

Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbrücken unter Berücksichtigung der Kompatibilität der Verzerrungen

Sebastian Thoma

Vollständiger Abdruck der von der TUM School of Engineering and Design
der Technischen Universität München zur Erlangung eines

Doktors der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.)

genehmigten Dissertation.

Vorsitz:

Prof. Dr.-Ing. Konrad Nübel

Prüfende der Dissertation:

1. Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer
2. Prof. Dr. Walter Kaufmann
3. Prof. Dr. techn. Johann Kollegger

Die Dissertation wurde am 15.02.2024 bei der Technischen Universität München eingereicht
und durch die TUM School of Engineering and Design am 20.08.2024 angenommen.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit ist am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München (TUM) unter der Leitung von Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt. Ing. Oliver Fischer entstanden. Ihm gilt mein großer Dank für das entgegengebrachte Vertrauen und die Möglichkeit, spannende Projekte zu verschiedensten Fragestellungen bearbeitet haben zu dürfen. Auch für die zugestandenen Freiheiten bin ich ihm sehr verbunden.

Herrn Prof. Dr. Walter Kaufmann und Herrn Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger danke ich herzlichst für das Interesse an meiner Arbeit und die Übernahme der Koreferate. Herrn Prof. Dr. Konrad Nübel danke ich für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission.

Der Kern der vorliegenden Betrachtungen gründet auf den experimentellen Untersuchungen, die im Zuge eines Forschungsvorhabens der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) durchgeführt wurden. Das Projekt wurde durch den Lehrstuhl für Massivbau der TU München und das Institut für Massivbau der RWTH Aachen unter der Leitung von Herrn Univ.-Prof. em. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Josef Hegger gemeinschaftlich bearbeitet. Dem Auftraggeber und Partner wird für die kollegiale Zusammenarbeit gedankt.

Während meiner Zeit am Lehrstuhl hatte ich das Glück auf die Hilfe vieler Kollegen vertrauen zu können. Für den fachlichen Austausch und die tatkräftige Unterstützung im Labor bin ich ihnen sehr dankbar. Mindestens genauso wichtig erscheinen mir die geschlossenen Freundschaften, die die Gespräche weniger fachlich werden lassen. An dieser Stelle möchte ich Daniel Auer, Sebastian Carl, Michael Fleischhauer, Marcel Nowak und Nicholas Schramm hervorheben.

Auch Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Ulrich Häußler-Combe danke ich an dieser Stelle für wichtige Diskussionen, die die Arbeit am Ende in dieser Form haben enden lassen.

Für die Unterstützung bei den aufwendigen und arbeitsreichen experimentellen Untersuchungen im Labor gilt mein Dank den motivierten und kameradschaftlichen Mitarbeitern der Versuchshalle des Materialprüfamts. Experimentelle Forschung kann nicht ohne zuverlässiges Handwerk und akribische Vorbereitung der Prüflinge gelingen.

Vielen Dank an meine Familie, Laura und Marcel für die Durchsicht und Korrektur der Arbeit.

Mein größter Dank gilt meiner Familie, auf die ich mich immer verlassen kann. Vielen Dank für die stetige Unterstützung. Meiner Freundin Laura möchte ich ebenso großen Dank aussprechen. Ihr Verständnis sowie ein wohl dosierter Druck haben diese Arbeit in den letzten Monaten über die Ziellinie gebracht.

Ich widme diese Arbeit jedem, der an ihr Gefallen findet und ihr einen Gedanken, eine Idee, einen Funken neuer Erkenntnis für sich selbst abringen kann.

München, Dezember 2023

Sebastian Thoma

Kurzfassung

Die Nachrechnung von Bestandsbauwerken hat in den letzten Jahren stark an Bedeutung gewonnen. Die Beurteilung und weitere notwendige Schritte zur Erhaltung bestehender Ingenieurbauwerke werden in Zukunft noch stärker in den Fokus des Ingenieurbaus rücken, sodass die Lebenszeit der bestehenden Infrastruktur verlängert werden kann. Den Brückenbauwerken aus Spannbeton kommt hier eine besondere Rolle zu. Sie stellen einen wesentlichen Anteil der Infrastruktur im deutschen Straßen- und Schienennetz dar, zeitgleich offenbart eine Nachrechnung oftmals große Diskrepanzen zwischen theoretischer Tragfähigkeit respektive prognostiziertem Schädigungsgrad und den Ergebnissen alternder Bauwerksinspektion. Dabei zeigt sich ein mannigfaltiges Spektrum kritischer Fragestellungen, das neben der historischen Entwicklung der Nachweisformate auch die gestiegenen Anforderungen des Verkehrsaufkommens und neuralgische materialspezifische Themen umfasst.

Vor diesem Hintergrund versucht die vorliegende Arbeit einen Beitrag zum Verständnis des Tragverhaltens von Spannbetonbrücken mit geringen Schubbewehrungsgraden zu leisten. Der Fokus liegt dabei auf der Beurteilung der Schubtragfähigkeit unter Berücksichtigung des allgemeinen Verzerrungszustandes. Hierzu werden umfangreiche experimentelle Untersuchungen an vorgespannten Balkenelementen durchgeführt und mittels verschiedener Messverfahren begleitet. Eine Variation des Längsbewehrungsgrades und einhergehende Querschnittsverzerrung bilden die wesentlichen Untersuchungsparameter.

Auf Basis der Aufbereitung und Analyse der Versuchsdaten lassen sich wesentliche Charakteristika des Trag- und Bruchverhaltens der Versuche beschreiben, sodass in einem nächsten Schritt bestehende Annahmen und Modellvorstellungen zum Schubtragverhalten kritisch diskutiert und erweitert werden können.

Die Bedeutung der Druckentfestigung des gerissenen Stegbetons wird ausgehend von einer Sensitivitätsanalyse unter Annahme verfeinerter, etablierter Modellvorstellungen aufgezeigt. Darauf aufbauend folgen eine Auswertung zur Entwicklung der Hauptverzerrungen in Stegebene auf Basis digitaler Bildkorrelation und ergänzende numerischer Finite Elementesimulationen, die im Kontext der Versuche bewertet werden. In dieser Konsequenz kann eine Beschreibung des Reduktionsfaktors in Abhängigkeit des Verzerrungszustandes des Gurtes empfohlen werden.

Für den Abschnitt einer Schubspannweite eines Mehrfeldsystems, das durch Schubzugrissbildung gekennzeichnet ist und durch kritische Schnitte erwartbarer Biege- und Biegeschubrissbildung eingefasst wird, wird eine Modellvorstellung zur Beurteilung des Verzerrungszustandes im Steg respektive der schwachen Schubbewehrung entwickelt. Der Verzerrungszustand der Schubbewehrung wird im Zuge einer konventionellen Betrachtung auf Basis der Plastizitätstheorie nicht geprüft und kann damit bei Ansatz eines flachen Druckstrebenneigungswinkels zu nicht-konservativen Ergebnissen führen. Diesem Umstand wird durch die eigenen Überlegungen Rechnung getragen, die eine zielsichere Einschätzung zu kritischen Anforderungen an die Duktilität des Bewehrungsstahls ermöglichen, und so einen oberen Grenzwert der Tragfähigkeit approximieren.

Für Querschnitte unter charakteristischer Biege- und Biegeschubrissbildung wird ein Ansatz zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit auf Basis additiver Traganteile formuliert, der in seiner Struktur an eine verbreitete Gewichtung relevanter Traganteile in der Literatur

Kurzfassung

angelehnt ist. Dabei wird ein vereinfachter Ansatz vorgestellt, der die Schubverzerrung der Querschnitte im Sinne des Versatzmaßes berücksichtigt und so eine verfeinerte Einschätzung zum vorliegenden Spannungszustand in der Betondruckzone erlaubt. Die Betrachtungen zur Kompatibilität der Verzerrungen im gerissenen Schubfeld und begleitende Schnittbetrachtungen kritischer Querschnitte werden anhand einer Auswahl von etwa 40 repräsentativen Schubversuchen an Spannbetonbalken der Literatur validiert und bestätigt.

Abstract

The reanalysis of existing structures has become increasingly important in recent years. The assessment and other necessary steps for maintaining existing engineering structures will gain even further importance in the future so that the service life of existing infrastructure can be extended. Bridge structures made of prestressed concrete play a special role here. They represent a significant proportion of the infrastructure in the German road and rail network, but at the same time, a reanalysis often reveals large discrepancies between the theoretical load-bearing capacity or predicted degree of damage and the results of alternating structural inspections. This reveals a diverse spectrum of critical issues, which - in addition to the historical development of design standards - also includes the increased requirements of traffic volumes and crucial material-specific issues.

Against this background, the present work seeks to contribute to the understanding of the structural behavior of prestressed concrete bridges with low shear reinforcement ratios. The focus herein is on the assessment of the shear capacity with respect to the general state of strain. For this purpose, extensive experimental investigations are carried out on prestressed beam elements and accompanied by various measurement methods. A variation of the longitudinal reinforcement ratio and the associated cross-sectional strain form the main research parameter.

Based on the processing and analysis of the test data, essential characteristics of the load-bearing and ultimate limit state behavior of the tests can be described so that in the next step, existing assumptions and models regarding the shear resistance can be critically discussed and extended.

Based on a sensitivity analysis using refined, established models and an evaluation of the development of the principal strains in the web plane on the basis of digital image correlation and supplementary finite element simulations, the significance of the compression softening of the cracked web concrete is discussed and evaluated in the context of the tests. As a consequence, a description of the reduction factor as a function of the strain state of the chord is recommended.

For the section of a shear span of a multi-span system, which is characterized by shear tension cracking and is framed by critical sections of expected bending and bending shear cracking, a model is stated to assess the strain state in the web as well as the low shear reinforcement. The strain state of the shear reinforcement is not checked in the course of a conventional analysis based on the theory of plasticity and can, therefore, lead to non-conservative results if a flat compression strut angle is applied. This circumstance is taken into account by own considerations, which enable a precise assessment of critical requirements on the ductility of the reinforcing steel and thus approximate an upper bound value of the load-bearing capacity.

For cross-sections under characteristic bending and bending shear cracking, an approach for determining the shear load-bearing capacity is formulated on the basis of additive load-bearing components, which is derived in its structure from a common weighting of relevant load-bearing components in the literature. A simplified approach is presented, which takes into account the shear strain of the cross-sections in terms of the offset dimension and thus allows a refined assessment of the existing stress state in the concrete compression zone. The considerations on the compatibility of the strains in the cracked web and accompanying

Abstract

section analyses of critical cross-sections are validated and confirmed using a selection of around 40 representative shear tests on prestressed concrete beams from the literature.

Inhaltsverzeichnis

Vorwort	iii
Kurzfassung	v
Abstract	vii
Glossar	xiii
1 Einleitung	1
1.1 Hintergrund	1
1.2 Zielsetzung und Struktur	2
1.3 Abgrenzung	3
2 Tragmechanismen und weiterführende Aspekte zur Beschreibung der Schubtragfähigkeit	5
2.1 Allgemeines	5
2.2 Fachwerkanalogie	5
2.2.1 Phänomenologische Aspekte	5
2.2.2 Parallele Hauptrichtungen der Spannung und Verzerrungsanteile	8
2.2.3 Divergierende Hauptrichtungen der spannungs- und rissbedingten Verzerrungsanteile	9
2.2.4 Duktilität der Bewehrung	10
2.2.5 Druckstrebentragfähigkeit	12
2.3 Druckzone	15
2.3.1 Biaxialer Spannungszustand	16
2.3.2 Mitwirkende Breite auf Schub	17
2.3.3 Schubschlankheit	19
2.4 Dübeltragwirkung	22
2.5 Verbundverhalten	24
2.5.1 Allgemeines	24
2.5.2 Einflussgrößen	25
2.5.3 Bedeutung des Verbundes für das Schubtragverhalten	25
2.6 Rissreibung, Rissverzahnung	27
2.7 Vorspannung	29
2.8 Spezielle Fragestellungen	31
2.8.1 Kraftfluss im Beton unter Diskontinuitäten	31
2.8.2 Zur Rolle eines minimalen Schubbewehrungsgrades	32
3 Experimentelle Untersuchungen	35
3.1 Grundlagen und Zielfunktionen	35
3.2 Substrukturtechnik	36
3.2.1 Konzeption und Steuerung	36
3.2.2 Versuchsablauf	36

Inhaltsverzeichnis

3.3	Versuchsprogramm	38
3.3.1	Konzeption des Versuchsprogramms	38
3.3.2	Versuchsmatrix	39
3.3.3	Geometrie und konstruktive Durchbildung der Balkenelemente	40
3.3.4	Materialkennwerte	42
3.4	Verwendete Messtechnik	44
3.4.1	Kräfte und Translationen	44
3.4.2	Verzerrung und Rissbildung	45
3.5	Validierende Untersuchungen	49
3.5.1	Allgemeines	49
3.5.2	Untersuchungen zur Kontrolle der Versuchsmimik	49
3.5.3	Erfassung der Dehnungszuwächse der Spannglieder	52
3.6	Versuchsergebnisse	55
3.6.1	Trag- und Verformungsverhalten	55
3.6.2	Einfluss des Längsbewehrungsgrades	56
3.6.3	Verzerrung und Ausnutzung auf Querschnittsebene	60
3.6.4	Schubrisslasten und Schubverzerrung	61
3.6.5	Verzerrung der Längsbewehrung	62
3.6.6	Verzerrung der Betondruckzone	64
3.6.7	Zur Bedeutung der Spannglieder	65
3.6.8	Sonderfall einer glatten Bewehrung	68
3.6.9	Rissbildung und Risskinematik	71
3.6.10	Zusammenfassung	75
4	Vertiefte Untersuchungen	77
4.1	Allgemeines	77
4.2	Sensitivität verschiedener Einflussgrößen auf das gerissene Betondruckspannungsfeld	77
4.2.1	Hintergrund und Ausgangslage	77
4.2.2	Gewählter numerischer Ansatz	78
4.2.3	Modellbewertung auf Basis einer globalen Sensitivitätsanalyse	80
4.2.4	Diskussion der Ergebnisse	83
4.3	Analyse der Hauptverzerrungen in den Schubfeldern	85
4.3.1	Allgemeines	85
4.3.2	Theoretische Hintergründe	85
4.3.3	Analyse der Verzerrungen im Schubfeld auf Basis digitaler Bildkorrelation	87
4.3.4	Vergleichsbetrachtungen zum Einfluss des Längsbewehrungsgrades auf die Entwicklung der Hauptdruckspannungen im Steg	87
4.4	FE-Vergleichsbetrachtung auf Basis einer Microplane Materialformulierung	96
4.4.1	Allgemeines	96
4.4.2	Materialmodellierung der Werkstoffe	96
4.4.3	Numerische Modellbildung und Nachrechnung der Substrukturversuche	98
4.4.4	Traglastprognose	99
4.4.5	Verzerrungen und Spannungen in der Bewehrung	99
4.4.6	Ausnutzung des Betondruckspannungsfeldes	101
5	Modellbildung des Schubtragverhaltens	103
5.1	Allgemeines	103

5.2	Ansätze zur Modellbildung des Schubtragverhaltens	103
5.3	Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit auf Basis zulässiger Verzerrungen	104
5.3.1	Hintergrund und Berechnungsschritte	104
5.3.2	Werkstoffverhalten	106
5.3.3	Bestimmung der Kontrollpunkte im Spannungsfeld unter Berücksichtigung der Verzerrungen	109
5.3.4	Entwicklung des Druckspannungsfeldes	115
5.3.5	Referenzspannungszustand	118
5.3.6	Effektiv bewehrte Stegschichten	119
5.3.7	Kompatibilität der Verzerrungen	120
5.4	Querkraftwiderstand in den Schnittufern des Spannungsfeldes	128
5.4.1	Allgemeines	128
5.4.2	Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit auf Basis additiver Traganteile	129
5.4.3	Zum Nachweis der Druckstreben­tragfähigkeit	132
5.5	Modellvergleich	133
6	Zusammenfassung	135
A	Appendix	139
A.1	Substrukturversuche - Rissbilder	140
A.2	Rissentwicklung im Schubfeld	142
A.3	Substrukturversuche - Verzerrung entlang der Längsbewehrung im Bruchzustand	153
A.4	Substrukturversuche - Dehnungszuwachs in den Spanngliedern	157
A.5	Compression Softening - Ausgewählte Versuche	162
A.6	Numerische Betrachtungen mit Mircoplane Material	165
A.6.1	Materialkonfiguration	165
A.6.2	Last-Verformungskurven	166
A.6.3	Ausnutzung der Betondruckfestigkeit	166
A.6.4	Verzerrungen und Stahlspannungen	168
A.6.5	Schubzugrissbildung	176
A.7	Ergebnisse DCF Analysis	178
A.7.1	Zusammenstellung repräsentativer Schubversuche an Spannbetonbalken mit geringem Schubbewehrungsgrad	178
A.7.2	Ausgewählte Modellvergleiche	179
	Abbildungsverzeichnis	183
	Tabellenverzeichnis	187
	Literatur	189

Glossar

Griechische Kleinbuchstaben

α_{cc}	Dauerstandsbeiwert des Betons
α_p	Spanngliedneigung
β_{cc}	Faktor zur Berücksichtigung der Schubslankheit für Mehrfeldsysteme nach Huber
β_r	Schubrisswinkel
β	Reduktionsfaktor zur Berücksichtigung auflagnaher Einzellasten
δ_n	Normale Verschiebung der lokalen Rissflanken (Rissöffnung)
δ_t	Tangentiale Verschiebung der lokalen Rissflanken (Rissgleitung)
ε_{c2}	Kritische Hauptdruckstauchung im Beton bei maximaler Druckfestigkeit
ε_p	Verzerrung des Spannstahls
$\varepsilon_{p,raw}$	Explizite Verzerrung des Spannstahls in Verbundversuchen
ε_s	Verzerrung des Betonstahls
ε_{sl}	Verzerrung der Längsbewehrung
$\varepsilon_{t,sw}$	Maximale Dehnung der Schubbewehrung bei Erreichen der Zugfestigkeit
ε_{xm}	Mittlere Längsverzerrung des Querschnitts auf halber Querschnittshöhe
ε_{xv}	Anteil der Längsverzerrung infolge Schubverformung
$\varepsilon_{y,sw}$	Dehngrenze der Schubbewehrung
ε_z	Verzerrung in Richtung der Schubbewehrung orthogonal zur Balkenlängsachse
ε	Verzerrung
ε_1	Hauptzugdehnung im Beton
ε_2	Hauptdruckstauchung im Beton
η_{fc}	Beiwert zur Berücksichtigung des spröden Bruchverhaltens in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit
η	Ausnutzungsgrad
γ_{xy}	Schubverzerrung
κ	Faktor zur Berücksichtigung von Verbundbedingungen, allgemein
λ	Schubslankheit
μ	Ausnutzungsgrad
ν_{Ed}	Bezogene Schubtragfähigkeit
ν	Abminderungsfaktor zur Bestimmung einer effektiven Betondruckfestigkeit des gerissenen Stahlbetons unter biaxialer Beanspruchung
ω_w	Mechanischer Schubbewehrungsgrad
ϕ_y	Rotation um globale y-Achse
ρ_c	Betondichte
ρ_{sl}	Längsbewehrungsgrad
ρ_w	Schubbewehrungsgrad
$\rho_{w,min}$	Mindestschubbewehrungsgrad nach DIN-FB 102
σ_{cp}	Betondruckspannung im Beton infolge Vorspannung
σ_x	Spannung in Balkenlängsrichtung

Glossar

$\sigma_{x,pe}$	Betondruckspannung in Balkenlängsrichtung im Übergang von parabolischem zu elliptischem Abschnitt des Mohrschen Bruchkriteriums
σ_z	Spannung im Balken in Richtung der Schubbewehrung
σ	Spannung
σ_2	Hauptdruckspannung im Beton
τ_{b0}	Starrplastische Verbundspannung im Zuggurtmodell vor Fließen der Bewehrung
τ_{b1}	Starrplastische Verbundspannung im Zuggurtmodell nach Fließen der Bewehrung
τ_{bp}	Verbundschubspannung entlang eines Spanngliedes
τ_{xz}	Schubspannungen in Balkenebene
τ	Schubspannung
θ	Druckstrebenneigungswinkel
θ_2	Neigung der Hauptdruckspannung
ζ	Lokale Laufkoordinate

Lateinische Kleinbuchstaben

a_d	Dilatanz; lokales Verhältnis aus Rissöffnung zu Rissgleitung
a_l	Versatzmaß infolge Zugkraftdeckung
a_v	Lichte Schubspannweite zwischen Last- und Auflagerkante
b_f	Flaschbreite eines profilierten Druckgurts
b_n	Nettobreite des Steges zwischen der Längsbewehrung
$b_{v,eff}$	Mitwirkende Breite auf Schub in der Betondruckzone aus Biegung
b_w	Stegbreite des Betonquerschnitts (minimale Stegbreite in der Zugzone)
$b_{w,nom}$	Effektive Stegbreite, reduziert durch Spanngliedpräsenz
d	Statische Nutzhöhe des Querschnitts
f_c	Experimentell bestimmte Zylinderdruckfestigkeit des Betons, Mittelwertniveau
f_{ce}	Reduzierte Betondruckfestigkeit des gerissenen Stegbetons infolge aufgezwungener Querdehnung
f_{ck}	Charakteristische Betondruckfestigkeit
f_{ct}	Experimentell bestimmte, einaxiale Zugfestigkeit des Betons, Mittelwertniveau
$f_{ct,bz}$	Experimentell bestimmte Biegezugfestigkeit des Verpressmörtels, Mittelwertniveau
$f_{ct,sp}$	Experimentell bestimmte Spaltzugfestigkeit des Betons, Mittelwertniveau
f_{py}	Zugfestigkeit des Spannstahls
f_{py}	Dehngrenze des Spannstahls
$f_{R,m}$	Mittelwerte gemessener bez. Rippenfläche
$f_{R,norm}$	5%-Quantilwert der normativ geforderten bez. Rippenfläche nach DIN 488-2:2009
f_{su}	Zugfestigkeit des Betonstahls
f_{sy}	Dehngrenze des Betonstahls
f_u	Zugfestigkeit der Bewehrung
f_{yw}	Dehngrenze der Schubbewehrung
h_f	Flanschhöhe
l_{da}	Länge des Zugspannungsblocks aus Dübeltragwirkung auf Höhe der Längsbewehrung
p_{bp}	Effektiver Verbundumfang eines Litzenspanngliedes
s_{rm}	Mittlerer Rissabstand eines gerissenen Zuggurts
t_{exp}	Alter eines Prüflings zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung
u_x	Translation in Richtung der globalen x-Achse
u_z	Translation in Richtung der globalen z-Achse
w	Rissbreite
x_{ecs}	Einfassende Schnittkoordinate eines Spannungsfeldes

x_{fctk}	Schnittkoordinate bei Überschreiten kritischer Randzugspannungen
z_{cc}	Lage der resultierenden Kraft in der Betondruckzone
z_m	Hebelarm der inneren Kräfte, gewichtet
z_p	Hebelarm der inneren Kräfte, bezogen auf die Spanngliedachse
z_s	Hebelarm der inneren Kräfte, bezogen auf den schlaff bewehrten Zuggurt
z	Hebelarm der inneren Kräfte, allgemein

Lateinische Großbuchstaben

A_{gt}	Gesamtdehnung einer Zugprobe bei Erreichen der Höchstlast F_{max}
A	Querschnittsfläche
A_{10}	Bruchdehnung einer Zugprobe nach Einschnürung
E	Elastizitätsmodul
$F_{c,v}$	Entlastende Kraft im Druckgurt aus Fachwerktragwirkung
F_{sl}	Kraft im schlaff bewehrten Zuggurt
$F_{sl,v}$	Kraft im schlaff bewehrten Zuggurt aus Fachwerktragwirkung
M_{Rd}	Momenten Tragfähigkeit, Design-Niveau
P	Kraft aus in Spanngliedern aus Vorspannung, allgemein
R_a	Mittenrauigkeit; Messung an glatten Bewehrungsstahl
R_m	Zugfestigkeit der Bewehrung
R_q	Quadratische Rauigkeit; Messung an glattem Bewehrungsstahl
$R_{s/p,0.02}$	Dehngrenze der Bewehrung
V_{cz}	Querkraftwiderstand der Betondruckzone als Integral der Schubspannungen
$V_{da,cr}$	Dübelrisslast unter Annahme eines rechteckigen Zugspannungsblocks im Beton
V_{exp}	Experimentelle Schubtragfähigkeit
V_P	Querkraftwiderstand aus dem Vertikalanteil geneigter Spanngliedführung
$V_{r,c}$	Druckstreben Tragfähigkeit eines Stegs im Sinne der Fachwerktragwirkung
V_{sw}	Querkraftwiderstand der Schubbewehrung
$V_{z,c}$	Wirksame Querkraft auf den Betonquerschnitt

Akronyme und weitere Symbole

DIC	Digitale Bildkorrelation
DMS	Dehnmessstreifen
FOS	Faseroptische Messtechnik zur Aufzeichnung von Verzerrungen
QS	Querschnitt, Querschnittsform
R	Response Surface einer Sensitivitätsanalyse
S1	Sobol-Index erster Ordnung
S2	Sobol-Index zweiter Ordnung (Parameterinteraktion)
ST	Sobol-Index der Gesamtwirkung eines Parameters
\emptyset	Durchmesser

Indizes

c	Materialbezug Beton
eff	effektiv
exp	experimentell
max	Maximum
min	Minimum
nom	normiert
p	Materialbezug Spannstahl

Glossar

s	Materialbezug Betonstahl
sl	Längsbewehrung
ult	Grenzzustand der Tragfähigkeit

Das Glossar führt alle wesentlichen Abkürzungen, Symbole und Indizes, sodass deren Erscheinen im Fließtext in der Regel nicht mehr dediziert erläutert wird. In Einzelfällen werden Faktoren oder Symbole dennoch im direkten Kontext erläutert, wenn sie nach Auffassung des Autors nicht im allgemeinen Verständnis verankert erscheinen oder nur einmalig genutzt werden.

