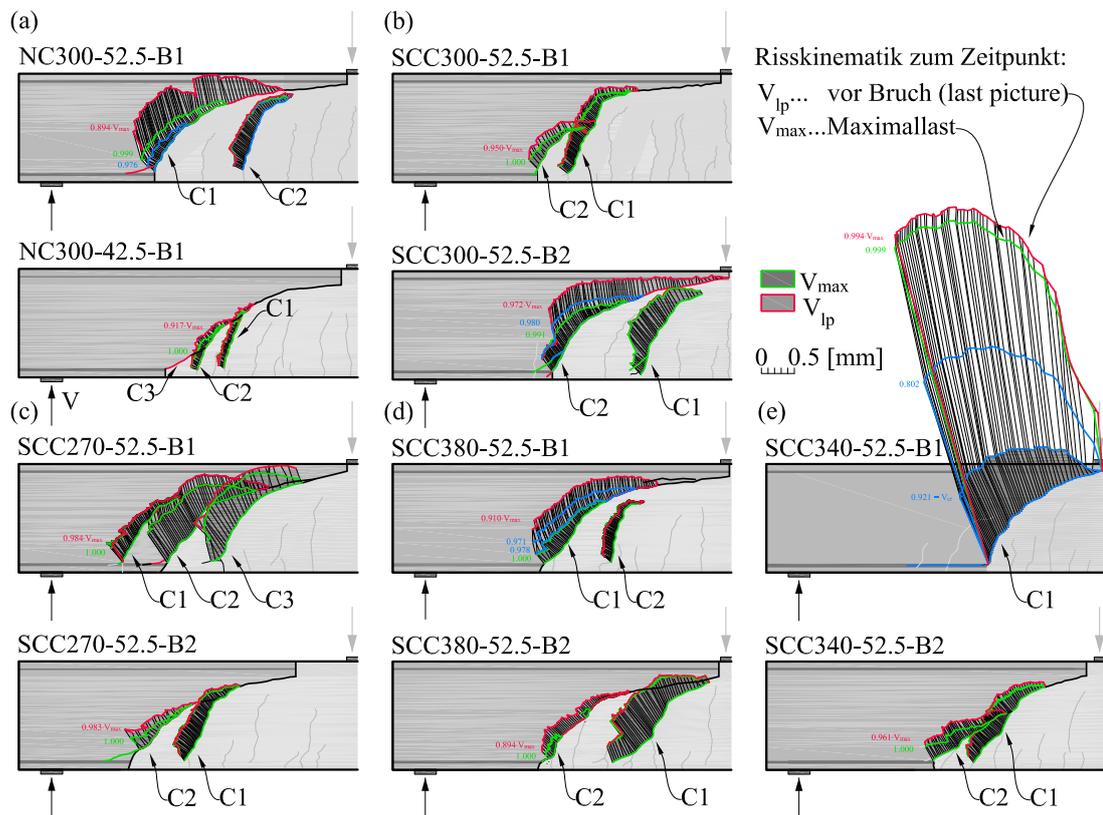


Abb. 3.9: Risskinematik der ausgeprägten Schubrisse zu verschiedenen Zeitpunkten für Set1: (a) NC300, (b) SCC300 und Set 2: (c) SCC270, (d) SCC380, (e) SCC340

Balken B2 zeigte zwei Schubrisse mit ausgeprägter Kinematik. Bis zum Erreichen von V_{max} war lediglich der unkritische Riss (C1; näher bei der Lasteinleitung) ausgeprägt und die Kinematik hat sich anschließend nur unwesentlich bis zu V_{lp} verändert. Beim kritischen Riss (C2) kam es nach V_{max} zu einem Rissfortschritt in Richtung der Lasteinleitung (typischer Knick und Abbiegen des Risses) und zur Verbindung mit einem zweiten Biegeriss zum Zeitpunkt V_{lp} .

- SCC340 (Abb. 3.9d): Versuch B1 zeigte einen Schubriss nahe der Lasteinleitung mit ausgeprägter Kinematik. Nach der Öffnung des Schubrisses V_{cr} kam es zur massiven Ausprägung von Dübelrissen. Danach konnte die Last nach einem deutlichen Kraftabfall weiter gesteigert werden (Abb. 3.8d). Das Versagen des Trägers war schließlich durch ein Zerdrücken der Druckzone gekennzeichnet.

Bei Versuchskörper B2 war der kritische Schubriss extrem flach geneigt und bereits in der Entstehung eine Verbindung aus zwei Biegerissen (C2). Nach dem Erreichen von V_{max} kam es zum Rissfortschritt in Richtung der Lasteinleitung begleitet von einer Zunahme der Rissöffnung. Im Bruchzustand kam es zur Verbindung mit einem zweiten Schubriss (C1).

Nachfolgend werden die beobachteten Phänomene bezüglich des Einflusses des Rissbildes auf die Schubtragfähigkeit genauer beschrieben. Die Phänomenologie der Schubrissbildung auf Basis von optischen Messungen wurde bereits in Cavagnis, Ruiz et al. (2018) erläutert.

Einfluss der Position der Schubrisse

Die Versuchskörper SCC270-52.5-B1, SCC300-52.5-B2, SCC340-52.5-B1 und SCC380-52.5-B2 zeigten höhere Tragfähigkeiten als ihre Vergleichskörper (Tab. 3.2). Anhand der aufbereiteten Rissbilder können die Unterschiede der im Experiment festgestellten Tragfähigkeiten von Stahlbetonträgern mit identischer Betonmischung (Test B1 bzw. B2) erklärt werden. Bei all diesen Tests zeigte sich lange Zeit vor dem Versagen ein Schubriss (schräger Riss in Verbindung mit Dübelrissen auf Höhe der Längsbewehrung) mit ausgereifter Kinematik in der Nähe des Lasteinleitungspunkts (Abb. 3.9c, 3.9b, 3.9d und 3.9e). Diese Risse führten jedoch, mit Ausnahme vom Versuchskörper SCC340-52.5-B1 (Abb. 3.9d), nicht zum Versagen (unkritischer Schubriss). Der kritische Schubriss trat an einer anderen Stelle in der Mitte des Testfeldes auf und war somit weiter weg von der Lasteinleitungsstelle. Die Versagensstelle war letztendlich ähnlich zu jenen der Vergleichskörper (Abb. 3.9c, 3.9b und 3.9e).

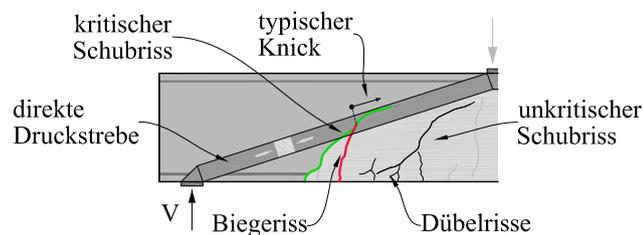


Abb. 3.10: Direkter Lastabtrag durch Ausbildung eines Sprengwerks

Die unkritischen Schubrisse in Nähe der Lasteinleitungsstelle kreuzten die theoretisch vorgestellte direkte Druckstrebe zwischen Lasteinleitung und Auflagerpunkt nicht (siehe Abb. 3.10). Wenn dadurch bedingt in dem unkritischen Riss eine ausgeprägte Rotation stattfinden kann, wird der Fortschritt der Rissöffnung in anderen Bereichen des Balkens unterdrückt. Bei Versuchskörper SCC340-52.5-B1 kam es zusätzlich zu massiven Dübelrissen entlang der Längsbewehrung. Dadurch kann sich ein Sprengwerk ausbilden, welches durch eine direkte Druckstrebenwirkung die Querkrafttragfähigkeit erhöht. Dieser Effekt wurde bereits in Muttoni et al. (2008) anhand der Versuche von Leonhardt und Walther (1962) diskutiert, wobei die ausgeprägte Kinematik durch die Verwendung von glattem Betonstahl, und die dadurch verminderten Verbundeigenschaften begründet wurde. Cavagnis, Ruiz et al. (2018) beschreibt dieselbe Phänomenologie bei sehr gedrunenen Balken.

Einfluss der Rissneigung auf die Kinematik im Riss

Für die Aktivierung von Kräften aus der Rissverzahnung ist ein Versatz in Rissebene notwendig (Gleitung δ ; siehe Abschnitt 2.4.2). Biegt der zuvor nur leicht geneigte Biegeriss in Richtung der Lasteinleitung ab, kommt es in dem steilen Rissabschnitt zu eben diesem Versatz (Abb. 3.11a). Außerdem kann dies auch durch einen Dübelriss bedingt sein, sowie durch einen zweiten Riss, welcher in den vorhandenen Schubriss mündet und dabei einen horizontalen Versatz ermöglicht. Die Rissöffnung des horizontalen Rissabschnitts verhält sich dabei ähnlich zur Gleitung im vertikalen Rissabschnitt (Abb. 3.11b). Je steiler nun der Rissabschnitt ist, desto größere Gleitungen werden geometrisch bedingt auftreten. Gleichzeitig sind die Rissöffnungen (w) im selben Rissabschnitt vermindert.

Daraus folgend ist eine Aktivierung von nennenswerten Rissverzahnungskräften nicht möglich, wenn der Riss durchgehend eine sehr flache Neigung hat (Campana et al. 2013,

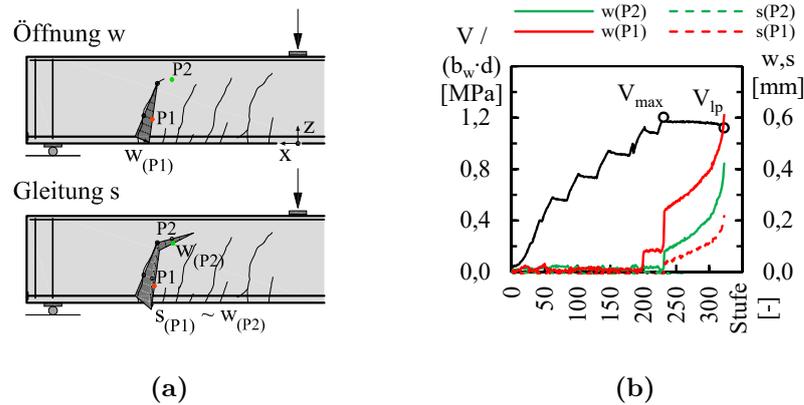


Abb. 3.11: Typischer Knick im Rissfortschritt in Richtung der Lasteinleitungsstelle: (a) Öffnung und anschließende Gleitung im Biegeriss (idealisiert); (b) Kinematik (w, s) und Schubspannung ($V / (b_w \cdot d)$) in Abhängigkeit von der Stufenanzahl bei Versuch NC300-52.5-B1

P. Huber, T. Huber et al. 2016). Der Schubriss bei den Versuchskörpern NC300-42.5-B1, SCC270-52.5-B2 und SCC340-52.5-B2 besteht aus einer Verbindung von mehreren Biegerissen (Abb. 3.12a). Eine Öffnung an der Risspitze führt aufgrund der Rissgeometrie zu ähnlichen Rissöffnungen entlang des gesamten Risses, ohne wesentliche Gleitungen bis zum Bruch (V_{lp}) zu erzeugen (Abb. 3.12b).

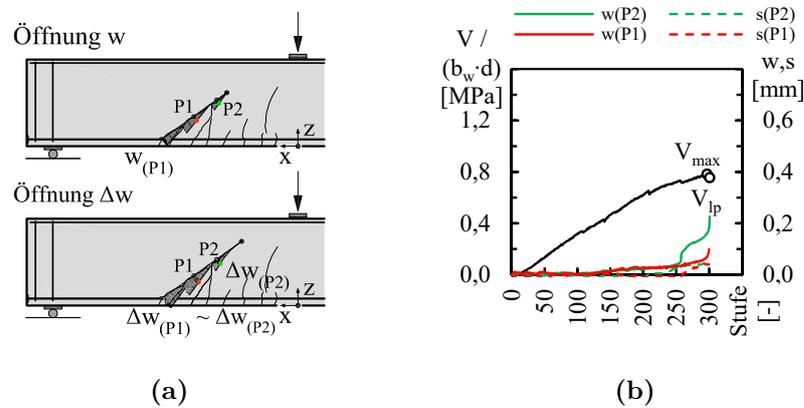


Abb. 3.12: Flacher Schubriss als Verbindung mehrerer Biegerisse: (a) Öffnung und Rissfortschritt (idealisiert); (b) Kinematik (w, s) und Schubspannung ($V / (b_w \cdot d)$) in Abhängigkeit von der Stufenanzahl bei Versuch SCC340-52.5-B2

3.3 Querkraftversuche an Plattenstreifen mit Aufbiegungen

Die Wirkungsweise von Aufbiegungen im Auflagerbereich von Plattenbrücken mit aufgebogenen Längsstäben wurde anhand von 17 Querkraftversuchen an Plattenstreifen untersucht. Die Datenbasis für Querkraftversuche mit aufgebogenen Längsstäben ist sehr limitiert (Kapitel 4.4.3) und historische Literatur beinhaltet vor allem Tests mit glatter Bewehrung (z.B. Bach et al. 1911, 1912). Der Fokus in der Versuchskonzeption der Serie A war auf die Identifikation des Wirkungsfeldes von Aufbiegungen sowie auf das Zusammenspiel mit

anderen Mechanismen zur Querkraftabtragung gerichtet. Serie B dient als Vorversuchsserie für die Plattenversuche in Abschnitt 3.4. Teile der Ergebnisse dieser Untersuchungen sind bereits im Endbericht zum Forschungsauftrag „Querkrafttragfähigkeit von bestehenden Stahlbetonplattenbrücken aus dem Zeitraum 1950 bis 1990“ der ÖBB-Infrastruktur AG veröffentlicht (T. Huber, P. Huber, Kollegger und Vill 2018), wobei der Erstautor an der Konzeption der Versuchsreihe wesentlich beteiligt war und die Aufbereitung der Messergebnisse sowie die Analyse der Tragmechanismen eigenständig vorgenommen hat.

3.3.1 Materialeigenschaften

Die Versuchskörper beider Serien wurden mit Betonmischungen für die Betonklasse C25/30 hergestellt, um die zu erwartenden Festigkeiten real existierender Plattenbrücken gut abzubilden. Es kamen jedoch unterschiedliche Betonmischungen zum Einsatz, da die Plattenstreifen und die Plattenbrücken (Abschnitt 3.4) von unterschiedlichen Baufirmen hergestellt wurden (Tab. 3.3). Da Serie B als Vorversuchsserie für die Plattenversuche konzipiert ist, wurde diese zeitgleich mit den Platten betoniert und somit dieselbe Betonmischung verwendet.

Tab. 3.3: Betonzusammensetzung für die Versuchskörper der Serie A sowie Serie B

		<i>Serie A</i>	<i>Serie B</i>
GK 0/4	[kg]	782	912
GK 4/8	[kg]	293	170
GK 8/16	[kg]	508	377
GK 16/32	[kg]	372	431
CEMII/42.5N (Z)	[kg]	269	270
AHWZ (Z)	[kg]	-	68
Wasser (W)	[kg]	168	173
Verflüssiger	[kg]	2	2
Summe	[kg]	2392	2401
<i>W/Z</i>	[-]	0,62	0,51

Es wurden jeweils zwei Versuchskörper parallel hergestellt (vgl. Tab 3.4). Für jeden Betoniervorgang wurden für Serie A jeweils sechs Zylinder ($\varnothing = 150$ mm, $h = 300$ mm) zur Bestimmung der Zylinderdruckfestigkeit f_{cm} sowie der Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ hergestellt. Darüber hinaus wurden jeweils drei Würfel ($h = 150$ mm) zur Bestimmung der Würfeldruckfestigkeit $f_{cm,cube}$ betoniert. Die Herstellung dieser Materialtestkörper erfolgte parallel zum Betoniervorgang der Plattenstreifen. Die Mittelwerte der Materialparameter wurden jeweils am Versuchstag aus drei Einzelversuchen ermittelt (Tab. 3.4).

Die Materialparameter der verwendeten Längsbewehrung wurden in jeweils drei Zugversuchen in einer externen Prüfanstalt bestimmt (Tab. 3.5). Bei den Trägern kamen Stäbe mit Durchmessern $\varnothing 20$ mm, $\varnothing 26$ mm und $\varnothing 30$ mm der Klasse B550B zum Einsatz.

3.3.2 Serie A

Der Einfluss von verschiedenen Bewehrungskonzepten für Aufbiegungen wurde in der Serie A anhand von 13 Querkraftversuchen an 7 Versuchsträgern untersucht. Die Einflussparameter waren Position und Anzahl, der unter 45° aufgebogenen Längsstäbe sowie die

Tab. 3.4: Bezeichnung und ermittelte Materialparameter für die Versuchskörper der Serie A und Serie B

		<i>Serie A</i>				<i>Serie B</i>
		BU000, BU145	BU171, BU245	BU145z, BU171z	BU171ST	SS1, SS2
f_{cm}	[N/mm ²]	40,0	46,4	40,2	40,5	-
COV	[%]	±2,03	±5,12	±6,53	±3,81	-
$f_{cm,cube}$	[N/mm ²]	50,6	55,4	51,4	54,1	35,4
COV	[%]	±1,58	±7,71	±1,62	±1,40	±6,37
$f_{ct,sp}$	[N/mm ²]	3,39	3,54	3,22	3,18	-
COV	[%]	±1,97	±9,01	±1,85	±5,84	-

Tab. 3.5: Materialparameter des Bewehrungsstahls der Längsbewehrung

		Ø20 mm	Ø26 mm	Ø30 mm
f_y	[N/mm ²]	598,1	563,4	598,0
f_t	[N/mm ²]	686,1	656,4	695,9

Schubslankheit (a/d). Die Betonmischung (Tab. 3.4) und die Stabdurchmesser (Ø26 mm) der Aufbiegungen waren bei allen Versuchen identisch.

Die Versuchsträger hatten eine Höhe h von 550 mm sowie eine Breite b von 400 mm. Die Bewehrung bestand aus vier Längsstäben, wobei die zwei äußeren (Ø30 mm) jeweils durchgehend verlegt waren und die inneren Stäbe (Ø26 mm) gegebenenfalls für Aufbiegungen verwendet wurden. Die Betondeckung betrug 30 mm und der Bügeldurchmesser außerhalb des Testfeldes war mit Ø8 mm bzw. Ø12 mm festgelegt, womit eine statische Nutzhöhe d von ca. 500 mm resultierte. Der innere Hebelarm z wurde mit 450 mm abgeschätzt ($z \approx 0,9 \cdot d$). In Feldmitte (2Ø30 mm + 2Ø26 mm) betrug der Längsbewehrungsgrad ($\rho = A_s/(b \cdot d)$ daher 1,24 %.

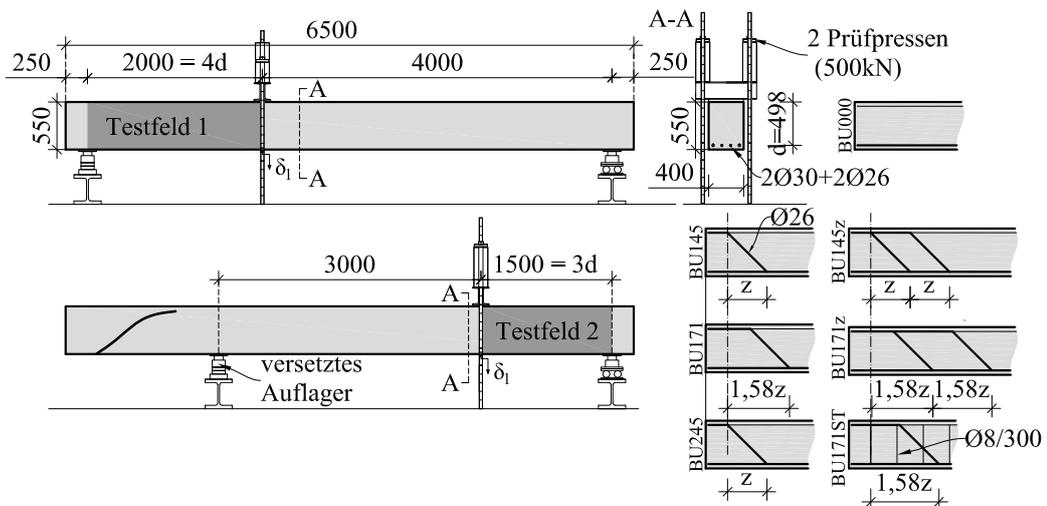


Abb. 3.13: Versuchsaufbau für beide Versuche an einem Versuchskörper und Bewehrungskonzept am Auflager der Versuchskörper

Die Versuchsparameter werden in den Bezeichnungen der Versuchskörper widergespiegelt (z.B. **BU145**). Die ersten beiden Buchstaben bezeichnen die Versuchsserie (**BU**: bent-up), die erste Ziffer gibt Aufschluss über die Anzahl der Aufbiegungen an der gleichen Stelle (**0,1** oder **2**) und die beiden darauffolgenden Ziffern kennzeichnen den Abstand des Aufbiegepunkts (Schnittpunkt der Längsbewehrungsachse mit der geneigten Achse der Aufbiegung) von der Auflagerachse in Zentimetern (**45** $\approx z$ bzw. **71** cm $\approx 1,58 \cdot z$ in Anlehnung zur ÖN B 4200-8 1969; siehe Abb. 2.7). Eine zweite Reihe von Aufbiegungen mit gleichem Abstand zwischen den Aufbiegepunkten wird mit einem zusätzlichen „z“ gekennzeichnet und die Verwendung von zusätzlicher Bügelbewehrung mit „ST“ (stirrups). Die Bewehrung wurde an beiden Trägerenden identisch ausgeführt und sie kann den Bewehrungsplänen (Anhang A.3) und der Abbildung 3.13 entnommen werden. Die planmäßige Position der Aufbiegungen wurde aufgrund der unüblich großen Biegeradien nicht in allen Fällen eingehalten, weshalb Naturmaße für die genaue Position der Aufbiegungen in die Bewehrungspläne eingezeichnet sind (Anhang A.3).

Tab. 3.6: Konfiguration der aufgebogenen Längsstäbe bei Serie A

Balken	Test	Reihen [-]	Aufbiegung je Reihe [-]	Abstand		Bügel [mm]
				s_a [m]	s_b [m]	
BU000	3d	0	0	-	-	-
	4d	0	0	-	-	-
BU145	3d	1	1	0,45	-	-
	4d	1	1	0,45	-	-
BU145z	3d	2	1	0,45	0,45	-
	4d	2	1	0,45	0,45	-
BU171	3d	1	1	0,71	-	-
	4d	1	1	0,71	-	-
BU171z	3d	2	1	0,71	0,71	-
	4d	2	1	0,71	0,71	-
BU245	3d	1	2	0,45	-	-
	4d	1	2	0,45	-	-
BU171ST (BUST1)	3d	1	1	0,71	-	Ø8/300mm

Der Versuch war als Dreipunkt-Biegeversuch mit ausmittiger Last konzipiert, um ein Auflager mit einer höheren Querkraft zu beanspruchen (Abb. 3.13). Die Spannweite betrug 6,0 m und der Lastabstand der Einzellast a war 2,0 m, was eine Schubschlankheit a/d von 4,0 ergibt. Nach dem Bruch im ersten Testfeld wurde ein Auflager hinter die Bruchstelle versetzt, um einen zweiten Versuch mit einer kürzeren Spannweite (4,5 m) sowie einer kleineren Schubschlankheit von 3,0 durchzuführen. Diese Vorgehensweise ermöglichte es, zwei Versuchsergebnisse je Versuchsträger zu lukrieren, weshalb ein Zusatz in der Bezeichnung (3d bzw. 4d) in Abhängigkeit vom Lastabstand der Einzellast zur Auflagerachse notwendig wurde.

Versuchslasten und Verformung

Das Rissbild und die Rissentwicklung wurden neben herkömmlichen Methoden (Kennzeichnung mit Ölkreiden in den Haltephasen) ebenfalls mit dem photogrammetrischen Messsystem ARAMIS gemessen (GOM 2016; siehe Abschnitt 3.6.1). Die aufgebrachten Kräfte (F und V) sowie die Durchbiegungen (δ_i) wurden mit konventionellen Messtechniken wie Kraftmessdosen und induktiven Wegaufnehmern bestimmt (Abb. 3.13).

Tab. 3.7: Versuchsergebnisse Plattenstreifen der Serie A: Bruchursache sowie Maximallasten V_{max} und Lasten unmittelbar vor Querkraftversagen V_{lp} ; jeweils exklusive V_0 (Eigengewicht und Lasten aus dem Versuchsaufbau)

Versuchskörper	Test	Versagen	V_0^1 [kN]	V_{max} [kN]	V_{lp} [kN]
BU000	4d	Querkraft	18,0	226,1	225,5
	3d	Querkraft	13,9	251,1	248,3
BU145	4d	Querkraft	18,0	226,9	222,8
	3d	Querkraft	13,9	303,8	294,6
BU171	4d	Querkraft	18,0	276,1	274,7
	3d	Biegung	13,9	454,0	-
BU145z	4d	Biegung	18,0	325,8	-
	3d	Biegung	13,9	453,3	-
BU171z	4d	Querkraft	18,0	324,3	318,2
	3d	Biegung	13,9	425,4	-
BU245	4d	Querkraft	18,0	270,7	267,2
	3d	Biegung	13,9	450,1	-
BU171ST	3d	Biegung	18,23	433,0	-

¹ berechnet aus dem Eigengewicht und den Komponenten des Versuchsaufbaus

Die Versuchsträger konnten zum Teil bis zu einem Querkraftversagen belastet werden (Tab. 3.7). Dieses Versagen war durch eine plötzliche Rissöffnung des Schubrisses (Schubrisslast V_{cr}) und einer einhergehenden vertikalen Verformungszunahme gekennzeichnet (Abb. 3.14). Die Öffnung des Schubrisses erfolgte unmittelbar nach Erreichen der Maximallast ($V_{max} \approx V_{cr}$). Bei anderen Trägern kam es vorab zu einem Biegeversagen (Fließen der Längsbewehrung) im Bereich der Lasteinleitungsstelle. Die Betrachtung der Maximallasten (ohne Eigengewicht und Lasten aus dem Versuchsaufbau) und Querkraft-Durchbiegungsdiagramme lassen folgende Schlüsse zu:

- Der Einfluss des Lastabstandes (a) ist deutlich erkennbar. Ein geringere Schubslankheit (a/d) führt zu einer höheren Maximallast, sowohl bei Versuchskörpern mit als auch ohne aufgebogene Längsstäbe.
- Das Vorhandensein von aufgebogener Längsbewehrung führte zu einer Erhöhung des Querkraftwiderstands im Vergleich zu der unbewehrten Variante BU000 (mit Ausnahme von BU145-4d).

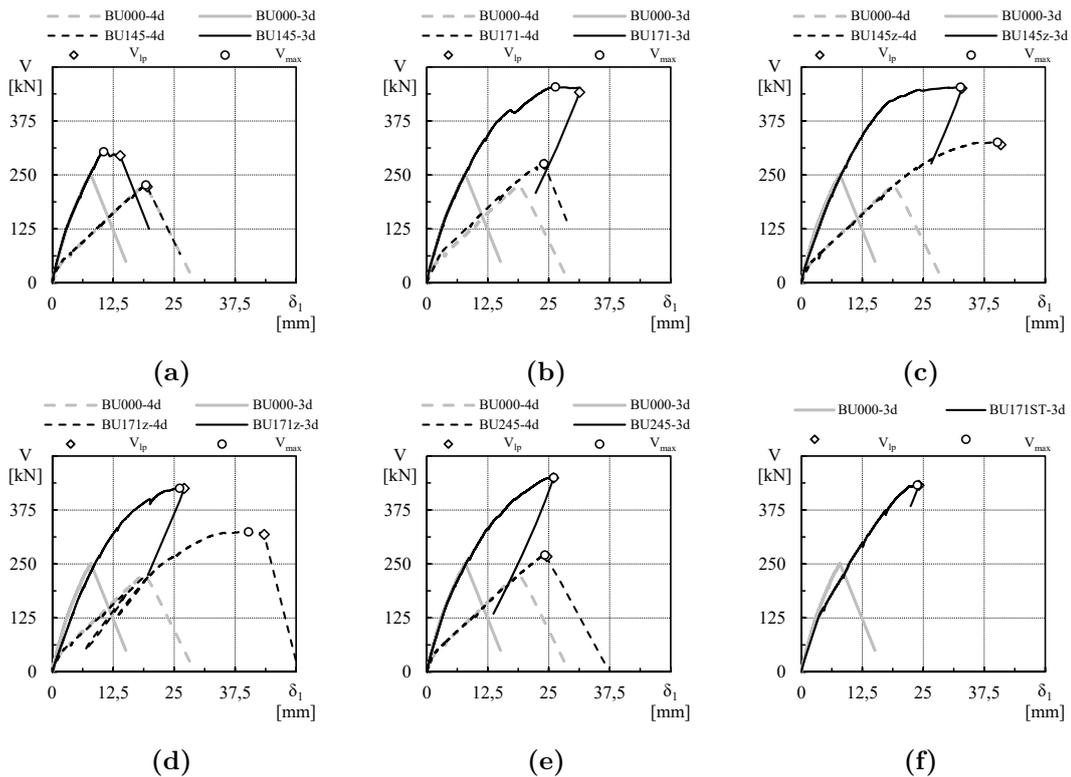


Abb. 3.14: Querkraft-Durchbiegungsbeziehung für die Versuchsträger: (a) BU145, (b) BU171, (c) BU145z, (d) BU171z, (e) BU245, (f) BU171ST im Vergleich zu Versuchsträger BU000 mit Kennzeichnung der maximalen Querkräfte V_{max} (exklusive Eigengewicht) und der Querkraft der letzten photogrammetrischen Aufnahme V_{lp}

Rissentwicklung

Durch Auswertung der photogrammetrischen Messdaten kann die Rissentwicklung in Form der Kinematik (Rissöffnung w und Rissgleitung δ in Abb. 3.7c) zu verschiedenen Zeitpunkten gezeigt werden. Die genaue Vorgehensweise hierfür wird in Abschnitt 3.6.1 erläutert. In Abbildung 3.15 werden die Aufnahme zum Zeitpunkt der maximalen Querkraft V_{max} (Grün) und die letzte Aufnahme vor Bruch V_{lp} (Rot) analysiert. Außerdem werden zusätzliche relevante Stufen (Blau bzw. Orange) gekennzeichnet.

Folgende Unterschiede in der Rissentwicklung (Abb. 3.9) konnten identifiziert werden:

- BU000 (Abb. 3.15a): Der Versuch mit Lastabstand 3d zeigte zwei Schubrisse mit ausgeprägter Kinematik (C1, C2), wobei die Verbindung der beiden erst nach dem Erreichen von V_{max} erfolgte. Die Rissinitiation des maßgebenden Biegerisses erfolgte genau in der Mitte des Schubfeldes.

Der Versuch mit dem größeren Lastabstand (4d) zeigte einen Schubriss mit ausgeprägter Kinematik, welcher schon vor dem Erreichen der Maximallast aus der Verbindung zweier Risse entstand. Die Druckzone wurde zum Ende des Versuchs stärker eingeschnürt als bei Versuch 3d, während der Kraftverlust bis zum Bruch geringer war.

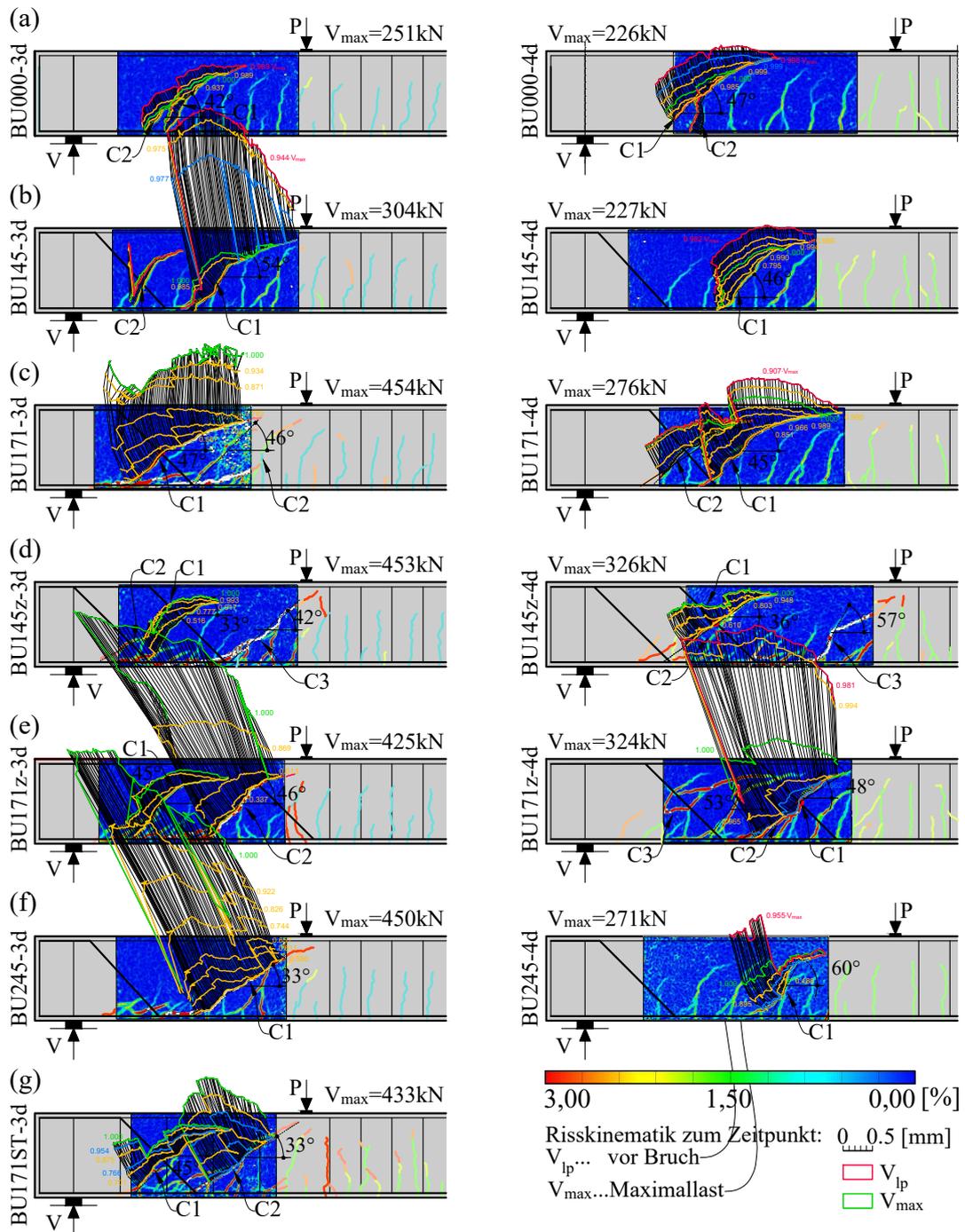


Abb. 3.15: Risskinematik der ausgeprägten Schubrisse zu verschiedenen Zeitpunkten sowie deren Rissneigung im Ursprungsbereich für die Versuchskörper: (a) BU000, (b) BU145, (c) BU171, (d) BU145z, (e) BU171z, (f) BU245 und (g) BU171ST

- BU145 (Abb. 3.15b): Durch das Vorhandensein der Aufbiegung verschob sich die Stelle des kritischen Schubrisses bei beiden Versuchen im Vergleich zur unbewehrten Variante (BU000) in Richtung der Lasteinleitungsstelle.

Bei Versuch „3d“ war nach Erreichen der maximalen Querkraft (V_{max}) ein Nachbruchverhalten mit ausgeprägter Kinematik sichtbar (Riss C1 mit ca. 5% Kraftabfall). Die weitere Entwicklung des Risses C2 wurde durch das Kreuzen mit der Aufbiegung unterdrückt.

Im Vergleich dazu war die Rissform mit zugehöriger Kinematik beim Versuch „4d“ nahezu identisch wie bei Versuch BU000-4d und keine wesentliche Kinematik nach dem Erreichen der Maximallast möglich. Die Druckzone wurde bis zum Ende des Versuchs wiederum stärker eingeschnürt als bei Versuch „3d“.

- BU171 (Abb. 3.15c): Durch die Verschiebung der Aufbiegung in Richtung der Lasteinleitungsstelle konnte der Versuch „3d“ bereits bis zu einem Biegeversagen belastet werden. Dabei kam es bei beiden Rissen (C1, C2) zu massiven Dübelrissen entlang der Längsbewehrung. Riss C1 war zu Versuchsende eine Verbindung aus drei verschiedenen Biegerissen. Nach der Kreuzung mit der Aufbiegung, bog der Riss C1 ab und schritt mit geringerer Neigung in Richtung der Lasteinleitung fort. Der zweite ausgeprägte Riss (C2) befand sich nahe der Lasteinleitungsstelle, wodurch von einer direkten Stützung auszugehen ist.

Beim Versuch mit dem größeren Abstand zur Lasteinleitungsstelle (4d) wurde die weitere Rissöffnung bei Riss C2, ähnlich wie bei Versuch „3d“ durch die Bewehrung unterdrückt. Es konnte sich jedoch ein zweiter Schubriss (C1) ausbilden, welcher seinen Ursprung im Bereich des Aufbiegepunkts des Längsstabs hatte. Der Riss war bei Maximallast (V_{max}) im Vergleich zu BU000-4d, und BU145-4d weiter in die Druckzone vorgedrungen. Interessant sind die unterschiedlichen Rissbilder dieses Versuchs an den jeweiligen Oberflächen, welche durch die ausmittige Ausführung der Aufbiegung bedingt ist.

- BU145z (Abb. 3.15d): Bei beiden Versuchen mit einer zusätzlichen Aufbiegung ist im Vergleich zu den vorher beschriebenen Versuchen eine flachere Rissneigung im Bereich der Aufbiegungen zu erkennen. Beide Versuchskörper zeigten massive Dübelrisse entlang der Längsbewehrung.

Beim Versuch mit dem kürzeren Schubfeld konnte wie bei Versuch BU171-3d ein Biegeversagen erreicht werden. Die Kinematik war hingegen weitaus weniger ausgeprägt, wobei es keine Verbindung zwischen den Rissen C1 und C2 gab. Der Riss C3 war sehr nahe an der Lasteinleitungsstelle, wodurch von einer direkten Stützung auszugehen ist. Während der überproportionalen Öffnung von Riss C3 kam es zu einer gleichzeitigen Schließung von Riss C2.

Bei Versuch BU145z-4d konnte ebenfalls ein Biegeversagen erreicht werden. Der maßgebende Schubriss setzte sich zumindest aus zwei Rissen zusammen (C1+C2), wobei C1 von der Aufbiegung durchkreuzt wurde. Ähnlich zu den Versuchen BU171-3d und BU145z-3d gab es einen Schubriss nahe an der Lasteinleitungsstelle (C3). Dieser war nahezu vertikal bis in die Druckzone fortgeschritten ehe eine Abzweigung eines zweiten Asts auf halber Trägerhöhe erfolgte. Dies wird als Indiz für eine direkte Lastabtragung interpretiert.

- BU171z (Abb. 3.15e): Beide Versuchskörper zeigten im Vergleich zu den Versuchen mit Aufbiegungen im engen Abstand (BU145z-3d, BU145z-4d) Risse, welche die typische Form eines Biegeschubrisses hatten (Abbiegen eines Biegerisses mit einem ausgeprägten, nahezu horizontalen Bereich). Wie bei BU145z kam es bei beiden Versuchen zu Dübelrissen entlang der Längsbewehrung.

Bei Versuch „3d“ gab es zwei Schubrisse, welche eine Aufbiegung kreuzten (C1, C2). Während die Kreuzung bei Riss C1 auf halber Trägerhöhe erfolgte, wurde bei Riss C2 die Aufbiegung erst im oberen Bereich geschnitten. Riss C2 zeigte wesentlich größere Rissverschiebungen, wobei im Vergleich zu BU145-3d und BU171-3d kein Rotieren des Risses, sondern eher eine orthogonales Öffnen des Risses zu beobachten war.

Die Seite mit dem größeren Lastabstand (4d) konnte ebenfalls bis zur Biegetragfähigkeit belastet werden. Tatsächlich trat in weiterer Folge ein Querkraftversagen auf. Der kritische Schubriss bestand aus zwei Rissen (C1+C2) und kreuzte eine Aufbiegung auf halber Trägerhöhe. Im Bereich des Risses C3 wurde die Aufbiegung zwei mal durchkreuzt, was mit einer Ablenkung des Risses einherging. Im Endeffekt schritt der Riss nahezu horizontal in Richtung der Lasteinleitung fort.

- BU245 (Abb. 3.15f): Im Vergleich zum Versuch BU145-3d konnte beim Versuch mit dem kürzeren Lastabstand ein Biegeversagen erreicht werden. Die Erhöhung des Bewehrungsgrads der aufgebogenen Längsbewehrung ermöglichte eine direkte Stützung, was durch die nahezu orthogonale Rissöffnung des kritischen Risses bestätigt wird. Dabei wurden die bereits vorhandenen Biegerisse wieder zugeedrückt. Der kritische Riss setzte sich aus drei Rissen zusammen und zeigte massive Dübelrisse entlang der Längsbewehrung. Die Rissneigung war ähnlich flach wie bei den Versuchen mit zwei engen Reihen von Aufbiegungen (BU145z).

Bei Versuch „4d“ war hingegen diese direkte Abstützung nicht möglich. Ähnlich wie bei Versuchskörper BU145z-4d war der kritische Riss C1 nahezu vertikal bis in die Druckzone fortgeschritten ehe eine Abzweigung eines zweiten Asts auf halber Trägerhöhe erfolgte. Dies wird als Indiz für eine direkte Lastabtragung interpretiert. Einhergehend öffnete sich der Riss im unteren Bereich und es kam zum Querkraftversagen.

- BU171ST (Abb. 3.15g): Der Versuch konnte, wie auch beim Vergleichsversuch ohne Bügel (BU171-3d), bis zu einem Biegeversagen belastet werden. Beim Riss C1 wurde die Aufbiegung wieder an zwei Stellen gekreuzt. Das dadurch begründete Abbiegen des Risses führte zu einer höheren Kinematik im unteren Rissabschnitt wie bei Versuchskörper BU245-4d. Im vorderen Bereich wurde der entstandene Biegeriss durch einen flacheren Riss (C2) gekreuzt. Die Neigung des Risses war ähnlich zu den Rissneigungen bei den Versuchen mit mehreren Reihen von Aufbiegungen in engem Abstand (BU145z) und es wird auch hier eine direkte Lastabtragung vermutet.

3.3.3 Serie B

Die beiden Versuchskörper der Serie B dienten der Voruntersuchung für die großmaßstäblichen Versuche mit einer Spannweite von 8,0 m und einer Breite von 4,0 m (siehe Abschnitt 3.4). Dabei sollte die Frage geklärt werden, ob die bei den Versuchen an Plattenstreifen gewonnenen Erkenntnisse auf maßstabgetreue Tragwerke mit realistischer

Belastungskonfiguration übertragbar sind. Deshalb wurden diese Träger als Ausschnitte dieser Platten mit einem Zehntel der Breite (0,40 m) dimensioniert (Abb. 3.16). Die Betonmischung war mit jener der Plattenbrücken identisch (Tab. 3.4).

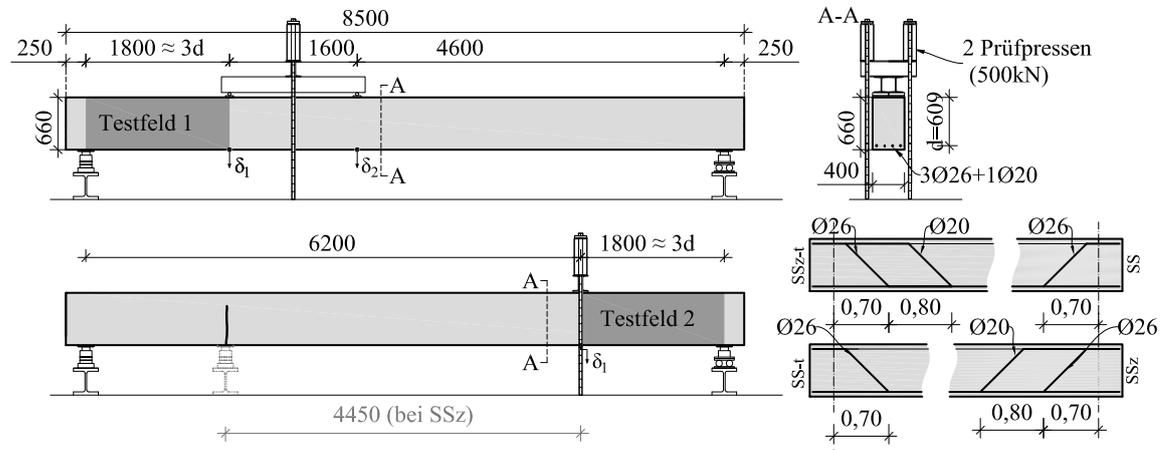


Abb. 3.16: Versuchsaufbau für beide Versuche an einem Versuchskörper und Bewehrungskonzept am Auflager der Versuchskörper

Die beiden Versuchsträger hatten eine Höhe h von 660 mm sowie eine Breite b von 400 mm. Die Plattenstreifen sind im Bezug auf die Schlankheit $l/d = 8,0/0,61$ sehr ähnlich wie die kürzeren Balken der Serie A (Abschnitt 3.3.3). Die Bewehrung bestand aus vier Längsstäben, wobei die äußeren ($\varnothing = 26$ mm) jeweils durchgehend verlegt waren und die inneren Stäbe ($\varnothing = 20$ bzw. 26 mm) gegebenenfalls für Aufbiegungen verwendet wurden. Die Betondeckung betrug 30 mm und der Bügeldurchmesser außerhalb der Testfelder war mit $\varnothing 8$ mm bzw. $\varnothing 12$ mm festgelegt, womit eine statische Nutzhöhe d von ca. 610 mm resultierte. Der innere Hebelarm z wurde mit 550 mm abgeschätzt ($z \approx 0,9 d$). In Feldmitte ($3\varnothing 26$ mm + $1\varnothing 20$ mm) beträgt der Längsbewehrungsgrad $\rho = A_s/(b d)$ daher 0,78 %. Beide Versuchsbalken wurden baugleich ausgeführt.

Die Versuchsparameter waren die Anzahl der Reihen von Aufbiegungen mit verschiedenen Stabdurchmessern ($\varnothing = 20$ bzw. 26 mm; jeweils unter 45° aufgebogen), sowie die Art der Lasteinleitung. Die Balken wurden sowohl mit einer, als auch mit zwei Einzelkräften im Abstand von 1,6 m belastet, um somit die Lastkonfiguration eines Drehgestells aus dem Verkehrslastmodell 71 nach ÖN EN 1991-2 (2004) zu simulieren (Tandemlast „t“ in Abb. 3.16; Tab. 3.8 und 3.12).

Die Versuchsparameter der Serie B werden in den Bezeichnungen der Versuchskörper widerspiegelt (z.B. **SSz-t**) und sind in Tabelle 3.8 zusammengefasst. Die ersten beiden Buchstaben bezeichnen die Versuchsserie (**SS**: slab strip). Eine zweite Reihe von Aufbiegungen wird mit einem zusätzlichen „z“ und die Tandemlast mit „t“ gekennzeichnet.

Der erste Versuch war als Vierpunkt-Biegeversuch mit ausmittiger Laststellung konzipiert, um ein Auflager mit einer höheren Querkraft zu beanspruchen (Abb. 3.16). Die Spannweite betrug 8,0 m und der Lastabstand der ersten Einzellast der simulierten Tandemachse a war 1,8 m, was eine Schubschlankheit a/d von 3,0 ergibt. Nach dem Biegeversagen wurde am zweiten Auflager ein weiterer Versuch mit lediglich einer einzelnen Last (a/d ist ebenfalls 3,0) durchgeführt. Bei Versuch SSz musste aufgrund eines Querkraftversagens im ersten Versuch (SS-t) das Auflager hinter die Bruchstelle versetzt werden, um einen zweiten

Tab. 3.8: Konfiguration der aufgebogenen Längsstäbe bei Serie B

Balken	Versuch	Last	Reihen	Aufbiegung je Reihe	Abstand s_a	Abstand s_b	Länge l
			[-]	[-]	[m]	[m]	[m]
SS1	SS	3d	1	1	0,70	-	8,0
	SSz-t	3d; 5,67d	2	1	0,70	0,80	8,0
SS2	SSz	3d	2	1	0,70	0,80	6,25
	SS-t	3d; 5,67d	1	1	0,70	-	8,5

Versuch mit einer kürzeren Spannweite (6,25 m) durchführen zu können (Abb. 3.16). Diese Vorgehensweise ermöglichte es, zwei Versuchsergebnisse je Versuchsträger zu lukrieren.

Versuchslasten und Verformung

Das Rissbild und die Rissentwicklung wurden neben herkömmlichen Methoden (Kennzeichnung mit Ölkreiden in den Haltephasen) ebenfalls mit dem photogrammetrischen Messsystem ARAMIS gemessen (GOM 2016; siehe Abschnitt 3.6.1). Die aufgebrachten Kräfte (F und V) und die Durchbiegungen (δ_i) wurden mit konventionellen Messtechniken wie Kraftmessdosen und induktiven Wegaufnehmern bestimmt (Abb. 3.16).

Tab. 3.9: Versuchsergebnisse Plattenstreifen der Serie B: Bruchursache sowie Maximallasten V_{max} und Lasten unmittelbar vor Querkraftversagen V_{lp} ; jeweils exklusive V_0 (Eigengewicht und Lasten aus dem Versuchsaufbau)

Versuchskörper	Test	Versagen	V_0^1 [kN]	V_{max} [kN]	V_{lp} [kN]
SS1	SSz-t	Biegung	29,4	255,5	-
	SS	Querkraft	28,0	296,4	296,0
SS2	SS-t	Q/B	29,4	254,3	250,2
	SSz	Biegung	22,1	339,5	-

¹ berechnet aus dem Eigengewicht und den Komponenten des Versuchsaufbaus

Die Versuchsträger mit nur einer Aufbiegung konnten bis zu einem Querkraftversagen belastet werden (Tab. 3.9). Dieses Versagen war durch eine plötzliche Rissöffnung des Schubrisses (Schubrisslast V_{cr}) und einer einhergehenden vertikalen Verformungszunahme gekennzeichnet (Abb. 3.17). Bei Versuchsträger SS-t kam es dabei bereits zum gleichzeitigen Fließen der Längsbewehrung unter der zweiten Einzellast (Abb. 3.16). Die Öffnung des Schubrisses erfolgte unmittelbar nach Erreichen der Maximallast ($V_{max} \approx V_{cr}$). Bei den Trägern mit zwei Aufbiegungen kam es vorab zu einem Biegeversagen (Fließen der Längsbewehrung) im Bereich der Lasteinleitungsstelle, wobei bei dem Versuchsträger mit der Tandemlast (SSz-t) dies an der Stelle der zweiten Lasteinleitung erfolgte (Abb. 3.18). Die Betrachtung der Maximallasten und Querkraft-Durchbiegungsdiagramme lassen folgende Schlüsse zu:

- Die zusätzliche Aufbiegung erhöhte die Querkrafttragfähigkeit um mindestens 15 % (Vergleich SSz mit SS).

- Die Tandemlast wirkte sich negativ auf die Querkrafttragfähigkeit aus -16 % (Vergleich SS-t mit SS), wobei hier eine Kombination mit einem Biegeversagen anzumerken ist. Das gleichzeitige Erreichen der Biegetragfähigkeit und die damit einhergehende überproportionale Rotation des Balkens an der Stelle des größten Biegemoments wird als nachteilig gesehen.

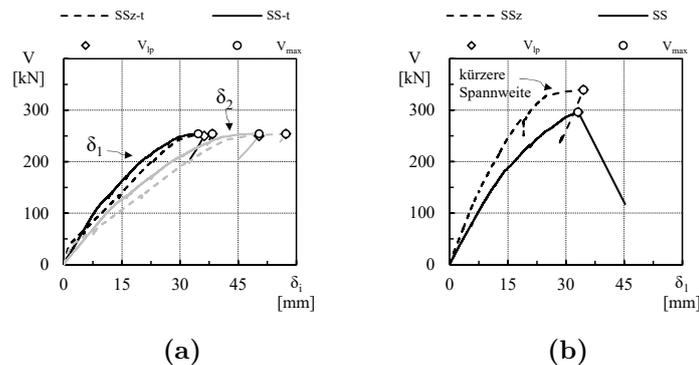


Abb. 3.17: Querkraft-Durchbiegungsbeziehung für die Versuchsträger: (a) mit Doppelachse, (b) mit Einzellachse; jeweils mit Kennzeichnung der maximalen Querkräfte V_{max} (exklusive Eigengewicht) und der Querkraft der letzten photogrammetrischen Aufnahme V_{lp}

Rissentwicklung

Durch Auswertung der photogrammetrischen Messdaten kann die Rissentwicklung in Form der Kinematik (Rissöffnung w und Rissgleitung δ in Abb. 3.7c) zu verschiedenen Zeitpunkten gezeigt werden. Die genaue Vorgehensweise hierfür wird in Abschnitt 3.6.1 erläutert. In Abbildung 3.18 werden die Aufnahme zum Zeitpunkt der maximalen Querkraft V_{max} (Grün) und die letzte Aufnahme vor Bruch V_{lp} (Rot) analysiert. Durch die hohe Aufnahmefrequenz (in allen Versuchen ≥ 1 Hertz) entspricht dieser Zeitpunkt in etwa der Schubrisslast ($V_{lp} \approx V_{cr}$). Außerdem werden zusätzliche relevante Stufen (Blau bzw. Orange) gekennzeichnet.

Folgende Unterschiede in der Rissentwicklung (Abb. 3.9) konnten identifiziert werden:

- SSz-t (Abb. 3.18a): Die Belastung konnte bis zum Erreichen eines Biegeversagens gesteigert werden, wobei die Kinematik zu diesem Zeitpunkt noch nicht ausgeprägt war. Die Rissabstände waren aufgrund der niedrigen Betongüte sehr gering. Riss C1 entstand in dem Zwischenbereich der beiden Aufbiegungen und kreuzte die zweite Aufbiegung an der Risspitze. Riss C2 entwickelte sich aus einem Biegeriss im Bereich der Lasteinleitung und kreuzte ebenfalls die zweite Aufbiegung.
- SSz (Abb. 3.18b): Im Vergleich zum Versuch mit der Doppelachse konnten größere Lasten und Kinematiken erreicht werden. Das liegt jedoch vor allem an der Änderung des statischen Systems. Im Vergleich zum vorher beschriebenen Versuch (SSz-t) verschmilzt Riss C1 mit einem zweiten Riss, wodurch auch die erste Aufbiegung gekreuzt wird. Beide Risse zeigten eine typische Schubrissform: stetiges Abbiegen des Risses in Richtung Lasteinleitung.

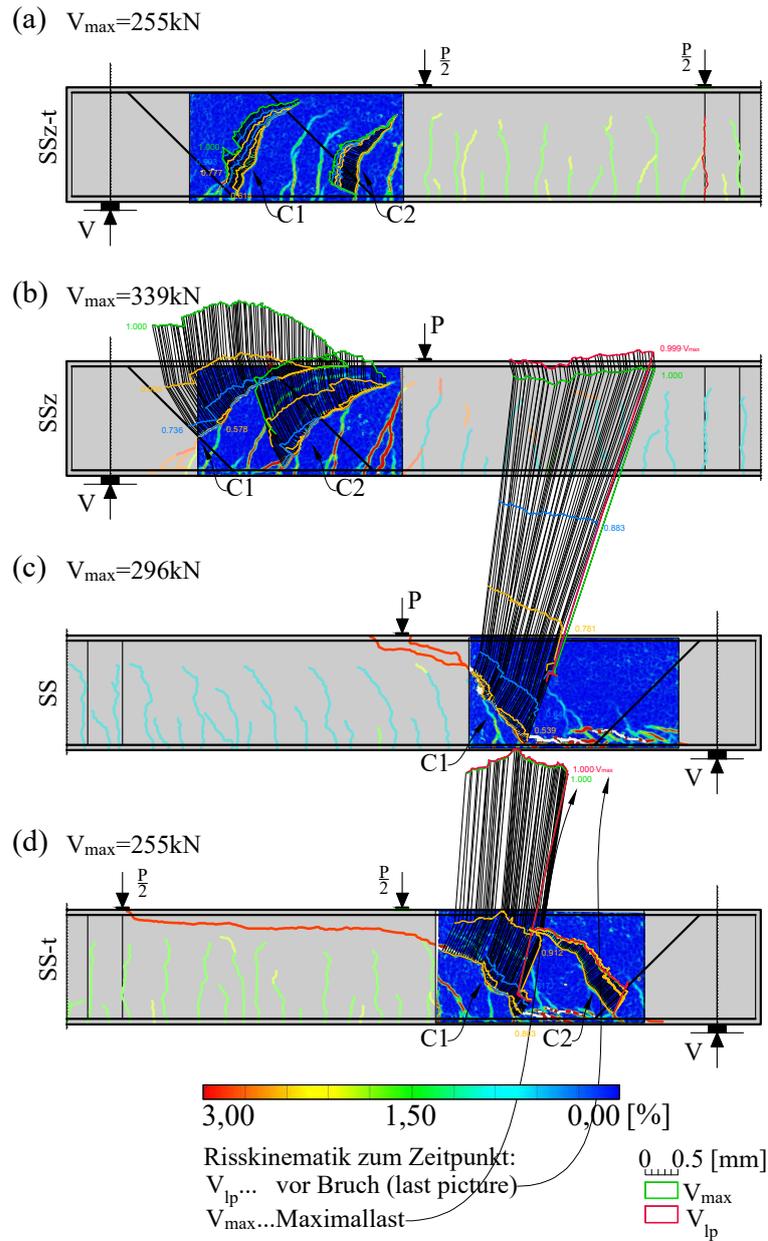


Abb. 3.18: Risskinematik der ausgeprägten Schubrisse zu verschiedenen Zeitpunkten für Versuchskörper: (a) SSz-t, (b) SS-t, (c) SS, (d) SSz

- SS (Abb. 3.18c): Es gab einen ausgeprägten Riss in der Nähe der Lasteinleitung mit quasi-orthogonaler Öffnung. Dieser war begleitet von Dübelrissen entlang der Längsbewehrung. Es ist daher von einer direkten Stützung auszugehen. Bemerkenswert war der Fortschritt des Risses bei Bruch bis hinter die Lasteinleitung. Das Rissbild ähnelt jenem von Versuch BU245-3d (Abb. 3.15f).
- SS-t (Abb. 3.18d): Beim Vergleichsversuch mit der Doppelachse war eine direkte Stützung nicht mehr im selben Maße gegeben. So bildeten sich zwei Risse, wobei Riss C1 der zum Versagen führende Riss war. Dieser entwickelte sich bei Bruch bis zur weiter entfernten Lasteinleitungsstelle.

3.4 Querkraftversuche an Plattenbrücken mit Aufbiegungen

Die Wirkungsweise von Aufbiegungen im Auflagerbereich von Plattenbrücken mit aufgebogenen Längsstäben wurde anhand von vier Querkraftversuchen an zwei Plattenbrücken untersucht. In der Literatur gibt es hierzu bisher keine vergleichbaren Versuche. Die Tests an der ersten Platte wurden zum Vergleich mit der Versuchsserie B an Plattenstreifen konzipiert (Abschnitt 3.3.3), um die Übertragbarkeit der Ergebnisse von Plattenstreifen auf reale Plattentragwerke zu verifizieren. Die zweite Platte diente der Untersuchung des Einflusses von einem realistischen Oberbau (Schotter, Schwelle, Schiene). Zum Teil wurden Ergebnisse dieser Untersuchungen bereits im Bericht zum Forschungsauftrag „Querkrafttragfähigkeit von bestehenden Stahlbetonplattenbrücken aus dem Zeitraum 1950 bis 1990“ der ÖBB-Infrastruktur AG veröffentlicht (T. Huber, P. Huber, Kollegger und Vill 2018), wobei der Erstautor an der Konzeption der Versuche wesentlich beteiligt war und die Aufbereitung der Messergebnisse sowie die Analyse der Tragmechanismen eigenständig vorgenommen hat.

3.4.1 Materialeigenschaften

Beide Platten wurden mit derselben Betonmischung wie Serie B hergestellt, um eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu gewährleisten (Betonklasse C25/30, siehe Tab. 3.3). Die Herstellung erfolgte zudem gemeinsam mit den Plattenstreifen, wobei der Einbauort des Transportbetons jeweils ein anderer war. Während des Betoniervorgangs der Platten wurden zusätzlich zwölf Zylinder ($\varnothing = 150$ mm, $h = 300$ mm) zur Bestimmung der Zylinderdruckfestigkeit f_{cm} , der Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$, sowie des Elastizitätsmoduls E_{cm} hergestellt. Darüber hinaus wurden jeweils sechs Würfel ($h = 150$ mm) zur Bestimmung der Würfeldruckfestigkeit $f_{cm,cube}$ hergestellt. Die Mittelwerte der Materialparameter wurden nach 28 Tagen, sowie während der Durchführung der Querkraftversuche (nach 561 Tagen) aus drei Einzelversuchen ermittelt, wobei dazwischen eine ausgeprägte Nacherhärtung stattgefunden hatte (Tab. 3.10).

Tab. 3.10: Materialparameter für die Plattenbrücken

		28 Tage	561 Tage	Δ
f_{cm}	[N/mm ²]	36,56	52,61	+43%
COV	[%]	±1,84	±4,29	
$f_{cm,cube}$	[N/mm ²]	46,12	71,17	+54%
COV	[%]	±2,50	±2,70	
$f_{ct,sp}$	[N/mm ²]	3,05	4,36	+43%
COV	[%]	±1,23	±2,43	
E_{cm}	[GPa]	29,60	38,41	+30%
COV	[%]	±0,15	±1,53	
ρ	[t/m ³]	2,46	2,43	-1%
COV	[%]	±0,53	±0,43	

Die Materialparameter der verwendeten Längsbewehrung wurden in jeweils drei Zugversuchen in einer externen Prüfanstalt bestimmt (Tab. 3.11). Bei den Platten kamen Stäbe mit Durchmessern $\varnothing 20$ mm, $\varnothing 26$ mm der Klasse B550A zum Einsatz.

Tab. 3.11: Materialparameter des Bewehrungsstahls der Längsbewehrung

		Ø20 mm	Ø26 mm
f_y	[N/mm ²]	583,8	556,2
f_t	[N/mm ²]	670,5	657,4

3.4.2 Versuchskörper und Konzept

Die beiden Versuchsplatten wurden mit einer Höhe h von 660 mm sowie einer Breite b von 4000 mm hergestellt, wobei die Platten für den Versuch auf eine Breite 3800 mm reduziert wurden. Die Gesamtlänge betrug 9,0 m (Abb. 3.19). Die Bewehrung bestand daher aus 38 Längsstäben, wobei 19Ø26 mm jeweils durchgehend verlegt waren, eine Position 10Ø26 mm beidseitig aufgebogen wurde, und die andere Position 9Ø20 nur an einem Auflager für Aufbiegungen verwendet wurde (siehe Tab. 3.12). Der Abstand der Stäbe untereinander betrug 100 mm. Die Querbewehrung bestand aus 60Ø14/150 mm. Die Betondeckung betrug 30 mm, woraus eine statische Nutzhöhe (d) von ca. 600 mm resultierte. In Feldmitte (29Ø26 mm + 9Ø20 mm) betrug der Längsbewehrungsgrad $\rho = A_s/(b \cdot d)$ daher 0,80 %. Beide Versuchsbalken wurden baugleich ausgeführt und die Bewehrungspläne sind in Anhang A.4 beigelegt.

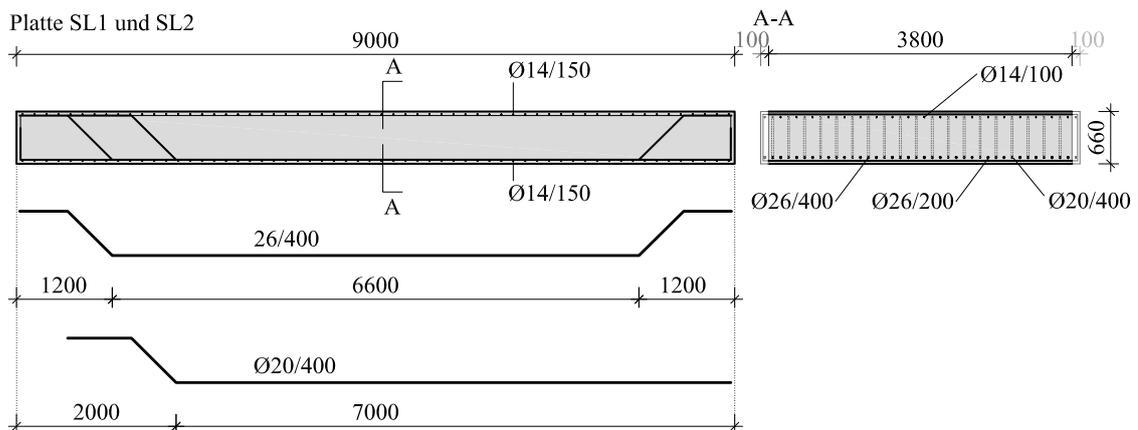


Abb. 3.19: Bewehrungskonzept und Querschnitte der beiden Versuchsplatten

Die Versuchsparameter werden in den Bezeichnungen der Versuchskörper widerspiegelt (z.B. **SLo-t** in Tab. 3.12). Die ersten beiden Buchstaben bezeichnen die Versuchsserie (**SL**: slab). Eine zweite Reihe von Aufbiegungen wird mit einem zusätzlichen „z“, das Vorhandensein des vollen Oberbaus mit einem „o“ gekennzeichnet (siehe Abschnitt 3.4.4). Die Belastungsart war bei allen Versuchen durch eine Tandemlast („t“) definiert.

3.4.3 Plattenbrücke ohne Oberbau

Der Einfluss der Bauteilbreite wurde anhand von zwei Querkraftversuchen an der Platte SL1 sowie durch den Vergleich jener mit den in Serie B vorgestellten Tests (SS-t, SSz-t in Abschnitt 3.3.3) untersucht. Zugleich wurden zwei verschiedene Konfigurationen der unter 45° aufgebogenen Längsstäbe getestet. Trotz gleicher Betonmischung bei beiden Serien (Platten und Plattenstreifen in Tab. 3.3), waren die Betonparameter bei Versuchsdurchführung

Tab. 3.12: Konfiguration der aufgebogenen Längsstäbe bei beiden Versuchsplatten

Platte	Versuch	Last	Reihen	Aufbiegung je Reihe	Abstand	Abstand	Länge
					s_a [m]	s_b [m]	l [m]
SL1	SLz-t	3d; 5,67d	2	10Ø26; 9Ø20	0,70	0,80	8,0
	SL-t	3d; 5,67d	1	10Ø26	0,70	-	8,0
SL2	SLzo-t	3d; 5,67d	2	10Ø26; 9Ø20	0,70	0,80	8,0
	SLo-t	3d; 5,67d	1	10Ø26	0,70	-	8,0

aufgrund des unterschiedlichen Alters und den Lagerungsbedingungen verschieden (vgl. Tab. 3.10 mit Tab. 3.4). Die Konfiguration der Aufbiegungen und die Lasteinleitungsstellen in Längsrichtung ($a = 3,0d$ bzw. $5,67d$) wurden bei den Platten identisch zu den Versuchen an Plattenstreifen ausgeführt (vgl. Tab. 3.12 mit Tab. 3.8).

Abbildung 3.20 zeigt den Versuchsaufbau Versuch SLz-t an Platte SL1, wobei der zweite Versuch bei gespiegelter Anordnung der Lasteinleitung durchgeführt wurde. Die direkte Belastung des Tragwerks entspricht annähernd jener Belastung, die durch den „25t-LKW“ auf einer Straßenbrücke gegeben wäre (Abb. 2.11; Hinterachse: Querabstand 1,5 m und einer Lastfläche von $0,10 \text{ m}^2 = 0,20 \cdot 0,50 \text{ m}$). Die Einzellasten sind mit einem Querabstand von 1,5 m angeordnet und die belastete Fläche je Einzellast beträgt $0,09 \text{ m}^2$ ($0,30 \cdot 0,30 \text{ m}$). Nach Eurocode (ÖN EN 1991-2 2012) wird die Einzellast auf eine größere Fläche von $0,16 \text{ m}^2$ angesetzt ($0,40 \cdot 0,40 \text{ m}$).

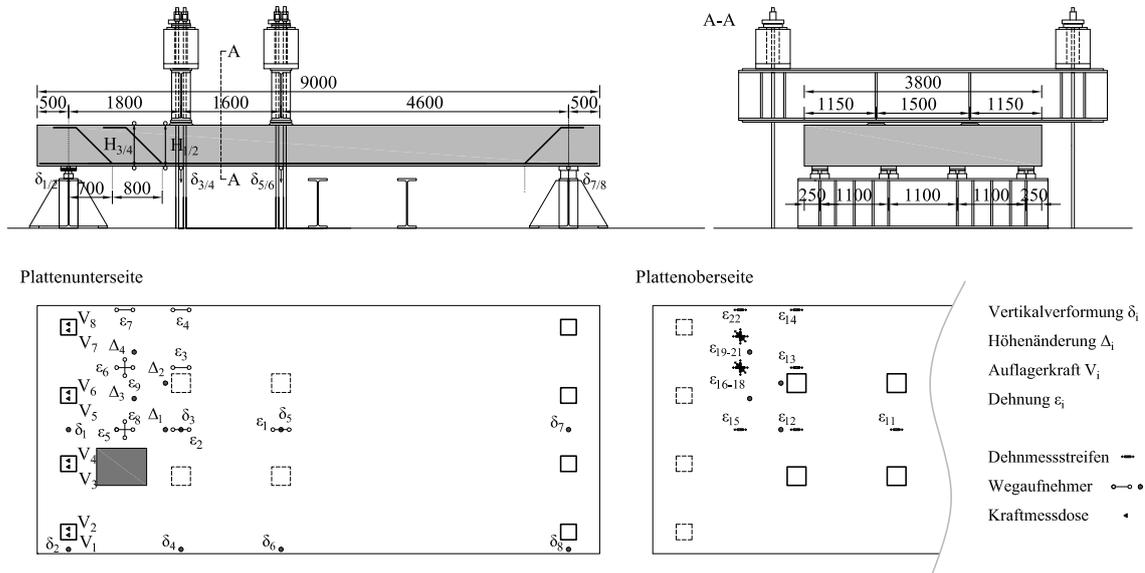


Abb. 3.20: Versuchsaufbau und Messkonzept für den ersten Versuch an Versuchskörper SL1

Versuchsergebnisse

Die Auflagerkräfte (V_i) sowie die resultierenden Durchbiegungen (δ_i) wurden mit konventionellen Messtechniken wie Kraftmessdosen und induktiven Wegaufnehmern bestimmt (Abb. 3.20). Zusätzlich wurde die Dickenänderung (Δ_i) der Platte an vier Stellen mit

Wegaufnehmern, sowie die gemittelte Dehnung (ε_i) an der Betonoberfläche mit induktiven Wegaufnehmern an der Zugseite bzw. mit Dehnmessstreifen an der Druckseite des Bauteils bestimmt. Das Rissbild wurde mit Ölkreiden in den Haltephasen markiert.

Tab. 3.13: Versuchsergebnisse von Platte SL1: Maximallast V_{max} , gemessene Querkraft aus Eigengewicht inklusive Versuchsaufbau V_0 und Bruchursache

Versuchskörper	Test	Versagen	V_0 [kN]	V_{max} [kN]	$V_{exp}=\sum V$ [kN]
SL1	SLz-t	Biegung	356,0	2656,2	3012,2
	SL-t	Querkraft	358,6	2002,2	2360,8

Der Versuchsträger mit nur einer Aufbiegung konnten bis zu einem Querkraftversagen belastet werden (Tab. 3.13). Dieses Versagen war durch eine plötzliche Rissöffnung des Schubrisses (Schubrisslast V_{cr}) und einer einhergehenden vertikalen Verformungszunahme gekennzeichnet (Abb. 3.22). Der Riss ist dabei bis zur zweiten Lasteinleitung fortgeschritten. Dabei wurde der Bereich um die erste Lasteinleitung durchgestanzt (siehe Abb. 3.21b und 3.23). Bei dem Versuch mit zwei Aufbiegungen kam es zu einem Fließen der Längsbewehrung im Bereich der zweiten Lasteinleitungsstelle (Abb. 3.23 und 3.21a).

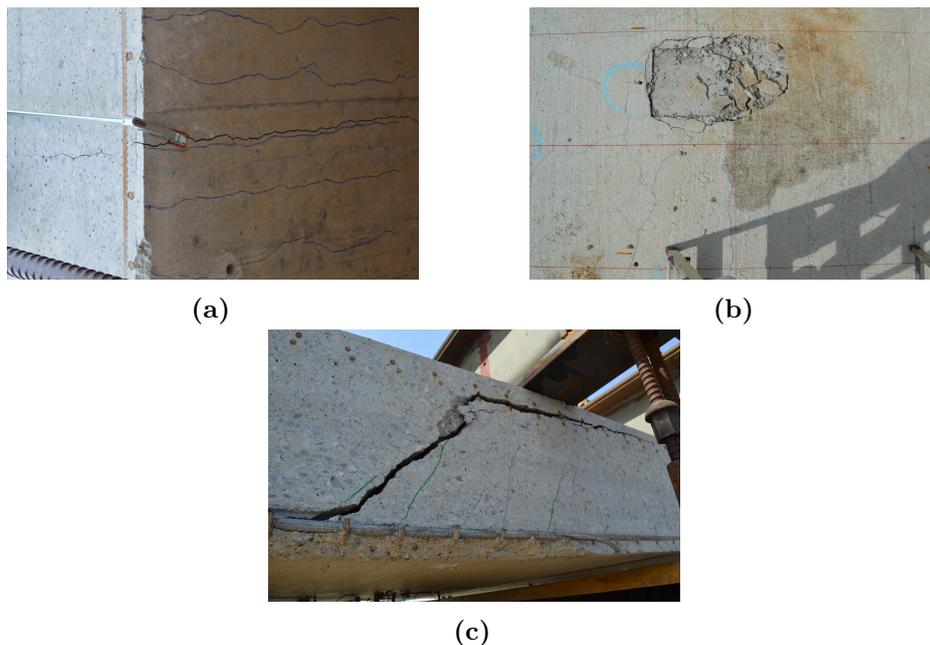


Abb. 3.21: Versagensbilder für den Versuchskörper SL1: (a) Fließen der Längsbewehrung gekennzeichnet durch die überproportionale Öffnung des Biegerisses bei Versuch SLz-t, (b) Querkraftversagen mit Durchstanzen im Bereich der ersten Lasteinleitung bei Versuchskörper SL-t, (c) Schubriss an der Rückseite von Versuchskörper SL-t

Das Rissbild zeigt einen über die ganze Breite konstanten Rissverlauf (Abb. 3.23). Exemplarisch werden die Versuchsergebnisse für Platte SL1 anhand des ersten Versuchs SLz-t gezeigt (Abb. 3.22b-e). Die Versuchsergebnisse aller Versuche werden im Anhang B.4 gelistet. Die Dehnungsmessungen ergeben jeweils an drei Stellen entlang der Breite identische Werte (Abb. 3.22c). Darüber hinaus wurden keine Dehnungen in Querrichtung gemessen

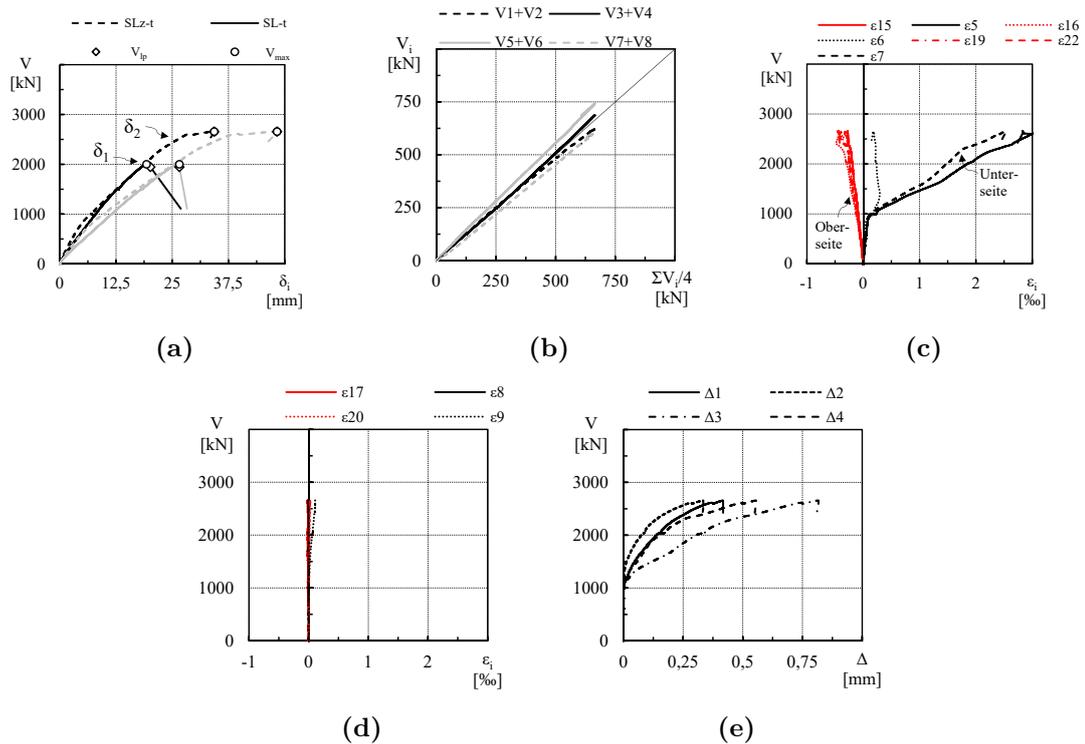


Abb. 3.22: Ergebnisse für Versuch SLz-t: (a) Querkraft-Durchbiegungsdiagramm im Vergleich mit Versuch SL-t, (b) Auflagerkräfte, (c) Dehnungen an der Oberfläche in Längsrichtung ermittelt an drei Stellen im Schubfeld, (d) Dehnungen in Querrichtung gemessen an zwei Stellen, (e) Öffnung des Schubrisses für vier Stellen

(Abb. 3.22d). Die Kräfte an den Auflagerpunkten weichen nur unwesentlich vom Mittelwert ab (bei Versuchsende: +13% in Abb. 3.22b). Die Schubrissöffnung begann erwartungsgemäß in der Mitte des Schubfelds (Δ_3), war aber im weiteren Versuchsverlauf über einen größeren Bereich feststellbar.

Die Betrachtung der Messergebnisse (Abb. 3.22 und Tab 3.13) lässt folgende Schlüsse zu:

- Die zusätzliche Aufbiegung erhöhte die aufnehmbare Querkraft um mindestens 33 % (Vergleich SLz-t mit SL-t).
- Die Platte verhält sich aufgrund dem über die Breite gleich bleibenden Rissbild und dem ermittelten Dehnungsverlauf im Wesentlichen wie ein breiter Balken.
- Der Einfluss der punktuellen Lasteinleitung ist nur geringfügig durch leicht erhöhte Auflagerkräfte an den mittleren Lagern feststellbar.

Vergleich mit Plattenstreifen

Für den Vergleich der Ergebnisse mit jenen der Plattenstreifen werden die Schubspannungen $\tau = V/(b_w \cdot d)$ ermittelt und auf die Durchbiegung δ_i bezogen (Abb. 3.25). Zu Vergleichszwecken wurde außerdem die Last V_0 zu V_{max} hinzugerechnet, welche das Eigengewicht, sowie die Last des Versuchsaufbaus beinhaltet.

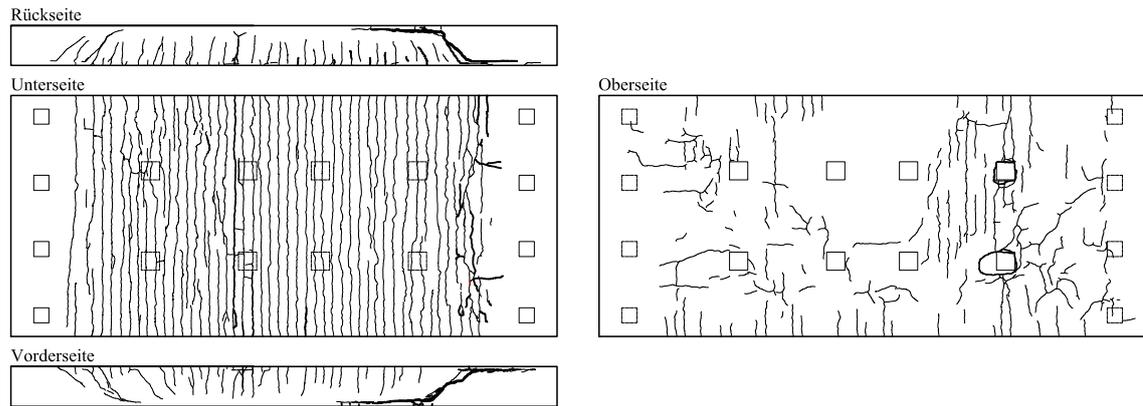


Abb. 3.23: Rissbilder an Ober- und Unterseite, sowie an den Seitenflächen der Platte SL1 nach dem zweiten Versuch

Zu Ermittlung der Schubspannung muss außerdem die auf Schub mitwirkende Breite b_w bestimmt werden. Der fib Model Code 2010 (fib 2013) gibt für gelenkig gelagerte Linienlager eine Lastausbreitung von 60° gemessen von der hinteren Kante der Lasteinleitungsfläche vor (Abb. 3.24 und Gl. 3.2). In der erst kürzlich erschienenen Arbeit von Reißer (2018), welche eine umfassende Versuchsreihe diesem Thema widmete, wird jedoch von einer konstanten mitwirkenden Breite b_w bei Punktlasten auf Platten ausgegangen (Abb. 3.24 und Gl. 3.3). Bei Anwendung der unterschiedlichen Modellvorstellungen auf die gegenständliche Platte resultiert in beiden Fällen die gesamte Querschnittsbreite als mitwirkende Breite (Abb. 3.24).

$$b_w = 2 \cdot (a + c/2 - d) \cdot \tan \alpha + c \quad (3.2)$$

mit der Breite der Lasteinleitung c und dem Winkel der Lastausbreitung α ; dieser ist 45° für eingespannte und 60° für gelenkig gelagerte Platten.

$$b_w = 7 \cdot d_F + k_{bF} \cdot b_{F,y} \quad (3.3)$$

mit der statischen Nutzhöhe im Bereich der Einzellast d_F (jedoch $d_F \leq 0,4 \text{ m}$), dem Faktor zur Berücksichtigung der Lastbreite k_{bF} ; dieser ist 1,0 für $\max(a_1; a_2)/d \leq 2,0$ ist und 0,5 für $\max(a_1; a_2)/d \geq 2,5$, wobei a_i die Abstände zum Momentennullpunkt sind, und der Lastbreite quer zur Spannrichtung der Platte $b_{F,y}$.

Der Vergleich der Schubspannungs-Durchbiegungsdiagramme zwischen Platten und Plattenstreifen zeigt, dass die Platte eine höhere Steifigkeit hatte (Abb. 3.25a), wobei dies aufgrund der Betonparameter zu erklären ist (vgl. Tab. 3.10 und 3.4). Außerdem erreicht, die Platte eine höhere Biegetragfähigkeit (Abb. 3.25a), was jedoch durch die höheren Materialparameter der Bewehrungsstäbe erklärt werden kann (vgl. Tab. 3.11 und 3.5). Die erreichte Schubspannung bei Querkraftversagen ist jedoch bei dem Plattenstreifen höher (+15 % in Abb. 3.25b), wobei die Ursache in der Lasteinleitung vermutet wird. Da diese beim Plattenstreifen über die gesamte Breite erfolgt, könnte dies eine direkte Stützung zwischen Lasteinleitungsplatte und unterem Biegepunkt der Aufbiegung bewirken, während dies bei den Platten durch die lastfreien Bereiche nicht möglich ist. Dies wird genauer in Abschnitt 3.6.4 untersucht.

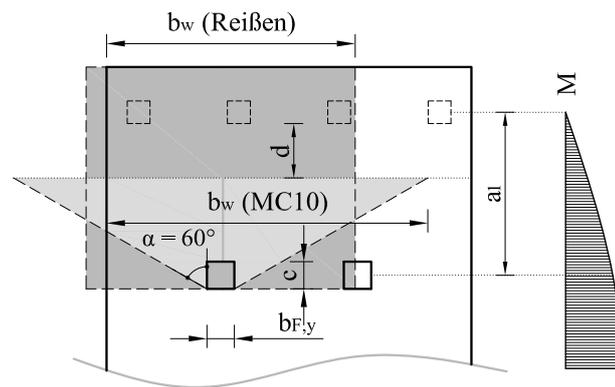


Abb. 3.24: Mitwirkende Breite b_w der Platte unter einer Einzellast für Platten nach fib Model Code 2010 (fib 2013) und Reißen (2018)

Der Vergleich der Schubspannungs-Durchbiegungsdiagramme von Platten und Plattenstreifen lässt folgenden Schluss zu:

- Der Plattenstreifen ist in der Lage, größere Schubspannungen zu übertragen (+15 %) obwohl die Betongüte geringer ist.

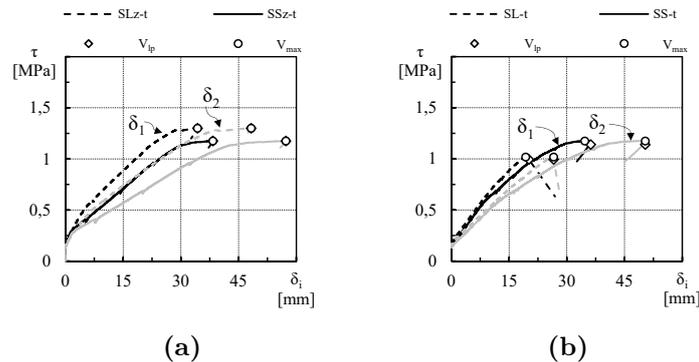


Abb. 3.25: Schubspannungs-Durchbiegungsbeziehung für den Versuchsträger SL1 im Vergleich zu den Plattenstreifen (Serie B): (a) mit zwei Reihen von Aufbiegungen, (b) mit einer Reihe von Aufbiegungen

3.4.4 Plattenbrücke mit realistischem Oberbau

Der Einfluss eines realistischen Oberbaus auf den Querkraftwiderstand wurde anhand von zwei weiteren Querkraftversuchen an der Platte SL2 und durch den Vergleich jener mit den an der Platte SL1 durchgeführten Tests (SL-t, SLz-t) untersucht. Zugleich wurden zwei verschiedene Konfigurationen der unter 45° aufgebogenen Längsstäbe getestet. Die Betonmischung, die Konfiguration der Aufbiegungen und die Lasteinleitungsstellen in Längsrichtung ($a = 3,0d$ bzw. $5,67d$) wurde bei beiden Platten identisch ausgeführt (Tab. 3.12).

Abbildung 3.26 zeigt den Versuchsaufbau für den zweiten Versuch an Platte SL2, wobei der erste Versuch bei gespiegelter Anordnung der Lasteinleitung durchgeführt wurde. Die Schiene wurde direkt belastet und deshalb entsprechend an den Lasteinleitungsstellen mit

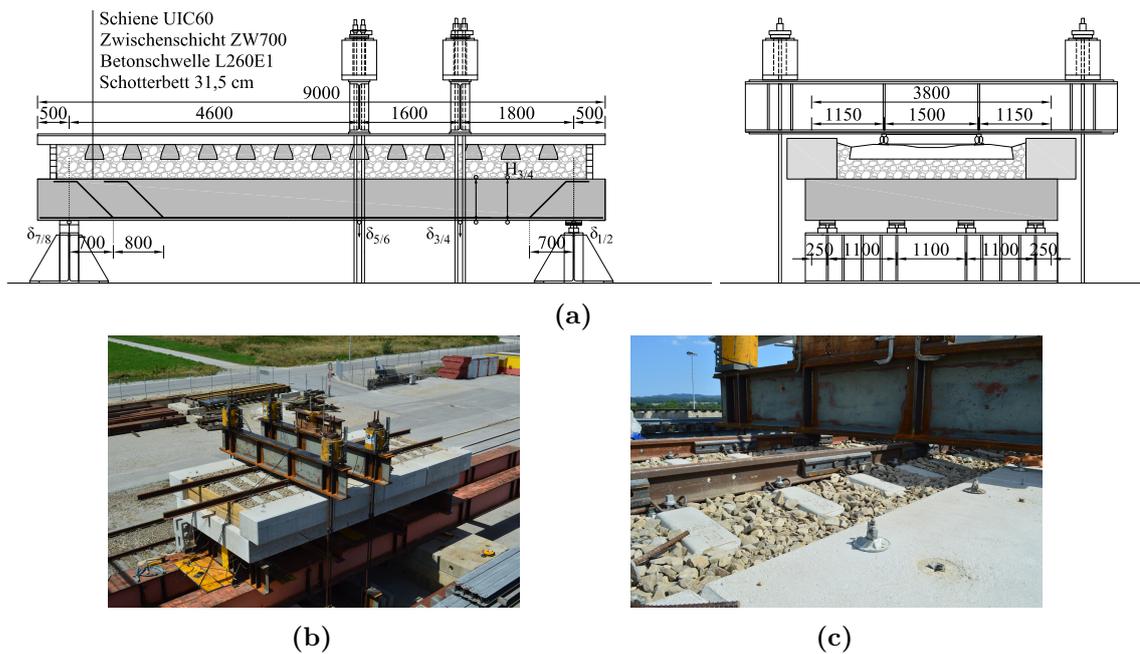


Abb. 3.26: Versuchsaufbau für den zweiten Versuch an Versuchskörper SL2: (a) Längs- und Querschnitt, (b) Luftbildaufnahme der Versuchseinrichtung, (c) Direkte Belastung der Schiene mit zusätzlicher Schienenlasche

Schienenlaschen verstärkt (Abb. 3.26b). Die geometrische Anordnung entspricht genau jener Belastung, die auf einer Eisenbahnbrücke durch ein Drehgestell gegeben wäre (siehe Abb. 2.8, sowie in ÖN EN 1991-2 2004).

Versuchsergebnisse und Vergleich mit einer Platte ohne Oberbau

Es wurden Messungen entsprechend dem in Abschnitt 3.4.3 beschriebenen Messkonzept durchgeführt, um einen Vergleich der Ergebnisse von beiden Platten zu ermöglichen (Abb. 3.20).

Tab. 3.14: Versuchsergebnisse von Platte SL2: Maximallast V_{max} , gemessene Querkraft aus Eigengewicht sowie Versuchsaufbau V_0 und Bruchursache. Vergleich mit den erreichten Widerständen bei Platte SL1

Versuchskörper	Test	Versagen	V_0 [kN]	V_{max} [kN]	$V_{exp} = \sum V$ [kN]	ΔV_{exp} SL1 [-]
SL2	SLzo-t	Biegung	631,7	2630,5	3262,2	+8,3%
	SLo-t	Querkraft	629,8	2055,2	2685,0	+13,7 %

Die Versuchsträger mit nur einer Aufbiegung konnten wiederum bis zu einem Querkraftversagen belastet werden (Tab. 3.14). Dieses Versagen war durch eine plötzliche Rissöffnung des Schubrisses (Schubrisslast V_{cr}) und einer einhergehenden vertikalen Verformungszunahme gekennzeichnet (Abb. 3.28). Im Gegensatz zu Platte SL1 konnten nach dem Entfernen des Schotterbetts nur Risse im geringfügigen Ausmaß an der Oberseite der Platte beobachtet werden (vgl. Abb. 3.29 und 3.23). Bei dem Versuch mit zwei Aufbiegungen kam es zu



Abb. 3.27: Versagensbilder für den Versuchskörper SL2: (a) Fließen der Längsbewehrung gekennzeichnet durch eine überproportionale Öffnung des Biegerisses bei Versuch SLzo-t, (b) Schubriss an der Rückseite von Versuchskörper SLo-t

einem Fließen der Längsbewehrung im Bereich der zweiten Lasteinleitungsstelle (Abb. 3.29 und 3.27a).

Die Messergebnisse in Abbildung 3.28 zeigen ein ähnliches Bild wie jene bei Platte SL1 (Abb. 3.22, ohne Eigengewicht). So war die Auflagerkraft in der Mitte bei Versuchsende wiederum leicht höher als der Mittelwert (+9 %; Abb. 3.28b) und es war keine Querbiegung vorhanden (Abb. 3.28d). Die im Schubfeld gemessenen Dehnungen an der Ober- und Unterseite zeigten ebenfalls ähnliche Werte wie die Vergleichsmessungen bei Tragwerk SL1 (Abb. 3.28c). Die Schubrissöffnung an den Messstellen Δ_3 und Δ_4 verlief abweichend zu Platte SL1 nahezu identisch (Abb. 3.28e).

Die Betrachtung der Versuchsergebnisse der Platte mit einem realistischen Gleisoberbau (Abb. 3.28 und Tab 3.14) lässt folgende Schlüsse zu:

- Die zusätzliche Aufbiegung erhöhte die aufnehmbare Querkraft um zumindest 31 % (Vergleich SLzo-t mit SLo-t).
- Der ausgeführte Oberbau führte zu einer Erhöhung der Biegetragfähigkeit (+8,3 %), als auch der Querkrafttragfähigkeit (+13,7 %), womit eine positive Wirkung eines realistischen Gleisoberbaus bestätigt werden kann.
- Das Tragverhalten unter den zusätzlich aufgebrachten Lasten, beschrieben durch Dehnungen, Auflagerkräfte und Schubrissöffnung, war bei beiden Platten nahezu identisch.

Interpretation der positiven Wirkung des Schotterbetts

Der Oberbau (Abb. 3.26) wurde entsprechend der Regelplanung für kurze Plattentragwerke konzipiert und der Aufbau ist in Tabelle 3.15 gelistet. Wie in Tabelle 3.14 ersichtlich, wurde nicht nur die Querkrafttragfähigkeit erhöht, sondern zugleich auch die Biegetragfähigkeit, was für eine abweichende Schnittgrößenkonfiguration aufgrund einer lastverteilenden Wirkung spricht.

Der Eurocode 2 (ÖN EN 1991-2 2012 und ÖN B 1991-2 2018) gibt für die lastverteilende Wirkung in Längsrichtung eine Verteilung der Radlast auf drei Schwellen nach Abbildung 3.30b vor. Darüber hinaus kann für das Schotterbett eine Ausbreitung mit einem Winkel von 4:1 angenommen werden, was in Steiner et al. (2014) experimentell bestätigt

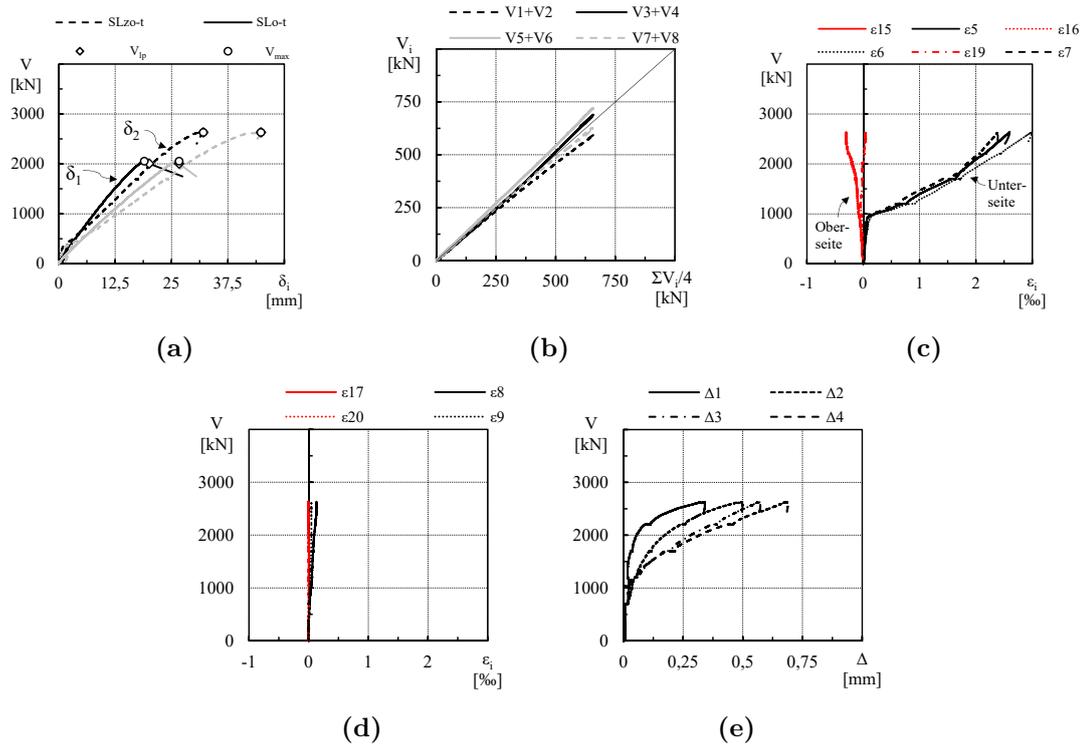


Abb. 3.28: Ergebnisse für Versuch SLzo-t: (a) Querkraft-Durchbiegungsdiagramm im Vergleich mit Versuch SLo-t, (b) Auflagerkräfte, (c) Dehnungen an der Oberfläche in Längsrichtung ermittelt an drei Stellen im Schubfeld, (d) Dehnungen in Querrichtung gemessen an zwei Stellen, (e) Öffnung des Schubrisses für vier Stellen

Tab. 3.15: Komponenten des Oberbaus

Schicht	Type	k_i [MN/m]	C_i [MN/m ³]
Zwischenschicht	ZW700	$k_{zw} = 0,6 \cdot 10^{-6}$	$C_{zw} = 100$
Schwelle	L260E1		$C_{sw} = 99999$
Schwellensohle	keine		$C_{sws} = 99999$
Schotterbett	GK31,5/63		$C_{sb} = 300$
Unterschottermatte	keine		$C_{usm} = 99999$
Tragwerk	Platte	$k_{tw} = 70$	$C_{tw} = 560$
Gesamter Bettungsmodul			$C = 66,1$

wurde. Für den gegenständlichen Aufbau kann daher die Last über eine Länge l_a von 2,86 m gemittelt werden (Abb. 3.30d).

Alternativ dazu kann nach dem Verfahren von Zimmermann (1941) die elastische Länge L berechnet werden (Gl. 3.5). Dabei wird die Schiene als elastisch gebetteter Stab betrachtet und die Schwellen dabei zu einem einheitlichen Schwellenkörper idealisiert (siehe Abb. 3.30). Der gesamte Bettungsmodul C kann aufgrund der seriellen Schaltung aus den einzelnen Bettungsmodulen C_i nach Gleichung 3.4 ermittelt werden.

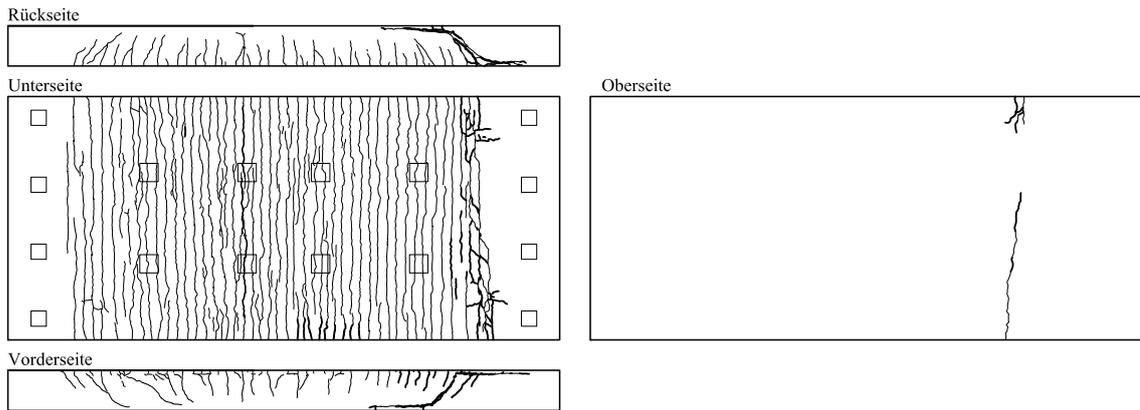


Abb. 3.29: Rissbilder an Ober- und Unterseite, sowie an den Seitenflächen der Platte SL2 nach dem zweiten Versuch

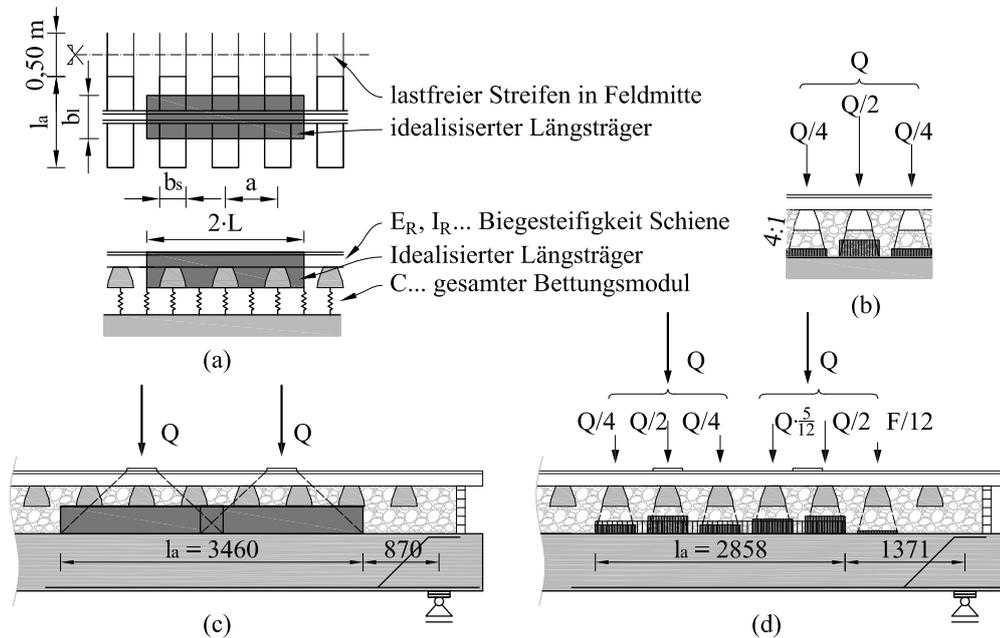


Abb. 3.30: Lastausbreitung: (a) Schiene auf elastischer Bettung und idealisierter Schwellenkörper nach Zimmermann (1941), (b) Lastausbreitung nach ÖN EN 1991-2 (2012), (c) Anwendung vom Verfahren nach Zimmermann (1941) für Platte SL2, (d) Anwendung von der Lastausbreitung nach ÖN EN 1991-2 (2012) für Platte SL2

$$\frac{1}{C} = \frac{1}{C_{zw}} + \frac{1}{C_{sw}} + \frac{1}{C_{sws}} + \frac{1}{C_{sb}} + \frac{1}{C_{usm}} + \frac{1}{C_{tw}} \quad (3.4)$$

mit dem Bettungsmodul der Zwischenschicht C_{zw} , der Schwelle C_{sw} , der Schwellensohle C_{sws} , des Schotterbetts C_{sb} , der Unterschottermatte C_{usm} und des Tragwerks C_{tw} .

Unter Zugrundelegung der vorliegenden Oberbaukomponenten kann die elastische Länge L mit Gleichung 3.5 ermittelt werden (Abb. 3.30a). Zusätzliche elastische Schichten (besohlte Schwellen und Unterschottermatte) könnten die effektive Länge der Lastausbreitung in

Längsrichtung l_a erhöhen. Wäre die elastische Zwischenschicht nicht vorhanden, wäre der Aufbau steifer ($C = 188 \text{ MN/m}^3$; $L = 0,72 \text{ m}$), womit bei einem typischen Schwellenabstand von $0,60 \text{ m}$ eine Lastverteilung über drei Schwellen erfolgen würde. Dies entspricht in etwa dem Ansatz nach ÖN EN 1991-2 (2012).

$$L = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_R \cdot I_R}{C \cdot b_l}} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 3,0383 \cdot 10^{-6}}{66,1 \cdot 0,525}} = 0,93 \text{ m} \quad (3.5)$$

mit dem Elastizitätsmodul der Schiene E_R , dem Trägheitsmoment der Schiene I_R , dem gesamten Bettungsmodul C und der idealisierten Schotterbettbreite b_l .

Werden nun die linear-elastischen Schnittgrößen unter Zugrundelegung der Lastausbreitung nach Gleichung 3.5 berechnet ($l_a = 3,46 \text{ m}$ in Abb. 3.30c), können die höheren Widerstände sowohl für Querkraft, als auch für das Biegung begründet werden. Das berechnete Biegemoment unter der Lasteinleitung zum Zeitpunkt der Maximallast ist bei beiden Versuchen (zwei Aufbiegungen, mit und ohne Gleisoberbau) annähernd gleich (mit Oberbau 6577 kNm , ohne Oberbau: 6570 kNm , siehe Abb. 3.31a). Die Querkraft ist $1,15 \text{ m}$ vom Auflager entfernt ebenfalls gleich groß (Abb. 3.31b). Dieser Schnitt kennzeichnet in etwa die Versagensstelle bei beiden Versuchen (eine Aufbiegung, mit und ohne Gleisoberbau). Durch den linear abfallenden Querkraftverlauf kann der festgestellte Unterschied von $275,6 \text{ kN}$ am Auflager erklärt werden.

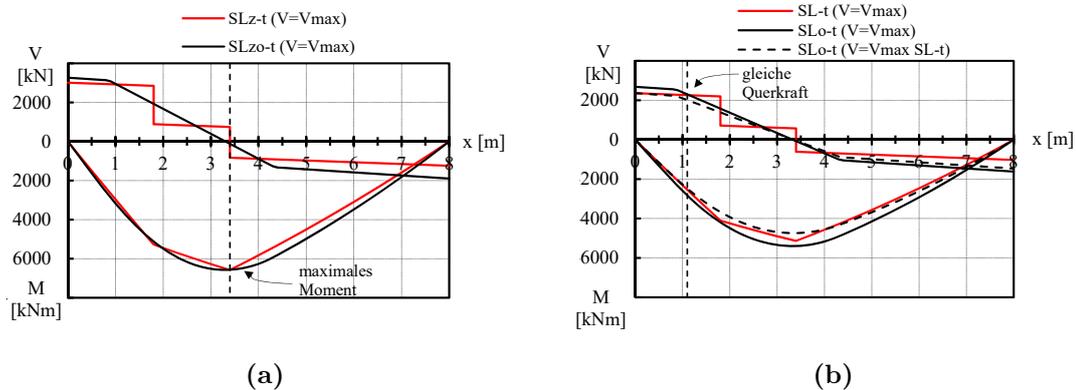


Abb. 3.31: Querkraft V und Biegemomentenverlauf M entlang der Bauteilachse (x): (a) mit zwei Reihen, (b) mit einer Reihe von aufgebogenen Längsstäben

Aufgrund der getätigten Auswertungen zur Interpretation der positiven Wirkung eines realistischen Gleisoberbaus können folgende Schlüsse gezogen werden:

- Bei Kenntnis der elastischen Oberbaukomponenten kann aufgrund der Berücksichtigung einer Lastausbreitung in Längsrichtung ein vergleichsweise günstiger Querkraftverlauf erzielt werden.
- Die Annahmen zur Lastausbreitung im Eurocode 2 liegen dabei auf der sicheren Seite und werden für die Tragwerksnachrechnung empfohlen.

3.5 Nachrechnung der Versuche mit Regelwerken der Nachrechnungsrichtlinie

Wie in Kapitel 2 erläutert, stehen dem Ingenieur in der Praxis laut österreichischer Nachrechnungsrichtlinie (ONR 24008 2014) zwei Regelwerke zur Bewertung der Querkrafttragfähigkeit zur Verfügung: der Eurocode 2 (ÖN EN 1992-2 2012 und ÖN B 1992-2 2014), sowie der fib Model Code 2010 (fib 2013).

Der Eurocode 2 liefert für den Querkraftwiderstand des Betons (V_c) eine empirische Formel (Grundlagen nach Zsutty 1968), sowie das Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung für Bauteile mit Querkraftbewehrung (V_s), welches auf den Grundlagen der Plastizitätstheorie aufbaut. Beide Komponenten werden unabhängig voneinander ermittelt, wobei ein Mindestbewehrungsgrad die Anwendung des jeweiligen Formelapparates vorgibt. Die Grundlagen und Formeln wurden in Abschnitt 2.3 erläutert.

Im Gegensatz dazu basiert das Verfahren zur Ermittlung des Querkraftwiderstandes im fib Model Code 2010 auf der „Simplified Modified Compression Field Theory“ nach E. C. Bentz et al. (2006). Dieses ist ein dehnungsbasiertes Verfahren, welches in der Genauigkeitsstufe 3 (LoA III) eine Überlagerung von Beton- und Stahltraganteilen zulässt ($V_c + V_s$). Der Formelapparat wurde ebenso in Abschnitt 2.3 erläutert.

Die vorgestellten Testserien werden in diesem Abschnitt mit den zugelassenen Regelwerken der Nachrechnungsrichtlinie evaluiert. Darüber hinaus wird die Anwendbarkeit und die Vorhersagegenauigkeit der Ansätze für bestehende Plattenbrücken mit Aufbiegungen diskutiert.

3.5.1 Versuche an Balken ohne Querkraftbewehrung

Die Versuchsergebnisse von Abschnitt 3.2.4 wurden mit den in der Nachrechnungsrichtlinie verankerten Modellen evaluiert. Dabei wurde der experimentell festgestellte Querkraftwiderstand $V_{exp} = V_{max} + V_0$ am Auflager zum Vergleich mit den Modellwiderständen herangezogen, da dieser bei gegebener Belastungskonfiguration nahezu konstant im Testfeld ist (V_{max} und V_0 aus Tab. 3.2). Die Nachrechnung erfolgte mit den Mittelwerten der Festigkeiten (Tab. 3.1) und ohne die Teilsicherheitsbeiwerte auf Einwirkungs- und Widerstandsseite ($\gamma_i = 1,0$). Der Nachweisschnitt ist in den herangezogenen Regelwerken an unterschiedlichen Stellen vorgesehen, weshalb der Widerstand an verschiedenen Schnitten ermittelt wird.

Laut Eurocode 2 kann der Nachweis bei überwiegender gleichmäßig verteilter Belastung im Abstand d vom Auflager geführt werden und sollte darüber hinaus an Stellen der Einleitung von Einzellasten nachgewiesen werden. Für die vorliegenden Versuche (keine gleichmäßig verteilte Belastung) liegt die Nachweisstelle daher an der Stelle der maximalen Querkraft und der Nachweis wird entsprechend am Auflager geführt. Der Querkraftwiderstand des Betons V_c wird mit Gleichung 2.6 ermittelt.

Durch den dehnungsbasierten Ansatz im fib Model Code 2010 (MC10) wird im Gegensatz zum Eurocode 2 (EC2) eine Momenten-Querkraftinteraktion im Formelapparat berücksichtigt. Der Nachweis darf unabhängig von der Lastkonfiguration im Abstand d von der Auflagerkante geführt werden. Außerdem sollte der Nachweis im Abstand d von geometrischen Diskontinuitäten und Einzellasten erfolgen. Für die vorliegenden Versuche liegt die Nachweisstelle deshalb im Abstand d von der Lasteinleitung in Feldmitte, da hier neben einer annähernd konstanten Querkraft V das größte Biegemoment M wirkt und

dieses den Querkraftwiderstand negativ beeinflusst. Der Querkraftwiderstand des Betons V_c wird mit Gleichung 2.9 ermittelt, wobei der Beiwert k_v nach LoA II (Gl. 2.10) und unter Anwendung von Gleichung 2.11 berechnet wird.

Tab. 3.16: Evaluierung der Versuchsergebnisse aus Abschnitt 3.2.4 (Stahlbetonbalken) mit den Modellen nach EC2 (ÖN EN 1992-1-1 2015), MC10 (fib 2013)

Mischung	Test	V_{exp} [kN]	$V_{exp}/(b_w d f_c^{1/3})$ [MPa ^{2/3}]	EC2	MC10
				V_{exp}/V_R [-]	V_{exp}/V_R [-]
NC300-52.5	B1	83,0	0,332	1,06	1,12
NC300-42.5	B1	76,4	0,325	1,03	1,10
SCC300-52.5	B1	71,4	0,269	0,86	0,91
	B2	82,8	0,313	0,99	1,06
SCC270-52.5	B1	81,8	0,340	1,08	1,15
	B2	71,1	0,295	0,94	1,00
SCC340-52.5	B1	75,6	0,295	0,94	1,00
	B2	56,9	0,222	0,71	0,75
SCC380-52.5	B1	72,6	0,263	0,84	0,89
	B2	85,9	0,311	0,99	1,05
AM		75,74	0,154	0,94	1,00
COV		± 11 %	±12 %	±12 %	±12 %

Die Evaluierung der Testergebnisse (Querkraftwiderstände V_{exp} inklusive Eigengewicht und Versuchsaufbau) von Stahlbetonbalken mit unterschiedlichen Betonmischungen (f_c zwischen 40 und 60 MPa) mit den Querkraftmodellen laut Nachrechnungsrichtlinie zeigt, dass die Serie von beiden Modellen hervorragend abgebildet wird (Tab. 3.16). Beide Modelle weisen denselben Variationskoeffizienten auf (12 %), wobei der fib Model Code 2010 den besseren Mittelwert liefert (AM = 1,0). Für die Versuchsnachrechnung mit der Eurocodeformel (Gl. 2.6) gibt König et al. (1995) einen Kalibrierfaktor C_{Rem} von 0,15 an, womit der Mittelwert im selben Bereich wie jener nach fib Model Code 2010 liegt.

Für die Bewertung der Querkrafttragfähigkeit von bestehenden Plattenbrücken kann folgender Schluss gezogen werden:

- Beide Modelle sind für die Ermittlung des Querkraftwiderstands in unbewehrten Bereichen geeignet und die ermittelten Widerstände werden in ähnlicher Größe prognostiziert.

3.5.2 Versuche an Platten und Plattenstreifen mit Aufbiegungen

Die Versuchsergebnisse von Abschnitt 3.3 wurden mit den in der Nachrechnungsrichtlinie verankerten Modellen evaluiert. Dabei wurde wiederum der experimentell festgestellte Querkraftwiderstand $V_{exp} = V_{max} + V_0$ am Auflager zum Vergleich mit den Modellwiderständen herangezogen, da dieser bei gegebener Belastungskonfiguration nahezu konstant im Testfeld ist (V_{max} und V_0 aus Tab. 3.7). Die Nachrechnung erfolgte ebenfalls mit den Mittelwerten der Festigkeiten (Tab. 3.4) und ohne Teilsicherheitsbeiwerte auf Einwirkungs- und Widerstandsseite ($\gamma_i = 1,0$). Der Nachweis wird analog zu den Erläuterungen in 3.5.1 an unterschiedlichen Stellen geführt.

Die Problematik der Nachrechnung bestehender Tragwerke mit aufgebogenen Längsstäben mittels dem Eurocode 2 (ÖN EN 1992-1-1 2015) wurde eingehend in Abschnitt 2.3 erläutert. Der Eurocode 2 unterscheidet zwischen Bauteilen mit und ohne rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung. Bei Trägern ist generell eine Mindestquerkraftbewehrung vorzusehen, weshalb bei der vorliegenden Bewehrungskonfiguration in den meisten Fällen streng genommen nur der reine Betonwiderstand (V_c) angesetzt werden darf (unbewehrte Bereiche in Abb. 3.32).

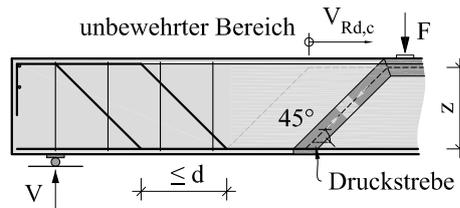


Abb. 3.32: Identifikation von unbewehrten Bereichen in der Versuchskonfiguration durch Ansetzen einer um 45° geneigten Druckstrebe

Lediglich bei den Tests BU145z-3d, BU171z-3d und 4d, BU171ST-3d, SSz, SSz-t, SLz, SLz-t würde eine gedankliche 45° -Druckstrebe ausgehend von der Lasteinleitungsstelle bereits ein Bewehrungselement kreuzen, wodurch das Ansetzen der Stahltraganteile (V_s) berechtigt wäre (kein unbewehrter Bereich nach Abb. 3.32). Die Querkraftbewehrung muss jedoch bei Trägern zu 50 % aus Bügeln bestehen, wodurch keine Anrechnung der Stahltraganteile bei einem Großteil der Träger möglich ist. Nur bei Versuchskörper BU171ST-3d kann die Bügelbewehrung angesetzt werden, jedoch ist der errechnete Widerstand geringer als V_c . Die einzelne Aufbiegung wird zudem vernachlässigt, da der Eurocode 2 keine Regelung für einzelne Aufbiegungen trifft. Bei Platten kann die Querkraftbewehrung vollständig aus aufgebogener Bewehrung bestehen, wenn die Tragfähigkeit der Betondruckstrebe nur zu einem Drittel ausgenutzt ist ($V_{Ed} \leq V_{Rd,max}/3$). Der Eurocode 2 limitiert den horizontalen Abstand von geneigten Bewehrungselementen aber in der Größe der statischen Nutzhöhe ($s_{max} = d$ in Abb. 3.32), während das nationale Anwendungsdokument bei Trägern jedoch eine größere Distanz zulässt ($s_{b,max} = 0,8 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$ und $45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$). Bei den Versuchsplatten SLz, SLz-t können die Stahltraganteile also ebenfalls nicht angesetzt werden.

Im fib Model Code 2010 wird ebenfalls zwischen Bauteilen mit und ohne Querkraftbewehrung unterschieden, womit lediglich die vorgenannten Träger für eine Anrechnung der Stahltraganteile in Frage kommen (keine unbewehrten Bereiche). Prinzipiell wird die Anrechnung von aufgebogenen Stäben zwar zugelassen, jedoch ist lediglich das mittlere Dreiviertel der Aufbiegungen als effektiv anzusehen. Bei Trägern muss ebenfalls mindestens 50% der Querkraftbewehrung aus Bügeln bestehen, um Querkzugkräfte durch Druckstreben übernehmen zu können. Bei Platten werden Querkzugkräfte durch die Querbewehrung aufgenommen. Maximalabstände sind lediglich für Bügel geregelt ($s_{max} = 0,75 \cdot d$). Die Berechnung eines Querkraftanteils ist ebenfalls streng genommen nur für geneigte Bügel geregelt, wobei der Formelapparat zu jenem im Eurocode 2 identisch ist (siehe Gl. 2.4). Der fib Model Code 2010 wird dahingehend interpretiert, dass die Stahltraganteile ebenfalls lediglich bei Versuchskörper BU171ST-3d (jedoch ohne Aufbiegung) angesetzt werden.

Die Berechnung der Widerstände in den Tabellen 3.7, 3.13 und 3.14 erfolgte mit Mittelwerten der Festigkeiten (Tab. 3.4 und 3.10) und ohne Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite ($\gamma_i = 1,0$).

Tab. 3.17: Evaluierung der Versuchsergebnisse aus Abschnitt 3.3 (Plattenstreifen) mit den Modellen nach EC2 (ÖN EN 1992-1-1 2015), MC10 (fib 2013)

Versuchskörper	Test	Bruch	V_{exp} [kN]	EC2	MC10
				V_{exp}/V_R [-]	V_{exp}/V_R [-]
BU000	4d	Q	244,1	1,13	1,26
	3d	Q	265,0	1,23	1,23
BU145	4d	Q	245,0	1,23	1,26
	3d	Q	317,7	1,60	1,47
BU171	4d	Q	294,1	1,41	1,44
	3d	B	467,9	2,24	2,07
BU145z	4d	B	343,9	1,92	1,77
	3d	B	467,2	2,61	2,35
BU171z	4d	Q	342,3	1,91	1,76
	3d	B	439,3	2,45	2,21
BU245	4d	Q	288,8	1,53	1,42
	3d	B	464,0	2,47	2,05
BU171ST	3d	B	451,2	2,26	1,79 ¹
SS1	SSz-t	B	284,9	1,79	1,58
	SS	Q	323,8	1,87	1,68
SS2	SS-t	Q/B	284,3	1,64	1,47
	SSz	B	361,4	2,27	2,00
AM				1,86	1,69
COV				±25 %	±20 %

¹ $V_R = V_s + V_c$ nach LoA III

Die Nachrechnung von Plattenstreifen mit aufgebogenen Längsstäben mit den Regelwerken der Nachrechnungsrichtlinie zeigt, dass aufgrund der zugelassenen Vorschriften, lediglich der Querkraftwiderstand des Betons angerechnet werden kann (außer BU171ST-3d bei MC10). Dadurch wird die aufnehmbare Querkraft innerhalb der Serie massiv unterschätzt (V_{exp}/V_R : AM = 1,86 bei Eurocode 2 bzw. AM = 1,69 bei fib Model Code 2010 in Tab. 3.17). Außerdem verringern die aufgebogenen Stäbe den Längsbewehrungsgrad sukzessive in Richtung des Auflagers und wirken sich daher negativ auf den ermittelten Querkraftwiderstand aus.

Bei der Nachrechnung der Plattenversuche mit dem fib Model Code 2010 wurde im Gegensatz zur Nachrechnung der Versuche an Stahlbetonbalken und Plattenstreifen die rechnerisch wirkende Querkraft im Abstand d von der Lasteinleitungsstelle herangezogen (siehe $V_{exp1,2 m}$ in Tab. 3.18). Dies war notwendig, um das erhöhte Eigengewicht und die günstige Auswirkung auf den Querkraftverlauf der Versuche mit realistischem Gleisoberbau berücksichtigen zu können. Dadurch ergibt sich eine bessere Vorhersage bei den Platten mit einer Reihe von Aufbiegungen (Versuche SL-t, SLo-t in Tab. 3.18). Die Nachrechnung von Platten mit aufgebogenen Längsstäben mit den Regelwerken der Nachrechnungsrichtlinie zeigt, dass aufgrund der zugelassenen Vorschriften, Stahltraganteile bei mehrreihigen

Tab. 3.18: Evaluierung der Versuchsergebnisse aus Abschnitt 3.4 (Platten) mit den Modellen nach EC2 (ÖN EN 1992-1-1 2015), MC10 (fib 2013)

Versuchskörper	Test	Bruch	EC2		MC10	
			$V_{exp(0,0\text{ m})}$ [kN]	$V_{exp(0,0\text{ m})}/V_R$ [-]	$V_{exp(1,2\text{ m})}$ [kN]	$V_{exp(1,2\text{ m})}/V_R$ [-]
SL1	SLz-t	B	3012,2	1,63	2931,0	1,66
	SL-t	Q	2360,8	1,17	2280,8	1,03
SL2	SLzo-t	B	3262,2	1,76	2709,5	1,58
	SLo-t	Q	2685,0	1,33	2214,4	1,03
AM				1,47		1,32
COV				±16 %		±22 %

Aufbiegungen mit großen Abständen nicht angesetzt werden können. Dadurch können auch hier nur sehr konservative Resultate erreicht werden und es werden Tragreserven offensichtlich (Tab. 3.18).

Für die Bewertung der Querkrafttragfähigkeit von bestehenden Plattenbrücken mit den in der Nachrechnungsrichtlinie zugelassenen Modellen können folgende Schlüsse gezogen werden:

- Ein geeignetes Modell zur Berücksichtigung einer einzelnen Aufbiegung am Auflager ist wünschenswert, da Plattenstreifen im Experiment höhere Widerstände im Vergleich zum reinen Betonwiderstand, welcher nach den Modellen anzusetzen ist, zeigten.
- Ein einheitliches Modell zur Berechnung des Querkraftwiderstands bei beliebiger Anzahl an Reihen von aufgebogenen Längsstäben mit verschiedenen Durchmessern bzw. Abständen zwischen Aufbiegungen ist darüber hinaus erstrebenswert, da dies bei der Anwendung der jetzigen Modelle nicht berücksichtigt werden kann.

3.6 Ermittlung der Traganteile auf Basis photogrammetrischer Messungen

In diesem Abschnitt erfolgt eine Evaluierung der Beiträge von verschiedenen Tragmechanismen zu Querkrafttragfähigkeit, welche in Kapitel 2 vorgestellt wurden. Dabei werden photogrammetrische Messungen an der Oberfläche der Versuchskörper aus Abschnitt 3.2 bzw. 3.3 so aufbereitet, dass sie die Eingangsdaten für die in Abschnitt 2.4 beschriebenen konstitutiven Beziehungen liefern und der jeweilige Beitrag zur Querkraftabtragung ermittelt werden kann. Diese Methode wurde bereits von P. Huber, T. Huber et al. (2016) und Cavagnis (2017) erfolgreich angewendet. Diese Auswertung soll Aufschluss über die sich einstellende Risskinematik sowie das Zusammenspiel der verschiedenen Traganteile geben. Darauf gründend, soll die Formulierung eines Modellansatzes in Kapitel 4 erfolgen.

3.6.1 Photogrammetrische Messungen

Wesentlicher Bestandteil der experimentellen Arbeit war die kontinuierliche Messung der Risskinematik des kritischen Schubrisses mit Hilfe der Nahbereichsphotogrammetrie. Der

Vorteil gegenüber konventioneller Messtechnik (induktive Wegaufnehmer, Setzdehnungsmesser) liegt in der flächendeckenden und hochauflösenden Messung, welche zugleich kontinuierlich erfolgen kann (Abb. 3.33c). Dies geschieht berührungslos und verursacht keinen zusätzlichen Aufwand während der Testprozedur. Induktive Wegaufnehmer messen zwar kontinuierlich, jedoch nur punktuell und werden in der Regel erst nach der Lokalisierung eines Risses angebracht, womit ein Teil der Messdaten verloren geht (Abb. 3.33a). Die Anwendung von Setzdehnungsmessern ist mit einem vergleichsweise großen Aufwand bei der Anbringung und der Messdurchführung in den Haltephasen verbunden. Eine flächendeckende Messung ist zwar möglich, jedoch sind Messdaten nur in geringer Auflösung in Abhängigkeit des gewählten Rasters möglich (Abb. 3.33b).

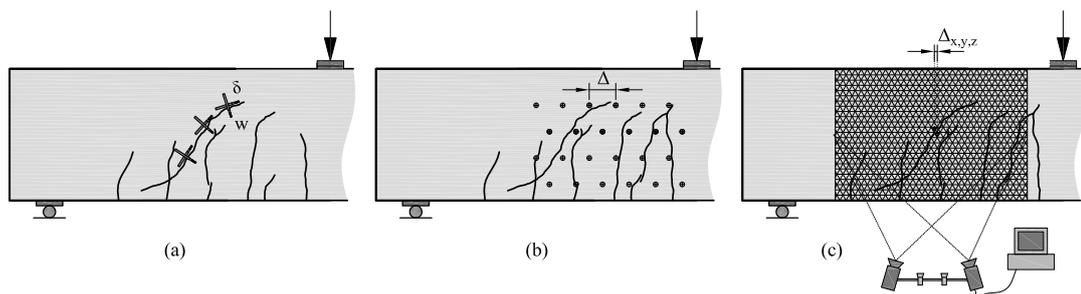


Abb. 3.33: Messtechnik zur Erfassung der Kinematik in Schubrissen: (a) Induktive Wegaufnehmer, (b) Setzdehnungsmesser, (c) Nahbereichsphotogrammetrie

Optische Messungen sind im Bereich der Kontrolle von Fertigungstoleranzen in der Zulieferindustrie für den Flugzeugbau und die Automobilherstellung bereits tägliche Praxis. Die digitale Nahbereichsphotogrammetrie wird jedoch auch vermehrt im bautechnischen Versuchswesen eingesetzt und kommt insbesondere bei der Erfassung der Risskinematik von Schubrissen zur Anwendung (Görtz 2004, Yang 2014, Cavagnis, Ruiz et al. 2015, P. Huber, T. Huber et al. 2016, u.a.). Im Zuge der experimentellen Untersuchungen wurde das photogrammetrische Messsystem ARAMIS 4M der Firma „Gesellschaft für optische Messtechnik (GOM)“ verwendet. Das System besteht aus einer Software für digitale Bildkorrelation (DIC: digital image correlation) und zwei Kameras mit einer Auflösung von vier Megapixel (2352/1728 Pixel). Die maximale Aufzeichnungsrate des Systems beträgt 60 Hertz. Das Prinzip der dreidimensionalen Bildkorrelation ist in Abbildung 3.34 vereinfacht dargestellt und gründet auf der Berechnung eines dreidimensionalen Bilds aufgrund von zwei verschwenkten digitalen Bildaufnahmen. Um die einwandfreie Identifikation von Bildpunkten in beiden Bildern zu ermöglichen, ist ein ausreichender Kontrast der Bilder erforderlich und der Kamerawinkel sowie die Lage der Messeinrichtung im Raum ist entsprechend zu kalibrieren. Die Software ist dann in der Lage, sowohl Verformungen als auch Verzerrungen zu ermitteln. Die Software („GOM-Correlate“ beschrieben in GOM 2016) ermittelt die Bewegungen von gesamten Pixelgruppen (Facetten) und kann Veränderungen der Abstände (Δx und Δz) von einzelnen Facetten durch Bildvergleiche (Tracking) mit den zuvor aufgezeichneten Bildern berechnen (Abb. 3.34b). Darüber hinaus können anhand der Facettenverformungen zugehörige Dehnungszustände analysiert werden (Verformung der Pixel zueinander, rot markiert in Abb. 3.34b). Damit ist es möglich, die Risskinematik (Rissöffnung w und Rissleitung δ) entlang des kritischen Schubrisses und den Dehnungszustand in der ungerissenen Betondruckzone c (Hauptdehnung ε_2 und Richtung der Hauptdehnung φ_2) während der gesamten Versuchszeit aufzuzeichnen.

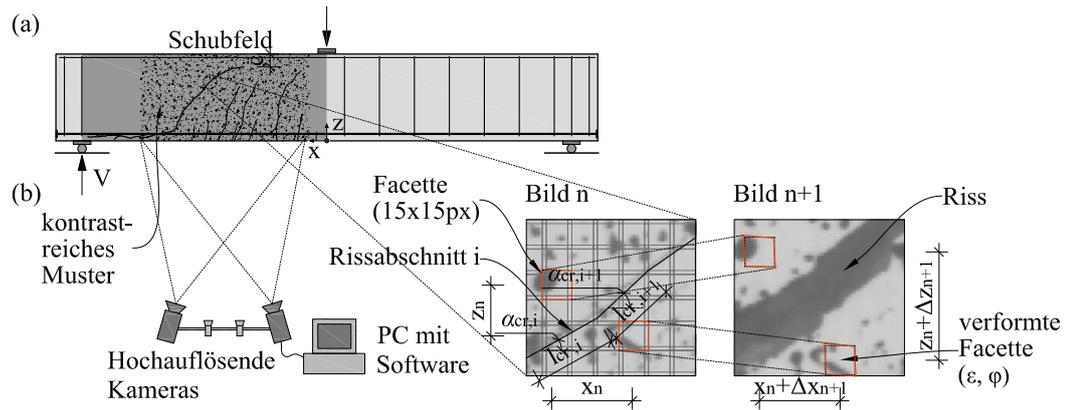


Abb. 3.34: Prinzip der Nahbereichsphotogrammetrie zur Messung von Schubrisen:
 (a) Schubversuch mit kontrastreichem, stochastischem Oberflächenmuster,
 (b) Optisches Messsystem und Vergleich der Bewegung und Verformung zweier Facetten mit Bezug zur vorherigen Stufe "Bild n"

Zur korrekten Anwendung und der Genauigkeit der Systeme wird auf Jesse et al. (2013) und GOM (2016) verwiesen. Die relative Genauigkeit wird mit einer Standardabweichung von 0,01 % vom Hersteller angegeben, wodurch Betondehnungen ausreichend genau bestimmt werden können. Die Größe des Messfelds wurde entsprechend der Bauteilhöhe gewählt, womit eine zugehörige Messfeldbreite von 1,2 m resultiert. Daher ergibt sich eine absolute Genauigkeit von $5 \mu\text{m}$, womit Verformungen in ausreichender Genauigkeit bestimmt werden können. Für die hier angeführte der Bestimmung der Risskinematik im Schubriss wurde eine Facettengröße von $15 \cdot 15$ Pixel (entspricht $7,5 \cdot 7,5$ mm) und ein Facettenabstand von 2 überlappenden Pixeln gewählt. Die Bestimmung der Dehnungen erfolgte mit einer größeren Facettengröße von $50 \cdot 50$ Pixel (entspricht $25 \cdot 25$ mm) und einem Facettenabstand von 3 überlappenden Pixeln. Die Aufzeichnungsrate wurde bei den Stahlbetonbalken (Abschnitt 3.6.3) zwischen 1 bis 2 Hz, und bei den Plattenstreifen (Abschnitt 3.6.4) zum Versagenszeitpunkt zwischen 5 und 10 Hz gewählt.

3.6.2 Beitrag der Tragmechanismen

Die tatsächliche Rissgeometrie des Schubrisses zum Zeitpunkt unmittelbar vor dem Bruch wird im Programm durch ein Polygon angenähert. Die Länge des Rissabschnitts l_{cr} wird im Bereich der Hälfte des maximalen Korndurchmessers d_g gewählt, um lokale Effekte der Rissverzahnung berücksichtigen zu können (wie in Cavagnis 2017). Bei einer Rissabschnittslänge von rund 8 mm ergeben sich 60 bis 100 Rissabschnitte mit einer definierten Länge l_{cr} und einem zugehörigen Winkel zur Horizontalen α_{cr} . Für jeden Rissabschnitt wird eine separate Ermittlung der horizontalen und vertikalen Verschiebung (Δx und Δz) zwischen zwei Punkten auf jedem Rissufer durchgeführt (Abb. 3.34). Die Risskinematik (w und δ) kann mit folgender Formel ermittelt werden (Gl. 3.6).

$$\begin{aligned} w &= \Delta x \cdot \sin \beta_{cr} + \Delta z \cdot \cos \beta_{cr} \\ \delta &= \Delta z \cdot \sin \alpha_{cr} - \Delta x \cdot \cos \alpha_{cr} \end{aligned} \quad (3.6)$$

Wird ein Rissabschnitt von einem Bewehrungsstab gekreuzt, wird die Verformung in Richtung der um den Winkel α_i geneigten Bewehrungsachse (w_s), sowie quer dazu (δ_s) wie folgt ermittelt (Gl. 3.7).

$$\begin{aligned} w_s &= \Delta x \cdot \cos \alpha_i + \Delta z \cdot \sin \alpha_i \\ \delta_s &= \Delta z \cdot \cos \alpha_i - \Delta x \cdot \sin \alpha_i \end{aligned} \quad (3.7)$$

Die Grenzzrissweite, ab der eine Messung als Riss betrachtet wird, ist entsprechend der Genauigkeit des Messsystems zu 0,02 mm gewählt (Riss ist damit garantiert größer als 0,015 mm). Damit ergibt sich oberhalb der Risspitze die zugehörige ungerissene Betondruckzonenhöhe c (siehe Abb. 3.35). Ausgehend von der Risspitze, kann jene Länge l_{ct} ermittelt werden, in welcher noch Zugspannungen übertragen werden können. Diese ergibt sich entsprechend der Modelle in Abschnitt 2.4.4 als die Summe der Rissabschnittslängen bis zu jenem Rissabschnitt, in welchem die Grenzöffnung w_c erreicht wird ($l_{ct} = \sum_j^k l_{cr,i}$ wobei $w_{l_{cr,j}} \leq w_c$ und $w_{l_{cr,k}} \geq 0,02$ mm). Die Verzerrungen der Facetten oberhalb der Risspitze werden durch die Software entsprechend den Beschreibungen in GOM (2016) ermittelt. Je nach Betondruckzonenhöhe c ergeben sich 3 bis 10 Messwerte für die Hauptdehnung ε_2 und Richtung der Hauptdehnung φ_2 .