1 Einleitung

1.1 Hintergrund

Die bestehende Infrastruktur in Deutschland zeugt von der rasanten wirtschaftlichen Entwicklung des 20. Jahrhunderts. So sind heute bereits über 50 % der Brückenbauwerke im deutschen Straßennetz über alle Baustoffe hinweg betrachtet älter als 40 Jahre [30]. In Bezug auf die Brückenfläche haben Spannbetonbrücken im Netz der Bundesfernstraßen eine gehobene Bedeutung inne: sie stellen einen Anteil von ca. 70 % des Bestandes dar. Abbildung 1.1 gliedert den Bestand der Straßenbrücken in Spannbetonweise in Deutschland nach Baujahr auf, wobei dieser Bauweise etwa 40 % des Gesamtbestandes zuzuordnen sind. In dieser Teilmenge sind ca. 8.5 % der Bauwerke mit einem Baujahr vor 1966 einzuordnen, womit davon ausgegangen werden muss, dass diese ohne Mindestschubbewehrung auf Basis von Hauptzugspannungskriterien bemessen und konstruiert wurden.

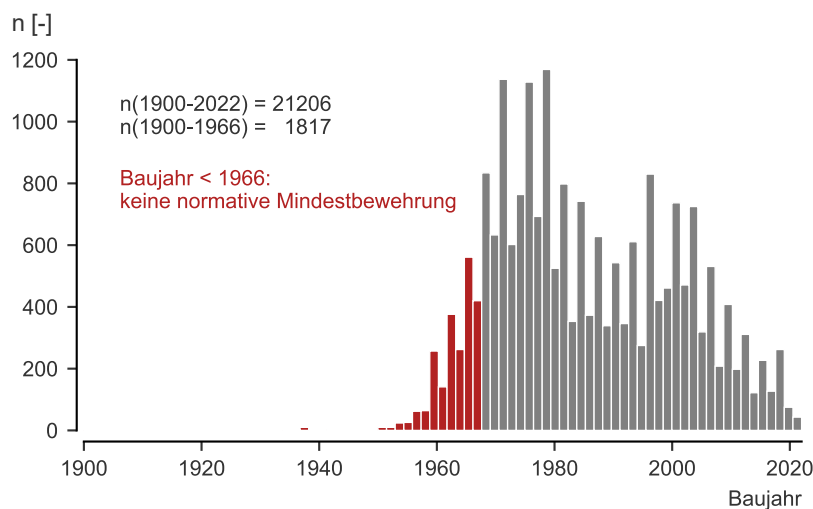


Abbildung 1.1 Altersstruktur der Brückenbauwerke in Spannbetonbauweise im deutschen Straßennetz [30]

Im Zuge alternierender Bauwerksprüfungen wird die Zustandsentwicklung eines Bauwerks kontinuierlich dokumentiert. Neben der äußerlichen Inspektion ist eine rechnerische Bewertung der Tragfähigkeit zur Beurteilung des Bauwerkszustands notwendig, um eine ausreichende Verkehrssicherheit gewährleisten zu können. Diese Aufgabenstellung wird neben der Entwicklung der Nachweisformate, die im Zuge der Bemessung der Bauwerke genutzt wurden – und einhergehenden Abweichungen zu geforderter konstruktiver Durchbildung – durch das deutlich gestiegene Ziellastniveau aktueller Verkehrsbelastung erschwert. Die Auswertung einer repräsentativen Stichprobe zur Erfassung charakteristischer Nachweisdefizite [63] offenbart eine große Bandbreite kritischer Nachweise, die auf Basis der neuen Normengeneration [49, 51] nicht zu erfüllen sind. Diesen Umständen geschuldet wurden weiterführende Modifikationen der Nachweisformate, die den Besonderheiten einer

1 Einleitung

Bestandsbewertung Rechnung tragen, in einer eigenständigen Nachrechnungsrichtlinie [23] zusammengefasst.

Im Sinne der Erhaltungsstrategie des Bundes für Bundesfernstraßen [92] bildet der Traglastindex und die damit verbundene Nachrechnung eines Bauwerks ein wesentliches Element zur Priorisierung defizitärer Ingenieurbauwerke und möglicher Ableitung notwendiger Erhaltungsmaßnahmen und entstehender Kosten. Adäquate Nachweismodelle, die die historische Entwicklung der Nachweisphilosophie und die damit verbundene konstruktive Durchbildung berücksichtigen, leisten einen wichtigen Beitrag zur realitätsnahen Einschätzung der Tragfähigkeit und vorhandener Reserven, sodass die bestehende Infrastruktur weiterhin erhalten und nachhaltig genutzt werden kann. Die Nachrechnungsrichtlinie und ihre 1. Ergänzung [23, 24] konnten den Umfang und die Schwere defizitärer Bauwerke bereits erheblich reduzieren [80]. Zuletzt abgeschlossene Forschungsvorhaben und abgeleitete, ergänzende Nachweisformate [82, 172] erlauben die Berücksichtigung weiterer Tragreserven und schreiben die Nachrechnungsrichtlinie fort [25]. Dennoch findet sich weiterhin eine relevante Anzahl an Bauwerken in der bestehenden Infrastruktur, die nur mittels wissenschaftlicher Methoden auf Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie behandelt werden kann, obwohl entsprechende Bauwerksuntersuchungen einen vergleichsweise gesunden Zustand attestieren. Das Aufgabenfeld rund um die Zustandserfassung, Bewertung und Ableitung notwendiger Konsequenzen für Brückenbauwerke im Bestand wird damit in Zukunft weiter an Bedeutung gewinnen [160].

Der Nachweis der Schubtragfähigkeit des Längssystems ist oftmals ein neuralgischer Schwerpunkt im Zuge der Bauwerksbegutachtung und -nachrechnung. Experimentelle Untersuchungen und Bruchversuche an Brückensystem belegen gegenüber den normativen Nachweismodellen teils erhebliche Tragreserven [182, 229, 71]. Eine allgemeingültige Formulierung gestaltet sich aber seit jeher als außerordentlich schwierig, nachdem verschiedene Tragmechanismen in Abhängigkeit einer Vielzahl an Randbedingungen in Interaktion treten. Das Verständnis spezieller Charakteristika des Spannbetons bedingt aufwendige experimentelle Untersuchungen, die in der notwendigen Tiefe erst in den letzten Jahrzehnten erarbeitet wurden und nicht dem Wissensstand des Ingenieurbaus im 20. Jahrhundert entsprechen.

1.2 Zielsetzung und Struktur

Anknüpfend an die vorgestellte Situation zur Nachrechnung von Spannbetonbrücken im Bestand, setzt die vorliegende Arbeit den Fokus auf schubkritische Balkensysteme. Die Nachweisdefizite bei Anwendung aktueller Vorschriften sind sowohl das Produkt drastisch gesteigener Lasten als auch kontinuierlich veränderter normativer Nachweisformate. Letztgenannter Aspekt zur Weiterentwicklung der Modellvorstellungen des Bauteilwiderstands ist im Weiteren ausschließlicher Gegenstand der Betrachtungen. Die eigenen experimentellen Untersuchungen ergänzen die relevante Datenbasis realitätsnah skaliertem Schubversuche mit girlandenförmiger Vorspannung und schließen zudem im Hinblick auf die Variation des Längsbewehrungsgrades und damit implizierter Längsverzerrung der Querschnitte eine Lücke experimenteller Evidenz. Die bestehende Datenbasis zu Schubversuchen an Spannbetonträgern relevanter Abmessungen bedient sich im Gros eines sehr hohen Längsbewehrungsgrades, der ein Biegeversagen zu Gunsten des angestrebten Schubversagens ausschließen soll. Dieser Ansatz billigt damit aber möglicherweise implizite Effekte, die das Tragverhalten beeinflussen und so nicht auf wirtschaftlich bemessene Brückenquerschnitte übertragen werden können. Die Auswertung der Versuche und konsekutive Ableitung traglastbestimmender Zusammenhänge bilden die Grundlage für den Beitrag dieser Ar-

beit im Sinne eines besseren Verständnisses relevanter Tragmechanismen und kritischer Zustandsgrößen.

Kapitel 2 gliedert relevante Tragmechanismen zur Beschreibung der Schubtragfähigkeit. Die erläuterten Ansätze zur Beschreibung des Schubtragverhaltens spiegeln den Wissensstand der experimentellen Forschung. Etwaige Unstimmigkeiten im Zusammenspiel der Traganteile und ihre relative Bedeutung für die Bewertung der Schubtragfähigkeit vorgespannter Systeme werden ergänzend aufgegriffen. Die experimentellen Untersuchungen zur Schubtragfähigkeit von vorgespannten Balkenelementen unter Variation des Längsbewehrungsgrades finden sich in Kapitel 3. Es werden insgesamt neun Balkenelemente mit Hilfe der Substrukturtechnik geprüft, wobei Rechteck- und Plattenbalkenquerschnitte betrachtet werden. Zusätzlich wird in Form eines konventionell belasteten Balkensystems mit Plattenbalkenquerschnitt ein Referenzversuch unternommen, der die Randbedingungen der Substrukturtechnik validiert. Das Trag- und Bruchverhalten wird auf Basis umfangreicher Auswertungen der aufgezeichneten Messdaten beschrieben. Hierbei sind vor allem die intensiv genutzte digitale Bildkorrelation zur Erfassung der Risskinematik im Steg bzw. der Verzerrungen im Beton und die faseroptische Messtechnik zur kontinuierlichen Erfassung der Verzerrung entlang der Längsbewehrung und Spannglieder hervorzuheben.

Darüber hinaus wird auf Basis analytischer und numerischer Begleituntersuchungen in Abschnitt 4 das Phänomen "Compression Softening" vertieft aufbereitet. Die Untersuchungen zeigen die Bedeutung einer adäquat formulierten Entfestigung auf und erlauben letztendlich auch eine Formulierung vereinfachter Abhängigkeiten zur Beschreibung der Druckentfestigung des gerissenen Stegbetons in Abhängigkeit aufgezwungener Querdehnungen.

Kapitel 5 exzerpiert die gewonnenen Erkenntnisse aus experimentellen Untersuchungen und numerischen Vergleichsrechnungen und stellt entwickelte Modellvorstellungen zur Beschreibung des Schubtragverhaltens bzw. kritischer Grenzzustände maximaler Verzerrung vor. Die Modellvorstellung gliedert sich in die Betrachtung eines Schubfeldes, das entlang eines kritischen Druckspannungspfades in Scheibenelemente diskretisiert wird, und die Tragfähigkeit in umfassenden Querschnitten, die auf Basis additiver Traganteile bestimmt wird.

1.3 Abgrenzung

Die nachfolgenden Kapitel im Kontext der Schubtragfähigkeit von Spannbetonbrücken bei geringem Schubbewehrungsgrad beschäftigen sich mit einer vergleichsweise spezifischen Fragestellung im Zuge der Nachrechnung von Bestandsbrücken. Dementsprechend ist die Übertragbarkeit der Überlegungen eingeschränkt und nicht ohne weitere Untersuchungen auf artverwandte Sachverhalte gegeben. Entwickelte Modellvorstellungen stützen sich vorrangig auf die eigenen experimentellen Untersuchungen und beziehen sich damit auf die Belastungssituation im Umfeld des Innenauflegers von Mehrfeldsystemen. Die Ansätze bedingen normalfesten Beton. Die konstruktive Durchbildung ist durch eine Spanngliedlage im Steg und einen schwachen Schubbewehrungsgrad gekennzeichnet. Zyklische Belastungen oder Langzeiteffekte bilden keinen Gegenstand der Untersuchungen.

Der Kern der Betrachtungen liegt in der Bewertung des Spannungs- und Verzerrungszustandes im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Die begründete Modellvorstellung zur Kompatibilität der Verzerrungen im Schubfeld erlaubt zudem auch die Abbildung einer Entwicklung des Tragverhaltens in unmittelbarer Annäherung an den Grenzzustand der Tragfähigkeit.

2 Tragmechanismen und weiterführende Aspekte zur Beschreibung der Schubtragfähigkeit

2.1 Allgemeines

Die folgenden Erläuterungen greifen die wesentlichen Tragmechanismen zur Beschreibung des Schubtragverhaltens von Balkentragwerken aus Spannbeton auf. Die Beschreibung der Traganteile kann als makroskopisch isolierte Betrachtung der Effekte verstanden werden. Oftmals unterliegt ihre Ausprägung allerdings dem Belastungsgrad und der Interaktion mit anderen Anteilen in Abhängigkeit des Systems und seiner konstruktiven Durchbildung. Die Mechanismen sind als eigens formulierte Modellvorstellungen zur Beschreibung experimenteller Evidenz zu verstehen und können nicht immer eine allgemeingültige physikalische Basis bieten. Beispielhaft hierfür ist die differenzierte Beschreibung des Fachwerktragverhaltens in Abschnitt 2.2.

Dedizierte Erläuterungen zum Tragverhalten des ungerissenen Querschnitts entfallen, da die mechanischen Grundlagen hierzu den Inhalten in Abschnitt 2.3 im Kontext vorhandener Schubspannungen in der Biegedruckzone entsprechen. Auch eine ausführliche, isolierte Beschreibung der Materialeigenschaften von Beton, Baustahl und Spannstahl und deren Interaktion auf Basis verschiedener Verbundmechanismen wird nicht verfolgt. Eine gute Zusammenfassung der wesentlichen Zusammenhänge findet sich beispielsweise bei Hars [76]. Stattdessen werden in den folgenden Abschnitten relevante Charakteristika auf Materialebene in den Kontext behandelte Tragmechanismen eingepflegt. Die Auswahl der beschriebenen Traganteile kann damit als Grundlage zur Beschreibung einer “gerissenen” Schubtragfähigkeit nach Einsetzen erster Schubrissbildung verstanden werden. Eine Betrachtung auf ausschließlicher Basis elastischer Hauptspannungen, was in Teilbereichen oder allgemein bei stark vorgespannten Querschnitten möglich erscheint, entfällt damit im Rahmen dieser Abhandlungen.

Abschließend wird auf spezielle Fragestellungen und systemabhängige Versagensmechanismen eingegangen, die für das Schubtragverhalten maßgebend werden können.

2.2 Fachwerkanalogie

2.2.1 Phänomenologische Aspekte

Die Fachwerkanalogie, die ursprünglich lediglich zur qualitativen Beschreibung des Schubtragverhaltens von Stahlbetonbalken genutzt wurde [153], bildet heute die Basis zur Bemessung [51, 54] und Nachrechnung [23, 24] schubbewehrter Balken- und Plattentragwerke aus Stahl- und Spannbeton in Deutschland. Die Mörsche Fachwerkanalogie [132] kann als Basis aller weiterführend entstandenen Modifikationen aufgefasst werden. Die Schubtragfähigkeit wird durch vertikale Zugstreben der Bügelschenkel und Druckdiagonalen im Beton bereitgestellt und durch anliegende Gurtkräfte in ein Systemgleichgewicht überführt. Hier wird von einer 45°- Neigung der Betondruckstreben korrespondierend

2 Tragmechanismen und weiterführende Aspekte zur Beschreibung der Schubtragfähigkeit

zur Neigung der Hauptspannungstrajektorien in der neutralen Faser des Querschnitts vor initialer Schubrissbildung ausgegangen, ein zusätzlicher Betontraganteil findet keine Berücksichtigung. Die charakteristische Ausprägung von Stahlzug- und Betondruckstreben im gerissenen Steg, eingefasst von Druck- und Zuggurt des Querschnitts, ist allerdings neben geometrischen Randbedingungen (System, Spannweite und Querschnitt) insbesondere vom Schubbewehrungsgrad selbst abhängig. So können bei Balken mit Querkraftbewehrung, die in der Größenordnung des Mindestquerkraftbewehrungsgrades anzusiedeln ist oder sogar noch darunter liegt, die impliziten Annahmen zur Anwendung der Fachwerkanalogie bei gleichmäßiger, paralleler Schubrissbildung im Steg nicht unterstellt werden [130]. Zwar kann nach initialer Schubrissbildung die Last meist noch gesteigert werden, das Versagen wird aber oftmals weiterhin durch einzelne charakteristische Schubrisse bestimmt, die in ihrem Verlauf stärker an Bauteile ohne Querkraftbewehrung erinnern [194]. In diesem Kontext stellen sich auch Anforderungen an die konstruktive Durchbildung. So muss ein ausreichend geringer Bügelabstand gewährleistet werden, um eine kontinuierliche Abstützung des Druckspannungsfeldes sicherzustellen. Größere Bügelabstände dürften vor allem bei schwachem Querkraftbewehrungsgrad Einfluss auf das Tragverhalten haben [193]. Abbildung 2.1 zeigt, dass insbesondere bei schwachem Schubbewehrungsgrad die Mörsche Fachwerkanalogie keine zufriedenstellende Modellvorstellung darstellt. Nachdem bis in die 1960er Jahre die Bemessung noch auf Basis elastischer, schiefer Hauptzugspannungen basierte [47], bildeten bedeutsame experimentelle und theoretische Untersuchungen [119, 109] auf der Basis der Plastizitätstheorie [10] die Grundlage für eine Bemessung anhand erweiterter Fachwerkanalogien, deren Betondruckstreben einen Neigungswinkel θ flacher als 45° annehmen.

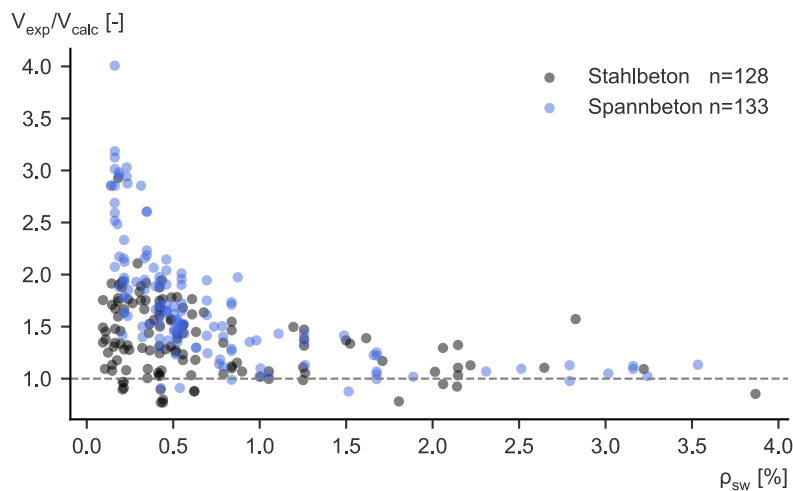


Abbildung 2.1 Approximation experimenteller Traglasten auf Basis eines reinen Fachwerkmodells; Darstellung von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen mit Querkraftbewehrung über ihren Schubbewehrungsgrad. Datengrundlage aus Görtz [74] adaptiert.

Vor diesem Hintergrund ergänzen und schärfen fortlaufende Forschungsbemühungen [74, 161, 86, 82, 102, 172, 72] das Verständnis zur mechanischen Beschreibung der Tragmechanismen bei schwachem Schubbewehrungsgrad, wie er auch in den Ausführungen dieser Arbeit eine zentrale Rolle spielt, seit Jahrzehnten sukzessive.

Im Folgenden wird die Fachwerkanalogie differenziert für die beiden wesentlichen Auffassungen zur Beschreibung selbiger aufbereitet. Dabei kommt dem Druckstrebenneigungswinkel

θ eine zentrale Bedeutung zu. Über diesen Winkel lassen sich alle Komponenten des Fachwerkmodells implizit steuern. Die Bestimmung des Druckstrebenneigungswinkels θ kann in Abhängigkeit übergeordneter Modellvorstellungen und angesetzter Materialbeziehungen für Stahl und Beton und weiterer Randbedingungen bestimmt werden. Nach Leonhardt [117] ist dieser auch vom Schubbewehrungsgrad bzw. Schubdeckungsgrad bezogen auf das klassische Fachwerkmodell unter 45° -Neigung abhängig. Eine Übersicht gestufter Ansätze auf Basis der Plastizitätstheorie findet sich bei Rupf [161]. Abbildung 2.2 zeigt beispielhaft eine divergierende Entwicklung der Neigungswinkel anhand der vergleichenden Gegenüberstellung des Hauptdruckspannungsverlaufs für elastische und nichtlineare Materialformulierungen. Die vorliegende numerische Betrachtung nimmt eine verschmierte Rissbildung an, weshalb der Verlauf des grundsätzlich flacher geneigten Druckspannungsfeldes homogen erscheint. Bei weiterer Laststeigerung und lokalisiert starker Elementverzerrung muss auch diese Vereinfachung aufgegeben werden.

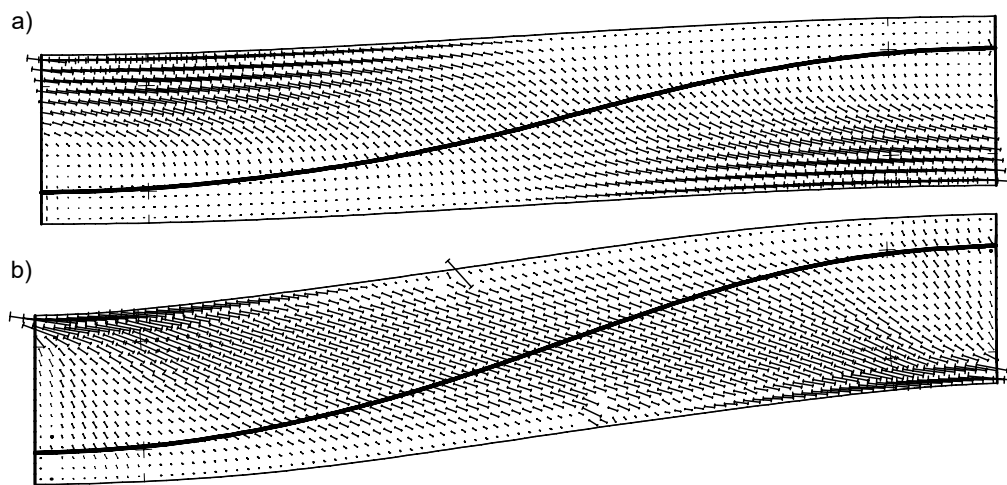


Abbildung 2.2 Vergleich der geneigten Hauptdruckspannungen $\sigma_{c,2}$ einer Schubspannweite unter gleichem Lastvektor beispielhaft anhand untersuchter Substruktur-Balkenelemente, vgl. Kapitel 3: a) linear-elastische Berechnung; b) materiell nichtlineare Berechnung

Eine allgemeine Form ohne Diskretisierung der Streben zeichnet die Spannungsfeldmethoden aus, die auch die Grundlage zur Ableitung der Stabwerkmodelle [168] für Diskontinuitätsbereiche bilden.

Fachwerkmodelle und Spannungsfelder bilden den unteren Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie ab. Der untere Grenzwertsatz ermittelt eine minimale statische Traglast, die unabhängig von den Verformungen im Bauteil ist. Das Fachwerkmodell geht zwar von einem gerissenen Druckspannungsfeld im Steg aus, es werden allerdings nicht die tatsächlichen lokalen, plastischen Verzerrungen berücksichtigt. Es besteht die Annahme gleichmäßig verteilter Spannungen über diskrete Risse hinweg.

Der obere kinematische Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie lässt sich durch zulässige Bruchmechanismen erfassen [182]. Für eine Erweiterung der Fachwerkanalogie steht im Kern die Frage, inwiefern eine Übertragung von Spannungsanteilen über diskrete Rissufer hinweg möglich ist. Dies setzt eine ausreichend geringe Rissbreite und tangential Rissuferverschiebungen voraus, sodass die Anteile der spannungs- und rissinduzierten Verzerrungsanteile nicht mehr gleichgerichtet erscheinen. Abschnitt 2.6 beschreibt die dafür notwendige Rissverzahnung, die für beschriebene Überlegungen die Grundlage bildet. Die Annahme, dass Risse sich nur rechtwinklig zur Bruchfläche öffnen, kann als Näherung verstanden werden, die aber nicht zwingend gewährleistet ist. Das bedeutet im Umkehrschluss

aber nicht, dass eine tangentialer Rissuferverschiebung, beispielsweise in Abhängigkeit eines Bruchmechanismus, relevante phänomenologische Prozesse zur Übertragung von Schubspannungen über Risse hinweg mobilisieren kann, wenn die Rissweite bereits ein kritisches Maß erreicht hat.

Eine Erweiterung der 45 °-Fachwerkanalogie um einen unscharfen Betontraganteil [105], der in gewisser Weise der Tragfähigkeit eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung entspricht und Anteile aus Druckzone, Rissreibung und Dübeltragwirkung zusammenfasst, wird in Kapitel 2.2.3 kurz aufgegriffen, im weiteren Verlauf der eigenen Untersuchungen allerdings nicht weiter verfolgt. Diese Vorgehensweise stützt sich auf Auswertungen zur Rissuferkinematik der eigenen experimentellen Untersuchungen, vgl. Abschnitt 3.6.9. Eine differenzierte Aufbereitung der Traganteile trägt zum mechanischen Verständnis bei und ermöglicht eine zielgerichtete Modellformulierung unter Berücksichtigung möglicher Abhängigkeiten und Interaktionen. Ein expliziter Betontraganteil, der zur Beschreibung des Schubtragverhaltens vorgespannter Tragwerke bei schwachem Schubbewehrungsgrad wesentlich erscheint [86, 72, 172], wird in Abschnitt 2.3 vertieft behandelt.

2.2.2 Parallele Hauptrichtungen der Spannung und Verzerrungsanteile

Eine gleichförmige Neigung der Spannungen und Verzerrungen in diskretisierten Druckstreben oder im Druckspannungsfeld kann unter der Prämisse identischer Druckstrebenneigung und Risswinkel angenommen werden. Für dieses Szenario gleichförmiger normaler Rissöffnung über die Schubspannweite hinweg spielt das Phänomen der Rissreibung keine Rolle, da eine tangentialer Rissuferverschiebung vernachlässigt werden kann. Der Druckstrebenwinkel θ kann in Grenzen, die die Duktilität des Bewehrungsstahls erfüllen, theoretisch frei gewählt werden. Im Sinne einer Plastizitätstheoretischen Betrachtung [28, 134] bei gleichzeitigem Versagen des Stegbetons und Fließen der Bügel ergibt sich die Druckfeldneigung θ unter Berücksichtigung der Dehngrenze der Schubbewehrung f_y , zugehörigem Schubbewehrungsgrad ρ_w und der effektiven Betondruckfestigkeit f_{ce} zu:

$$\tan \theta = \sqrt{\frac{f_y \cdot \rho_w}{f_{ce} - f_y \cdot \rho_w}} \quad (2.1)$$

Gleichung 2.1 prüft keine kinematische Verträglichkeit des Fachwerks unter berechnetem Druckstrebenneigungswinkel. Soll der Neigungswinkel auf Basis der Verträglichkeit der Verzerrungen bestimmt werden, folgt aus dem Mohrschen Verzerrungskreis:

$$\tan \theta = \sqrt{\frac{\varepsilon_{xm} - \varepsilon_{c2}}{\varepsilon_z - \varepsilon_{c2}}} \quad (2.2)$$

Gleichung 2.2 entspricht auch den Überlegungen zum Spannungs- und Verzerrungszustand der Schubzone anhand des Prinzips vom Minimum der Formänderungsarbeit [109]. Weitere Ansätze, den Druckstrebenneigungswinkel auf Basis des Verzerrungszustandes des Fachwerks zu ermitteln, finden sich beispielsweise bei [148], basierend auf [109, 12].

Etwas losgelöst von Druckfeldbetrachtung und koinzidenter Neigungswinkel der Spannungen und Verzerrungen im Steg $\theta_\sigma = \theta_\varepsilon$, in der Annahme spannungsfreier Risse aber übereinstimmend, liegt die Formulierung anhand eines mittleren Schubrisswinkels β_r . Diese Vorstellung reduziert den Querkrafttraganteil der Schubbewehrung auf die aktivierte Bügelbewehrung, die durch den kritischen Schubriss unter dem Winkel β_r gekreuzt wird. Unter der Annahme, dass die Rissbildung immer senkrecht zur Hauptzugspannung entsteht, kann die Rissneigung β_r auf Höhe des Schwerpunkts nach Gleichung 2.3 bestimmt werden.

$$\cot \beta_r = \sqrt{1 - \sigma_x / f_{ct}} \quad (2.3)$$

Im Sinne kongruenter Hauptrichtungen der Spannungen und Verzerrungen im Beton müssen sich gewählter Druckstrebenneigungswinkel θ und angesetzter Schubrisswinkel β_r nach Gleichung 2.4 zur Bestimmung der Schubtragfähigkeit entsprechen.

$$V_{sw} = \begin{cases} \rho_w \cdot f_{yw} \cdot \cot \theta \cdot z \cdot b_w & \text{Ansatz einer variablen Druckstrebenneigung} \\ \rho_w \cdot f_{yw} \cdot \cot \beta_r \cdot z \cdot b_w & \text{Ansatz eines mittleren Schubrisswinkels} \end{cases} \quad (2.4)$$

Bei Eingrenzung spezifischer Randbedingungen und Anforderungen an das System kann im Rahmen eines geschlossenen Nachweiskonzepts der Schubrisswinkel auch auf andere Weise bestimmt oder aus empirischer Evidenz heraus begründet festgelegt werden. So nutzt beispielsweise Huber [89] den vereinfachten Ansatz $\beta_r = 26.6^\circ$, was $\beta_r = \arctan(d/2d)$ entspricht. In Bezug auf Gleichung 2.3 müsste für einen Winkel $\beta_r = 26.6^\circ$ bei einer Zugfestigkeit $f_{ct} = 3.0 \text{ MPa}$ eine Drucknormalspannung von $\sigma_x = 9.0 \text{ MPa}$ auf Höhe des Schwerpunkts anliegen, was mit Blick auf übliche Vorspanngrade und eine ausgewogene Querschnittsgestaltung unrealistisch erscheint. Vielmehr kann davon ausgegangen werden, dass – nachdem die Bügel ihre Dehngrenze überschreiten – neue, flachere Risse entstehen. Dadurch werden weitere Bügel entlang neuer Rissbildung aktiviert und durch Mobilisierung weiterer Umlagerungsmechanismen erscheint die Querkrafttragfähigkeit noch nicht erschöpft. Dies setzt allerdings eine ausreichende Duktilität der Bewehrung voraus, vgl. Abschnitt 2.2.4. Grundsätzlich ist eine progressiv gewählte flache Neigung des Betondruckspannungsfeldes zur Aktivierung maximaler Bügelbewehrung kritisch zu bewerten, da entsprechend den aktuellen normativen Vorgaben bei der Bewertung von Bestandsbrücken [24] der Verzerrungszustand nach Gleichung 2.2 nicht explizit geprüft wird.

2.2.3 Divergierende Hauptrichtungen der spannungs- und rissbedingten Verzerrungsanteile

Unter der Annahme, dass über diskrete Rissflanken hinweg Spannungsanteile im Beton übertragen werden können, divergieren die spannungs- und rissbedingten Verzerrungsanteile. Die Betondruckspannung wird im Vergleich zum Riss flacher geneigt angenommen, vgl. Abbildung 2.3. Alternativ kann eine flachere Neigung der Druckstreben gegenüber den Rissen auch derart interpretiert werden, als dass die resultierende Druckkraft innerhalb einer geometrisch durch Risse begrenzten Druckstrebe diagonal verläuft und damit um das Maß des Rissabstands flacher geneigt erscheint. Eine Übersicht zu verschiedenen Ausprägungen der Modellvorstellung findet sich bei Görtz [74], wobei das Fachwerkmodell mit Rissreibung nach Reineck [147] wohl als Referenzstandard bezeichnet werden darf. Das Fachwerkmodell mit Rissneigung übernimmt die plastizitätstheoretischen Grundlagen der Fachwerkanalogie, berücksichtigt aber implizit einen verschmierten Betontraganteil – respektive Kräfte aus Rissverzahnung – in Form eines modifizierten, flacheren Druckstrebenneigungswinkels zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit der Schubbewehrung V_{sw} nach Gleichung 2.5.

$$V_{sw} = \rho_w \cdot f_{yw} \cdot \cot \theta \cdot z \cdot b_w \quad (2.5)$$

Die Neigung diagonalen Streben im Fachwerk verliert dadurch ihre unmittelbare, anschauliche Bedeutung. Die Gedanken zu einer Wahl kritisch flacher Druckstrebenneigungswinkel θ (vgl. Abschnitt 2.2.2) sind hier nicht in gleichem Maß anwendbar, da die flache Neigung mehr den Überlegungen der Modellvorstellung als der ursprünglichen Bedeutung folgt. Im Ansatz einer flacheren Druckstrebenneigung auf Basis angenommener Rissreibung zeigt sich allerdings eine Unschärfe: Die Plastizitätstheorie kennt keine Rissreibung. Ideal

2 Tragmechanismen und weiterführende Aspekte zur Beschreibung der Schubtragfähigkeit

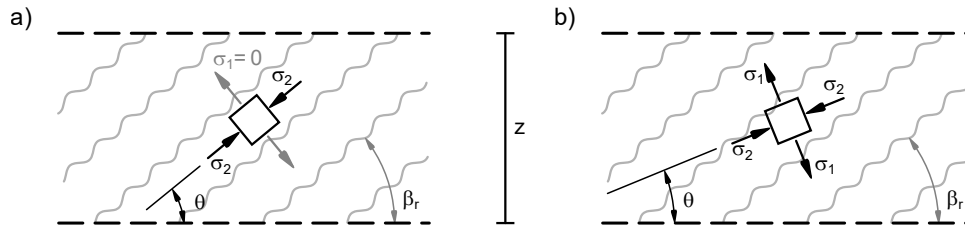


Abbildung 2.3 a) Druckfeld parallel zur Rissneigung, spannungsfreie Rissflanken b) Druckfeld flacher als Rissneigung infolge Rissverzahnung, Schubspannungen im Riss durch tangentielle Relativverschiebungen

starr plastisches Materialverhalten kann nur eine Aussage zum unteren Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie liefern. Eine Prüfung der Verträglichkeit oder Aussagen zum Verhalten unter Gebrauchslasten entfallen. Allerdings zeigt der Risspfad, insbesondere bei schwachem Schubbewehrungsgrad, mit sukzessivem Rissfortschritt eine veränderliche Neigung. Damit nutzt auch eine im Sinne der Plastizitätstheorie verträgliche, variable Druckstrebenneigung über die freie Rotation der Druckstrebe eine ausreichende Rissverzahnung aus. Alternativ muss davon ausgegangen werden, dass schwache Schubbewehrungsgrade die Anwendungsgrenzen der Plastizitätstheorie nicht erfüllen und der Traganteil V_{sw} abweichend formuliert werden muss. Die normativ zulässigen flachen Druckstrebenneigungswinkel stützen sich auf eine Datenbasis experimenteller Evidenz [149], die im Gros jedoch nicht die relevanten, charakteristischen Merkmale berücksichtigt, wie sie für die spezifischen Fragestellungen bei Bestandsbrücken notwendig erscheinen. So weisen die Versuchsträger keine realitätsnahe Querschnittsskalierung auf, sodass entsprechende Maßstabeffekte zu erwarten sind. Auch die konstruktive Durchbildung, speziell starke Längsbewehrungsgrade zu Gunsten eines angestrebten Schubversagens, wirkt mit Blick auf vorhandene Querschnittsverzerrungen im Bruchzustand nicht repräsentativ. Versuche mit girlandenförmigem Spanngliedverlauf fehlen ebenso.

Für beide Ansätze zur Formulierung eines Neigungswinkels θ bzw. β_r und die damit verbundene Annahme eines horizontalen Abschnitts entlang der Balkenachse, dessen enthaltene Schubbewehrung mobilisiert wird, gilt, dass eine möglichst mechanisch konsistente bzw. empirisch geeignete Basis gewählt werden sollte. Für vorliegende Fragestellungen zu Spannbetonbrücken bei geringem Schubbewehrungsgrad erscheint die Fragestellung grundsätzlich relativiert, nachdem die skizzierte Fachwerktragwirkung eine untergeordnete Rolle spielt im Vergleich zu einem additiven Betontraganteil, der sich allerdings in der Biegedruckzone begründet, vgl. Abschnitt 2.3.

2.2.4 Duktilität der Bewehrung

Die Duktilität der Bügelbewehrung wird bei der Fachwerktragwirkung nicht explizit geprüft, sondern implizit als ausreichend angenommen [133, 101]. Die Gültigkeit dieser Annahme bzw. eine undifferenzierte Auslegung ist allerdings mit Blick auf die Grundlagen der Plastizitätstheorie kritisch zu hinterfragen. Insbesondere die Vorstellung eines Fachwerkmodells mit vergleichsweise flacher Druckstrebenneigung θ scheint nicht mit der Duktilität der Schubbewehrung vereinbar. Dieser Gedanke lässt sich anschaulich anhand der Zusammenhänge am Mohrschen Verzerrungskreis belegen. Die Verzerrung der Schubbewehrung ε_z , die hier orthogonally zur Balkenachse angenommen wird, ergibt sich unter Annahme einer

maximalen Betonstauchung ε_{c2} und der mittleren Längsverzerrung des Querschnitts ε_{xm} , die vorrangig durch den Dehnungszustand des Zuggurts gesteuert wird.

$$\varepsilon_z = \varepsilon_{c2} + (\varepsilon_{xm} - \varepsilon_{c2} \cdot \cot^2 \theta) \quad (2.6)$$

Die Kurvenschar in Abbildung 2.4 variiert den Einfluss der mittleren Längsverzerrung. Eine Zugversteifung der Bewehrung wird nicht berücksichtigt. Trotzdem zeigt sich bereits hier, dass Druckfeldneigungen $\theta \leq 27^\circ$ rechnerisch zu einer plastischen Verzerrung der Bügel führen. Ein Bügelreißen erscheint möglich, auch wenn der untere statische Grenzwertsatz noch nicht verletzt ist. Letzterer enthält zudem unter plastizitätstheoretischem Hintergrund die Annahme, dass Beton und Schubbewehrung im Balkensteg gleichzeitig ihre Tragfähigkeit erreichen, sodass $\varepsilon_{c2} = -2.0\text{‰}$ gilt. Anhand manueller Messungen der Stegdeformationen auf Basis eines dreieckförmigen Messrasters konnte Rupf [161] zeigen, dass die Hauptdruckstauchung selbst bei vergleichsweise dünnen vorgespannten Stegen nicht unter $\varepsilon_{c2} = -1.0\text{‰}$ fällt und lediglich im Bereich der Spanngliedachse die allgemeine Annahme von $\varepsilon_{c2} = -2.0\text{‰}$ erreicht. Verknüpfte Einschränkungen und mögliche Adaptionen werden in der Literatur diskutiert [189, 229]. Bei Schubbewehrungsgraden $\rho_w \geq 2 \cdot \rho_{w,\min}$ erscheint eine ausgeprägte Bügeltragwirkung nach ausgeprägter Schubrissbildung im Steg möglich. Die Bügelquerschnitte erfahren zunächst elastische Spannungen und können die Rissufer weitgehend vernähen und begrenzen dabei die Rissbreite. Unter weiterer Laststeigerung kommt es zum Fließen der Bügel. Bei schwachem Schubbewehrungsgrad $\rho_w \leq \rho_{w,\min}$ sind die Stabdurchmesser klein ($\varnothing_s = 6\text{ mm}$), da aus konstruktiven Anforderungen ein minimaler Bügelabstand vorgegeben ist. Das Verhältnis von bezogener Rippenfläche und Stahlquerschnitt ist damit vergleichsweise hoch, sodass infolge der guten Verbundbedingungen nach initialer Schubrissbildung der Stahlquerschnitt ohne verstetigenden Schlupf senkrecht zum Riss direkt hohe Spannungen erfährt und der Bügel je nach Ausprägung der Kinematik direkt reißt, ohne vorher einen laststabilen Traganteil auszubilden.

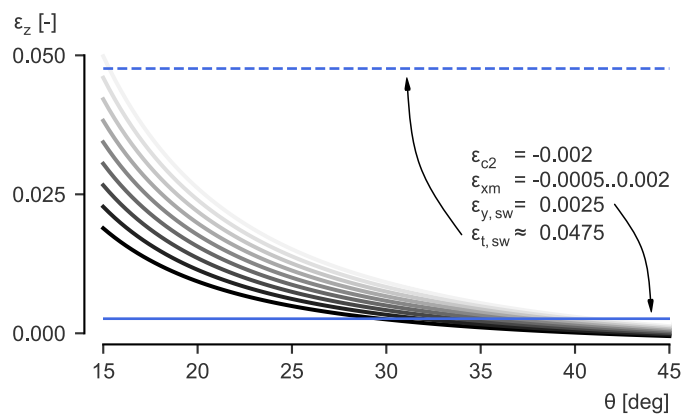


Abbildung 2.4 Verzerrung ε_z in Richtung der Schubbewehrung als Funktion der Druckfeldneigung θ und veränderlicher Längsverzerrung ε_{xm} [189]; die durchgezogene blaue Linie markiert die elastische Dehngrenze des nackten Bewehrungsstabes, die Strichlinie deutet das Ende möglicher plastischer Verzerrungen vor Einschnürung des Stabes bzw. Reißen und damit verbundenem Ausfall an

Dieses Bild deckt sich auch mit den eigenen experimentellen Beobachtungen, wonach die Ausbildung flacher Schubrisse ≤ 25 Grad die Schubtragfähigkeit der vorgespannten Balkenelemente noch nicht begrenzt, allerdings bereits vor Erreichen der Traglast einzelne Bügel

reißen, vgl. Abschnitt 3.6.1. Vor diesem Hintergrund sind flache Druckstrebenneigungswinkel ($\cot \theta \approx 3.0$) kritisch zu bewerten, wenn diese ohne Überprüfung der Duktilität im Zuge einer Nachrechnung angewandt werden. Es besteht damit die hypothetische Gefahr von frühzeitigem Reißen der Bügel, bevor sich eine angenommene bzw. rechnerisch erforderliche flache Druckstrebenneigung zur Bereitstellung eines ausreichenden Traganteils der Querkraftbewehrung einstellen kann. Neben der Abhängigkeit von ansetzbarem Neigungswinkel θ entlang der x-Achse zeigt die Kurvenschar den Einfluss der mittleren Längsverzerrung ε_{xm} auf die theoretische Bügelverzerrung ε_z . Nachdem die Zugzone aus Vorspannung nicht mehr überdrückt ist und unter weiterer Laststeigerung die Verzerrungen im Zuggurt weiter ansteigen, nimmt auch die Verzerrung ε_z progressiv zu, wenn die Kompatibilität der Verzerrungen nach Gleichung 2.6 gilt. Durch eine Begrenzung des zulässigen Druckstrebenneigungswinkels wird versucht, einer nicht-konservativen Nachweisführung vorzubeugen. Zwicky [228] stellt verfeinerte Methoden und differenzierte Auswertungen zur kritischen Druckstrebenneigung unter Berücksichtigung unterschiedlicher Duktilitätsklassen zur Verfügung. Neben der Schubbewehrung sind selbstredend auch Duktilitätsanforderungen an die Längsbewehrung zu stellen. Eine ausreichende Duktilität der Bewehrung ermöglicht das Rotationsvermögen des Querschnitts [174] und ist somit bezogen auf das Schubtragverhalten auch unerlässlich für innere Umlagerungsmechanismen.

2.2.5 Druckstrebenragfähigkeit

Zusammen mit den Gurten und vertikalen Zugstreben aus Bügelbewehrung komplettieren diskretisierte Druckstreben das innere Gleichgewicht des Fachwerkmodells. Die Druckstrebenragfähigkeit erreicht für einen Neigungswinkel $\theta = 45^\circ$ ihr Maximum und begrenzt damit den möglichen Querkraftwiderstand. Eine erhöhte Schubbewehrung über den mechanischen Schubbewehrungsgrad $\omega_w = 0.5$ hinaus, steigert die Tragfähigkeit nicht mehr. Diese Zusammenhänge lassen sich am Plastizitätskreis durch die Tangente an die Kreisgleichung

$$v_{Ed} = \omega_w - \omega_w^2 \quad (2.7)$$

anschaulich nachvollziehen. Bei starken Schubbewehrungsgraden ($\rho_w \geq 10 \cdot \rho_{w,min}$) kann ein feines Schubrissbild beobachtet und eine vollwertige Fachwerktragwirkung angenommen werden. Wird der Schubbewehrungsgrad ρ_w weiter gesteigert, kommt es schließlich zu einem Druckstrebenversagen ohne plastische Verzerrung der Bügel [118, 31]. Die Druckstrebenragfähigkeit eines schubbeanspruchten Steges ergibt sich bei lotrechter Anordnung der Bügel zu:

$$V_{r,c} = v \cdot \eta_{fc} \cdot f_c \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \cdot b_{w,nom} \cdot z \quad (2.8)$$

mit

v	Beiwert zur Berücksichtigung der Betonfestigung infolge Querzug
η_{fc}	Beiwert zur Berücksichtigung des spröden Bruchverhaltens in Abhängigkeit der nominellen Betondruckfestigkeit $\eta_{fc} = (30/f_c)^{1/3} \leq 1.0$ [134]
$b_{w,nom}$	Effektive Stegbreite unter Berücksichtigung vorhandener Spannglieder und deren Verpresszustand, siehe Abschnitt 2.7

Gleichung 2.8 bildet ein grundlegendes Konzept ab. Die Vorfaktoren werden je nach Bemessungsansatz und vorgesehener Stufe genutzter Vereinfachung definiert, zusammengefasst oder sogar durch einen konstanten, skalaren Wert in den unterschiedlichen Normen ersetzt. Vor dem Hintergrund vorliegender Fragestellungen zur Schubtragfähigkeit vorgespannter

Balkenelemente bei geringem Schubbewehrungsgrad ($\rho_w \approx \rho_{w,\min}$) und starker Gurtverzerrung infolge eines reduzierten Längsbewehrungsgrades, sind verschiedene Aspekte von gesteigertem Interesse, die im Zuge einer Nachrechnung bestehender Massivbrücken eine grundlegende Problematik erkennen lassen. Brücken mit sehr geringem Schubbewehrungsgrad sind theoretisch nur mit außerordentlich flacher Druckstrebenneigung θ nachweisbar. (Für diesen Gedanken sei ein dominanter Traganteil der Druckzone bei vorgespannten Systemen vernachlässigt.) Eine flache Druckstrebenneigung führt dabei allerdings aus Gleichgewichtsbetrachtungen folgend zu hohen diagonalen Druckspannungen, zeitgleich resultieren daraus große Hauptzugdehnungen bei konsistentem Anspruch an die Verträglichkeit der Verzerrungen, vgl. Gleichung 2.9.

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{xm} + (\varepsilon_{xm} - \varepsilon_{c2}) \cdot \cot^2 \theta \quad (2.9)$$

Nach allgemeiner Vorstellung geht mit großer Verzerrung ε_1 aber wiederum eine stark reduzierte Betondruckfestigkeit einher, sodass dann der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit nicht durch den Schubbewehrungsgrad, sondern durch die entfestigte Betondruckstrebe limitiert wird. Zusätzlich gehen große Querdehnungen mit großen Rissbreiten einher. Insbesondere bei schwachem Schubbewehrungsgrad, der nur eine geringfügige rissvernähende Wirkung bereitstellt, kann dies kritisch werden, sodass die begrenzte Duktilität des Stahls in Verbindung mit dem generell guten Verbundverhalten dank überdurchschnittlicher bezogener Rippenfläche bei kleinen Stabdurchmessern dazu führt, dass bei geringem Druckstrebenwinkel θ ein Bügelreißen den Querkraftwiderstand begrenzt.

Neben zusätzlichen Effekten aus einer Spanngliedpräsenz im Steg, vgl. Abschnitt 2.7, nimmt somit in erster Linie die Entfestigung des Druckspannungsfeldes infolge Querzug im Beton und der durch die Bewehrung aufgezwungenen Verzerrungen erheblichen Einfluss auf die Druckstrebentragfähigkeit im Fachwerkmodell. Der Bestand zu experimentellen Untersuchungen der effektiven Betondruckfestigkeit unter Querzug ist vergleichsweise umfangreich. Eine gute Übersicht zu durchgeführten Bemühungen findet sich in [167, 104, 57, 20, 139]. Weiterführende theoretische Überlegungen können ebenso der Literatur entnommen werden [137, 77]. Für die Betrachtung der Entfestigung infolge Querzug werden meist Betonscheiben unter Druck-Zugbelastung, teilweise auch mit Schubspannungen in der Ebene kombiniert, belastet. Eine umfassende Literaturrecherche zu experimentellen Untersuchungen auf diesem Gebiet findet sich bei Roos [155]. Die Auswahl geeigneter Versuche zur Bewertung der phänomenologischen Zusammenhänge und bei validen Randbedingungen für eine Übertragbarkeit der Ergebnisse schränkt den verfügbaren Datenbestand allerdings stark ein. Zunächst sind ausschließlich Versuche zu verwenden, deren Versagen als klares Betondruckversagen dokumentiert wurde. Versuche, deren Versagen durch Fließen einer Bewehrungsrichtung oder sonstigen Versagensformen (bspw. den Randbedingungen des Elements geschuldet) begleitet wird, werden in Abbildung 2.5 nicht ausgeschlossen.

Auch werden die Scheibenversuche, die von Vecchio und Collins [202, 43] an der Universität Toronto durchgeführt wurden, hier zunächst nicht berücksichtigt, da hier mit glattem Bewehrungsstahl in geschweißten Matten bewehrt wurde. Genutzte Daten zu betrachteten Versuchen und Hinweise zur Ermittlung mittlerer Spannungen und Verzerrungen finden sich im Anhang A.5.

Abbildung 2.5 zeigt validierte Scheibenversuche bei dokumentiertem Betondruckversagen und ausgewählte Ansätze, die versuchen die Zusammenhänge in eine Gleichung zu überführen. Tabelle 2.1 listet untersuchte Ansätze und führt vergleichend das statistische Maß des Root-Mean-Square-Error (RMSE) (dt.: Wurzel der mittleren Fehlerquadratsumme). Der Ansatz nach Vecchio und Collins [43] zeigt hier die geringste Abweichung zwischen Modellprognose und experimentellen Daten, obwohl die zugehörigen Versuche der Herleitung, wie erwähnt, hier vernachlässigt werden.