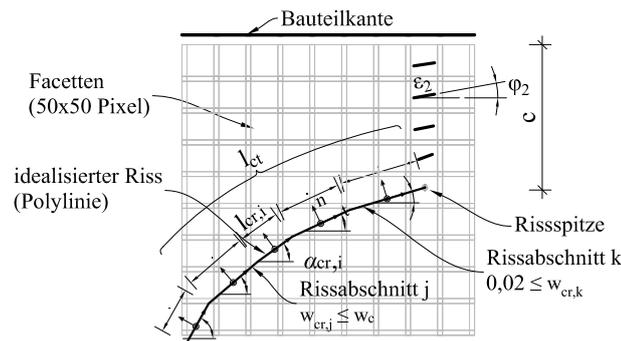


Abb. 3.35: Idealisierung der tatsächlichen Rissgeometrie für den Bereich der Risspitze und Kennzeichnung der Betondruckzonenhöhe c , der Länge l_{ct} und der Dehnungsmessungen (ε_2 , φ_2) in der ungerissenen Betondruckzone

Die optischen Messdaten entlang des kritischen Schubrisses (Rissöffnung w , Rissgleitung δ , Rissweite in Richtung der Bewehrungsachse w_s und quer dazu δ_s), und der Betondruckzone (Hauptdehnung ε_2 , Richtung der Hauptdehnung φ_2 und Höhe der ungerissenen Betondruckzone c) können nun herangezogen werden, um die Anteile an der Querkraftabtragung von verschiedenen Mechanismen zu ermitteln (siehe Abschnitt 2.4). Die verwendeten Formeln, Modelle, Eingangsparameter und erforderlichen Messdaten aus den photogrammetrischen Messungen sind in Tabelle 3.19 zusammengefasst. Dies geschieht folgendermaßen:

- Zur Ermittlung des Beitrags der Querkraftbewehrung aufgrund von Zugwirkung (V_{st}) wird das Zuggurtmodell nach Marti et al. (1998) herangezogen, wobei die Verbundspannung nach Noakowski (1978) ermittelt wird. Dieses erlaubt bei bekannter Rissweite w_s (Gl. 3.7) in Richtung der Bewehrungsachse einen Rückschluss auf die vorhandene Stahlspannung σ_s . Durch das Aufsummieren der vertikalen Anteile für jedes Bewehrungselement im Schubriss, kann auf den Beitrag der Querkraftbewehrung aufgrund der Zugwirkung zum Abtrag von Querkraften geschlossen werden.

Tab. 3.19: Evaluierung der Traganteile von verschiedenen Querkraftmechanismen auf Basis optischer Messungen

Traganteil	Modell	Parameter	Messdaten
Zugwirkung der Querkraftbewehrung V_{st} $V_{st} = \sum V_{st,i} = \sum \frac{\varnothing_s^2 \cdot \pi}{4} \cdot \sigma_{s,i} \cdot \sin \alpha_i$	Zuggurtmodell nach Marti et al. (1998) (Gl.2.13) und Verbundspannung nach Noakowski (1978) (Gl.2.12) für $\sigma_{s,i}$	Betondruckfestigkeit f_c , Fließgrenze der Bewehrung f_y , Stabdurchmesser \varnothing_s , Oberflächenparameter A, N , Winkel der Querkraftbewehrung zur Horizontalen α_i	Öffnung entlang der Bewehrungsachse w_s
Dübelwirkung der Querkraftbewehrung V_{sd} $V_{sd} = \sum V_{sd,i} = \sum V_{F,i} \cdot \cos \alpha_i$	Dübelwirkung nach fib (2013) (Gl.2.17) basierend auf Randl (2007) für $V_{F,i}$	Betondruckfestigkeit f_c , Fließgrenze der Bewehrung f_y , Stabdurchmesser \varnothing_s ,	Versatz δ_s , Normalspannung σ_s
Rissverzahnung V_{ag} $V_{ag} = b \cdot \left(\int_{t=0}^{l_{cr}} \tau_{ag} \cdot \sin \alpha_{cr}(t) \cdot dt - \int_{t=0}^{l_{cr}} \sigma_{ag} \cdot \cos \alpha_{cr}(t) \cdot dt \right)$	Spannungen aufgrund Rissverzahnung nach fib (2013) (Gl. 2.20) nach J. C. Walraven (1981) für σ_{ag} und τ_{ag}	Betondruckfestigkeit f_c , Effektivitätsfaktor der Gesteinskörnung C_f , Bauteilbreite b_w	Rissöffnung w , Rissgleitung δ , Risslänge l_{cr} , Winkel des Risses zur Horizontalen α_{cr}
Dübelwirkung V_{da} $\max(V_{da} = 1,72 \cdot b_n \cdot \varnothing_s \cdot f_c^{1/3}; V_{da} = \frac{1}{f} \cdot \sqrt{\frac{\delta \cdot I_v}{0,45}})$	Elastisch gebetteter Stab nach Baumann et al. (1970)	Betondruckfestigkeit f_c , Stabdurchmesser der Längsbewehrung \varnothing_s , Nettobreite des Betons zwischen den Stäben der Längsbewehrung b_n , Trägheitsmoment der Bewehrung und des Betons unterhalb I_v ,	Abstand zur nächsten Stützung f , relativer Versatz bei Dübelanriss δ
Rissübergreifende Zugspannungen V_{ct} $V_{ct} = b \left(\int_{t=0}^{l_{ct}} \sigma_{ct} \cdot \cos \alpha_{cr}(t) \cdot dt \right)$	Bi-Lineares Nachbruchverhalten von Beton fib (2013) (Gl. 2.29) basierend auf dem Nachbruchverhalten nach Hordijk (1992) für σ_{ct}	Bruchenergie G_F , Betonzugfestigkeit f_{ct} , Bauteilbreite b_w	Rissöffnung w , Risslänge l_{cr} , Winkel des Risses zur Horizontalen α_{cr}
Geneigte Druckgurtkraft V_{cc} $V_{cc} = b_w \int_0^c \sigma_c \cdot \sin \varphi_2 \cdot dz$	Nichtlineares Spannungs-Dehnungsbeziehung für Beton unter Druckbeanspruchung nach ÖN EN 1992-1-1 (2015) (Gl. 2.33 für σ_c)	Betondruckfestigkeit f_c , Mittlerer Elastizitätsmodul als Sekante E_{cm} , Bauteilbreite b_w	Hauptdehnung ε_2 und Richtung der Hauptdehnung φ_2 , Höhe der ungerissenen Betondruckzone c

- Zur Ermittlung des Beitrags der Querkraftbewehrung aufgrund von Dübelwirkung (V_{sd}) wird das Modell nach fib (2013) herangezogen, welches auf den Untersuchungen von Randl (2007) gründet. Dieses erlaubt bei bekanntem Rissversatz δ_s (Gl. 3.7) quer zu der Bewehrungsachse und unter Berücksichtigung der ermittelten Stahlspannung σ_s (siehe Punkt 1) einen Rückschluss auf die vorhandene Dübelkraft V_F . Durch das Aufsummieren der vertikalen Anteile für jedes Bewehrungselement im Schubriss, kann auf den Beitrag der Querkraftbewehrung aufgrund der Dübelwirkung zum Abtrag von Querkraften geschlossen werden.
- Die Beiträge aufgrund von Rissverzahnung (V_{ag}) werden mit den linearisierten Zusammenhängen (fib 2013) des Zweiphasenmodells nach J. C. Walraven (1981) ermittelt. Dadurch können ausgehend von der Rissöffnung und -gleitung (w und δ) für jeden Rissabschnitt die übertragenen Spannungen ermittelt werden. Durch das Aufsummieren der vertikalen Anteile für jeden Rissabschnitt im Schubriss, kann auf den Beitrag der Rissverzahnung zum Abtrag von Querkraften geschlossen werden.
- Den Beitrag der Dübelwirkung der Längsbewehrung (V_{da}) wird mit dem Modell nach Baumann et al. (1970) ermittelt. Das Modell gründet auf der Annahme einer elastischen Bettung der Bewehrungsstäbe durch den Beton. Nach dem Erreichen eines Versatzes der Rissufer von 0,08 mm (Kontrolle durch die optischen Messungen) gibt

das Modell eine konstante Tragwirkung des Dübels vor, außer es ist eine Stützung in der Nähe (Abstand f), wodurch sie gesteigert werden kann.

- Der Beitrag der übertragbaren Zugspannungen an der Risspitze (V_{ct}) wird anhand dem Nachbruchverhalten unter Zugbeanspruchung nach fib Model Code 2010 (fib 2013), welches auf den Untersuchungen von Hordijk (1992) gründet, ermittelt. Damit können ausgehend von der Rissöffnung (w) für jeden Rissabschnitt die übertragenen Zugspannungen ermittelt werden. Durch das Aufsummieren der vertikalen Anteile für jeden Rissabschnitt im Schubriss, kann auf den Beitrag der Betonzugspannungen an der Risspitze zum Abtrag von Querkraften geschlossen werden.
- Zur Ermittlung des Beitrags einer geneigten Kraftkomponente im Druckgurt (V_{cc}) wird die nicht-lineare Spannungs-Dehnungslinie nach Eurocode 2 (ÖN EN 1992-1-1 2015) herangezogen. Unter Verwendung der gemessenen Hauptdehnungen ε_2 oberhalb der ungerissenen Betondruckzone werden so die Spannungen ermittelt. Die vertikalen Anteile können mit der gemessenen Hauptdehnungsrichtung φ_2 berechnet werden und ergeben jenen Querkraftbeitrag, welcher über die geneigte Druckgurtkomponente übertragen wird.

3.6.3 Stahlbetonbalken

Diese Ergebnisse wurden bereits in T. Huber, P. Huber und Kollegger (2019) veröffentlicht, wobei der Erstautor neben der Konzeption und Versuchsdurchführung, auch die in diesem Abschnitt vorgestellte Auswertung vorgenommen hat.

Die Ermittlung der Beiträge von verschiedenen Querkraftkomponenten erfolgt zum Zeitpunkt der maximal übertragenen Querkraft im Experiment (V_{max}) und es werden die assoziierten optischen Messungen herangezogen. Die zugehörigen optischen Messdaten sind im Anhang B gelistet und die Risskinematik in Abbildung 3.9 visualisiert. Dabei werden ausschließlich die Ergebnisse für die Risse mit der Bezeichnung „C1“ in Abbildung 3.9 präsentiert. Dies ist nicht zwingendermaßen der zum Versagen führende Schubriss, sondern lediglich der zum Zeitpunkt V_{exp} maßgebende. Zum Teil trat das Versagen nach Erreichen von V_{exp} an anderen Stellen auf oder der Schubriss ist nur ein Teil des abgeschlossenen Rissbilds beim Bruch, da sich mehrere Risse verbunden haben. Der applizierte Faktor zur Berücksichtigung des Bruchs der Gesteinskörnung in den Rissflächen (C_f) für Gleichung 2.19 wird anhand der Analyse der Push-Off-Testergebnisse gewählt (Tab. 3.1). Sonstige erforderliche Materialparameter für die Gleichungen in Tabelle 3.19 werden aus Tabelle 3.1 übernommen.

Die Ergebnisse der Evaluation von verschiedenen Tragmechanismen auf Basis von optischen Messungen sind in Abbildung 3.36 und Tabelle 3.20 dargestellt. Durch Aufsummieren der Anteile ($\sum V_i$) kann ein Vergleich mit der gemessenen Querkraft (V_{max}) durchgeführt werden, um die Plausibilität und Qualität der Auswertung zu überprüfen. Die identifizierten Beiträge der verschiedenen Querkrafttragmechanismen lassen folgende Schlüsse zu:

- Die Auswertung liefert plausible Resultate, wie der Vergleich mit den Versuchslasten zeigt ($\sum V_i/V_{max}$: Mittelwert = $1,00 \pm 22\%$). Wie schon in P. Huber (2016) und Cavagnis (2017) gezeigt wurde, kann anhand einer solchen Auswertung das Tragverhalten von Stahlbetonbalken auch in diesem Fall gut analysiert werden. Im Vergleich

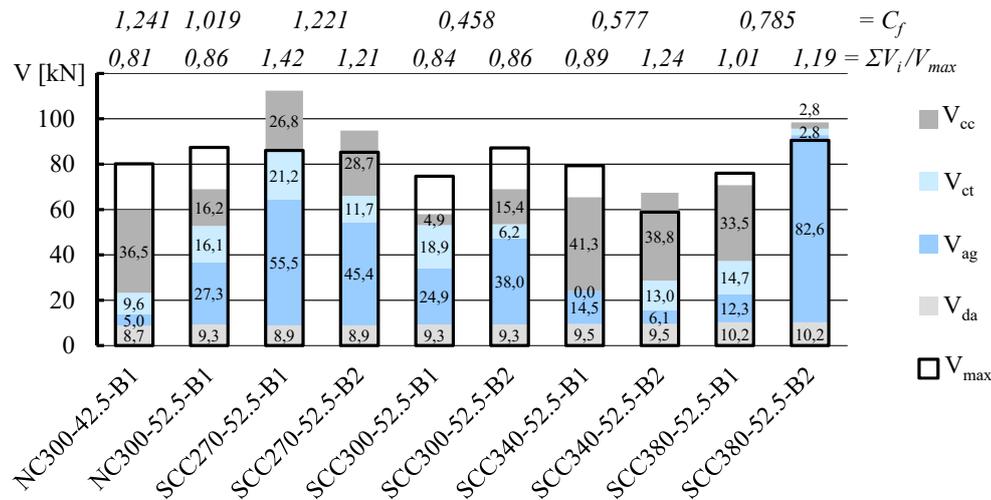


Abb. 3.36: Ergebnisse der Evaluierung der Traganteile von verschiedenen Querkraftmechanismen auf Basis optischer Messungen: V_{ag} und V_{ct} (fib 2013), V_{da} (Baumann et al. 1970), V_{cc} (ÖN EN 1992-1-1 2015)

zu den vorgenannten Arbeiten wurden andere Modelle zur Ermittlung der Beiträge verwendet, wobei auch im Zuge dieser Arbeit mehrere Modelle verglichen wurden und lediglich die geeignetste Kombination präsentiert wird.

- Der Anteil der Rissverzahnung (V_{ag}) ist massiv abhängig vom Rissbild. Steile Rissabschnitte (α_{cr}) zeigen höhere Traganteile aufgrund von Rissverzahnung, was durch die Rotation des Schubrisses um die Risspitze und die dadurch entstehende Kinematik (w und δ) erklärt werden kann (siehe auch Abschnitt 3.2.4). Öffnet sich der Riss nun in der Mitte des Schubfelds, ist auch die Steigung an dieser Stelle geringer, als z.B. an der Lasteinleitung. Obwohl innerhalb der Serie Betonträger mit derselben Betonmischung getestet wurden, hatten sie doch unterschiedliche Querkrafttragfähigkeiten. Die Träger mit der geringen Tragfähigkeit im Vergleich zu ihrem Pendant zeigten zugleich auch geringere Beiträge der Rissverzahnung (SCC270-52.5-B2, SCC300-52.5-B1, SCC340-52.5-B2) und ein ausgeprägter Riss war im Bereich der Lasteinleitung zu finden. Außerdem konnte die besonders hohe Tragfähigkeit von Versuchsbalken SCC380-52.5-B2 einem ebenfalls außergewöhnlich hohen Beitrag der Rissreibung zugeordnet werden. In der vorliegenden Serie beträgt der Anteil der Rissverzahnung V_{ag} an V_{max} durchschnittlich 43 %.
- Die Ausprägung einer geneigten Kraft im Betondruckgurt (V_{cc}) ist ebenfalls massiv vom Rissbild abhängig. Anhand der Evaluierung kann gezeigt werden, dass dieser Anteil vor allem bei Trägern mit geringem Anteil der Rissverzahnung ausgeprägt ist (NC300-42.5-B1, SCC340-52.5-B1, SCC340-52.5-B2, SCC380-52.5-B1). Diese Anteile tauschen sich, wie auch in Cavagnis (2017) gezeigt, in etwa ab. Versuchsbalken SCC340-52.5-B1 hatte eine ausgeprägte Kinematik und es kam zwischenzeitlich zu einem Bruch (schlagartige Zunahme der Rissöffnung mit Kraftabfall), wobei hier eine Umlagerung auf die bereits zum Zeitpunkt V_{max} vorhandene Druckstrebe möglich war. Die anderen Versuchsbalken mit hohem Beitrag der geneigten Druckgurtkraft zeichnen sich durch vergleichsweise große Höhen der Betondruckzone zum Zeitpunkt V_{max} aus (NC300-

42.5-B1, SCC340-52.5-B2, SCC380-52.5-B1). In der vorliegenden Serie beträgt der Anteil der geneigten Druckgurtkomponente V_{cc} an V_{max} durchschnittlich 32 %.

- Die Anteile von übertragenen Zugspannungen im Bereich der Rissspitze (V_{ct}) und der Dübelwirkung (V_{da}) an der Gesamtlast V_{max} sind innerhalb der Serie nahezu identisch. Sie stellen hier nur einen kleinen, jedoch nicht zu vernachlässigenden Anteil bei der Übertragung von Querkraften dar (durchschnittlich 26 %, wobei V_{da} : 11 % und V_{ct} : 15 %).

Tab. 3.20: Evaluierung der Traganteile verschiedener Querkraftmechanismen bei Stahlbetonbalken auf Basis optischer Messungen

Versuch	Bruch	V_{ag} ¹ [kN]	V_{da} ² [kN]	V_{ct} ³ [kN]	V_{cc} ⁴ [kN]	ΣV_i [kN]	V_{max} [kN]	$\Sigma V_i/V_{max}$ [-]
NC300-42.5-B1	Q	5,0	8,7	9,6	36,5	59,1	73,4	0,81
NC300-52.5-B1	Q	27,3	9,3	16,1	16,2	68,6	80,1	0,86
SCC270-52.5-B1	Q	55,5	8,9	21,2	26,8	111,8	78,9	1,42
SCC270-52.5-B2	Q	45,5	8,9	11,7	28,7	84,3	68,2	1,21
SCC300-52.5-B1	Q	24,9	9,3	18,9	4,9	57,6	68,5	0,84
SCC300-52.5-B2	Q	38,0	9,3	6,2	15,4	68,5	79,9	0,86
SCC340-52.5-B1	Q	14,5	9,5	- *	41,3	64,7	72,7	0,89
SCC340-52.5-B2	Q	6,1	9,5	13,0	38,8	66,8	54,0	1,24
SCC380-52.5-B1	Q	12,3	10,2	14,7	33,5	70,3	69,7	1,01
SCC380-52.5-B2	Q	82,6	10,2	2,8	2,8	98,0	83,0	1,11
AM								1,00
COV								22%

¹ nach fib (2013) ² nach Baumann et al. (1970) ³ nach fib (2013)

⁴ nach ÖN EN 1992-1-1 (2015) * keine Messergebnisse vorhanden

3.6.4 Plattenstreifen

Die Ermittlung der Beiträge von verschiedenen Querkraftkomponenten erfolgt zum Zeitpunkt der maximal übertragenen Querkraft im Experiment (V_{max}) und es werden die assoziierten optischen Messungen herangezogen. Die zugehörigen optischen Messdaten sind im Anhang B gelistet und die Risskinematik in Abbildung 3.15 und 3.18 visualisiert. Dabei werden ausschließlich die Ergebnisse für die Risse mit der Bezeichnung „C1“ in Abbildung 3.15 präsentiert. Dies ist bei Querkraftversagen (Q in Tab. 3.21) der zum Versagen führende Schubriss oder der zum Zeitpunkt V_{max} am weitesten entfernte Riss bei Biegeversagen (B in Tab. 3.21). Der applizierte Faktor zur Berücksichtigung des Bruchs der Gesteinskörnung in den Rissflächen (C_f) für Gleichung 2.19 wird zu 1,0 gewählt. Für die Dübelwirkung der Querkraftbewehrung wurde δ_{max} mit $0,15 \cdot \emptyset$ und $\kappa_{2,max}$ zu 1,6 gewählt. Sonstige erforderliche Materialparameter für die Gleichungen in Tabelle 3.19 werden aus Tabelle 3.4 übernommen.

Im Gegensatz zu den Stahlbetonbalken konnten bei den Plattenstreifen zum Teil unterschiedliche Rissbilder an beiden Außenflächen beobachtet werden. Die Gründe hierfür werden zum einen in der großen Breite ($b = 400$ mm), als auch in der nicht symmetrischen Ausführung der Aufbiegungen vermutet. Konkret wurde dieses Verhalten bei den Trägern BU171-4d, BU171z-4d, SSz und SSz-t beobachtet (siehe Abb. 3.38). Das sind zugleich

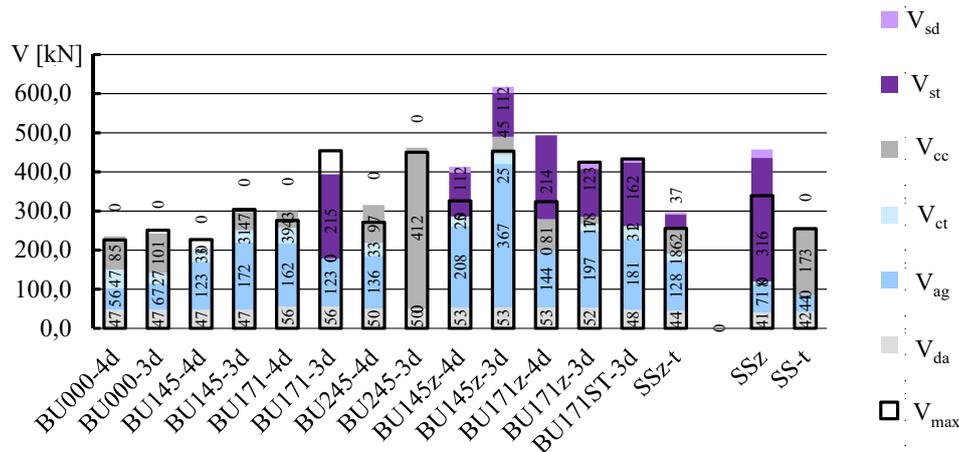


Abb. 3.37: Ergebnisse der Evaluierung der Traganteile von verschiedenen Querkraftmechanismen auf Basis optischer Messungen: V_{ag} , V_{sd} und V_{ct} (fib 2013), V_{da} (Baumann et al. 1970), V_{cc} (ÖN EN 1992-1-1 2015), V_{st} (Marti et al. 1998) und Noakowski 1978)

auch jene Versuche, wo eine zweite Aufbiegung nah an der Lasteinleitungsstelle vorgesehen war. Die Summe der ermittelten Traganteile ist im Vergleich zu den experimentell festgestellten Querkraftwiderständen wesentlich höher und die Auswertung war daher nicht in gleichem Maße zufriedenstellend. Bei Träger BU171-4d und SSz-t konnte durch eine wiederholte Auswertung durch einen an die andere Seite angepassten Rissverlauf (ohne „Höcker“) ein plausibleres Ergebnis erzielt werden. Bei den Versuchen BU171z-4d und SSz war der generelle Rissverlauf leider zu unterschiedlich, womit die falschen Vorhersagen in die statistische Auswertung in Tabelle 3.21 als Ausreißer übernommen werden. Versuch SS wird exkludiert, da keine Messungen in der Druckzone vorhanden waren, dem Mechanismus der geeigneten Druckgurtkomponente aber aufgrund des Rissbilds eine bedeutende Rolle beim Querkraftabtrag zugeschrieben wird. Träger BU145z-3d zeigt eine Besonderheit durch die nachträgliche Schließung des evaluierten Risses, was zu einem ungewöhnlich hohen Beitrag der Rissverzahnung führt.

Die Ergebnisse der Evaluation von verschiedenen Tragmechanismen auf Basis von optischen Messungen sind in Abbildung 3.37 und Tabelle 3.21 dargestellt. Durch Aufsummieren der Anteile ($\sum V_i$) kann ein Vergleich zur gemessenen Querkraft (V_{max}) durchgeführt werden, um die Plausibilität und Qualität der Auswertung zu überprüfen. Die identifizierten Beiträge der verschiedenen Querkrafttragmechanismen lassen folgende Schlüsse zu:

- Die Auswertung liefert plausible Resultate, wie der Vergleich mit den Versuchslasten zeigt ($\sum V_i/V_{max}$: Mittelwert = $1,11 \pm 16\%$). Wie schon in Campana et al. (2013) und in P. Huber, T. Huber et al. (2016) gezeigt wurde, kann anhand einer solchen Auswertung das Tragverhalten von Stahlbetonbalken mit Querkraftbewehrung auch in diesem Fall gut analysiert werden. Im Zuge dieser Arbeit wurden mehrere Modelle verglichen und lediglich die geeignetste Kombination wird präsentiert.
- Der Anteil der Rissverzahnung (V_{ag}) ist bei der vorliegenden Testreihe der wesentlichste Traganteil (im Mittel 41 % an der Gesamtlast). Es konnte abermals demonstriert

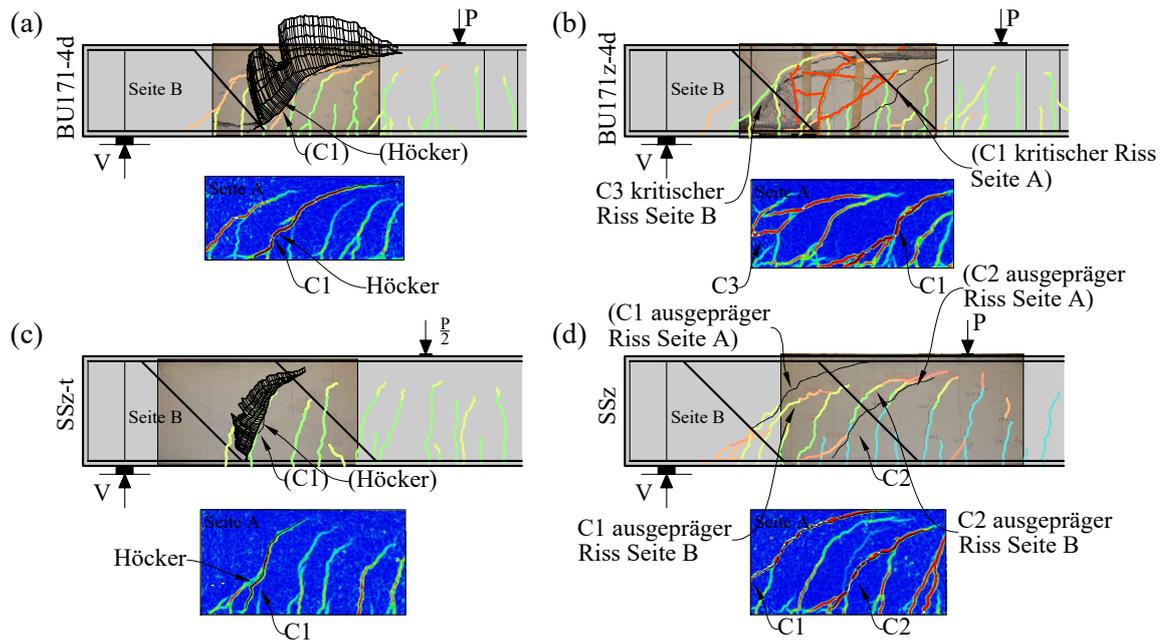


Abb. 3.38: Unterschiedliche Rissbilder an Vorder- und Rückseite für Träger: (a) BU171-4d, (b) BU171z-4d, (c) SSz-t, (d) SS-t

werden, dass der Traganteil vermindert wird, wenn zugleich der Anteil des geneigten Druckgurts ausgeprägt ist (BU245-3d, BU171ST-3d, SS, SS-t).

- Die Ausprägung einer geneigten Kraft im Betondruckgurt (V_{cc}) ist bei einem Schubriss nahe der Lasteinleitungsstelle am wahrscheinlichsten. Dort kann sich eine direkte Druckstrebe zwischen der Lasteinleitungsfläche und dem unteren Biegepunkt der Aufbiegung bilden. Dies war bei mehreren Trägern innerhalb der Testreihe mit geringer Schubschlankheit (3d) der Fall (BU245-3d, BU171ST-3d, SS, SS-t). Diese Druckstrebe wird begleitet von Dübelrissen und einer Ablösung der unteren Betondeckung. Bezogen auf die gesamte Versuchsreihe macht dieser Anteil durchschnittlich 23 % an der Gesamtlast (V_{max}) aus.
- Die vorliegende Testreihe zeigt, dass die aufgebogene Längsbewehrung ($V_{st} + V_{sd}$) gemeinsam mit den anderen Tragmechanismen wirken kann. Dies ist sowohl bei gleichzeitigem Wirken der Rissverzahnung (V_{ag} bei BU171-3d, BU171z-4d, BU171z-3d, SS-z) als auch neben einer ausgeprägten Druckgurtkomponente möglich (V_{cc} bei BU171ST-3d). Die Anteile beschränken sich bei der vorliegenden Testreihe auf ca. 46 %, wobei nur Risse herangezogen wurden, in welchen auch eine Aufbiegung gekreuzt wurde. Der Anteil der Dübelwirkung ist dabei verschwinden klein (3 %). Es konnte kein Träger, in dem eine Querkraftbewehrung gekreuzt wurde bis zu einem Querkraftversagen belastet werden (Ausnahme BU171z-4d). Das Querkraftversagen bei BU171z-4d geschah jedoch in Kombination mit einem Biegeversagen (Fließen der Längsbewehrung) und der Bruch trat an beiden Trägerseiten an unterschiedlichen Stellen auf (Abb. 3.38b).
- Die jeweiligen Anteile von übertragenen Zugspannungen im Bereich der Risspitze (V_{ct}) und von der Dübelwirkung der Längsbewehrung (V_{da}) sind innerhalb der Serie

nahezu identisch. Aufgrund der aufgetretenen massiven Dübelrisse wird entgegen dem angewendeten Modell nach Baumann et al. (1970) vermutet, dass keine konstant wirkende Dübelloast wirkt. Eine Betrachtung eines eingespannten Stabes scheint für diesen Fall geeigneter, wobei eine ähnliche Betrachtung mit der zweiten Formel für die Dübelwirkung möglich ist (Gl. 2.25 nach Baumann et al. 1970). Diese prognostiziert wesentlich kleinere Werte (ca. 50 % von V_{da} nach Gl. 2.24). Der Anteil der Zugspannungen im Bereich der Risspitze konnte nicht bei allen Trägern identifiziert werden. Es kann jedoch gezeigt werden, dass dieser bei den anderen Trägern nahezu konstant ist (ca. 10% an V_{max}). Zusammen stellen die beiden Tragmechanismen nur einen kleinen, jedoch nicht zu vernachlässigenden Anteil bei der Übertragung von Querkraften dar (durchschnittlich 26%, wobei V_{da} : 16% und V_{ct} : 10%). Der Anteil der Dübelwirkung ist bei der Serie der Plattenstreifen im Vergleich zu den Stahlbetonbalken (Abb. 3.20) höher, da die Stababstände der Längsbewehrung und damit die Betonfläche zwischen den Stäben größer ist. Der Anteil der rissübergreifenden Zugspannungen wird aufgrund der größeren Bauteilhöhe und den damit einhergehenden ausgeprägteren Rissöffnungen geringer.

Tab. 3.21: Evaluierung der Traganteile verschiedener Querkraftmechanismen bei Plattenstreifen auf Basis optischer Messungen

Versuch	Bruch	V_{ag} ¹ [kN]	V_{da} ² [kN]	V_{ct} ¹ [kN]	V_{cc} ³ [kN]	V_{st} ⁴ [kN]	V_{sd} ¹ [kN]	ΣV_i [kN]	V_{max} [kN]	$\Sigma V_i/V_{max}$ [-]
BU000-4d	Q	55,7	47,4	47,2	84,7	-	-	235,0	226	1,04
BU000-3d	Q	66,8	47,4	27,2	100,8	-	-	242,3	251	0,97
BU145-4d	Q	122,5	47,4	33,0	(-14,9)	-	-	202,9	227	0,89
BU145-3d	Q	171,7	47,4	31,3	47,0	-	-	297,4	304	0,98
BU171-4d	Q	161,9	56,1 ⁵	38,7	42,6	-	-	299,3	276	1,08
BU171-3d	B	122,5	56,1 ⁵	-*	-*	393,8	0,0	503,1	454	0,87
BU245-4d	Q	135,6	49,8	32,8	96,8	-	-	315,1	271	1,16
BU245-3d	B	0,0	49,8 ⁵	-*	411,8	-	-	461,6	450	1,03
BU145z-4d	B	207,8	53,5	24,5	(-12,8)	112,3	14,7	412,7	326	1,27
BU145z-3d	B	366,6	53,5 ⁵	24,7	44,8	111,9	15,8	617,3	453	1,36
BU171z-4d	Q/B	144,3	53,5 ⁵	-*	81,2	214,4	0,0	493,3	324	1,52
BU171z-3d	B	196,7	52,1 ⁵	17,4	18,4	122,8	15,0	422,4	425	0,99
BU171ST-3d	B	181,3	47,5	30,8	261,7	120,4	12,7	437,0	433	1,01
SSz-t	Q	128,4	44,3	18,0	62,4	37,1	6,6	296,8	255	1,16
SSz	Q	71,4	40,7	7,6	-*	316,1	21,2	457,0	339	1,35
SS-t	Q	44,4	41,8 ⁵	-*	173,0	-	-	259,1	255	1,02
AM										1,15
COV										±16 %

¹ nach fib (2013) ² nach Baumann et al. (1970) ³ nach ÖN EN 1992-1-1 (2015) ⁴ nach Marti et al. (1998) und Noakowski (1978) ⁵ Ausgeprägter Dübelriss * keine Messergebnisse vorhanden

Kapitel 4

Modell des potentiellen Schubrisses zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonplatten mit Aufbiegungen

4.1 Allgemeines

Die Nachrechnung der in Kapitel 3 vorgestellten Versuche an Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung mit bestehenden normativen Bemessungsansätzen für die Querkrafttragfähigkeit hat gezeigt, dass diese gut prognostiziert werden konnten (Abschnitt 3.5.1). Hingegen wurde durch die Nachrechnung der in Kapitel 3 vorgestellten Versuche an Balken und Platten mit Aufbiegungen unter Anwendung der bestehenden normativen Bemessungsansätzen für die Querkrafttragfähigkeit offensichtlich, dass zusätzliche Tragreserven vorhanden sind (Abschnitt 3.5.2). Zusätzlich konnte anhand der Analyse von Schubrissen auf Basis von optischen Messungen in Abschnitt 3.6.4 gezeigt werden, dass die Traganteile von Beton und aufgebogenen Stahleinlagen überlagert werden können, was laut den Modellen im Eurocode 2 nicht möglich ist. Darüber hinaus wurden im Kapitel 2 die aufgrund der Normenentwicklung typischen Bauweisen festgestellt (Abschnitt 2.1) und die unzureichende Anwendbarkeit des Eurocode 2 auf diese Bauwerke diskutiert (Abschnitt 2.3 und 3.5.2). Daher wird nachfolgend ein Berechnungsansatz entwickelt, welcher basierend auf den Erkenntnissen aus Kapitel 2 und 3 das Schubtragverhalten von bestehenden Plattenbrücken mit Aufbiegungen realistisch wiedergeben kann. Das vorgestellte Nachweismodell wird nachfolgend als „Modell des potentiellen Schubriss“ (PSC-Modell; potential shear crack) bezeichnet.

4.2 Nachweisführung

4.2.1 Ermittlung des Querkraftwiderstands

Aufgrund der fehlenden Regeln für die Ausführung der aufgebogenen Längsstäbe betreffend der Anzahl und Abstände, sind in der Praxis zahlreiche Ausführungsformen zu erwarten (Kapitel 2.1). Um diesen Umständen gerecht zu werden, wird zur Bewertung des Widerstands ein diskreter Riss mit der idealisierten Neigung β_{cr} angenommen, welcher je nach Kontrollschnitt (CS; control section) durch das Bauteil verschoben werden kann (Abb. 4.1a). So ist für jeden potentiellen Schubriss der Widerstand zu ermitteln und ein Nachweis zu führen.

Bei Plattenbrücken sind die aufgebogenen Längsstäbe in der Regel lediglich im Auflagerbereich angeordnet, womit keine durchgehende Querkraftbewehrung vorhanden ist

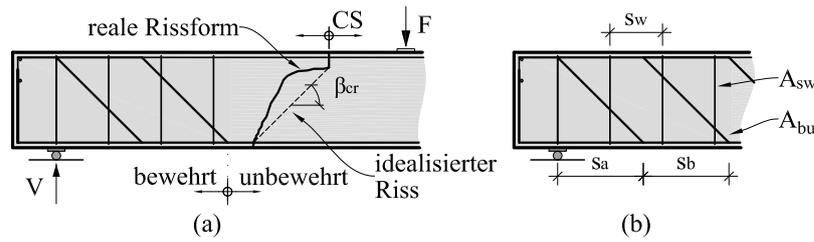


Abb. 4.1: Modellannahme eines idealisierten Schubrisses mit der idealisierten Neigung β_{cr} :
 (a) Verschieben eines idealisierten Schubrisses mit der Rissneigung β_{cr} , (b) Abstände der Querkraftbewehrungselemente

(Kapitel 2). Deshalb wird das Bauteil für die Nachrechnung je nach vorhandener Querkraftbewehrung in bewehrte und unbewehrte Bereiche unterteilt (Abb. 4.1a). Es muss stets überprüft werden ob im Bauteil Bereiche mit der Länge $z \cdot \cot \beta_{cr}$ existieren, in denen kein Bewehrungselement gekreuzt wird. Ist dies der Fall, sollte dort lediglich der Betonwiderstand angesetzt werden (siehe Abschnitt 4.3). Schneidet nun ein idealisierter Schubriss einen aufgebogenen Längsstab, so ist das in dieser Arbeit entwickelte Querkraftmodell für aufgebogene Längsstäbe anzuwenden, um den Widerstand zu ermitteln (siehe Abschnitt 4.4).

4.2.2 Idealisierte Rissneigung des potentiellen Schubrisses

Görtz (2004) formulierte auf Basis der Auswertung einer Datenbank bestehend aus Schubtests von Stahl- und Spannbetonbalken einen Zusammenhang zwischen der festgestellten idealisierten Rissneigung β_{cr} , dem mechanischen Querkraftbewehrungsgrad ($\omega_{w,ct} = \rho_w \cdot f_{yk} / f_{ctm}$) und der vorhandenen Normalspannung σ_{cp} . Die Abhängigkeit des Risswinkels von diesen Größen wird in Cladera et al. (2014) und Herbrand (2017) bestätigt. In Hegger et al. (2014) wurde dieser Zusammenhang für die Nachrechnung von Bestandstragwerken adaptiert und in Herbrand (2017) durch die Einführung von charakteristischen Materialkennwerten ergänzt (Gl. 4.1).

$$\cot \beta_{cr} = 1,2 + \frac{f_{ck}}{150 \cdot \rho_w \cdot f_{yk}} - 2,4 \cdot \sigma_{cp} \leq 2,25 \quad (4.1)$$

mit der charakteristischen Betondruckfestigkeit f_{ck} , dem Querkraftbewehrungsgrad ρ_w , der charakteristischen Fließgrenze der Querkraftbewehrung f_{yk} und der Normalspannung aufgrund einer Vorspannung σ_{cp} .

Im Falle einer kombinierten Querkraftbewehrung, bestehend aus Bügeln und aufgebogenen Längsstäben wird vorgeschlagen, den Querkraftbewehrungsgrad $\bar{\rho}_w$ abweichend zum Eurocode 2 ($\rho_w = A_s / (b_w \cdot s \cdot \sin \alpha)$) nach Gleichung 4.2 zu berechnen. Damit wird sichergestellt, dass die aufgebogenen Längsstäbe lediglich durch ihre Tragwirkung vertikaler Richtung auf die den Bügel entsprechende Wirkungsfläche bezogen wird. Beim Vorhandensein einer einzelnen Reihe von Aufbiegungen kann die nächste Stützung einer Druckstrebe nur am Auflagerpunkt erfolgen. In diesem Fall wird s_b als Abstand des Biegepunkts der Aufbiegung auf der Zugseite des Bauteils bis zum Auflager interpretiert (s_a in Abb. 4.1b).

$$\bar{\rho}_w = \bar{\rho}_{bu} + \rho_{sw} = \frac{A_{bu} \cdot \sin \alpha}{s_b \cdot b} + \frac{A_{sw}}{s_w \cdot b} \quad (4.2)$$

mit dem horizontalen Abstand der Bügelbewehrung s_w bzw. der aufgebogenen Längsstäbe s_b , der Bewehrungsfläche je Reihe der Bügelbewehrung A_{sw} bzw. der aufgebogenen Längsstäbe A_{bu} , dem Winkel der aufgebogenen Längsstäbe zur Horizontalen α und der Bauteilbreite b .

Unter Berücksichtigung von Gleichung 4.2 kann Gleichung 4.1 modifiziert werden. Für die Versuchsnachrechnung kann der im fib Model Code beschriebene Zusammenhang zwischen charakteristischem Wert der Druckfestigkeit und dem Mittelwert verwendet werden: $f_{ck} = f_{cm} - 8$.

$$\cot \beta_{cr} = 1,2 + \frac{f_{ck}}{150 \cdot (\bar{\rho}_{bu} \cdot f_{ybu} + \rho_{sw} \cdot f_{yw})} - 2,4 \cdot \sigma_{cp} \leq 2,25 \quad (4.3)$$

4.3 Querkraftwiderstand des Betons

4.3.1 Grundlagen

Zur Bestimmung des Betonwiderstands wird der Ansatz nach Cavagnis (2017) herangezogen (Gl. 4.4). Der Ansatz gründet auf einem mechanischen Modell, welches mit den Überlegungen der Critical Shear Crack Theory (Muttoni et al. 2008) übereinstimmt. Das Modell wurde durch ein umfassendes Testprogramm inklusive der Auswertung von optischen Messungen hergeleitet.

$$V_c = \kappa \cdot \left(100 \cdot \rho \cdot f_c \cdot \frac{d_{dg}}{a_{cs}} \right)^{1/3} \cdot b \cdot d \quad (4.4)$$

mit dem Querkraftwiderstand von Beton V_c , dem Vorfaktor κ , dem Bewehrungsgrad der Längsbewehrung ρ , der Druckfestigkeit f_c , und dem Beiwert zur Berücksichtigung der Rauigkeit im Schubriss d_{dg} , der Bauteilbreite b und der statischen Nutzhöhe d .

Unter Zugrundelegung einer konstanten Versagensstelle in der Mitte des Schubfelds konnte Cavagnis (2017) durch Evaluierung von 635 Versuchen der Datenbank von K.-H. Reineck, E. C. Bentz et al. (2013) sowie seiner eigenen Versuche zeigen, dass der Vorfaktor κ mit 0,87 nahezu konstant ist. Der Faktor zur Berücksichtigung der Rauigkeit wurde in Anlehnung an Vecchio et al. (1988) zu $d_{dg} = d_g + 16 < 40$ gewählt, wobei der maximale Korndurchmesser d_g für höherfeste Betone aufgrund von Kornbruch ($f_c > 60$ MPa) mit $d_g = d_g \cdot (60/f_c)^2$ abzumindern ist.

4.3.2 Erweiterung des Ansatzes zur Berücksichtigung der Rissrauigkeit

Die Versuche an Stahlbetonbalken in Abschnitt 3.2, sowie jenen von Perera et al. (2013) zeigen eine lineare Abhängigkeit der Querkrafttragfähigkeit von der Rissflächenrauigkeit ausgedrückt durch den R_s -Wert, welcher an den gebrochenen Hälften von Spaltzugversuchen bestimmt wurde (Abb. 4.2a). Des Weiteren konnte eine Beziehung zwischen dem R_s -Wert und der Betondruckfestigkeit f_c unter Berücksichtigung der vorgenannten Versuche gefunden werden (Gl. 3.1). Wird nun anstatt des Werts d_{dg} in Gleichung 4.4 die Rauigkeit als linearer Faktor hinsichtlich der Vergrößerung der Schubfläche ($b \cdot d$) interpretiert, kann

ein adaptierter Zusammenhang gefunden werden (Gl. 4.5). Die Höhe des Vorfaktors κ ergibt sich aus der Annahme eines perfekt glatten Risses ($d_{dg} = 16$ und $R_s = 1, 0$).

$$V_c = \kappa \cdot \left(100 \cdot \rho \cdot \frac{f_c}{a_{cs}}\right)^{1/3} \cdot b \cdot d \cdot R_s \quad (4.5)$$

mit $\kappa = 2,20$ und $R_s = 2/f_c^{(1/8)}$.

Dieser Ansatz wurde bereits in T. Huber, P. Huber und Kollegger (2019) vorgestellt und ist lediglich als Alternative zur Gleichung 4.4 für die Nachrechnung zu verstehen, wenn die Betondruckfestigkeit oder der R_s -Wert am Tragwerk bestimmt wurde, jedoch keine Angaben zur Betonzusammensetzung gemacht werden können. Das Modellpotential wird anhand der Nachrechnung einer von Patrick Huber erstellten Datenbank aufgezeigt. Die Datenbank besteht aus 394 Versuchen aus verschiedenen Serien (Berger et al. 2017, Leonhardt und Walther 1962, Angelakos et al. 2001, Bahl 1968, Campana et al. 2013, Elzanaty et al. 1986, Cladera 2002, Collins et al. 1999, H. P. Taylor 1972, Grimm 1997, Mphonde et al. 1984, Yoon et al. 1996, Krefeld et al. 1966b, Chana 1981, M. Kani et al. 1979, Kuhlmann et al. 2002, Sagaseta et al. 2011, Reinhardt et al. 1982, Aster et al. 1974, E. G. Sherwood et al. 2007, P. Huber, T. Huber et al. 2016, Jäger et al. 2006, Yoshida 2000). Hundert Versuche wurden unter folgenden Kriterien aussortiert: $f_c < 15$ MPa, $a/d < 2,5$, $M_{exp,max} > M_{Rm}$ und wenn über die Höhe verteilte Bewehrung vorhanden war. Die Evaluierung der Datenbank zeigt eine hervorragende Übereinstimmung (siehe Abb. 4.2b; $n = 294$; $AM = 0,97$; $COV = 13,7\%$). Die Evaluation der selben Datenbank mit dem ursprünglichen Ansatz (Gl. 4.4) zeigt dieselbe Vorhersagequalität ($AM = 0,97$; $COV = 13,7\%$).

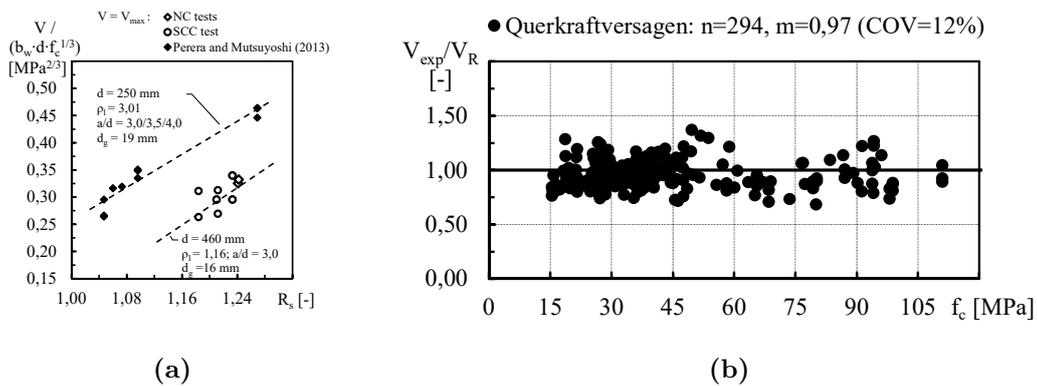


Abb. 4.2: Berücksichtigung der Rauigkeit bei der Querkrafttragfähigkeit: (a) Abhängigkeit des Querkraftwiderstands von der Rauigkeit aus T. Huber, P. Huber und Kollegger (2019); Verifikation von Gleichung 4.5 an der Datenbank nach Anhang C

4.4 Querkraftmodell für aufgebogene Längsstabe

4.4.1 Grundlagen

Die Versuchsauswertung in Abschnitt 3.6.1 zeigte, dass beim Vorhandensein von einzelnen Aufbiegungen oder Aufbiegungen mit größeren Abständen dazwischen das Rissbild und der Rissfortschritt ähnlich wie bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung sind. Selbiges Verhalten zeigen Träger mit geringen Querkraftbewehrungsgraden (Frosch 2000, Campana et al. 2013, P. Huber, T. Huber et al. 2016, Lima de Resende et al. 2016). Des Weiteren konnte in den Analysen in Abschnitt 3.6.1 gezeigt werden, dass die Traganteile von Beton V_c und aufgebogenen Stahleinlagen V_s überlagert werden können. Deshalb wird ein bestehender Ansatz für Bauteile ohne Querkraftbewehrung herangezogen und für die Berücksichtigung von Aufbiegungen erweitert.

Cavagnis (2017) formulierte ein dehnungsbasiertes Querkraftmodell für Bauteile ohne Querkraftbewehrung (Gl. 4.6). Das Modell hat einen starken mechanischen Hintergrund, da basierend auf idealisierten Schubrissen, der Einfluss verschiedener Traganteile in Abhängigkeit von der sich an der Versagensstelle einstellenden Kinematik evaluiert wurde. Gleichung 4.6 stellt eine Idealisierung des möglichen Versagensbandes seines Modells für Extremwerte der mechanischen und geometrischen Parameter (Korngröße $d_g = 8 - 32$ mm, Druckfestigkeit $f_c = 20 - 100$ MPa, Bewehrungsgrad der Biegezugbewehrung $\rho = 0,5 - 3,0$ %, Schubschlankheit $a/d = 2,5 - 8$ und statische Nutzhöhe $d = 200 - 2000$ mm) sowie einer konstanten Versagensstelle in der Mitte des Schubfeldes ($a/2$) dar.

$$\frac{V_c}{b \cdot d \cdot \sqrt{f_c}} = k \cdot \left(\frac{d_{dg}}{\varepsilon_s \cdot d} \right)^{1/2} \quad (4.6)$$

mit dem Querkraftwiderstand von Beton V_c , der Bauteilbreite b , der statischen Nutzhöhe d , dem Koeffizienten zur Berücksichtigung wesentlicher mechanischer Parameter k , der Druckfestigkeit f_c , dem Beiwert zur Berücksichtigung der Rauigkeit im Schubriss d_{dg} und der Dehnung der Zugbewehrung ε_s .

Unter Zugrundelegung einer konstanten Versagensstelle in der Mitte des Schubfeldes konnte Cavagnis (2017) durch Evaluierung von 635 Versuchen der Datenbank von K.-H. Reineck, E. C. Bentz et al. (2013) sowie seiner eigenen Versuche zeigen, dass der Koeffizient k mit 0,019 nahezu konstant ist. Der Faktor zur Berücksichtigung der Rauigkeit wurde in Anlehnung Vecchio et al. (1988) (Auswertungen der Push-off-Versuche von J. C. Walraven (1981) für die Anwendung der „Modified Compression Field Theory“ auf Schubprobleme) zu $d_{dg} = d_g + 16 < 40$ gewählt, wobei der maximale Korndurchmesser d_g für höherfeste Betone aufgrund von Kornbruch ($f_c > 60$ MPa) mit $d_g = d_g \cdot (f_c/60)^2$ abzumindern ist.

Wird nun eine Aufbiegung durch den kritischen Schubriss gekreuzt, wird der Rissfortschritt behindert. Es wird vorausgesetzt, dass ein instabiles Risswachstum erst beim Fließen der Aufbiegung auftreten kann, wobei die ausreichende Verankerung der Aufbiegung auf beiden Seiten des Risses gegeben sein muss. Tatsächlich gab es in keinem der Versuchsträger einen zum Versagen führenden Riss, welcher eine Aufbiegung gekreuzt hat (siehe Abschnitt 3.6.4).

Unter Voraussetzung des starr-plastischen Verbundgesetzes (Abb. 4.3b) nach Marti et al. (1998) mit der Verbundspannung τ_{b1} nach Noakowski (1978) konnte bereits gezeigt werden, dass nur geringe Rissöffnungen für das Erreichen der Fließgrenze von Bügeln notwendig

sind (Campana et al. 2013, P. Huber, T. Huber et al. 2016). Eine solche Untersuchung wurde für größere Durchmesser ($\varnothing = 10 - 30$ mm), wie sie bei Aufbiegungen zu erwarten sind, durchgeführt (Abb. 4.3a). Bei einem gerippten Stab $\varnothing 26$ mm beträgt diese Rissweite in etwa 1,0 - 1,4 mm für Betone mit üblichen Druckfestigkeiten von 30 - 50 MPa. In den Versuchen in Abschnitt 3.3 konnte gezeigt werden, dass solche Rissweiten erreicht wurden und zugleich Anteile aus den in Abschnitt 2.4 beschriebenen Querkraftmechanismen wirken (siehe Abschnitt 3.6.4). Für einen glatten Stab $\varnothing 26$ mm wäre hingegen eine Rissöffnung von 2,6 - 3,3 mm notwendig. Eine Übertragung von Schubkräften über Rissverzahnung kann bei so großen Rissöffnungen nahezu ausgeschlossen werden und es wird die Bildung von einem Streben system bestehend aus Druck- und Zugstreben vermutet. Der nachfolgende Ansatz (Abschnitt 4.4.2) ist daher lediglich für gerippte Stäbe gültig.

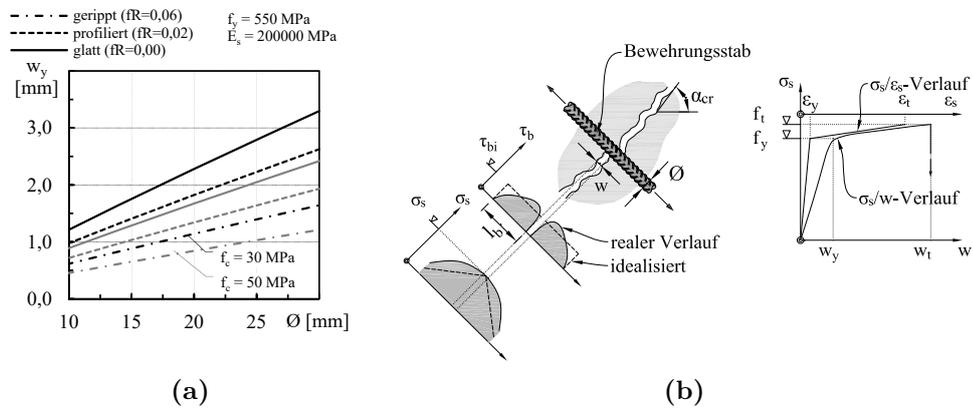


Abb. 4.3: Verbundmodell: (a) Erforderliche Rissöffnung für das Fließen des Bewehrungsstabes w_y in Abhängigkeit vom Bewehrungsdurchmesser \varnothing und Betongüte f_c , (b) Starr-plastisches Verbundgesetz nach Marti et al. (1998) mit der Verbundspannung nach Noakowski (1978)

4.4.2 Herleitung des Ansatzes

Die Dehnung der Längsbewehrung ε_s in Gleichung 4.6 kann für den Fall einer vorhandenen Aufbiegung wie in Gleichung 4.7 angeschrieben werden. Die Grundlage liefert ein Gleichgewicht der Kräfte am freigeschnittenen Körper. Wie vorhin erläutert, wird für ein instabiles Risswachstum das Fließen der Aufbiegung vorausgesetzt. Da in der Regel die Durchmesser der aufgebogenen Längsstäbe wesentlich größer sind als jene der Bügel, wird auch bei den Bügeln eine volle Ausnutzung bis zur Fließgrenze angesetzt. Es wird zudem vereinfachend angenommen, dass die Aufbiegung auf Höhe des halben inneren Hebelarms vom Schubriss gekreuzt wird ($z/2$, Abb. 4.4a). Zudem wird auch die Resultierende der Tragwirkung der Bügel in Entfernung der halben Risslänge angesetzt ($l_{cr}/2$, Abb. 4.4a). Die Dehnung kann aber auch in Abhängigkeit der Lage des Kontrollschnittes (CS) exakt ermittelt werden.

$$\varepsilon_s = \frac{M_E - \sum F_i \cdot e_{1,i}}{A_s \cdot E_s \cdot z} \quad (4.7)$$

wobei

$$M_E = (V_c + V_s) \cdot a_{cs}$$

$$\sum F_i \cdot e_{1,i} = \sum A_{bu} \cdot f_{ybu} \cdot \frac{\cos \alpha \cdot z}{2} + \left(\sum A_{bu} \cdot f_{ybu} \cdot \sin \alpha + \sum A_{sw} \cdot f_{yw} \right) \cdot \frac{z \cdot \beta_{cr}}{2}$$

mit der Kraft der Bewehrung F_i , dem Normalabstand der Kraft zum Punkt „1“ $e_{1,i}$, der Querschnittsfläche A_{bu} , der Fließgrenze f_{ybu} und dem Neigungswinkel zur Bauteilachse α des aufgebogenen Stabs; der Querschnittsfläche A_{sw} und der Fließgrenze f_{yw} der Bügelbewehrung; der Querschnittsfläche A_s und dem Elastizitätsmodul E_s der Längsbewehrung.

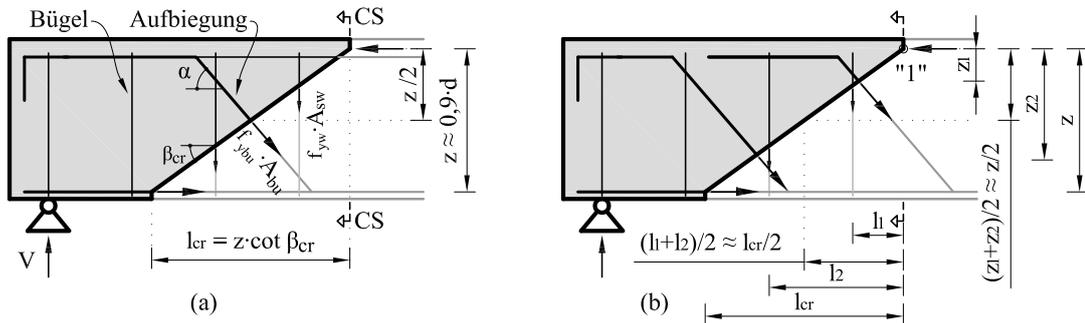


Abb. 4.4: Modellannahme eines potentiellen Schubrisses mit der idealisierten Neigung β_{cr} : (a) für eine Aufbiegung, (b) für mehrere Reihen von Aufbiegungen

Die Annahme des inneren Hebelarms der horizontalen Komponenten der Aufbiegung von $z/2$ zur Dehnungsermittlung der Längsbewehrung (ε_s) ist auch beim Vorhandensein von mehreren Reihen von Aufbiegungen nahezu korrekt (Abb. 4.4b).

Das einwirkende Moment M_E im Kontrollschnitt (CS) wird hier durch die einwirkende Querkraft ausgedrückt, welche sich aus den Traganteilen des Betons V_c und des Stahls V_s zusammensetzt ($M_E = V_E \cdot a_{cs} = (V_c + V_s) \cdot a_{cs}$). Der Wert a_{cs} kennzeichnet das Verhältnis von Moment und Querkraft im Kontrollschnitt.

Durch Einsetzen von Gleichung 4.7 in Gleichung 4.6 kann folgender Zusammenhang formuliert werden. Der Betontraganteil V_c findet sich dann in Gleichung 4.8 sowohl auf der Einwirkungs- als auch auf der Widerstandsseite wieder.

$$V_c = k \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{b \cdot \rho \cdot z \cdot f_c \cdot d_{dg}}{(V_c + V_s) \cdot a_{cs} - \sum F_i \cdot e_{1,i}} \right)^{1/2} \quad (4.8)$$

Der Traganteil des Stahls setzt sich aus den Tragwirkungen der aufgebogenen Längsstäbe V_{bu} und der Bügel V_{sw} zusammen. Unter Annahme der Verwendung von wesentlich kleineren Stabdurchmessern für die Bügelbewehrung im Vergleich zu den aufgebogenen Längsstäben kann bei Erreichen der Fließgrenze des aufgebogenen Längsstabs auch das Fließen der Bügelbewehrung vorausgesetzt werden.

$$V_s = V_{bu} + V_{sw} = \sum A_{bu} \cdot f_{ybu} \cdot \sin \alpha + \sum A_{sw} \cdot f_{yw} \quad (4.9)$$

Unter Berücksichtigung von Gleichung 4.9 kann V_c in Gleichung 4.8 iterativ bestimmt werden. Der Querkraftwiderstand V_R nach dem „Modell des potentiellen Schubriss“ ergibt

sich aus der Summe der beiden Traganteile ($V_c + V_s$) und kann durch folgende Schritte ermittelt werden:

1. Berechnung einer Rissneigung des idealisierten Schubrisses β_{cr} (z.B. Gl. 4.3) und Festlegung des Kontrollschnittes (CS).
2. Bestimmung der Stahltraganteile V_s von jenen Bewehrungsstäben, welche vom geneigten Abschnitt des idealisierten Schubriss gekreuzt werden mittels Gleichung 4.9.
3. Bestimmung von V_c in Gleichung 4.8 durch Iteration.
4. Aufsummieren der Ergebnisse aus Gleichung 4.9 und 4.8: $V_R = V_c + V_s$

In dem Falle, dass der idealisierte Schubriss keine Querkraftbewehrung kreuzt, entfällt der Stahltraganteil in Gleichung 4.9 und Gleichung 4.8 degeneriert zu dem ursprünglichen Bemessungsansatz von Cavagnis (2017) für Bauteile ohne Querkraftbewehrung (Gl. 4.6). Damit ergibt sich der Gesamtwiderstand zu $V_R = V_c$.

4.4.3 Verifikation mittels Versuchsdatenbank

Trotz der bis heute noch immer weit verbreiteten Anwendung der Bauweise mit Aufbiegungen bei Plattenbrücken oder Fahrbahnplatten gibt es im Gegensatz zu Querkraftversuchen mit und ohne vertikaler Bewehrung in der Literatur nur wenige dokumentierte Versuchsreihen mit Aufbiegungen. Aus folgenden Testreihen wurde eine Datenbank gebildet, welche 26 Versuche mit gerippter Bewehrung, sowie 9 Versuche mit glattem Stahl zur Verifikation der Ansätze bereitstellt (Tab. 4.1). Herangezogen wurden lediglich jene Versuche mit eindeutigen Querkraftversagen und einer Schubschlankheit von $a/d > 2,5$, wobei alle Versuche durch Einzellasten belastet wurden. Die Parameter sind in Anhang C gelistet. Ergänzend muss erwähnt werden, dass ausschließlich Versuche mit einem Winkel der Aufbiegungen zwischen 27° und 60° für den typischen Anwendungsfall (siehe Abb. 2.7) berücksichtigt wurden, weshalb die Versuchsserie von G. Kani (1969) und Teo et al. (2014) mit sehr flachen Winkeln exkludiert wurde. Außerdem wurden zwei Versuche (A9, A11) von Regan et al. (1974) aussortiert, da diese mit sehr hohen Bügelbewehrungsgraden in Teilbereichen des Schubfeldes bewehrt wurden, um das Versagen an einer bestimmten Stelle zu erzwingen. Diese Vorgehensweise führte zu unüblich hohen Versuchslasten und die Versagensstelle ist nicht eindeutig beschrieben.

Für die Evaluierung des vorgestellten Ansatzes (Gl. 4.8) wurde der Betontraganteil vereinfachend für eine konstante Nachweisstelle in der Mitte des Schubfeldes ermittelt ($a/2$) und somit der Faktor $k = 0,019$ aus Cavagnis (2017) übernommen. Der Winkel des potentiellen Schubrisses wurde nach Gleichung 4.3 bestimmt. Die Traganteile der Querkraftbewehrung wurden für den ungünstigsten Fall, also für die geringstmögliche Tragwirkung innerhalb der Risslänge l_{cr} ermittelt. Daher konnte bei acht Versuchen (8 aus Kapitel 3) lediglich der reine Betonwiderstand angesetzt werden ($V_s = 0$ in Gl. 4.8). Da bei diesen Versuchsträgern der Bruch im unbewehrten Bereich (ohne Bügel und aufgebojene Längsstäbe) erfolgte (siehe Abb. 3.15 und 3.18), wird die Modellannahme bestätigt. Durch diese variable Nachweisstelle kann, wie eingangs erwähnt, die über die Bauteillänge unterschiedliche Ausführung von Aufbiegungen berücksichtigt werden (Abschnitt 4.2). Die Berechnungsergebnisse sind in Anhang C gelistet.

Tab. 4.1: Zusammensetzung der Datenbank zur Verifikation der Modellannahmen

Reihe	d [mm]	b_w [mm]	a/d [-]	Bewehrung (Anzahl)
Leonhardt und Walther (1962)	281	190	2,77	A ¹ (1)
Leksukhum et al. (1971)	245	200	2,6-3,32	A (7), B ² (1)
Regan et al. (1974)	265-279	152	3,45-7,20	A (1/2g ³), B (5/7g)
Mohammadyan-Yasouj et al. (2015)	210	750	3,33	A (1), B (1)
Kapitel 3	494-605	400-3800	2,97-4,05	A (9)
Gesamt	245-605	150-3800	2,60-7,20	A(19/2g), B(7/7g)

¹ Aufbiegungen (**A**) ² Aufbiegungen und Bügel (**B**) ³ glatte Stäbe (**g**)

Die Diagramme in Abbildung 4.5 zeigen die berechneten Verhältnisse von Versuchslast zu Modelllast für jeden Versuch (V_{exp}/V_R) aufgetragen für verschiedene Parameter. Zudem werden farblich jene Versuche gekennzeichnet, welche glatte Stäbe hatten (Blau) und bei welchen lediglich ein Betontraganteil in Rechnung gestellt werden konnte (Rot). Die Evaluierung der Datenbank zeigt das große Potential des vorgestellten Ansatzes anhand der statistischen Parameter. Der Mittelwert der Verhältnisse von Versuchslast zu Modelllast (V_{exp}/V_R) von 35 Versuche beträgt 1,16 (COV ± 12 %). Obwohl die Datenbasis beschränkt ist, sind typische Parameter für den üblichen Anwendungsfall bei einer bestehenden Plattenbrücke (wie in Abschnitt 2.2 beschrieben) in Abbildung 4.5 abgedeckt ($f_c = 19,6 - 52,6$ MPa; $V_s/V_{c0} = 0,0 - 1,5$; $b/d = 0,57 - 6,28$; $a/d = 2,6 - 7,2$ und $d = 245 - 605$ mm). Der idealisierte Risswinkel nach Gleichung 4.3 liegt bei den vorhandenen Bewehrungsgraden im Mittel bei $35,5^\circ$ (COV ± 5 %).