2 Tragmechanismen und weiterführende Aspekte zur Beschreibung der Schubtragfähigkeit

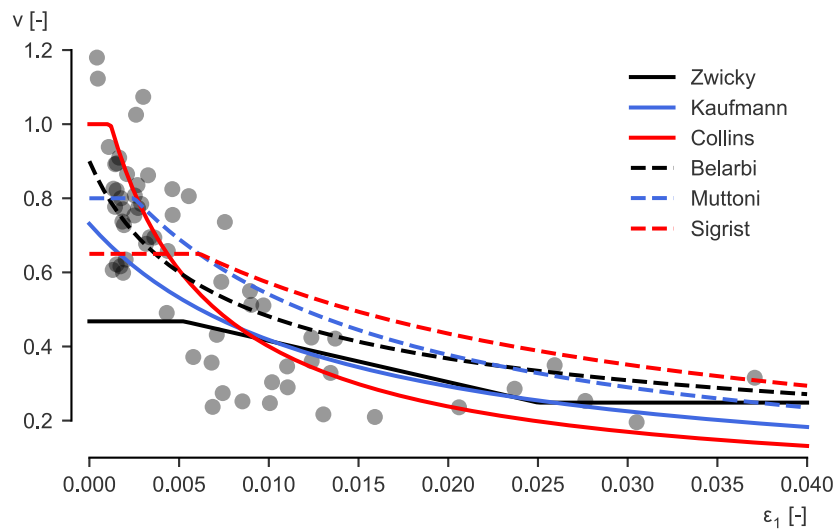


Abbildung 2.5 Datenpunkte zu experimentellen Untersuchungen an Scheibenelementen unter biaxialer Beanspruchung und teilweiser Kombination mit Schub bei dokumentiertem Betonversagen ohne Fließen der Bewehrung [20, 57, 104, 167, 200]; Kurvenschar zu ausgewählten Fit-Ansätzen, vgl. Tabelle 2.1, Referenzdruckfestigkeit $f_c = 40$ MPa

Tabelle 2.1 Ansätze zur Beschreibung der Betonentfestigung unter Querzug

Autor	f_{ce}		RMSE
Zwicky [230]	$(1.8 - 38 \cdot \varepsilon_1) \cdot f_c^{2/3}$	$0.85 \cdot f_c^{2/3} \leq f_{ce} \leq 1.6 \cdot f_c^{2/3}$	0.282
Kaufmann [101]	$(0.4 + 30 \cdot \varepsilon_1)^{-1} \cdot f_c^{2/3}$		0.186
Collins [43]	$(0.8 + 170 \cdot \varepsilon_1)^{-1} \cdot f_c$	≤ 1.0	0.153
Belarbi [20]	$\left(\sqrt{1.0 + 250 \cdot \varepsilon_1}\right)^{-1} \cdot 0.9 \cdot f_c$		0.155
Muttoni [133]	$(1.05 + 80 \cdot \varepsilon_1)^{-1} \cdot f_c$	≤ 0.8	0.168
Sigrist [174]	$(1.20 + 55 \cdot \varepsilon_1)^{-1} \cdot f_c$	≤ 0.65	0.211

Diese experimentelle Basis und abstrahierte Beziehungen dienen der Abschätzung einer möglichen Betonentfestigung im Steg und bestimmen die Druckstreben­tragfähigkeit. Die Versuche weisen allerdings auch einige Schwachstellen aus, sodass eine Übertragbarkeit auf Massivbrücken im Bestand nicht ohne Weiteres anzunehmen ist. Im Einzelnen:

- Viele Panelversuche wurden ohne eine Änderung der Hauptdehnungsrichtungen über die Belastungsdauer getestet, weil aufgebrachte Spannungen und eingelegte Bewehrung derart aufeinander abgestimmt waren; eine Veränderung der Neigungswinkel im Steg eines schubbeanspruchten Trägers ist allerdings zu erwarten.
- Die Reduktionsfaktoren beruhen auf rechnerischen Annahmen. So lassen sich die Verzerrungen über eine Elementgröße verschmiert auswerten oder entlang der Rissflanken als Extrema exzerpieren.
- Aufgebrachte Spannungszustände bilden mitunter nicht die möglichen Umlagerungsvorgänge innerhalb eines echten gerissenen Balkensteges ab. Auch eine systemabhängige, globale Risskinematik kann sich bei Scheibenversuchen nicht einstellen.

- Möglicherweise kann die effektive Betondruckfestigkeit neben oder sogar anstatt einer verschmierten Hauptzugdehnung ε_1 auch durch diskrete Rissbreiten und -abstände beeinflusst und beschrieben werden [169, 104, 59].

Die Bedeutung der Druckentfestigung bei schwachem Schubbewehrungsgrad ist damit ambivalent. Flache Druckstrebenneigungswinkel und aufgezwungener Querszug lassen die Zusammenhänge relevant erscheinen, allerdings dürfte bei derart schwachem Schubbewehrungsgrad Bügelreißen vorher maßgebend werden. Zudem kann für vorliegende Fragestellungen ohne orthogonales Bewehrungsraster im Steg und schwacher vertikaler Schubbewehrung das Druckstrebenversagen im eigentlichen Sinn nicht traglastbestimmend werden. Die Druckstreben können jedoch infolge kritischer Rissufergleitungen versagen [156]. Für dieses Szenario gibt es aber keine valide Datenbasis in der Literatur.

Ausgewählte Fragestellungen zur Bedeutung der Druckentfestigung des gerissenen Stegbetons infolge aufgezwungener Querdehnung (Compression Softening) werden anhand der eigenen experimentellen Untersuchungen in Abschnitt 4.3 vertieft betrachtet.

2.3 Druckzone

Die Bedeutung eines Querkraftwiderstands in der Biegedruckzone wird bereits von Leonhardt mit der "erweiterten Fachwerkanalogie" postuliert: Eine verminderte Schubdeckung erscheint durch die veränderliche Neigung des Druckgurts möglich, wobei diese vorrangig durch das Verhältnis von Gurt- zu Stegbreite und den Schubdeckungsgrad selbst (klassische Fachwerkanalogie nach Mörsch) beeinflusst wird [116, 117]. Ein Traganteil der Druckzone ist bei vielen Forschungsarbeiten evident [40, 86, 170, 72], in der Breite der Arbeiten aber sehr unterschiedlich gewichtet. Neben modellspezifischen Fragen zur Betrachtungsebene (Druckbogenverlauf auf Basis resultierender Biegedruckkräfte am System oder Schubspannungen in der Druckzone kritischer Querschnitte), wird auch der Verlauf der Schubspannungen für letztgenannte Vorgehensweise in der Literatur unterschiedlich angenommen. Verschiedene Ansätze finden sich bei Walther [212]. Dieser Umstand ist neben der angenommenen Verteilung der Längsspannungen im Beton auch davon abhängig, ob ein Traganteil der Rissprozesszone an die Druckzone anschließend angenommen wird [226]. Dieser Traganteil kann allerdings dem Spektrum der Maßstabeffekte zugeordnet werden, sodass er für skalierte Querschnitte keine Relevanz besitzt. Im Folgenden wird der Querkraftwiderstand der Betondruckzone als Integral der Schubspannungen über die Druckzonenhöhe interpretiert.

$$V_{cz} = \int_0^c \tau_{xz} dA_{cz} \quad (2.10)$$

Die Fläche A_{cz} ist als Teil der Biegedruckzone zu verstehen, muss gegenüber dieser allerdings entsprechend einer mitwirkenden Breite auf Schub bei profiliertem Druckgurt im Vergleich zur mitwirkenden Breite für Biegung ggf. reduziert angenommen werden.

Die wesentlichen Einflussgrößen auf die Tragfähigkeit der Betondruckzone ergeben sich damit zu:

- Druckzonenhöhe aus Biegung mit Längskraft, abhängig von Belastung, Querschnittsform, Betondruckfestigkeit, Längsbewehrungsgrad und Vorspannung
- Angenommener Verlauf der Schubspannungen in der Druckzone
- Bruchhypothese, vgl. Abschnitt 2.3.1

- Mitwirkende Breite auf Schub, vgl. Abschnitt 2.3.2
- Biege- und Schubschlankheit, vgl. Abschnitt 2.3.3

Infolge der vorhandenen Schubverzerrung ist die Annahme ebener Querschnitte streng genommen nicht mehr gültig. Walther [210] versucht vor diesem Hintergrund unter Berücksichtigung des Verbundverhaltens die Nulllinienlage unter Biegung und Schub durch Verträglichkeit der Verformungen zu bestimmen. In Kapitel 5.3.3 werden eigene Überlegungen vor diesem Hintergrund angestellt, um den Längsspannungszustand in der Druckzone adäquat zu modifizieren, sodass die maximale Schubbruchspannung entsprechend gewählter Bruchhypothese die Tragfähigkeit nicht überschätzt.

2.3.1 Biaxialer Spannungszustand

Normalspannungen σ_x aus Hauptbiegung und Vorspannung bilden zusammen mit Schubspannungen τ_{xz} infolge Querkraft einen biaxialen Spannungszustand in der Druckzone des Querschnitts. Spannungen in Querrichtung, wie sie sich aus einer Quervorspannung günstig wirkend ergeben, werden vernachlässigt, zumal sich die Berücksichtigung dieser Effekte auch auf keine weitere experimentelle Basis stützen lässt. Erste wesentliche Untersuchungen hierzu finden sich bei Kupfer [110], darauf aufbauend folgen viele weitere Untersuchungen [185]. Die Beschreibung des Betons unter biaxialen Spannungszustand von Kupfer kann unter Vernachlässigung einer vertikalen Vorspannung in eine Darstellung der Schub-Druckfestigkeit überführt werden.

Eine allgemeine und eine vereinfachte Formulierung des Mohrschen Bruchkriteriums, in ähnlicher Form auch von Walther [212] aufbereitet, werden im Folgenden kurz vorgestellt. Für beide Ansätze werden vertikale Spannungen in Bereichen der Lasteinleitung vernachlässigt. Die einhüllende Bruchkurve wird durch einen parabolischen (p) und einen elliptischen (e) Ansatz abschnittsweise beschrieben. Die Grenzspannung im Übergang der beiden Kurven wird im Folgenden mit $\sigma_{x,pe}$ deklariert. Anhand der beiden Parameter k und A (nachfolgend erläutert) kann die relative Ausnutzung der Druckfestigkeit am Übergang der beiden Kurven bestimmt werden.

$$\frac{\sigma_{x,pe}}{f_c} = A - 2 \cdot k \quad (2.11)$$

mit

$$\begin{aligned} k &= |f_{ct}/f_c| \\ A &= 1 + 2 \cdot k - 2 \cdot \sqrt{(k+1) \cdot k} \end{aligned}$$

Der parabolische Abschnitt, dessen tangentielle Spannungskreise durch die Schubzugfestigkeit limitiert werden, kann durch Gleichung 2.12 ausgedrückt werden.

$$(k \cdot f_c)^2 + \sigma_x \cdot k \cdot f_c - \tau_{xz}^2 = 0 \quad (2.12)$$

Nach Umformung und Vereinfachung des Ausdrucks kann die zulässige Schubspannung bestimmt werden.

$$\tau_{xz} = \sqrt{f_c \cdot (k^2 \cdot f_c + k \cdot \sigma_x)} \quad (2.13)$$

Der anschließende elliptische Abschnitt bildet über einen Übergangsbereich hin die Schubdruckfestigkeit unter Normal- und Schubspannungen in der Druckzone ab.

$$\sigma_x^2 - 2A \cdot \sigma_x + 4 \cdot \tau_{xz}^2 + A^2 \cdot f_c^2 - 4A \cdot k \cdot f_c^2 = 0 \quad (2.14)$$

Nach Umformung und Vereinfachung des Ausdrucks kann die zulässige Schubspannung bestimmt werden.

$$\tau_{xz} = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{(f_c - \sigma_x) \cdot (4 \cdot f_c \cdot \sqrt{k+1} \cdot \sqrt{k} - 4k \cdot f_c - f_c + \sigma_x)} \quad (2.15)$$

Walther [212] nutzt weiterhin eine vereinfachte Annahme zum Verhältniswert k und legt diesen zu $k = f_{ct}/f_c = 1/8$ auf der Basis umfangreicher experimenteller Untersuchungen [157] fest. Die Ausnutzung der Betondruckspannung nimmt damit den Wert

$$\frac{\sigma_{x,pc}}{f_c} = 0.25 \quad (2.16)$$

an. Damit kann Gleichung 2.12 überführt werden in:

$$\left(\frac{8 \cdot \tau_{xz}}{f_c}\right)^2 - \left(\frac{8 \cdot \sigma_x}{f_c}\right) - 1 = 0 \quad (2.17)$$

Nach weiterer Vereinfachung und Umformung ergibt sich die zulässige Schubspannung zu:

$$\tau_{xz} = \frac{1}{8} \cdot \sqrt{f_c \cdot (f_c + 8 \cdot \sigma_x)} \quad (2.18)$$

Analog dazu kann Gleichung 2.14 formuliert werden zu:

$$\left(\frac{\sigma_x}{f_c}\right)^2 - \frac{\sigma_x}{f_c} + \left(\frac{2 \cdot \tau_{xz}}{f_c}\right)^2 = 0 \quad (2.19)$$

Der vereinfachte Ausdruck bei isolierter Schubspannung lautet:

$$\tau_{xz} = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\sigma_x \cdot (f_c - \sigma_x)} \quad (2.20)$$

Das allgemeine und das vereinfachte Bruchkriterium werden anhand der zugehörigen Gleichungspaare in Abbildung 2.6 gegenübergestellt. Es zeigt sich, dass die getroffene Vereinfachung $k = f_{ct}/f_c = 1/8$ die Zugfestigkeit im Vergleich zu einem beispielhaften Normbeton C40/50 tendenziell überschätzt und eine zu progressive Annahme zulässiger Schubspannungen in der Druckzone getroffen wird. Weitere experimentelle Untersuchungen zum einhüllenden Grenzzustand bewehrter Betonscheibenelemente im ebenen Spannungszustand finden sich in der Literatur [199, 104], ebenso zeigen aktuelle Untersuchungen die Trag- und Verformungsmechanismen für den ebenen Spannungszustand unter Berücksichtigung der Einflüsse aus Querbiegung auf [98]. Darüber hinaus sind auch Umschnürungseffekte durch die Bügelbewehrung möglich, sodass die Entwicklung der Verzerrungen quer zur Beanspruchung gehemmt wird. Die Bruchstauchung des umschlossenen Betons kann damit stark gesteigert werden [175]. Die Betondeckung hingegen ist nicht verformungsbehindert, weshalb es hier zu Abplatzungen kommen kann, die wiederum die Querschnittstragfähigkeit reduzieren. Dieser Aspekt nimmt für die vorliegende Fragestellung aber keine bedeutsame Rolle ein, weshalb auf eine rechnerische Berücksichtigung verzichtet wird.

2.3.2 Mitwirkende Breite auf Schub

Allgemein gesprochen erhöht ein Druckflansch die Querkrafttragfähigkeit im Vergleich zu einem ansonsten gleichwertigen Rechteckquerschnitt. Gegenstand dieser Betrachtung sind nur Schubspannungen in einer profilierten Betondruckzone (bspw. der Flansch eines Versuchsträgers oder die Fahrbahnplatte/ Bodenplatte eines Brückenquerschnitts). Abstrahierte

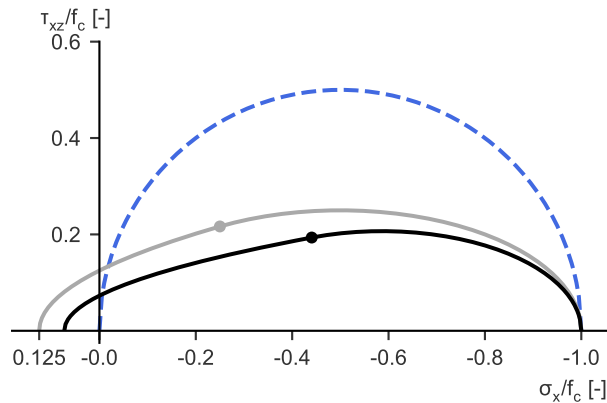


Abbildung 2.6 Mohrsches Bruchkriterium: vereinfachte und allgemeine Formulierung; vereinfachtes Bruchkriterium (Gleichungen 2.18 und 2.20) unter der Annahme $k = f_{ct}/f_c = 1/8$ grau dargestellt; allgemeines Bruchkriterium (Gleichungen 2.13 und 2.15) schwarz dargestellt; der Marker grenzt die parabolische und elliptische Kurve jeweils ab; vergleichend zu den Bruchkriterien ist ein ideeller Mohrscher Spannungskreis ohne Berücksichtigung der Zugfestigkeit dargestellt

Vorstellungen einer effektiven Breite, die über die gesamte statische Nutzhöhe verschmiert werden, werden nicht behandelt, weil kein mechanischer Hintergrund unterstellt werden kann. Auch verwandte Untersuchungen zur mitwirkenden Breite an Fahrbahnplatten unter Einzellasten [151, 112] liegen hier nicht im Kern der Betrachtung.

Ein Druckflansch hat Einfluss auf die Schubrissbildung im Steg und damit einhergehend auch auf aktivierte Mechanismen, die am Querkraftabtrag beteiligt sind.

Der kritische Schubriss eines Systems mit Plattenbalkenquerschnitt pflanzt sich entweder entlang der Gurtkante fort oder dringt in selbigen ein, sodass die Druckzone schlagartig zerstört wird. Wenn sich der kritische Schubriss an der Unterkante fortpflanzt, kommt es zu einer stärkeren Rotation des Gurtes, was mit einer erheblichen Biegung im Druckgurt verbunden ist [159]. Ein profilierter Druckgurt kann damit als geometrische Diskontinuität für den Spannungsfluss im System verstanden werden. Die Ausbreitung der Normalkraft im Gurt (die mitwirkende Breite für Biegung ist von den Spannweitenverhältnissen des Systems abhängig) stellt für gängige Beschreibungen der effektiv mitwirkenden Breite für Schub, die nur von der Querschnittsgeometrie abhängig erscheint, keine Einschränkung dar. Nachfolgend genannte Beziehungen bleiben immer hinter der mitwirkenden Breite für Biegung zurück und werden – bezogen auf Auswertungen an Versuchsträgern – immer durch die geometrisch vorhandene Gurtbreite begrenzt. Die Ansätze gehen von einem idealisierten, rechteckigen Schubspannungsblock in der Druckzone aus und nehmen damit implizit an, dass die neutrale Faser im Gurt liegt. Im Einzelnen:

- Görtz [74]: FE-Studien zu Einflussparametern auf Schubspannungen in profilierter Betondruckzone; Nichtlineares Materialverhalten ohne wesentlichen Einfluss auf die Schubspannungsverteilung in Querrichtung. Die Flanschhöhe wird als dominante Einflussgröße identifiziert; für einen symmetrischen Querschnitt gilt:

$$b_{v,eff} = b_w + 0.6 \cdot h_f \leq b_f \quad (2.21)$$

- Cladera [39]:

$$b_{v,eff} = b_w + 2.0 \cdot h_f \leq b_f \quad (2.22)$$

- Huber [86, 89]: empirische Gleichung auf Basis eigener Versuche

$$b_{v,\text{eff}} = b_w + 2.5 \cdot h_f \leq b_f \quad (2.23)$$

- Ayensa [8]: numerische Untersuchungen zu wesentlichen Einflussfaktoren auf Basis der Gurtgeometrie und des Längsbewehrungsgrades

Weitere Ansätze gehen von einer Druckzonenhöhe aus, die in den Steg hineinragt. Hier wird die effektive Schubfläche vom Steg in den Gurt unter verschiedenen Winkeln ausstrahlend angenommen [223, 195]. Im Segmentbrückenbau ist die Gurtausdehnung der mitwirkenden Schubfläche auch von gesamter Querschnittshöhe abhängig, damit wird der Wert anhand des Querschnitts hyperbolisch skaliert [181].

Die Ermittlung einer effektiven Querschnittsbreite mit einem im Mittel konstanten Schubfluss ist auch vom Referenzquerschnitt abhängig. So gleichen sich die Schubspannungen im profilierten Gurt für einen gerissenen Plattenbalkenquerschnitt im Vergleich zu einem linear elastischen Vollquerschnitt zusehends an, bis schließlich eine gleichförmige Verteilung erreicht wird, wenn die Druckzonenhöhe vollständig im Gurt liegt, vgl. Abbildung 2.7.

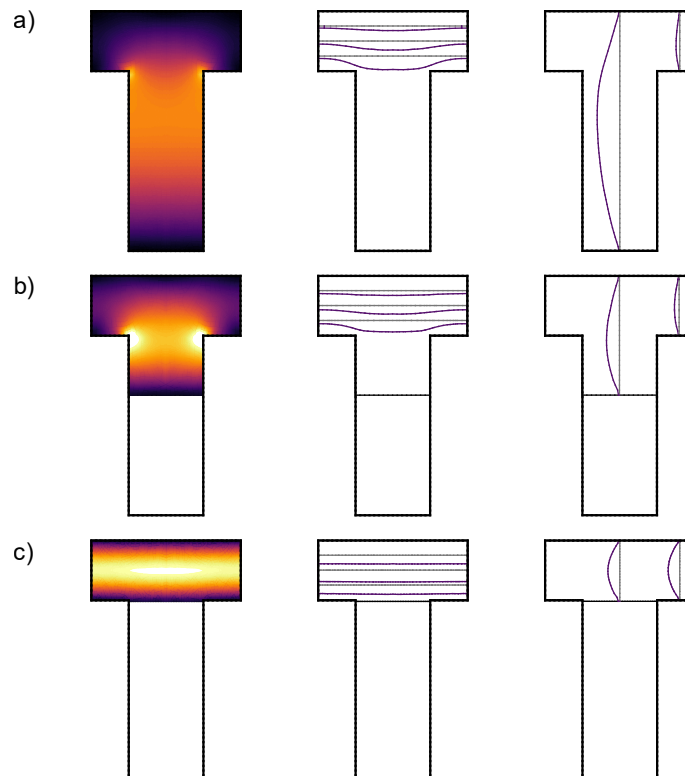


Abbildung 2.7 Querschnitt unter Einheitsschubspannung τ_{xz} und abnehmender Druckzonenhöhe a)-c); Schubspannungsverteilung senkrecht zu horizontalen Schnitten im Gurt und Schubspannungsverteilung in Schnittrichtung über die Querschnitts- bzw. Gurthöhe unter der Annahme, dass Schubspannungen komplett in der Druckzone übertragen werden.

2.3.3 Schubschlankheit

Das Querkrafttragverhalten einer Schubspannweite differiert unter verschiedenen Momenten/ Querkraft-Kombinationen. Auf Querschnittsebene beeinflusst die Längsverzerrung

der Querschnittsfasern globale Lastpfade unter Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens, auf Systemebene ist die Übertragung vertikaler Lasten in Abhängigkeit der Schubschlankheit zu sehen.

Die Schubschlankheit eines Systems entscheidet über dominierende Widerstandsmechanismen zur Lastabtragung und bildet so die Grenze zwischen stetigem Spannungsfluss homogener Bereiche einer Betrachtung am Balken und klassischen Diskontinuitätsbereichen bei geringer Schubschlankheit, deren Lastabtrag durch ein Sprengwerk oder einen direkten Druckbogen mit Zugband gekennzeichnet ist. Mit zunehmender Schlankheit und einhergehender Biege- und Biegeschubrissbildung, die den Pfad direkter Druckstreben kreuzen, verliert dieser Mechanismus progressiv fallend an Bedeutung. Die Querkraft muss durch weitere Mechanismen echter Balkentragwirkung abgetragen werden und die Biegetragfähigkeit einer Querschnittsbetrachtung wird bei ausreichender Schubdeckung wieder maßgebend. Die experimentellen Untersuchungen von Kani [97] wie auch von Leonhardt und Walther [119] bilden die Grundlage für das Wissen um eine tragfähigkeitsbestimmende Interaktion von Moment und Querkraft bei vergleichsweise gedrungenen Schubfeldern. Die Schubschlankheit kennzeichnet damit den Übergang zwischen einer möglichen Modellbildung des Tragverhaltens mit Stabwerkmodellen [168] und einer reinen Querschnittsbetrachtung bei ausreichender Systemschlankheit [42]. Zunächst an Einfeldsystemen unter Einzellasten untersucht, definiert sich die Schubschlankheit λ zu:

$$\lambda = a_v/d \quad (2.24)$$

Unter allgemeiner Belastung und Systemkonfiguration ergibt sich:

$$\lambda = \frac{M}{V \cdot d} \quad (2.25)$$

Das kritische Minimum der Schubschlankheit λ entsprechend dem Schubtal nach Kani [97] wird oftmals entsprechend der originären Untersuchungen im Bereich $2.0 \leq \lambda \leq 2.5$ verortet. Diese Eingrenzung erscheint aber ob seiner Einflussfaktoren zu pauschal und oftmals inkorrekt. Wesentliche Merkmale, die das Maß kritischer Schubschlankheit und damit verbunden beteiligte Tragmechanismen steuern, sind im Folgenden kurz erläutert.

- **Querschnittsform**
Das Schubtal weist für Rechteck- und Plattenbalkenquerschnitte einen unterschiedlichen Tiefpunkt aus [73]. Eine veränderte Risskinematik und die charakteristische Flanschbiegung erlauben auch eine Druckbogenwirkung für Schubschlankheiten, die bei Rechteckquerschnitten nicht möglich erscheint.
- **Konstruktive Durchbildung**
Eine ausreichende Verankerung der Zugbänder oder anderweitige horizontale Bettung des Endquerschnitts ist essentiell für die Ausbildung eines Sprengwerks oder eines Druckbogens. Dabei kann die kontinuierliche Verbundbedingung der Längsbewehrung auch gegenteiligen Einfluss haben. So begünstigt eine geringe bezogene Rippenfläche bzw. Glattstahl die Druckbogenbildung [183].
- **Längsvorspannung**
Eine zusätzliche Längsvorspannung vergrößert die ungerissenen Tragwerksbereiche im Bereich der Endauflager, wodurch eine direkte Lastabtragung auch bei größerer Schlankheit ermöglicht wird. In Abhängigkeit der Lage der Ankerstellen ist auch ein additives Sprengwerk möglich, wobei sich die Druckstreben auf das Spannglied stützen. Der Einfluss der Vorspannung erscheint insbesondere vor der Zielsetzung

der Untersuchung schubkritischer, vorgespannter Tragwerke relevant. Vor diesem Hintergrund bestehen auch Formulierungen zur Abschätzung der Schubslankheit auf Basis des Dekompressionsmomentes [117, 79].

- Lastbild

Versuchsträger unter Gleichlast zeigen im Vergleich zu identischen Probekörpern unter Einzellast ein günstigeres Schubtragverhalten [193]. Bei gleicher Gesamtlast im System resultiert unter Gleichlast ein deutlich geringeres Stützmoment, vgl. Abbildung 2.8. Daraus folgt neben einer vermiedenen Diskontinuität aus singulärer Lasteinleitung im Feld ein kontinuierlicher Druckbogenverlauf, der zusätzlich über dem Mittellager einen günstig wirkenden, mehraxialen Spannungszustand evoziert. Dieser Umstand erscheint aber vorrangig für die Interpretation experimenteller Untersuchungen von größerer Bedeutung und bedingt die Konzeption einer ausreichenden Biegeschlankheit in Abhängigkeit geprüfter Lastverhältnisse. Im Hinblick auf Brückenbauwerke kann von einer vorrangig gleichmäßigen Belastung in Längsrichtung ausgegangen werden.

In Deutschland wird nach aktuellem normativem Stand die Schubslankheit nicht explizit gewichtet und als Term bei der Bestimmung der Schubtragfähigkeit eingeführt. Einzig eine Reduktion der Bemessungsquerkraft infolge auflagnaher Einzellasten trägt den erläuterten Zusammenhängen Rechnung. Während der Eurocode DIN EN 1992-2 [51, 54] in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1 [52, 53] eine Reduktion nach Gleichung 2.26 erlaubt, ist nach DIN Fachbericht 102 [49], der das Basisdokument für die Nachrechnungsrichtlinie und die Bewertung von Bestandsbrücken bildet, eine Reduktion der Querkraft über einen Abstand von $2.5 \cdot d$ möglich, vgl. Gleichung 2.27.

$$\beta = \frac{a_v}{2.0 \cdot d} \quad (2.26)$$

$$\beta = \frac{a_v}{2.5 \cdot d} \quad (2.27)$$

Alternativ kann der Einfluss auf der Widerstandsseite eingebracht werden. Huber [89, 88] nutzt beispielsweise einen multiplikativen Faktor bei der Bestimmung eines expliziten Betontraganteils. Die Betrachtung erfolgt hier auf Querschnittsebene.

$$\beta_{cc} = 2.15 - \frac{M_{Ed,max}}{3 \cdot V_{Ed,max} \cdot h} \geq 0.8 \quad (2.28)$$

Ein möglichst allgemeingültiger Ansatz ließe sich über die Stahlspannung respektive Verzerrung der Längsbewehrung formulieren, sodass neben nomineller Momenten-Querkraft-Interaktion auch der Querschnitt und die konstruktive Durchbildung des Systems in die Beziehung Eingang finden. Dieser Gedanke geht in eine ähnliche Richtung wie der Ansatz in Abhängigkeit des Dekompressionsmomentes [117, 79] und findet sich beispielsweise auch in neuen Vorschlägen zur Formulierung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbeton ohne Querkraftbewehrung [38].

Eine quantitativ schwierig zu fassende Fragestellung liegt zudem in der Unterscheidung direkter Druckstreben unter gleicher Schubslankheit unterschiedlicher Systeme. So kann am Einfeldträger bzw. Endauflager der direkte Lastabtrag im Wesentlichen in ungerissenem Beton erfolgen. An der Mittelstütze von Mehrfeldsystemen liegen durch die gleichzeitig hohe Momenten- wie Querkraftbeanspruchung mit einem unter Biege- und Biegeschubrisen gekennzeichneten Fächer am Auflager gänzlich andere Verhältnisse vor. Vereinfachend wird

diesem Umstand keine explizite Bedeutung zugesprochen. Für die vorliegenden Ausführungen ist der Einfluss direkter Druckstreben von untergeordneter Bedeutung, nachdem die Konzeption der Versuche (siehe Kapitel 3) eine Schubschlankheit $\lambda \approx 3.0$ bezogen auf die statische Nutzhöhe des Schalfstahls vorsieht. Die Verhältnisse geprüfter Substrukturelemente entsprechen dem grau hinterlegten Schubfeld in Abbildung 2.8. Damit kann von einem Betontraganteil und einem durch Vorspannung begünstigten Druckbogenverlauf ausgegangen werden, dessen Charakter allerdings einer Balkentragwirkung zugeschrieben werden kann. Die Schubschlankheit findet – gestützt auf die Auswertung der Verzerrungen in Gurten und Schubfeldern – implizit Eingang in weiterführende Überlegungen und eigene Ansätze der Modellbildung, vgl. Kapitel 5.

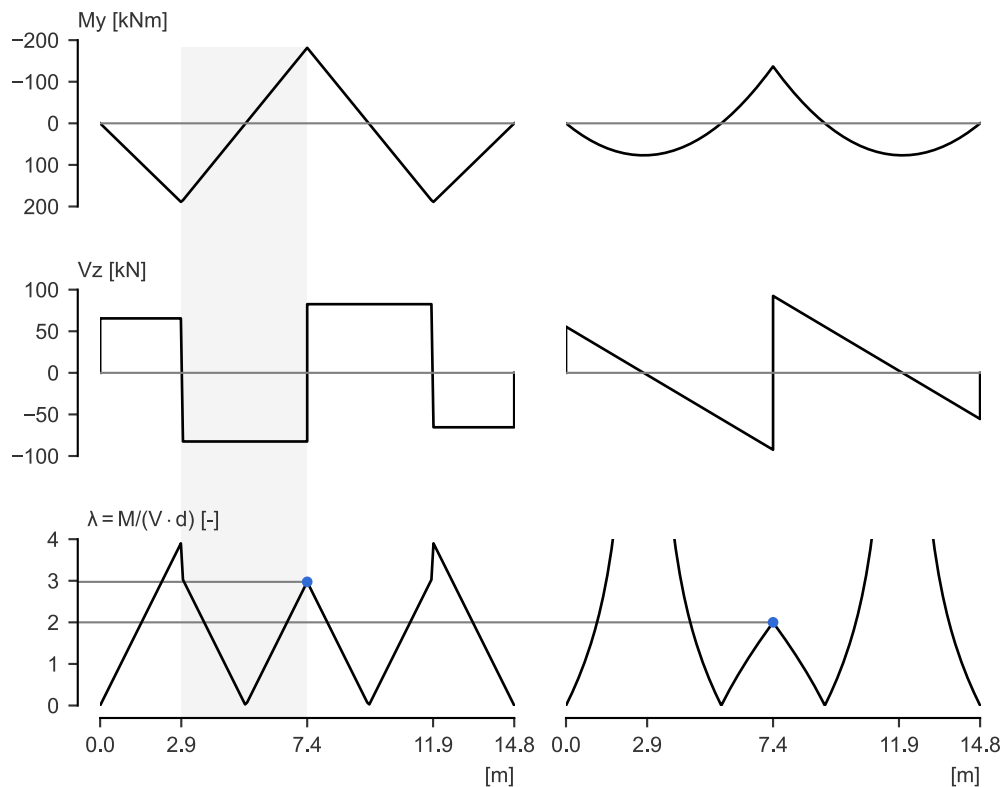


Abbildung 2.8 Vergleichende Betrachtung der Schnittgrößen und Schubschlankheit am Zweifeldsystem unter Punktlasten im Feld (links) und Gleichlast (rechts) bei gleicher Gesamtlast im System

2.4 Dübeltragwirkung

Die Rotation um die Risspitze im Zuge fortschreitender Biegeschubrissbildung führt zu einem Versatz der Rissflanken, sodass die Längsbewehrung neben Zugspannungen aus globaler Systembiegung auch lokale Schubspannungen, die mit Entfernung zum Riss in Analogie zu einem elastisch gebetteten Balken abklingen, aufnehmen muss. Zunächst können diese Schubspannungen in der Bewehrung durch die elastische Zugfestigkeit des Betons aufgenommen werden. Diese muss allerdings in Abhängigkeit der Verzerrung der Längsbewehrung selbst auf einen effektiven Wert reduziert angenommen werden [158], nachdem die Betonzugfestigkeit infolge der radialen Verbundwirkung um einen Bewehrungsstab bereits beansprucht wird [187]. Im Umkehrschluss kann bei glatter Längsbewehrung und damit

einhergehender moderater Betonbeanspruchung aus Verbundmechanismen eine größere Reserve der Betonzugfestigkeit zur Mobilisierung einer Dübeltragfähigkeit angenommen werden. Bei zusätzlicher Schubbewehrung kann der Mechanismus auch nach Einsetzen der horizontalen Dübelrissbildung noch aufrechterhalten bzw. in Abhängigkeit des Schubbewehrungsgrades sogar noch wesentlich gesteigert werden, nachdem die Dübelrissbildung behindert und Zugkräfte direkt in die die Längsbewehrung umschließenden Bügel eingeleitet werden. Der Ausfall der Dübeltragwirkung wird oftmals als kinematische Notwendigkeit für das Vordringen des kritischen Schubrisses in die Biegedruckzone angesehen [105, 61]. Versuche aus der Literatur untersuchen oftmals Probekörper mit isolierter, abscherender Beanspruchung [60, 96, 141, 142, 179, 180, 143]. Der Stabdurchmesser, die Dehngrenze der Bewehrung und die Betongüte bilden die maßgeblichen Einflussfaktoren, wobei auch Maßstabeffekte nachweisbar sind [91, 226]. Die implizite Vernachlässigung der Dehnung der Bewehrungsstäbe aus Systembiegung am Balken verfälscht allerdings die erreichbare Dübeltragfähigkeit, wenn die Vergleichsspannung des Stahls maßgebend wird. Eine weitere Schwäche vieler Abscherversuche an kompakten Betonkörpern sind Anordnung und Anzahl der schubbeanspruchten Bewehrungsstäbe. So werden in der Regel nur einzelne Bewehrungsstäbe betrachtet, wodurch Phänomene aus mehrlagiger Bewehrung im Zuggurt oder der horizontale Abstand und damit die effektive Zugfläche nicht evaluiert werden. Alternativ ist eine Vielzahl von Balkenversuchen mit modifiziertem Scherkörper unter Lasteinleitung zur Isolation eines Dübeltraganteils dokumentiert [108, 13, 186]. Stellvertretend ist eine Spezifikation der Versuchsbalken nach [13] in Abbildung 2.9 a) dargestellt.

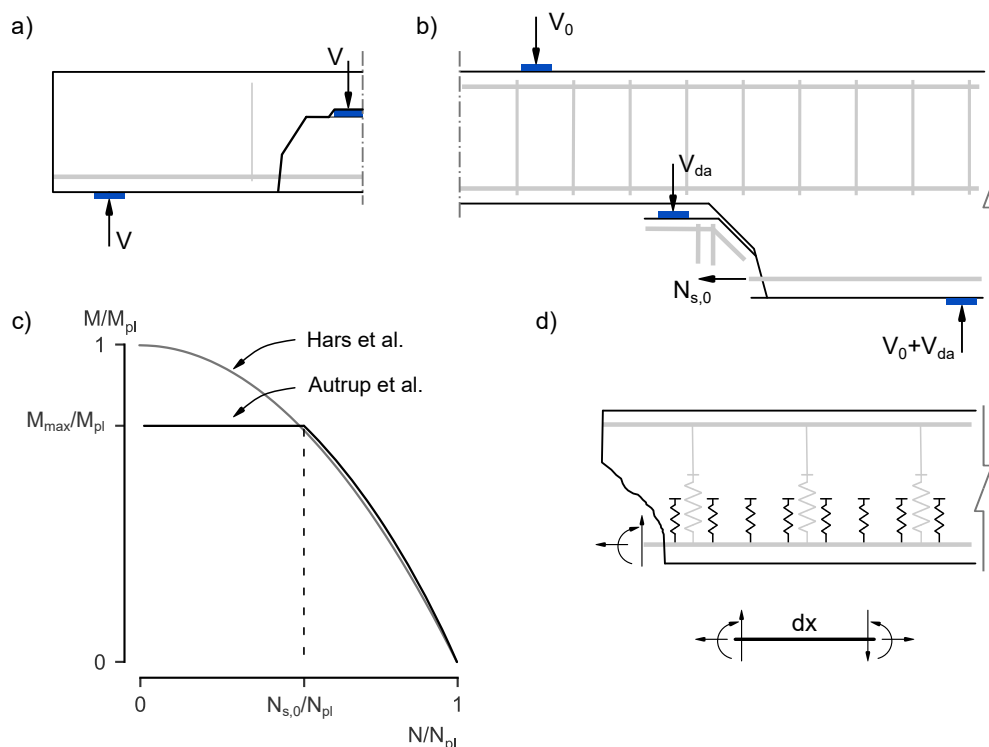


Abbildung 2.9 Experimentelle Untersuchungen und abgeleitete Ergebnisse zum Dübeltragverhalten an Balkensystemen a) Versuchsbalken mit isoliert belastetem Betonvolumen [13]; b) Versuchsbalken zur Untersuchung des Dübeltragverhaltens unter initialer Systembiegung und Vordehnung der Längsbewehrung [7]; c) Momenten-Normalkraft-Interaktion der Bewehrung unter Längszug und Dübellast [77, 7]; d) Idealisierung der Bewehrung als elastisch gebetteten Balken, gestützt durch die Betonzugfestigkeit und potentiell vorhandene, die Längsbewehrung umschließende Bügel [179]

Zur Bestimmung der Dübelrisslast wird hier im Allgemeinen von einem rechteckigen Spannungsbereich ausgegangen, der sich durch eine empirisch ermittelte Einflusslänge l_{da} in Balkenlängsrichtung und die Nettobreite b_n zwischen den Bewehrungsstäben im Steg aufspannt.

$$V_{da,cr} = f_{ct} \cdot b_n \cdot l_{da} \quad (2.29)$$

Die Dübeltragwirkung wird in der Literatur aber auch oft kritisch bewertet, teilweise wird dem Traganteil sogar jegliche Bedeutung für das Schubtragverhalten abgesprochen [94]. Großversuche an Betonscheibenelementen [43] oder eigene experimentelle Untersuchungen an vorgespannten Balkenquerschnitten weisen allerdings ihre experimentelle Evidenz nach. Neben empirischen Formulierungen auf experimenteller Basis gibt es auch diverse Ansätze zur Ableitung analytischer Beziehungen zur Beschreibung der Dübeltragfähigkeit anhand reiner Zuggurtbetrachtungen [96, 203, 178, 158] oder im Kontext eines gerissenen Stegs eines Schubfeldes [77]. Auch bei Schubversuchen an Panel-Elementen spielt die Dübeltragwirkung der Bewehrung im Riss eine entscheidende Rolle. Die Vergleichsspannung im Stabquerschnitt erreicht durch aufgezwungene Dübeltragwirkung im Riss deutlich früher die Dehngrenze [139]. Aktuelle Untersuchungen nutzen einen neuen Versuchsaufbau, der einem Problem aller bisherigen Balkenversuche aus der Literatur begegnet: Es besteht keine initiale Zugbeanspruchung der Bewehrung aus Biegezug, es wirken direkt anteilig oder sogar ausschließlich abscherende Kraftkomponenten auf die Bewehrung. Ein innovatives Setup erlaubt hier neue Erkenntnisse zu Einflussgrößen und effektivem Anteil der Dübeltragwirkung [7], nachdem hier der Einfluss einer reduzierten, effektiven Betonzugfestigkeit, die bereits durch Verbundspannungskegel anteilig beansprucht ist, implizit berücksichtigt wird, vgl. Abbildung 2.9 b). Es zeigt sich, dass eine Beschreibung der Dübeltragwirkung auf Basis der Relativverschiebung der Bewehrung sinnvoller erscheint. Die Verzerrung der Längsbewehrung spielt zudem eine erwartbar große Rolle.

Die Dübeltragwirkung der Längsbewehrung lässt sich anhand faseroptischer Messtechnik unmittelbar messen und nachvollziehen. Ausführliche Darstellungen zur Erfassung und Interpretation der Verzerrungen entlang der Längsbewehrung unter Berücksichtigung der Dübeltragwirkung finden sich in aktueller Literatur [36, 115]. Auch im Rahmen der eigenen Versuchsreihe lässt sich die Biegetragwirkung der Längsbewehrung bei zunehmendem Rissuferversatz so belegen, vgl. Kapitel 3.6.5. Die Dübeltragwirkung der Längsbewehrung kann bei entsprechendem Rissuferversatz eine Rolle spielen, die auch ohne explizite Berücksichtigung eines nominalen Traganteils günstigen Eingang in das Tragverhalten findet. So stabilisiert die kombiniert beanspruchte Längsbewehrung die Risskinematik und erlaubt weitere Laststeigerung, solange die Vergleichsspannung im Stab dies zulässt. Wesentliche Einflussfaktoren für Balken mit gleichmäßiger Verbügelung (Betonzugfestigkeit und horizontale Delamination auf Höhe der Längsbewehrung spielen eine untergeordnete Rolle) sind damit neben der Dehngrenze bzw. der Zugfestigkeit der Bügel vor allem der Längsdehnungszustand des Zuggurts respektive seine konstruktive Durchbildung (Anzahl und Durchmesser der Bewehrungsstäbe, mehrlagige Bewehrung).

2.5 Verbundverhalten

2.5.1 Allgemeines

Das Verbundverhalten von Stahl und Beton ist neben gleichwertigen Wärmeausdehnungskoeffizienten die fundamentale Grundlage für das funktionierende Tragverhalten von Stahl- und Spannbetonelementen. Eine Vielzahl von experimentellen und theoretischen Forschungsarbeiten [146, 125, 187, 93, 58, 4, 121, 5] zeugt von intensiver Auseinandersetzung mit

diversen Fragestellungen in diesem Kontext. Für einen umfassenden Überblick hierzu sei auf die Literatur verwiesen [138, 3, 152].

2.5.2 Einflussgrößen

Das Verbundverhalten und damit verbundener Spannungstransfer zwischen Beton und eingebetteter Bewehrung bei einsetzender Rissbildung ermöglicht die effiziente Ausnutzung von Beton und Stahl. Das Verhalten und die Güte des Verbunds selbst ist allerdings von einer Vielzahl an Faktoren abhängig, die in Tabelle 2.2 in aller Kürze zusammengefasst werden. Ein maximal steifes Verbundverhalten gewährleistet die volle Momententragfähigkeit eines

Tabelle 2.2 Einflussfaktoren auf das Verbundverhalten [121]

Konstante Größen		Veränderliche Größen	
Bewehrung	Beton	Probekörper	Belastung
Durchmesser	Druckfestigkeit	Probekörpertyp	Längsdruck/ -zug
Rippengeometrie	Zugfestigkeit	Form	Querdruck/ -zug
Oberfläche	Zusammensetzung	Verbundlänge	Lastamplitude
Zugfestigkeit	Zuschlag	Betonierlage	Belastungsgeschichte
Korrosion	Verdichtung	Stabneigung	Temperatur
Duktilität		Betondeckung	
		Messtechnik	

Querschnitts. Die maximale Schubtragfähigkeit kann mitunter aber eher bei schlechterem Verbund erzielt werden [183], nachdem weniger Risse dem Beton aufgezwungen werden und das Druckspannungsfeld durch verbundinduzierte Querkzugspannungen geschwächt wird, vgl. Abschnitt 2.2.5.

Im Folgenden wird die Bedeutung des Verbundverhaltens in Abhängigkeit der Zielfunktion der Bewehrung differenziert diskutiert, sodass jeweils der Einfluss auf das globale Schubtragverhalten ersichtlich wird.

2.5.3 Bedeutung des Verbundes für das Schubtragverhalten

Längsbewehrung

Das Verbundverhalten der Längsbewehrung entscheidet über die Entwicklung der Abstände und Rissbreiten aus Biegung und damit auch über die Entwicklung abdreher Biegeschubrisse. Im Grenzfall glatter Längsbewehrung, die lediglich stark reduzierte Verbundspannungen über Reibung mobilisieren kann, bilden sich weniger, sich stärker öffnende Schubrisse. Experimentelle Untersuchungen zeigen, dass in diesem Fall mitunter größere Schubtraglasten erzielt werden können, da keine derart stark anwachsende Rissbreite durch eine große Verzerrung der Längsbewehrung im Verbund unmittelbar erzwungen wird. Zugleich besteht die These, dass ohne ausreichenden Verbund der Längsbewehrung die Abstützung schräger Druckstreben aus einer Fachwerktragwirkung erschwert wird, da sich ein entsprechender Versatz der Zugkraftdeckung nicht mobilisieren lässt [217]. Dem stehen Untersuchungen an vorgespannten Balken ohne Längsbewehrung im Verbund entgegen, die auf Basis aufgezeichneter Verzerrungen der Bügelbewehrung durchaus eine Fachwerktragwirkung vermuten lassen [107]. Auch artverwandte Untersuchungen bei lokaler Deaktivierung des Verbunds der Längsbewehrung belegen eine stärkere Mobilisierung der Schubbewehrung [95].

Allgemein spielt der Verzerrungszustand der Längsbewehrung eine entscheidende Rolle im Hinblick auf die fortschreitende Entwicklung der Risspfade und deren Rissbreite. So zwingt eine hohe Ausnutzung des schlaffen Zuggurts die Rissufer zu stärkerer, öffnender Relativverschiebung und eine Rissverzahnung respektive übertragbare Spannungen verlieren unter zunehmender Last stark an Bedeutung [189]. Der Verbund der Längsbewehrung nimmt damit Einfluss auf den Charakter des Schubversagens. Verschiedene analytische Betrachtungen finden sich hierzu beispielsweise bei [113].

Schubbewehrung

Das Verbundverhalten der Schubbewehrung ist unter zwei Blickwinkeln differenziert zu betrachten. Kann von geschlossenen Bügeln, die die Längsbewehrung umgreifen, ausgegangen werden, spielt das Verbundverhalten für die Fachwerktragwirkung zunächst eine untergeordnete Rolle, da die vertikalen Zugstreben theoretisch auch ohne kontinuierlichen Verbund aktiviert werden können. Infolge kreuzender Rissbildungsprozesse frei werdende Zugspannungen können sich in Abhängigkeit lokaler Verbundbedingungen auf die Schubbewehrung umlagern. Allerdings kommt es nach Aktivierung der Bügel durch kreuzende Schubrisse zu weiteren verbundinduzierten Zugspannungen im Beton. Die Druckfestigkeit des Betons unter Querkzug reduziert sich progressiv, sodass die Fachwerktragwirkung durch ein Druckstrebenversagen nach Betonentfestigung begrenzt werden kann, vgl. Abschnitt 2.2.5. Bei nicht normkonformen Bügelformen im Sinne oben offener Stabenden, die die Längsbewehrung nicht umgreifen, oder gestoßener Steckbügel ist die Verbundwirkung eminent zur Aufnahme der Zugkräfte im Bügelschenkel. Experimentelle Untersuchungen zeigen, dass auch in diesen Fällen abweichend ausgebildeter Bewehrungsformen eine Fachwerktragwirkung erzielt werden kann, die sich in Abhängigkeit des Verzerrungszustandes im Bereich der Verankerungen reduziert [170]. Zwicky diskutiert den Einfluss eines Verbundversagens im Zuggurt auf die Fachwerkanalogie [230].

Spannglieder im nachträglichen Verbund

Bei Spannstahl im nachträglichen Verbund können sich Druckstreben auf der profilierten Hüllrohrgeometrie abstützen. Es lässt sich das Bild eines gemischten Fachwerks unterschiedlicher Druckstrebenneigungswinkel bedienen. Spannglieder im Verbund beteiligen sich zudem in Abhängigkeit ihrer Lage an der Begrenzung der Rissbreiten. Neben einem systemverträglichen Dehnungszuwachs aus globaler Durchbiegung, sind auch lokale Dehnungszuwächse bei kreuzender Schubrissebildung möglich, wobei die diskrete Rissbreite in ein verschmiertes Delta additiver Verzerrung in Abhängigkeit der weicheren Verbundbedingungen der verpressten Spannglieder umgesetzt wird. Mögliche Einflussfaktoren auf den Verbundmechanismus eines Spannglieds werden von Ullner [197] zusammengefasst. Demnach sind die mobilisierbaren Verbundspannungen für Spannglieder im nachträglichen Verbund im Wesentlichen abhängig von

- der Anzahl der Litzen im Hüllrohr,
- der Anzahl der Drähte je Litze,
- der Druckfestigkeit des Injektionsmörtels,
- der Profilierung und dem Material des Hüllrohrs.

Weitere Untersuchungen finden sich auch bei Ruiz [159]. Der effektive Verbundumfang bei Spanngliedern bildet hier nochmals eine separate Fragestellung mit ähnlichen Einflussfaktoren. Hier spielt zudem ein vorhandener Querdruck eine wichtige Rolle [227]. Darüber

hinaus entscheidet selbstredend die Spanngliedgeometrie entlang der Bauteilachse, ob der Verbund der Spannglieder für Fragestellungen der Querkrafttragfähigkeit überhaupt relevant erscheint [127].

2.6 Rissreibung, Rissverzahnung

Rissreibung und (Korn-)Verzahnung entstehen, wenn es zwischen den Kontaktflanken eines diskreten Risses zu tangentialen Verschiebungen kommt. Die beidseitig exponierte Gesteinskörnung tritt bei ausreichend kleiner Rissöffnung in Kontakt und ermöglicht eine Spannungsübertragung über den Risspfad hinweg. Dieses Phänomen ist abhängig von der Kornprofilierung im Riss und der Risskinematik (Rissöffnung, Rissgleitung, Rissform, Rissneigung) am Balken. Im Gegensatz zu Leichtbeton oder hochfestem Beton, wo die Risskontur auch den Zuschlag durchtrennt, bzw. die Zementmatrix eine höhere Festigkeit als die Gesteinskörnung aufweist, besteht bei normalfestem Beton die Grundlage für eine Verzahnung der Rissflächen, nachdem für die Risskontur die Verbundfestigkeit zwischen Zementmatrix und Zuschlag maßgebend wird und die freigelegte Gesteinskörnung bei mesoskopischer Betrachtung eine raue Oberfläche bildet. Die Verbundfestigkeit zwischen Zementmatrix und Gesteinskörnung und deren Sieblinie, insbesondere das Größtkorn, bestimmen die Rauigkeit der Rissflanken [144].