4.4.4 Überführung in eine geschlossene Lösungsform

Die Anwendung von Gleichung 4.8 ist aufgrund der iterativen Berechnung des Betonwiderstands V_c wenig praktikabel. Deshalb wird der vorgestellte Ansatz in eine geschlossene Lösungsform überführt (Vorgehensweise ähnlich wie in Cavagnis 2017).

$$\begin{aligned}
 V_c &= k \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{b \cdot \rho \cdot z \cdot f_c \cdot d_{dg}}{(V_c + V_s) \cdot a_{cs} - \sum F_i \cdot e_{1,i}} \right)^{1/2} = \\
 &= k^{2/3} \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{\rho \cdot E_s \cdot z/d}{a_{cs} \cdot \left[1 + \frac{V_s}{V_c} - \frac{1}{V_c \cdot a_{cs}} \cdot \sum F_i \cdot e_{1,i} \right]} \cdot f_c \cdot d_{dg} \right)^{1/3} \quad (4.10)
 \end{aligned}$$

wobei

$$\begin{aligned}
 \sum F_i \cdot e_{1,i} &= \sum A_{bu} \cdot f_{ybu} \cdot \frac{\cos \alpha \cdot z}{2} + \left(\sum A_{bu} \cdot f_{ybu} \cdot \sin \alpha + \sum A_{sw} \cdot f_{yw} \right) \cdot \frac{z \cdot \cot \beta_{cr}}{2} = \\
 &= V_{bu} \cdot \left(\frac{z}{2 \cdot \tan \alpha_{bu}} + \frac{z \cdot \cot \beta_{cr}}{2} \right) + V_{sw} \cdot \frac{z \cdot \cot \beta_{cr}}{2}
 \end{aligned}$$

4 Modell des potentiellen Schubrisses zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonplatten mit Aufbiegungen

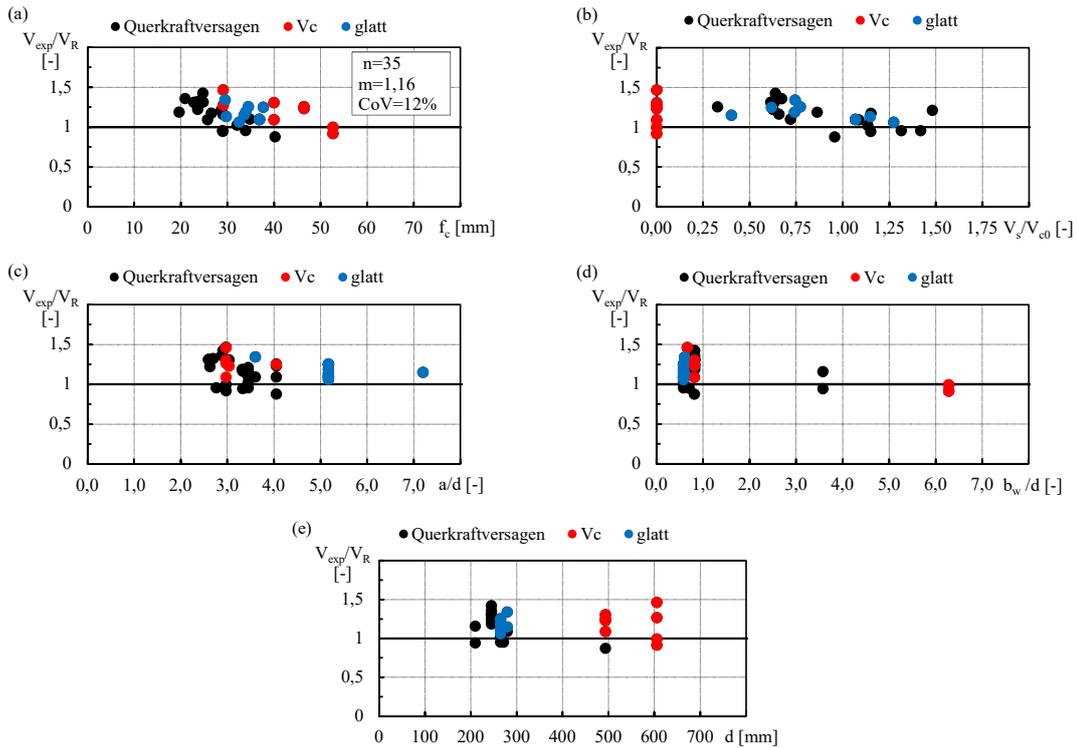


Abb. 4.5: Verhältnis von V_{exp}/V_R (V_R als Summe aus Gl. 4.8 und 4.9) in Abhängigkeit von: (a) der Druckfestigkeit f_c , (b) dem Verhältnis der Tragwirkungen von Stahl zu Beton V_s/V_{c0} , (c) der Schubslankheit a/d , (d) dem Verhältnis von Breite/statischer Nutzhöhe b_w/d , (e) der statischen Nutzhöhe d

Durch die Berücksichtigung der trigonometrischen Identität zwischen horizontaler und vertikaler Komponente der Aufbiegung $\tan \alpha_{bu} = \sin \alpha / \cos \alpha$ konnte der Ausdruck $\sum F_i \cdot e_{1,i}$ aus Gl. 4.7 für Gleichung 4.10 anders dargestellt werden. Durch Einsetzen von $z = 0,9 \cdot d$, $E_s = 200000$ MPa und $V_s = V_{bu} + V_{sw}$ kann Gleichung 4.10 weiter vereinfacht werden.

$$V_c = \kappa \cdot \left(100 \cdot \rho \cdot \frac{d_{dg}}{a_{cs}} \cdot \frac{1}{\left[1 + \frac{V_{bu}}{V_c} + \frac{V_{sw}}{V_c} - \frac{1}{V_c \cdot a_{cs}} \cdot \sum F_i \cdot e_{1,i} \right]} \right)^{1/3} \cdot b \cdot d \quad (4.11)$$

mit dem Vorfaktor $\kappa = k^{2/3} \cdot (0,9 \cdot 2000)^{1/3}$.

Durch Herausheben des zweiten Bruchs aus der Klammer in Gleichung 4.11 kann dieselbe Form wie in der Gleichung 4.4 erreicht werden. Gleichung 4.12 kann demnach als Querkraftwiderstand des Betons ohne Querkraftbewehrung V_{c0} mit einem Interaktionsfaktor k_i zur Berücksichtigung des Einflusses der Bewehrung im idealisierten Schubriss (aufgebogenen Längsstäbe + Bügel) interpretiert werden.

$$V_c = \underbrace{\kappa \cdot \left(100 \cdot \rho \cdot \frac{d_{dg}}{a_{cs}}\right)^{1/3}}_{V_{c0} = V_c \text{ nach Gl. 4.4}} \cdot b \cdot d \cdot \underbrace{\left(\frac{1}{\left[1 + \frac{V_{bu}}{V_c} + \frac{V_{sw}}{V_c} - \frac{1}{V_c \cdot a_{cs}} \cdot \sum F_i \cdot e_{1,i}\right]} \right)^{1/3}}_{k_i} \quad (4.12)$$

Der Interaktionsfaktor für den Querkraftwiderstand des Betons zur Berücksichtigung der Bewehrung kann für typische Werte der Schubschlankheit und des Winkels der aufgebogenen Längsstäbe ausgewertet werden. Der Tangens vom Winkel von aufgebogenen Längsstäben α liegt für Ausführungsformen von 30 - 45° zwischen 0,58 und 1,0. Der Risswinkel wird konstant mit 36° angenommen ($\cot \beta_{cr} = 1,38$). Die Versagensstelle a_{cs} wird wie in Cavagnis (2017) mit $\alpha_{cs} = 0,5 \cdot a + 0,5 \cdot d$ angenommen. Mit schubkritischen Laststellungen von a zwischen 3,0 bis 4,0 und der Beziehung $z \approx 0,9 \cdot d$ ergeben sich für den Faktor p im Nenner von Gleichung 4.13 Werte zwischen 0,30 ($\alpha_{bu} = 30^\circ$ und $a/d = 3,0$) und 0,57 ($\alpha_{bu} = 45^\circ$ und $a/d = 4,0$). Für den Faktor r ergeben sich Werte zwischen 0,69 ($a/d = 3,0$) bis 0,75 ($a/d = 4,0$). Wird nun vereinfachend der Anteil der vertikalen Bügelbewehrung V_{sw} in gleichem Maße wie die Aufbiegungen abgemindert ($V_s = V_{bu} \cdot p + V_{sw} \cdot r \approx (V_{bu} + V_{sw}) \cdot p$; zweckmäßig da häufig $V_{sw} \ll V_{bu}$), hängt der Faktor wesentlich vom Verhältnis zwischen den Traganteilen von Stahl zu Beton ab (V_s/V_c).

$$k_i = \left(\frac{1}{\left[1 + \frac{V_{bu}}{V_c} \cdot \left(1 - \frac{z}{2 \cdot \tan \alpha_{bu} \cdot a_{cs}} - \frac{z \cdot \cot \beta_{cr}}{2 \cdot a_{cs}}\right) + \frac{V_{sw}}{V_c} \left(1 - \frac{z \cdot \cot \beta_{cr}}{2 \cdot a_{cs}}\right)\right]} \right)^{1/3}$$

$$= \left(\frac{1}{1 + \frac{V_{bu}}{V_c} \cdot p + \frac{V_{sw}}{V_c} \cdot r} \right)^{1/3}$$

mit

$$p = 1 - \frac{z}{2 \cdot \tan \alpha_{bu} \cdot a_{cs}} - \frac{z \cdot \cot \beta_{cr}}{2 \cdot a_{cs}} \quad r = 1 - \frac{z \cdot \cot \beta_{cr}}{2 \cdot a_{cs}} \quad (4.13)$$

Im Diagramm in Abbildung 4.6a werden die Interaktionsfaktoren k_i für verschiedene Verhältnisse zwischen Stahl- und Betontraganteil (V_s/V_c) sowie für übliche Werte des Faktors „p“ ausgewertet. Zugleich wird auf der zweiten vertikalen Achse in Abbildung 4.6a der Anteil des Betonwiderstands am Gesamtwiderstand dargestellt (V_c/V_R). Der Interaktionsfaktor nimmt vor allem im Bereich $V_s/V_c < 1,5$ überproportional ab (Abb. 4.6a). Die Werte für k_i sind bei Vernachlässigung der horizontalen Komponente der Aufbiegung ($p = 0,75$) am geringsten. Gleichmaßen nimmt der Einfluss des Betontraganteils an der Gesamtlast im Bereich $V_s/V_c < 1,5$ überproportional ab, wobei der Faktor p hier nur einen geringen Einfluss hat. Vereinfachend kann der Zusammenhang durch einen konstanten Interaktionsfaktor von 0,75 (rote Linie in Abb. 4.6b) oder einen linearen Faktor von $1 - 0,125 \cdot V_s/V_c$ (blaue Linie) gut approximiert werden. Abbildung 4.6b zeigt den prognostizierten Betontraganteil an der Gesamtlast (V_c/V_R) unter Voraussetzung der

approximierten Interaktionsfaktoren im Vergleich zu einem variablen Interaktionsfaktor ($p = 0,57$, $\alpha = 45^\circ$ und $a/d = 4,0$; schwarze Linie). Die Kurven weichen nur geringfügig voneinander ab. Der Betontraganteil wird bei $k_i = 0,75$ dabei erst im Bereich $V_s/V_c > 2,0$ leicht überschätzt, macht aber in diesem Bereich lediglich einen geringen Teil des Gesamtwide-
 rstands aus. Der Betontraganteil wird bei Anwendung des linearen Interaktionsfaktors im Bereich $V_s/V_c > 2,0$ unterschätzt. Hinsichtlich der präsentierten Datenbasis mit Versuchen, bei denen das Verhältnis von Stahltraganteil (V_s) zu Betontraganteil ohne Abminderung (V_{c0}) $< 1,5$ beträgt (siehe Abschnitt 4.4.3) stellt dies eine geeignete Annahme auf der sicheren Seite dar.

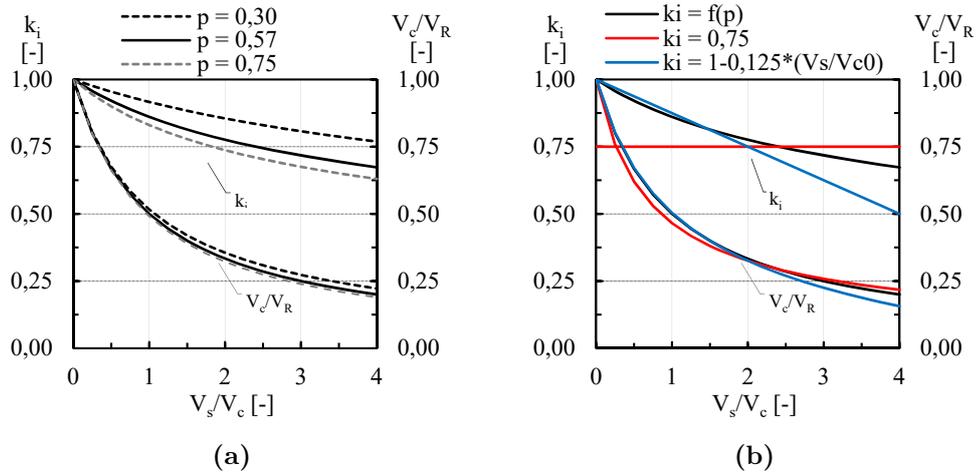


Abb. 4.6: Interaktionsfaktor k_i sowie Betontraganteil V_c/V_R in Abhängigkeit vom Verhältnis von Stahl- zu Betontraganteil V_s/V_c für: (a) verschiedene Werte p , (b) den Vergleich zwischen variablem ($p = 0,57$), konstantem Interaktionsfaktor ($k_i = 0,75$) und linearer Approximation $k_i = 1 - 0,125 \cdot V_s/V_c \geq 0,0$

Anhand der Überlegungen zum zweiten Term von Gleichung 4.12 kann der Betonwiderstand wie folgt berechnet werden.

$$V_c = V_{c0} \cdot k_i \approx \kappa \cdot \left(100 \cdot \rho \cdot \frac{d_{dg}}{a_{cs}}\right)^{1/3} \cdot b \cdot d \cdot k_i \quad (4.14)$$

mit

$$k_i = 1 - 0,125 \cdot V_s/V_c \geq 0,0$$

Durch Aufsummieren der Traganteile von Beton und Stahl (Gl. 4.14 und 4.9) kann der Querkraftwiderstand berechnet, und der Nachweis wie folgt geführt werden.

$$V_R = V_s + V_c = V_s + V_{c0} \cdot k_i \leq V_E \quad (4.15)$$

4.4.5 Vergleich mit anderen normativen Modellen

Zur Bewertung der geschlossenen Lösungsform vom „Modell des potentiellen Schubrisses“ aus Abschnitt 4.4.4 wird die vorgestellte Versuchsdatenbank erneut evaluiert. Zugleich wird diese nachfolgend auch für die Bewertung der Vorhersagequalität von anderen normativen Ansätzen (ÖN EN 1992-1-1 2015 und fib 2013) hinsichtlich der Bestimmung

der Querkrafttragfähigkeit von aufgebogenen Längsstäben herangezogen. Im Gegensatz zur Nachrechnung in Abschnitt 3.5.2 wird ein Stahltraganteil bei Balken berücksichtigt, auch wenn der in den Regelwerken geforderter Mindestbügelanteil von 50% nicht erfüllt ist. Abbildung 4.7 zeigt den Quotienten zwischen der experimentell erzielten und der nach den unterschiedlichen Ansätzen ermittelten Querkrafttragfähigkeit V_{exp}/V_R anhand von 35 Schubversuchen in Abhängigkeit von f_c . Zudem werden farblich jene Versuche gekennzeichnet, bei welchen lediglich ein Betontraganteil in Rechnung gestellt werden konnte (Rot). In diesem Zusammenhang spielt der in dem jeweiligen Ansatz definierte Kontrollschnitt eine bedeutende Rolle, welcher insbesondere bei den dehnungsbasierten Modellen zum Tragen kommt.

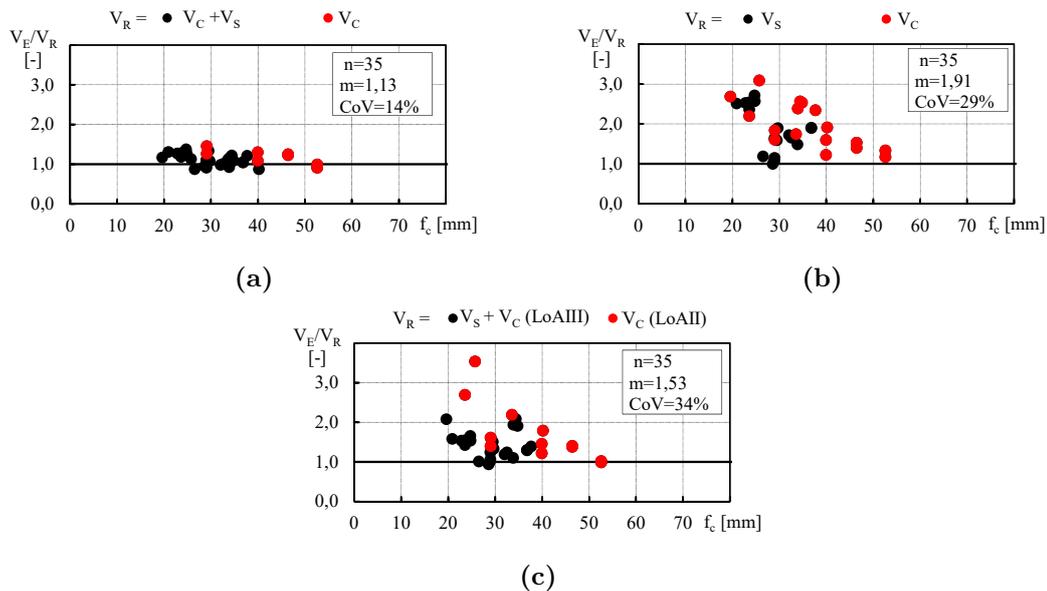


Abb. 4.7: Verhältnis zwischen den experimentell erzielten und nach verschiedenen normativen Ansätzen ermittelten Querkrafttragfähigkeiten V_{exp}/V_R für 35 Schubversuchen in Abhängigkeit von f_c : (a) PSC-Modell (geschlossene Form), (b) ÖN EN 1992-1-1 (2015) und ÖN B 1992-1-1 (2018), (c) fib (2013)

Wie bereits in Abschnitt 3.5.2 diskutiert wird nach Eurocode 2 bei überwiegend gleichmäßigen Lasten der Kontrollschnitt im Abstand der statischen Nutzhöhe d vom Auflager geführt. Zusätzlich ist bei größeren Einzellasten im Abstand d von der Lasteinleitungsstelle ebenfalls ein Nachweis zu führen, wobei in der Ermittlung des Querkraftwiderstands lediglich die statische Nutzhöhe und der Längsbewehrungsgrad veränderliche Größen darstellen. Beim fib Model Code 2010 funktioniert dieses Konzept analog, wobei der Nachweis stets im Abstand d von kritischen Stellen zu führen ist. Da der Ansatz dehnungsbasiert ist, beeinflusst die Nachweisstelle durch das veränderliche Biegemoment den Querkraftwiderstand. Deshalb ist bei 3- und 4-Punkt-Versuchen mit Einzellasten in der Regel die Stelle neben der angreifenden Einzellast die maßgebende. Das in Abschnitt 4.4.4 vorgestellte Modell des potentiellen Schubrisses hat keine fixierte Nachweisstelle. Es ist innerhalb der Kontrolllänge $l_{cr} = \cot \beta_{cr} \cdot z$ der kleinste Widerstand nach Gleichung 4.15 zu ermitteln. Für die Evaluierung in Abbildung 4.7a wurde daher der kleinstmögliche Widerstand herangezogen. Der Betontraganteil kann in jedem Schnitt durch die Gleichung 4.4 ermittelt werden. Der

Neigungswinkel des potentiellen Schubrisses β_{cr} wurde vereinfachend als konstanter Wert entsprechend dem Mittelwert der evaluierten Versuche mit Gleichung 4.3 zu 36° gewählt.

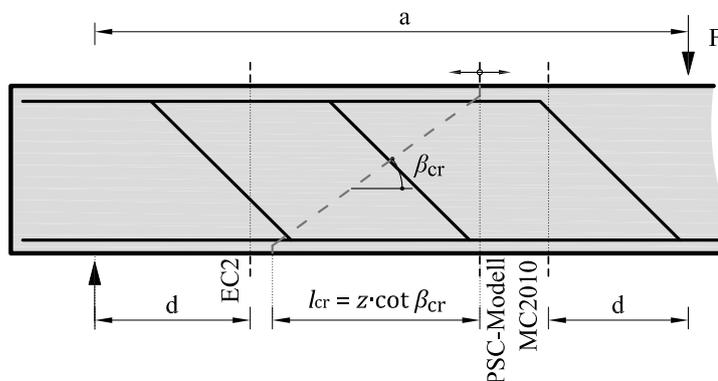


Abb. 4.8: Nachweisstelle der normativen Ansätze (PSC-Modell (geschlossene Form), ÖN EN 1992-1-1 (2015) und fib (2013))

Der in dieser Arbeit hergeleitete Ansatz (PSC-Modell) zeigt die beste Vorhersagequalität mit einem Mittelwert AM von 1,13 (COV $\pm 14\%$) beim Vergleich von Versuchslast zur Modelllast V_{exp}/V_R . Aufgrund der Anrechnung eines Betontraganteils neben dem Stahlanteilen nach Näherungsstufe 3 (LoA 3) im fib Model Code 2010 ist der Mittelwert (AM = 1,53; COV $\pm 34\%$) deutlich besser als jener bei der Anwendung vom Eurocode 2 (AM = 1,91; COV $\pm 29\%$). Bei einer einzigen Reihe von Aufbiegungen kann sowohl beim Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung (ÖN EN 1992-1-1 2015), als auch bei der Anwendung der „Simplified Modified Compression Field Theory“ (fib 2013) nur der Betontraganteil angesetzt werden. Selbiges gilt auch beim Überschreiten der Maximalabstände s_{max} von geneigter Querkraftbewehrung (EC2: $0,8 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$ nach ÖN B 1992-1-1 2018; MC10: $0,75 \cdot d$ für Bügel nach fib 2013), was zu einem hohen Variationskoeffizienten bei der Versuchsnachrechnung führt (wie in Abschnitt 3.5.2 bereits diskutiert).

4.4.6 Nachrechnung von Querkraftversuchen mit vertikaler Querkraftbewehrung

Das in Abschnitt 4.4 vorgestellte Modell kann auch zur Bestimmung des Querkraftwiderstands für Bauteile mit vertikaler Querkraftbewehrung herangezogen werden, wobei hier ein Druckstrebenversagen nicht vorhergesagt werden kann. Vor allem bei Bauteilen mit geringen Querkraftbewehrungsgraden wird vom Modell eine geeignete Vorhersage erwartet. Hier kann eine Überlagerung der Tragwirkung von Beton und Stahl angenommen werden, weil das Rissbild jenem eines unbewehrten Trägers entspricht (Frosch 2000, Campana et al. 2013, P. Huber, T. Huber et al. 2016, Lima de Resende et al. 2016).

Der vereinfachte Ansatz in der geschlossenen Lösungsform (in Abschnitt 4.4.4 mit Gl. 4.15) wird an der Datenbank für Querkraftversuche, welche vom deutschen Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) in Kooperation mit dem American Concrete Institute (ACI) herausgegeben wurde (K.-H. Reineck, E. Bentz et al. 2014), evaluiert. Dabei wurden Versuche nach den Empfehlungen von K. Reineck et al. (2012) aussortiert. Darüber hinaus wurden keine Versuche exkludiert, womit 170 Versuche für die Evaluierung des Modellansatzes verbleiben.

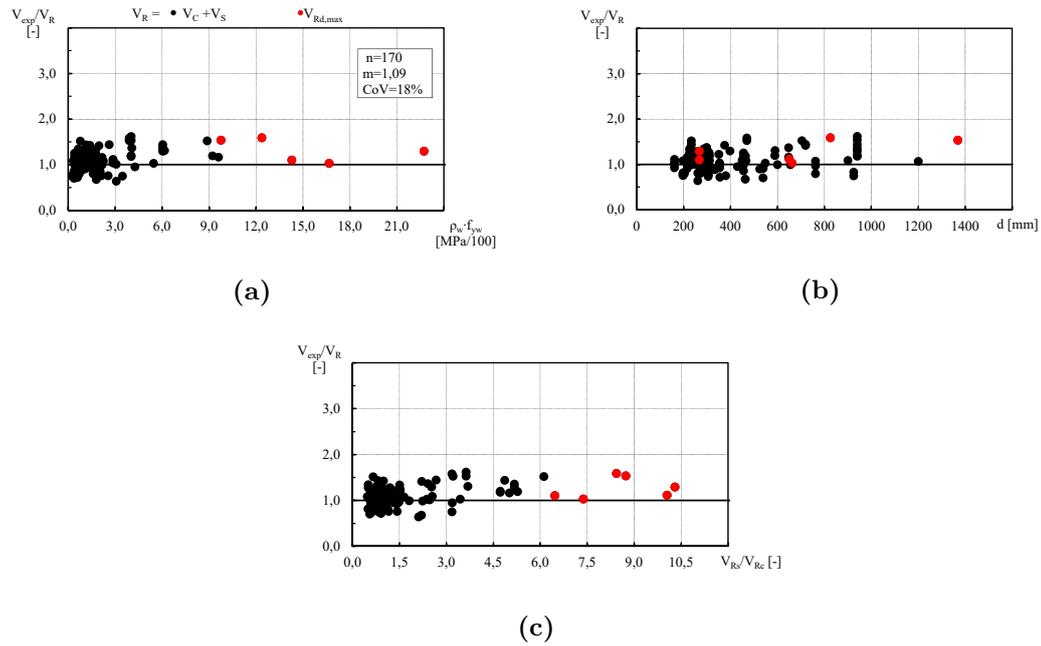


Abb. 4.9: Verhältnis zwischen der experimentell erzielten und nach dem Modell des potentiellen Schubrisses ermittelten Querkrafttragfähigkeit V_{exp}/V_R für 170 Schubversuche in Abhängigkeit von: (a) dem mechanischen Querkraftbewehrungsgrad $\rho_w \cdot f_{yw}$, (b) der statischer Nutzhöhe d , (c) dem Verhältnis der Tragwirkungen von Stahl zu Beton V_s/V_c

Die Ergebnisse sind in den Diagrammen in Abbildung 4.9 für verschiedene Parameter dargestellt. Für die Auswertung wurde der Risswinkel β_{cr} mit Gleichung 4.3 bestimmt. Für sechs Versuche ergab die Berechnung der Druckstreben­tragfähigkeit $V_{Rd,max}$ nach Gleichung 4.21 einen geringeren Grenzwert als jener nach Gleichung 4.15, weshalb in diesen Fällen $V_{Rd,max}$ herangezogen wurde (Rot in Abb. 4.9). Der in dieser Arbeit hergeleitete Ansatz (PSC-Modell) zeigt eine gute Vorhersagequalität mit einem Mittelwert von 1,09 (COV $\pm 17,9\%$) beim Vergleich von Versuchslast zur Modelllast V_{exp}/V_R . Bei Annahme eines konstanten Winkels der idealisierten Rissneigung von 36° ergibt sich ein Mittelwert von 1,12 (COV $\pm 17,4\%$). Herbrand et al. (2016) evaluierte den Ansatz nach Eurocode 2 (ÖN EN 1992-1-1 2015) an der Datenbank und attestierte einen Variationskoeffizienten von 23,5 %. Das von ihm vorgeschlagene einheitliche Querkraftmodell brachte eine Verbesserung auf 17,6 % womit dieses im Bereich des vorgeschlagenen Ansatzes liegt. Beide Modelle erlauben die Überlagerung von Beton- mit Stahltraganteilen. Der Betontraganteil wird in Herbrand et al. (2016) zur Gänze angerechnet, wobei zugleich der Vorfaktor $C_{Rk,c}$ von 0,18 nach Eurocode 2 auf 0,137 gesenkt wird. Das entspricht eine Senkung auf 76 % des Wertes nach ÖN EN 1992-1-1 (2015) für Bauteile ohne Querkraftbewehrung und ohne Vorspannung, womit in etwa der in Abschnitt 4.4 hergeleitete konstante Interaktionsfaktor von etwa 75 % bestätigt wird.

Abbildung 4.9c zeigt, dass das Modell mit steigendem Verhältnis von Stahl- zu Betontraganteil konservativere Resultate gibt. Dies liegt zum Einen am konservativ angenommenen Interaktionsfaktor (siehe Abschnitt 4.4.4). Zum Anderen ist auch die eingangs erwähnte Annahme eines diskreten, kritischen Schubrisses bei höheren Querkraftbewehrungsgra-

den nicht mehr erfüllt, da sich Fachwerkssysteme bestehend aus Druck- und Zugstreben ausbilden.

4.5 Überführung in ein Nachweismodell für normative Anwendungen

4.5.1 Allgemeines

Die zuvor angestellten Überlegungen in Abschnitt 4 werden in diesem Abschnitt in ein für die Ingenieurpraxis taugliches Anwendermodell überführt. Dieses kann für den Querkraftnachweis für Auflagerbereiche von einfeldrigen und durchlaufenden Stahlbetonplatten und -balken angewendet werden, wenn diese einachsrig gespannt sind.

Das Modell des potentiellen Schubrisses gründet auf einer Freikörperbetrachtung von einem durch einen gedanklichen Schubriss geteilten Stahlbetonkörper (Abb. 4.10a). Die vertikalen Kräfte an der Schnittkante eines potentiellen Schubrisses können summiert werden. Dadurch wird der Querkraftwiderstand über ein vertikales Kräftegleichgewicht ermittelt. Der potentielle Schubriss ist entlang der Bauteilachse zu verschieben und der Widerstand V_{Rd} für jeden möglichen Riss zu ermitteln (Abb. 4.10b).

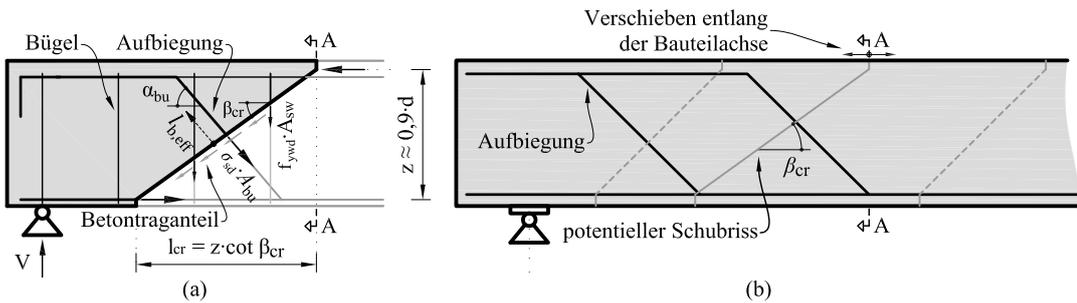


Abb. 4.10: Modell des potentiellen Schubrisses: (a) Berechnung des Querkraftwiderstands in einem potentiellen Schubriss, (b) Verschieben des Nachweisschnitts entlang der Bauteilachse

4.5.2 Querkraftwiderstand

Zur Berechnung des Widerstands wird ein Schubriss mit einem Winkel β_{cr} angenommen (Abb. 4.10a). Bewehrungsstäbe, welche innerhalb der Risslänge l_{cr} von dem Schubriss gekreuzt werden, können bei ausreichender Verankerung bis zur Fließgrenze belastet werden. Zusätzlich kann ein Betontraganteil berücksichtigt werden. Wird kein Bewehrungsstab gekreuzt, ist der Querkraftwiderstand für Beton ohne Querkraftbewehrung $V_{Rd,c}$ nach Gleichung 4.16 anzusetzen.

$$V_{Rd,c} = \frac{\kappa}{\gamma_c} \cdot \left(100 \cdot \rho \cdot f_c \cdot \frac{d_{dg}}{a_{cs}} \right)^{1/3} \cdot b \cdot d \quad (4.16)$$

mit dem Vorfaktor $\kappa = 0,87$, dem Teilsicherheitsbeiwert für Beton γ_c , dem Bewehrungsgrad der Längsbewehrung $\rho = A_s / (b \cdot d)$, der charakteristischen Druckfestigkeit des Betons f_{ck} , dem Beiwert zur Berücksichtigung der Rauigkeit im Schubriss $d_{dg} = \min(16 + d_g; 40)$ mm,

dem Verhältnis zwischen einwirkendem Moment und einwirkender Querkraft im Kontrollschnitt a_{cs} , der Bauteilbreite b und der statischen Nutzhöhe d .

Der maximale Korndurchmesser d_g ist für Festigkeiten von $f_{ck} > 60$ MPa folgendermaßen abzumindern: $d_g = d_g \cdot (60/f_{ck})^2$. Alternativ dazu kann der Querkraftwiderstand für Beton ohne Querkraftbewehrung $V_{Rd,c}$ nach der aktuellen Formel im Eurocode 2 ermittelt werden (ÖN EN 1992-1-1 2015; siehe Gl. 2.6).

Die Risslänge l_{cr} kennzeichnet jenen Bereich im potentiellen Schubriss, in welchem Bewehrungsstäbe aktiviert werden können. Diese kann wie folgt ermittelt werden (Gl. 4.17).

$$l_{cr} = \cot \beta_{cr} \cdot z \approx \cot \beta_{cr} \cdot 0,9 \cdot d \quad (4.17)$$

mit dem inneren Hebelarm $z \approx 0,9 \cdot d$, dem Risswinkel des Schubrisses β_{cr} .

Der Risswinkel des Schubrisses β_{cr} beträgt 45° und kann auf 36° abgemindert werden, wenn in einem Nachweisschnitt A-A in Abbildung 4.11 eine gerippte Aufbiegung geschnitten wird oder eine Mindestbügelbewehrung nach ÖN B 1992-1-1 (2018) vorhanden ist.

Werden Bewehrungsstäbe innerhalb der Risslänge l_{cr} gekreuzt, ist der Querkraftwiderstand der gekreuzten Stahleinlagen nach Gleichung 4.18 zu ermitteln. Bei aufgebogenen Längsstäben ist die Einhaltung der Mindestbiegeradien zu kontrollieren, welche sich unter Berücksichtigung der Mindestbiegerollendurchmesser nach ÖN B 1992-1-1 (2018), Tabelle 13 ergeben.

$$V_{Rd,s} = \sum A_{bu} \cdot \sigma_{sd} \cdot \sin \alpha + \sum A_{sw} \cdot f_{ywd} \quad (4.18)$$

mit der Querschnittsfläche A_{bu} , dem Bemessungswert der Stahlspannung σ_{sd} , dem Neigungswinkel zur Bauteilachse α der aufgebogenen Stäbe, sowie der Querschnittsfläche A_{sw} und dem Bemessungswert der Fließgrenze f_{ywd} der Bügelbewehrung.

Der Bemessungswert der Stahlspannung σ_{sd} ist in Abhängigkeit der vorhandenen Verankerungslänge $l_{b,eff}$ mit Gleichung 4.19 nach Abbildung 4.10a zu bestimmen. Die erforderliche Verankerungslänge l_{bd} ist abhängig vom Stahltyp bzw. der Oberfläche. Für gerippte Stäbe kann der Bemessungswert der Verankerungslänge l_{bd} nach ÖN EN 1992-1-1 (2015), Abschnitt 8.4 ermittelt werden. Für glatte Stäbe ist der Bemessungswert der Verankerungslänge l_{bd} nach ÖN EN 1992-1-1 (2015), Abschnitt 8.4 mit dem Faktor 2,25 zu multiplizieren.

$$\sigma_{sd} = f_{yd} \cdot \frac{l_{b,eff}}{l_{bd}} \leq f_{yd} \quad (4.19)$$

mit dem Bemessungswert der Fließgrenze f_{yd} , der effektiven Verankerungslänge eines Bewehrungsstabs im Beton $l_{b,eff}$ und dem Bemessungswert der Verankerungslänge l_{bd} .

Der Querkraftwiderstand V_{Rd} ist nun in jedem Schnitt mit Gleichung 4.20 zu ermitteln.

$$V_{Rd} = \max(V_{Rd,c}; V_{Rd,s} + k_i \cdot V_{Rd,c}) \quad (4.20)$$

mit dem Bemessungswert des Querkraftwiderstands der Bewehrungsstäbe $V_{Rd,s}$ innerhalb der Länge l_{cr} angrenzend an den Schnitt A-A der Abbildung 4.10a, dem Bemessungswert des Querkraftwiderstands von Beton ohne Querkraftbewehrung $V_{Rd,c}$ und dem Beiwert zur

Berücksichtigung eines Betontraganteils k_i .

Der Interaktionsbeiwert k_i ist $1 - 0,125 \cdot V_{Rd,s}/V_{Rd,c} \geq 0,0$ bei der Verwendung von geripptem Betonstahl oder Rippentorstahl; dieser ist 0,00 bei Verwendung von glattem Betonstahl oder Torstahl.

4.5.3 Nachweisführung

Der Schubriss und der zugehörige Nachweisschnitt am oberen Ende des Schubrisses (Schnitt A-A in Abb. 4.10 und 4.11) werden gedanklich entlang der Bauteilachse verschoben. In jedem Nachweisschnitt wird der Widerstand $V_{Rd,s}$ der aufgebogenen Längsstäbe gemäß Gleichung 4.18 ermittelt. Die Querkraftdeckungslinie (Abb. 4.11) ergibt sich aus den entlang einer Platte oder eines Balkens ermittelten Widerständen unter Beachtung der Gleichung 4.20. Der Nachweis ist erfüllt wenn die Umhüllende des Widerstands V_{Rd} , die der Einwirkung V_{Ed} über den gesamten Bauteil übersteigt. Die Bemessungsquerkraft V_{Ed} muss nicht näher als im Abstand l_{cr} vom Auflager nachgewiesen werden.

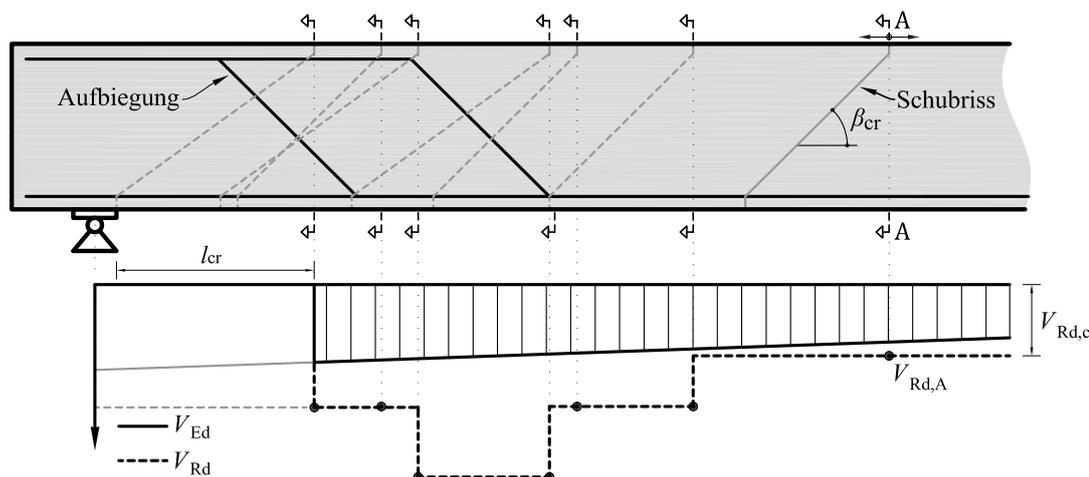


Abb. 4.11: Ermittlung der Querkraftdeckungslinie durch das Verschieben des Schubrisses entlang einer Platte oder eines Balkens

Zusätzlich ist die Druckstreben­tragfähigkeit des Betons am Auflager nachzuweisen, welche aufgrund der großen Breiten von Plattenbrücken zumeist einfach erfüllt ist. Dafür wird die Gleichung 4.21 entsprechend der ÖN EN 1992-1-1 (2015) herangezogen, wobei anstatt des theoretischen Druckstreben­winkels θ , der Risswinkel β_{cr} verwendet wird.

$$V_{Rd,max} = b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\cot \beta_{cr} + \tan \beta_{cr}} \quad (4.21)$$

mit dem Abminderungsbeiwert für Beton bei Schubrissen ν_1 . Dieser ist nach ÖN B 1992-1-1 (2018) mit $\nu = 0,6 \cdot (1 - f_{ck}/250)$ zu ermitteln.

4.5.4 Zur Anwendung bei historischem Bewehrungsstahl

Die Anwendung des Modells setzt gute Verbundqualität, sowie ausreichende Verankerung der Stäbe voraus. Bei historisch verwendeten Stahltypen (glatte Stähle, Torstähle) sind

durch den mäßigen mechanischen Verbund aufgrund der geringeren Rippenfläche größere Rissöffnungen zur vollen Aktivierung des Stahls notwendig (siehe Abb. 4.3a). Zugleich kann die Tragfähigkeit durch zu geringe Verankerungslängen oder durch zu eng gewählte Biegeradien der aufgebogenen Längsstäbe limitiert sein. Die Auswirkung dieser Effekte bei der Anwendung von historischem Bewehrungsstahl werden nachfolgend näher behandelt.

Stahltyp

In der österreichischen Nachrechnungsrichtlinie für die Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken (ONR 24008 2014) sind historisch verwendete Stahltypen und ihre Festigkeiten zusammengefasst. Martin et al. (1981) hat viele dieser Stahltypen hinsichtlich ihrer bezogenen Rippenfläche analysiert. Die bezogene Rippenfläche f_R ist definiert als Verhältnis von senkrecht zur Stabachse projizierter Fläche aller Rippen am Stabumfang zur entsprechenden Mantelfläche des Stabes mit dem Nenndurchmesser \emptyset . Laut ÖN EN 1992-1-1 (2015) ist für Stäbe $\emptyset > 12$ mm ein Mindestwert der bezogenen Rippenfläche von 0,056 einzuhalten. Noakowski (1978) hat ein Modell zur Ermittlung von Verbundspannungen formuliert und die Parameter anhand von Versuchen mit unterschiedlicher bezogener Rippenfläche kalibriert (gerippt $f_R = 0,06$; profiliert $f_R = 0,02$; glatt $f_R = 0,00$). Die übertragbaren Verbundspannungen erhöhen sich dabei proportional zu einer höheren bezogenen Rippenfläche (Noakowski 1978).

Tabelle 4.2 zeigt historische Stahlsorten mit einer ähnlichen oder größeren bezogenen Rippenfläche f_R wie ein gerippter Bewehrungsstab ($f_R = 0,056$). Torstähle haben eine bezogene Rippenfläche von etwa 0,02 während glatte Stäbe den Wert 0,0 aufweisen (Martin et al. 1981). Die bezogene Rippenfläche f_R von Torstahl (III), welcher den Abmessungen nach ÖN B 4200-4 (1957) genügt, beträgt nach Martin et al. (1981) 0,017. Die bezogene Rippenfläche von sogenannten Sternstählen, welche die Mindestwerte für die Rippengeometrie nach ÖN B 4200-7 (1968) einhalten, liegt bei 0,021 ($\emptyset 16$ mm) bzw. 0,016 ($\emptyset 24$ mm).

Tab. 4.2: Bezogene Rippenflächen $f_R \cdot 1000$ von historisch verwendeten Stählen nach Martin et al. (1981)

Stahltyp	Bezeichnung	$\emptyset = 8$	16	32
Rippenstähle	Box-Stahl		80	
	Rippenstahl N7		87 ¹	
	Nori-Stahl	117	122	83
	Querrippenstahl	106	84	66
	Rippenstahl DQ		100	80
	BSt 420/500 RU	64	90/74	71 ²
	BSt 500/550 RU	62	95/80	84 ²
Rippentorstahl	Querrippenstahl verwunden N6		105	105
	Querrippenstahl verwunden N7		117	
	Querrippenstahl verwunden R2		82	
	Querrippenstahl verwunden R3		93	
	Querrippenstahl verwunden DN6		111	89
	BSt 420/500 RK - Rippentorstahl		73	
	BSt 500/550 RK - Rippentorstahl	78	76	
Sonderstähle	Neptunstahl	65		
	Ovalstahl	102		

¹ Wert für $\emptyset = 18$ mm ² Wert für $\emptyset = 28$ mm

Es kann davon ausgegangen werden, dass historische Stäbe mit einer bezogenen Rippenfläche von 0,05 - 0,07 ein ähnliches Verbundverhalten wie ein gerippter Stab aufweisen, welcher heutzutage zur Anwendung kommt. Wie in Tabelle 4.2 ersichtlich sind liegen die historischen Werte zum Teil über diesen Wert. Die Anwendbarkeit des Modells aus Abschnitt 4.4 ist bei Verwendung von historischen Stäben aus Tabelle 4.2 somit gegeben.

Bei einem schlechten Verbundverhalten sind große Rissweiten zur vollen Aktivierung eines aufgebogenen Längsstabs notwendig (siehe Abb. 4.3a). Dies zeigte auch die Versuchsreihe von Regan et al. (1974) bei der in Vergleichsversuchen zwischen gerippten und glatten Stäben weitaus größere Dehnungen und Rissweiten in den Aufbiegungen zu erkennen waren. Eine tatsächliche Verankerung des Stabs findet hier erst in den geometrischen Umlenkestellen wie z.B. in Haken oder Abbiegepunkten statt. Es ist daher mit einem Ausfall der Betontraganteile aus Rissreibung zu rechnen, und eine Umlagerung auf Betondruckstreben zu erwarten. Betondruckstreben können sich entweder direkt am Auflager, oder wie in Fachwerkmodellen an der Querkraftbewehrung abstützen. Die vertikale Komponente einer geneigten Betondruckstrebe wird im letzteren Fall lediglich von der Querkraftbewehrung übernommen (Abb. 4.12). Obwohl im Zuge der Modellevaluierung in Abschnitt 4.4.3 auch Versuche mit glatten Stäben realistisch beurteilt werden konnten, wird von der Überlagerung der Traganteile von Beton und Stahl bei der Modellanwendung bei glatten Stäben abgeraten und es sollten, auf der sicheren Seite liegend, lediglich die Stahltraganteile in Rechnung gestellt werden.

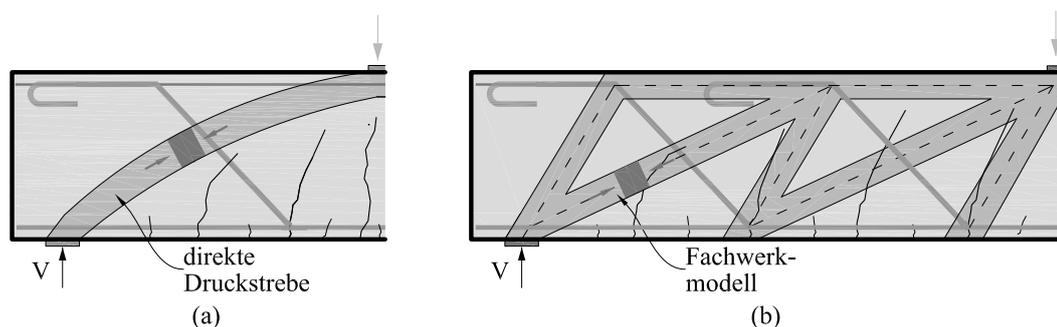


Abb. 4.12: Ausbildung von Druckstreben durch: (a) direkten Lastabtrag; (b) in einem Fachwerkmodell

Verankerung und Biegegradien

Die Stäbe müssen bei Querung eines Risses beidseitig ausreichend verankert sein. Für die Verbundfestigkeit von historischen Bewehrungsstäben gibt der zweite Teil der SIA 269 (2011) ein Konzept in Abhängigkeit der bezogenen Rippenfläche von historischen Stäben an (siehe auch Zwicky et al. 2014). Die Verbundfestigkeit wird nach Gleichung 4.22 ermittelt und berücksichtigt neben der Rippenfläche auch einen Beiwert zur Berücksichtigung einer verminderten Stabrippung und des Einflusses reduzierter Betonüberdeckung auf die Verbundfestigkeit.

$$f_{bd,upd} = \eta_R \cdot f_{bd} \cdot k_\phi$$

wobei

$$\eta_R = 0,55 + 8 \cdot f_{R,upd} \leq 1$$

$$k_\phi = 0,5 + \phi/60 \leq 1$$
(4.22)

mit dem Bemessungswert der Verbundfestigkeit f_{bd} nach ÖN EN 1992-1-1 (2009), der bezogenen Rippenfläche des älteren Rippenstahls $f_{R,upd}$ und dem Stabdurchmesser ϕ in [mm].

Abgesehen von der unzureichenden Verankerung kann auch ein zu eng gewählter Biegeradius in den Aufbiegepunkten die Tragfähigkeit herabsetzen. Die Versuchsreihe von Bach et al. (1911), (1912) zeigten bei einer Vielzahl der Prüfkörpern eine Spaltung in der Ebene des aufgebogenen Längsstabes. Verantwortlich dafür sind Spaltzugkräfte, welche aufgrund der Umlenkkräfte an Biegestellen auftreten (Abb. 4.13). Je kleiner die Umlenkradien R desto größer werden die aufzunehmenden Umlenkkräfte u .

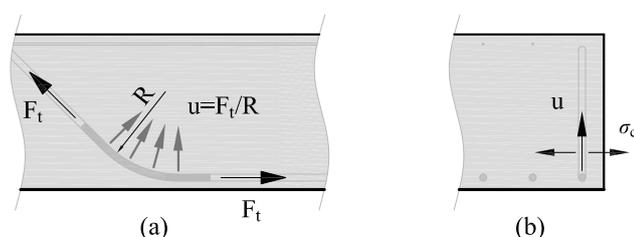


Abb. 4.13: Spalten des Bauteils: (a) Umlenkkräfte aufgrund der Aufbiegung; (b) Spaltzugkräfte im Querschnitt

Diese Spaltzugkräfte sind nach fib (2013) mit einem Drittel von $f_{ctd;0.05}$ zu begrenzen. Die Spaltzugkräfte σ_{ct} und die davon beanspruchte Breite b_u lassen sich mit Gleichung 4.23 ermitteln. Dadurch kann auf die minimal erforderlichen Biegerollendurchmesser D_{min} rückgerechnet werden.

$$\sigma_{ct} = \frac{F_t}{R \cdot b_u} \leq \frac{f_{ctd;0.05}}{3}$$

$$b_u = s - \emptyset \leq 2\sqrt{3 \cdot (c_{nom} + \emptyset/2)}$$
(4.23)

mit der zu verankerten Zugkraft F_t , dem Radius R , dem Stabsabstand s und der Betondeckung c .

In ÖN EN 1992-1-1 (2015) sind Mindestwerte für Biegerollendurchmesser zur Vermeidung von Schäden an der Bewehrung vorgegeben. Die Werte liegen bei $4\emptyset$ bei $\emptyset \leq 16$ mm, bzw. $7\emptyset$ bei $\emptyset > 16$ mm. Außerdem wird Gleichung 4.24 für die Ermittlung des Mindestwerts des Biegerollendurchmessers D_{min} zur Vermeidung von Betonschäden vorgegeben.

$$D_{min} \geq F_{bt} [(1/a_b) + 1/(2 \cdot \emptyset)]$$
(4.24)

mit der zu verankernden Zugkraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit F_{bt} , das Minimum aus dem halben Schwerpunktastand zwischen den aufgebogenen Stäben und dem Maß von

der Stabachse zur Betonaußenkante a_b , dem Bemessungswert der Druckfestigkeit f_{cd} und dem Stabdurchmesser \emptyset . In ÖN B 1992-1-1 (2018) ist Gleichung 4.24 bereits ausgewertet und als Tabelle 4.3 zusammengefasst.

Tab. 4.3: Mindestbiegerollendurchmesser nach ÖN B 1992-1-1 (2018)

Betonklasse	$\min(a_b) \geq 2\emptyset$	$\min(a_b) \geq 4\emptyset$
C20/25	25 \emptyset	20 \emptyset
ab C25/30	20 \emptyset	15 \emptyset

Die angegebenen Grenzwerte sind stets vor einer Nachrechnung zu kontrollieren. Im übrigen wurden bereits ab dem Jahre 1957 Grenzwerte für die Biegeradien in der ÖN B 4200-4 (1957) berücksichtigt. Diese waren mit 10 \emptyset (für die Stahlgruppen II, III), bzw. 12 \emptyset (Stahlgruppe IV) gegeben und mussten bei geringem Randabstand ($< 2\emptyset + 2$ cm) jeweils um 3 \emptyset erhöht werden. Der einzuhaltende Biegerollendurchmesser wird durch Verdoppelung der Biegeradien ermittelt und liegt im selben Größenbereich wie in Tabelle 4.3 angegeben. In der ÖN B 4200-8 (1971) haben die gelisteten Grenzwerte ebenso dieselbe Größe wie in Tabelle 4.3: 25 \emptyset bei außenliegenden und 20 \emptyset bei innenliegenden Aufbiegungen.

Kapitel 5

Anwendung bei bestehenden Brücken

5.1 Allgemeines

Im Folgenden werden die Ergebnisse der statischen Nachrechnung von zwei Plattenbrücken mit aufgebogenen Längsstäben präsentiert. Die Eisenbahnbrücken sind vor bzw. nach der Einführung der ÖN B 4200-8 (1969) errichtet worden und es wurden daher Bewehrungsstäbe mit unterschiedlicher Oberfläche verwendet (Unterführung 1960, Torstahl 40 (III), bzw. die Flutbrücke 1979, Rippentorstahl RT 50). Die beiden Anwendungsbeispiele werden dabei nach der in der österreichischen Nachrechnungsrichtlinie ONR 24008 (2014) vorgeschlagenen Vorgehensweise beurteilt (siehe Abschnitt 2.3). Dabei wird die zweite Stufe herangezogen, bei welcher der Teilsicherheitsfaktor der ständigen Lasten auf $\gamma_g = 1,20$ reduziert werden darf, sofern die Bauteilabmessungen am Bauwerk bestimmt wurden. Das Hauptaugenmerk dieses Kapitels liegt auf der Berechnung des Querkraftwiderstands V_R auf Grundlage des in dieser Arbeit abgeleiteten Berechnungsansatzes (siehe Abschnitt 4). Die Beurteilung der Tragfähigkeit bezieht sich somit ausschließlich auf die Querkrafttragfähigkeit der Platte.

5.2 Beispiel 1

5.2.1 Bauwerksbeschreibung und Abmessungen

Das Brückenobjekt besteht aus zwei getrennt hergestellten Tragwerken, welche als Plattenbrücken im Jahr 1979 ausgeführt wurden. Das Einfeldsystem weist eine Stützweite von 10,75 m auf und der Querschnitt ist konstant 75 cm hoch (siehe Abb. 5.1). Daraus resultiert eine Schlankheit l/h von 14,3. Die Tragwerke haben an der Plattenunterseite eine Plattenbreite von $b = 4,89$ m, welche nach oben hin einseitig breiter wird. Der Querschnitt entspricht dem 1,14-fachen der Höhe bzw. 1,29-fachen der Breite des Querschnitts, welcher in den Querkraftversuchen an Plattenbrücken mit realistischem Oberbau in Abschnitt 3.4.4 vorgestellt wurde. Die ursprüngliche Querkraftbemessung erfolgte auf Basis des schweren Lastentzug „S-Zug“ nach ÖN B 4003 (1956) und die Konstruktion erfolgte nach ÖBB (1976), ÖN B 4200-8 (1971). Der Nachweis wird für einen Plattenstreifen mit einer Breite von 1,0 m geführt.

5.2.2 Materialkennwerte

Tabelle 5.1 fasst die Materialkennwerte der verwendeten Baustoffe zusammen. Das Tragwerk wurde mit einer Betongüte B400 hergestellt. Dies entspricht in Anlehnung an die ONR 24008 (2014) in etwa einer Betongüte C25/30 nach ÖN EN 1992-1-1 (2015). Als Bewehrungsstahl wurde ein Rippentorstahl 50 verwendet.

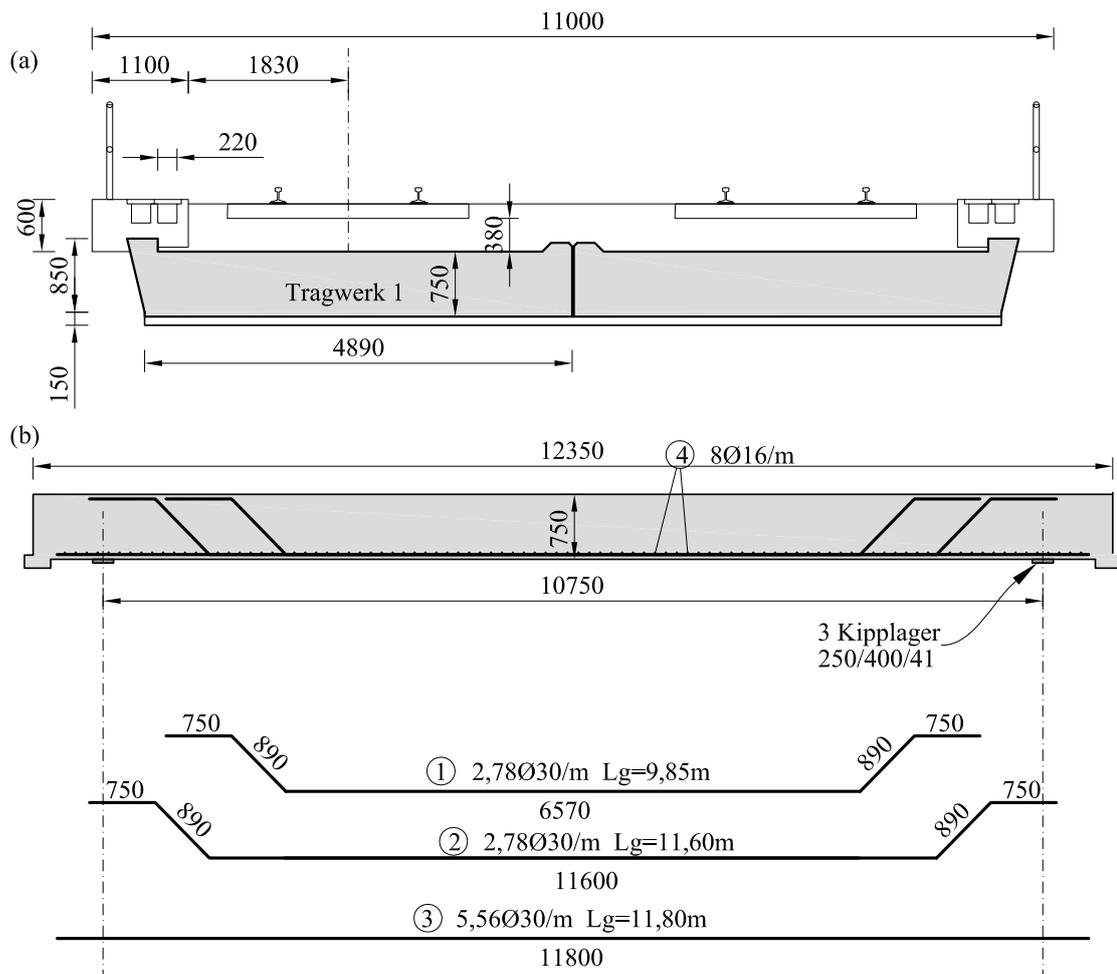


Abb. 5.1: Flutbrücke: (a) Querschnitt inklusive Randbalken und Aufbauten, (b) System in Längsrichtung, Details zur Querkraftbewehrung

Tab. 5.1: Materialkennwerte der verwendeten Baustoffe nach ONR 24008 (2014)

Baustoff	Druckfestigkeit	Zugfestigkeit	Elastizitätsmodul
Beton B400	f_{ck} [N/mm ²] 26,4	$f_{ctk,0.05}$ [N/mm ²] 1,9	E_{cm} [kN/mm ²] 31,9
Rippentorstahl 50	f_{yk} [N/mm ²] 500		E_s [kN/mm ²] 205

5.2.3 Bewehrung

Die Querkraftbewehrung im unmittelbaren Auflagerbereich besteht aus zwei Reihen von aufgebogenen Längsstäben (jeweils Ø30/360 mm, siehe Abb. 5.1b). Für den Plattenstreifen können daher 2,78 aufgebogene Stäbe je Meter berücksichtigt werden. Zusätzlich wurden Ø30/180 mm durchgehend verlegt. Der untere Biegepunkt der ersten Reihe ist 1,22 m von der Auflagerachse entfernt, während der Abstand der Aufbiegungen untereinander 0,87 m beträgt. Dieser ist somit höher als die statische Nutzhöhe von ca. 0,7 m. Eine zusätzliche Bügelbewehrung ist nicht vorhanden. In Querrichtung wurde eine Bewehrung Ø16/125 mm angeordnet, welche oberhalb der Hauptbewehrung liegt. Hier wurde ebenfalls jeder zweite

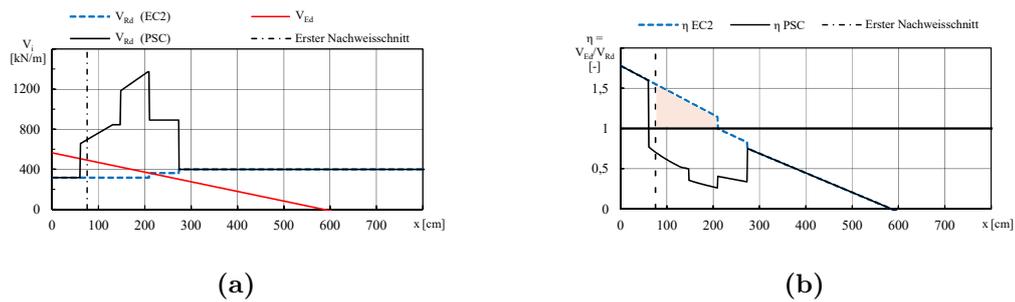


Abb. 5.2: Nachrechnung der Flutbrücke: (a) Querkraftverlauf V_{Ed} infolge des LM71 sowie Widerstände V_{Rd} (EC2) nach ÖN EN 1992-2 (2012) bzw. V_{Rd} (PSC) nach Abschnitt 4.5; (b) Ausnutzungsgrad $\eta = V_{Ed}/V_{Rc}$ für die verschiedenen Nachweismodelle

Stab aufgebogen. Ein Bewehrungsnetz an der Plattenoberseite ist ebenfalls vorhanden (längs: $\text{Ø}16/170$ mm, quer: $\text{Ø}10/200$ mm).

5.2.4 Statische Nachrechnung

Einwirkungsseite

Die Ermittlung der Schnittgrößen erfolgte mit Hilfe einer Excel-Berechnung, wobei die Querkräfte vereinfachend über die gesamte Plattenbreite konstant angenommen werden. Die ständigen Lasten wurden dabei gemäß Originalplänen ermittelt und spezifische Gewichte nach Eurocode angesetzt. Diese Lasten beinhalteten das Eigengewicht der Konstruktion sowie die Ausbaulasten aufgrund des Schotterbetts, des Randbalkens, der Geländer sowie der Kabeltasse. Die veränderlichen Lasten ergeben sich nach den in ÖN EN 1991-2 (2012) und ÖN B 1991-2 (2018) vorgeschlagenen Verkehrslastmodellen. Im Rahmen dieser Beurteilung wurde das Lastmodell 71 einschließlich des anzusetzenden Laststeigerungsfaktors $\alpha = 1,21$ für den Neubau angesetzt. Die einwirkenden Lasten wurden zudem mit dem dynamischen Faktor vergrößert, welcher gemäß ÖN B 1991-2 (2018) für Gleise mit sorgfältiger Instandhaltung ermittelt wurde. Nach ÖN EN 1991-2 (2012) ist es zulässig, eine gleichmäßige Verteilung der Einzellasten des Lastmodells 71 anzunehmen. Von diesem Passus wurde im Zuge der Nachrechnung Gebrauch genommen, um einen günstigeren Querkraftverlauf zu erzielen. Abbildung 5.2a zeigt den Querkraftverlauf für die Umhüllende aus ständigen und veränderlichen Lasten (rote Linie).

Beurteilung des Widerstands nach ONR 24008

Abbildung 5.2b zeigt einen Vergleich des Querkraftwiderstands V_{Rd} mit der einwirkenden Querkraft V_{Ed} für jeden Nachweisschnitt in Form eines Ausnutzungsgrads η . Wie zu erwarten war, ergibt sich ein rechnerisches Defizit im Auflagerbereich bei Ermittlung des Querkraftwiderstands nach Eurocode 2 (siehe roter Bereich in Abb. 5.2b). In diesem Bereich kann trotz des Vorhandenseins von aufgebogenen Längsstäben lediglich der Betonwiderstand nach Gleichung 2.6 angesetzt werden, da die Mindestabstände zwischen Aufbiegungen nicht eingehalten werden. Da auch im fib Model Code 2010 die Anwendung von aufgebogenen Stäben für größere Abstände nicht explizit geregelt wurde, könnte auch hier lediglich der

Betonwiderstand angesetzt werden (auf eine explizite Ermittlung wurde verzichtet). Der Nachweis der Druckstrebentragfähigkeit konnte sehr deutlich erfüllt werden ($\eta = 0,17$).

Beurteilung des Querkraftwiderstands mit dem neuen Nachweiskonzept

Nachfolgend wird das in Abschnitt 4 gezeigte Nachweiskonzept des potentiellen Schubrisses für den Auflagerbereich der vorgestellten Platte exemplarisch demonstriert.

Zu Beginn wird überprüft, in welchen Nachweisschnitten A-A eine Aufbiegung geschnitten wird. In all diesen Querschnitten darf die idealisierte Rissneigung des potentiellen Schubrisses auf 36° abgemindert werden, wenn gerippter Betonstahl verwendet wird (siehe Abb. 5.3a).

Anschließend werden die potentiellen Schubrisse mit ihrer idealisierten Rissneigung für jeden Schnitt konstruiert (Beispiel Schnitt A-B in Abb. 5.3). Der Fußpunkt liegt auf der Schwerachse der Bewehrung, während der Kopfpunkt in der Wirkungsachse des Druckgurts, also im vertikalen Abstand des inneren Hebelarms vom Fußpunkt ($z \approx 0,9 \cdot d$) angesetzt wird. Eine zur Schwerachse um die Rissneigung β_{cr} geneigte Linie kennzeichnet nun den schrägen Part des potentiellen Schubrisses, welcher zum jeweiligen Nachweisschnitt A-A gehört. Dadurch kann zugleich die äußerste Nachweisstelle ermittelt werden. Diese ist dadurch gekennzeichnet, dass der potentielle Schubriss durch den Rand der Auflagerplatte verläuft.