Im Allgemeinen werden normale und tangentiale Relativverschiebungen entlang des Risspfades genutzt, um anliegende Spannungskomponenten als Funktion der lokal veränderlichen Translation und Rotation zu formulieren, vgl. Abbildung 2.10.

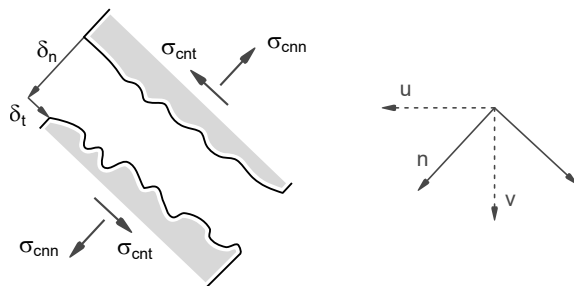


Abbildung 2.10 Allgemeine Konvention anliegender Relativverschiebungen am Riss und abgeleitete Spannungskomponenten; die Relativverschiebungen δ_n und δ_t liegen in lokal veränderlichen Koordinatensystemen entlang des Risspfades

Bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung stellt dieser Mechanismus einen relevanten Traganteil dar [220, 221, 37, 38, 41]. Mit Blick auf vorgespannte Systeme mit Querkraftbewehrung besitzt diese Modellvorstellung über den Lastpfad eine variierende, aber grundsätzlich untergeordnete Bedeutung [88, 189]. Die phänomenologische Bedeutung darf bei einer Betrachtung der wirksamen Traganteile über die Lasthistorie hinweg allerdings nicht gänzlich vernachlässigt werden, da zwischenzeitlich stabile Rissbildungsprozesse auf Basis einer Rissuferverzahnung die Umlagerung der inneren Kräfte ermöglichen. Der DIN Fachbericht 102 [49] oder die Erweiterungen der Nachrechnungsrichtlinie [24] berücksichtigen im Gegensatz zu anderen Regelwerken keinen expliziten Traganteil aus Rissverzahnung, beschriebene Zusammenhänge werden aber implizit durch eine rechnerische flachere Druckstrebenneigung gegenüber der Rissneigung berücksichtigt. Diese Zusammenhänge werden auch in Kapitel 2.2.3 aufgegriffen.

Für eine quantifizierende Beschreibung werden im Allgemeinen die lokalen Relativverschiebungen entlang des Risses ausgewertet. Die Auswertung basiert auf empirischen

Modellen, bspw. dem Rough Crack Model und seinen Erweiterungen [17, 69, 18], ergänzt durch Überlegungen aus dem Blickwinkel der Bruchmechanik [14]. Hier bietet sich auch ein Ansatzpunkt für numerische Berechnungen, wenn ein ausreichend feines, verschmiertes Rissbild angenommen und die Beziehung zwischen Spannungen am Riss und Relativverschiebungen als Materialeigenschaft interpretiert wird, vgl. Gleichung 2.30. Die Koeffizienten bilden dabei eine Risssteifigkeitsmatrix \mathbf{B} .

$$\begin{bmatrix} \sigma_{nn}^c \\ \sigma_{nt}^c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} B_{nn} & B_{nt} \\ B_{tn} & B_{tt} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_n \\ \delta_t \end{bmatrix} \quad (2.30)$$

Alternativ können mechanisch begründete Ansätze bei mesoskopischer Betrachtung einer abschnittsweise geraden, aber rauen Rissprofilierung angewandt werden. Wesentliche erste Überlegungen stammen hierzu von Walraven in Form des Zwei-Phasen-Modells [209, 208]. Auch hier finden sich Erweiterungen und Anpassungen des Modells in der Literatur [221, 37, 190]. Die Arbeiten im Zuge der Entwicklung und Vereinfachung der Modified Compression Field Theory sind hier ebenso zu erwähnen, wobei neben konstitutiven Gleichgewichtsbedingungen empirische Faktoren das Modell komplettieren [201, 21]. Weitere Ansätze erlauben auch vor diesem Hintergrund eine Modellaufbereitung auf rein mechanischer Basis [32, 33]. Eine gute Übersicht zu wesentlichen Versuchsreihen, die das Verständnis und die Bedeutung der Rissverzahnung im Beton geprägt haben, findet sich bei Walraven [207], wobei einzelne Versuchsserien [60, 140] Grundlage der Auswertung verschiedener Forscher sind. Ein neuer methodischer Ansatz, der verzerrte Ergebnisse zu maximal übertragbarer Schubspannung in Abhängigkeit der finiten Länge einer untersuchten Rissgeometrie (Maßstabseffekt) ausschließen kann, wird aktuell entwickelt [26].

Die explizite Auswertung eines Querkrafttraganteils aus Rissreibung erfolgt oft anhand der Modelle von Walraven [209] oder Gambarova [69]. Aktuelle experimentelle Untersuchungen erfassen dabei während des Versuchs die Relativverschiebungen der Stegebene eines Betonträgers mittels geeigneter Kamerasysteme, diskretisieren die Transformation des Betons entsprechend der inhärent möglichen Pixelauflösung und ermitteln auf Basis digitaler Bildkorrelation (DIC (Digitale Bildkorrelation)) die tangentialen und normalen Verschiebungsanteile entlang kritischer Risspfade [87, 90, 198]. Grundsätzliche ist dabei eine hohe Standardabweichung in der Quantifizierung des Traganteils zu beobachten, auch streuen die Ergebnisse bei vergleichender Betrachtung unterschiedlicher Modelle stark [172]. Vor diesem Hintergrund sind die abgeleiteten Beziehungen zur Formulierung mobilisierbarer Schubspannung in Abhängigkeit der normalen und tangentialen Rissuferverschiebungen kritisch zu betrachten. Die Definition möglicher rissüberbrückender Kräfte auf Basis der lokalen Variation von Rissgleitung und Rissöffnung bietet prinzipiell eine elegante Grundlage für die Verknüpfung verschiedener Randbedingungen in einem verallgemeinerten Modell, ggf. ergänzt um empirische Faktoren. Allerdings sind die verwendeten Versuchsanordnungen (Push-Off Tests, direkte Scherversuche) nur begrenzt geeignet, da vorgebrochene Rissflanken oder etwa eine lastunabhängige Entwicklung der Risskinematik der Schubrissbildung eines skalierten Stahl- oder Spannbetonbalkens nicht gerecht werden können. So geht Walraven [209] davon aus, dass Rissöffnung und Rissgleitung streng konsekutive Prozesse bilden, was weder mit den allgemeinen noch den eigenen experimentellen Beobachtungen übereinstimmt. Insbesondere die Annahme einer dominanten Rissgleitung der getrennten Kanten nach initialer Rissbildung (und damit die Begründung des Tragwiderstands aus Rissreibung) lässt sich auf Grundlage eigener Auswertungen der experimentellen Daten nicht nachvollziehen. Eine weitere Diskussion und Interpretation der Bedeutung einer Rissverzahnung im Kontext der eigenen Untersuchungen findet sich in Kapitel 3.6.9.

2.7 Vorspannung

Der Normalkraftanteil der Vorspannung reduziert die Hauptzugspannungen im Balken, die vollständige Elimination von Hauptzugspannungen entspricht dem Konzept der vollen Vorspannung. Hauptdruckspannungen auf Höhe der Schwerachse kreuzen selbige flacher als 45° , vgl. Abbildung 2.11. Somit bilden sich unter zunehmender Belastung auch etwaige Schubrisse flacher aus. Die Druckspannung in Längsrichtung σ_x infolge Vorspannung wird in Gleichung 2.31 positiv definiert.

$$\theta_2 = 0.5 \cdot \arctan\left(\frac{2 \cdot \tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_z}\right) \quad (2.31)$$

Die Vorspannung lässt damit unter zusätzlich veränderlichem Biegemoment entlang der Stabachse die Lage maximaler Hauptzug- und Druckspannungen im Querschnitt nicht im Vorfeld erkennen. Die Neigung der Hauptdruckspannung θ_2 wird neben dem Vorspanngrad auch durch anliegende Schubspannung τ_{xy} gesteuert, vgl. Abbildung 2.11.

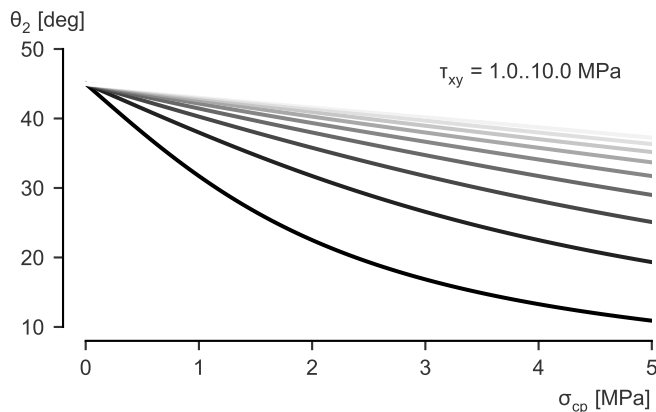


Abbildung 2.11 Neigung der Hauptdruckspannung θ_2 gegenüber der Balkenlängsachse in Abhängigkeit wirksamer Längsdruckspannung σ_{cp} aus Vorspannung bei Variation der mittleren Schubspannung τ_{xy}

Liegen neben oder statt geraden Spanngliedern im Zuggurt auch girlandenförmig geführte Spannglieder vor, bilden letztere in Form der Vertikalkomponente V_P einen Traganteil des Querkraftwiderstandes aus.

$$V_P = P \cdot \sin \alpha_p \quad (2.32)$$

Die Kraft im Spannglied P entspricht zunächst der Vorspannung unter Abzug zeitabhängiger Verluste. Unter Systembiegung und -verformung erfährt das Spannglied in Abhängigkeit seiner Verbundbedingungen einen Dehnungszuwachs, womit auch die Spanngliedkraft um ΔP und korrespondierend auch der vertikale Anteil steigen. Kreuzt die Spanngliedachse den kritischen Schubriss, kann der lokale Dehnungszuwachs infolge diskreter Rissöffnung nochmals gesteigert werden, wobei hier die Ausnutzung des Spannstahls und lokale Verbundbedingungen nochmals entscheidender sind. Die Güte des Verbundverhaltens von Litzenspanngliedern kann zwischen geripptem und glattem Betonstahl angesiedelt werden. Differenzierte Untersuchungen zur mobilisierbaren Verbundschubspannung von Spanngliedern im nachträglichen Verbund finden sich in der Literatur [191, 192, 215, 197]. Die

2 Tragmechanismen und weiterführende Aspekte zur Beschreibung der Schubtragfähigkeit

Verseilung der Einzeldrähte, die Größe eines etwaigen Litzenbündels, die Druckfestigkeit des Verpresszements und der Charakter des Hüllrohres können als wesentliche stationäre Einflussparameter identifiziert werden. Zusätzlich kann die Verbundwirkung, ähnlich zu geripptem Betonstahl, in Abhängigkeit der Stahlspannung formuliert werden, sodass nach Einsetzen einer kritischen Relativverschiebung (Schlupf) bzw. nach Erreichen der Dehngrenze ein reduziertes Verbundvermögen angenommen werden muss. Abbildung 2.12 zeigt hierzu beispielhaft die Entwicklung der Verbundspannungen, Stahlspannungen und Verzerrungen eines gemischt bewehrten Dehnkörpers unter monoton steigender Zugkraft. Für die Verbundspannungs-Schlupfbeziehungen wird entsprechend dem Zuggurtmodell [123] ein ideal starr-plastischer Verlauf angenommen. Diese vereinfachte Beziehung genügt den Anforderungen einer integralen Betrachtung auf Systemebene. Bei initial moderat vor-

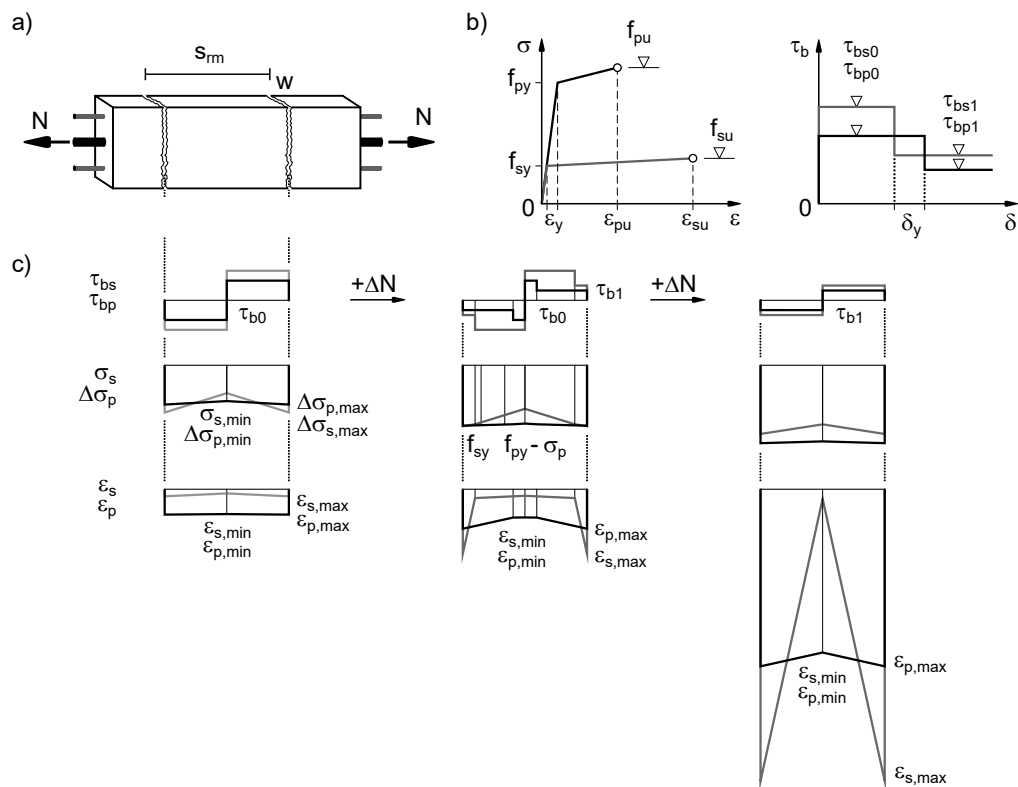


Abbildung 2.12 Schematische Darstellung zur vergleichenden Entwicklung der Verbundschubspannungen, Stahlspannungen und Verzerrungen am gemischt bewehrten Dehnkörper, adaptiert nach Alvarez [3]

gespannten Tragwerken kann der Dehnungszuwachs $\Delta\epsilon_p$ unter Belastung einen erheblichen Anteil der Querkraftkomponente beisteuern. In Summe nimmt die Vertikalkomponente der Vorspannkraft entsprechend ihrer Abhängigkeit vom Neigungswinkel α_p im kritischen Schnitt allerdings in der Regel nicht mehr als 10-15% der Bruchquerkraft in experimentellen Untersuchungen ein. Für skalierte, höhere Brückenquerschnitte und entsprechender Systemschlankheit dürfte entsprechend der Ausrundungsradien der Spanngliedführung über den Stützen der Anteil nochmals deutlich geringer ausfallen. Die wesentliche Wirkung wird vorrangig auf globalem Systemtragniveau (effektive Längsverzerrung) und im Zuge der Umlenkung der Druckstreben entlang der Spanngliedachse ersichtlich. Neben den günstig wirkenden Aspekten gilt auch zu berücksichtigen, dass eine Spanngliedpräsenz im Steg den Spannungsfluss im Beton beeinflusst und bei der Bestimmung der Druckstre-

beitragfähigkeit berücksichtigt werden muss. Durch die differierende Steifigkeit zwischen Stegbeton und Spannglied kommt es zu einer Spannungsumlenkung, die eine Konzentration der Druckspannungen auf das (verpresste) Hüllrohr nach sich zieht. Die Krümmung der Spannungstrajektorien bedingt vor der Druckspannungskonzentration auch Querkzugspannungen und Querdehnungen aus der Stegebene heraus, welche im Zuge der Bestimmung einer effektiven Betondruckfestigkeit reduzierend zu berücksichtigen sind [76, 159]. Eine zielführende Vorgehensweise zur Berücksichtigung dieser Effekte besteht darin, die effektive Betondruckfestigkeit unter Berücksichtigung möglicher Entfestigung infolge Querkzug und eines spröden Bruchverhaltens, vgl. Abschnitt 2.2.5, zusammen mit einer effektiven Stegbreite, die den Verpresszustand der Hüllrohre berücksichtigt, in Ansatz zu bringen. Detaillierte Untersuchungen zum Einfluss des Hüllrohrmaterials und Verpresszustands und ein Vergleich mit normativen Regeln finden sich bei Muttoni et al. [135]. Nach DIN-Fachbericht 102 [49] kann die effektive Stegbreite $b_{w,nom}$ in Abhängigkeit des Verpresszustands ermittelt werden.

$$b_{w,nom} = b_w - k \sum \varnothing_H \quad (2.33)$$

mit

$k = 0.5$	Verpresste Hüllrohre
$k = 1.3$	Nicht verpresste Hüllrohre oder Spannglieder ohne Verbund
\varnothing_H	Außendurchmesser der Hüllrohre

2.8 Spezielle Fragestellungen

2.8.1 Kraftfluss im Beton unter Diskontinuitäten

Der Übergang von lastbedingten oder geometrischen Diskontinuitätsbereichen hin zu Abschnitten mit verstemtem Spannungsfluss ist entscheidend für das Tragverhalten. Nachfolgend werden diverse Aspekte in diesem Zusammenhang gelistet, wobei lediglich ihre grundsätzliche Existenz aufgeworfen werden soll. Ein Anspruch auf Vollständigkeit oder inhaltliche Tiefe wird nicht verfolgt.

- Eine Druckbewehrung in Stahlbetonbalken zeigt einen günstigen Einfluss auf die Tragfähigkeit, wenn diese durch Schubbewehrung umschlossen vor Ausknicken geschützt wird [66]. Andernfalls muss mit einem Abplatzen der Betondeckung und frühzeitigem Versagen der Betondruckzone gerechnet werden. Viele Modellansätze postulieren, dass der Schubbruch durch die Zerstörung der Druckzone beschrieben werden kann [211]. Eine explizite Berücksichtigung des Einflusses einer Druckbewehrung erfolgt aber in der Regel nicht.
- Die Druckfestigkeit von Bohrkernen bei enthaltener Bewehrung senkrecht zur Belastungsrichtung ist reduziert anzunehmen, wobei einzelne Untersuchungen eine Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad, nicht jedoch von Lage und Ausrichtung, feststellen können [70].
- Eine Hüllrohrpräsenz im Steg stört das Druckspannungsfeld im Beton ebenso und führt zu lokalen Spannungskonzentrationen bzw. bewirkt eine steifigkeitsabhängige Umlenkung der Trajektorien, vgl. Abschnitt 2.7.
- Die Betondruckfestigkeit im Bauteil wird durch verschiedene Faktoren, vornehmlich durch die Randbedingungen der Herstellung, beeinflusst [129]. Die Ausrichtung der

Schalung, der Concreteablauf und eine eingebettete Bewehrung bestimmen die Umstände der Hydratation, die Entwicklung möglicher Fehl- oder Schwachstellen infolge unzureichender Entlüftung und den Aufbau möglicher Zwangsspannungen infolge behinderter Schwindverformung. Diese Faktoren führen teilweise zu signifikanten Abweichungen erreichbarer Druckfestigkeiten im Vergleich zu gezielt hergestellten, vergleichsweise homogenen Betonzylindern und -würfeln. Eine Zusammenstellung und Analyse dieser Einflüsse findet sich beispielsweise bei Moccia [128]. Darüber hinaus sind diese gewissermaßen stochastisch verteilten Schwachstellen im Betongefüge oftmals entscheidend für Rissinitiierung und -fortpflanzung und nehmen damit auch Einfluss auf mögliche Umlagerungsprozesse und erreichbare Traglasten [85].

- Das Schwinden des Betons reduziert die Betonzugfestigkeit eines Bauteils bei ungleichmäßiger Verteilung in Abhängigkeit der konstruktiven Durchbildung. Dieser Umstand wird im Allgemeinen oft vernachlässigt. Im Zuge vertiefter Betrachtungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit kann die anzunehmende Größe der Betonzugfestigkeit allerdings eine eminent wichtige Rolle spielen [156].
- Die Vorspannkraft in Bestandsbrücken kann erheblich von rechnerischen Annahmen, auch unter Berücksichtigung kumulierter zeitabhängiger Verluste, abweichen [11].
- Die konstruktive Durchbildung eines Systems entscheidet über erreichbare Tragfähigkeiten über den unteren Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie hinaus. Dieser Umstand resultiert auf der notwendigen inneren Arbeit, die ein System verrichten muss, bevor ein Grenzzustand des Materials erreicht wird [218, 219]. Für ein optimiertes Tragverhalten ist die Verträglichkeit der Verzerrungen zu berücksichtigen [225]. Diese Zusammenhänge bilden auch die Grundlage dafür, dass ein topologieoptimiertes Tragwerk höhere Tragfähigkeit als ein homogener Balken erwarten lässt, weil ein geringeres Maß innerer Umlagerungen notwendig erscheint, was im Zuge eines progressiven Risswachstums zusammen mit stochastischer Verteilung der Materialfestigkeiten zu schnellerem Versagen führt.

2.8.2 Zur Rolle eines minimalen Schubbewehrungsgrades

Neben dem abstrahierten Traganteil der Zugstreben im Fachwerkmodell bestimmt der Schubbewehrungsgrad das Tragverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken auf unterschiedliche Weise. Teilweise werden diese Effekte ohne explizite Prüfung der Voraussetzungen oder möglicher Anwendungsgrenzen im Zuge unterschiedlicher Nachweisführung angenommen, obwohl ein kritisch geringer Schubbewehrungsgrad die theoretischen Grundlagen oftmals verletzt. Nachfolgende Punkte geben einen kurzen, nicht abschließenden Überblick zu relevanten Aspekten in diesem Kontext, die im Zuge einer vertieften Auseinandersetzung mit dem Trag- und Verformungsvermögen von stabförmigen Traggliedern mit Schubbewehrung zu beachten sind.

- Experimentelle Untersuchungen an skalierten Stahlbetonträgern unterschiedlicher Querschnittshöhe zeigen, dass die mittlere Schubspannung mit zunehmender Trägerhöhe abnimmt und die erreichbaren Schubtraglasten damit nicht proportional steigen [119]. Ursächlich ist hier das (spröde) Risswachstum, dem eine Bruchprozesszone vorgelagert ist, die einen absoluten Anteil übertragbarer Zugspannungen gewährleistet [226]. Dieser Anteil ist allerdings stark an die Materialeigenschaften des Betons, nicht aber an die Trägerhöhe, gekoppelt. Dementsprechend ist die Bedeutung dieses Traganteils mit zunehmender Bauteilhöhe stark degressiv. Da das charakteristisch

spröde Risswachstum von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung durch eine rissvernähende Wirkung vorhandener Schubbewehrung minimiert wird, erscheint auch der Traganteil der Bruchprozesszone weiter reduziert. Diese Zusammenhänge lassen sich anhand der Bruchmechanik begründen [150] und erlauben die Schlussfolgerung, dass bereits ein Minimum an Schubbewehrung ausreicht, um einen Maßstabeffekt zu eliminieren [19]. Im Zuge weiterer Auswertungen der experimentellen Datenbasis auf Basis der Bruchmechanik muss allerdings festgestellt werden, dass der Maßstabeffekt durch eine Schubbewehrung gedämpft, aber nicht gänzlich aufgehoben wird [16, 222]. Insbesondere bei Balken mit einer Querschnittshöhe $h \geq 1.0$ m kann eine Vernachlässigung dieser Betrachtungen nicht-konservative Einschätzungen zur Querkrafttragfähigkeit begünstigen.

- Balken mit schwachem Schubbewehrungsgrad in der Größenordnung des Mindestschubbewehrungsgrades, wie sie in bestehenden Massivbrücken der 1960-70er Jahre anzutreffen sind und im Rahmen dieser Arbeit im Fokus stehen, bewegen sich bei der Beurteilung des Tragverhaltens im Grenzbereich notwendiger Annahmen einer gleichgewichtsgestützten Fachwerkanalogie. Ihr Tragverhalten und kritische Schubrissbildung erinnern stärker an das Tragverhalten von Bauteilen ohne Schubbewehrung, ergänzt durch einen Bügeltraganteil [82]. Die Vorschriften zur Bemessung oder Nachrechnung ignorieren gleichwohl eine etwaige Prüfung verletzter Annahmen der Plastizitätstheorie [134], was durch eine adäquate Wahl des Druckstreben- bzw. Schubrissneigungswinkels kompensiert werden kann. Mit Blick auf das Tragverhalten vorgespannter Balkenelemente relativiert sich eine Unschärfe in der Gewichtung des Bügeltraganteils aus schwacher Schubbewehrung, nachdem hier der Traganteil eines Druckbogens bzw. Schubspannungen in der Druckzone aus Biegung den stark dominierenden Querkraftwiderstand stellen.
- Einzelne Untersuchungen unterstellen, dass ein sehr schwacher Schubbewehrungsgrad zwar mitunter das Tragverhalten und die Mechanismen beeinflusst, erreichbare Bruchlasten aber nicht gesteigert werden [6].