Für die konstruierte schräge Linie (potentieller Schubriss) werden alle von der geneigten Linie geschnittenen Reihen von Bewehrungselementen (aufgebogene Längsstäbe und Bügel) zur Ermittlung des Querkraftwiderstands herangezogen. Für die gegenständliche Platte ergeben sich nun drei wesentliche Bereiche:

1. Bereiche, in denen keine Aufbiegung vom potentiellen Schubriss geschnitten wird (Schnitt 0, rechts in Abb. 5.3). Hier kann nach Gleichung 4.20 lediglich der Betonwiderstand angesetzt werden, welcher in diesem Fall nach ÖN EN 1992-2 (2012) ermittelt wird. In allen anderen Bereichen muss ebenfalls der Betonwiderstand berechnet werden, um den Gesamtwiderstand nach Gleichung 4.20 zu ermitteln. Zu beachten ist, dass der Längsbewehrungsgrad, und somit der Querkraftwiderstand des Betons in Richtung des Auflagers nach jeder Aufbiegung abnimmt. Der Querkraftwiderstand des Betons für verschiedene Bereiche ergibt sich zu:

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

$$V_{Rd,c;-0} = \left[0,12 \cdot 1,53 \cdot (100 \cdot 0,0056 \cdot 26,4)^{1/3} \right] \cdot 1,0 \cdot 0,7 = 399 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c;0-1} = \left[0,12 \cdot 1,53 \cdot (100 \cdot 0,0084 \cdot 26,4)^{1/3} \right] \cdot 1,0 \cdot 0,7 = 362 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c;1-3} = \left[0,12 \cdot 1,53 \cdot (100 \cdot 0,0112 \cdot 26,4)^{1/3} \right] \cdot 1,0 \cdot 0,7 = 317 \text{ kN}$$

2. Bereiche, in denen eine Aufbiegung mit unterschiedlicher Neigung β_{cr} des potentiellen Schubrisses geschnitten wird (Bereich zwischen Schnitt 0 und 1 bzw. 2 und 3 in Abb. 5.3). Hier werden die Traganteile von Beton und Stahl kombiniert und die Ermittlung der Querkraftwiderstands erfolgt nach Gleichung 4.20. Da gerippter

Bewehrungsstahl verwendet wird, kann der Interaktionsfaktor k_i für jede Stelle mit $1 - 0,125 \cdot V_{Rd,s}/V_{Rd,c} \geq 0,0$ ermittelt werden. Die Komponente des Querkraftwiderstands der Bewehrung ergibt sich zu:

$$V_{Rd,s;i} = \sum A_{bu} \cdot \sigma_{sd} \cdot \sin \alpha + \sum A_{sw} \cdot f_{ywd} \quad \text{mit} \quad \sigma_{sd} = f_{yd} \cdot \frac{l_{b,eff}}{l_{bd}} \leq f_{yd}$$

$$V_{Rd,s;1} = 19,64 \cdot 43,5 \cdot \sin 45^\circ = 604 \text{ kN}$$

$$\text{mit} \quad \sigma_{sd} = 434,8 \cdot \frac{1,630}{1,168} = 607 \text{ MPa} \geq f_{yd} \rightarrow \sigma_{sd} = f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,s;3} = 19,64 \cdot 31,4 \cdot \sin 45^\circ = 436 \text{ kN}$$

$$\text{mit} \quad \sigma_{sd} = 434,8 \cdot \frac{0,844}{1,168} = 314 \text{ MPa}$$

Der Gesamtwiderstand ergibt sich somit zu:

$$V_{Rd;i} = \max(V_{Rd,c}; V_{Rd,s} + k_i \cdot V_{Rd,c}) \quad \text{mit} \quad k_i = 1 - 0,125 \cdot V_{Rd,s}/V_{Rd,c} \geq 0,0$$

$$V_{Rd;1} = \max(362; 604 + 0,79 \cdot 362) = 890 \text{ kN}$$

$$\text{mit} \quad k_i = 1 - 0,125 \cdot 604/362 = 0,79$$

$$V_{Rd;3} = \max(317; 436 + 0,82 \cdot 317) = 695 \text{ kN}$$

$$\text{mit} \quad k_i = 1 - 0,125 \cdot 436/317 = 0,82$$

3. Bereiche, in denen zwei Aufbiegungen unter dem Winkel $\beta_{cr} = 36^\circ$ geschnitten werden (Bereich zwischen Schnitt 1 und 2 in Abb. 5.3). Hier werden die Traganteile von Beton und Stahl kombiniert und die Ermittlung des Querkraftwiderstands erfolgt ebenfalls nach Gleichung 4.20. Der Interaktionsfaktor wird durch die im Vergleich zum Betontraganteil größeren Stahlanteile geringer.

$$V_{Rd,s;i} = \sum A_{bu} \cdot \sigma_{sd} \cdot \sin \alpha + \sum A_{sw} \cdot f_{ywd} \quad \text{mit} \quad \sigma_{sd} = f_{yd} \cdot \frac{l_{b,eff}}{l_{bd}} \leq f_{yd}$$

$$V_{Rd,s;2} = 19,64 \cdot 43,5 \cdot \sin 45^\circ + 19,64 \cdot 27,9 \cdot \sin 45^\circ = 992 \text{ kN}$$

$$\text{mit} \quad \sigma_{sd} = 434,8 \cdot \frac{1,270}{1,168} = 473 \text{ MPa} \geq f_{yd} \rightarrow \sigma_{sd} = f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

$$\text{und} \quad \sigma_{sd} = 434,8 \cdot \frac{0,750}{1,168} = 279 \text{ MPa} \geq f_{yd}$$

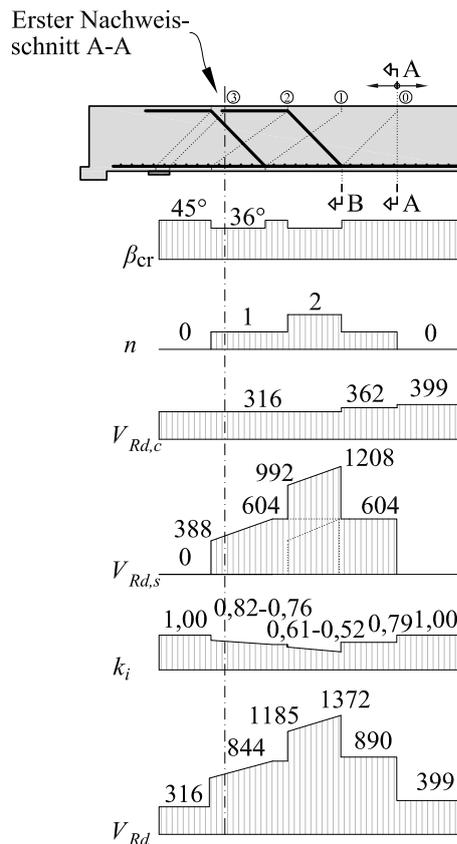


Abb. 5.3: Ermittlung des Querkraftwiderstands mit dem Modell des potentiellen Schubrisses im Auflagerbereich der Flutbrücke

Der Gesamtwiderstand ergibt sich somit zu:

$$V_{Rd;i} = \max(V_{Rd,c}; V_{Rd,s} + k_i \cdot V_{Rd,c}) \quad \text{mit} \quad k_i = 1 - 0,125 \cdot V_{Rd,s}/V_{Rd,c} \geq 0,0$$

$$V_{Rd;1} = \max(317; 992 + 0,61 \cdot 317) = 1185 \text{ kN}$$

$$\text{mit} \quad k_i = 1 - 0,125 \cdot 992/317 = 0,61$$

Der Bemessungswert der Verankerungslänge l_{bd} zur Ermittlung des anrechenbaren Bemessungswerts der Stahlspannung σ_{sd} ist mit der Gleichung nach ÖN EN 1991-2 (2012) zu ermitteln. Da ein aufgebogener Längsstab zur Stabachse um den Winkel α geneigt ist, kann immer Verbundbereich 1 bei der Ermittlung von η_1 in Rechnung gestellt werden.

$$l_{bd} = \emptyset/4 \cdot f_{yd}/f_{bd} = 30/4 \cdot 435/2,79 = 1168 \text{ mm}$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,24 = 2,79 \text{ MPa}$$

$$\text{mit} \quad \eta_1 = 1,0 \quad \eta_2 = 1,0 (\emptyset 30 \leq 32 \text{ mm})$$

Während für dieses Brückenobjekt nach einer Beurteilung gemäß ONR 24008 (2014) eine wirtschaftlich fragwürdige und aufwändige Schubverstärkung erforderlich wäre oder eine

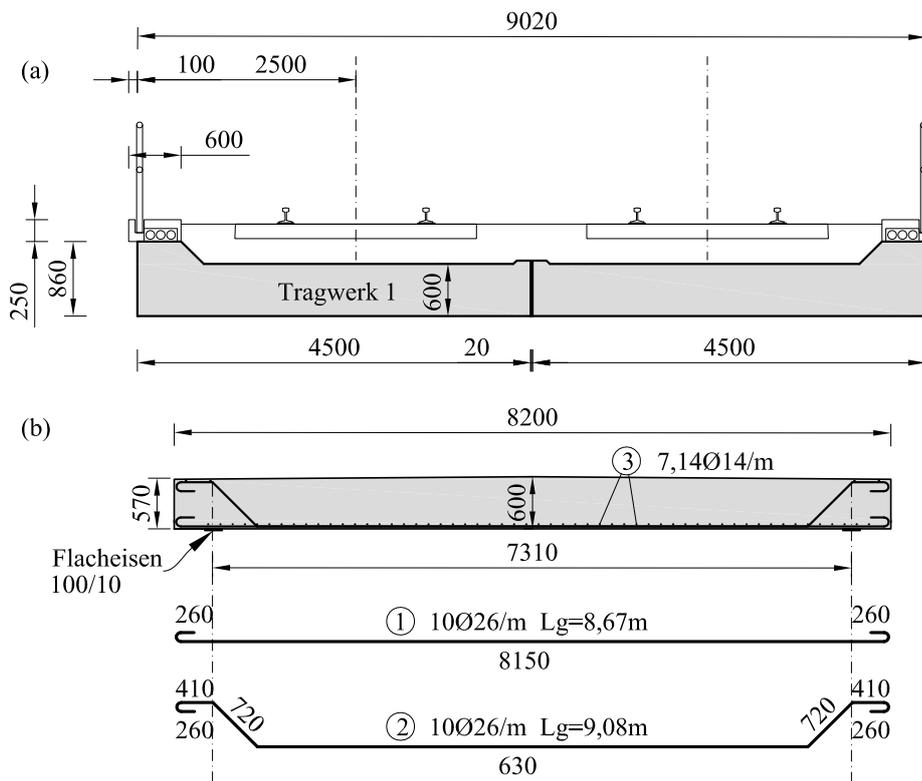


Abb. 5.4: Unterführung: (a) Querschnitt inklusive Randbalken und Aufbauten, (b) System in Längsrichtung, Details zur Querkraftbewehrung

entsprechende Maßnahme für die Nutzung (z.B. Achslastbeschränkung) getätigt werden müsste, kann basierend auf dem im Rahmen dieser Arbeit vorgeschlagenen Nachweiskonzept eine ausreichende Querkrafttragfähigkeit V_{Rd} bescheinigt werden (siehe Abbildung 5.2b). Die Kombination der Tragmechanismen von Beton und Stahl lieferten die fehlende Schubtragfähigkeit zur Erfüllung des Nachweises im Auflagerbereich.

5.3 Beispiel 2

5.3.1 Bauwerksbeschreibung und Abmessungen

Das Brückenobjekt besteht aus zwei getrennt hergestellten Tragwerken, welche als Plattenbrücken im Jahr 1960 ausgeführt wurden. Das Einfeldsystem weist eine Stützweite von 7,3 m auf und der Querschnitt ist in Feldmitte 60 cm hoch, während an den Auflagern die Höhe mit 57 cm gegeben ist. Zusätzlich wurde der Plattenrand einseitig überhöht ausgeführt (siehe Abb. 5.4). Daraus resultiert eine Schlankheit l/h von 12,2. Die Tragwerke haben eine konstante Plattenbreite von $b = 4,5$ m. Der Querschnitt entspricht dem 0,91-fachen der Höhe bzw. 1,18-fachen der Breite des Querschnitts, welcher in den Querkraftversuchen an Plattenbrücken mit realistischem Oberbau in Abschnitt 3.4.4 vorgestellt wurde. Die ursprüngliche Querkraftbemessung erfolgte auf Basis des schweren Lastentzug „S-Zug“ nach ÖN B 4003 (1956) und die Konstruktion erfolgte auf Basis der ÖN B 4200-4 (1957). Der Nachweis wird für einen Plattenstreifen mit einer Breite von 1,0 m geführt.

Tab. 5.2: Materialkennwerte der verwendeten Baustoffe nach ONR 24008 (2014)

Baustoff	Druckfestigkeit	Zugfestigkeit	Elastizitätsmodul
Beton B400	f_{ck} [N/mm ²] 17,8	$f_{ctk,0.05}$ [N/mm ²] 1,43	E_{cm} [kN/mm ²] 29,2
Torstahl 40 (III)	f_{yk} [N/mm ²] 400		E_s [kN/mm ²] 210

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 C15/20 nach ÖN EN 1992-1-1 (2015). Als Bewehrungsstahl wurde ein Torstahl 40 (Klasse III) verwendet.

5.3.3 Bewehrung

Die Querkraftbewehrung im unmittelbaren Auflagerbereich besteht aus einer Reihe von aufgebogenen Längsstäben ($\varnothing 26/100$ mm, siehe Abb. 5.4b). Für den Plattenstreifen können daher 10 aufgebogene Stäbe je Meter berücksichtigt werden. Zusätzlich wurden $\varnothing 26/100$ mm durchgehend verlegt. Der untere Biegepunkt der ersten Reihe ist 0,5 m von der Auflagerachse entfernt. In Querrichtung wurde eine Bewehrung $\varnothing 14/140$ mm angeordnet, welche oberhalb der Hauptbewehrung liegt. Hier wurde ebenfalls jeder zweite Stab aufgebogen. Ein Bewehrungsnetz an der Plattenoberseite ist nicht vorhanden, jedoch wurde jeweils zwei Stäbe bei den Aufbiegungen an der Plattenoberseite vorgesehen.

5.3.4 Statische Nachrechnung

Einwirkungsseite

Die Ermittlung der Schnittgrößen erfolgte mit Hilfe einer Excel-Berechnung, wobei die Querkräfte vereinfachend über die gesamte Plattenbreite konstant angenommen werden. Die ständigen Lasten wurden dabei gemäß Originalplänen ermittelt und spezifische Gewichte nach Eurocode angesetzt. Diese Lasten beinhalteten das Eigengewicht der Konstruktion sowie die Ausbaulasten aufgrund des Schotterbetts, des Randbalkens, der Geländer sowie der Kabeltasse. Die veränderlichen Lasten ergeben sich nach den in ÖN EN 1991-2 (2012) und ÖN B 1991-2 (2018) vorgeschlagenen Verkehrslastmodellen. Im Rahmen dieser Beurteilung wurde das Lastmodell 71 einschließlich des anzusetzenden Laststeigerungsfaktors $\alpha = 1,21$ für den Neubau angesetzt. Die einwirkenden Lasten wurden zudem mit dem dynamischen Faktor vergrößert, welcher gemäß ÖN B 1991-2 2018 für Gleise mit sorgfältiger Instandhaltung ermittelt wurde. Nach ÖN EN 1991-2 2012 ist es zulässig, eine gleichmäßige Verteilung der Einzellasten des Lastmodells 71 anzunehmen. Von diesem Passus wurde im Zuge der Nachrechnung Gebrauch genommen, um einen günstigeren Querkraftverlauf zu erzielen. Abbildung 5.5a zeigt den Querkraftverlauf für die Umhüllende aus ständigen und veränderlichen Lasten (rote Linie).

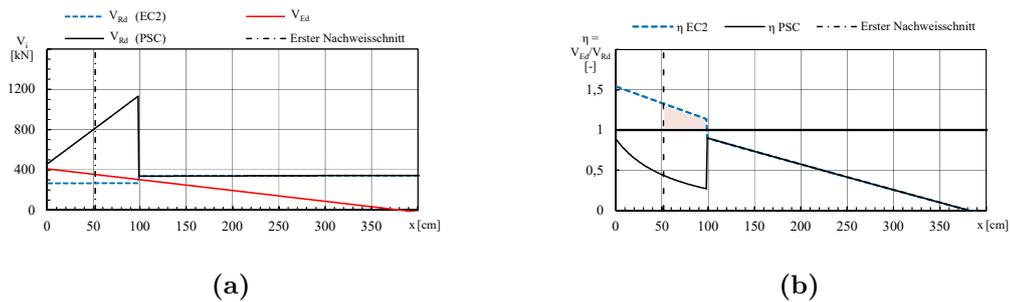


Abb. 5.5: Nachrechnung der Unterführung: (a) Querkraftverlauf V_{Ed} infolge des LM71 sowie Widerstände V_{Rd} (EC2) nach ÖN EN 1992-2 (2012) bzw. V_{Rd} (PSC) nach Abschnitt 4.5; (b) Ausnutzungsgrad $\eta = V_{Ed}/V_{Rc}$ für die verschiedenen Nachweismodelle

Beurteilung des Widerstands nach ONR 24008

Abbildung 5.5b zeigt einen Vergleich des Querkraftwiderstands V_{Rd} mit der einwirkenden Querkraft V_{Ed} für jeden Nachweisschnitt in Form eines Ausnutzungsgrads η . Wie zu erwarten war, ergibt sich ein rechnerisches Defizit im Auflagerbereich bei Ermittlung des Querkraftwiderstands nach Eurocode 2 (siehe roter Bereich in Abb. 5.5b). In diesem Bereich kann trotz des Vorhandenseins einer Reihe aufgebogener Längsstäbe lediglich der Betonwiderstand nach Gleichung 2.6 angesetzt werden, da keine Regelungen zu einzelnen Reihen im Eurocode 2 getroffen werden. Zudem wird hier Torstahl verwendet, welcher eine wesentlich kleinere bezogene Rippenfläche als nach Eurocode 2 gefordert, aufweist (siehe Abschnitt 4.5.4). Da auch im fib Model Code 2010 die Anwendung von einer einzelnen Reihe von aufgebogenen Stäben nicht explizit geregelt wurde und ebenfalls von einer Mindestfläche der Rippenfläche ausgegangen wird, kann auch hier lediglich der Betonwiderstand angesetzt werden (auf eine explizite Ermittlung wurde verzichtet). Der Nachweis der Druckstreben tragfähigkeit konnte sehr deutlich erfüllt werden ($\eta = 0,24$).

Beurteilung des Querkraftwiderstands mit dem neuen Nachweiskonzept

Nachfolgend wird das in Abschnitt 4 gezeigte Nachweiskonzept des potentiellen Schubrisses für den Auflagerbereich der vorgestellten Platte exemplarisch demonstriert. Der Unterschied zur vorherigen Nachrechnung besteht aufgrund der Anzahl der Reihen von Aufbiegungen und der Verwendung von Torstahl. Deshalb wird nur die Ermittlung der Traganteile gezeigt, während für die Konstruktion der potentiellen Schubrisse auf Abschnitt 5.2 verwiesen wird. Für die gegenständliche Platte ergeben sich zwei wesentliche Bereiche:

1. Bereiche, in denen keine Aufbiegung vom potentiellen Schubriss geschnitten wird (Schnitt 0, rechts in Abb. 5.6). Hier kann nach Gleichung 4.20 lediglich der Betonwiderstand angesetzt werden, welcher in diesem Fall nach ÖN EN 1992-2 (2012) ermittelt wird. In allen anderen Bereichen muss ebenfalls der Betonwiderstand be-

rechnet werden, um den Gesamtwiderstand nach Gleichung 4.20 zu ermitteln. Der Querkraftwiderstand des Betons für verschiedene Bereiche ergibt sich zu:

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

$$V_{Rd,c;-0} = \left[0,12 \cdot 1,62 \cdot (100 \cdot 0,0101 \cdot 17,8)^{1/3} \right] \cdot 1,0 \cdot 0,53 = 267 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c;0-1} = \left[0,12 \cdot 1,62 \cdot (100 \cdot 0,0200 \cdot 17,8)^{1/3} \right] \cdot 1,0 \cdot 0,53 = 337 \text{ kN}$$

2. Bereiche, in denen eine Aufbiegung mit unterschiedlicher Neigung β_{cr} des potentiellen Schubrisses geschnitten wird (Bereich zwischen Schnitt 0 bzw. 1 in Abb. 5.6). Aufgrund der Verwendung von Torstahl ist nach Abschnitt 4.5.1 keine Überlagerung der Traganteile möglich ($k_i = 0,0$). Die Komponente des Querkraftwiderstands der Bewehrung ergibt sich zu:

$$V_{Rd,s;i} = \sum A_{bu} \cdot \sigma_{sd} \cdot \sin \alpha + \sum A_{sw} \cdot f_{ywd} \quad \text{mit} \quad \sigma_{sd} = f_{yd} \cdot \frac{l_{b,eff}}{l_{bd}} \leq f_{yd}$$

$$V_{Rd,s;1} = 53,10 \cdot 21,8 \cdot \sin 45^\circ = 819 \text{ kN}$$

$$\text{mit} \quad \sigma_{sd} = 348 \cdot \frac{0,725}{1,155} = 218 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,s;0} = 53,10 \cdot 30,0 \cdot \sin 45^\circ = 1126 \text{ kN}$$

$$\text{mit} \quad \sigma_{sd} = 348 \cdot \frac{0,997}{1,155} = 300 \text{ MPa}$$

Der Gesamtwiderstand ergibt sich somit zu:

$$V_{Rd;i} = \max(V_{Rd,c}; V_{Rd,s} + k_i \cdot V_{Rd,c}) \quad \text{mit} \quad k_i = 1 - 0,125 \cdot V_{Rd,s}/V_{Rd,c} \geq 0,0$$

$$V_{Rd;1} = \max(267; 819 + 0,0 \cdot 267) = 819 \text{ kN}$$

$$V_{Rd;2} = \max(337; 1126 + 0,0 \cdot 337) = 1126 \text{ kN}$$

Der Bemessungswert der Verankerungslänge l_{bd} zur Ermittlung des anrechenbaren Bemessungswerts der Stahlspannung σ_{sd} ist mit der Gleichung nach ÖN EN 1991-2 (2012) zu ermitteln. Aufgrund der Verwendung von Torstahl wird die Verbundfestigkeit abweichend zu den Regelungen nach Eurocode 2 mit dem Konzept der SIA 269 (2011) berechnet, welches in Abschnitt 4.5.4 beschrieben wird. Die bezogene Rippenfläche f_R von einem Stab

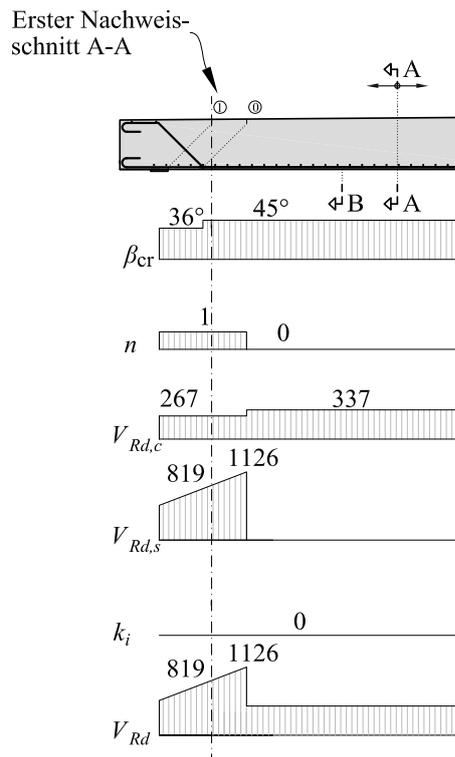


Abb. 5.6: Ermittlung des Querkraftwiderstandes mit dem Modell des potentiellen Schubrisses im Auflagerbereich der Unterführung

aus Torstahl (III), welcher den Abmessungen nach ÖN B 4200-4 (1957) genügt, beträgt nach Martin et al. (1981) 0,017.

$$l_{bd} = \phi/4 \cdot f_{yd}/f_{bd,upd} \cdot \alpha_i = 26/4 \cdot 348/1,37 \cdot 0,7 = 1151 \text{ mm}$$

$$f_{bd,upd} = \eta_R \cdot f_{bd} \cdot k_\phi = 0,686 \cdot 2,14 \cdot 0,93 = 1,37$$

wobei

$$\eta_R = 0,55 + 8 \cdot f_{R,upd} = 0,55 + 8 \cdot 0,017 = 0,686 \leq 1$$

$$k_\phi = 0,5 + \phi/60 = 0,93 \leq 1$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,95 = 2,14 \text{ MPa}$$

$$\text{mit } \eta_1 = 1,0 \quad \eta_2 = 1,0 (\phi 26 \leq 32 \text{ mm})$$

$$\alpha_5 = 0,7 \text{ (Haken)}$$

Während für dieses Brückenobjekt nach einer Beurteilung gemäß ONR 24008 (2014) eine wirtschaftlich fragwürdige und aufwändige Schubverstärkung erforderlich wäre oder eine entsprechende Maßnahme für die Nutzung getätigt werden müsste (z.B. Achslastbeschränkung), kann basierend auf dem im Rahmen dieser Arbeit vorgeschlagenen Nachweiskonzept eine ausreichende Querkrafttragfähigkeit V_{Rd} bescheinigt werden (siehe Abbildung 5.2b). Die Anrechnung der einzelnen Reihe von aufgebogenen Längsstäben, welche von dem

potentiellen Schubriss geschnitten wird, liefert den notwendigen Widerstand zur Erfüllung des Nachweises im Auflagerbereich.

5.4 Abschließende Beurteilung

Während bei einer Beurteilung nach ONR 24008 (2014) ein deutliches rechnerisches Defizit in der Querkrafttragfähigkeit bei beiden Brückenobjekten (Flutbrücke und Unterführung) ausgemacht werden konnte, konnten mit dem im Rahmen dieser Arbeit vorgeschlagenen Nachweiskonzept „Modell des potentiellen Schubrisses“ die notwendigen Nachweise in den Auflagerbereichen im Grenzzustand der Tragfähigkeit erbracht werden.

Flutbrücke

Durch die Überlagerung der Traganteile von Stahl und Beton konnte im Auflagerbereich der Querkraftnachweis erbracht werden. Im Bereich der Feldmitte genügt der Querkraftwiderstand des Betons. Der größte Ausnutzungsgrad ergibt sich an jener Stelle, wo keine Aufbiegung mehr berücksichtigt werden kann, zu $\eta = V_{Ed}/V_{Rd} = 0,75$.

Unterführung

Eine Überlagerung der Traganteile ist bei der gegenständlichen Brücke aufgrund der Verwendung von Torstahl zwar nicht möglich, jedoch kann aufgrund der massiven Fläche der aufgebogenen Längsstäbe am Auflager ein positiver Nachweis erbracht werden. Der größte Ausnutzungsgrad ergibt sich an jener Stelle, wo keine Aufbiegung mehr berücksichtigt werden kann, zu $\eta = V_{Ed}/V_{Rd} = 0,90$.

Kapitel 6

Zusammenfassung

Kurze Plattentragwerke aus Stahlbeton sind essentiell für die österreichische Infrastruktur, da rund die Hälfte aller Objekte im Netz der hochrangigen Straßen und der Eisenbahn in dieser Bauart errichtet wurde. Zwei Drittel dieser Brücken weisen bereits ein Alter von über 25 Jahren, 20 % sogar von über 50 Jahren auf, womit die Erhaltung dieser Tragwerke ein Kerngebiet der täglichen Ingenieurspraxis darstellt. Neben der visuellen Brückeninspektion ist eine statische Nachrechnung ein wichtiger Bestandteil einer Neubeurteilung der Tragfähigkeit. Die Anwendung der heutigen, europäisch vereinheitlichten Tragwerksnormen lässt eine positive Nachweisführung im Bezug auf die Querkrafttragfähigkeit oftmals nicht zu. Die Gründe hierfür liegen in den Änderungen der Modelle sowohl auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite, als auch in den historischen Bauweisen. Viele Brücken mit rechnerischem Defizit sind jedoch langjährig schadenfrei im Netz, womit die Sinnhaftigkeit eines Ersatzneubaus oder einer Verstärkung hinterfragt werden kann. Mit der vorliegenden Arbeit wird daher versucht, zu einem besseren Verständnis des Querkrafttragverhaltens von Stahlbetontragwerken ohne Querkraftbewehrung sowie von Tragwerken, welche mit der historischen Bauweise der aufgebogenen Längsbewehrung ausgeführt wurden, beizutragen. Darüber hinaus wird ein Bemessungskonzept vorgeschlagen, mit welchem der Querkraftwiderstand von bestehenden Stahlbetonplatten mit aufgebogener Längsbewehrung als Querkraftbewehrung bestimmt werden kann.

Zu Beginn der Arbeit (Abschnitt 2.1 und 2.2) wird die Entwicklung der Bauweise mit aufgebogenen Längsstäben sowie jene der österreichischen Normung im Bezug auf die Querkraftbewehrung von Plattentragwerken erörtert. Auf Basis von Parameterstudien wird gezeigt, welche Ausführungen der Schubbewehrung für verschiedene Normengenerationen im Brückenbau zu erwarten sind. Dabei wurde festgestellt, dass aufgrund der hohen Grenzwerte vor 1969 lediglich Aufbiegungen im Ermessen des Ingenieurs gemäß der Momentendeckungslinie vorzusehen waren. Bis zur Einführung der Eurocode-nahen Bemessung im Jahre 1996 konnten die Platten unter Normlasten mit einer bzw. maximal zwei Aufbiegungen ausgeführt werden. Die Problematik der Anwendung der heutigen Regelwerke bei der Nachrechnung der festgestellten typischen Ausführung wird in Abschnitt 2.3 diskutiert.

Der zweite Teil von Kapitel 2 (Abschnitt 2.4) gibt eine Zusammenfassung der theoretischen Grundlagen zur Beschreibung von unterschiedlichen Querkrafttragmechanismen, welche sich im Bruchzustand entlang des kritischen Schubrisses ausbilden können. Dabei werden die wesentlichen Eingangsparameter für jeden Mechanismus identifiziert und der Beitrag zur Querkrafttragfähigkeit beschrieben. Zudem werden die konstitutiven Beziehungen von herausragenden Arbeiten auf diesem Gebiet für die Auswertung der in Kapitel 3 durchgeführten Versuche gelistet.

Kapitel 3 enthält eine Zusammenfassung eines umfassenden Testprogramms bestehend aus 10 Querkraftversuchen an Stahlbetonträgern, 17 Tests an Plattenstreifen sowie vier weitere an Stahlbetonplatten. Die Versuchsreihe an Stahlbetonträgern (Abschnitt 3.2) diente der Untersuchung des Einflusses von verschiedenen Betonmischungen (Bestandteile grober Gesteinskörnung und Druckfestigkeiten) auf den Beitrag der Rissverzahnung zum Querkraftwiderstand. Diese Versuchsserie wurde durch 18 Push-Off-Versuche und Oberflächenmessungen an gebrochenen Zylinderhälften nach Spaltzugversuchen ergänzt. Im Bezug auf die getätigten Auswertungen lassen sich dabei folgende Rückschlüsse ziehen:

- Eine Steigerung der Betondruckfestigkeit führt zu einer Verringerung der gebrochenen Oberfläche bezogen auf die zugehörige projizierte Bruchfläche in der Rissebene. Die durchgeführte Substitution des Anteils der groben Gesteinskörnung (> 4 mm) mit Feinanteilen hatte hingegen nur wenig Einfluss auf die festgestellten Bruchoberflächen.
- Der Einfluss der Bruchoberfläche auf die Kapazität zur Übertragung von Spannungen über den Mechanismus der Rissverzahnung konnte durch die Evaluierung der Ergebnisse von Push-Off-Testversuchen bestätigt werden. Dabei wurde das im fib Model Code 2010 vorgeschlagene Konzept zur Berechnung des Anteils an gebrochener Gesteinskörnung anhand von Push-Off-Tests aufgegriffen, um die Betonmischungen hinsichtlich ihrer Rissreibungskapazität zu klassifizieren.
- Der Einfluss von verschiedenen Betonmischungen auf die an Balkenversuchen festgestellte Querkrafttragfähigkeit lässt sich in dem schmalen Parameterbereich von üblichen Betonrezepturen nicht quantifizieren. Die Rissposition und die Rissform zeigten einen weitaus stärkeren Einfluss, wie durch unterschiedlich hohe, experimentell festgestellte Widerstände bei Versuchen mit gleichen Mischungen gezeigt wird.

Die Versuche an Plattenstreifen mit aufgebogener Längsbewehrung (Abschnitt 3.3) verfolgten das Ziel, den Einfluss unterschiedlicher Bewehrungskonzepte (Anzahl, Reihen, Abstände von Aufbiegungen; zusätzliche Bügel) im Auflagerbereich auf die Querkrafttragfähigkeit zu untersuchen. Die Versuche waren so konzipiert, dass einerseits die in Kapitel 2 festgestellten Ausführungsformen abgebildet werden konnten und andererseits der rechnerische Querkraftwiderstand einer Reihe von Aufbiegungen in etwa jenem des Betons gleicht. Somit konnte hinsichtlich der festgestellten Querkraftwiderstände ein Zusammenwirken von Beton- und Stahl einwandfrei identifiziert werden, da im Experiment weitaus größere Widerstände im Vergleich zu den einzelnen Tragwirkungen erreicht wurden. Zudem konnte gezeigt werden, dass der Rissverlauf von kritischen Schubrissen bei den getesteten Bewehrungskonfigurationen jenen von Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung gleicht, was für die Modellbildung in Kapitel 4 wesentlich ist.

Der Fokus in den experimentellen Untersuchungen an Balken und Plattenstreifen lag vorrangig auf dem Einsatz der Nahbereichsphotogrammetrie (Prinzip der dreidimensionalen digitalen Bildkorrelation). Durch die Anwendung des photogrammetrischen Messsystems war es möglich, das Rissöffnungs- und Rissgleitungsverhalten von Schubrissen, sowie Dehnungen in der ungerissenen Betondruckzone kontinuierlich bis zum Versagen im Schubfeld aufzuzeichnen. Damit konnten die in Abschnitt 2.4 vorgestellten konstitutiven Beziehungen für Tragmechanismen evaluiert werden, da diese direkt an die Messgrößen gekoppelt sind. Die Auswertung der Risskinematik und die Evaluierung von verschiedenen Querkrafttragmechanismen auf Basis von optischen Messungen in Abschnitt 3.6 lassen in den vorliegenden Testreihen folgende Schlüsse zu:

- Die Risskinematik wird wesentlich vom Rissverlauf und der Rissposition des kritischen Schubrisses beeinflusst. Je flacher der Risswinkel, desto dominanter wird die Rissöffnung gegenüber der Rissgleitung. Gibt es weitere ausgeprägte Schubrisse im Bereich der Lasteinleitungsstelle können durch die verminderte Rissöffnung in der Mitte des Schubfeldes größere Tragfähigkeiten erreicht werden.
- Einen wesentlichen Beitrag zur Querkraftabtragung leistet die Rissverzahnung. Lediglich bei der Bildung von direkten Druckstreben wirkt dieser Traganteil vermindert. Die Traganteile der beiden Querkraftmechanismen tauschen sich in etwa ab. Die Bildung von direkten Druckstreben wird durch das Vorhandensein von Druckstreben zwischen der Lasteinleitungsstelle und dem unteren Biegepunkt von Aufbiegungen begünstigt.
- Aufgebogene Längsstäbe können bis zu Ihrer Fließgrenze belastet werden und es wird dennoch eine Kinematik vorgefunden, welche eine Aktivierung von Rissverzahnungskräften ermöglicht. Damit kann der erreichte Querkraftwiderstand als eine Kombination beider Traganteile beschrieben werden. Die Versagensstelle verschob sich daher in jene Bereiche, wo keine Aufbiegungen vorhanden waren.
- Rissübergreifende Zugspannungen in der Bruchprozesszone und die Dübelwirkung der Längsbewehrung stellen einen kleinen, aber nicht zu vernachlässigenden Anteil bei der Übertragung von Querkraften dar. Bei Plattenstreifen ist aufgrund der größeren Stababstände der Längsbewehrung die Dübelwirkung ausgeprägter, während die rissübergreifenden Zugspannungen bei den vorliegenden Trägern ohne Querkraftbewehrung einen größeren Anteil einnehmen, da die Rissöffnungen im Bereich der Risspitze geringer sind.

Zudem wurden vier Querkraftversuche an zwei Plattenbrücken durchgeführt mit dem Ziel, die Übertragbarkeit der Versuchsergebnisse von Plattenstreifen auf reale Brückentragwerke zu überprüfen (Abschnitt 3.4). Außerdem wurde dabei der Einfluss einer direkten Tragwerksbelastung, wie es im Straßenbau üblich ist, im Vergleich zu einer Belastung eines realistischen Schienenoberbaus untersucht. Dabei konnte eine positive Wirkung aus einer Lastverteilung in Längsrichtung quantifiziert werden. Unter Berücksichtigung der Rissbilder und der erreichten Versuchslasten ist von einer Übertragbarkeit der Ergebnisse von Plattenstreifen auf reale Brückentragwerke auszugehen, wobei in den Vergleichsversuchen aufgrund von direkten Druckstreben größere Querkraftwiderstände bei den Plattenstreifen erreicht wurden, welche sich aufgrund der möglichen Querverteilung bei Platten nicht in gleichem Maße ausbilden können.

Die Überprüfung der Bemessungsansätze aus der österreichischen Nachrechnungsrichtlinie für den Brückenbau in Abschnitt 3.5 anhand der durchgeführten Versuche hat gezeigt, dass die normativen Modelle für Stahlbetonbauteile ohne Querkraftbewehrung eine gute Vorhersagequalität der experimentellen Querkrafttragfähigkeit liefern. Bei den Versuchen an Plattenstreifen mit aufgebogener Längsbewehrung als Querkraftbewehrung ergaben sich im Vergleich zur normativen Schubtragfähigkeit hingegen teils beträchtliche Tragreserven, welche durch den Eurocode 2 und den fib Model Code 2010 nicht abgebildet werden können. Da Plattenbrücken mit aufgebogener Längsbewehrung aus Stahlbeton bezogen auf die Brückenanzahl einen wesentlichen Anteil am Brückenbestand in Österreich darstellen und diese Tragwerke nach Kapitel 2 potentiell schubgefährdet sind, wird in Kapitel 4 ein Bemessungsansatz hergeleitet, welcher die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken und

-platten realistisch wiedergeben kann (Abschnitt 4.2). Für Zonen ohne Querkraftbewehrung wird ein bestehender Ansatz herangezogen und um die Erkenntnisse der vorgestellten Untersuchungen ergänzt (Abschnitt 4.3). Außerdem wird ein bestehender Ansatz für Bauteile ohne Querkraftbewehrung in Abschnitt 4.4 erweitert, um eine Anwendung in den Bereichen mit Querkraftbewehrung zu ermöglichen.

Die Analyse der Traganteile auf Basis von optischen Messungen in Abschnitt 3.6 hat ergeben, dass die Tragwirkungen des Betons und des Stahls kombiniert werden können. Zugleich war der Rissverlauf von Schubrisen, in denen eine Aufbiegung gekreuzt wurde ähnlich zu jenen ohne Querkraftbewehrung. Die Kreuzung verhinderte zudem einen unkontrollierten Rissfortschritt und damit ein Querkraftversagen des Bauteils an dieser Stelle. Darauf gründend wird angenommen, dass bei ausreichender Verankerung des Bewehrungsstabs auf beiden Seiten eines Schubrisses, eine Aufbiegung bis zur Fließgrenze belastet werden kann und erst bei Überschreitung ein Versagen eingeleitet wird. Ein bestehender, dehnungsbasierter Ansatz für den Querkraftwiderstand des Betons kann daher unter Berücksichtigung der zusätzlichen Tragwirkung von Stahl erneut evaluiert werden. Durch die zusätzliche Querkraftkomponente erhöht sich die vorhandene Dehnung in der Längsbewehrung während der Betontraganteil dadurch abnimmt. Ein Vergleich des vorgeschlagenen „Modell des potentiellen Schubrisses“ (PSC-Modell) mit einer eigens erstellten Datenbank bestehend aus 35 Versuchen mit aufgebogenen Längsstäben und einwandfrei festgestelltem Querkraftversagen konnte zeigen, dass der entwickelte Ansatz die erzielten Querkraftwiderstände sehr gut abbilden kann. Dies wird durch einen Mittelwert von 1,16 und einem Variationskoeffizienten von lediglich 12 % beim Vergleich von Versuchslast zur Modelllast bestätigt.

Der iterative Berechnungsapparat wurde in ein praxistaugliches und Eurocode-konformes Nachweiskonzept überführt (Abschnitt 4.5). Die Besonderheiten, welche sich in der Anwendung bei historischen Bauwerken ergeben, wurden dabei ebenfalls diskutiert, sowie die Möglichkeit der Modellanwendung bei vertikaler Querkraftbewehrung aufgezeigt. Das Verschieben des potentiellen Schubrisses entlang der Bauteilachse erlaubt es, den Querkraftwiderstand in jedem Schnitt unter Berücksichtigung von verschiedenen Abständen und Durchmessern von aufgebogenen Längsstäben, wie sie laut Kapitel 2 zu erwarten sind, zu berücksichtigen. Die statische Nachrechnung von zwei Eisenbahnbrücken mit aufgebogenen Längsstäben 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 Querkrafttragfähigkeit auf Basis des im Zuge dieser Arbeit entwickelten Berechnungsansatzes in den Auflagerbereichen erfolgreich nachgewiesen werden.

Literaturverzeichnis

- Aigner, F. und T. Petraschek (2015). „Querschnittsgestaltung in Abhängigkeit von System und Funktion“. In: *Handbuch Brücken: Entwerfen, konstruieren, berechnen, bauen und erhalten*. Hrsg. von G. Mehlhorn und M. Curbach. Berlin, Springer-Verlag.
- Angelakos, D., E. C. Bentz und M. P. Collins (2001). „Effect of concrete strength and minimum stirrups on shear strength of large members“. In: *Structural Journal* 98.3, S. 291–300.
- Aster, H. und R. Koch (1974). „Schubtragfähigkeit dicker Stahlbetonplatten“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 69.11.
- Bach, C. und O. Graf (1911). „Versuche mit Eisenbeton-Balken zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit verschiedener Bewehrung gegen Schubkräfte - zweiter Teil“. In: *Deutscher Ausschuss für Eisenbeton* 12.
- (1912). „Versuche mit Eisenbeton-Balken zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit verschiedener Bewehrung gegen Schubkräfte - dritter Teil“. In: *Deutscher Ausschuss für Eisenbeton* 20.
- Bahl, N. (1968). „Über den Einfluß der Balkenhöhe auf die Schubtragfähigkeit von Einfeldriegel Stahlbeton-Balken mit und ohne Schubbewehrung (On the effect of beam depth to shear strength of simply supported reinforced concrete beams with and without shear reinforcement)“. Diss. PhD thesis, Universität Stuttgart, Germany.
- Baumann, T. und H. Rüschi (1970). „Versuche zum Studium der Verdübelungswirkung der Biegezugbewehrung eines Stahlbetonbalkens“. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton* 210.
- Bazant, Z. P. und E. Becq-Giraudon (2002). „Statistical prediction of fracture parameters of concrete and implications for choice of testing standard“. In: *Cement and concrete research* 32.4, S. 529–556.
- Bazant, Z. P. und P. Gambarova (1980). „Rough cracks in reinforced concrete“. In: *ASCE J Struct Div* 106.4, S. 819–842.
- Bentz, E. C., F. J. Vecchio und M. P. Collins (2006). „Simplified modified compression field theory for calculating shear strength of reinforced concrete elements“. In: *ACI Materials Journal* 103.4, S. 614.
- Berger, J., P. Huber, J. Feix und J. Kollegger (2017). „Hochfrequente Ermüdungsversuche zur Schubkraftübertragung in unbewehrten Fugen“. In: *Bauingenieur* 92.6.
- Biolzi, L., S. Cattaneo und F. Mola (2014). „Bending-shear response of self-consolidating and high-performance reinforced concrete beams“. In: *Engineering Structures* 59, S. 399–410.
- BMVBS (Mai 2011). *Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie)*. Berlin, Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung - Abteilung Straßenbau.
- Bundesministerium für Bauten und Technik (1967). *Normalien für Plattenbrücken - Z. 541.600 - II/11-67*. Norm. Wien.
- (1969). *Normalien für Autobahn-Plattenbrücken - Z. 544.000 - II/3-69*. Norm. Wien.

- Campana, S., M. Fernandez Ruiz, A. Anastasi und A. Muttoni (2013). „Analysis of shear-transfer actions on one-way RC members based on measured cracking pattern and failure kinematics“. In: *Magazine of concrete research* 65.5-6, S. 386–404.
- Cavagnis, F. (2017). „Shear in reinforced concrete without transverse reinforcement: from refined experimental measurements to mechanical models“. Diss. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Cavagnis, F., M. F. Ruiz und A. Muttoni (2015). „Shear failures in reinforced concrete members without transverse reinforcement: An analysis of the critical shear crack development on the basis of test results“. In: *Engineering structures* 103, S. 157–173.
- Cavagnis, F., M. F. Ruiz und A. Muttoni (2018). „A mechanical model for failures in shear of members without transverse reinforcement based on development of a critical shear crack“. In: *Engineering Structures* 157, S. 300–315.
- Chana, P. (1981). *Some aspects of modelling the behaviour of reinforced concrete under shear loading*. Techn. Ber. 543. Cement und Concrete Association. 152 S.
- Cladera, A. (2002). *Shear design of reinforced high-strength concrete beams*.
- Cladera, A., J. L. Pérez-Ordóñez und F. Martínez-Abella (2014). „Shear strength of RC beams. Precision, accuracy, safety and simplicity using genetic programming“. In: *Computers and Concrete* 14.4, S. 479–501.
- Collins, M. P. und D. Kuchma (1999). „How safe are our large, lightly reinforced concrete beams, slabs, and footings?“ In: *Structural Journal* 96.4, S. 482–490.
- Daschner, F. und H. Kupfer (1982). „Versuche zur Schubkraftübertragung in Rissen von Normal- und Leichtbeton“. In: *Bauingenieur* 57.2.
- Della Pietra, R. (2018). „Integralisierung von Bestandsbrücken“. Diss. TU Graz.
- DIN 1045 (1943). *DIN 1045-Teil A: Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton*. Norm. Berlin, Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau.
- (1972). *DIN 1045: Beton- und Stahlbetonbau – Bemessung und Ausführung*. Norm. Berlin, Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau.
- Elzanaty, A. H., A. H. Nilson und F. O. Slate (1986). „Shear capacity of reinforced concrete beams using high-strength concrete“. In: *Journal Proceedings*. Bd. 83. 2, S. 290–296.
- Fédération Internationale du Béton, fib: (2010). „Shear and punching shear in RC and FRC elements“. In: *fib bulletin* 57.
- (2013). *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. Wiley-VCH Verlag GmbH & Co. KGaA.
- (2014). „Bond and anchorage of embedded reinforcement: Background to the fib Model Code for Concrete Structures 2010“. In: *fib bulletin* 72.
- (2018). „Towards a rational understanding of shear in beams and slabs“. In: *fib bulletin* 85.
- Fenwick, R. und T. Pauley (1968). „Mechanism of shear resistance of concrete beams“. In: *Journal of the Structural Division* 94.10, S. 2325–2350.
- Fernández Ruiz, M., S. Plumey und A. Muttoni (2010). „Interaction between bond and deviation forces in spalling failures of arch-shaped members without transverse reinforcement“. In: *ACI Structural Journal* 107, S. 346–354.
- Fischer, O., A. Müller, T. Lechner, M. Wild und K. Kessner (2014). „Ergebnisse und Erkenntnisse zu durchgeführten Nachrechnungen von Betonbrücken in Deutschland“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 109.2, S. 107–127.

- Frosch, R. J. (2000). „Behavior of large-scale reinforced concrete beams with minimum shear reinforcement“. In: *Structural Journal* 97.6, S. 814–820.
- FRT (2009). *FRT Mark III, Version 3.9 R1*. FRT Fries Research und Technology.
- Gambarova, P. und C. Karakoç (1983). „A new approach to the analysis of the confinement role in regularly cracked concrete elements“. In: *Transactions of the 7. international conference on structural mechanics in reactor technology. Vol. H*. IASMiRT.
- Gleich, P., S. Kattenstedt und R. Maurer (2016). „Erweitertes Druckbogenmodell für die Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Stahl- und Spannbetonbalken“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 111.5, S. 268–277.
- GOM (2016). *GOM Correlate, Version V8 SR1 und höher*. GOM Gesellschaft optischer Messtechnik GmbH, Braunschweig.
- Görtz, S. (2004). „Zum Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton“. Diss. Lehrstuhl und Institut für Massivbau, RWTH Aachen.
- Goto, Y. (1971). „Cracks formed in concrete around deformed tension bars“. In: *Journal Proceedings*. Bd. 68. 4, S. 244–251.
- Grimm, R. (1997). „Einfluß bruchmechanischer Kenngrößen auf das Biege- und Schubtragverhalten hochfester Betone“. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton* 477.
- Hassan, A., K. Hossain und M. Lachemi (2008). „Behavior of full-scale self-consolidating concrete beams in shear“. In: *Cement and Concrete Composites* 30.7, S. 588–596.
- Haveresch, K.-H. (2015). „Erfahrungen bei Nachrechnung und Verstärkung von Brücken“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 110.2, S. 96–112.
- Hegger, J., R. Maurer, K. Zilch, M. Herbrand, A. Kolodziejczyk und D. Dunkelberg (2014). „Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit des Längssystems von Spannbetonbrücken im Bestand“. In: *Bauingenieur* 89.12, S. 500–509.
- Helincks, P., V. Boel, W. De Corte, G. De Schutter und P. Desnerck (2013). „Structural behaviour of powder-type self-compacting concrete: Bond performance and shear capacity“. In: *Engineering structures* 48, S. 121–132.
- Herbrand, M. (2017). „Shear strength models for reinforced and prestressed concrete members“. Diss. Lehrstuhl und Institut für Massivbau, RWTH Aachen.
- Herbrand, M., D. Kueres, M. Claßen und J. Hegger (2016). „Einheitliches Querkraftmodell zur Bemessung von Stahl- und Spannbetonbrücken im Bestand“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 111.2, S. 58–67.
- Hillerborg, A., M. Modéer und P.-E. Petersson (1976). „Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements“. In: *Cement and concrete research* 6.6, S. 773–781.
- Hordijk, D. A. (1992). „Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete; experiments, modelling and analyses“. In: *Heron* 37.1.
- Huber, P. (2016). „Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit von bestehenden Stahlbeton- und Spannbetonbrücken“. Diss. TU Wien.
- Huber, P., T. Huber und J. Kollegger (2016). „Investigation of the shear behavior of RC beams on the basis of measured crack kinematics“. In: *Engineering Structures* 113, S. 41–58.
- (2018a). „Influence of loading conditions on the shear capacity of post-tensioned beams with low shear reinforcement ratios“. In: *Engineering Structures* 170, S. 91–102.

- Huber, P., T. Huber und J. Kollegger (2018b). *Weiterentwicklung des Ingenieurmodells zur Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit von vorgespannten Mehrfeldbrücken*. Forschungsbericht. FFG - Verkehrsinfrastrukturforschung 2015. 1998 S.
- Huber, P., A. Schweighofer, J. Kollegger, H. Brunner und W. Karigl (2012). „Vergleich der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit von Bestandsbrücken nach Eurocode 2 und fib Model Code 2010“. In: *Beton-und Stahlbetonbau* 107.7, S. 451–462.
- Huber, T., P. Huber und J. Kollegger (2017). „Umlenkkräfte bei Satteldachbindern“. In: *Beton-und Stahlbetonbau* 112.11, S. 714–722.
- (2019). „Influence of aggregate interlock on the shear resistance of reinforced concrete beams without stirrups“. In: *Engineering Structures* 186, S. 26–42.
- Huber, T., P. Huber, J. Kollegger und M. Vill (2018). *Querkrafttragfähigkeit von bestehenden Stahlbetonplattenbrücken aus dem Zeitraum 1950 bis 1990*. Forschungsbericht. ÖBB-Infrastruktur AG. 152 S.
- Jacobsen, J. S., P. N. Poulsen und J. F. Olesen (2012). „Characterization of mixed mode crack opening in concrete“. In: *Materials and structures* 45.1-2, S. 107–122.
- Jäger, T. und P. Marti (2006). *Versuche zum Querkraftwiderstand und zum Verformungsvermögen von Stahlbetonplatten*. Bd. 294. vdf Hochschulverlag AG.
- Jesse, F. und T. Kutzner (2013). „Digitale Photogrammetrie in der Bautechnik: Einfluss wichtiger Systemparameter und Genauigkeitspotenzial in der Praxis“. In: *Bautechnik* 90.11, S. 703–714.
- Kani, G. (1964). „The riddle of shear failure and its solution“. In: *Journal of the American Concrete Institute*. Bd. 61. 4, S. 441–468.
- (1969). „A rational theory for the function of web reinforcement“. In: *Journal Proceedings*. Bd. 66. 3, S. 185–197.
- Kani, M., M. Huggins, G. Kani und R. Wittkopp (1979). *Kani on shear in reinforced concrete*. Department of Civil Engineering, University of Toronto.
- Kim, Y. H., M. B. D. Hueste, D. Trejo und D. B. Cline (2010). „Shear characteristics and design for high-strength self-consolidating concrete“. In: *Journal of structural engineering* 136.8, S. 989–1000.
- König, G. und J. Fischer (1995). „Model uncertainties concerning design equations for the shear capacity of concrete members without shear reinforcement“. In: *CEB Bulletin* 224, S. 49–100.
- Krefeld, W. J. und C. W. Thurston (1966a). „Contribution of longitudinal steel to shear resistance of reinforced concrete beams“. In: *Journal Proceedings*. Bd. 63. 3, S. 325–344.
- (1966b). „Studies of the shear and diagonal tension strength of simply supported reinforced concrete beams“. In: *Journal Proceedings*. Bd. 63. 4, S. 451–476.
- Kuhlmann, U., K. Zilch, J. Ehmann et al. (2002). *Querkraftabtragung in Verbundträgern mit schlaff bewehrter und aus Zugbeanspruchung gerissener Stahlbetonplatte ohne Schubbewehrung, Abschlussbericht A 147, AVIF, Mitteilung*. Techn. Ber. Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart.
- Leksukhum, K. und R. Smith (1971). „Comparative Study of Bent-up Bars with other Forms of Secondary Reinforcement in Beams“. In: 68.1, S. 32–35.
- Leonhardt, F. und R. Walther (1962). „Shear tests on beams with and without shear reinforcement“. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton* 151, S. 83.
- Leonhardt, F., R. Koch und F. Rostásy (1973). „Schubversuche an Spannbetonträgern“. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton* 227.

- Leonhardt, F. und R. Walther (1963). „Schubversuche an Plattenbalken mit unterschiedlicher Schubbewehrung“. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton* 156.
- Li, B. und K. Maekawa (1989). „Contact density model for stress transfer across cracks in concrete“. In: *Journal of the faculty of engineering, The University of Tokyo* 1, S. 9–52.
- Lima de Resende, T., L. da Conceição Domingues Shehata und I. Abd El Malik Shehata (2016). „Shear strength of self-compacting concrete beams with small stirrups ratios“. In: *Structural Concrete* 17.1, S. 3–10.
- Lin, C.-H. und J.-H. Chen (2012). „Shear behavior of self-consolidating concrete beams“. In: *ACI Structural Journal* 109.3, S. 307.
- Marti, P., M. Alvarez, W. Kaufmann und V. Sigrist (1998). „Tension chord model for structural concrete“. In: *Structural Engineering International* 8.4, S. 287–298.
- Martin, H. und P. Noakowski (1981). „Verbundverhalten von Betonstählen. Untersuchung auf der Grundlage von Ausziehversuchen“. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton* 319.
- Mohammadyan-Yasouj, S., A. Marsono, R. Abdullah und M. Moghadasi (2015). „Wide Beam Shear Behavior with Diverse Types of Reinforcement“. In: *ACI Structural Journal* 112.2, S. 199.
- Mörsch, E. (1908). *Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung*. Bd. 1. Stuttgart, K. Wittwer Verlag.
- Mphonde, A. G. und G. C. Frantz (1984). „Shear tests of high-and low-strength concrete beams without stirrups“. In: *Journal Proceedings*. Bd. 81. 4, S. 350–357.
- Muttoni, A. und M. F. Ruiz (2008). „Shear strength of members without transverse reinforcement as function of critical shear crack width“. In: *ACI Structural Journal* 105.2, S. 163.
- Noakowski, P. (1978). „Die Bewehrung von Stahlbeton bei Zwangsbeanspruchung infolge Temperatur“. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton* 296.
- ÖBB (1976). *Ergänzende Bestimmungen zur ÖNORM B4203*. Norm. Wien, Österreichische Bundesbahnen.
- (2017). *Netzzustandsbericht 2017*. Techn. Ber. Wien, ÖBB-Infrastruktur AG.
- ÖN B 1991-2 (Aug. 2018). *Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-2 und nationale Ergänzungen*. Norm. Wien, Österreichisches Normungsinstitut Wien.
- ÖN B 1992-1-1 (Jan. 2018). *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-1-1, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen*. Norm. Wien, Österreichisches Normungsinstitut.
- ÖN B 1992-2 (Sep. 2014). *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*. Norm. Wien, Österreichisches Normungsinstitut.
- ÖN B 2302 (1936). *Eisenbeton - Berechnung und Ausführung von Tragwerken*. Norm. Wien, Österreichisches Normungsinstitut.
- ÖN B 4002 (1954). *Berechnung und Ausführung der Tragwerke, Allgemeine Grundlagen, Straßenbrücken*. Norm. Wien, Österreichisches Normungsinstitut.
- ÖN B 4002-8 (Dez. 1970). *Straßenbrücken - Allgemeine Grundlagen, Berechnung und Ausführung der Tragwerke*. Norm. Wien, Österreichisches Normungsinstitut Wien.

- ÖN B 4003 (1956). *Berechnung und Ausführung der Tragwerke, Massivbau, Eisenbahnbrücken*. Norm. Wien, Österreichisches Normungsinstitut.
- (Dez. 1984). *Eisenbahnbrücken; allgemeine Grundlagen für die Berechnung und Ausführung*. Norm. Wien, Österreichisches Normungsinstitut.
 - (Apr. 1994). *Eisenbahn- und Straßenbahnbrücken - Allgemeine Grundlagen für die Bemessung und Ausführung*. Norm. Wien, Österreichisches Normungsinstitut.
- ÖN B 4008-2 (2017). *Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Tragwerke Teil 2: Brückenbau (Entwurf)*. Projekt. Wien, Österreichisches Normungsinstitut Wien.
- ÖN B 4200-4 (1957). *Stahlbetontragwerke - Berechnung und Ausführung*. Norm. Wien, Österreichisches Normungsinstitut.
- ÖN B 4200-7 (1968). *Massivbau - Stahleinlagen*. Norm. Wien, Österreichisches Normungsinstitut.
- ÖN B 4200-8 (1969). *Stahlbetontragwerke - Berechnung und Ausführung*. Norm. Wien, Österreichisches Normungsinstitut Wien.
- (1971). *Stahlbetontragwerke - Berechnung und Ausführung*. Norm. Wien, Österreichisches Normungsinstitut.
 - (1979). *Stahlbetontragwerke - Berechnung und Ausführung I*. Norm. Wien, Österreichisches Normungsinstitut.
 - (Okt. 1996). *Stahlbetontragwerke - Berechnung und Ausführung (I)*. Norm. Wien, Österreichisches Normungsinstitut Wien.
- ÖN B 4202 (März 1958). *Berechnung und Ausführung der Tragwerke, Allgemeine Grundlagen, Straßenbrücken*. Norm. Wien, Österreichisches Normungsinstitut.
- (März 1975). *Massivbau - Straßenbrücken*. Norm. Wien, Österreichisches Normungsinstitut.
- ÖN B 4203 (1963). *Berechnung und Ausführung der Tragwerke, Allgemeine Grundlagen, Eisenbahnbrücken*. Norm. Wien, Österreichisches Normungsinstitut.
- ÖN B 4700 (Feb. 1997). *Stahlbetontragwerke - EUROCODE-nahe Berechnung, Bemessung und konstruktive Durchbildung*. Norm. Wien, Österreichisches Normungsinstitut.
- ÖN EN 1990 (März 2013). *Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung (konsolidierte Fassung)*. Norm. Wien, Österreichisches Normungsinstitut.
- ÖN EN 1991-2 (Aug. 2004). *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken*. Norm. Wien, Österreichisches Normungsinstitut Wien.
- (März 2012). *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken (konsolidierte Fassung)*. Norm. Wien, Österreichisches Normungsinstitut Wien.
- ÖN EN 1992-1-1 (Juli 2009). *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (konsolidierte Fassung)*. Norm. Wien, Österreichisches Normungsinstitut.
- (Feb. 2015). *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (konsolidierte Fassung)*. Norm. Wien, Österreichisches Normungsinstitut.
- ÖN EN 1992-2 (März 2012). *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln*. Norm. Wien, Österreichisches Normungsinstitut.
- ONR 24008 (März 2014). *Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken*. Wien, Österreichisches Normungsinstitut.

- Özden, K. (1967). „An Experimental Investigation on the Shear Strength of Reinforced Concrete Beams“. In: *Technical University of Istanbul, Faculty of Civil Engineering*, S. 243.
- Paulay, T. und P. Loeber (1974). „Shear transfer by aggregate interlock“. In: *ACI Special Publication* 42, S. 1–16.
- Pedersen, C. (1979). „Shear in beams with bent-up bars“. In: *IABSE reports of the working commissions*. Bd. 29, S. 79–86.
- Perera, S. J. und H. Mutsuyoshi (2013). „Shear behavior of reinforced high-strength concrete beams“. In: *ACI Structural Journal* 110.1, S. 43.
- Randl, N. (2007). „Load Bearing Behaviour of Cast-in Shear Dowels“. In: *Beton-und Stahlbetonbau* 102.S1, S. 31–37.
- (2013). „Design recommendations for interface shear transfer in fib Model Code 2010“. In: *Structural Concrete* 14.3, S. 230–241.
- Rasmussen, B. (1962). „Strength of transversely loaded bolts and dowels embedded in concrete“. In: *Laboratoriet for Bygningastatik, Denmark Technical University, Meddelelse* 34.2, S. 39–55.
- Regan, P. und M. Khan (1974). „Bent-up bars as shear reinforcement“. In: *ACI Special Publication* 42, S. 249–266.
- Rehm, G. (1961). „Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton“. In: *Deutscher Ausschluß für Stahlbeton* 138, S. 59.
- Reineck, K.-H., E. C. Bentz, B. Fitik, D. A. Kuchma und O. Bayrak (2013). „ACI-DAfStb Database of Shear Tests on Slender Reinforced Concrete Beams without Stirrups.“ In: *ACI Structural Journal* 110.5.
- Reineck, K.-H., E. Bentz, B. Fitik, D. A. Kuchma und O. Bayrak (2014). „ACI-DAfStb Databases for Shear Tests on Slender Reinforced Concrete Beams with Stirrups.“ In: *ACI Structural Journal* 111.5.
- Reineck, K.-H. und L. Todisco (2014). „Database of Shear Tests for Non-Slender Reinforced Concrete Beams without Stirrups.“ In: *ACI Structural Journal* 111.6.
- Reineck, K., D. Kuchma und B. Fitik (2012). „Erweiterte Datenbanken zur Überprüfung der Querkraftbemessung für Konstruktionsbauteile mit und ohne Bügel“. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton* 597.
- Reinhardt, H. W. und J. C. Walraven (1982). „Cracks in concrete subject to shear“. In: *Journal of the Structural Division* 108.1, S. 207–224.
- Reißen, K. (2018). „Zum Querkrafttragverhalten von einachsig gespannten Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung unter Einzellasten“. Diss. RWTH Aachen.
- Rommel, G. (1995). „Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton“. In: *Deutscher Ausschluß für Stahlbeton* 444.
- Richart, F. E. (1927). *Investigation of web stresses in reinforced concrete beams*. Techn. Ber. University of Illinois at Urbana Champaign, College of Engineering.
- Rilem, T. (1994). „RILEM recommendations for the testing and use of construction materials“. In: *RC* 6, S. 218220.
- Ritter, W. (1899). „Die Bauweise Hennebique“. In: *Schweizerische Bauzeitung* 33.7, S. 59–61.
- Sagaseta, J. und R. Vollum (2011). „Influence of aggregate fracture on shear transfer through cracks in reinforced concrete“. In: *Magazine of Concrete Research* 63.2, S. 119–137.

- Schacht, G., L. Müller, M. Curbach und S. Marx (2013). „Schubbruchgefahr von hochbautypischen Stahlbetonplattentragwerken“. In: *Beton-und Stahlbetonbau* 108.9, S. 592–602.
- Schnellenbach-Held, M., T. Welsch, S. Fickler, J. Hegger und K. Reissen (2016). *Verstärkungen älterer Beton-und Spannbetonbrücken. Erfahrungssammlung. Dokumentation 2016*. Techn. Ber. Berlin, Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur.
- Sherwood, E. G., E. C. Bentz und M. P. Collins (2007). „Effect of aggregate size on beam-shear strength of thick slabs“. In: *ACI Materials Journal* 104.2, S. 180.
- Sherwood, E., E. Bentz und M. Collins (2006). „Evaluation of shear design methods for large, lightly-reinforced concrete beams“. In: *Advances in Engineering Structures, Mechanics & Construction*. Springer, S. 153–164.
- SIA 269 (Jan. 2011). *SIA-Norm 269: Grundlagen der Erhaltung von Tragwerken*. Norm. Zürich, Schweizerischer Ingenieur-und Architektenverein.
- Stauder, F., M. Wolbring und J. Schnell (2012). „Bewehrungs- und Konstruktionsregeln des Stahlbetonbaus im Wandel der Zeit“. In: *Bautechnik* 89.1, S. 3–14.
- Steiner, E., C. Kuttelwascher und G. Prager (2014). „Druckausbreitung von belasteten Eisenbahnschwellen im verschmutzten Gleisschotter“. In: *ETR Austria, Juni*.
- Taylor, H. P. J. (1970). *Investigation of the forces carried across cracks in reinforced concrete beams in shear by interlock of aggregate*. Techn. Ber.
- Taylor, H. P. (1972). „Shear strength of large beams“. In: *Journal of the Structural Division* 98.Proc Paper 9329.
- Teo, W. und G. Müller (2014). „Shear effectiveness of shallow-angle bent-up bars for reinforced concrete beams“. In: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings* 167.7, S. 398–413.
- Tirassa, M., M. F. Ruiz, G. Anciaux und A. Muttoni (2018). „Interface Stresses in Cracked Concrete: Testing for Review of Its Fundamentals“. In: *High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet*. Springer, S. 740–748.
- Todisco, L., K.-H. Reineck und O. Bayrak (Jan. 2015). „Database with Shear Tests on Non-Slender Reinforced Concrete Beams with Vertical Stirrups“. In: *Structural Journal* 112.6.
- Tureyen, A. K. und R. J. Frosch (2003). „Concrete shear strength: Another perspective“. In: *Structural Journal* 100.5, S. 609–615.
- Vecchio, F. J. und M. P. Collins (1988). „Predicting the response of reinforced concrete beams subjected to shear using modified compression field theory“. In: *ACI Structural Journal* 85.3, S. 258–268.
- Vintzēleou, E. und T. Tassios (1986). „Mathematical models for dowel action under monotonic and cyclic conditions“. In: *Magazine of concrete research* 38.134, S. 13–22.
- Walraven, J. und J. Stroband (1994). „Shear friction in high-strength concrete“. In: *Special Publication* 149, S. 311–330.
- Walraven, J. C. (1981). „Fundamental analysis of aggregate interlock“. In: *Journal of the Structural Division* 107.11, S. 2245–2270.
- Welsch, T., K. Reißer, M. Schnellenbach-Held, J. Hegger, D. von Weschpfennig und P. Haardt (2016). „Praxiserfahrungen zum Verstärken von Betonbrücken“. In: *Beton-und Stahlbetonbau* 111.4, S. 241–252.
- Yang, Y. (2014). „Shear behaviour of reinforced concrete members without shear reinforcement: a new look at an old problem“. Diss. TU Delft, Delft University of Technology.

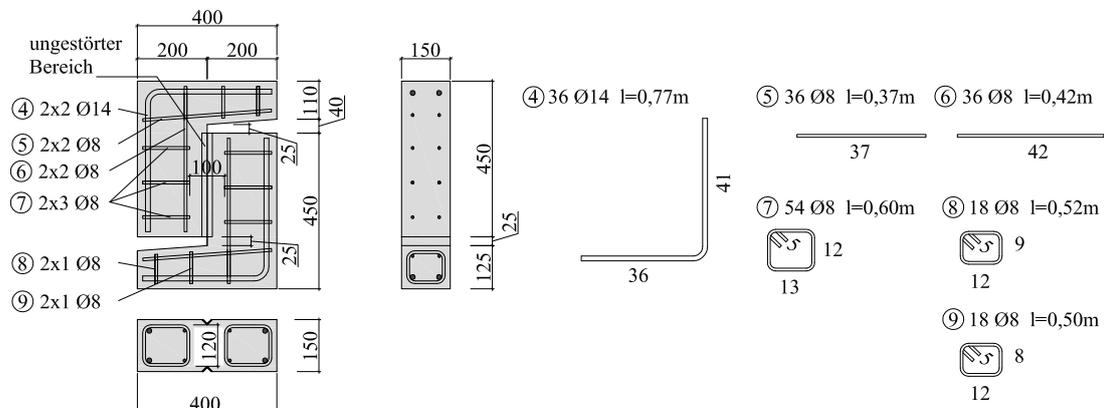
- Yoon, Y. S., W. D. Cook und D. Mitchell (1996). „Minimum shear reinforcement in normal, medium, and high-strength concrete beams“. In: *ACI Structural journal* 93.5, S. 576–584.
- Yoshida, Y. (2000). „Shear reinforcement for large lightly reinforced concrete members“. MAsc thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, Ontario, Canada.
- Zimmermann, H. (1941). *Die Berechnung des Eisenbahnoberbaues*. Ernst & Sohn, Berlin.
- Zink, M. (2000). *Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung*. Springer-Verlag.
- Zsutty, T. C. (1968). „Beam shear strength prediction by analysis of existing data“. In: *Journal of the American Concrete Institute*. Bd. 65. 11, S. 943–951.
- Zwicky, D. und T. Vogel (2014). „Normenreihe SIA 269 Erhaltung von Tragwerken“. In: *Beton Kalender 2015: Brücken, Bauen im Bestand*. Bd. 104. Ernst & Sohn, S. 907–936.

Anhang A

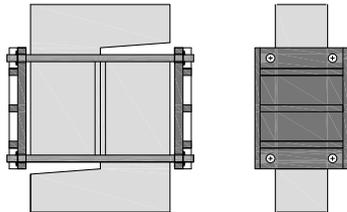
Pläne der Versuchskörper

A.1 Push-off-Versuche

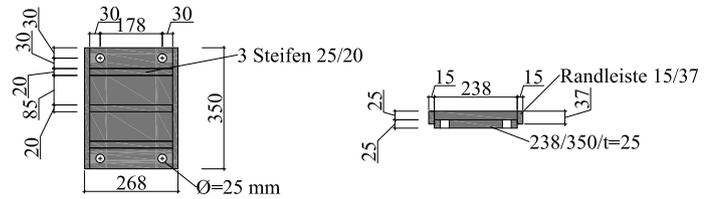
Bewehrungsplan B550B



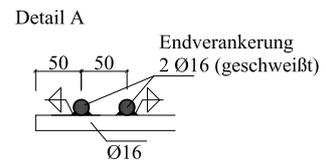
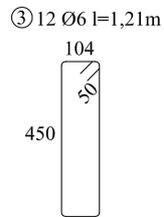
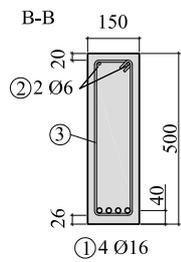
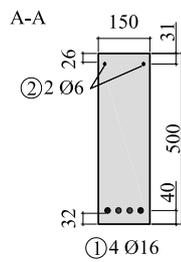
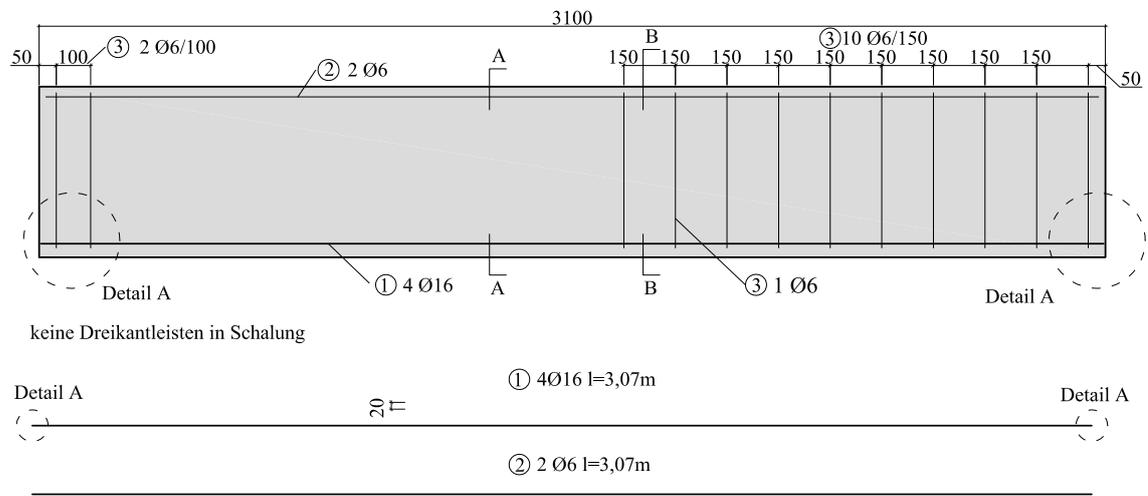
Prinzip



Rückhaltekonstruktion S235

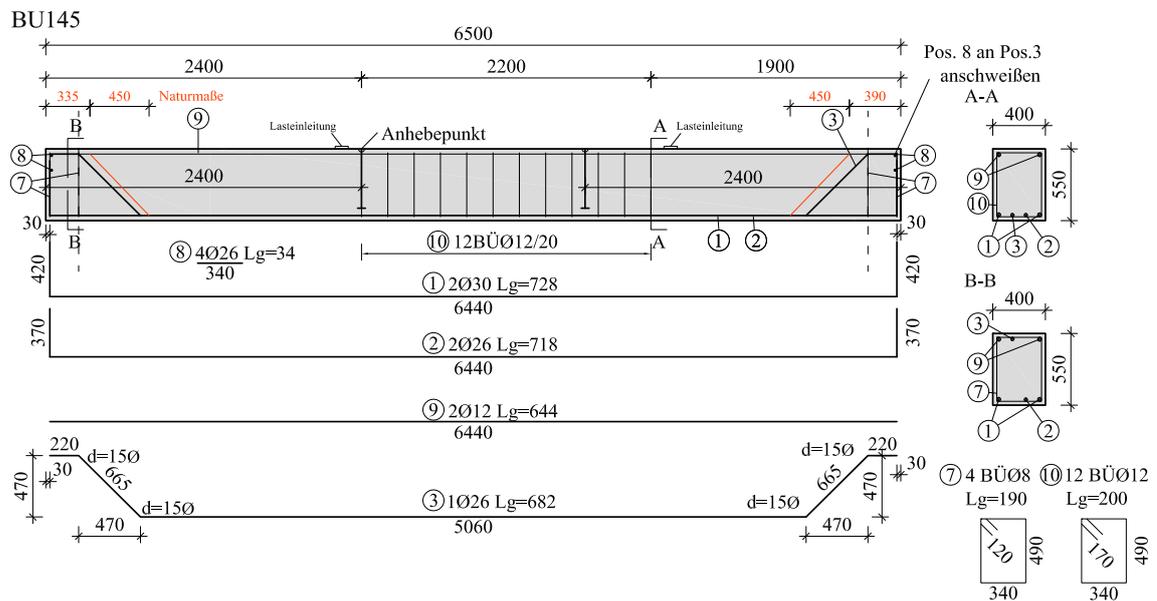
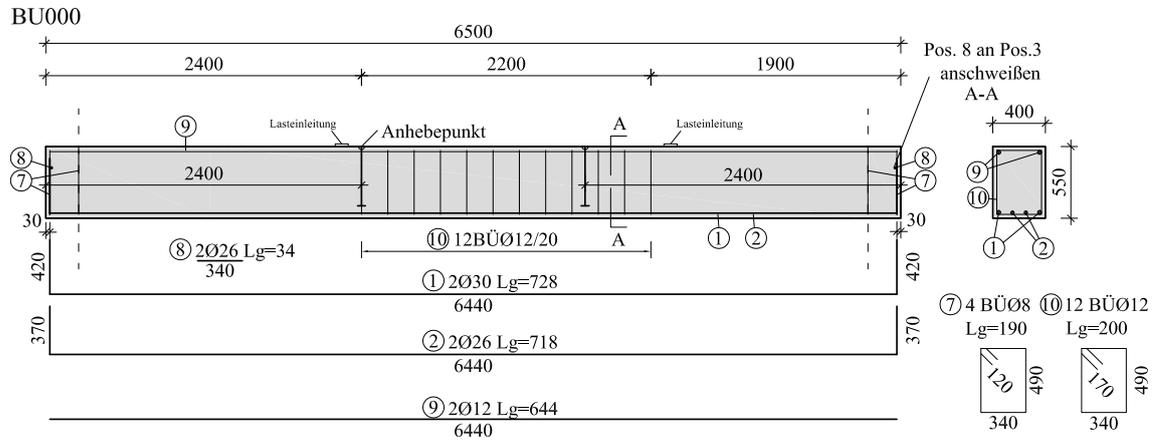


A.2 Balkenversuche



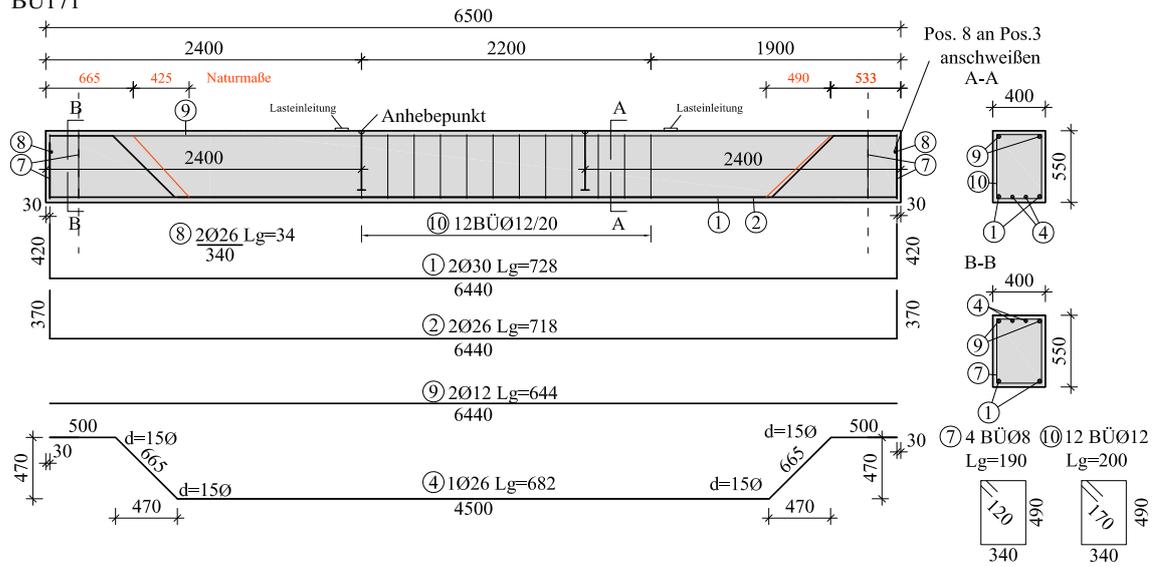
A.3 Versuche an Plattenstreifen

A.3.1 Serie A

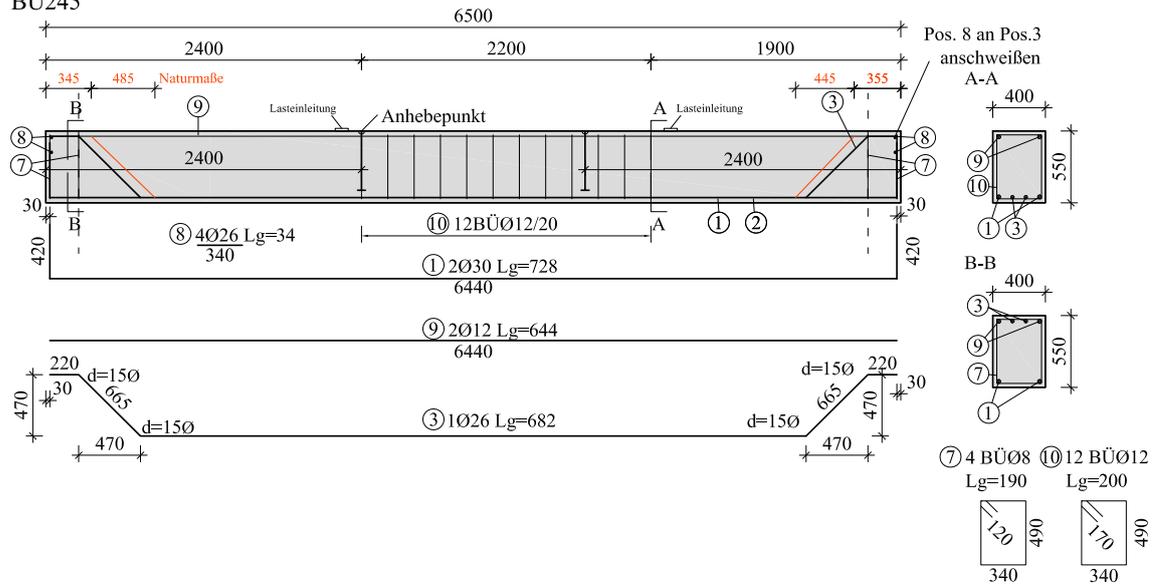


A Pläne der Versuchskörper

BU171

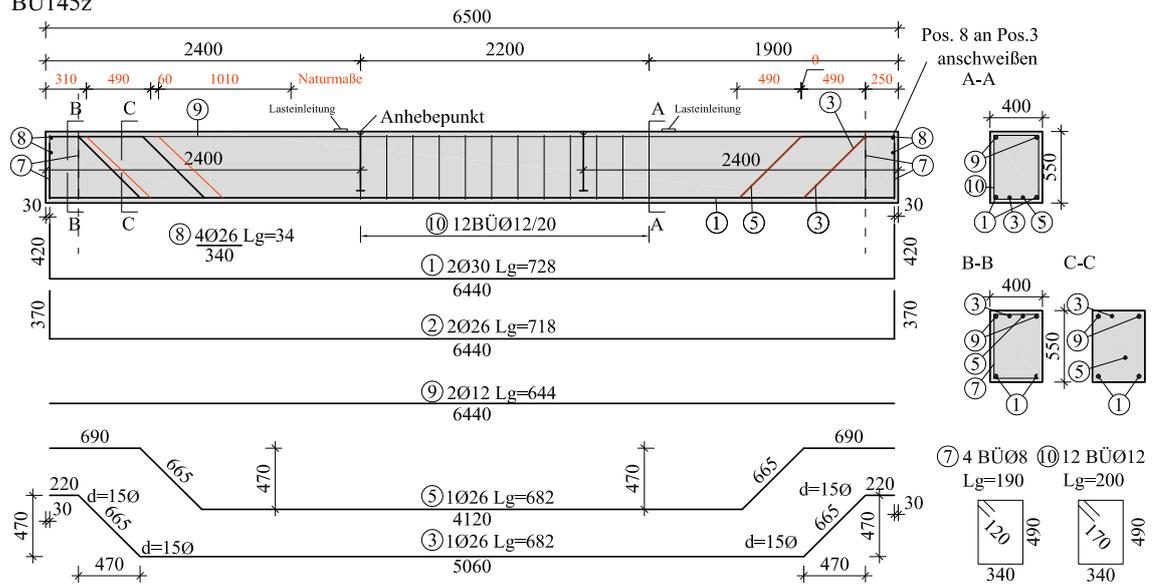


BU245

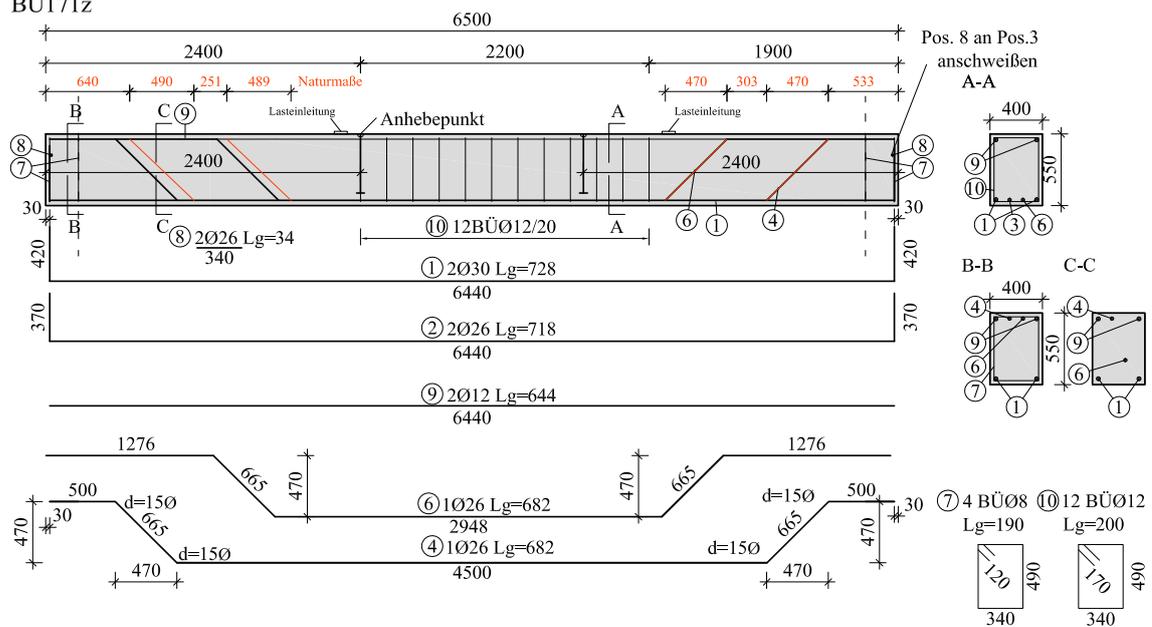


A Pläne der Versuchskörper

BU145z

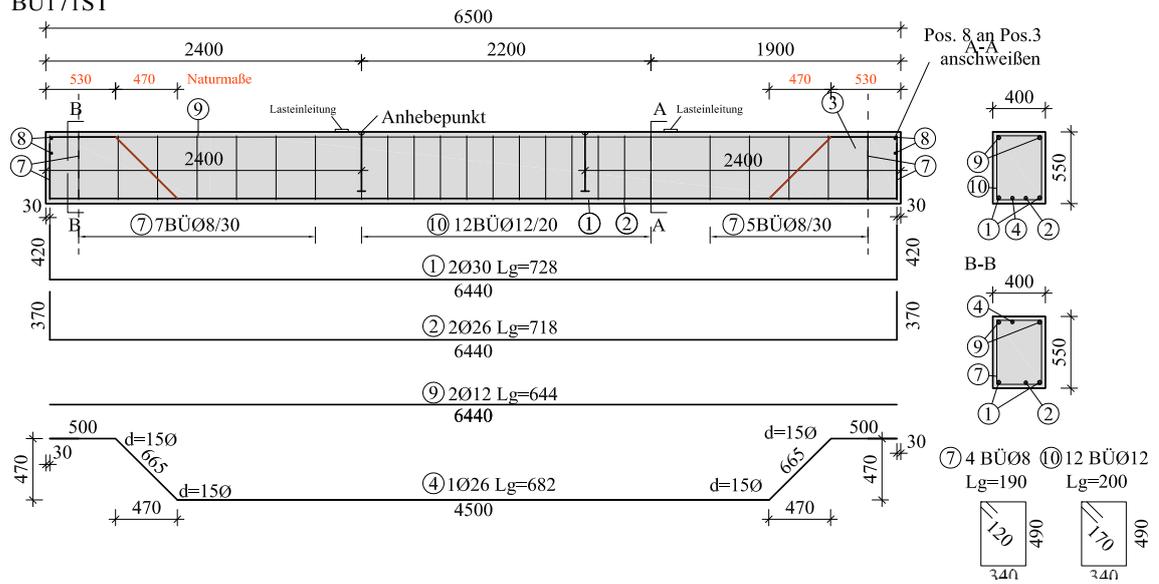


BU171z



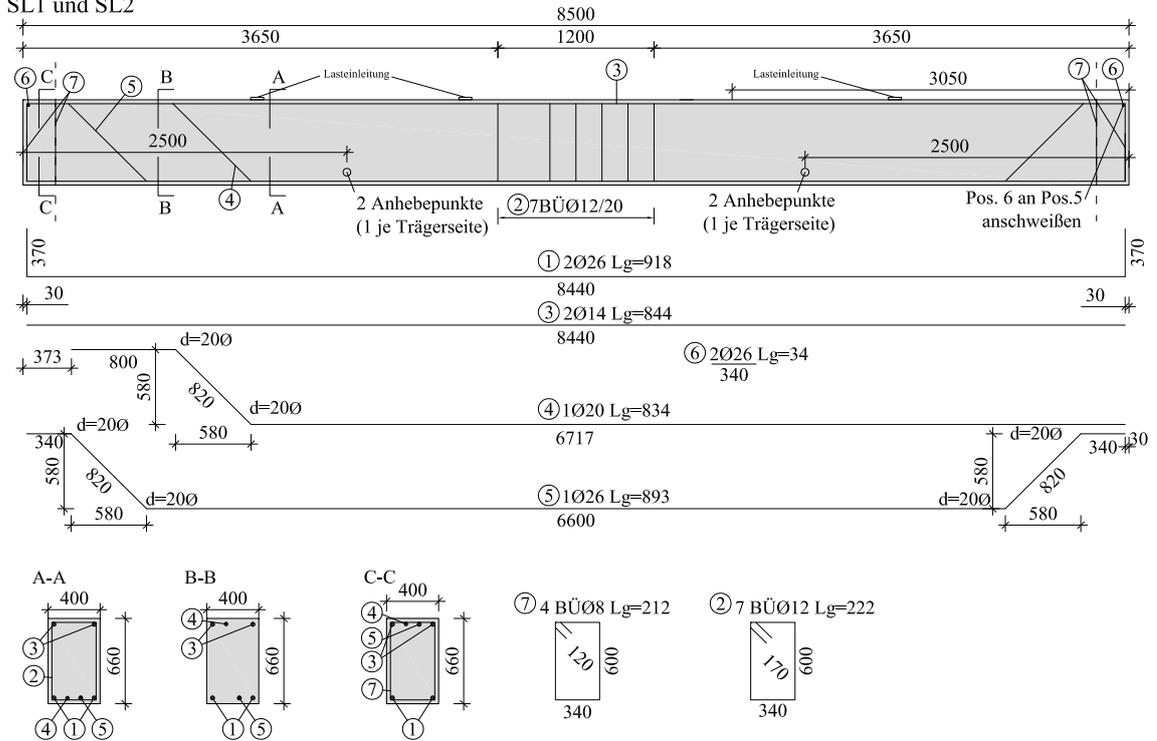
A Pläne der Versuchskörper

BU171ST

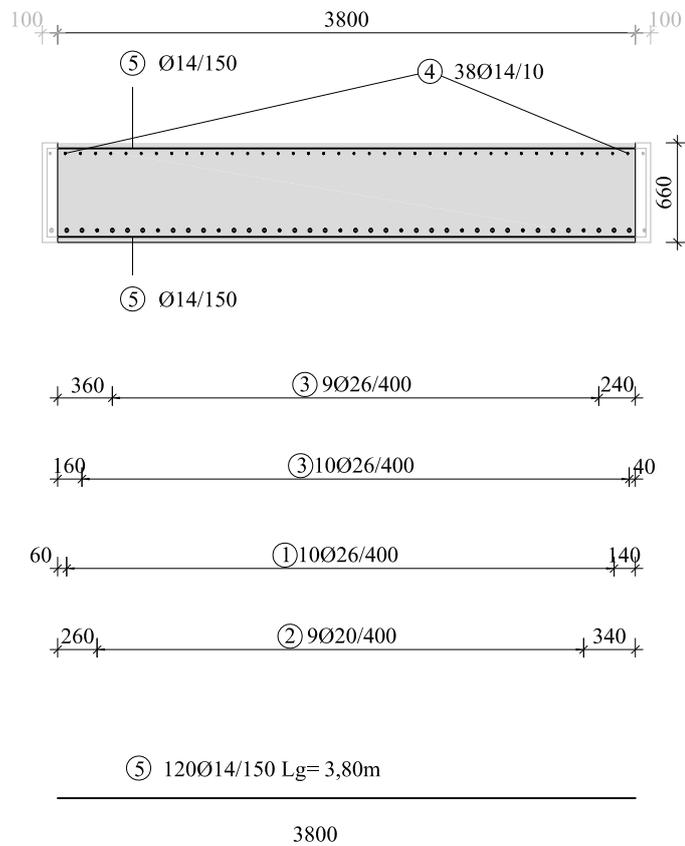


A.3.2 Serie B

SL1 und SL2



A-A



Anhang B

Messergebnisse

B.1 Push-Off-Tests

Die folgenden Tabellen listen die Messwerte bei speziellen Werten der Rissöffnungen ($w = 0.05, 0.10, \dots, 1.00$), welche mit induktiven Wegaufnehmern festgestellt worden sind.

Tab. B.1: Ergebniswerte für NC300-52.5

NC300-52.5	PO1 ($w_0=0.027; \sigma_0=0.42$)			PO2 ($w_0=0.037; \sigma_0=0.42$)			PO3 ($w_0=0.039; \sigma_0=0.42$)		
w [mm]	δ [mm]	τ [N/mm ²]	σ [N/mm ²]	δ [mm]	τ [N/mm ²]	σ [N/mm ²]	δ [mm]	τ [N/mm ²]	σ [N/mm ²]
0.05	0.02	3.44	0.48	0.01	2.48	0.44	0.01	2.44	0.44
0.10	0.05	4.69	0.64	0.04	4.40	0.60	0.04	4.38	0.55
0.15	0.09	4.88	0.84	0.08	4.62	0.78	0.08	4.33	0.66
0.20	0.13	5.09	1.05	0.12	4.67	0.96	0.12	4.15	0.77
0.25	0.18	5.28	1.27	0.18	4.67	1.14	0.17	3.99	0.89
0.30	0.25	5.41	1.50	0.24	4.63	1.33	0.22	3.96	1.00
0.35	0.32	5.51	1.74	0.32	4.56	1.53	0.28	3.91	1.12
0.40	0.39	5.58	1.99	0.40	4.53	1.73	0.34	3.84	1.24
0.45	0.49	5.67	2.23	0.50	4.57	1.92	0.42	3.80	1.35
0.50	0.58	5.80	2.48	0.60	4.62	2.12	0.50	3.78	1.47
0.55	0.69	5.91	2.72	0.71	4.74	2.31	0.58	3.75	1.59
0.60	0.81	6.02	2.97	0.84	4.82	2.50	0.67	3.79	1.71
0.65	0.95	6.10	3.22	0.98	4.86	2.69	0.78	3.84	1.82
0.70	1.10	6.13	3.48	1.14	4.89	2.88	0.88	3.86	1.94
0.75	1.28	6.20	3.73	1.31	4.98	3.07	1.00	3.92	2.06
0.80	1.47	6.26	4.00	1.50	5.02	3.26	1.11	3.94	2.17
0.85	1.69	6.32	4.27	1.71	5.12	3.45	1.24	4.00	2.29
0.90	1.93	6.37	4.53	1.93	5.17	3.64	1.38	4.05	2.40
0.95	2.19	6.52	4.80	2.18	5.21	3.83	1.52	4.09	2.52
1.00	2.47	6.69	5.06	2.46	5.31	4.03	1.66	4.11	2.63

Tab. B.2: Ergebniswerte für NC300-42.5

NC300-42.5	PO1 ($w_0=0.046; \sigma_0=0.32$)			PO2 ($w_0=0.017; \sigma_0=1.02$)			PO3 ($w_0=0.031; \sigma_0=0.31$)		
w [mm]	δ [mm]	τ [N/mm ²]	σ [N/mm ²]	δ [mm]	τ [N/mm ²]	σ [N/mm ²]	δ [mm]	τ [N/mm ²]	σ [N/mm ²]
0.05	0.01	0.67	0.32	0.01	4.68	1.08	0.02	3.10	0.33
0.10	0.01	3.40	0.41	0.05	5.44	1.26	0.06	4.50	0.51
0.15	0.05	3.51	0.53	0.10	5.88	1.53	0.10	4.87	0.74
0.20	0.07	3.48	0.68	0.15	6.16	1.77	0.15	5.22	1.01
0.25	0.11	3.63	0.85	0.21	6.39	2.00	0.22	5.43	1.30
0.30	0.17	3.83	1.04	0.30	6.42	2.28	0.28	5.63	1.55
0.35	0.22	3.98	1.25	0.37	6.78	2.54	0.37	5.78	1.87
0.40	0.30	4.16	1.47	0.45	6.87	2.76	0.46	5.91	2.13
0.45	0.37	4.35	1.70	0.56	6.92	3.05	0.56	6.04	2.39
0.50	0.46	4.56	1.93	0.68	7.01	3.32	0.66	6.07	2.64
0.55	0.56	4.71	2.15	0.82	7.11	3.61	0.80	6.22	2.94
0.60	0.68	4.81	2.39	0.97	7.18	3.89	0.94	6.32	3.23
0.65	0.81	4.92	2.66	1.17	7.20	4.23	1.08	6.38	3.48
0.70	0.96	5.00	2.93	1.39	7.26	4.54	1.26	6.48	3.78
0.75	1.13	5.16	3.18	1.60	7.22	4.80	1.45	6.51	4.08
0.80	1.30	5.29	3.43				1.65	6.60	4.36
0.85	1.51	5.39	3.69				1.92	6.70	4.71
0.90	1.71	5.45	3.93						
0.95									
1.00									

Tab. B.3: Ergebniswerte für SCC300-52.5

SCC300-52.5 w [mm]	PO1 ($w_0=0.026$; $\sigma_0=0.42$)			PO2 ($w_0=0.053$; $\sigma_0=0.43$)			PO3 ($w_0=0.041$; $\sigma_0=0.43$)		
	δ [mm]	τ [N/mm ²]	σ [N/mm ²]	δ [mm]	τ [N/mm ²]	σ [N/mm ²]	δ [mm]	τ [N/mm ²]	σ [N/mm ²]
0.05	0.01	2.98	0.48	-	-	-	0.01	1.76	0.43
0.10	0.05	3.92	0.68	0.04	3.29	0.53	0.04	3.52	0.48
0.15	0.09	4.00	0.92	0.09	3.29	0.63	0.06	3.44	0.51
0.20	0.16	4.02	1.17	0.14	3.08	0.73	0.06	3.44	0.51
0.25	0.24	4.09	1.43	0.21	2.87	0.84	0.06	3.44	0.51
0.30	0.33	4.21	1.69	0.29	2.83	0.95	0.06	3.44	0.51
0.35	0.44	4.34	1.97	0.37	2.77	1.06	0.06	3.44	0.51
0.40	0.56	4.45	2.24	0.46	2.79	1.16	0.06	3.44	0.51
0.45	0.70	4.56	2.52	0.55	2.81	1.26	0.06	3.44	0.51
0.50	0.85	4.60	2.80	0.65	2.82	1.37	0.06	3.44	0.51
0.55	1.03	4.76	3.08	0.76	2.86	1.47	0.06	3.44	0.51
0.60	1.24	4.87	3.36	0.89	2.89	1.58	0.06	3.44	0.51
0.65	1.46	5.02	3.64	1.03	2.96	1.68	0.06	3.44	0.51
0.70	1.71	5.18	3.92	1.17	2.98	1.78	0.06	3.44	0.51
0.75	2.00	5.31	4.22	1.32	3.00	1.89	0.06	3.44	0.51
0.80	2.30	5.50	4.50	1.48	3.05	1.99	0.06	3.44	0.51
0.85				1.65	3.09	2.09	0.06	3.44	0.51
0.90				1.83	3.16	2.19	0.06	3.44	0.51
0.95				2.02	3.19	2.29	0.06	3.44	0.51
1.00				2.22	3.26	2.38	0.06	3.44	0.51

Tab. B.4: Ergebniswerte für SCC270-52.5

SCC270-52.5 w [mm]	PO1 ($w_0=0.041$; $\sigma_0=1.23$)			PO2 ($w_0=0.063$; $\sigma_0=1.23$)			PO3 ($w_0=0.058$; $\sigma_0=0.26$)		
	δ [mm]	τ [N/mm ²]	σ [N/mm ²]	δ [mm]	τ [N/mm ²]	σ [N/mm ²]	δ [mm]	τ [N/mm ²]	σ [N/mm ²]
0.05	0.01	1.38	0.33	-	-	-	-	-	-
0.10	0.06	4.41	0.49	0.07	4.73	1.31	0.03	2.73	0.33
0.15	0.10	4.81	0.66	0.12	5.29	1.52	0.07	3.32	0.42
0.20	0.16	5.20	0.90	0.20	5.51	1.85	0.11	3.42	0.54
0.25	0.23	5.42	1.14	0.28	5.73	2.17	0.17	3.48	0.72
0.30	0.26	5.43	1.23	0.38	5.90	2.51	0.25	3.63	0.91
0.35	0.37	5.51	1.50	0.47	5.98	2.78	0.33	3.84	1.12
0.40	0.51	5.63	1.85	0.63	6.12	3.11	0.42	4.09	1.35
0.45	0.64	5.65	2.14	0.77	6.23	3.43	0.52	4.31	1.59
0.50	0.80	5.70	2.41	0.93	6.37	3.71	0.64	4.58	1.86
0.55	0.98	5.71	2.68	1.12	6.57	4.03	0.78	4.91	2.17
0.60	1.19	5.81	2.95	1.34	6.73	4.35	0.94	5.21	2.51
0.65	1.39	5.87	3.19	1.54	6.87	4.62	1.11	5.53	2.85
0.70	1.66	6.02	3.49	1.82	7.07	4.96	1.30	5.79	3.19
0.75	1.98	6.13	3.78	2.07	7.21	5.26	1.50	6.07	3.53
0.80	2.28	6.27	4.03				1.70	6.37	3.83
0.85							1.90	6.64	4.14
0.90									
0.95									
1.00									

Tab. B.5: Ergebniswerte für SCC340-52.5

SCC340-52.5 w [mm]	PO1 ($w_0=0.062$; $\sigma_0=0.22$)			PO2 ($w_0=0.057$; $\sigma_0=1.23$)			PO3 ($w_0=0.098$; $\sigma_0=0.39$)		
	δ [mm]	τ [N/mm ²]	σ [N/mm ²]	δ [mm]	τ [N/mm ²]	σ [N/mm ²]	δ [mm]	τ [N/mm ²]	σ [N/mm ²]
0.05	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.10	0.05	2.11	0.26	0.06	4.86	1.40	0.00	0.44	0.39
0.15	0.11	2.67	0.35	0.13	5.23	1.70	0.09	2.86	0.55
0.20	0.18	2.81	0.51	0.21	5.38	2.01	0.15	3.41	0.75
0.25	0.26	2.86	0.69	0.29	5.52	2.31	0.21	3.76	0.96
0.30	0.34	3.01	0.85	0.40	5.68	2.62	0.29	4.03	1.19
0.35	0.47	3.15	1.09	0.52	5.73	2.92	0.36	4.29	1.43
0.40	0.58	3.29	1.29	0.65	5.81	3.21	0.45	4.45	1.69
0.45	0.73	3.44	1.52	0.80	5.83	3.51	0.54	4.49	1.95
0.50	0.85	3.53	1.71	0.96	5.95	3.78	0.64	4.69	2.21
0.55	1.03	3.72	1.98	1.14	6.10	4.09	0.76	4.89	2.48
0.60	1.20	3.85	2.22	1.33	6.19	4.38	0.88	5.13	2.76
0.65	1.41	4.11	2.48	1.54	6.28	4.67	1.01	5.40	3.03
0.70	1.63	4.26	2.72	1.73	6.40	4.91	1.15	5.68	3.30
0.75	1.86	4.47	2.97	1.90	6.49	5.11	1.29	5.92	3.57
0.80	2.20	4.67	3.30	2.02	6.53	5.25	1.44	6.15	3.84
0.85							1.60	6.38	4.11
0.90							1.77	6.66	4.37
0.95							1.95	6.63	4.63
1.00									

Tab. B.6: Ergebniswerte für SCC380-52.5

SCC380-52.5	PO1 ($w_0=0.042$; $\sigma_0=0.10$)			PO2 ($w_0=0.044$; $\sigma_0=1.14$)			PO3 ($w_0=0.080$; $\sigma_0=0.13$)		
w [mm]	δ [mm]	τ [N/mm ²]	σ [N/mm ²]	δ [mm]	τ [N/mm ²]	σ [N/mm ²]	δ [mm]	τ [N/mm ²]	σ [N/mm ²]
0.05	0.04	3.60	0.27	0.02	2.00	1.13	-	-	-
0.10	0.09	3.95	0.52	0.07	5.68	1.42	0.00	2.28	0.16
0.15	0.12	4.36	0.73	0.12	6.12	1.71	0.02	3.49	0.22
0.20	0.18	4.76	0.96	0.19	6.39	2.00	0.05	3.53	0.27
0.25	0.23	5.11	1.19	0.29	6.46	2.31	0.07	3.37	0.32
0.30	0.31	5.21	1.44	0.37	6.55	2.55	0.11	3.10	0.40
0.35	0.43	5.28	1.78	0.49	6.65	2.84	0.14	3.04	0.47
0.40	0.55	5.68	2.12	0.61	6.74	3.08	0.18	3.11	0.55
0.45	0.68	5.87	2.43	0.76	6.87	3.37	0.21	3.05	0.62
0.50	0.81	6.01	2.76	0.89	7.01	3.60	0.26	3.12	0.70
0.55	0.97	6.17	3.08	1.15	7.19	3.81	0.31	3.09	0.80
0.60	1.13	6.25	3.38	1.32	7.31	4.12	0.38	2.99	0.91
0.65	1.29	6.43	3.68	1.50	7.45	4.39	0.45	3.09	1.03
0.70				1.75	7.56	4.71	0.56	3.21	1.19
0.75				2.06	7.75	5.06	0.66	3.36	1.36
0.80							0.76	3.51	1.51
0.85							0.87	3.63	1.67
0.90							0.98	3.81	1.84
0.95							1.09	3.97	2.01
1.00							1.20	4.12	2.17

B.2 Versuche an Stahlbetonbalken

Die folgenden Tabellen listen die Geometrie und Kinematik der Schubrisse C1 zum Zeitpunkt V_{max} , welche mit dem optischen Messsystem bestimmt wurden.

Tab. B.7: Geometrie und Kinematik für den Riss C1 der Versuchskörper NC300-52.5-B1, NC300-42.5-B1 und SCC270-52.5-B1 zum Zeitpunkt V_{max}

#	NC300-52.5-B1 (X0=929.3; Z0 = 45.9)				NC300-42.5-B1 (X0=612.6; Z0=40.1)				SCC270-52.5-B1 (X0=1076.0; Z0=45.4)			
	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]
1	82.81	8.02	0.1780	0.1623	74.91	4.77	0.0862	0.0359	72.57	5.51	0.2275	0.1477
2	84.06	6.91	0.2251	0.1383	103.42	5.05	0.0587	0.0501	89.80	6.56	0.1638	0.2058
3	82.09	7.36	0.2141	0.1502	70.81	4.65	0.0880	0.0052	56.62	5.53	0.2480	0.0855
4	60.61	7.10	0.2486	0.0411	79.66	4.51	0.0812	0.0226	60.74	5.76	0.3413	0.0766
5	67.12	6.28	0.2491	0.0963	69.85	4.97	0.0847	0.0103	54.45	5.99	0.2746	0.0802
6	64.47	6.39	0.2629	0.0730	90.82	5.98	0.0835	0.0440	58.84	5.98	0.2947	0.0957
7	68.85	6.41	0.2473	0.1213	67.63	5.81	0.0844	0.0635	61.80	6.63	0.2172	0.1297
8	50.83	6.01	0.2748	0.0232	79.88	5.76	0.1047	0.0620	69.90	6.04	0.2242	0.1482
9	35.73	7.08	0.2628	-0.0403	95.07	4.52	0.1150	0.0228	76.30	5.90	0.2036	0.1753
10	17.49	6.72	0.2361	-0.1152	86.55	5.16	0.1316	0.0226	58.02	6.32	0.2224	0.0949
11	72.34	5.98	0.2329	0.1261	61.63	6.39	0.1112	0.0063	49.83	6.10	0.2173	0.0734
12	86.81	5.62	0.2086	0.1841	57.78	4.57	0.1058	-0.0075	45.72	6.06	0.2160	0.0875
13	68.05	5.44	0.2667	0.1134	61.21	5.82	0.0781	0.0052	56.65	6.39	0.1770	0.1525
14	83.31	5.40	0.2429	0.1517	59.62	6.06	0.0859	0.0028	73.03	6.62	0.1724	0.1679
15	80.69	5.98	0.2153	0.1525	68.77	5.89	0.1070	0.0082	51.59	6.74	0.1938	0.0921
16	71.30	6.23	0.2097	0.1241	107.40	4.62	0.0765	0.0697	52.02	5.37	0.2105	0.0983
17	40.66	5.68	0.2419	0.0133	87.10	4.87	0.0832	0.0335	86.45	4.83	0.2129	0.1747
18	43.53	5.70	0.2353	0.0107	84.58	4.97	0.1018	0.0319	53.16	5.48	0.2627	0.0268
19	39.52	6.66	0.2650	0.0012	52.48	5.28	0.1084	-0.0058	71.54	5.98	0.2243	0.1314
20	51.26	4.90	0.2427	0.0398	62.04	4.51	0.0969	-0.0284	47.95	6.25	0.2354	0.0685
21	68.85	5.60	0.2446	0.0892	62.51	3.65	0.1093	-0.0135	58.28	6.79	0.2193	0.1044
22	75.60	5.51	0.2193	0.1401	100.54	3.58	0.0781	0.0631	77.34	5.73	0.1404	0.1629
23	54.13	6.00	0.2491	0.0541	66.20	3.37	0.1086	0.0022	47.90	5.37	0.1943	0.0604
24	30.96	5.92	0.2302	-0.0283	94.52	4.19	0.1107	0.0573	40.99	5.14	0.2176	0.0434
25	62.46	5.69	0.2171	0.1001	50.26	3.71	0.0667	-0.0093	42.82	5.45	0.2295	0.0425
26	59.06	5.61	0.2274	0.0848	51.21	4.74	0.0801	-0.0049	63.83	5.90	0.1827	0.1077
27	31.82	6.56	0.2302	-0.0173	46.05	4.86	0.1013	-0.0328	72.81	6.18	0.1438	0.1300
28	29.32	6.39	0.2245	-0.0270	70.83	4.03	0.1027	0.0121	86.16	6.30	0.1231	0.1610
29	67.96	7.31	0.1983	0.1070	64.02	5.35	0.1031	-0.0017	53.59	5.44	0.1659	0.0711
30	59.33	6.62	0.1933	0.0856	71.66	5.23	0.0970	0.0256	61.07	5.56	0.1615	0.0791
31	71.10	6.64	0.1723	0.1221	86.67	5.25	0.0807	0.0339	58.53	6.00	0.1854	0.0725
32	71.52	7.05	0.1721	0.1158	93.44	4.49	0.0813	0.0599	58.58	5.67	0.1583	0.0807
33	54.20	6.89	0.2064	0.0721	87.51	4.50	0.0934	0.0382	63.68	6.02	0.1603	0.0762
34	43.38	7.32	0.2173	0.0197	67.13	4.98	0.1038	0.0127	51.60	5.89	0.1598	0.0583
35	34.84	8.27	0.2077	-0.0044	64.41	5.64	0.0873	0.0325	49.79	7.17	0.1712	0.0400
36	52.11	6.67	0.1723	0.0591	65.97	5.12	0.0848	0.0218	31.63	6.00	0.1585	-0.0107
37	49.16	6.49	0.1708	0.0446	50.60	5.78	0.1012	-0.0387	37.19	6.89	0.1562	0.0062
38	63.25	6.83	0.1726	0.0955	61.63	4.57	0.0867	0.0032	45.90	6.28	0.1527	0.0446
39	30.59	6.55	0.2039	-0.0056	67.61	4.35	0.0907	0.0180	50.91	5.18	0.1317	0.0688
40	33.58	6.40	0.1835	0.0129	70.40	4.52	0.0931	0.0020	26.65	6.08	0.1381	-0.0031
41	61.55	6.44	0.1532	0.0845	73.27	5.77	0.0871	0.0110	31.70	5.16	0.1395	0.0062
42	42.13	7.25	0.1814	0.0402	71.75	4.19	0.1167	0.0405	54.99	5.25	0.1208	0.0767
43	-21.12	8.05	0.1123	-0.1536	58.58	4.66	0.0986	0.0134	76.30	5.48	0.0892	0.1010
44	35.47	7.01	0.1583	0.0027	53.52	4.25	0.0600	-0.0028	56.05	5.08	0.1150	0.0568
45	32.19	7.78	0.1531	-0.0026	77.44	5.39	0.0644	0.0245	60.32	6.54	0.1232	0.0705
46	19.33	7.67	0.1682	-0.0487	82.41	5.34	0.0679	0.0272	62.13	6.41	0.0982	0.0519
47	24.76	7.45	0.1744	-0.0519	62.53	4.95	0.0498	0.0007	62.22	5.92	0.0777	0.0648
48	21.80	7.05	0.1544	-0.0279	60.58	4.76	0.0548	0.0063	55.88	7.17	0.0931	0.0584
49	33.37	6.51	0.1333	-0.0033	57.86	5.25	0.0593	-0.0194	59.14	7.61	0.1145	0.0474
50	39.72	7.47	0.1426	0.0205	60.96	6.18	0.0623	0.0046	46.90	8.76	0.0893	0.0375
51	50.89	7.67	0.1336	0.0523	72.89	6.15	0.0279	-0.0530	43.29	7.64	0.0949	0.0213
52	46.03	7.41	0.1356	0.0200	77.07	5.91	0.0692	0.0173	48.91	8.42	0.0883	0.0361
53	55.60	7.72	0.1283	0.0431	80.74	5.55	0.0564	-0.0160	27.05	9.52	0.0830	0.0024
54	52.12	8.74	0.1073	0.0438	60.64	5.68	0.0484	-0.0048	-23.48	7.48	0.0402	-0.0703
55	25.81	9.72	0.0204	-0.0140	55.48	5.58	0.0296	-0.0156	-6.38	10.38	0.0601	-0.0615
56	30.55	9.92	0.1167	-0.0133	47.71	6.06	0.0253	-0.0252	39.67	10.60	0.0603	0.0219
57	28.05	10.74	0.1138	-0.0078	24.63	7.70	0.0295	-0.0479	31.04	8.50	0.0652	0.0092
58	27.38	11.73	0.1058	-0.0163	27.06	6.59	-0.0057*	-0.0092	31.96	9.37	0.0740	0.0262
59	31.19	10.85	0.0849	0.0094					31.26	8.46	0.0425	-0.0054
60	37.28	11.19	0.0776	-0.0032					27.64	8.36	0.0520	-0.0148
61	41.54	10.72	0.0849	0.0101					26.48	9.47	0.0531	-0.0047
62	28.0	10.6	0.0834	-0.0089					27.5	9.4	0.0235	0.0000
63	3.6	11.5	0.0573	-0.0334					25.3	13.0	0.0322	0.0003
64	15.7	17.1	0.0655	-0.0315					28.4	10.6	0.0340	-0.0084
65	12.1	12.9	0.0545	-0.0107					22.9	11.8	0.0306	-0.0093
66	9.8	10.1	0.0488	-0.0276					23.2	10.4	0.0147	-0.0029
67	14.3	13.2	0.0149*	-0.0405								

Tab. B.8: Geometrie und Kinematik für den Riss C1 der Versuchskörper SC270-52.5-B2, SCC300-52.5-B1 und SCC300-52.5-B2 zum Zeitpunkt V_{max}

#	SC270-52.5-B2 (X0=793.9; Z0 = 39.6)				SCC300-52.5-B1 (X0=753.7; Z0=39.0)				SCC300-52.5-B2 (X0=416.9; Z0=19.9)			
	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]
1	68.63	4.88	0.0848	0.0590	34.23	9.17	0.1720	-0.0531	40.62	7.83	0.1994	0.0260
2	34.12	4.22	0.1062	-0.0170	33.54	8.58	0.1565	-0.0366	45.01	6.78	0.1904	0.0439
3	68.87	4.72	0.1269	0.0652	33.68	8.25	0.1543	-0.0475	84.20	7.04	0.1239	0.1432
4	73.02	4.05	0.1415	0.0752	63.26	7.23	0.1861	0.0282	65.99	5.65	0.1626	0.1033
5	33.59	4.86	0.1651	-0.0154	61.89	7.79	0.1799	0.0113	71.20	6.82	0.1765	0.1083
6	52.93	4.61	0.1881	0.0278	54.26	6.02	0.1931	-0.0116	79.05	6.44	0.1934	0.1205
7	60.82	4.67	0.2117	0.0700	62.59	5.51	0.1778	0.0592	71.44	7.18	0.2133	0.0867
8	68.90	4.24	0.2196	0.0747	49.67	5.84	0.1899	0.0044	76.05	7.93	0.2039	0.1056
9	62.33	4.45	0.2493	0.0144	78.16	5.58	0.1793	0.1129	76.26	8.18	0.3339	0.2457
10	53.06	4.49	0.2803	-0.0326	78.16	5.57	0.1732	0.1155	76.53	7.86	0.3311	0.2597
11	41.97	5.15	0.2716	-0.0568	92.41	5.96	0.1559	0.1343	77.70	6.93	0.3350	0.2637
12	40.20	4.94	0.2674	-0.0257	91.22	4.50	0.1522	0.1380	88.06	7.42	0.3047	0.3292
13	83.32	4.22	0.2359	0.1357	72.81	4.80	0.1869	0.0858	81.74	7.08	0.3438	0.2874
14	72.99	4.33	0.2826	0.0925	60.54	4.06	0.2128	0.0431	66.41	7.49	0.4080	0.1803
15	40.37	4.79	0.2867	-0.0710	64.72	4.09	0.2055	0.0503	84.56	8.17	0.3146	0.3109
16	38.80	5.17	0.3084	-0.0428	61.50	3.83	0.1923	0.0410	88.97	7.00	0.2649	0.3314
17	33.62	5.14	0.2932	-0.0944	59.25	4.38	0.1979	0.0270	91.40	7.10	0.2714	0.3266
18	67.46	4.63	0.2951	0.0643	66.09	4.31	0.2079	0.0650	86.54	6.41	0.2805	0.3021
19	64.25	4.80	0.3089	0.0662	82.31	5.02	0.1745	0.1227	80.20	6.92	0.3193	0.2727
20	87.13	4.67	0.2354	0.1592	91.28	4.44	0.1617	0.1582	43.15	7.14	0.4144	0.0498
21	87.47	4.97	0.2260	0.1811	43.55	4.46	0.2092	-0.0295	54.59	8.17	0.4182	0.1060
22	55.66	4.89	0.3016	0.0140	48.86	4.92	0.2097	-0.0058	36.74	7.24	0.4150	-0.0368
23	53.34	4.72	0.3197	0.0119	49.76	5.10	0.2247	0.0027	66.41	8.36	0.3747	0.1840
24	88.71	4.61	0.2321	0.2237	71.25	5.19	0.2078	0.1004	50.91	8.05	0.4143	0.0951
25	58.92	4.23	0.2851	0.0547	86.94	5.83	0.1857	0.1105	56.98	9.40	0.3856	0.1427
26	33.86	4.43	0.3011	-0.0740	93.04	5.45	0.1686	0.1362	47.93	8.72	0.4082	0.0643
27	57.51	4.73	0.3098	0.0667	100.58	6.20	0.1354	0.1729	81.79	8.75	0.2780	0.2811
28	47.80	4.28	0.3041	-0.0038	74.27	6.41	0.2090	0.0974	80.51	10.02	0.2882	0.2711
29	39.28	5.47	0.2867	-0.0497	59.08	5.44	0.2186	0.0405	54.24	8.50	0.3772	0.1003
30	49.60	5.17	0.2983	0.0157	45.97	6.32	0.2165	-0.0163	43.37	8.96	0.3958	0.0440
31	58.52	4.65	0.2965	0.0609	38.48	6.47	0.2198	-0.0422	36.49	9.93	0.3957	-0.0103
32	72.25	4.60	0.2526	0.1295	72.70	6.16	0.2061	0.0871	54.34	10.64	0.3674	0.1170
33	86.01	5.82	0.2253	0.1421	90.47	6.22	0.1759	0.1442	59.81	10.04	0.3324	0.1519
34	66.42	4.83	0.2765	0.0784	62.50	6.12	0.2180	0.0317	44.28	10.32	0.3633	0.0475
35	76.70	5.29	0.2476	0.1399	44.99	6.65	0.2259	-0.0213	58.41	9.64	0.3343	0.1376
36	59.28	6.03	0.2613	0.0488	49.94	6.92	0.2284	0.0243	80.83	9.39	0.2707	0.2460
37	76.62	5.33	0.2523	0.1213	48.07	6.31	0.2539	-0.0222	61.44	9.22	0.3199	0.1536
38	73.86	4.99	0.2432	0.1031	61.43	7.43	0.0000	0.0000	45.62	9.54	0.3351	0.0683
39	86.24	5.51	0.2184	0.1542	55.08	6.89	0.0000	0.0000	48.42	9.72	0.3457	0.0858
40	65.18	5.31	0.2591	0.0790	58.64	7.21	0.2436	0.0002	48.54	10.89	0.2940	0.0733
41	58.58	5.89	0.2631	0.0542	44.99	8.17	0.2236	-0.0348	49.58	12.47	0.2900	0.0940
42	65.14	6.15	0.2488	0.0670	37.57	7.92	0.2205	-0.0584	61.24	10.67	0.2502	0.1136
43	76.28	5.63	0.1926	0.1366	41.47	7.22	0.2158	-0.0624	62.08	11.71	0.2635	0.1173
44	85.45	5.13	0.1789	0.1565	44.71	7.07	0.1972	-0.0408	49.75	11.27	0.2367	0.1015
45	53.99	5.31	0.2764	0.0064	62.94	6.87	0.2290	0.0395	37.70	13.29	0.2266	0.0349
46	70.00	4.91	0.2313	0.0855	96.27	6.80	0.1416	0.1499	25.34	13.63	0.2279	-0.0399
47	49.75	5.12	0.2446	-0.0282	87.34	5.88	0.1806	0.1323	5.28	12.35	0.1818	-0.1102
48	57.39	5.97	0.2464	0.0368	81.97	7.40	0.1719	0.1034	15.37	13.12	0.1639	-0.0478
49	81.00	5.58	0.2043	0.1396	70.16	6.78	0.1755	0.0583	38.13	12.28	0.1453	-0.0025
50	54.66	5.56	0.2333	0.0327	44.98	6.93	0.1865	-0.0185	15.71	12.94	0.1285	-0.0453
51	90.77	8.02	0.1541	0.1493	67.62	7.37	0.1810	0.0661	28.79	10.74	0.1237	-0.0115
52	103.32	6.79	0.1073	0.1882	74.21	6.39	0.1554	0.0724	20.40	14.76	0.1040	-0.0423
53	66.98	2.95	0.1836	0.0935	75.04	6.69	0.1445	0.0735	21.71	16.73	0.0781	-0.0110
54	49.45	5.84	0.2166	0.0225	80.00	7.47	0.1323	0.0966	21.65	15.99	0.0523	-0.0212
55	48.41	6.36	0.2095	0.0205	64.58	7.25	0.1467	0.0495	28.20	21.02	0.0178	-0.0480
56	42.35	7.36	0.2095	0.0167	68.90	7.84	0.1416	0.0647				
57	66.31	7.98	0.1830	0.0867	75.72	7.06	0.1137	0.0668				
58	75.06	7.82	0.1686	0.1061	59.10	7.80	0.1164	0.0274				
59	70.56	6.42	0.1555	0.0874	77.67	7.61	0.0916	0.0803				
60	62.95	8.30	0.1617	0.0680	90.70	7.65	0.0806	0.0978				
61	46.46	8.32	0.1610	0.0360	54.52	8.53	0.1179	0.0261				
62	26.6	7.6	0.1600	-0.0413	23.8	8.8	0.1094	-0.0218				
63	35.9	6.6	0.1553	-0.0032	27.3	8.9	0.1093	0.0005				
64	34.7	7.6	0.1509	0.0010	21.7	8.8	0.0932	-0.0295				
65	19.0	8.3	0.1424	-0.0593	24.2	9.0	0.0968	-0.0378				
66	10.6	7.7	0.1157	-0.0993	23.6	9.1	0.0762	-0.0217				
67	11.6	9.3	0.1188	-0.0597	24.7	9.8	0.0790	-0.0023				
68	36.5	8.8	0.1155	0.0182	20.0	10.0	0.0748	-0.0343				
69	58.5	7.6	0.1170	0.0103	12.5	12.2	0.0538	-0.0379				
70	67.2	6.5	0.0894	0.0500	-1.8	12.6	0.0407	-0.0278				
71	40.6	7.9	0.0994	-0.0042	6.1	12.6	0.0378	-0.0191				
72	53.5	8.1	0.0894	0.0243	15.9	10.6	0.0405	-0.0276				
73	19.9	8.2	0.0625	-0.0260	46.5	10.5	0.0276	-0.0189				
74	21.2	10.8	0.0590	-0.0306	44.9	10.6	0.0322	0.0046				
75	35.6	10.2	0.0348	-0.0005	2.1	12.1	0.0228	-0.0065				
76	43.0	10.0	0.0456	-0.0024	3.3	10.9	0.0126	0.0065				
77	1.6	12.6	0.0295	-0.0321								
78	14.8	10.7	0.0146	-0.0165								

Tab. B.10: Geometrie und Kinematik für den Riss C1 der Versuchskörper SCC340-52.5-B1, SCC340-52.5-B2 und SCC380-52.5-B1 zum Zeitpunkt V_{max}

#	SCC340-52.5-B1 (X0=530.8; Z0 = 42.0)				SCC340-52.5-B2 (X0=605.1; Z0=31.1)				SCC380-52.5-B1 (X0=860.8; Z0=43.0)			
	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]
1	72.85	8.44	2.7960	4.1751	47.34	9.42	0.1255	0.0204	47.59	12.48	0.1832	0.0396
2	81.57	8.94	2.1387	4.5583	55.38	7.70	0.1532	0.0262	37.28	11.55	0.1704	-0.0116
3	81.00	9.71	2.1452	4.5288	57.71	7.86	0.1869	0.0560	26.72	12.44	0.1680	-0.0396
4	86.27	9.09	1.7420	4.7052	59.99	8.70	0.2230	0.0674	48.52	9.40	0.1563	0.0352
5	74.38	9.92	2.6339	4.2440	40.65	7.09	0.2326	-0.0328	22.01	11.21	0.1440	-0.0272
6	57.01	11.14	3.7642	3.2686	43.47	6.63	0.2375	0.0011	39.38	9.79	0.1622	-0.0146
7	87.85	11.27	1.5278	4.7118	48.60	5.72	0.2133	0.0486	47.67	8.12	0.2708	-0.0095
8	72.13	10.52	2.7141	4.1092	69.24	5.71	0.2081	0.1037	23.54	8.91	0.2521	-0.1175
9	62.75	10.33	3.3408	3.6323	72.55	6.07	0.2134	0.1134	49.84	9.31	0.2734	0.0138
10	71.99	9.41	2.6994	4.1328	70.29	6.91	0.2225	0.0995	36.00	7.38	0.2526	-0.0639
11	54.82	10.04	3.7911	3.1606	70.38	6.91	0.2279	0.1239	62.04	5.60	0.2530	0.0556
12	73.32	8.84	2.5566	4.1902	60.30	6.30	0.2400	0.0678	43.89	8.94	0.2447	-0.0298
13	78.05	9.05	2.1836	4.3589	38.16	6.94	0.2503	-0.0394	50.39	8.43	0.2628	0.0083
14	51.49	9.28	3.9113	2.9398	24.99	5.77	0.2307	-0.0838	83.04	8.92	0.2098	0.1397
15	49.67	10.85	3.9776	2.8225	40.79	6.35	0.2798	-0.0043	54.17	8.35	0.2507	0.0295
16	33.02	9.88	4.5880	1.5868	50.50	5.31	0.2541	0.0307	34.94	8.68	0.2185	-0.0640
17	29.92	12.97	4.6583	1.3241	56.73	5.09	0.2673	0.0612	27.90	7.53	0.2264	-0.0878
18	57.98	10.15	3.4094	3.3493	51.93	6.54	0.2754	0.0452	73.56	6.85	0.1945	0.0961
19	40.25	11.09	4.2669	2.1572	30.64	5.15	0.2581	-0.0696	62.83	6.62	0.2044	0.0491
20	56.49	11.34	3.4495	3.2086	42.79	5.06	0.2570	-0.0235	69.83	7.01	0.1908	0.0743
21	88.32	10.51	1.1662	4.5420	42.71	5.61	0.2780	-0.0412	30.16	6.15	0.2055	-0.0733
22	88.29	10.50	1.1530	4.5512	38.06	5.74	0.2759	-0.0309	67.33	7.12	0.1845	0.0811
23	49.98	11.49	3.6974	2.8498	34.58	6.25	0.2702	-0.0554	66.16	6.33	0.1947	0.0539
24	59.94	12.44	3.1419	3.4490	47.56	5.97	0.2750	0.0125	29.20	6.58	0.1797	-0.0677
25	34.15	11.48	4.3172	1.7338	48.49	6.30	0.2851	0.0134	55.49	6.79	0.1834	0.0266
26	30.68	12.15	4.3607	1.5234	14.37	6.14	0.2433	-0.1325	66.18	6.96	0.1655	0.0572
27	27.85	12.48	4.3764	1.2634	26.07	7.67	0.2438	-0.0950	79.73	7.05	0.1265	0.1021
28	39.21	10.28	4.0185	2.1172	30.68	7.31	0.3207	-0.1064	77.75	7.96	0.1205	0.0815
29	49.09	10.93	3.5714	2.7745	40.87	7.43	0.3412	-0.0645	64.88	7.38	0.1377	0.0586
30	55.19	10.09	3.2088	3.1247	51.40	7.04	0.3638	0.0115	75.73	7.68	0.1288	0.0756
31	62.14	13.14	2.7461	3.4954	64.28	6.71	0.3491	0.0873	44.24	7.36	0.1272	0.0292
32	33.79	13.70	4.0704	1.7707	72.03	7.55	0.3219	0.1408	40.92	7.75	0.1392	0.0052
33	31.82	16.55	4.0765	1.6004	79.16	5.90	0.2880	0.1627	42.42	7.23	0.1308	0.0153
34	30.22	13.19	4.0644	1.4571	62.73	6.70	0.3088	0.0774	59.34	6.03	0.1200	0.0474
35	30.45	12.73	4.0015	1.4479	67.89	7.02	0.3327	0.1043	68.75	5.98	0.1005	0.0645
36	3.77	15.14	4.1825	-0.4888	66.88	7.13	0.3022	0.1237	73.58	6.81	0.0892	0.0858
37	40.61	11.51	3.5099	2.1195	68.61	6.56	0.2914	0.1290	67.33	6.00	0.1108	0.0557
38	29.18	14.58	3.8590	1.3457	64.10	6.67	0.2708	0.0874	38.47	6.64	0.1085	-0.0041
39	24.93	14.86	3.8877	1.0145	63.25	7.21	0.3123	0.0996	46.37	6.28	0.1050	0.0257
40	62.24	14.76	2.3566	3.1463	63.88	8.04	0.2797	0.0882	46.16	6.42	0.1021	0.0164
41	40.97	13.46	3.2979	2.0819	64.38	7.71	0.2725	0.0942	26.00	8.03	0.1102	-0.0080
42	29.67	14.82	3.5641	1.3672	64.16	7.90	0.2490	0.0972	29.05	7.68	0.0857	-0.0061
43	32.77	17.24	3.3618	1.5592	55.12	8.04	0.2771	0.0498	41.94	8.41	0.0873	0.0031
44	16.52	16.79	3.6034	0.5088	55.51	7.51	0.2698	0.0777	55.98	7.65	0.0674	0.0385
45	18.63	19.74	3.4236	0.6162	64.73	7.02	0.2299	0.1011	19.20	6.12	0.0768	-0.0028
46	40.77	16.49	2.7811	1.7799	38.93	7.61	0.2394	-0.0212	45.27	8.84	0.0733	0.0155
47	15.52	19.74	3.0964	0.4874	29.37	9.64	0.2259	-0.0310	17.83	7.40	0.0761	-0.0019
48	27.63	17.57	2.7320	1.0215	39.81	9.44	0.2389	0.0064	33.97	7.45	0.0815	0.0227
49	16.94	19.86	2.6125	0.4710	54.05	8.75	0.2101	0.0581	34.70	6.34	0.0548	-0.0145
50	15.87	19.09	2.4294	0.3841	63.56	10.51	0.1859	0.0932	41.40	7.00	0.0541	0.0088
51	10.22	19.91	2.0853	0.0567	68.35	8.53	0.1566	0.1128	42.86	7.77	0.0748	0.0103
52	8.66	22.31	1.7903	-0.0436	77.02	9.37	0.1407	0.1273	30.70	8.77	0.0496	-0.0100
53	20.00	20.12	1.4904	0.2803	61.67	8.52	0.1398	0.0801	16.33	8.91	0.0352	-0.0165
54	20.29	25.00	0.9254	0.2858	40.90	9.71	0.1646	0.0300	19.47	6.77	0.0281	-0.0109
55					28.30	9.29	0.1537	0.0043	25.18	8.05	0.0208	-0.0131
56					27.36	11.23	0.1315	-0.0056	31.05	8.16	0.0195	-0.0145
57					31.22	11.94	0.1230	0.0097				
58					43.96	10.57	0.1125	0.0325				
59					26.46	13.66	0.1075	-0.0032				
60					14.01	12.65	0.1059	-0.0227				
61					25.02	13.25	0.0807	-0.0077				
62					32.3	12.8	0.0661	0.0098				
63					17.7	14.4	0.0457	-0.0088				
64					12.3	14.5	0.0382	-0.0048				
65					20.7	11.6	0.0225	-0.0025				
66					11.1	13.3	0.0081	-0.0069				

Tab. B.12: Geometrie und Kinematik für den Riss C1 der Versuchskörper SCC380-52.5-B2 zum Zeitpunkt V_{max}

#	SCC380-52.5-B2 (X0=547.6; Z0=30.8)				α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]
	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]								
1	40.48	11.05	0.2349	0.0897								
2	28.98	11.26	0.2695	0.0424								
3	26.02	10.89	0.2876	0.0219								
4	24.37	11.74	0.2826	0.0160								
5	24.11	12.52	0.2972	0.0137								
6	15.97	12.84	0.2995	-0.0124								
7	16.37	14.16	0.3134	-0.0545								
8	25.21	11.63	0.3166	-0.0020								
9	30.06	10.68	0.3404	0.0308								
10	23.55	13.26	0.5885	-0.1347								
11	53.78	8.71	0.5637	0.1914								
12	63.17	7.92	0.5149	0.2812								
13	38.66	6.89	0.6144	-0.0037								
14	34.33	7.18	0.5922	-0.0209								
15	61.31	10.09	0.5346	0.2531								
16	36.74	9.61	0.6060	-0.0049								
17	39.99	8.43	0.5982	0.0405								
18	45.69	10.75	0.6289	0.0937								
19	35.32	13.48	0.5912	-0.0384								
20	21.35	10.88	0.5694	-0.1597								
21	35.24	8.25	0.6323	-0.0154								
22	55.09	8.44	0.6281	0.1642								
23	67.67	8.39	0.5501	0.2895								
24	94.34	7.69	0.3414	0.5110								
25	88.64	8.03	0.3795	0.4835								
26	89.55	9.60	0.3525	0.4758								
27	64.70	9.05	0.5096	0.2809								
28	61.54	8.64	0.5173	0.2462								
29	58.13	10.83	0.5054	0.2434								
30	39.96	10.55	0.5449	0.0574								
31	61.20	11.21	0.4572	0.2620								
32	42.09	10.88	0.5036	0.0915								
33	49.59	10.33	0.4726	0.1556								
34	56.30	10.40	0.4520	0.1925								
35	80.09	9.23	0.2758	0.3642								
36	63.12	10.14	0.3714	0.2610								
37	59.44	9.76	0.3614	0.2298								
38	80.45	8.73	0.2344	0.3447								
39	76.99	8.35	0.2611	0.3171								
40	62.79	9.20	0.3127	0.2507								
41	73.92	10.45	0.2383	0.3107								
42	25.46	13.33	0.3889	0.0435								
43	37.03	10.51	0.3580	0.0970								
44	40.71	10.67	0.3241	0.1252								
45	29.44	11.63	0.3287	0.0572								
46	16.01	12.63	0.3169	-0.0142								
47	28.72	12.69	0.2844	0.0311								
48	33.58	12.50	0.2914	0.0731								
49	28.92	14.02	0.2529	0.0399								
50	15.81	16.47	0.2355	-0.0168								
51	9.39	16.11	0.2248	-0.0510								
52	24.41	15.55	0.2088	0.0126								
53	18.54	14.88	0.1881	-0.0067								
54	23.23	13.77	0.1442	-0.0566								
55	49.36	9.94	0.1011	0.0680								
56	26.40	11.36	0.1186	-0.0510								
57	20.52	14.18	0.1142	-0.0061								
58*	* keine weiteren Messungen											

B.3 Versuche an Plattenstreifen

Die folgenden Tabellen listen die Geometrie und Kinematik der Schubrisse C1 zum Zeitpunkt V_{max} , welche mit dem optischen Messsystem bestimmt wurden.