3 Experimentelle Untersuchungen

3.1 Grundlagen und Zielfunktionen

Vor dem Hintergrund spezieller Fragestellungen des Spannbetonbrückenbaus sind in jüngerer Vergangenheit theoretische und experimentelle Bemühungen [161, 80, 82, 99, 72, 86, 89, 172] intensiviert worden, wobei insbesondere charakteristische Tragmechanismen vorgespannter Durchlaufträger zur Diskussion standen und einzelne Parameter isoliert betrachtet wurden. Ein Umstand, der diesen experimentellen Untersuchungen gemein ist, findet sich im vergleichsweise hohen Längsbewehrungsgrad der Prüfkörper, der ein vorzeitiges Biegeversagen zu Gunsten des gewünschten Schubversagens ausschließen soll. Bisherige Versuche können damit oftmals, bedingt durch gewählte Konfiguration, verschiedene Effekte möglicher Interaktion einzelner Tragmechanismen implizit nicht abbilden. Einzelne Versuchsreihen zum Einfluss des Längsbewehrungsgrades bzw. zum Dehnungszustand der Längsbewehrung im Zusammenhang mit dem Schubtragverhalten von Stahlbetonbalken [166, 122] legen nahe, dass eine überdimensionierte Längsbewehrung implizit das Tragverhalten beeinflusst und damit die Übertragbarkeit experimenteller Evidenz auf wirtschaftlich bemessene Brückenträger u.U. verfälscht. Ziel der nachfolgend vorgestellten experimentellen Untersuchungen an vorgespannten Balkenelementen ist es, mögliche Effekte aus einer Variation des Längsbewehrungsgrades respektive allgemeiner Längsverzerrung der Querschnitte zu identifizieren und einen Lückenschluss zu bestehenden Untersuchungen herzustellen. Hierzu wird der Längsbewehrungsgrad sukzessive über die Versuchsreihe an Rechteck- und Plattenbalkenquerschnitten reduziert, sodass es letztendlich zu einer plastischen Verzerrung des schlaffen Zuggurtes und entsprechend hohen Dehnungszuwächsen im Spannglied kommt. Die experimentellen Untersuchungen wenden das Konzept der Substrukturtechnik an, welches in Abschnitt 3.2 vorgestellt und erläutert wird. Anhand eines konventionell getesteten Durchlaufträgers wird die Substrukturtechnik nochmals validiert, siehe Abschnitt 3.5.2. Im Einzelnen sollen vorrangig betrachtet werden:

- Einfluss des Längsbewehrungsgrades auf die Schubtragfähigkeit
- Einfluss der Querschnittsform
- Dehnsteifigkeit des Zuggurtes bei variierender Längsbewehrung
- Spannungszuwachs im Spannglied
- Einfluss glatter Längsbewehrung auf Rissinitiierung und Schubbruchverhalten
- Identifikation und Bewertung kritischer Tragmechanismen

Die nachfolgend vorgestellten experimentellen Untersuchungen sind Teil eines Forschungsvorhabens der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) und werden auch im Schlussbericht des Projekts [64] detailliert aufbereitet.

3.2 Substrukturtechnik

3.2.1 Konzeption und Steuerung

Die vorgespannten Balkenelemente orientieren sich am globalen System eines Referenzdurchlaufträgers mit einer Einzellast je Feld. Das freigeschnittene Subsystem bildet den Bereich zwischen maximalem Feldmoment unter der Einzellast und Mittelstütze ab. Der hierfür konzipierte Versuchsstand [170] erlaubt somit die Untersuchung realitätsnah skalierter Prüfkörper bei Reduktion auf den wesentlichen Trägerschnitt unter Berücksichtigung der Verträglichkeitsbedingungen an den definierten Schnittufern. Der Ansatz der Substrukturtechnik zur experimentellen Untersuchung von Teilsystemen ist nicht unüblich, hier erscheinen insbesondere die Versuche an Scheibenelementen relevant [110, 199, 139]. Auch der vorliegende Ansatz zur Untersuchung von freigeschnittenen Balkenelementen ist bereits mehrfach erfolgreich angewandt worden [65, 100]. Abbildung 3.1 veranschaulicht den Grundgedanken der exzerpierenden Substrukturtechnik und zeigt angreifende Kräfte am verformten Balkenelement. Die Bewehrung des gemischt bewehrten Zuggurts (schlaffer Betonstahl und girlandenförmig verlaufende Spannglieder) sind jeweils in der Zugzone aus äußerer Last rückseitig in den einfassenden Schubnockenplatten verankert. Druckkräfte werden über den trockenen Kontakt in der Schubnockenfuge übertragen. Die gesteuerte Lastplatte bildet den Feldquerschnitt ab und stellt neben der vertikalen Auflast auch das Momentengleichgewicht mittels horizontaler Zylinderpaare sicher. Das Versuchskonzept nutzt die dreidimensionale Raumlage der Lastplatte in Verbindung mit den räumlichen Kraftvektoren zur Abbildung einer gewünschten Schnittufercharakteristik. In Anlehnung an bereits durchgeführte Untersuchungen an vorgespannten Trägerschnitten [170] ergibt sich im Prüfkörper ein linear durchschlagender Momentenverlauf gleicher Maxima bei konstanter Querkraft, vgl. Abbildung 3.1c).

Ungewünschte Schnittgrößen (Längskraft, Querbiegung, Torsion) werden über die Versuchsdauer aktiv ausgegeregelt, sodass der innere Kraftfluss dem globalen Referenzsystem (exkl. des Spannungszustandes aus Lasteinleitung an Schubnocken und anschließender Vouten) bestmöglich entspricht. Die Steuerung behindert die Rotation ϕ_y der Lastplatte, die translatorischen Verschiebungen u_x in Balkenlängsrichtung und u_z infolge vertikaler Durchbiegung bleiben dem System als Freiheitsgrade erhalten, sodass sich entsprechende Durchbiegungen aus aufgebrachtener Last ohne den Aufbau von Zwangsspannungen in Längsrichtung in Abhängigkeit abnehmender Balkensteifigkeit frei einstellen können. Durch die individuelle Steuerung der Lastplatte können zudem etwaige Imperfektionen der geschalteten Schubnocken des Betonträgers ausgeglichen werden. Weitere Einzelheiten zu den Kapazitäten der Versuchsanlage finden sich in der Literatur [81, 172]

3.2.2 Versuchsablauf

Nach Einheben eines Versuchsträgers wird die hydraulisch geregelte Lastplatte an den Prüfling angelegt, sodass dieser im Versuchsstand eingefasst ist. Die Längsbewehrung in der jeweiligen Zugzone besitzt aufgepresste Muffen, sodass mittels metrischer Gewindestangen rückseitig der Schubnockenplatten die Kräfte der Bewehrung verankert werden können. Hierzu werden die Gewindestangen durch vorgesehene Bohrungen in modularen Passteilen geführt. Die Spannglieder werden ebenfalls durch vorgesehene Bohrungen durch die Passteile geführt und rückseitig der Stahlplatten konventionell mittels Keilsätzen in Lochscheiben verankert. Vor dem Vorspannen mittels Spannpresse erfolgt eine Einzellastvorspannung auf 10 kN, sodass ein gestrafftes Spannglied und damit verbunden eine anschließend gleichmäßige Dehnung der Litzen sichergestellt wird. Die Vorspannung erfolgt

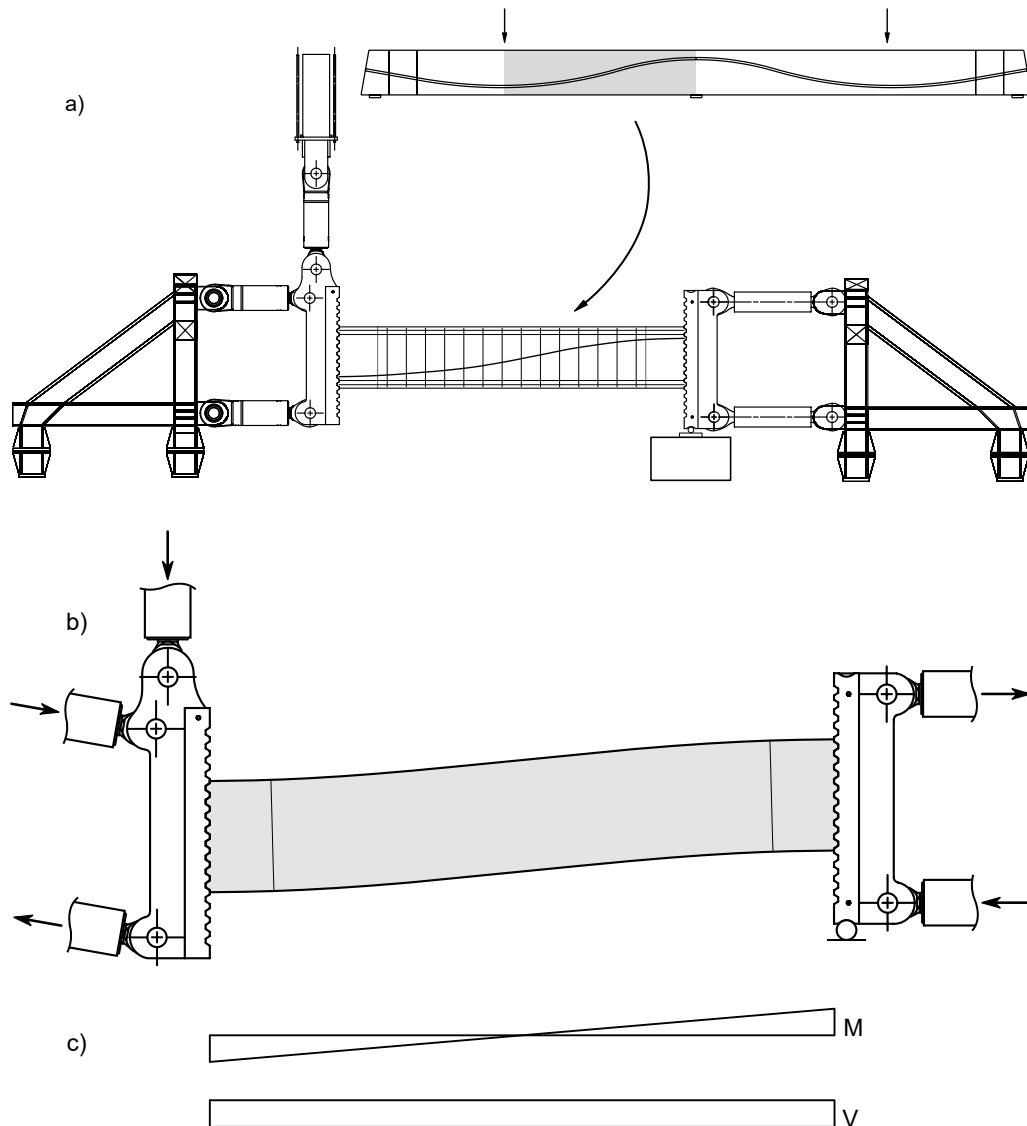


Abbildung 3.1 Schematischer Überblick zur Substrukturtechnik: a) Referenzdurchlaufträger unter Einzellasten und extrahierter Balkenausschnitt zwischen Lasteinleitung und Mittelstütze im Versuchsstand; b) Verformtes Balkenelement in einfassenden Schubnockenplatten und richtungstreue Kraftvektoren der Lasteinleitung links bzw. Reaktionskräfte am starren Schnittufer rechts. Die Querkraft wird über ein Rollenlager der Lastplatte abgeleitet; c) Resultierende Schnittgrößen aus äußerer Last im vorgespannten Balkenelement

einseitig im Schnittufer des Stützmoments bei aktiver Steuerung der Lastplatte, sodass sich keine Zugkräfte in den horizontalen Zylindern aufbauen und der Träger die gewünschte Vorspannung erfährt. Die einseitige Vorspannung bedingt nach Absetzen der Spannpresse eine leicht veränderlich eingeprägte Verteilung der Vorspannung entlang der Achse des Balkenelements infolge des Keilschlupfs. Der Feldquerschnitt ist damit tendenziell stärker überdrückt, als es im Stützbereich der Fall ist. Die angestrebte Vorspannung $\sigma_{cp} = 2.5 \text{ MPa}$ bezieht sich damit auf den Schwerpunkt in Trägermitte. Die maximale Ausnutzung der Spannglieder aus initialer Vorspannung liegt bei ca. 45 % der Dehngrenze des Spannstahls. Der Traglastversuch wird mittels einer am Lehrstuhl für Massivbau eigens konzipierten Steuerung vollzogen. Das Setup definiert eine Belastungsgeschwindigkeit, die in allen

3 Experimentelle Untersuchungen

Versuchen zu 0.2 kN/sec festgelegt wurde. Die Belastung wird weggesteuert aufgebracht, wobei der Weg einer Zielkraft entsprechend der definierten Belastungsgeschwindigkeit über die Versuchszeit folgt. Die eigenständig weggeregelte Nachbruchphase wird bei einem Kraftabfall des vertikalen Kraftvektors um 30 kN initiiert. Alle Kräfte und Translationen, die im direkten Kontext des Versuchsstandes und der Steuerung stehen, werden aufgezeichnet. Zudem werden analoge Referenzsignale ausgegeben und in periphere Messinstanzen (konventionelle Messverstärker und faseroptisches Messgerät) eingespeist, sodass eine nachträgliche Synchronisation aller Daten möglich ist. Die digitale Bildkorrelation wird über die Steuerung des Versuchsstandes selbst ausgelöst, indem die Kameras ein digitales Trigger-Signal mit einer Frequenz von 0.2 Hz erhalten und damit eine Bildaufnahme ausgelöst wird.

3.3 Versuchsprogramm

3.3.1 Konzeption des Versuchsprogramms

Dem Versuchsprogramm der Substrukturelemente liegen Vorüberlegungen zum notwendigen Referenzsystem eines Zweifeldträgers zugrunde. Ausgehend von vorhandenen Randbedingungen des Versuchsstandes werden Balkenelemente unter konstanter Querkraft einer Einzellast und korrespondierendem linearem Momentenverlauf angestrebt. Das Zweifeldsystem wird demnach durch einen symmetrischen Kraftvektor je Feld belastet, vgl. Abbildung 3.1 a). Die Schubslankheit geprüfter Balkenelemente beträgt $\lambda \approx 3$, sodass der Einfluss direkter Druckstreben weitgehend ausgeschlossen werden kann und die zu untersuchenden Querkrafttragmechanismen aus Balkentragwirkung das Trag- und Verformungsverhalten bestimmen. Neben Spannweite und Lastbild wird auch die girlandenförmige Spanngliedgeometrie aus dem Referenzsystem abgeleitet. Im Allgemeinen resultieren aus vorhandener Vorspannung in statisch unbestimmten Systemen Zwangsschnittgrößen, der sog. unbestimmte Anteil der Vorspannung. Vor dem Hintergrund des Versuchsablaufs, siehe Abschnitt 3.2.2, erscheint ein präzises Aufbringen der Zwangsschnittgrößen aus indirekter Vorspannung erschwert. Diese Fragestellung lässt sich durch das Konzept einer zwängungsfreien Vorspannung elegant umgehen. Dabei werden die Parabelstiche im Feld und die Exzentrizität über der Stütze, resultierend aus dem Schnittpunkt der Tangenten, die je Feld an den Krümmungswechsel der Spanngliedgeometrie angelegt werden, so gewählt, dass das unbestimmte Moment $M_{pB,ind}$ über der Stütze verschwindet bzw. eine marginale Größenordnung erreicht. Somit entstehen vernachlässigbare Querkräfte oder Auflagerreaktionen infolge der Vorspannung. Für den vorliegenden Fall des Referenzsystems mit gleichen Spannweiten l_1, l_2 und symmetrischer Spanngliedführung kann die Bedingung einer zwangsfreien Lage vereinfacht werden zu [154]:

$$M_{pB,ind} = \frac{l_1 \cdot f_1 + l_2 \cdot f_2}{l_1 + l_2} = e + f = 0 \quad (3.1)$$

mit

e	Exzentrizität über der Mittelstütze
f	Parabelstich im Feld
l	Spannweite

Die Zusammenhänge nach Gleichung 3.1 sind in Abbildung 3.2 für vorliegende Substrukturversuche schematisch aufbereitet.

Die Beweggründe für eine zwangsfreie Lage der Vorspannung liegen hier in den Randbedingungen der Versuchsmimik begründet und erlauben die Untersuchung der Querkrafttragfä-

higkeit vorgespannter Balkenelemente mit der Substrukturtechnik. Echte Bauwerke werden nur selten in diesem Sinne konstruiert, da diese Lösung nur mit einem kleinen Parabelstich f und damit begrenzt mobilisierbaren Umlenkkräften in Einklang zu bringen ist, was nicht einer wirtschaftlichen Spanngliedführung entspricht. Wenn abhebende Auflagerkräfte zu vermeiden sind oder den Gesamtentwurf bestimmen, kann dieser Ansatz allerdings zielführend sein.

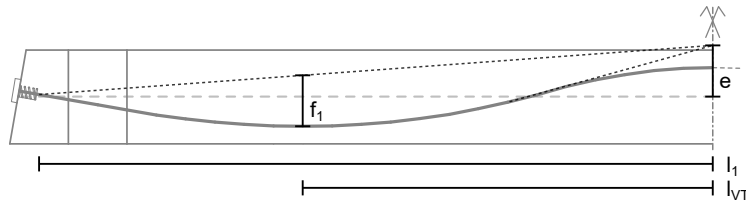


Abbildung 3.2 Konstruktion einer zwangsfreien Lage am symmetrischen Zweifeldsystem einer Spannweite l_1 ; die Spannweite l_{VT} entspricht der Spannweite geprüfter Substruktur-Balkenelemente

Die Rechteck- und Plattenbalkenquerschnitte der Versuchsreihe werden in nachfolgenden Kapiteln detailliert vorgestellt. Die wesentliche Variation besteht in der Ausbildung eines gestuften Längsbewehrungsgrades, der – ausgehend von vergleichsweise starker Zuggurtbewehrung – in drei Stufen sukzessive reduziert wird. Die Anzahl der Längseisen im Gurt wird dabei konstant gehalten, es wird lediglich der Durchmesser verändert. Der schwache Schubbewehrungsgrad schließt an vorausgegangene experimentelle Untersuchungen an [170] und wird über die Versuchsserie nicht verändert.

3.3.2 Versuchsmatrix

Anhand von neun Substrukturversuchen wird der Einfluss des Längsbewehrungsgrades auf die Querkrafttragfähigkeit untersucht. Dabei werden drei abgestufte Längsbewehrungsgrade mit geripptem Betonstahl an Rechteck- und Plattenbalkenquerschnitt bei ansonsten gleichen Randbedingungen betrachtet. Darüber hinaus wird je Querschnitt ein Tastversuch mit glatter Längsbewehrung durchgeführt. Der Versuch RV25 eruiert eine Variation des Längsbewehrungsgrades für den Feld- und Stützbereich. Das experimentelle Programm wird durch die Untersuchung eines konventionell geprüften Referenzträgers zur Beurteilung möglicher Einflüsse aus der Versuchsmimik komplettiert, dieser wird in Abschnitt 3.5.2 separat behandelt. Für eine lineare Abstufung des Längsbewehrungsgrades bei gleichzeitig konstanter Wahl der Durchmesser eines Zuggurts werden Durchmesser $\varnothing = 18$ mm und $\varnothing = 22$ mm genutzt, die aus der Schweiz bezogen wurden. Die Eigenschaften des Betonstahls sind in der Schweiz nach SIA 262:2013 [173] geregelt. Die Anforderungen sind identisch zu den in Deutschland lieferbaren Durchmessern, deren Anforderungen in DIN 488:2009 [50] definiert sind.

Alle Träger werden mit Vorspannung im nachträglichen Verbund geprüft, wobei die Vorspannung erst nach Einbau in den Versuchsstand aufgebracht wird. Die mittlere Zielvorspannung orientiert sich an vorausgegangenen Forschungsvorhaben [81]. Weitere Informationen zu konstruktiver Durchbildung und Materialkennwerten finden sich in Abschnitt 3.3.3 und 3.3.4. Die Versuchskonfiguration ist in Tabelle 3.1 zusammengefasst.

3 Experimentelle Untersuchungen

Tabelle 3.1 Übersicht zu durchgeführten Querkraftversuchen an Spannbetonträgern

Versuch	QS	ρ_{sl} [%]	(abs.)	σ_{cp} [MPa]	Bemerkung
R25	R	1.6	(6 Ø 25)	2.5	
R22	R	1.2	(6 Ø 22)	2.5	
R18	R	0.8	(6 Ø 18)	2.5	
RG25	R	1.6	(6 Ø 25G)	2.5	Glatte Längsbewehrung
RV25	R	1.6 / 0.8		2.5	Variation ρ_{sl} Gurt o/u
T25	T	1.6	(6 Ø 25)	2.5	
T22	T	1.2	(6 Ø 22)	2.5	
T18	T	0.8	(6 Ø 18)	2.5	
TG25	T	1.6	(6 Ø 25G)	2.5	Glatte Längsbewehrung
DLT25	T	1.6	(6 Ø 25)	2.5	Referenzversuch

3.3.3 Geometrie und konstruktive Durchbildung der Balkenelemente

Abbildungen 3.3 und 3.4 bieten eine Übersicht zu den geometrischen Abmessungen der geprüften Versuchsträger. Im Anschluss an das Schubfeld finden sich beidseits Vouten, die den Querschnitt auf eine Breite von $b = 500$ mm aufweiten, sodass in den Schnittufern ein ausreichend breiter Kontakt für die Einleitung der Druck- und Schubkräfte über die trockene Fuge der Schubnockenprofilierung zur Verfügung steht.

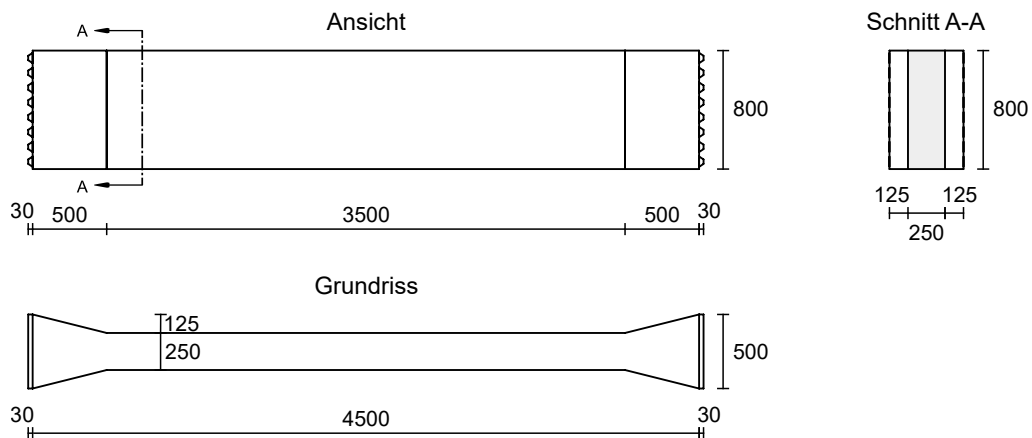


Abbildung 3.3 Abmessungen der Versuchsträger, Rechteckquerschnitt [mm]

Abbildung 3.6 illustriert die konstruktive Durchbildung der Balkenelemente. Der geometrische Querkraftbewehrungsgrad ist in allen Versuchen identisch gewählt:

$$\rho_w = \frac{a_{sw}}{b_w} = \frac{2.26 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}}{0.25 \text{ m}} = 0.000904 = 0.09 \% \quad (3.2)$$

Der mechanische Querkraftbewehrungsgrad variiert in Abhängigkeit der Betonkennwerte dementsprechend leicht. Der Querkraftbewehrungsgrad entspricht in etwa 90 % der geforderten Mindestschubbewehrung nach DIN Fachbericht 102, bleibt aber noch deutlich hinter alten Regelwerken zurück, vgl. Abbildung 3.5. Es kann davon ausgegangen werden, dass

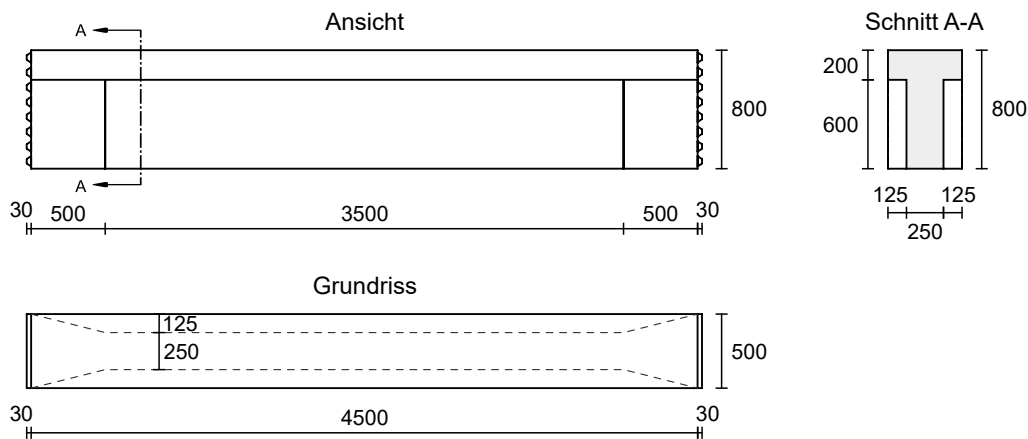


Abbildung 3.4 Abmessungen der Versuchsträger, Plattenbalkenquerschnitt [mm]

Brücken, die auf Basis der angeführten Fassungen der DIN 4227 bemessen wurden, eine ausreichende Mindestschubbewehrung aufweisen und ein initial sprödes Schubversagen vermieden werden kann. Bestandsbauwerke, die allerdings vor 1966 nach DIN 4227-1:1953 auf Basis eines Hauptzugspannungskriteriums bemessen wurden, besitzen lediglich eine minimale konstruktive Bewehrung, die den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit nach aktuellen normativen Regelwerken unmöglich erscheinen lässt, da nur von einem nichtigen Fachwerktraganteil ausgegangen werden muss und der Nachweis elastischer Hauptzugspannungen mit aktuell geforderten Lastbildern ebenfalls keinen Erfolg verspricht. Dieser Umstand minimaler Verbügelung entspricht dem Zielbereich der experimentellen Untersuchungen.