Tab. B.14: Geometrie und Kinematik für den Riss C1 der Versuchskörper BU000-4d, BU000-3d und BU145-4d zum Zeitpunkt V_{max}

#	BU000-4d (X0=569,1; Z0=111,1)				BU000-3d (X0=592,9; Z0=24,3)				BU145-4d (X0=851,4; Z0=17,1)			
	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]
1	82,78	5,95	0,1959	0,1504	28,19	14,48	0,0567	0,0071	28,42	10,98	0,0109	0,0179
2	31,05	7,23	0,2362	-0,0587	63,13	11,75	0,0916	0,0446	17,31	9,49	0,0089	0,0111
3	34,80	8,72	0,2461	-0,0443	66,11	12,74	0,0891	0,0924	41,38	10,07	0,0344	0,0183
4	49,54	7,82	0,2570	0,0095	54,47	11,55	0,1446	0,0433	15,16	10,69	0,0638	0,0024
5	78,45	8,15	0,2147	0,1340	49,44	9,60	0,1666	0,0533	13,42	10,19	0,0413	0,0042
6	44,22	8,44	0,2414	0,0022	28,78	11,78	0,1678	-0,0126	12,12	11,59	0,0662	0,0096
7	40,51	7,63	0,2539	-0,0205	36,44	10,88	0,1752	-0,0170	30,09	10,74	0,1783	-0,0372
8	44,77	8,36	0,2265	0,0134	56,07	11,41	0,1833	0,0565	28,75	10,12	0,1744	-0,0300
9	35,61	8,31	0,2209	-0,0237	55,15	10,00	0,2026	0,0223	22,51	10,44	0,2263	-0,0293
10	24,14	8,85	0,2148	-0,0527	44,22	12,15	0,2175	-0,0140	34,07	11,61	0,2682	0,0053
11	56,04	5,42	0,2039	0,0701	53,55	12,00	0,2189	0,0316	53,07	10,20	0,2674	0,1153
12	76,92	5,62	0,1737	0,1315	50,22	10,07	0,2822	0,0210	51,98	10,14	0,4289	0,0540
13	80,35	7,20	0,1749	0,1426	73,27	11,43	0,2399	0,0965	82,45	6,83	0,3101	0,2588
14	69,55	7,71	0,1863	0,1107	88,06	11,17	0,2127	0,1351	47,18	6,62	0,4116	0,0201
15	51,51	8,37	0,2173	0,0387	92,88	11,51	0,1977	0,1726	82,35	12,47	0,3330	0,2523
16	62,31	9,32	0,2050	0,0725	60,41	10,64	0,2476	0,0571	88,89	8,31	0,3036	0,2858
17	33,78	11,77	0,2032	-0,0090	56,01	9,88	0,2516	0,0409	84,21	8,37	0,3148	0,2574
18	50,40	7,80	0,1969	0,0489	57,90	10,08	0,2274	0,0464	43,12	8,69	0,3906	-0,0119
19	50,67	7,62	0,2020	0,0240	60,69	10,66	0,2162	0,0682	45,06	8,30	0,3770	0,0044
20	33,21	7,32	0,1932	-0,0283	64,37	9,51	0,2156	0,0714	89,11	9,34	0,2577	0,2602
21	20,66	6,39	0,1888	-0,0781	34,37	10,14	0,2143	-0,0602	42,22	10,46	0,3865	-0,0108
22	23,47	7,03	0,1873	-0,0854	62,78	10,93	0,2018	0,0425	44,24	7,49	0,3933	0,0064
23	28,19	8,45	0,1915	-0,0457	89,48	8,36	0,1428	0,1534	78,78	7,29	0,3233	0,2195
24	28,13	8,48	0,1722	-0,0614	57,47	10,32	0,2030	0,0389	41,18	9,31	0,3767	-0,0109
25	31,40	8,61	0,1808	-0,0409	65,21	6,46	0,1939	0,0754	93,59	4,87	0,2241	0,2881
26	30,91	9,41	0,1758	-0,0314	52,40	9,11	0,1826	0,0335	35,48	8,13	0,3611	-0,0392
27	26,42	8,38	0,1694	-0,0203	62,29	10,17	0,1791	0,0604	53,46	10,21	0,3620	0,0811
28	24,85	5,96	0,1610	-0,0456	36,01	11,45	0,1882	-0,0270	61,42	10,20	0,3442	0,1291
29	22,89	5,75	0,1543	-0,0634	47,54	12,76	0,1740	0,0046	63,61	9,71	0,3185	0,1467
30	66,68	7,19	0,1333	0,0646	8,99	14,40	0,1334	-0,0966	33,15	11,27	0,3488	-0,0573
31	26,91	10,21	0,1473	-0,0269	26,98	10,53	0,1441	-0,0393	34,90	9,70	0,3663	-0,0322
32	18,17	9,77	0,1326	-0,0654	68,70	12,76	0,1241	0,0507	69,74	9,68	0,2886	0,1594
33	16,02	8,98	0,1421	-0,0598	67,42	11,96	0,1230	0,0512	49,59	9,52	0,3320	0,0638
34	7,45	10,17	0,1398	-0,1098	71,82	10,64	0,1103	0,0634	49,90	7,87	0,3308	0,0471
35	50,47	6,86	0,2536	0,0135	54,91	9,75	0,1144	0,0255	17,32	10,13	0,2825	-0,1380
36	47,16	9,32	0,2350	-0,0124	17,21	10,70	0,1106	-0,0420	43,10	8,67	0,3404	-0,0049
37	48,18	7,03	0,2218	0,0156	16,37	12,14	0,0998	-0,0205	41,11	10,23	0,3132	-0,0065
38	33,20	7,21	0,2363	-0,0625	42,56	11,24	0,0963	-0,0041	41,48	7,97	0,2874	0,0144
39	26,12	7,45	0,2223	-0,0739	41,33	10,38	0,0901	0,0019	28,60	9,69	0,2779	-0,0591
40	17,89	7,29	0,2027	-0,1230	35,06	8,70	0,0782	-0,0119	31,52	9,11	0,2874	-0,0348
41	59,21	9,10	0,2086	0,0364	58,13	10,06	0,0622	-0,0009	56,15	9,54	0,2881	0,0746
42	70,70	7,94	0,1821	0,0852	50,27	10,87	0,0591	0,0034	69,38	8,86	0,2513	0,1256
43	84,35	9,21	0,1267	0,1163	18,93	8,82	0,0565	-0,0243	80,04	8,98	0,2163	0,1619
44	63,99	8,21	0,1562	0,0802	42,50	9,56	0,0555	0,0098	74,82	10,82	0,2176	0,1550
45	24,92	10,56	0,1643	-0,0267	44,92	9,12	0,0399	0,0177	63,62	8,72	0,2383	0,0888
46	24,82	7,16	0,1740	-0,0356	32,83	8,49	0,0347	-0,0063	54,02	8,67	0,2164	0,0530
47	37,64	9,77	0,1496	-0,0061	4,23	10,14	0,0167	-0,0144	61,74	10,26	0,2002	0,0897
48	45,73	7,23	0,1379	0,0132					53,38	9,12	0,2006	0,0575
49	75,76	7,49	0,1144	0,0837					29,04	10,14	0,2114	-0,0271
50	39,12	7,05	0,1213	-0,0036					44,49	10,47	0,2023	0,0273
51	67,80	6,34	0,1091	0,0497					34,81	11,26	0,1933	-0,0126
52	16,93	7,73	0,1101	-0,0407					42,34	10,35	0,1774	0,0103
53	18,47	10,08	0,1352	-0,0597					39,01	12,27	0,1567	0,0196
54	37,04	9,43	0,1297	-0,0094					28,50	11,03	0,1546	-0,0087
55	36,39	9,78	0,1082	-0,0250					71,65	5,08	0,1180	0,0876
56	19,30	10,94	0,0798	-0,0074					38,24	13,92	0,1189	0,0234
57	33,75	8,56	0,0834	-0,0201					39,99	12,48	0,1050	-0,0066
58	29,19	9,24	0,0646	0,0014					37,90	10,80	0,1026	0,0358
59	51,49	10,30	0,0278	0,0269					11,10	10,94	0,0744	-0,0279
60	33,31	9,22	0,0623	0,0004					23,36	11,55	0,0995	-0,0288
61	15,36	7,94	0,0441	-0,0386					25,32	10,97	0,0788	-0,0226
62	14,08	10,85	0,0356	-0,0133					0,37	11,20	0,0380	-0,0243
63	11,06	9,84	0,0446	-0,0314					-17,32	11,29	0,0262	-0,0521
64	52,25	8,61	0,0417	-0,0006					-6,05	10,67	0,0379	-0,0480
65	30,75	10,51	0,0196	-0,0105					30,95	9,17	0,0335	0,0050
66	37,42	12,84	0,0167	-0,0198					19,22	11,72	0,0188	-0,0434

Tab. B.16: Geometrie und Kinematik für den Riss C1 der Versuchskörper BU145-3d, BU171-4d und BU171-3d zum Zeitpunkt V_{max}

#	BU145-3d (X0=781,7; Z0=26,0)				BU171-4d (X0=831,9; Z0=66,3)				BU171-3d (X0=328,4; Z0=54,6)			
	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]
1	91,24	6,66	0,2981	0,0664	50,43	8,00	0,6135	0,3892	-6,91	13,61	2,5583	-0,6090
2	42,87	7,16	0,2108	-0,1882	-1,72	8,88	0,6684	-0,2318	3,36	15,75	2,6034	-0,2370
3	38,17	6,64	0,1865	-0,2167	31,04	8,56	0,7447	0,2080	4,91	18,39	2,3635	-0,1466
4	91,35	4,37	0,2743	0,0170	34,77	8,04	0,7232	0,2452	39,50	16,14	1,7437	1,1340
5	119,81	6,30	0,2132	0,1354	33,03	7,51	0,7763	0,2081	28,31	14,85	1,8571	0,7811
6	77,34	9,15	0,2147	-0,0313	34,54	7,88	0,8103	0,1863	35,88	13,98	1,6021	0,9896
7	78,40	8,29	0,1854	-0,0218	44,02	7,48	0,8973	0,2772	25,58	10,05	1,6861	0,6725
8	50,37	8,89	0,1757	-0,0939	41,54	7,67	0,9029	0,2451	26,11	12,41	1,6501	0,6953
9	31,37	9,79	0,2599	-0,0412	43,43	7,75	0,9081	0,2821	26,50	11,59	1,8191	0,5970
10	34,04	8,97	0,3444	-0,0127	57,44	5,67	0,8162	0,5030	73,46	10,82	0,7583	1,7591
11	30,04	8,36	0,4190	-0,0477	41,00	6,42	0,9325	0,2624	32,78	11,66	1,7289	0,8378
12	35,50	8,58	0,4998	0,0110	44,57	6,23	0,8990	0,2990	31,48	12,17	1,7113	0,7973
13	36,58	10,20	0,5614	0,0665	34,67	7,50	0,9300	0,1529	28,73	12,64	1,7045	0,6724
14	22,86	5,59	0,6739	-0,1021	34,51	6,75	0,9464	0,1248	35,25	12,40	1,5291	0,8438
15	70,66	6,01	0,5404	0,4146	29,76	7,06	0,9812	0,0721	36,05	10,09	1,4364	0,8537
16	18,97	8,21	0,6654	-0,1788	27,34	8,17	0,9673	0,0229	43,59	12,02	1,3148	0,9848
17	24,69	6,99	0,6746	-0,1073	29,81	9,03	0,9644	0,0519	65,29	8,15	0,8212	1,3900
18	26,61	9,14	0,6632	-0,0821	35,02	11,60	0,9489	0,1632	56,02	12,06	1,0729	1,2677
19	25,83	8,67	0,6617	-0,0904	48,65	11,74	0,8572	0,3843	52,05	10,19	1,1707	1,2242
20	42,46	7,54	0,6641	0,0886	61,42	7,63	0,7703	0,5460	56,78	10,42	1,0571	1,3148
21	38,45	8,23	0,6533	0,0273	57,47	8,70	0,7914	0,5330	56,13	11,33	1,0868	1,3249
22	35,43	9,57	0,6647	0,0091	55,41	7,90	0,8323	0,4750	57,66	9,63	1,0474	1,3595
23	37,20	8,88	0,7761	0,0081	44,67	10,31	0,8956	0,2985	57,05	8,42	1,0561	1,3345
24	40,68	9,87	0,7664	0,0719	45,62	8,36	0,8853	0,3015	65,67	9,09	0,8514	1,4877
25	73,08	10,31	0,5947	0,4638	48,76	8,37	0,8391	0,3114	40,04	8,56	1,3935	0,9817
26	64,74	9,65	0,6600	0,3439	54,93	8,03	0,7883	0,3890	43,44	8,61	1,3415	1,0451
27	85,98	9,69	0,4535	0,5877	54,61	8,00	0,7568	0,3652	41,80	7,55	1,3817	1,0153
28	93,06	8,11	0,3944	0,6205	52,87	6,82	0,7376	0,3394	48,06	8,24	1,2674	1,1487
29	72,10	5,76	0,5931	0,4363	52,52	7,20	0,7224	0,3317	39,29	8,33	1,4235	0,9482
30	54,86	8,57	0,6857	0,2486	54,52	7,33	0,6888	0,3226	37,92	7,13	1,4416	0,9275
31	59,77	8,60	0,6286	0,2917	56,90	6,80	0,6510	0,3365	41,09	7,55	1,3674	0,9885
32	64,61	9,73	0,5931	0,3527	51,15	5,61	0,6410	0,2371	38,15	8,29	1,4616	0,9995
33	57,06	8,83	0,6207	0,2813	52,75	5,08	0,5992	0,2831	23,61	8,45	1,6305	0,5400
34	52,35	10,10	0,6322	0,2299	61,88	11,55	0,5368	0,3603	38,15	8,55	1,4385	0,9517
35	54,13	8,37	0,6218	0,2404	59,59	6,47	0,5195	0,3482	2,88	12,35	1,7091	-0,0523
36	48,97	10,45	0,6228	0,1928	76,31	6,82	0,3653	0,4762	6,24	12,18	1,7054	0,0361
37	73,94	9,79	0,5105	0,4564	34,78	8,45	0,5629	0,1196	14,08	9,85	1,6921	0,2721
38	56,28	8,31	0,5733	0,2689	49,77	8,64	0,4801	0,2407	24,53	9,08	1,6004	0,5725
39	60,02	9,39	0,5113	0,2769	73,55	8,50	0,3338	0,4271	25,21	8,89	1,5919	0,5987
40	67,51	9,20	0,4675	0,3471	77,07	7,38	0,5184	0,7447	42,83	8,87	1,3299	1,0548
41	62,48	9,62	0,4590	0,3097	75,38	8,91	0,5425	0,7401	8,98	9,45	1,6862	0,1199
42	43,51	9,63	0,5096	0,1539	72,75	9,11	0,5702	0,7020	11,06	10,25	1,6785	0,1880
43	72,81	8,07	0,3584	0,3717	64,82	9,35	0,6374	0,6136	-0,88	9,82	1,6731	-0,1585
44	60,50	7,98	0,4076	0,3016	66,22	7,24	0,6052	0,6551	19,92	8,12	1,6266	0,4552
45	88,44	7,40	0,2020	0,4545	46,32	9,13	0,7868	0,4163	17,98	7,84	1,6505	0,3929
46	49,39	10,03	0,4381	0,2098	41,84	8,74	0,8182	0,3585	149,79	5,69	-1,4658	1,1003
47	8,76	9,55	0,4390	-0,1191	39,45	9,20	0,8027	0,3103	-2,53	7,41	1,8140	-0,3024
48	44,37	8,82	0,4003	0,1495	35,28	11,13	0,8082	0,2553	66,54	5,89	0,9522	1,5955
49	10,56	11,09	0,3970	-0,0957	56,37	9,28	0,6456	0,5351	40,02	8,65	1,5262	1,0333
50	18,07	9,14	0,3836	-0,0541	28,29	12,73	0,8086	0,1763	16,70	9,69	1,8161	0,3368
51	11,22	6,77	0,3599	-0,0911	21,53	15,00	0,8237	0,0621	36,48	7,11	1,5803	0,9404
52	42,74	4,96	0,3362	0,1193	28,42	14,68	0,7835	0,1567	7,32	6,80	1,8820	0,0517
53	5,60	8,38	0,3323	-0,1129	31,21	15,16	0,7574	0,2190	41,46	8,15	1,4797	1,0965
54	20,61	8,80	0,3122	-0,0348	20,26	19,09	0,7425	0,0543	18,79	7,13	1,7727	0,4277
55	28,71	8,05	0,3013	0,0150	48,27	13,55	0,6544	0,4157	29,69	9,00	1,6603	0,7484
56	35,58	8,80	0,2726	0,0481	26,06	16,29	0,6708	0,1307	22,65	9,88	1,7475	0,5403
57	8,79	9,16	0,2191	-0,0836	24,00	12,57	0,6814	0,1363	12,30	9,52	1,8212	0,2146
58	32,31	10,48	0,2214	0,0254	4,67	14,26	0,6416	-0,1257	29,04	8,49	1,6632	0,7586
59	11,51	9,38	0,1835	-0,0655	31,58	12,84	0,6076	0,2195	72,50	7,65	0,6799	1,6780
60	12,35	7,67	0,1533	-0,0501	39,98	11,49	0,5305	0,2994	53,75	9,14	1,1798	1,3616
61	5,40	6,61	0,1446	-0,0910	6,45	14,29	0,5927	-0,0524	29,85	7,56	1,6459	0,7889
62	65,33	3,70	0,0804	0,0384	30,14	14,95	0,5632	0,1820	38,59	6,81	1,4932	0,9922
63	29,28	7,68	0,0835	-0,0332	1,35	17,46	0,5467	-0,1078	44,71	6,55	1,4371	1,1596
64	28,45	8,38	0,0554	-0,0243	33,68	15,49	0,4810	0,2028	5,29	6,94	1,8242	-0,0052
65	19,18	8,87	0,0440	0,0342	32,01	15,30	0,4668	0,1976	0,58	8,41	1,7115	-0,2373
66	23,26	6,73	0,0714	-0,0358	-1,39	16,33	0,4486	-0,0845	17,74	6,81	1,7432	0,3647
67	31,96	5,12	0,0606	-0,0273	29,23	17,89	0,4111	0,1525	-0,46	7,63	1,7582	-0,1905
68	-10,53	5,77	0,0248	-0,0527	7,54	16,15	0,4112	-0,0045	38,55	6,02	1,4683	0,9608
69	-3,09	9,06	0,0258	-0,0600	-0,13	15,26	0,3901	-0,0818	48,38	4,67	1,2594	1,1944
70	54,74	7,32	0,0441	-0,0179	10,74	17,55	0,3585	0,0033	40,73	5,93	1,4907	1,0382
71	37,40	8,22	0,0377	-0,0609	31,01	16,94	0,3097	0,1318	25,27	8,58	1,4238	0,6182
72	42,61	9,78	0,0111	-0,0347	6,26	20,70	0,3113	-0,0148	32,89	8,26	1,3590	0,8070
73	29,08	8,69	-0,0031	-0,0497	8,93	18,37	0,3031	0,0185	7,44	9,83	1,4608	-0,0350
74	45,75	10,26	-0,0223	-0,0383	-13,44	14,90	0,2279	-0,1178	24,14	8,95	1,4580	0,6534
75	33,73	9,31	0,1899	0,0319	24,48	16,72	0,2082	0,0303	26,07	8,17	1,4904	0,7292
76	39,86	8,82	0,1717	0,0045	5,96	15,65	0,1943	-0,0339	17,81	9,11	1,7306	0,3339
77	15,32	7,55	0,1646	-0,0513	-3,84	20,32	0,1471	-0,0794	-13,87	7,05	1,6898	-0,4171
78	0,25	5,86	0,1708	-0,1318	9,59	20,25	0,1396	-0,0339	27,93	6,22	1,5200	0,5111
79	41,40	5,79	0,1670	-0,0043	-2,53	23,38	0,0570	-0,0809	-1,39	6,10	1,8263	-0,2673
80	4,83	7,94	0,1434	-0,0946	3,13	23,43	0,0445	-0,0500	14,92	7,71	1,7536	0,2970

fortgesetzt auf der nächsten Seite

B Messergebnisse

#	BU145-3d (X0=781,7; Z0=26,0)				BU171-4d (X0=831,9; Z0=66,3)				BU171-3d (X0=328,4; Z0=54,6)			
	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]
81	30,72	7,74	0,1433	-0,0388	16,96	21,62	0,0366	-0,0708	-2,31	5,54	1,5525	-0,0626
82	11,68	8,47	0,1243	-0,0248	16,79	22,75	0,0296	-0,0324	46,66	5,32	1,1207	1,1875
83	35,48	5,41	0,1011	-0,0265	5,09	25,51	0,0086	-0,0519	0,84	6,09	1,5926	-0,1360
84	59,68	4,33	0,0681	0,0055					23,26	5,94	1,5903	0,4838
85	15,74	6,41	0,0940	-0,0570					29,39	4,62	1,5886	0,6132
86	1,64	6,20	0,0751	0,0856					-11,62	6,92	1,6011	-0,5984
87	27,54	8,20	0,0873	-0,0432					57,97	6,91	1,1625	1,2975
88	25,63	7,13	0,0671	-0,0110					39,07	6,41	1,4821	0,8645
89	-2,82	6,26	0,0652	-0,0682					2,08	6,79	1,6111	-0,0898
90	2,89	11,18	0,0519	-0,0330					28,82	6,11	1,5666	0,6219
91	19,90	11,70	0,0274	-0,0392					33,59	5,53	1,4883	0,8102
92	14,22	11,08	0,0214	-0,0506					-11,57	6,25	1,6910	-0,4828
93	12,54	12,79	0,0209	-0,0508					7,25	6,81	1,7006	-0,0706
94	5,46	14,95	-0,0270	-0,0384					12,95	9,62	1,6061	0,2580
95									29,30	7,88	1,5086	0,7272
96									30,81	7,27	1,3954	0,6488
97									11,09	11,46	1,5041	0,1508
98									9,75	8,65	1,4523	0,1721
99									24,03	6,84	1,4271	0,4550
100									-11,16	10,34	1,1946	-0,2356
101									14,11	10,04	1,5267	0,3553
102									11,66	8,10	1,6691	0,0532
103									-10,69	7,06	1,3756	-0,4216
104									17,21	8,48	1,3785	0,4270
105									33,77	8,40	1,2371	0,8271
106*												

* keine weiteren Messungen

Tab. B.19: Geometrie und Kinematik für den Riss C1 der Versuchskörper BU171z-3d, BU245-4d und BU245-3d zum Zeitpunkt V_{max}

#	BU171z-3d (X0=547,6; Z0=30,8)				BU245-4d (X0=547,6; Z0=30,8)				BU245-3d (X0=547,6; Z0=30,8)			
	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]
1	46,91	8,78	0,8033	0,8406	34,99	8,01	0,7362	-0,0014	26,90	13,39	0,6164	0,0192
2	43,36	10,12	0,9389	0,8101	9,48	10,01	0,6036	-0,3207	53,39	10,04	0,6643	0,2999
3	44,78	6,72	0,3347	0,0367	30,76	9,27	0,6659	-0,0973	1,01	11,65	5,2002	-2,5297
4	43,69	7,86	0,3720	0,0689	18,20	9,33	0,5989	-0,2375	44,86	9,38	5,5506	1,8490
5	43,56	8,53	0,3891	0,0658	32,95	7,29	0,6889	-0,0707	31,85	7,85	5,9697	0,5750
6	46,65	8,83	0,3783	0,0699	19,87	9,44	0,6584	-0,1970	16,47	8,72	5,9364	-1,0394
7	43,93	9,53	0,3813	0,0527	30,27	9,80	0,7022	-0,0756	-16,35	8,04	4,5113	-4,1168
8	41,21	7,43	0,3644	0,0077	30,80	9,19	0,7367	-0,0885	-24,76	7,13	3,8840	-4,7541
9	37,73	7,50	0,3858	0,0051	38,53	7,90	0,6014	0,0140	-5,28	6,94	5,2882	-3,4049
10	45,33	7,86	0,3704	0,0701	40,51	9,87	0,6911	0,0020	63,75	7,16	5,1094	3,7403
11	57,37	6,43	0,3288	0,1451	56,69	9,31	0,6133	0,1963	7,37	9,35	5,9298	-2,2004
12	53,64	6,62	0,3164	0,1378	60,53	8,90	0,5944	0,2700	-5,15	8,69	5,3438	-3,5061
13	64,95	8,11	0,2893	0,1714	42,83	8,70	0,6614	0,0713	2,12	7,89	5,7400	-2,8290
14	69,36	7,68	0,2667	0,2117	15,97	9,59	0,6083	-0,2326	55,09	8,45	5,6753	2,8601
15	67,83	9,26	0,2355	0,1930	32,57	8,64	0,6263	-0,0513	46,08	7,66	6,0226	1,9296
16	39,41	10,36	0,3177	0,0210	61,89	8,48	0,5518	0,2475	49,71	8,25	5,8325	2,2962
17	47,61	10,40	0,2907	0,1017	55,96	7,60	0,5329	0,1732	47,13	8,09	5,9169	2,0276
18	45,70	10,40	0,4936	0,1545	47,54	8,08	0,5546	0,1172	43,31	9,18	6,0206	1,6412
19	30,59	9,67	0,4256	-0,0508	46,08	11,78	0,5355	0,0537	41,14	9,62	6,0440	1,4009
20	42,75	9,65	0,5990	0,0797	59,32	12,39	0,6469	0,2094	54,87	9,23	5,4821	2,7899
21	66,13	9,06	0,4121	0,2578	77,79	12,10	0,5740	0,4009	54,95	9,86	5,4530	2,8081
22	66,50	10,26	0,3824	0,2488	73,21	7,54	0,5675	0,3597	43,65	11,25	5,8563	1,6929
23	64,10	9,18	0,4106	0,2544	76,70	6,03	0,5405	0,4007	18,68	6,90	6,0357	-0,9531
24	62,64	8,96	0,4092	0,2519	66,02	5,75	0,5568	0,2676	76,46	8,24	3,9657	4,5561
25	68,35	7,72	0,3520	0,2868	60,82	6,90	0,5468	0,2148	68,19	8,12	4,5055	3,9252
26	70,35	7,76	0,3418	0,2733	65,10	5,33	0,5355	0,2796	25,88	8,18	6,0478	-0,1101
27	65,57	6,73	0,3633	0,2565	71,18	5,20	0,5268	0,3242	36,29	8,07	5,8720	0,9573
28	54,78	7,58	0,4108	0,2233	83,02	5,31	0,4564	0,4050	26,92	10,74	5,9966	-0,0136
29	48,73	7,62	0,4028	0,1633	79,91	6,41	0,4485	0,4115	77,50	8,20	3,7226	4,5656
30	51,41	6,91	0,4147	0,1866	74,41	6,07	0,4555	0,3841	89,31	9,16	2,5717	5,2292
31	48,99	6,53	0,4213	0,1832	86,26	5,73	0,3653	0,4426	55,78	7,72	4,9932	2,9360
32	77,90	6,31	0,2788	0,3733	83,34	7,01	0,2188	0,2089	55,28	7,19	4,9940	2,8801
33	50,66	7,84	0,4197	0,1966	87,68	8,12	0,1384	0,1281	52,13	7,44	5,1151	2,6166
34	43,27	6,58	0,4277	0,1313	70,14	7,42	0,1618	0,0540	39,38	7,61	5,5222	1,4228
35	56,84	4,15	0,3778	0,2416	69,81	8,30	0,2080	0,1103	12,36	8,81	5,5168	-1,2504
36	94,60	6,07	0,1420	0,4151	76,73	8,50	0,1791	0,1200	-7,87	9,19	4,6629	-3,0728
37	50,43	4,44	0,3884	0,2059	78,12	6,32	0,1560	0,1063	3,28	10,48	5,1318	-2,1019
38	85,55	5,81	0,1981	0,3927	89,42	6,07	0,1451	0,1785	3,10	10,25	5,0056	-2,1634
39	43,71	6,20	0,4022	0,1677	65,31	6,08	0,1948	0,0997	26,38	10,94	5,3868	-0,0025
40	17,50	6,10	0,4276	-0,0249	67,13	7,60	0,1544	0,1026	18,39	8,96	5,2545	-0,7567
41	37,72	7,33	0,4210	0,1124	57,03	7,43	0,1475	0,0750	22,00	11,46	5,1988	-0,4345
42	44,25	8,61	0,3821	0,1675	48,46	7,62	0,1559	0,0194	31,66	8,96	5,0974	0,4293
43	43,09	7,85	0,3839	0,1623	41,26	9,42	0,1547	-0,0072	31,95	10,42	5,0142	0,4732
44	20,51	8,92	0,4177	0,0023	42,81	8,07	0,2062	0,0307	1,96	13,96	4,5071	-2,0999
45	45,66	6,29	0,3757	0,1871	41,95	8,23	0,2029	0,0554	36,57	10,44	4,8005	0,8070
46	49,70	6,46	0,3546	0,2059	55,62	8,78	0,1943	0,0633	37,31	9,81	4,7026	0,8994

fortgesetzt auf der nächsten Seite

B Messergebnisse

#	BU171z-3d (X0=547.6; Z0=30.8)				BU245-4d (X0=547.6; Z0=30.8)				BU245-3d (X0=547.6; Z0=30.8)			
	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]
47	18,49	7,87	0,4044	-0,0149	47,21	9,23	0,1729	0,0349	48,90	8,69	4,3567	1,7939
48	50,27	6,57	0,3463	0,2006	48,40	10,16	0,1187	0,0477	53,61	9,40	4,1047	2,1401
49	42,61	6,94	0,3624	0,1396	52,70	9,77	0,2110	0,0472	56,61	7,98	3,9208	2,3668
50	43,21	8,93	0,3522	0,1574	32,84	10,34	0,1686	0,0286	67,79	8,91	3,3731	3,0445
51	29,86	6,55	0,3829	0,0760	42,45	9,30	0,1472	0,0493	-2,13	9,30	4,0120	-2,1059
52	48,34	7,84	0,3432	0,1950	29,65	8,10	0,1403	0,0312	14,23	10,97	4,3751	-0,9109
53	46,48	8,48	0,3190	0,2034	-12,26	9,46	0,0879	-0,1374	-3,12	9,11	3,8088	-2,1211
54	35,58	8,38	0,3460	0,1170	-10,98	8,84	0,1419	-0,0976	3,35	8,87	1,7063	-0,7162
55	42,84	7,76	0,3258	0,1618	15,08	11,54	0,1388	-0,0653	50,54	9,82	1,2422	0,7018
56	8,74	11,15	0,3530	-0,0337	27,63	12,08	0,1514	-0,0375	34,71	9,00	4,1302	0,5816
57	31,74	8,21	0,3244	0,1132	35,35	12,24	0,1371	-0,0441	38,50	8,23	3,9738	0,8728
58	29,06	10,17	0,3323	0,0880	13,42	15,34	0,1221	-0,0651	15,44	11,77	3,9534	-0,7630
59	41,20	9,51	0,2981	0,1515	20,46	17,10	0,1254	-0,0295	48,80	8,28	3,6442	1,5123
60	32,80	8,66	0,3105	0,1049	-2,90	16,08	0,0581	-0,1069	49,37	9,17	3,5740	1,5369
61	34,61	9,05	0,3003	0,1216	25,18	16,31	0,1275	-0,0163	46,86	6,61	3,5958	1,3537
62	-10,47	10,11	0,2825	-0,1252	19,60	16,21	0,1368	0,0346	8,20	11,57	3,5768	-1,1390
63	-8,78	10,95	0,2797	-0,1097	23,14	14,17	0,0998	0,0193	41,34	9,53	3,5486	0,9621
64	37,71	10,02	0,2897	0,1312	-0,31	13,17	0,0957	-0,0660	44,69	10,19	3,4241	1,1639
65	5,29	8,71	0,2886	-0,0407	12,70	17,85	0,0820	-0,0579	46,35	9,72	3,3031	1,2612
66*	14,07	9,28	0,2924	0,0031	* keine weiteren Messungen				40,85	11,19	3,7362	0,8646
67	-3,40	10,03	0,2710	-0,0881					35,19	10,33	3,6688	0,5453
68	22,58	9,85	0,2779	0,0380					48,78	9,49	3,4068	1,4581
69	-9,70	12,71	0,2405	-0,1235					49,52	11,39	3,3320	1,4694
70	5,25	10,43	0,2523	-0,0374					73,53	9,03	2,2868	2,5428
71	29,30	8,29	0,2283	0,0725					73,12	8,75	2,2094	2,4550
72	32,33	8,59	0,2126	0,0784					39,45	7,75	3,1452	0,8202
73	7,32	10,84	0,2178	-0,0161					21,46	7,46	3,2309	-0,1997
74	11,62	11,42	0,2210	-0,0145					22,71	7,32	3,1522	-0,0693
75	-17,74	10,07	0,1667	-0,1103					-4,91	8,19	2,7117	-1,5489
76	16,05	13,57	0,1880	0,0011					-8,38	6,88	2,5846	-1,6943
77	-4,26	8,39	0,1708	-0,0550					44,90	7,75	2,7477	1,0607
78	19,38	9,65	0,1722	0,0308					2,34	7,70	2,6556	-1,0242
79	0,94	9,73	0,1576	-0,0361					-5,17	7,81	2,4216	-1,3985
80	-19,61	8,21	0,1286	-0,0904					28,21	6,87	2,6664	0,0934
81	-4,18	10,45	0,1403	-0,0407					41,22	6,27	2,4885	0,6977
82	24,05	11,21	0,1331	0,0368					36,34	7,44	2,4465	0,4861
83	25,99	8,56	0,1117	0,0476					22,77	9,26	2,3901	-0,1086
84*	1,85	8,80	0,1097	-0,0139					* keine weiteren Messungen			
85	-2,27	10,83	0,1127	-0,0340								
86	145,25	7,45	-0,0533	0,0830								
87	-24,05	7,61	0,0700	-0,0752								
88	-23,13	8,16	0,0596	-0,0707								
89	3,17	10,26	0,0663	-0,0482								
90	3,63	8,18	0,0500	-0,0379								
91	-2,34	8,76	0,0533	-0,0286								
92	31,91	8,26	0,0495	-0,0129								
93	34,04	7,32	0,0287	-0,0007								
94	12,52	11,31	0,0313	0,0015								
95	-3,71	10,49	0,0122	-0,0058								

Tab. B.20: Geometrie und Kinematik für den Riss C1 der Versuchskörper BU71ST-3d, SSz-t und SS zum Zeitpunkt V_{max}

#	BU71ST-3d (X0=419,7; Z0=69,70)				SSz-t (X0=729,90; Z0=65,90)				SS (X0=1110,3; Z0=41,1)			
	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]
1	57,76	9,16	0,9649	0,5265	74,75	6,81	0,2680	0,1680	61,35	11,84	0,9625	0,8339
2	60,98	8,04	0,9048	0,5430	65,27	5,76	0,2966	0,1259	27,39	11,12	1,4157	0,1459
3	59,26	9,10	0,8894	0,5166	56,11	5,27	0,3261	0,0694	59,96	9,24	1,2270	0,7189
4	58,14	9,16	0,9071	0,4687	57,42	4,78	0,3374	0,0640	49,22	10,42	1,3293	0,4843
5	18,72	9,76	0,9838	-0,3197	46,18	6,22	0,3330	0,0116	63,01	10,59	1,1776	0,8111
6	53,51	9,51	0,9652	0,3575	75,91	5,95	0,3004	0,1963	68,21	11,92	5,0474	5,5634
7	56,06	9,64	0,8648	0,4180	45,82	6,97	0,3838	-0,0116	69,09	10,28	4,9293	5,6232
8	59,42	9,48	0,8182	0,4705	57,87	6,49	0,3767	0,0793	74,25	8,96	4,3596	6,0404
9	59,86	9,34	0,7888	0,4734	84,13	6,44	0,3229	0,2264	70,63	10,63	4,6551	5,7217
10	47,91	7,85	0,8445	0,3540	74,08	6,48	0,3827	0,1693	42,79	8,97	6,7418	2,8911
11	47,19	7,04	0,8369	0,3306	72,07	6,55	0,3955	0,1696	40,82	8,58	6,8383	2,6980
12	39,26	8,20	0,8543	0,1780	81,44	6,36	0,3550	0,2324	50,17	8,67	6,2716	3,7600
13	35,20	6,15	0,8396	0,0767	65,04	7,37	0,4073	0,1205	34,91	10,37	6,9871	1,9905
14	43,11	7,77	0,7815	0,2445	79,58	6,42	0,3787	0,2244	27,89	10,64	7,1750	1,0900
15	66,58	7,05	0,5932	0,5399	89,16	5,81	0,3374	0,2680	35,54	9,78	6,8828	2,0599
16	56,78	8,55	0,6896	0,4207	69,73	5,76	0,4137	0,1437	60,15	8,83	5,3623	4,7258
17	47,33	5,86	0,7128	0,3019	65,51	5,71	0,4319	0,1094	77,28	9,65	3,6973	6,0566
18	65,31	5,53	0,5708	0,5036	65,44	5,24	0,4688	0,1150	39,32	8,93	6,6303	2,5211
19	91,06	5,25	0,1016	0,2712	57,01	4,59	0,4931	0,0376	57,72	8,97	5,4310	4,4484
20	57,49	6,02	0,2317	0,1578	71,93	5,06	0,4853	0,1733	46,81	8,89	6,1565	3,3362
21	61,03	6,38	0,2168	0,1797	69,59	7,20	0,5020	0,1648	40,38	8,65	6,4371	2,6574
22	85,45	5,52	0,1200	0,2620	77,35	6,11	0,4964	0,2321	46,00	9,33	6,0945	3,2937
23	42,93	5,99	0,2686	0,0860	73,59	5,67	0,5123	0,1880	37,32	10,74	6,4924	2,3431

fortgesetzt auf der nächsten Seite

B Messergebnisse

#	BU171ST-3d (X0=419,7; Z0=69,70)				SSz-t (X0=729,90; Z0=65,90)				SS (X0=1110,3; Z0=41,1)			
	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]
24	50,93	5,59	0,2517	0,1258	57,29	5,71	0,6295	0,0828	56,41	8,87	5,3048	4,3747
25	33,03	5,89	0,2932	0,0361	69,95	7,09	0,3834	0,1200	78,32	8,24	3,2700	6,0407
26	32,34	6,04	0,3033	0,0487	71,74	6,28	0,3827	0,1361	50,36	9,13	5,6621	3,7508
27	45,12	5,25	0,2956	0,1123	65,36	7,51	0,3972	0,0623	26,12	8,70	6,6708	1,1362
28	54,44	4,88	0,2833	0,1702	64,83	7,90	0,3801	0,0418	66,96	9,87	4,1791	5,1778
29	64,24	5,09	0,2422	0,2282	70,55	8,55	0,3654	0,0713	56,90	8,58	4,9915	4,3631
30	43,33	5,23	0,3192	0,1264	73,63	10,45	0,3867	0,0979	59,86	10,37	4,7047	4,6190
31	25,55	5,38	0,3367	0,0231	62,17	10,34	0,3414	0,0329	45,59	10,04	5,6936	3,3266
32	46,02	6,17	0,3099	0,1231	55,72	7,93	0,3294	-0,0054	44,15	9,58	5,7041	3,2030
33	53,67	6,20	0,3104	0,1550	61,52	11,09	0,5599	0,1097	51,30	10,34	5,2539	3,8737
34	12,84	7,45	0,3453	-0,0629	63,13	10,30	0,5408	0,1353	11,84	11,66	6,4940	-0,3265
35	-1,32	7,64	0,3183	-0,1535	66,27	11,15	0,5000	0,1378	12,73	11,56	6,4345	-0,2469
36	6,73	5,68	0,3401	-0,1044	66,32	10,91	0,4876	0,1330	49,32	10,28	5,2394	3,6032
37	18,88	8,69	0,3678	-0,0262	73,10	7,48	0,5160	0,2182	49,97	10,17	5,1367	3,6172
38	45,88	4,81	0,3379	0,1537	70,67	9,88	0,4662	0,1806	49,20	10,61	5,1676	3,5613
39	39,85	5,20	0,3826	0,1151	60,84	8,25	0,4561	0,0954	70,21	8,66	3,4599	5,1924
40	43,96	4,80	0,3457	0,1653	69,33	6,77	0,4500	0,1868	95,46	8,29	0,8529	6,0703
41	17,33	4,02	0,3929	-0,0570	69,91	6,34	0,4261	0,1972	119,42	10,03	-1,7081	5,8247
42	6,63	4,41	0,3748	-0,1329	79,94	9,61	0,3645	0,2638	101,19	9,49	0,0652	6,0582
43	11,47	6,56	0,3834	-0,0847	76,99	8,25	0,3919	0,2472	97,25	7,05	0,4864	6,0071
44	5,47	5,26	0,3811	-0,1205	58,19	7,31	0,4426	0,1147	89,98	9,03	1,1678	5,9201
45	15,05	5,64	0,3944	-0,0443	63,94	8,53	0,4267	0,1410	74,33	7,75	2,7073	5,3771
46	2,28	5,46	0,3744	-0,1665	56,70	9,75	0,4190	0,0827	52,16	9,07	4,4779	3,9870
47	17,20	4,84	0,4128	-0,0411	92,51	9,47	0,2697	0,3220	44,92	8,99	4,9376	3,3641
48	35,94	4,31	0,4087	0,1091	89,83	9,27	0,2648	0,3106	60,63	9,75	3,7778	4,5897
49	48,75	3,76	0,3721	0,1829	76,34	8,99	0,3086	0,2430	67,80	9,40	3,1033	5,0364
50	38,13	5,29	0,3955	0,1311	67,06	7,72	0,3280	0,1888	52,88	8,24	4,2832	4,0865
51	1,05	4,61	0,4004	-0,1287	53,29	8,84	0,3671	0,1080	70,92	8,53	2,7524	5,2150
52	-0,50	6,48	0,3931	-0,1509	77,28	7,69	0,2777	0,2507	44,86	7,26	4,7139	3,4133
53	33,08	3,58	0,4107	0,0781	60,15	7,63	0,3116	0,1483	38,91	8,23	4,9864	2,9298
54	7,32	4,29	0,5555	-0,2013	26,06	10,64	0,3425	-0,0553	30,94	10,22	5,3243	2,2521
55	8,65	5,64	0,5449	-0,1824	29,94	9,82	0,3412	-0,0552	39,33	9,01	4,9255	3,0101
56	25,65	6,74	0,5614	0,0094	59,25	8,53	0,2873	0,1257	45,20	11,21	4,5973	3,5122
57*	39,23	4,34	0,5388	0,1686	65,53	8,66	0,2562	0,1630	* keine weiteren Messungen			
58	45,24	4,72	0,5115	0,1950	76,28	10,57	0,2311	0,2071				
59	37,56	4,27	0,5300	0,1162	51,81	9,10	0,2872	0,0955				
60	45,33	5,45	0,5009	0,1924	31,85	12,55	0,2884	0,0243				
61	48,24	5,09	0,4667	0,2023	34,70	11,20	0,2469	0,0267				
62	66,95	4,11	0,3470	0,3394	30,23	10,81	0,2381	0,0175				
63	80,38	4,29	0,2529	0,4171	50,59	9,95	0,2250	0,0928				
64	73,21	4,29	0,3078	0,3745	24,15	11,04	0,2280	-0,0263				
65	72,11	4,63	0,2954	0,3805	12,35	11,53	0,2167	-0,0621				
66	56,32	4,45	0,3821	0,2898	18,31	11,59	0,1960	-0,0284				
67	42,93	4,90	0,4363	0,2048	34,57	11,07	0,1786	0,0190				
68	45,73	5,13	0,4289	0,2200	42,30	10,28	0,1731	0,0323				
69	71,63	5,73	0,2859	0,3877	30,97	11,04	0,1730	0,0125				
70	40,05	4,90	0,4311	0,1729	27,06	12,97	0,1323	0,0056				
71	38,44	4,90	0,4303	0,1552	36,02	9,85	0,0996	0,0419				
72	48,95	5,24	0,3858	0,2322	29,14	13,02	0,1103	-0,0004				
73	61,20	4,73	0,2915	0,3270	37,37	15,31	0,0913	0,0176				
74	62,30	5,83	0,2862	0,3282	16,33	13,96	0,0761	-0,0172				
75	46,22	5,58	0,3682	0,2217	44,36	15,35	0,0701	0,0430				
76	45,85	4,47	0,3568	0,2092	16,05	16,07	0,0791	0,0144				
77*	34,48	5,39	0,3872	0,1297	* keine weiteren Messungen							
78	30,95	7,45	0,3914	0,1091								
79	11,24	7,37	0,3873	-0,0327								
80	27,31	6,53	0,3632	0,0769								
81	-0,45	7,96	0,3530	-0,0986								
82	-2,30	8,57	0,3415	-0,1019								
83	29,15	7,76	0,3368	0,0990								
84	34,95	7,14	0,3024	0,1337								
85	38,73	7,03	0,2955	0,1417								
86	32,42	6,69	0,3125	0,1310								
87	21,03	7,72	0,3151	0,0600								
88	12,65	8,72	0,2892	0,0107								
89	0,00	8,68	0,3009	-0,0630								
90	16,08	10,76	0,2763	0,0134								
91	24,76	7,51	0,2549	0,0623								
92	37,36	8,19	0,2214	0,1186								
93	31,29	7,97	0,2278	0,0901								
94	26,73	7,75	0,2211	0,0488								
95	41,00	10,99	0,1640	0,1053								
96	19,92	10,46	0,1838	0,0366								
97	15,62	10,84	0,1854	0,0297								
98	18,05	13,32	0,1541	0,0143								
99	20,72	13,59	0,1260	0,0355								
100	36,67	12,86	0,1074	0,0763								
101	32,71	10,19	0,0693	0,0433								
102	-4,31	12,96	0,0553	-0,0040								
103	-12,68	12,85	0,0815	-0,0313								
104	-23,34	13,94	0,0647	-0,0470								
105	5,81	13,41	0,0694	-0,0147								
106	2,57	15,60	0,0509	-0,0138								
107	12,71	21,35	0,0406	-0,0193								

fortgesetzt auf der nächsten Seite

B Messergebnisse

#	BU171ST-3d (X0=419,7; Z0=69,70)				SSz-t (X0=729,90; Z0=65,90)				SS (X0=1110,3; Z0=41,1)			
	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]
108*	* keine weiteren Messungen											

Tab. B.21: Geometrie und Kinematik für den Riss C1 der Versuchskörper SSz und SS-t zum Zeitpunkt V_{max}

#	SSz (X0=505,8; Z0=223,8)				SS-t (X0=1188,1; Z0=132,9)				α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]
	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]				
1	38,60	10,45	2,2156	0,6470	52,97	7,25	3,5067	2,8255				
2	11,42	10,20	2,2487	-0,4320	54,71	5,93	3,4021	2,9279				
3	46,71	8,69	2,0518	0,9545	52,33	5,23	3,5283	2,8036				
4	29,85	9,86	2,2185	0,3039	52,24	7,15	3,5326	2,8079				
5	47,78	10,26	2,0098	0,9872	35,75	5,54	4,1692	1,6983				
6	27,13	10,56	2,2035	0,1986	43,14	6,35	3,9052	2,2126				
7	35,07	9,78	2,1341	0,5058	31,65	7,79	4,2792	1,3959				
8	34,85	10,50	2,1046	0,4996	39,15	2,68	4,0635	1,9337				
9	19,97	9,58	2,1643	-0,0180	41,16	3,74	3,9923	2,0802				
10	28,53	10,37	2,1025	0,2965	55,29	5,56	3,3673	2,9901				
11	34,38	8,54	2,0508	0,4974	50,22	4,39	3,6221	2,6787				
12	31,28	9,71	2,0480	0,4094	55,02	3,95	3,3536	2,9762				
13	28,64	8,62	2,0592	0,2619	32,39	4,74	4,2409	1,4596				
14	22,32	8,84	2,0488	0,0301	22,06	3,37	4,4462	0,6759				
15	22,78	9,66	2,0156	0,1014	36,17	4,30	4,0997	1,7115				
16	31,07	9,26	1,9649	0,3894	31,85	5,13	4,2085	1,3874				
17	29,73	7,98	2,1302	0,3538	36,11	5,10	4,0928	1,6929				
18	59,65	7,83	1,6962	1,3530	24,65	8,62	4,3540	0,8453				
19	56,47	6,76	1,7425	1,2574	28,35	11,35	4,2497	1,1271				
20	63,41	6,06	1,5366	1,4725	35,36	11,49	4,0740	1,6284				
21	26,91	8,31	2,1143	0,2527	39,43	10,24	3,9187	1,9322				
22	60,68	7,02	1,5866	1,3818	44,97	7,85	3,7346	2,2841				
23	69,47	6,72	1,3417	1,6086	47,15	8,01	3,6036	2,4299				
24	65,34	6,31	1,4286	1,5141	55,02	7,79	3,2369	2,8758				
25	70,45	7,57	1,2601	1,6358	52,19	7,20	3,3836	2,7047				
26	58,05	7,84	1,5420	1,2998	31,25	8,27	4,1011	1,3620				
27	72,00	7,66	1,1966	1,6451	49,76	7,28	3,4210	2,5827				
28	48,89	9,36	1,7008	1,0804	50,53	8,84	3,3895	2,6497				
29	55,30	7,98	1,5602	1,2399	65,17	6,14	2,5559	3,4212				
30	63,63	8,55	1,3275	1,4639	80,33	6,32	1,5880	3,9725				
31	79,15	8,99	0,8711	1,7679	82,87	5,67	1,3832	4,0392				
32	73,39	8,27	1,0499	1,6792	81,52	5,81	1,4302	3,9911				
33	61,83	8,79	1,3105	1,4336	87,50	6,41	1,0223	4,1183				
34	63,80	9,30	1,2261	1,4801	83,34	6,12	1,3276	4,0430				
35	33,22	8,40	1,8090	0,6357	81,57	6,29	1,3748	3,9517				
36	46,52	8,65	1,6024	1,0428	72,62	6,79	1,9499	3,6875				
37	68,91	8,63	1,0781	1,5578	62,27	6,79	2,6126	3,3125				
38	62,20	10,09	1,2367	1,4176	62,43	7,30	2,5694	3,3199				
39	33,73	9,93	1,7193	0,6534	71,84	7,04	1,9616	3,7096				
40	19,62	13,31	1,8017	0,2041	102,65	7,69	-0,2137	4,1886				
41	27,51	11,11	1,7870	0,4897	75,72	8,45	1,6831	3,8395				
42	28,48	8,64	1,7292	0,5090	68,60	10,05	2,1263	3,5918				
43	1,75	8,83	1,7623	-0,2979	46,83	7,11	3,2809	2,5370				
44	24,08	9,11	1,7320	0,3856	31,79	8,23	3,8403	1,5751				
45	66,02	8,36	0,9962	1,3985	14,22	12,87	4,1330	0,3349				
46	61,24	8,21	1,0898	1,2840	4,02	15,16	4,0033	-0,3375				
47	67,68	7,28	0,9113	1,4301	22,72	9,47	3,8229	0,9577				
48	64,06	6,58	0,9879	1,3768	48,96	7,04	2,9925	2,5487				
49	59,08	7,42	1,0658	1,2691	40,14	7,57	3,3618	2,0348				
50	51,74	7,31	1,2384	1,1195	24,85	8,25	3,7121	1,1056				
51	41,49	6,52	1,3953	0,8766	18,82	8,28	3,7837	0,7197				
52	8,06	6,80	1,6505	-0,0353	20,28	9,61	3,7769	0,7774				
53	13,29	8,22	1,6622	0,1240	16,73	12,03	3,7819	0,5402				
54	19,20	9,04	1,6167	0,2870	19,27	10,39	3,7532	0,7009				
55	31,23	7,23	1,4784	0,6381	19,84	9,90	3,6911	0,8026				
56	21,04	8,08	1,5727	0,3563	24,45	9,79	3,6373	1,0319				
57	19,71	7,30	1,5665	0,3105	2,69	14,36	3,7128	-0,3795				
58	10,93	10,11	1,5030	0,0858	-6,50	16,28	3,5266	-0,9951				
59	32,09	9,01	1,3948	0,6289	19,29	15,54	3,5759	0,6721				
60	24,06	9,14	1,4682	0,4185	31,50	14,88	3,3055	1,4097				
61	0,64	10,03	1,5228	-0,1804	35,45	12,88	3,1736	1,6066				
62	-0,67	11,13	1,4537	-0,2129	9,82	14,50	3,5416	0,1255				
63	35,76	10,13	1,2989	0,6989	5,04	14,88	3,4761	-0,1901				
64	23,20	10,47	1,4320	0,4728	24,38	13,07	3,3020	0,9980				
65*	39,60	10,46	1,1964	0,7483	* keine weiteren Messungen							
66	20,50	10,54	1,3469	0,3202								
67	22,71	10,57	1,3404	0,3773								
68	17,52	10,57	1,3202	0,2805								
69	-1,86	10,13	1,3177	-0,1781								
70	-7,97	9,08	1,2715	-0,3321								
71	-9,46	8,31	1,2556	-0,3504								

fortgesetzt auf der nächsten Seite

B Messergebnisse

#	SSz (X0=505,8; Z0=223,8)				SS-t (X0=1188,1; Z0=132,9)				α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]
	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]				
72	5,43	10,57	1,2671	-0,0277								
73	31,22	9,16	1,1259	0,5397								
74	38,30	7,83	1,0082	0,6307								
75	33,19	8,57	1,0428	0,5585								
76	21,91	9,78	1,1075	0,3197								
77	19,70	9,40	1,1218	0,2988								
78	13,31	9,73	1,1148	0,1606								
79	23,47	11,19	1,0495	0,3689								
80	13,65	10,28	1,0580	0,1437								
81	-2,52	9,35	1,0603	-0,1282								
82	12,57	10,29	1,0102	0,1461								
83	20,33	9,85	0,9502	0,2747								
84	17,58	10,39	0,9215	0,2458								
85	15,68	11,22	0,9122	0,2013								
86	12,21	11,74	0,8777	0,1394								
87	16,80	12,87	0,8275	0,1792								
88	22,05	12,50	0,7543	0,2617								
89	14,25	13,00	0,7452	0,1449								
90	1,41	11,75	0,7335	0,0002								
91	1,95	13,02	0,6749	-0,0114								
92	15,89	10,78	0,5881	0,1380								
93	4,23	10,68	0,5895	0,0310								
94	16,85	10,18	0,5350	0,1485								
95	10,98	11,21	0,5011	0,0948								
96	-2,71	11,17	0,5092	-0,0238								
97	-9,57	10,02	0,4362	-0,0835								
98	9,98	11,72	0,4005	0,0412								
99	12,72	11,95	0,3577	0,0649								
100	-5,84	10,36	0,3265	-0,0369								
101	-3,50	11,39	0,2703	-0,0376								
102	2,14	13,50	0,2210	-0,0162								
103	-4,17	16,38	0,1756	-0,0475								
104	5,53	18,13	0,1253	-0,0389								
105	0,45	17,09	0,0845	-0,0135								
106*	* keine weiteren Messungen											

Tab. B.17: Geometrie und Kinematik für den Riss C1 der Versuchskörper BU145z-4d, BU145z-3d und BU171z-4d zum Zeitpunkt V_{max}

#	BU145z-4d (X0=655,4; Z0=139,2)				BU145z-3d (X0=524,4; Z0=89,9)				BU171z-4d (X0=1095,4; Z0=40,5)			
	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]	α_{cr} [°]	l_{cr} [mm]	w [mm]	δ [mm]
1	34,64	9,63	0,7909	0,0380	34,25	7,21	0,6313	0,2720	8,12	11,98	0,8875	-0,3805
2	35,50	12,33	0,7801	0,0592	40,12	8,26	0,5934	0,3062	17,00	10,62	1,0512	-0,1861
3	69,88	7,35	0,5909	0,5292	57,53	7,76	0,4689	0,4829	26,38	11,02	1,1871	0,0601
4	23,93	11,21	0,7744	-0,1137	86,61	7,60	0,1275	0,3426	36,85	8,95	1,2643	0,2565
5	32,97	8,48	0,7883	0,0499	71,26	6,70	0,1856	0,2751	20,67	9,27	1,1421	-0,2213
6	12,37	6,62	0,7379	-0,2334	48,03	8,63	0,2909	0,1801	29,64	7,22	1,2278	-0,0864
7	61,37	7,98	0,6108	0,4429	62,38	8,20	0,2474	0,2450	75,03	8,34	0,9691	0,8577
8	73,75	7,75	0,5625	0,5284	63,44	8,14	0,2393	0,2405	53,17	8,44	1,2308	0,4359
9	30,63	5,61	0,7503	-0,0278	73,36	7,14	0,2026	0,2656	58,68	7,77	1,6205	0,8744
10	69,46	6,47	0,5560	0,4521	54,66	8,15	0,2913	0,1865	31,47	9,95	1,8033	0,0406
11	29,71	6,93	0,7344	-0,0277	78,55	6,85	0,1874	0,2818	58,16	9,67	1,5348	0,8212
12	29,36	6,17	0,7306	-0,0172	62,78	6,27	0,2546	0,2102	32,59	11,46	1,7216	0,0704
13	35,42	6,90	0,7142	0,0467	35,66	6,26	0,3325	0,0867	32,33	11,23	1,7093	0,0577
14	69,10	6,13	0,5474	0,4395	44,63	5,86	0,3410	0,1572	28,66	10,56	1,6470	-0,0480
15	82,65	6,81	0,4024	0,5260	88,12	6,56	0,1277	0,3170	35,89	11,42	1,6229	0,1658
16	82,19	5,84	0,4132	0,5743	39,32	6,61	0,3166	0,0821	46,58	9,52	1,5327	0,4688
17	44,09	6,86	0,6927	0,1784	71,85	5,70	0,2422	0,2423	29,37	11,69	1,5645	-0,0094
18	44,30	6,99	0,6561	0,1844	73,95	6,52	0,2225	0,2731	27,79	12,02	1,5328	-0,0353
19	12,28	4,74	0,6699	-0,2007	60,15	6,88	0,2659	0,2364	48,48	11,05	1,3991	0,4713
20	52,36	5,83	0,6176	0,2820	59,80	6,21	0,2728	0,2264	22,91	11,63	1,4676	-0,1478
21	50,11	6,27	0,6747	0,2162	60,37	5,84	0,2742	0,1938	48,26	10,90	1,3521	0,4699
22	2,33	6,55	0,6191	-0,3557	48,22	7,63	0,2978	0,1562	43,09	11,73	1,3398	0,3548
23	6,53	5,94	0,6045	-0,3071	69,74	5,66	0,2083	0,2542	42,42	13,18	1,3244	0,3326
24	30,84	6,10	0,6598	-0,0106	52,92	5,99	0,2928	0,1631	1,83	10,11	1,1715	-0,6150
25	23,21	6,25	0,6342	-0,0929	87,48	6,61	0,1610	0,3107	4,19	12,68	1,1778	-0,5558
26	14,79	8,00	0,5900	-0,1837	42,30	5,24	0,3240	0,1194	81,11	11,14	1,1743	1,2823
27	20,63	7,54	0,6092	-0,1273	61,92	7,74	0,2576	0,2244	23,85	11,17	1,6770	-0,2616
28	30,85	8,98	0,6102	0,0076	29,93	6,78	0,3398	0,0524	-8,92	12,55	1,2605	-1,1433
29	36,31	7,34	0,5500	0,0558	25,53	7,21	0,3678	0,0152	13,54	15,44	1,6112	-0,5414
30	28,63	9,42	0,5333	0,0401	28,00	6,93	0,3592	0,0323	29,62	13,18	1,7469	-0,1685
31	25,51	7,47	0,5235	0,0082	30,55	6,59	0,3536	0,0425	32,31	12,06	1,7482	-0,0520
32	58,31	6,01	0,4461	0,2572	61,23	6,11	0,2794	0,2223	55,68	10,29	1,5588	0,6441
33	61,53	6,18	0,4231	0,2950	39,66	6,24	0,3474	0,1080	68,02	7,26	1,3338	0,9564
34	13,41	6,57	0,4840	-0,1494	33,38	7,88	0,3929	0,1006	79,45	11,00	1,0382	1,1977
35	79,63	8,80	0,2474	0,3293	34,27	9,58	0,3934	0,0870	66,89	10,81	1,2395	0,9368
36	27,81	10,84	0,3684	0,0370	62,54	7,24	0,2853	0,2411	81,05	11,82	0,9352	1,2084
37	23,22	7,24	0,3410	-0,0036	60,41	6,23	0,2868	0,2170	87,15	12,78	0,7235	1,2898
38	12,75	6,84	0,3320	-0,0643	40,08	7,56	0,3823	0,1357	84,25	11,99	0,7645	1,2390
39	33,58	9,17	0,3223	0,0738	34,47	9,71	0,3824	0,1052	80,03	8,63	0,8101	1,1923
40	34,05	9,03	0,2985	0,0872	42,54	8,24	0,3912	0,1523	44,08	18,99	1,3154	0,4797
41	40,64	9,00	0,2984	0,0863	44,83	8,74	0,3677	0,1775	36,04	14,62	1,3439	0,3064
42	33,40	8,26	0,2658	0,0447	43,19	7,53	0,3521	0,1782	34,44	14,73	1,2905	0,2644
43	36,24	7,22	0,2503	0,0841	35,65	9,78	0,3730	0,1270	39,18	13,61	1,1949	0,3490
44	36,88	8,98	0,2304	0,0972	42,41	9,16	0,3215	0,1750	49,39	13,30	1,0466	0,5782
45	5,94	10,98	0,2700	-0,0765	45,58	7,30	0,3103	0,1766	8,37	15,14	1,1510	-0,2578
46	30,75	11,14	0,1817	0,0537	47,27	5,96	0,2950	0,1852	38,10	13,70	1,0827	0,2958
47	25,91	9,86	0,2180	0,1047	47,54	7,25	0,2809	0,1973	44,89	14,02	0,9471	0,4428
48	28,65	11,50	0,1620	0,1224	54,75	6,55	0,2594	0,2189	78,84	11,27	0,0000	0,0000
49	78,54	8,27	0,2125	0,3576	-6,21	7,38	0,2984	-0,1189	31,36	9,85	0,9663	0,1928
50	30,70	9,91	0,4076	0,0626	-1,98	4,99	0,2933	-0,0939	23,21	11,53	0,9122	0,0718
51	46,76	7,51	0,3497	0,1894	-1,50	6,59	0,2919	-0,0865	35,45	10,62	0,8325	0,2752
52	18,75	8,38	0,3894	0,0119	12,70	6,15	0,3038	0,0022	33,77	8,72	0,8067	0,2668
53	66,45	7,43	0,2593	0,3058	8,66	6,75	0,2955	-0,0286	77,67	6,30	0,3536	0,7262
54	50,29	8,58	0,3093	0,2215	47,74	5,78	0,2266	0,1664	44,54	6,71	0,6623	0,4121
55	21,29	8,50	0,3404	0,0337	57,90	5,11	0,1795	0,2056	54,87	5,42	0,5530	0,5262
56	52,20	7,78	0,2576	0,2177	29,45	6,36	0,2432	0,0899	40,71	6,90	0,6619	0,3515
57	28,53	9,61	0,3180	0,0741	48,97	5,50	0,2079	0,1756	20,09	10,25	0,7228	0,0914
58	55,08	8,12	0,2155	0,1915	50,25	6,88	0,1945	0,1892	24,84	12,28	0,6840	0,1550
59	33,11	10,74	0,2572	0,0778	44,89	5,95	0,2029	0,1511	24,38	9,91	0,6733	0,1279
60	44,91	8,93	0,2452	0,1656	44,17	5,78	0,2021	0,1529	15,81	12,50	0,6269	0,0477
61	27,84	9,93	0,2601	0,0850	28,92	7,08	0,2161	0,1032	23,56	11,79	0,5694	0,0804
62	42,95	9,35	0,2275	0,1500	34,42	8,79	0,1935	0,1100	19,71	13,89	0,5040	0,0446
63	13,53	9,41	0,2596	0,0347	29,14	5,46	0,1928	0,0980	6,35	12,03	0,4992	-0,0635
64	31,68	8,93	0,1564	0,1095	44,18	5,37	0,1555	0,1521	3,32	15,79	0,4414	-0,0472
65	23,35	8,06	0,2287	0,0613	28,53	5,78	0,1693	0,1086	15,39	14,72	0,3966	0,0285
66	49,43	8,77	0,1490	0,1527	21,37	7,15	0,1599	0,0749	33,27	11,10	0,3214	0,1437
67	15,23	9,04	0,1969	0,0533	18,15	6,56	0,1725	0,0590	14,29	14,90	0,3220	-0,0729
68	4,13	8,79	0,2404	-0,0139	12,73	6,82	0,1689	0,0435	19,29	18,07	0,2862	-0,0802
69	-1,84	8,96	0,1560	-0,0582	4,23	7,83	0,1496	0,0269	22,75	19,35	0,2399	-0,0993
70*	0,73	9,82	0,1672	-0,0116	-1,92	5,47	0,1560	0,0015	* keine weiteren Messungen			
71	20,57	10,14	0,1544	0,0320	9,08	6,16	0,1640	0,0331				
72	42,70	9,66	0,1190	0,0922	21,74	6,52	0,1265	0,0469				
73	-10,26	8,43	0,1299	-0,0318	11,55	6,45	0,1278	0,0228				
74	33,54	5,98	0,1082	0,0583	15,35	7,55	0,1194	0,0334				
75	5,87	9,00	0,1248	-0,0183	-1,98	7,56	0,1068	0,0172				
76	24,79	10,78	0,0899	0,0306	3,94	9,39	0,0902	0,0182				
77	-0,84	10,51	0,0715	-0,0083	4,29	7,22	0,0901	0,0131				
78	2,41	11,71	0,0722	-0,0229	4,24	10,12	0,0746	0,0174				
79	8,34	12,25	0,0721	-0,0168	-2,17	9,55	0,0749	-0,0021				
80	9,74	14,73	0,0699	-0,0131	1,96	10,73	0,0534	-0,0096				
81	16,10	11,75	0,0882	-0,0044	0,75	10,62	0,0331	0,0113				
82*	4,50	12,86	0,0181	-0,0183	* keine weiteren Messungen							

B.4 Versuche an Platten

Die folgenden Diagramme komplettieren die in Abschnitt B.4 vorgestellten Versuchsergebnisse.

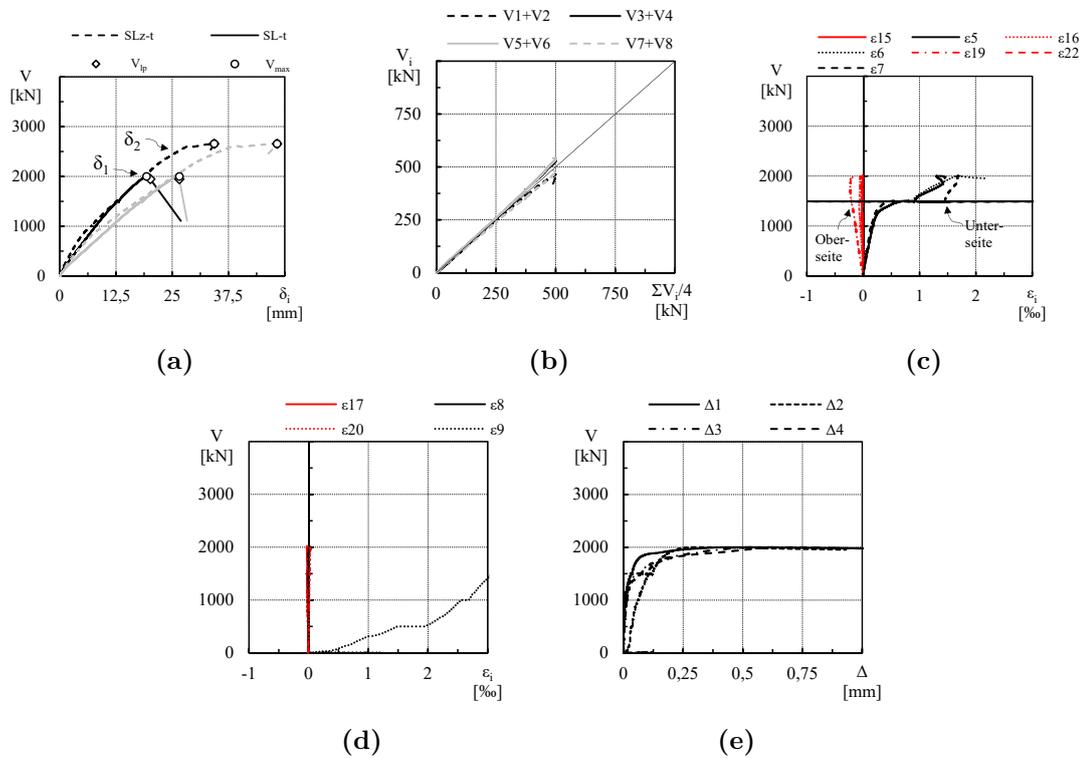


Abb. B.1: Ergebnisse für Versuch SL-t: (a) Querkraftkraft-Durchbiegungsdiagramm im Vergleich mit Versuch SLz-t, (b) Auflagerkräfte, (c) Dehnungen an der Oberfläche in Längsrichtung ermittelt an drei Stellen im Schubfeld, (d) Dehnungen in Querrichtung gemessen an zwei Stellen, (e) Öffnung des Schubrisses für vier Stellen

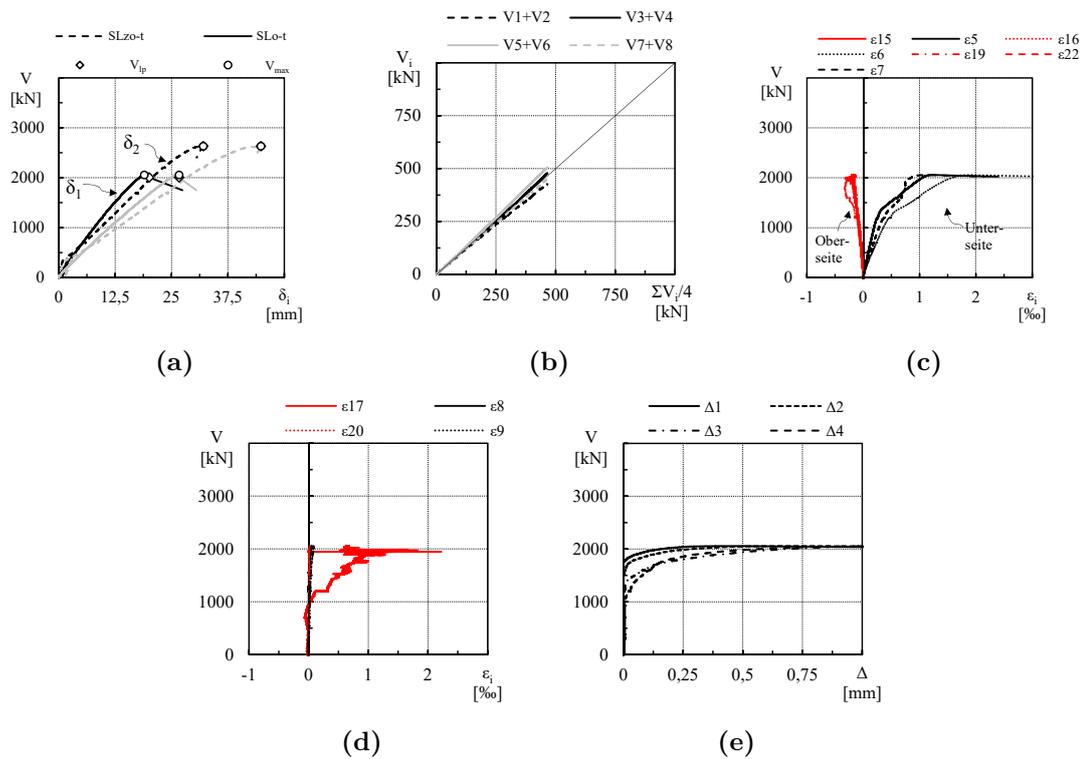


Abb. B.2: Ergebnisse für Versuch SLo-t: (a) Querkraft-Durchbiegungsdiagramm im Vergleich mit Versuch SLzo-t, (b) Auflagerkräfte, (c) Dehnungen an der Oberfläche in Längsrichtung ermittelt an drei Stellen im Schubfeld, (d) Dehnungen in Querrichtung gemessen an zwei Stellen, (e) Öffnung des Schubrisses für vier Stellen

Anhang C

Datenbanken

C.1 Versuche mit Aufbiegungen

Die vorgestellte Datenbank besteht aus 35 Versuchen mit aufgebogener Längsbewehrung entnommen aus Leonhardt und Walther (1962), Leksukhum et al. (1971), Regan et al. (1974), Mohammadyan-Yasouj et al. (2015) und Kapitel 3. Es wurden lediglich Versuche berücksichtigt, in denen ein eindeutiges Querkraftversagen bestimmt werden konnte. Zudem wurden nur Versuche mit einer Schubslankheit $a/d \geq 2,5$ und einem Winkel der aufgebogenen Längsstäbe zur Bauteilachse von $\alpha \geq 27^\circ$ herangezogen. Die folgenden Tabellen zeigen die wesentlichen Parameter und die durchgeführte Evaluierung der verschiedenen Berechnungsansätze (Kapitel 4, ÖN EN 1992-1-1 2015 und fib 2013).

Tab. C.1: Wesentliche Parameter der in Abschnitt 4.4.3 beschriebenen Datenbank

Nr.	Autor	Bez.	f_c [MPa]	b_w [mm]	d [mm]	α/d [-]	ρ [-]	f_{sy} [MPa]	Rippen	α_{sw} [mm ² /m]	ρ_w [-]	f_{yw} [MPa]	V_g [kN]	V_F [kN]	V_{exp} [kN]
1	Leonhardt	E1	28,9	190	271	2,77	0,024	433	r		0,0060	433	1,5	170,5	172,0
3	Mohammadyan-Y.	WB2	29,0	750	210	3,33	0,014	602	r		0,0018	602	4,3	371,7	376,0
4	Mohammadyan-Y.	WB6	29,0	750	210	3,33	0,014	602	r	565,49	0,0018	638	4,3	390,8	395,0
6	Kapitel 3	BU145-4d	40,0	400	494	4,05	0,013	550	r			550	16,5	226,9	243,4
8	Kapitel 3	BU171-4d	46,4	400	494	4,05	0,013	550	r			550	16,5	276,1	292,6
9	Kapitel 3	BU171z-4d	40,2	400	494	4,05	0,013	550	r		0,0026	550	16,5	324,3	340,8
10	Kapitel 3	BU245-4d	46,4	400	494	4,05	0,013	550	r			550	16,5	270,7	287,2
12	Kapitel 3	BU145-3d	40,0	400	494	3,04	0,013	550	r			550	12,4	303,8	316,2
19	Kapitel 3	SS	29,1	400	605	2,97	0,008	550	r			550	26,4	295,8	322,2
21	Kapitel 3	SS-t	29,1	400	605	2,97	0,008	550	r			550	26,4	254,8	281,2
23	Kapitel 3	SL	52,6	3800	606	2,97	0,008	550	r			550	250,8	2109,0	2359,8
25	Kapitel 3	SL-t	52,6	3800	606	2,97	0,008	550	r			550	250,8+274,4	2162,0	2687,2
28	Leksukhum	BI-1	22,8	200	245	2,60	0,037	304	r		0,0036	300	1,5	168,0	169,5
29	Leksukhum	BI-2	23,6	200	245	2,63	0,037	304	r		0,0036	300	1,5	157,0	158,5
30	Leksukhum	BI-3	24,8	200	245	2,60	0,037	304	r		0,0036	300	1,5	171,0	172,5
31	Leksukhum	BI-4	23,6	200	245	2,70	0,037	304	r		0,0036	300	1,5	169,0	170,5
32	Leksukhum	BI-5	20,9	200	245	2,88	0,037	304	r		0,0036	300	1,5	167,0	168,5
33	Leksukhum	BI-6	24,7	200	245	2,91	0,037	304	r		0,0036	300	1,5	181,0	182,5
36	Leksukhum	BI-9	23,6	200	245	3,00	0,034	304	r		0,0022	300	1,5	132,0	133,5
37	Leksukhum	BI-10	19,6	200	245	3,32	0,034	304	r	285,31	0,0022	300	1,5	152,0	153,5
38	Regan	K1	25,7	152	279	3,60	0,025	427	r				1,9	149,5	151,4
39	Regan	K2	29,5	152	279	3,60	0,018	276	g		0,0066		1,9	139,7	141,6
41	Regan	K4	33,6	152	279	7,20	0,025	276	g		0,0026		3,7	89,4	93,2
44	Regan	A2	36,8	152	265	5,17	0,023	276	g		0,0039	280	3,0	139,7	142,8
45	Regan	A3	33,9	152	265	5,17	0,023	276	g	212,13	0,0026	280	3,0	129,5	132,5
46	Regan	A4	34,4	152	265	5,17	0,023	269	g	212,13	0,0029	280	3,0	139,7	142,8
47	Regan	A5	37,7	152	265	5,17	0,023	276	g	212,13	0,0038	280	3,0	131,7	134,8
48	Regan	A6	32,5	152	265	5,17	0,023	276	g	212,13	0,0038	280	3,0	142,0	145,0
50	Regan	A8	29,7	152	265	5,17	0,023	276	g	212,13	0,0039	280	3,0	139,7	142,8
52	Regan	A10	36,8	152	265	5,17	0,023	276	g	212,13	0,0039	280	3,0	140,6	143,7
55	Regan	A13	32,0	152	265	3,45	0,023	345	r	212,13	0,0039	280	2,0	149,5	151,5
56	Regan	A14	34,8	152	265	3,45	0,023	345	r	212,13	0,0026	280	2,0	139,7	141,8
57	Regan	A15	33,9	152	265	3,45	0,023	434	r	212,13	0,0039	280	2,0	154,4	156,4
59	Regan	A17	26,5	152	265	3,45	0,023	641	r	212,13	0,0039	280	2,0	169,1	171,1
60	Regan	A18	28,6	152	265	3,45	0,023	620	r	212,13	0,0059	280	2,0	199,4	201,4

Tab. C.2: Konfiguration der Aufbiegungen der in Abschnitt 4.4.3 beschriebenen Datenbank

Nr.	Autor	Bez.	x_1 [mm]	α_1 [°]	n_1 [-]	ϕ_1 [mm]	x_2 [mm]	α_2 [°]	n_2 [-]	ϕ_2 [mm]	x_3 [mm]	α_3 [°]	n_3 [-]	ϕ_3 [mm]	x_4 [mm]	α_4 [°]	n_4 [-]	ϕ_4 [mm]	x_5 [mm]	α_5 [°]	n_5 [-]	ϕ_5 [mm]	
1	Leonhardt	E1	250	45	1	16,0	500	45	1	16,0	750	45	1	16,0									
3	Mohammadyan-Yasouj	WB2	100	50	2	10,0	250	50	2	10,0	400	50	2	10,0	550	50	2	10,0					
4	Mohammadyan-Yasouj	WB6	100	50	2	10,0	250	50	2	10,0	400	50	2	10,0	550	50	2	10,0					
6	Kapitel 3	BU145-4d	450	45	1	26,0																	
8	Kapitel 3	BU171-4d	710	45	1	26,0																	
9	Kapitel 3	BU171z-4d	710	45	1	26,0	1420	45	1	26,0													
10	Kapitel 3	BU245-4d	450	45	2	26,0																	
12	Kapitel 3	BU145-3d	450	45	1	26,0																	
19	Kapitel 3	SS	650	45	1	26,0																	
21	Kapitel 3	SS-t	650	45	1	26,0																	
23	Kapitel 3	SL	700	45	10	26,0																	
25	Kapitel 3	SL-t	700	45	10	26,0																	
28	Leksukhum	BI-1	250	45	1	12,7	500	45	1	13,0	750	45	1	13,0									
29	Leksukhum	BI-2	250	45	1	12,7	500	45	1	13,0	750	45	1	13,0									
30	Leksukhum	BI-3	250	45	1	12,7	500	45	1	13,0	750	45	1	13,0									
31	Leksukhum	BI-4	250	45	1	12,7	500	45	1	13,0	750	45	1	13,0									
32	Leksukhum	BI-5	250	45	1	12,7	500	45	1	13,0	750	45	1	13,0									
33	Leksukhum	BI-6	250	45	1	12,7	500	45	1	13,0	750	45	1	13,0									
36	Leksukhum	BI-9	400	45	1	12,7	800	45	1	13,0	1200	45	1	13,0									
37	Leksukhum	BI-10	400	45	1	12,7	800	45	1	13,0	1200	45	1	13,0									
38	Regan	K1	673	27	2	15,9																	
39	Regan	K2	356	45	2	12,7	711	45	2	13,0	1067	45	2	13,0	1422	45	2	13,0					
41	Regan	K4	457	45	1	12,7	914	45	1	13,0	1372	45	1	13,0	1829	45	1	13,0					
44	Regan	A2	305	45	1	12,7	610	45	1	12,7	914	45	1	12,7	1219	45	1	12,7					
45	Regan	A3	457	45	1	12,7	914	45	1	12,7	1372	45	1	12,7									
46	Regan	A4	457	45	2	9,5	914	45	2	9,5	1372	45	2	9,5									
47	Regan	A5	432	30	1	12,7	864	30	1	12,7	1295	30	1	12,7									
48	Regan	A6	254	60	1	12,7	508	60	1	12,7	762	60	1	12,7	1016	60	1	12,7	1270	60	1	12,7	
50	Regan	A8	305	45	1	12,7	610	45	1	12,7	914	45	1	12,7	1219	45	1	12,7					
52	Regan	A10	305	45	1	12,7	610	45	1	12,7	914	45	1	12,7	1219	45	1	12,7					
55	Regan	A13	305	45	1	12,7	610	45	1	12,7	914	45	1	12,7	1219	45	1	12,7					
56	Regan	A14	457	45	1	12,7	914	45	1	12,7	914	45	1	12,7									
57	Regan	A15	305	45	1	12,7	610	45	1	12,7	914	45	1	12,7									
59	Regan	A17	305	45	1	12,7	610	45	1	12,7	914	45	1	12,7									
60	Regan	A18	152	45	1	11,1	305	45	1	11,1	457	45	1	11,1	610	45	1	11,1	762	45	1	11,1	

Tab. C.3: Nachrechnung der in Abschnitt 4.4.3 beschriebenen Datenbank mit den Modellen der ONR 24008 (2014)

Nr. [-]	Autor [-]	Bez. [-]	Eurocode 2 (Abschnitt 2.3)				fib Model Code 2010 (Abschnitt 2.3)				V_E/V_R [-]
			V_{Rc} [kN]	$V_{R,s}$ [kN]	V_R [kN]	V_E/V_R [-]	V_{Rc} [kN]	$V_{R,s}$ [kN]	V_R [kN]	V_E/V_R [-]	
1	Leonhardt	E1	56,5	160,2	160,2	172,0	22,6	145,8	168,5	171,3	1,02
3	Mohammadyan-Y.	WB2	172,4	228,5	228,5	376,0	84,7	216,1	301,0	373,7	1,24
4	Mohammadyan-Y.	WB6	172,4	342,1	342,1	395,0	72,2	295,3	367,5	392,7	1,07
6	Kapitel 3	BU145-4d	197,9	0,0	197,9	243,4	192,3	0,0	192,5	235,1	1,22
8	Kapitel 3	BU171-4d	208,0	0,0	208,0	292,6	201,8	0,0	202,0	284,3	1,41
9	Kapitel 3	BU171z-4d	178,3	(344,7)	178,3	340,8	185,7	(370,0)	185,5	332,5	1,79
10	Kapitel 3	BU245-4d	187,1	0,0	187,1	287,2	201,8	0,0	201,8	279,0	1,38
12	Kapitel 3	BU145-3d	197,9	0,0	197,9	316,2	213,3	0,0	213,3	310,7	1,46
19	Kapitel 3	SS	174,8	0,0	174,8	322,2	1,84	195,0	0,0	195,3	1,61
21	Kapitel 3	SS-t	174,8	0,0	174,8	281,2	1,61	195,0	0,0	195,0	1,40
23	Kapitel 3	SL-t	2004,6	0,0	2004,6	2359,8	1,18	2232,3	0,0	2232,5	1,02
25	Kapitel 3	SLo-t	2004,6	0,0	2004,6	2687,2	1,34	2232,3	0,0	2214,4	0,99
28	Leksukhum	BL-1	60,0	67,1	67,1	169,5	30,6	79,0	109,5	168,9	1,54
29	Leksukhum	BL-2	60,7	67,1	67,1	158,5	31,5	78,7	110,5	157,9	1,43
30	Leksukhum	BL-3	61,7	67,1	67,1	172,5	32,9	78,7	111,5	171,9	1,54
31	Leksukhum	BL-4	60,7	67,1	67,1	170,5	31,4	78,5	110,0	169,9	1,55
32	Leksukhum	BL-5	58,3	67,1	67,1	168,5	27,9	78,1	106,0	167,8	1,58
33	Leksukhum	BL-6	61,6	67,1	67,1	182,5	32,1	77,5	109,8	181,8	1,66
36	Leksukhum	BL-9	60,7	0,0	60,7	133,5	49,2	0,0	49,0	132,8	2,70
37	Leksukhum	BL-10	57,0	31,5	57,0	153,5	32,6	40,9	73,3	152,6	2,08
38	Regan	K1	48,9	0,0	48,9	151,4	42,4	0,0	42,3	150,0	3,54
39	Regan	K2	35,1	88,7	88,7	141,6	17,0	75,9	92,8	140,2	1,51
41	Regan	K4	53,5	0,0	53,5	93,2	41,1	0,0	41,3	90,0	2,19
44	Regan	A2	57,0	75,2	75,2	142,8	28,7	79,6	108,3	140,3	1,30
45	Regan	A3	55,4	23,6	55,4	132,5	37,6	29,6	67,3	130,1	1,94
46	Regan	A4	55,7	23,6	55,7	142,8	37,8	29,5	67,0	140,3	2,09
47	Regan	A5	57,4	56,4	57,4	134,8	33,7	61,5	95,5	132,3	1,39
48	Regan	A6	54,7	87,4	87,4	145,0	23,5	91,3	115,0	142,5	1,24
50	Regan	A8	53,0	75,2	75,2	142,8	25,1	80,2	105,3	140,3	1,33
52	Regan	A10	57,0	75,2	75,2	143,7	28,7	79,6	108,5	141,2	1,30
55	Regan	A13	54,4	88,1	88,1	151,5	26,9	99,4	126,5	150,1	1,19
56	Regan	A14	55,9	23,6	55,9	141,8	41,8	31,7	73,8	140,3	1,91
57	Regan	A15	55,4	104,8	104,8	156,4	25,8	115,1	141,0	155,0	1,10
59	Regan	A17	51,1	143,5	143,5	171,1	16,9	150,4	167,5	169,7	1,01
60	Regan	A18	52,4	200,8	200,8	201,4	14,6	197,7	212,5	199,9	0,94
AM											1,91
CoV											0,34

Tab. C.4: Nachrechnung der in Abschnitt 4.4.3 beschriebenen Datenbank mit dem Modell des potentiellen Schubriss

Nr. [-]	Autor [-]	Bez. [-]	Potential Shear Crack (nach Abschnitt 4.4)					Potential Shear Crack (nach Abschnitt 4.5)					V_E/V_R [-]
			V_{Rc} [kN]	V_{Rc} [kN]	V_{Rc} [kN]	V_E/V_R [-]	β_{cr} [°]	V_{Rc} [kN]	V_{Rc} [kN]	V_{Rc} [kN]	V_E/V_R [-]		
1	Leonhardt	E1	76,4	123,1	184,2	171,3	0,93	37,4	56,2	123,1	179,1	171,3	0,95
3	Mohammadyan-Y.	WB2	209,8	144,8	336,5	373,8	1,11	35,2	177,6	144,8	322,0	373,8	1,16
4	Mohammadyan-Y.	WB6	209,8	252,9	431,1	392,9	0,91	37,1	162,7	252,9	415,9	392,9	0,95
6	Kapitel 3	BU145-4d	216,6	0,0	216,6	235,2	1,09	35,8	0,0	235,2	215,8	235,2	1,09
8	Kapitel 3	BU171-4d	227,7	0,0	227,7	284,3	1,25	32,8	226,9	0,0	226,9	284,3	1,25
9	Kapitel 3	BU171z-4d	200,2	206,5	380,9	332,5	0,87	33,8	172,9	206,5	379,5	332,5	0,88
10	Kapitel 3	BU245-4d	227,7	0,0	227,7	279,0	1,23	37,3	226,7	0,0	226,7	279,0	1,23
12	Kapitel 3	BU145-3d	238,4	0,0	238,4	310,0	1,30	35,8	237,6	0,0	237,3	310,0	1,31
19	Kapitel 3	SS	211,9	0,0	211,9	309,0	1,46	36,0	211,1	0,0	211,1	309,0	1,46
21	Kapitel 3	SS-t	211,9	0,0	211,9	268,0	1,26	36,0	210,9	0,0	210,9	268,0	1,27
23	Kapitel 3	SL-t	2448,1	0,0	2448,1	2434,4	0,91	32,3	2437,8	0,0	2437,8	2434,4	0,92
25	Kapitel 3	SL-t	2448,1	0,0	2448,1	2424,6	0,99	32,3	2437,7	0,0	2437,7	2424,6	0,99
28	Leksukhum	BI-1	84,2	55,8	133,0	168,8	1,27	35,9	73,0	55,8	129,0	168,8	1,31
29	Leksukhum	BI-2	84,8	55,8	133,6	157,8	1,18	35,7	73,7	55,8	129,3	157,8	1,22
30	Leksukhum	BI-3	86,6	55,8	135,4	171,8	1,27	35,4	75,5	55,8	131,0	171,8	1,31
31	Leksukhum	BI-4	84,1	55,8	132,9	169,8	1,28	35,7	72,8	55,8	128,5	169,8	1,32
32	Leksukhum	BI-5	79,1	55,8	127,8	167,8	1,31	36,4	67,6	55,8	123,5	167,8	1,36
33	Leksukhum	BI-6	83,3	55,8	132,1	181,8	1,38	35,5	71,7	55,8	127,5	181,8	1,43
36	Leksukhum	BI-9	81,4	27,2	105,2	132,8	1,26	33,6	78,7	27,2	106,0	132,8	1,25
37	Leksukhum	BI-10	73,9	65,2	131,0	152,8	1,17	37,6	63,5	65,2	128,7	152,8	1,19
38	Regan	K1	65,5	76,8	132,7	150,4	1,13	36,4	61,3	76,8	137,8	150,4	1,09
39	Regan	K2	62,1	49,4	105,3	140,7	1,34	36,4	55,8	49,4	104,9	140,7	1,33
41	Regan	K4	60,2	24,7	81,8	91,3	1,12	30,7	55,1	24,7	79,4	91,3	1,14
44	Regan	A2	68,5	76,5	135,5	141,2	1,04	35,4	52,8	76,5	129,3	141,2	1,09
45	Regan	A3	68,5	51,9	113,8	131,0	1,15	34,9	58,4	51,9	110,4	131,0	1,19
46	Regan	A4	68,6	54,3	116,1	141,2	1,22	35,0	58,1	54,3	112,5	141,2	1,26
47	Regan	A5	70,9	44,6	109,9	133,2	1,21	33,7	62,6	44,6	106,9	133,2	1,24
48	Regan	A6	65,8	87,6	142,4	143,5	1,01	36,7	47,8	87,6	135,4	143,5	1,06
50	Regan	A8	63,8	76,5	130,8	141,2	1,08	36,4	48,3	76,5	124,8	141,2	1,13
52	Regan	A10	68,5	76,5	135,5	142,1	1,05	35,4	52,8	76,5	129,3	142,1	1,10
55	Regan	A13	74,9	88,9	152,7	150,5	0,99	36,5	58,5	88,9	147,1	150,5	1,02
56	Regan	A14	79,0	58,0	129,8	140,7	1,08	35,3	70,3	58,0	128,0	140,7	1,09
57	Regan	A15	76,3	104,9	168,1	155,4	0,92	36,7	57,5	104,9	162,4	155,4	0,96
59	Regan	A17	70,3	142,0	194,5	170,1	0,87	38,1	60,5	84,6	144,8	170,1	1,17
60	Regan	A18	74,5	154,5	209,6	200,4	0,96	38,4	53,5	112,0	165,5	200,4	1,21
AM [-]													1,16
CoV [-]													0,12

C.2 Versuche ohne Querkraftbewehrung

Evaluierung von Gleichung 4.5 in Abschnitt 4.3 aus T. Huber, P. Huber und Kollegger (2019) anhand der Nachrechnung einer von Patrick Huber erstellten Datenbank. Die Datenbank besteht aus 394 Versuchen aus verschiedenen Serien (Berger et al. 2017, Leonhardt und Walther 1962, Angelakos et al. 2001, Bahl 1968, Campana et al. 2013, Elzanaty et al. 1986, Cladera 2002, Collins et al. 1999, H. P. Taylor 1972, Grimm 1997, Mphonde et al. 1984, Yoon et al. 1996, Krefeld et al. 1966b, Chana 1981, M. Kani et al. 1979, Kuhlmann et al. 2002, Sagaseta et al. 2011, Reinhardt et al. 1982, Aster et al. 1974, E. G. Sherwood et al. 2007, P. Huber, T. Huber et al. 2016, Jäger et al. 2006, Yoshida 2000). Hundert Versuche wurden unter folgenden Kriterien aussortiert: $f_c < 15$ MPa, $a/d < 2,5$, $M_{exp,max} > M_{Rm}$ und wenn über die Höhe verteilte Bewehrung vorhanden war.

Tab. C.5: Evaluierung der Datenbank mit Gleichung 4.5

Nr. [-]	Lit. [-]	Bez. [-]	f_c [MPa]	d [mm]	ρ_l [-]	R_s [-]	V_R [kN]	V_{exp} [kN]	V_{exp}/V_R [-]
1	Berger, Huber, Kollegger	VK2	89,1	377	0,011	1,14	222,5	217,3	0,98
2	Leonhardt	4r	28,6	270	0,021	1,32	74,4	86,1	
3	Leonhardt	5r	28,6	270	0,021	1,32	71,0	75,3	1,06
4	Leonhardt	6r	28,6	270	0,021	1,32	65,6	66,5	1,01
5	Leonhardt	7-1	29,9	278	0,020	1,31	63,8	60,1	0,94
6	Leonhardt	7-2	29,9	278	0,020	1,31	63,8	66,0	1,04
7	Leonhardt	8-1	30,0	278	0,020	1,31	60,6	63,0	1,04
8	Leonhardt	8-2	30,0	274	0,020	1,31	60,1	63,0	1,05
9	Leonhardt	D1/1	32,4	70	0,016	1,30	7,2	7,3	1,02
10	Leonhardt	D1/2	32,4	70	0,016	1,30	7,2	7,2	1,00
11	Leonhardt	D2/1	32,5	140	0,016	1,29	22,8	22,7	0,99
12	Leonhardt	D2/2	32,5	140	0,016	1,29	22,8	23,3	1,02
13	Leonhardt	D3/1	33,6	210	0,016	1,29	45,2	46,5	1,03
14	Leonhardt	D3/2	33,6	210	0,016	1,29	45,2	44,7	0,99
15	Leonhardt	D4/1	35,9	280	0,016	1,28	74,0	74,4	1,01
16	Leonhardt	D4/2	35,9	280	0,016	1,28	74,0	74,4	1,01
17	Leonhardt	C1	39,8	150	0,013	1,26	23,4	21,6	0,92
18	Leonhardt	C2	39,8	300	0,013	1,26	55,8	64,9	1,16
19	Leonhardt	C3	39,8	450	0,013	1,26	97,4	99,4	1,02
20	Leonhardt	C4	39,8	600	0,013	1,26	132,8	147,9	1,11
21	Angelakos, Bentz	DB120	21,0	925	0,010	1,37	189,4	179,0	0,95
22	Angelakos, Bentz	DB130	32,0	925	0,010	1,30	206,8	185,0	0,89
23	Angelakos, Bentz	DB140	38,0	925	0,010	1,27	214,3	180,0	0,84
24	Angelakos, Bentz	DB165	65,0	925	0,010	1,19	239,7	185,0	0,77
25	Angelakos, Bentz	DB180	80,0	925	0,010	1,16	250,3	172,0	0,69
26	Angelakos, Bentz	DB230	32,0	895	0,021	1,30	255,6	257,0	1,01
27	Angelakos, Bentz	DB0.530	32,0	925	0,005	1,30	164,1	165,0	1,01
28	Bahl, Leonhardt	B1	24,1	300	0,013	1,34	78,6	70,1	0,89
29	Bahl, Leonhardt	B2	30,7	600	0,013	1,30	131,4	117,2	0,89
30	Bahl, Leonhardt	B3	28,6	900	0,013	1,32	169,5	161,9	0,95
31	Bahl, Leonhardt	B4	26,2	1200	0,013	1,33	201,7	176,6	0,88
32	Bahl, Leonhardt	B5	27,6	600	0,006	1,32	102,0	104,0	1,02
33	Bahl, Leonhardt	B6	25,7	600	0,006	1,33	100,4	111,8	1,11
34	Bahl, Leonhardt	B7	28,3	900	0,006	1,32	134,3	134,9	1,00
35	Bahl, Leonhardt	B8	28,8	900	0,006	1,31	134,8	122,7	0,91
36	Campana, Muttoni	SC12	41,5	354	0,015	1,26	126,5	148,0	1,17
37	Campana, Muttoni	SC13	43,1	354	0,011	1,25	114,3	137,0	1,20
38	Campana, Muttoni	SC16	55,7	346	0,015	1,21	132,6	115,0	0,87
39	Campana, Muttoni	SC17	57,2	350	0,011	1,21	120,7	127,0	1,05
40	Elzanaty, Nilson, Slate	F11	20,7	270	0,012	1,37	47,9	44,4	0,93
41	Elzanaty, Nilson, Slate	F12	20,7	268	0,024	1,37	60,7	53,8	0,89
42	Elzanaty, Nilson, Slate	F8	40,0	273	0,009	1,26	51,1	45,4	0,89
43	Elzanaty, Nilson, Slate	F13	40,0	270	0,012	1,26	55,0	48,3	0,88
44	Elzanaty, Nilson, Slate	F14	40,0	268	0,024	1,26	69,6	64,1	0,92
45	Elzanaty, Nilson, Slate	F1	65,5	270	0,012	1,19	60,9	58,1	0,95
46	Elzanaty, Nilson, Slate	F2	65,5	268	0,024	1,19	77,1	66,3	0,86
47	Elzanaty, Nilson, Slate	F10	65,5	267	0,032	1,19	84,2	75,6	0,90
48	Elzanaty, Nilson, Slate	F9	79,3	268	0,016	1,16	70,1	63,0	0,90
49	Elzanaty, Nilson, Slate	F15	79,3	268	0,024	1,16	80,3	67,0	0,83
50	Elzanaty, Nilson, Slate	F6	63,4	268	0,024	1,19	68,5	61,1	0,89
51	Caldera,Mari	H50/1	49,9	359	0,022	1,23	104,2	99,7	0,96
52	Caldera,Mari	H60/1	60,8	359	0,022	1,20	108,6	108,1	1,00
53	Caldera,Mari	H75/1	68,9	359	0,022	1,18	111,4	99,9	0,90
54	Caldera,Mari	H100/1	87,0	359	0,022	1,14	117,0	118,0	1,01
55	Caldera,Mari	H50/5	49,9	359	0,022	1,23	104,2	129,7	
56	Caldera,Mari	H100/5	87,0	359	0,022	1,14	117,0	140,9	
57	Collins,Kuchma	B100	36,0	925	0,010	1,28	212,1	225,0	1,06
58	Collins,Kuchma	B100-R	36,0	925	0,010	1,28	212,1	249,0	1,17
59	Collins,Kuchma	B100D	36,0	925	0,008	1,28	192,7	320,0	

fortgesetzt auf der nächsten Seite

Nr.	Lit.	Bez.	f_c	d	ρ_l	R_s	V_R	V_{exp}	V_{exp}/V_R
[-]	[-]	[-]	[MPa]	[mm]	[-]	[-]	kN	kN	[-]
60	Collins,Kuchma	B100H	98,0	925	0,010	1,13	261,3	193,0	0,74
61	Collins,Kuchma	B100HE	98,0	925	0,010	1,13	261,3	217,0	0,83
62	Collins,Kuchma	B100L	39,0	925	0,010	1,27	215,9	223,0	1,03
63	Collins,Kuchma	B100L-R	39,0	925	0,010	1,27	215,9	235,0	1,09
64	Collins,Kuchma	B100B	39,0	925	0,010	1,27	215,7	204,0	0,95
65	Collins,Kuchma	BN100	37,2	925	0,008	1,27	194,1	192,0	0,99
66	Collins,Kuchma	BN50	37,2	450	0,008	1,27	121,9	132,0	1,08
67	Collins,Kuchma	BN25	37,2	225	0,009	1,27	79,3	73,0	0,92
68	Collins,Kuchma	BN12	37,2	110	0,009	1,27	49,3	40,0	0,81
69	Collins,Kuchma	BND100	37,2	925	0,008	1,27	194,1	258,0	
70	Collins,Kuchma	BND50	37,2	450	0,008	1,27	121,9	163,0	
71	Collins,Kuchma	BND25	37,2	225	0,009	1,27	79,3	112,0	
72	Collins,Kuchma	BH100	98,8	925	0,008	1,13	237,8	193,0	0,81
73	Collins,Kuchma	BH50	98,8	450	0,008	1,13	149,4	132,0	0,88
74	Collins,Kuchma	BH25	98,8	225	0,009	1,13	97,2	85,0	0,87
75	Collins,Kuchma	BHD100	98,8	925	0,008	1,13	237,8	278,0	
76	Collins,Kuchma	BHD100R	98,8	925	0,008	1,13	237,8	334,0	
77	Collins,Kuchma	BHD50	98,8	450	0,008	1,13	149,4	193,0	
78	Collins,Kuchma	BHD50R	98,8	450	0,008	1,13	149,4	205,0	
79	Collins,Kuchma	BHD25	98,8	225	0,009	1,13	97,2	111,0	
80	Collins,Kuchma	BRL100	94,0	925	0,005	1,13	205,6	163,0	0,79
81	Taylor	A1	27,3	930	0,014	1,32	292,8	363,3	1,24
82	Taylor	A2	21,5	930	0,014	1,36	278,6	333,0	1,20
83	Taylor	B1	25,5	465	0,014	1,33	90,9	104,6	1,15
84	Taylor	B2	20,9	465	0,014	1,37	87,2	87,7	1,01
85	Taylor	B3	27,0	465	0,014	1,32	92,0	85,9	0,93
86	Grimm	S1.1	90,1	153	0,013	1,14	79,9	70,5	0,88
87	Grimm	S1.2	91,2	152	0,022	1,14	93,9	75,5	0,80
88	Grimm	S1.3	93,7	146	0,042	1,13	112,9	98,8	0,88
89	Grimm	S2.1	94,4	350	0,006	1,13	108,6	127,2	
90	Grimm	S2.2	91,3	348	0,019	1,14	157,2	192,2	1,22
91	Grimm	S2.3	93,7	348	0,009	1,13	125,4	125,4	1,00
92	Grimm	S2.4	94,1	328	0,038	1,13	188,5	231,4	1,23
93	Grimm	S3.1	91,3	750	0,004	1,14	159,3	141,3	
94	Grimm	S3.2	93,7	718	0,017	1,13	246,0	262,6	1,07
95	Grimm	S3.3	94,4	746	0,008	1,13	200,1	205,5	1,03
96	Grimm	S3.4	94,1	690	0,036	1,13	303,0	385,0	1,27
97	Grimm	S4.1	110,9	153	0,013	1,11	83,4	74,6	0,90
98	Grimm	S4.2	110,9	152	0,022	1,11	97,8	90,6	0,93
99	Grimm	S4.3	110,9	146	0,042	1,11	117,0	122,5	1,05
100	Mphonde,Frantz	AO-3-3b	21,3	298	0,033	1,36	64,3	64,6	1,01
101	Mphonde,Frantz	AO-3-3c	27,8	298	0,023	1,32	60,3	66,8	1,11
102	Mphonde,Frantz	AO-7-3a	38,6	298	0,033	1,27	72,8	82,2	1,13
103	Mphonde,Frantz	AO-7-3b	42,7	298	0,033	1,25	74,3	82,8	1,11
104	Mphonde,Frantz	AO-11-3a	76,8	298	0,033	1,16	84,0	89,7	1,07
105	Mphonde,Frantz	AO-11-3b	76,5	298	0,033	1,16	83,9	89,4	1,07
106	Mphonde,Frantz	AO-15-3a	83,4	298	0,033	1,15	85,4	93,5	1,09
107	Mphonde,Frantz	AO-15-3b	96,1	298	0,033	1,13	88,0	100,0	1,14
108	Mphonde,Frantz	AO-15-3c	86,6	298	0,033	1,15	86,1	97,8	1,14
109	Yoon, Cook, Mitchell	N1-S	36,0	665	0,028	1,28	292,3	249,0	0,85
110	Yoon, Cook, Mitchell	M1-S	67,0	665	0,028	1,18	332,7	296,0	0,89
111	Yoon, Cook, Mitchell	H1-S	87,0	665	0,028	1,14	351,3	327,0	0,93
112	Krefeld, Thurston	4A3	28,9	390	0,021	1,31	103,2	109,9	
113	Krefeld, Thurston	5A3	28,2	390	0,031	1,32	117,5	170,4	
114	Krefeld, Thurston	11A2	28,5	314	0,034	1,32	75,0	73,4	0,98
115	Krefeld, Thurston	12A2	28,4	238	0,045	1,32	63,6	64,1	1,01
116	Krefeld, Thurston	18A2	18,2	316	0,027	1,39	63,3	63,2	1,00
117	Krefeld, Thurston	18B2	18,7	316	0,027	1,39	63,7	72,1	1,13
118	Krefeld, Thurston	18C2	21,3	316	0,027	1,36	65,4	73,4	1,12
119	Krefeld, Thurston	18D2	20,8	316	0,027	1,37	65,1	60,1	0,92
120	Krefeld, Thurston	13A2	18,8	314	0,008	1,39	42,6	48,5	
121	Krefeld, Thurston	14A2	19,5	238	0,011	1,38	36,4	35,1	
122	Krefeld, Thurston	15A2	19,0	316	0,013	1,38	50,7	45,8	0,90
123	Krefeld, Thurston	15B2	19,5	316	0,013	1,38	51,0	52,0	1,02
124	Krefeld, Thurston	16A2	20,9	240	0,018	1,37	44,0	41,8	0,95
125	Krefeld, Thurston	17A2	20,7	243	0,021	1,37	47,0	44,0	0,94
126	Krefeld, Thurston	18E2	18,7	316	0,027	1,39	63,7	81,8	1,29
127	Krefeld, Thurston	19A2	19,4	240	0,035	1,38	54,5	46,3	0,85
128	Krefeld, Thurston	20A2	19,8	238	0,045	1,38	59,0	50,7	0,86
129	Krefeld, Thurston	21A2	18,8	238	0,051	1,39	80,9	76,5	0,95
130	Krefeld, Thurston	1AC	20,7	256	0,010	1,37	35,6	33,0	
131	Krefeld, Thurston	2AC	21,7	254	0,013	1,36	39,2	37,8	
132	Krefeld, Thurston	3AC	19,6	256	0,020	1,38	44,4	44,0	0,99
133	Krefeld, Thurston	4AC	15,5	254	0,026	1,42	46,0	37,8	0,82
134	Krefeld, Thurston	5AC	17,3	252	0,034	1,40	50,8	41,8	0,82
135	Krefeld, Thurston	6AC	21,5	250	0,043	1,36	57,3	53,4	0,93
136	Krefeld, Thurston	1CC	17,9	256	0,010	1,39	32,4	26,7	
137	Krefeld, Thurston	2CC	19,6	254	0,013	1,38	36,0	30,2	
138	Krefeld, Thurston	3CC	19,3	256	0,020	1,38	41,5	35,6	0,86
139	Krefeld, Thurston	4CC	19,4	254	0,026	1,38	45,3	40,0	0,88
140	Krefeld, Thurston	5CC	19,2	252	0,033	1,38	48,3	44,5	0,92
141	Krefeld, Thurston	6CC	19,4	250	0,043	1,38	52,6	44,5	0,85
142	Krefeld, Thurston	3EC	17,8	256	0,020	1,40	38,7	37,8	
143	Krefeld, Thurston	4EC	20,0	254	0,026	1,38	43,2	41,8	
144	Krefeld, Thurston	5EC	18,4	252	0,033	1,39	45,5	39,6	0,87

fortgesetzt auf der nächsten Seite

Nr.	Lit.	Bez.	f_c	d	ρ_l	R_s	V_R	V_{exp}	V_{exp}/V_R
[-]	[-]	[-]	[MPa]	[mm]	[-]	[-]	kN	kN	[-]
145	Krefeld, Thurston	6EC	18,0	250	0,043	1,39	49,2	42,3	0,86
146	Krefeld, Thurston	3GC	21,2	256	0,020	1,37	38,4	31,6	
147	Krefeld, Thurston	4GC	19,8	254	0,026	1,38	41,2	36,9	
148	Krefeld, Thurston	5GC	20,7	252	0,033	1,37	44,5	41,8	
149	Krefeld, Thurston	6GC	20,2	250	0,043	1,37	48,1	40,5	0,84
150	Krefeld, Thurston	6C	19,0	252	0,033	1,38	55,5	51,2	0,92
151	Krefeld, Thurston	VIII-3AAC	32,6	256	0,020	1,29	53,3	55,6	1,04
152	Krefeld, Thurston	VIII-4AAC	27,5	254	0,026	1,32	56,0	57,8	1,03
153	Krefeld, Thurston	VIII-5AAC	31,0	252	0,033	1,30	61,4	56,9	0,93
154	Krefeld, Thurston	VIII-6AAC	32,5	250	0,043	1,29	67,4	60,1	0,89
155	Krefeld, Thurston	VIII-3AC	30,1	256	0,020	1,31	48,5	53,4	
156	Krefeld, Thurston	VIII-4AC	28,8	254	0,026	1,31	52,3	53,8	1,03
157	Krefeld, Thurston	VIII-5AC	31,0	252	0,033	1,30	56,9	54,3	0,95
158	Krefeld, Thurston	VIII-6AC	32,2	250	0,043	1,30	62,3	59,2	0,95
159	Krefeld, Thurston	VIII-4CC	36,2	254	0,026	1,28	51,6	52,5	1,02
160	Krefeld, Thurston	VIII-5CC	35,3	252	0,033	1,28	54,9	57,4	1,05
161	Krefeld, Thurston	VIII-6CC	36,2	250	0,043	1,28	60,0	63,2	1,05
162	Krefeld, Thurston	VIII-4EC	34,7	254	0,026	1,28	48,5	51,6	
163	Krefeld, Thurston	VIII-5EC	35,3	252	0,033	1,28	52,1	53,4	1,03
164	Krefeld, Thurston	VIII-6EC	31,9	250	0,043	1,30	55,4	48,9	0,88
165	Krefeld, Thurston	X-3AAC	11,8	256	0,020	1,47	43,1	40,5	
166	Krefeld, Thurston	X-4AAC	12,2	254	0,026	1,46	47,3	42,7	
167	Krefeld, Thurston	X-5AAC	14,5	252	0,033	1,43	52,5	50,3	
168	Krefeld, Thurston	X-6AAC	12,6	250	0,043	1,46	55,4	62,3	
169	Krefeld, Thurston	X-3AC	12,9	256	0,020	1,45	40,7	36,9	
170	Krefeld, Thurston	X-4AC	12,2	254	0,026	1,46	43,7	40,0	
171	Krefeld, Thurston	X-5AC	14,5	252	0,033	1,43	48,5	43,6	
172	Krefeld, Thurston	X-6AC	11,7	250	0,043	1,47	50,5	40,9	
173	Krefeld, Thurston	X-3CC	11,5	254	0,020	1,47	37,2	31,1	
174	Krefeld, Thurston	X-4CC	16,1	252	0,026	1,41	43,4	35,1	0,81
175	Krefeld, Thurston	X-5CC	13,9	250	0,033	1,44	44,9	34,3	
176	Krefeld, Thurston	X-6CC	12,9	254	0,042	1,45	48,8	39,6	
177	Krefeld, Thurston	X-4EC	13,5	252	0,026	1,45	39,7	35,6	
178	Krefeld, Thurston	X-5EC	14,2	250	0,033	1,43	42,9	34,7	
179	Krefeld, Thurston	C	15,8	483	0,016	1,42	88,7	84,5	0,95
180	Krefeld, Thurston	PCa	34,2	250	0,043	1,29	56,2	53,4	0,95
181	Krefeld, Thurston	PCb	34,2	250	0,043	1,29	56,2	53,4	0,95
182	Krefeld, Thurston	s-I Oca	33,7	254	0,026	1,29	50,8	48,5	0,95
183	Krefeld, Thurston	s-I Ocb	36,8	254	0,026	1,27	51,7	52,5	1,01
184	Krefeld, Thurston	s-II Oca	36,1	456	0,022	1,28	133,1	146,8	1,10
185	Krefeld, Thurston	s-II Ocb	36,1	456	0,022	1,28	133,1	133,4	1,00
186	Chana	2.1a	40,4	356	0,017	1,26	92,6	96,0	1,04
187	Chana	2.1b	40,4	356	0,017	1,26	92,6	97,1	1,05
188	Chana	2.2a	34,1	356	0,017	1,29	89,3	87,4	0,98
189	Chana	2.2b	34,1	356	0,017	1,29	89,3	94,4	1,06
190	Chana	2.3a	37,1	356	0,017	1,27	90,9	99,4	1,09
191	Chana	2.3b	37,1	356	0,017	1,27	90,9	96,4	1,06
192	Chana	3.1a	25,5	177	0,018	1,33	26,2	23,8	0,91
193	Chana	3.1b	25,5	177	0,018	1,33	26,2	23,9	0,91
194	Chana	3.2a	27,2	177	0,018	1,32	26,5	24,5	0,92
195	Chana	3.2b	27,2	177	0,018	1,32	26,5	25,5	0,96
196	Chana	3.3a	29,6	177	0,018	1,31	27,0	26,5	0,98
197	Chana	3.3b	29,6	177	0,018	1,31	27,0	23,2	0,86
198	Chana	D1	23,3	177	0,018	1,35	25,7	22,1	0,86
199	Chana	D2	23,9	177	0,018	1,34	25,8	23,4	0,91
200	Chana	D3	33,0	177	0,018	1,29	27,6	21,4	0,77
201	Chana	4.1a	21,5	106	0,018	1,36	10,8	9,8	0,91
202	Chana	4.1b	21,5	106	0,018	1,36	10,8	8,7	0,80
203	Chana	4.2a	21,5	106	0,018	1,36	10,8	9,0	0,83
204	Chana	4.2b	21,5	106	0,018	1,36	10,8	9,7	0,90
205	Chana	4.3a	36,4	106	0,018	1,28	12,0	11,7	0,97
206	Chana	4.3b	36,4	106	0,018	1,28	12,0	12,4	1,03
207	Chana	4.4a	36,4	106	0,018	1,28	12,0	9,6	0,80
208	Chana	4.4b	36,4	106	0,018	1,28	12,0	10,5	0,87
209	Chana	5.1a	25,3	170	0,018	1,34	51,6	47,8	0,93
210	Chana	5.1b	25,3	170	0,018	1,34	51,6	47,8	0,93
211	Chana	5.2a	42,8	170	0,018	1,25	57,5	55,0	0,96
212	Chana	5.2b	42,8	170	0,018	1,25	57,5	56,0	0,97
213	Kani,Higgins,Wittkopp	266	18,1	272	0,005	1,39	34,0	33,0	
214	Kani,Higgins,Wittkopp	268	20,1	275	0,005	1,37	33,5	27,7	
215	Kani,Higgins,Wittkopp	179	32,3	264	0,005	1,30	38,1	34,1	
216	Kani,Higgins,Wittkopp	143	17,7	274	0,007	1,40	34,8	30,7	
217	Kani,Higgins,Wittkopp	149	18,0	272	0,008	1,39	39,3	44,2	
218	Kani,Higgins,Wittkopp	150	18,0	273	0,008	1,39	39,5	46,7	
219	Kani,Higgins,Wittkopp	151	19,3	273	0,008	1,38	40,3	36,1	
220	Kani,Higgins,Wittkopp	152	19,7	270	0,008	1,38	37,4	33,0	0,88
221	Kani,Higgins,Wittkopp	153	19,7	273	0,008	1,38	38,0	33,3	0,88
222	Kani,Higgins,Wittkopp	103	29,5	274	0,007	1,31	41,9	39,3	0,94
223	Kani,Higgins,Wittkopp	105	26,2	272	0,008	1,33	42,3	42,0	
224	Kani,Higgins,Wittkopp	106	28,8	268	0,008	1,31	42,7	45,1	
225	Kani,Higgins,Wittkopp	111	27,0	272	0,008	1,32	42,8	43,8	
226	Kani,Higgins,Wittkopp	112	27,0	273	0,008	1,32	42,7	39,9	
227	Kani,Higgins,Wittkopp	115	26,2	272	0,008	1,33	42,2	45,8	
228	Kani,Higgins,Wittkopp	116	26,4	271	0,008	1,33	40,5	39,8	
229	Kani,Higgins,Wittkopp	163	35,4	273	0,008	1,28	45,9	41,0	

fortgesetzt auf der nächsten Seite

Nr.	Lit.	Bez.	f_c	d	ρ_l	R_s	V_R	V_{exp}	V_{exp}/V_R
[-]	[-]	[-]	[MPa]	[mm]	[-]	[-]	kN	kN	[-]
230	Kani,Higgins,Wittkopp	163'	35,4	272	0,008	1,28	45,0	38,5	
231	Kani,Higgins,Wittkopp	166	35,4	271	0,008	1,28	43,0	40,8	
232	Kani,Higgins,Wittkopp	166'	35,4	274	0,008	1,28	43,6	38,8	
233	Kani,Higgins,Wittkopp	121	20,3	272	0,018	1,37	51,4	49,4	0,96
234	Kani,Higgins,Wittkopp	122	19,9	276	0,018	1,38	47,2	39,3	0,83
235	Kani,Higgins,Wittkopp	123	15,4	271	0,018	1,42	45,3	38,3	0,85
236	Kani,Higgins,Wittkopp	124	15,4	271	0,018	1,42	42,5	32,5	0,77
237	Kani,Higgins,Wittkopp	126	16,3	272	0,018	1,41	49,5	43,2	0,87
238	Kani,Higgins,Wittkopp	128	15,7	271	0,018	1,42	40,5	35,3	
239	Kani,Higgins,Wittkopp	130	18,0	276	0,018	1,39	42,9	40,5	
240	Kani,Higgins,Wittkopp	131	18,1	274	0,019	1,39	52,4	50,1	
241	Kani,Higgins,Wittkopp	132	18,5	271	0,018	1,39	52,6	52,5	
242	Kani,Higgins,Wittkopp	133	19,9	273	0,018	1,38	45,0	39,0	0,87
243	Kani,Higgins,Wittkopp	27	29,8	271	0,019	1,31	58,3	51,9	
244	Kani,Higgins,Wittkopp	28	29,2	271	0,019	1,31	58,0	54,8	
245	Kani,Higgins,Wittkopp	29	24,5	271	0,019	1,34	48,2	43,4	0,90
246	Kani,Higgins,Wittkopp	30	25,2	271	0,019	1,34	48,4	46,8	0,97
247	Kani,Higgins,Wittkopp	31	24,0	271	0,019	1,34	44,2	39,2	
248	Kani,Higgins,Wittkopp	32	24,3	271	0,019	1,34	44,4	40,1	
249	Kani,Higgins,Wittkopp	33	27,6	271	0,019	1,32	47,3	45,9	
250	Kani,Higgins,Wittkopp	34	27,6	271	0,019	1,32	47,3	43,9	0,93
251	Kani,Higgins,Wittkopp	35	26,1	270	0,018	1,33	52,2	45,4	0,87
252	Kani,Higgins,Wittkopp	36	26,1	273	0,018	1,33	52,1	52,1	1,00
253	Kani,Higgins,Wittkopp	182	33,9	269	0,018	1,29	49,7	49,3	0,99
254	Kani,Higgins,Wittkopp	186	35,1	272	0,018	1,28	53,6	55,9	1,04
255	Kani,Higgins,Wittkopp	187	32,5	271	0,018	1,29	46,9	40,2	0,86
256	Kani,Higgins,Wittkopp	191	34,0	275	0,018	1,29	57,8	53,6	0,93
257	Kani,Higgins,Wittkopp	193	34,6	278	0,018	1,28	61,0	57,2	
258	Kani,Higgins,Wittkopp	194	34,6	278	0,018	1,28	58,5	51,7	0,88
259	Kani,Higgins,Wittkopp	195	34,6	275	0,018	1,28	53,9	47,8	0,89
260	Kani,Higgins,Wittkopp	196	36,2	269	0,019	1,28	50,7	51,7	
261	Kani,Higgins,Wittkopp	197	36,0	274	0,018	1,28	59,9	53,9	
262	Kani,Higgins,Wittkopp	81	27,5	274	0,028	1,32	52,7	51,7	0,98
263	Kani,Higgins,Wittkopp	82	27,5	271	0,028	1,32	48,4	40,8	
264	Kani,Higgins,Wittkopp	83	27,4	271	0,027	1,32	63,7	65,5	1,03
265	Kani,Higgins,Wittkopp	84	27,4	271	0,028	1,32	57,9	55,9	0,97
266	Kani,Higgins,Wittkopp	91	27,4	269	0,027	1,32	51,6	51,5	1,00
267	Kani,Higgins,Wittkopp	92	30,3	270	0,027	1,31	50,1	46,3	0,92
268	Kani,Higgins,Wittkopp	93	25,3	273	0,027	1,34	50,2	54,3	
269	Kani,Higgins,Wittkopp	95	25,3	275	0,028	1,34	65,3	73,2	
270	Kani,Higgins,Wittkopp	96	25,3	275	0,028	1,34	57,9	56,8	0,98
271	Kani,Higgins,Wittkopp	97	27,2	276	0,027	1,32	62,7	63,0	1,00
272	Kani,Higgins,Wittkopp	98	26,2	275	0,027	1,33	65,0	128,4	
273	Kani,Higgins,Wittkopp	99	26,2	272	0,027	1,33	64,4	77,7	
274	Kani,Higgins,Wittkopp	202	33,9	273	0,027	1,29	54,3	50,4	0,93
275	Kani,Higgins,Wittkopp	206	35,2	270	0,027	1,28	68,1	100,8	
276	Kani,Higgins,Wittkopp	207	34,5	275	0,027	1,28	52,3	48,7	0,93
277	Kani,Higgins,Wittkopp	208	35,7	275	0,027	1,28	61,1	60,6	0,99
278	Kani,Higgins,Wittkopp	209	35,7	273	0,028	1,28	52,9	54,4	
279	Kani,Higgins,Wittkopp	210	35,2	272	0,027	1,28	68,9	79,5	
280	Kani,Higgins,Wittkopp	211	35,2	270	0,027	1,28	65,4	57,7	0,88
281	Kani,Higgins,Wittkopp	212	35,2	273	0,027	1,28	66,5	61,0	0,92
282	Kani,Higgins,Wittkopp	213	36,7	276	0,027	1,27	60,4	57,9	0,96
283	Kani,Higgins,Wittkopp	214	36,0	272	0,027	1,28	69,1	82,4	
284	Kani,Higgins,Wittkopp	215	36,0	274	0,027	1,28	69,7	66,3	
285	Kani,Higgins,Wittkopp	216	36,4	274	0,027	1,28	53,8	56,1	
286	Kani,Higgins,Wittkopp	40	26,4	140	0,026	1,33	33,2	32,1	
287	Kani,Higgins,Wittkopp	41	27,2	141	0,026	1,32	41,7	51,5	
288	Kani,Higgins,Wittkopp	43	27,9	137	0,027	1,32	32,8	29,2	0,89
289	Kani,Higgins,Wittkopp	44	28,0	137	0,027	1,32	32,9	30,3	
290	Kani,Higgins,Wittkopp	45	25,5	133	0,028	1,33	41,8	64,7	
291	Kani,Higgins,Wittkopp	46	25,5	136	0,028	1,33	42,3	69,1	
292	Kani,Higgins,Wittkopp	47	24,8	132	0,028	1,34	32,8	28,3	0,86
293	Kani,Higgins,Wittkopp	48	24,8	133	0,028	1,34	33,0	27,2	0,82
294	Kani,Higgins,Wittkopp	52	24,8	138	0,027	1,34	36,1	29,0	0,80
295	Kani,Higgins,Wittkopp	55	25,1	135	0,028	1,34	38,0	32,7	0,86
296	Kani,Higgins,Wittkopp	56	27,2	137	0,027	1,32	37,9	28,1	0,74
297	Kani,Higgins,Wittkopp	57	26,4	139	0,026	1,33	33,4	31,7	
298	Kani,Higgins,Wittkopp	58	27,2	138	0,027	1,32	37,9	29,0	0,77
299	Kani,Higgins,Wittkopp	59	26,6	140	0,026	1,33	40,9	50,3	
300	Kani,Higgins,Wittkopp	60	26,8	139	0,026	1,33	40,0	39,4	0,99
301	Kani,Higgins,Wittkopp	61	26,8	542	0,026	1,33	108,3	164,4	
302	Kani,Higgins,Wittkopp	63	26,2	543	0,028	1,33	92,4	94,3	1,02
303	Kani,Higgins,Wittkopp	64	25,7	541	0,028	1,33	76,0	80,2	
304	Kani,Higgins,Wittkopp	65	27,0	553	0,028	1,32	103,6	113,4	
305	Kani,Higgins,Wittkopp	66	26,4	541	0,027	1,33	83,2	91,9	1,10
306	Kani,Higgins,Wittkopp	68	27,2	539	0,027	1,32	73,8	76,8	
307	Kani,Higgins,Wittkopp	71	27,4	544	0,027	1,32	99,7	103,3	1,04
308	Kani,Higgins,Wittkopp	72	24,8	549	0,027	1,34	107,1	197,9	
309	Kani,Higgins,Wittkopp	74	27,2	523	0,028	1,32	96,4	108,7	1,13
310	Kani,Higgins,Wittkopp	75	27,2	524	0,028	1,32	96,5	110,2	1,14
311	Kani,Higgins,Wittkopp	76	30,8	518	0,029	1,30	102,9	115,9	
312	Kani,Higgins,Wittkopp	79	26,1	556	0,027	1,33	79,5	84,7	1,07
313	Kani,Higgins,Wittkopp	3041	26,9	1097	0,027	1,33	172,8	330,6	
314	Kani,Higgins,Wittkopp	3042	26,4	1095	0,027	1,33	164,5	241,4	

fortgesetzt auf der nächsten Seite

Nr.	Lit.	Bez.	f_c	d	ρ_l	R_s	V_R	V_{exp}	V_{exp}/V_R
[-]	[-]	[-]	[MPa]	[mm]	[-]	[-]	kN	kN	[-]
315	Kani,Higgins,Wittkopp	3043	27,0	1092	0,027	1,32	157,7	169,6	1,08
316	Kani,Higgins,Wittkopp	3044	29,5	1097	0,027	1,31	148,8	163,5	1,10
317	Kani,Higgins,Wittkopp	3045	28,3	1092	0,027	1,32	140,0	156,9	1,12
318	Kani,Higgins,Wittkopp	3046	26,7	1097	0,027	1,33	126,1	158,7	1,26
319	Kani,Higgins,Wittkopp	3047	26,7	1095	0,027	1,33	120,8	151,6	1,25
320	Kani,Higgins,Wittkopp	271	27,0	269	0,027	1,32	204,5	219,2	1,07
321	Kani,Higgins,Wittkopp	272	27,0	271	0,027	1,32	216,2	229,8	1,06
322	Kani,Higgins,Wittkopp	273	27,2	271	0,027	1,32	230,7	208,1	0,90
323	Kani,Higgins,Wittkopp	274	27,2	270	0,027	1,32	248,0	252,1	1,02
324	Kuhlmann, Zilch, Ehmann	A1	46,5	248	0,016	1,24	143,0	150,0	1,05
325	Kuhlmann, Zilch, Ehmann	A2	47,4	248	0,016	1,23	143,6	146,6	1,02
326	Kuhlmann, Zilch, Ehmann	A3	48,5	248	0,016	1,23	144,3	119,8	0,83
327	Kuhlmann, Zilch, Ehmann	A4	48,8	248	0,025	1,23	167,6	162,5	0,97
328	Kuhlmann, Zilch, Ehmann	A5	49,4	248	0,010	1,23	124,8	146,3	1,17
329	Kuhlmann, Zilch, Ehmann	A6	49,6	248	0,016	1,23	145,0	198,8	1,37
330	Kuhlmann, Zilch, Ehmann	B1	47,6	248	0,019	1,23	153,8	187,3	1,22
331	Kuhlmann, Zilch, Ehmann	B2	45,9	248	0,019	1,24	133,3	122,5	0,92
332	Kuhlmann, Zilch, Ehmann	B3	46,0	248	0,019	1,24	152,7	164,4	1,08
333	Kuhlmann, Zilch, Ehmann	B4	46,2	248	0,019	1,24	152,8	109,8	0,72
334	Kuhlmann, Zilch, Ehmann	B5	47,5	248	0,019	1,23	153,7	139,4	0,91
335	Kuhlmann, Zilch, Ehmann	B6	45,8	248	0,010	1,24	122,9	137,3	1,12
336	Kuhlmann, Zilch, Ehmann	B7	43,8	248	0,016	1,25	141,2	144,6	1,02
337	Kuhlmann, Zilch, Ehmann	B8	45,3	248	0,025	1,24	165,1	150,2	0,91
338	Kuhlmann, Zilch, Ehmann	B9	45,1	248	0,027	1,24	170,3	150,8	0,89
339	Kuhlmann, Zilch, Ehmann	B10	47,5	248	0,010	1,23	123,8	94,1	0,76
340	Kuhlmann, Zilch, Ehmann	B11	47,2	248	0,016	1,24	143,5	160,1	1,12
341	Kuhlmann, Zilch, Ehmann	B12	46,8	248	0,025	1,24	166,2	174,0	1,05
342	Kuhlmann, Zilch, Ehmann	C3	43,4	248	0,016	1,25	130,6	136,1	1,04
343	Kuhlmann, Zilch, Ehmann	C4	43,6	248	0,016	1,25	130,7	144,2	1,10
344	Kuhlmann, Zilch, Ehmann	C5	43,7	248	0,016	1,25	130,8	136,1	1,04
345	Kuhlmann, Zilch, Ehmann	C6	44,3	248	0,016	1,25	131,2	138,5	1,06
346	Kuhlmann, Zilch, Ehmann	C7	44,4	248	0,016	1,24	131,2	125,1	0,95
347	Kuhlmann, Zilch, Ehmann	C8	44,5	248	0,016	1,24	131,3	116,7	0,89
348	Kuhlmann, Zilch, Ehmann	C9	27,1	248	0,019	1,32	136,7	105,2	0,77
349	Kuhlmann, Zilch, Ehmann	C10	51,5	248	0,019	1,22	156,3	146,0	0,93
350	Kuhlmann, Zilch, Ehmann	C11	45,0	248	0,015	1,24	139,0	146,4	1,05
351	Kuhlmann, Zilch, Ehmann	C12	45,1	248	0,015	1,24	139,1	151,2	1,09
352	Kuhlmann, Zilch, Ehmann	C13	45,5	248	0,019	1,24	152,3	111,2	0,73
353	Sagaseta	BG01	80,2	465	0,010	1,16	68,1	61,3	0,90
354	Sagaseta	BG02	80,2	465	0,010	1,16	68,1	63,1	0,93
355	Sagaseta	BL01	68,4	465	0,010	1,18	65,9	46,9	0,71
356	Sagaseta	BL02	68,4	465	0,010	1,18	65,9	54,1	0,82
357	Walraven	A1	28,0	125	0,008	1,32	32,9	30,2	
358	Walraven	A2	28,0	420	0,007	1,32	71,0	71,7	1,01
359	Walraven	A3	28,5	720	0,008	1,32	104,3	102,6	0,98
360	Walraven	B1	30,8	125	0,008	1,30	33,5	40,2	
361	Walraven	B2	30,8	420	0,007	1,30	72,4	61,6	0,85
362	Walraven	B3	28,5	720	0,008	1,32	104,3	81,0	0,78
363	Aster Koch	2	28,0	250	0,006	1,32	226,9	218,5	0,96
364	Aster Koch	3	28,4	250	0,009	1,32	256,1	223,0	0,87
365	Aster Koch	11	27,9	500	0,005	1,32	322,4	268,1	0,83
366	Aster Koch	12	28,4	500	0,006	1,32	360,0	330,9	0,92
367	Aster Koch	16	28,7	750	0,004	1,31	412,3	406,6	0,99
368	Sherwood, Bentz	L-10N1	38,4	1400	0,008	1,27	267,1	249,5	0,93
369	Sherwood, Bentz	L-10N2	40,3	1400	0,008	1,26	269,8	227,0	0,84
370	Sherwood, Bentz	L-10H	73,6	1400	0,008	1,17	305,9	224,5	0,73
371	Sherwood, Bentz	L-20N1	31,4	1400	0,008	1,30	256,1	249,5	0,97
372	Sherwood, Bentz	L-20N2	33,2	1400	0,008	1,29	259,1	250,0	0,96
373	Sherwood, Bentz	L-40N1	28,1	1400	0,008	1,32	250,3	226,5	0,91
374	Sherwood, Bentz	L-40N2	28,5	1400	0,008	1,32	251,0	272,5	1,09
375	Sherwood, Bentz	L-50N1	41,0	1400	0,008	1,26	270,8	256,0	0,95
376	Sherwood, Bentz	L-50N2	40,1	1400	0,008	1,26	269,5	282,5	1,05
377	Sherwood, Bentz	L-50N2R	40,1	1400	0,008	1,26	269,5	307,0	1,14
378	Sherwood, Bentz	S-10N1	41,9	280	0,008	1,25	37,7	36,4	0,96
379	Sherwood, Bentz	S-10N2	41,9	280	0,008	1,25	37,7	38,1	1,01
380	Sherwood, Bentz	S-10H	77,3	280	0,008	1,16	42,9	37,5	0,87
381	Sherwood, Bentz	S-20N1	39,2	280	0,008	1,26	37,2	38,9	1,04
382	Sherwood, Bentz	S-20N2	38,1	280	0,008	1,27	37,0	38,0	1,03
383	Sherwood, Bentz	S-40N1	29,1	280	0,008	1,31	35,0	41,5	1,19
384	Sherwood, Bentz	S-40N2	29,1	280	0,008	1,31	35,0	34,7	0,99
385	Sherwood, Bentz	S-50N1	43,5	280	0,008	1,25	38,0	38,3	1,01
386	Sherwood, Bentz	S-50N2	43,5	280	0,008	1,25	38,0	40,3	1,06
387	Huber, Kollegger	Re25016n	58,1	230	0,012	1,20	24,0	19,6	0,81
388	Huber, Kollegger	Re50016n	58,1	460	0,012	1,20	76,3	67,2	0,88
389	Huber, Kollegger	Re100016n	60,0	920	0,012	1,20	249,6	209,7	0,84
390	Marti,Jäger	A3_V1	58,8	162	0,017	1,20	217,6	264,7	1,22
391	Marti,Jäger	A5_V1	56,7	174	0,011	1,21	195,2	221,3	
392	Marti,Jäger	B3_V1	53,7	405	0,017	1,22	983,1	1275,3	1,30
393	Marti,Jäger	B5_V1	51,8	435	0,011	1,22	882,1	1163,3	1,32
394	Yoshida, Bentz	YB2000/0	35,4	1890	0,007	1,28	308,7	230,5	0,75

Curriculum vitae

Persönliche Daten

Name: Tobias Huber
Geburtsdatum: 27.12.1988
Geburtsort: Wien, Österreich
Staatsbürgerschaft: Österreich

Ausbildung

10/2014-05/2019 Doktoratsstudium der technischen Wissenschaften - Bauingenieurwesen an der Technischen Universität Wien
11/2012-10/2014 Masterstudium „Konstruktiver Ingenieurbau“ an der Technischen Universität Wien
02/2009-11/2012 Bachelorstudium „Bauingenieurwesen und Infrastrukturplanung“ an der Technischen Universität Wien
07/2003-06/2008 Höhere Technische Bundeslehr- und Versuchsanstalt Wien III - Fachbereich Tiefbau

Berufliche Erfahrung

seit 01/2017 Universitätsassistent an der Technischen Universität Wien, Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich Betonbau
11/2014-01/2017 Projektassistent an der Technischen Universität Wien, Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich Betonbau
02/2010-09/2013 Tutor und Studienassistent an der Technischen Universität Wien, EDV Zentrum Bauingenieurwesen
2007-2011 diverse facheinschlägige Praktika als bautechnischer Zeichner und Statiker

Preise und Auszeichnungen

2017 Finalist beim „Best Teaching Award“ der Technischen Universität Wien, Kategorie: „Best Teacher Bauingenieurwesen“
2012 u. 2013 Verleihung eines Leistungsstipendiums für ausgezeichnete Studienerfolge an der Fakultät für Bauingenieurwesen der Technischen Universität Wien