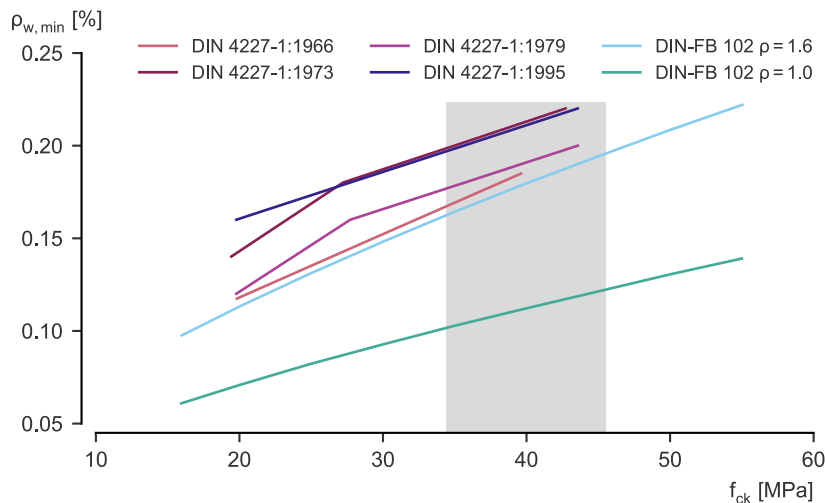


Abbildung 3.5 Vergleich der Mindestquerkraftbewehrung bisheriger Regelwerke mit den Regelungen des DIN-Fachbericht 102:2009 [49] entnommen aus [126]; der graue Bereich bildet die Bandbreite charakteristischer Betondruckfestigkeiten der untersuchten Substrukturversuche

Die starke Bügelbewehrung in den Vouten dient in erster Linie als Spaltzugbewehrung, führt allerdings auch zu einer günstig wirkenden Umschnürung der Biegedruckzone in den Schnittufern. Die drei Litzen eines Spannglieds werden in flachen Hüllrohren geführt, sodass diese nebeneinander liegen. Der Hintergrund dieser Vorgehensweise liegt in der angestrebten

3 Experimentelle Untersuchungen

Messung der Dehnungszuwächse im Spannglied mittels robuster, faseroptischer Messkabel, die zusammen mit den Litzen verpresst werden. Die Führung der Litzen in flachen Hüllrohren erlaubt eine zielsichere Führung des Messkabels bei reduzierter Gefahr durch zerstörende Querpressungen im Bereich der Umlenkradien der Spanngliedgeometrie. Die Gefahr eines Druckstrebenversagens infolge einer stärker reduzierten effektiven Stegbreite konnte im Zuge der Vorbemessungen ausgeschlossen werden.

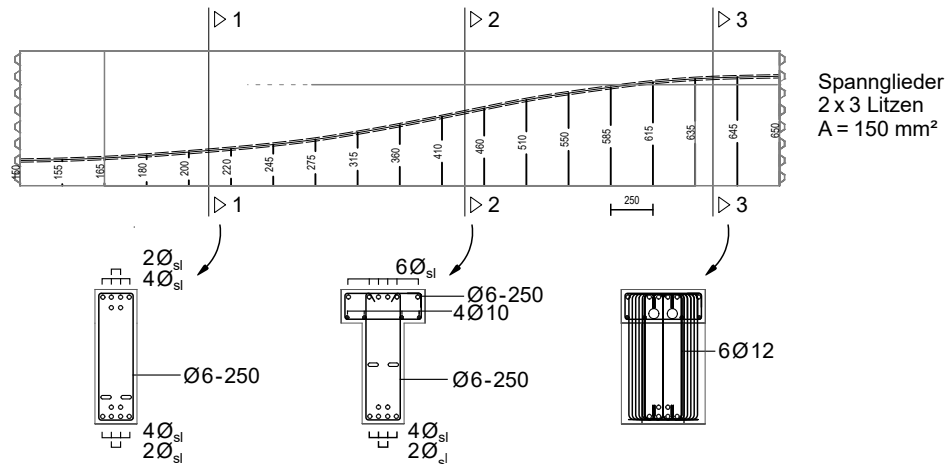


Abbildung 3.6 Konstruktive Durchbildung der vorgespannten Balkenelemente, Schnitt 1-1 am Rechteckquerschnitt bzw. Schnitt 2-2 am Plattenbalkenquerschnitt der Spannweite zwischen den Vouten (Schnitt 3-3); Spanngliedgeometrie in der Ansicht

3.3.4 Materialkennwerte

Im Folgenden sind alle relevanten Materialkennwerte, die im Zuge der experimentellen Untersuchungen erfasst wurden, gelistet. Angegeben sind die Mittelwerte des jeweiligen Parameters über die geprüfte Grundmenge, wobei die Materialeigenschaften des Betons in Tabelle 3.2 jeweils an mindestens sechs Betonzylindern (150 x 300 mm) ermittelt wurden. Gleiches gilt für die Kennwerte des Verpresszements in Tabelle 3.3 an Betonprismen. Die Materialeigenschaften des Stahls in Tabelle 3.4 wurden an drei Zugproben je Durchmesser bestimmt. Die Prüflinge wurden mittels Transportbeton mit einem Größtkorn von 8 mm betoniert.

Die Bestimmung der bezogenen Rippenfläche der verschiedenen Durchmesser der Längsbewehrung und der Schubbewehrung erfolgte durch das Centrum Baustoffe und Materialprüfung des MPA Bau der TU München nach DIN 488:2009 [50]. Mittels optischer Messverfahren wurden je Stahlprobe zwei Messungen über eine Distanz von 1000 mm zu gelisteten Ergebnissen in Tabelle 3.5 gemittelt. Für die glatte Längsbewehrung wurde die Rauheit an drei Messstellen ermittelt, um mögliche Auswirkungen aus lokaler Oberflächenkorrosion zu erkennen, was allerdings nicht in bedeutsamem Maß festgestellt werden konnte.

Tabelle 3.2 Materialkennwerte des Betons

Versuch	t_{exp} [d]	ρ_c [kg/m ³]	f_c [MPa]	$f_{\text{ct,sp}}$ [MPa]	E_c [MPa]
R25	60	2276	41.9	3.03	28 813
R22	28	2309	40.3	3.04	29 482
R18	28	2292	44.4	3.04	28 631
RG25	28	2294	37.8	2.59	28 179
RV25	41	2271	47.8	2.90	28 691
T25	238	2319	41.9	3.54	27 959
T22	235	2312	53.7	3.67	31 263
T18	238	2262	43.8	3.84	28 591
TG25	216	2319	55.2	3.81	31 541
DLT25	193	2377	50.7	4.22	32 688

Tabelle 3.3 Materialkennwerte des Verpresszements

Versuch	t_{exp} [d]	ρ_c [kg/dm ³]	f_c [MPa]	$f_{\text{ct,bz}}$ [MPa]
R25	3	2.06	71.2	6.90
R22	3	2.06	68.2	5.34
R18	3	2.06	63.8	8.08
RG25	3	2.05	63.6	7.23
RV25	3	2.05	73.0	4.33
T25	3	2.07	68.8	6.26
T22	3	2.06	68.3	6.20
T18	3	2.06	67.9	6.20
TG25	3	2.08	65.9	5.40
DLT25	5	2.09	72.8	9.94

Tabelle 3.4 Materialkennwerte des Betonstahls und der Spannlitzen

\varnothing_s [mm]	$E_{s/p}$ [GPa]	$R_{s/p,0.2}$ [MPa]	R_m [MPa]	A_{gt} [%]	A_{10} [%]
6	200.0	531.2	601.1	5.38	14.10
18	203.0	536.5	638.5	11.53	17.33
22	198.9	522.9	633.6	12.08	19.60
25	214.3	519.8	639.9	10.88	19.20
25 ^{a)}	210.4	540.5	667.4	10.20	18.50
25G	196.2	497.4	552.0	3.46	14.83
15.7	199.5	1813.0	1946.0	5.74	6.70

a) Längsbewehrung Referenzversuch DLT25

3 Experimentelle Untersuchungen

Tabelle 3.5 Bezogene Rippenfläche bzw. Rauigkeit des Betonstahls

\varnothing_s [mm]	$f_{R,nom}$ [-] ^{b)}	$f_{R,m}$ [-] ^{c)}	$\Delta f_{R,m-R,nom}$ [%]	R_a [μm]	R_q [μm]
6	0.039	0.062	59.0		
18 ^{a)}	0.056	0.079	41.0		
22 ^{a)}	0.056	0.070	25.0		
25	0.056	0.059	5.4		
25G				5.13	6.60

a) Eigenschaften des Betonstahls nach SIA 262:2013

b) 5 %-Quantilwert der normativ geforderten bez. Rippenfläche nach DIN 488-2:2009

c) Mittelwerte gemessener bez. Rippenfläche

3.4 Verwendete Messtechnik

Nachfolgend erläuterte Komponenten der Messtechnik beziehen sich vorrangig auf die Substrukturversuche. Die konventionelle Messtechnik bestehend aus wirksamen Kraftvektoren, Verformungen und DMS (Dehnmessstreifen) auf Stahl und Beton kommt analog auch am Referenzträger zum Einsatz. Auch die optische Erfassung der Verzerrungen im Schubfeld mittels digitaler Bildkorrelation wird in identischer Weise umgesetzt, lediglich die faseroptischen Messungen entfallen am Referenzträger DLT25.

3.4.1 Kräfte und Translationen

Kräfte und resultierende Schnittgrößen werden aus den Kraftvektoren der Hydraulikzylinder der gesteuerten Lastplatte bestimmt. Dabei wird die Raumlage der Platte über eine Trilateration in Abhängigkeit der Loslagerpunkte (Zylinderhub) und Festpunkte (Relativverschiebungen aus elastischer Verformung des Versuchsstandes) definiert. Zum Abgleich der aufgebrachten Kräfte sind an den starren Reaktionsstäben (Schnittufer Stützmoment) jeweils drei DMS appliziert, sodass die Horizontalkräfte und entsprechend resultierendes Stützmoment verifiziert werden können. Zur Aufnahme einer kontinuierlichen Verformungsfigur sind insgesamt fünf Seilzugsensoren angeordnet, die die vertikale Durchbiegung des Balkens aufzeichnen. Eine potentielle horizontale Fugenöffnung, ausgehend von vorgedrückter Zugzone, wird über den Versuch hinweg gemessen, vgl. Abbildung 3.7.

Die Substrukturtechnik ist per se mit erhöhten Verformungen verbunden, da neben der Degradation der Biegesteifigkeit des zu prüfenden, vorgespannten Balkenelements auch die Biege- und Dehnsteifigkeit des gesamten Prüfaufbaus und unvermeidbare, minimale Toleranzabweichungen in der Schubnockengeometrie der Schnittufer erst unter Last einen maximal kraftschlüssigen Zustand einnehmen.

Eine Öffnung der Schubnockenebene im jeweils gedehnten Querschnittssegment der Schnittufer kann mit der Analogie eines Biegerisses gefasst werden, wobei allerdings die trockene Fuge bei anschließender Stahlplatte keine Zugversteifung hin zur Verankerung der Zugglieder bietet. Die Messung der Fugenklaffung erlaubt in Abgleich zu weiteren Messgrößen (bspw. Faseroptik entlang der Längsbewehrung) Rückschlüsse zum Verzerrungszustand des Zuggurts und mobilisierter Spannkraftzunahme. Die Zusammenhänge sind in Abbildung 3.8 für das Schnittufer unter positivem Moment schematisch illustriert.

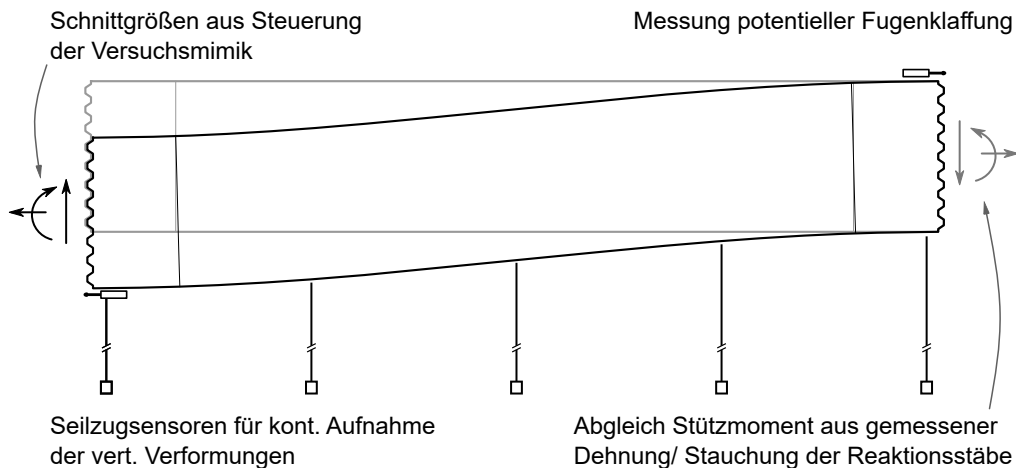


Abbildung 3.7 Gemessene Kräfte und Verformungen am Versuchsträger

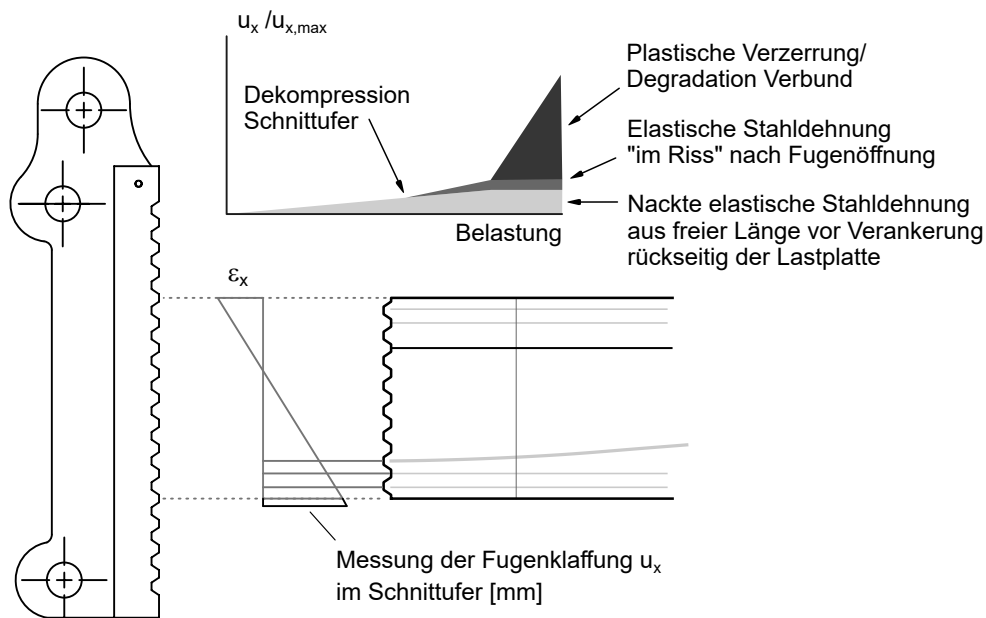


Abbildung 3.8 Exemplarische Entwicklung der Fugenöffnung u_x infolge zunehmender Stahldehnung im Zuggurt unter steigender Belastung

3.4.2 Verzerrung und Rissbildung

Konventionelle Messtechnik

Die konventionelle Messtechnik wird durch DMS entsprechend Abbildung 3.9 komplettiert. Es werden auf allen Bügeln im Schubfeld drei DMS entlang eines Bügelschenkels vorgesehen. Neben Betrachtungen zur Aktivierung der Bügelschenkel bei einsetzender Schubrissbildung respektive der adaptierten Ermittlung effektiver Schubrisslasten, vgl. Abschnitt 3.6.4, lässt sich so auch der final mobilisierte Querkrafttraganteil der Schubbewehrung anhand der DMS entlang der Bügelschenkel abschätzen. Selbstredend besteht hier eine leichte Unschärfe, falls kritische Schubrisse den Bügel nicht im Einflussbereich der Messstellen kreuzen. Die Beton-DMS ermöglichen im Bereich des gestauchten Gurts Untersuchungen

3 Experimentelle Untersuchungen

der Betondruckzone. Auf Basis der DMS-Rosetten lassen sich an diskreten Stellen die Hauptverzerrungen und die Neigung der Hauptdruckstauchung ε_2 bestimmen. Diese Daten unterstützen die Interpretation des Tragverhaltens und erlauben Rückschlüsse auf die last- und steifigkeitsabhängige Ausbildung eines Druckbogens, und im Speziellen den Anteil einer profilierten Druckzone daran. Da entsprechend der diskreten Messstellen die lokale Rissbildung erheblichen Einfluss auf Messergebnisse und damit einhergehenden Interpretationsspielraum nimmt, sind die Ergebnisse differenziert zu bewerten und ggf. zu entkräften. Weitere DMS dienen in erster Linie dem Abgleich und der Kontrolle der Kräfte während des Vorspanns.

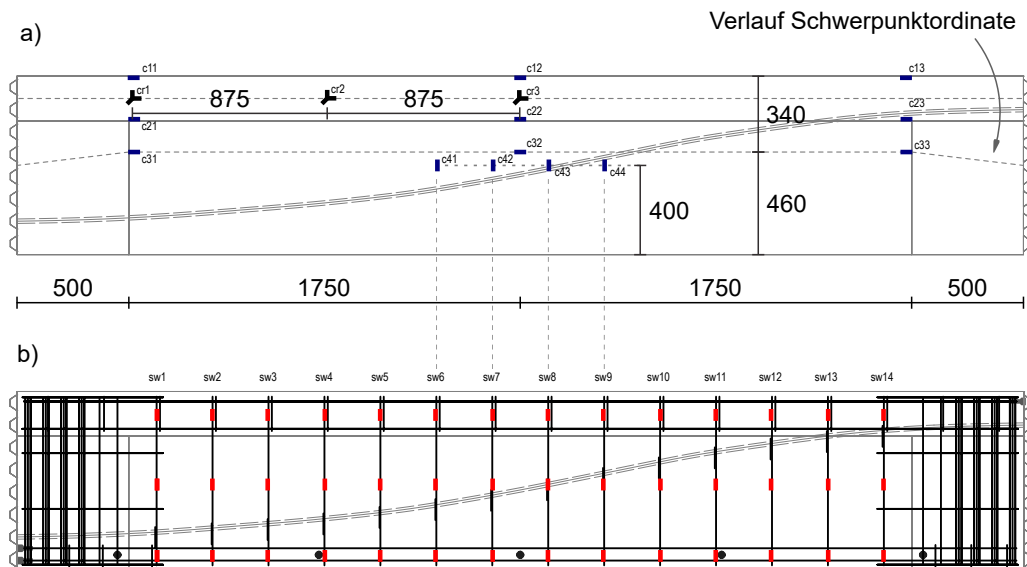


Abbildung 3.9 Konventionelle DMS-Messtechnik an Versuchsträgern zur Aufnahme lokaler Verzerrungen a) auf der Betonoberfläche b) auf der Bügelbewehrung im Schubfeld

Faseroptische Messtechnik entlang der Längsbewehrung und im Spannglied-Hüllrohr

Auf allen Stäben der Längsbewehrung werden optische Messfasern appliziert. Hierzu wird zunächst entlang des Walzgrades eine CNC-gefräste Nut von ca. 1.0 mm Breite und 1.0 mm Tiefe vorgesehen, sodass die Faser darin in Klebstoffmatrix umgeben vor mechanischer Beschädigung während der Herstellung des Bewehrungskorbs und anschließender Betonage bestmöglich geschützt ist, vgl. Abbildung 3.10 b). Diese Vorgehensweise bietet einen maximal starren Verbund der Faser entlang eines Bewehrungsstabes bei gleichzeitig vernachlässigbarer Beeinflussung des Verbundverhaltens der Bewehrung. Die Fasern werden anschließend in radial drucksteifen, aber entlang ihrer Achse dennoch flexiblen, Schläuchen mit einem Durchmesser \varnothing (Durchmesser) = 1.2 mm auf Trägeroberseite aus dem Beton herausgeführt. Eine erste Referenzmessung wird noch vor Betonage durchgeführt, um eingepreßte Verzerrungen infolge Schwinden messen zu können. Die Messung der Verzerrung während des Versuchs allein ist immer als Differenzwert zu einem eingepreßten Zustand zu verstehen. Dies ist insbesondere vor dem Hintergrund der vorgestellten Versuchsreihe relevant, da der Übergang zu plastischen Verzerrungen im Feld- und Stützbereich für geringe Längsbewehrungsgrade zu erwarten ist, zeitgleich aber durch abfließende Hydratationswärme und Schwinden im Vorfeld des Versuchs Stauchungen respektive Druckspannungen

in der Größenordnung von bis zu 90 MPa bereits vorhanden sind. In jedem der beiden Spannglieder sind zusätzlich robuste optische Messkabel eingebettet, die im Verbund mit erhärtetem Verpresszement lokale Dehnungszuwächse im Spannglied detektieren können. Die Eignung dieser Messkabel, umgeben von einer Zementmatrix, entsprechende Verzerrungen und lokale Rissbildung trotz robustem Aufbau über mehrere Layer hinweg ausreichend genau abzubilden, konnte bereits in verschiedenen Szenarien erfolgreich bestätigt werden [62, 205]. Der vielfache Einsatz der Messfasern in beiden Gurten dient einer möglichst redundanten Auslegung, sodass einzelne Ausfälle kompensiert werden können. Neben der unmittelbaren Information zur Verzerrung in den Gurten können die faseroptischen Messergebnisse in Kombination mit Auswertungen der digitalen Bildkorrelation einen Einblick in Formänderung, Rissbildung und Kinematik entlang des vorgespannten Balkenelements liefern. Der kontinuierliche Messpunktabstand entlang einer optischen Messfaser beträgt 1.0 cm. Die Messdatenerfassung erfolgt mit der Rayleigh-Reflektometereinheit ODISI-A der Fa. Luna. Nähere Informationen zu Messtechnik, deren Komponenten in Abbildung 3.10 schematisch dargestellt sind, und relevanten Einflussfaktoren finden sich in der Literatur [62, 29, 165, 115, 114, 68, 36].

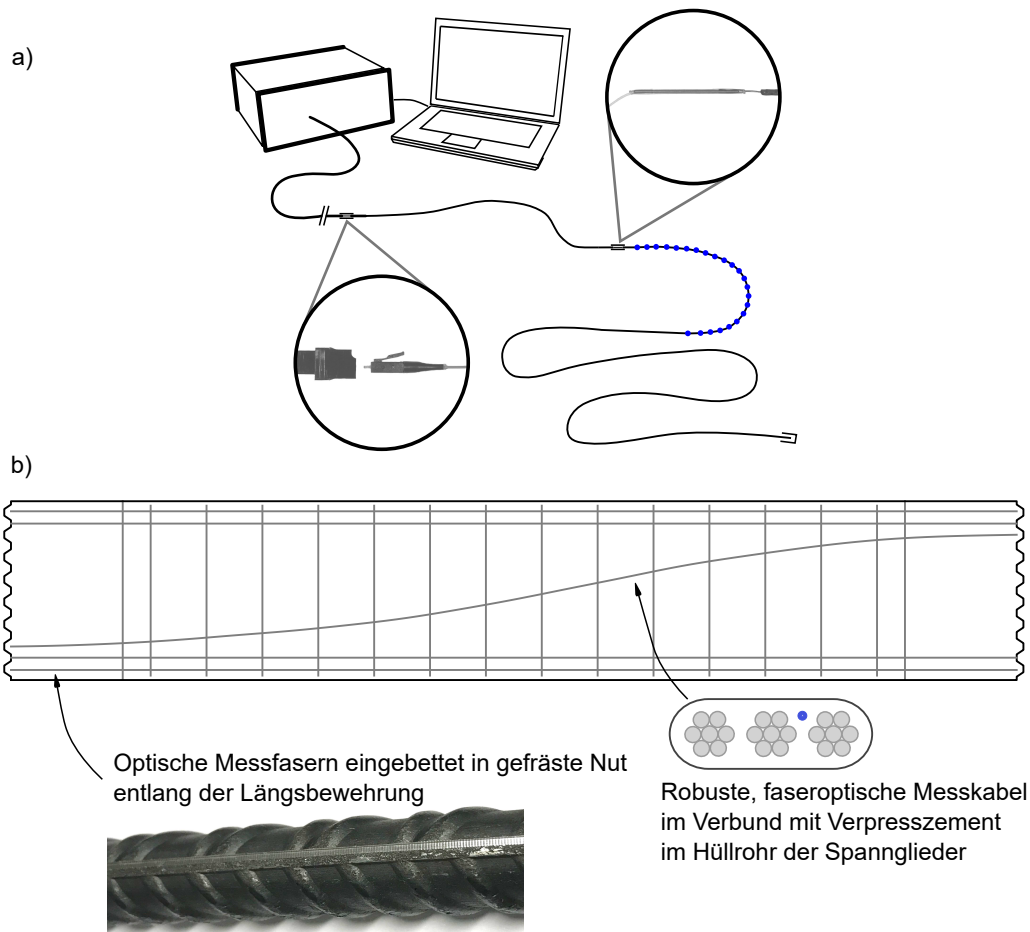


Abbildung 3.10 Übersicht zur Konfiguration eingesetzter faseroptischer Messtechnik; a) Schematischer Überblick zum Messprinzip b) Applikation der Sensoren an Längsbewehrung und im Spannglied

Digitale Bildkorrelation

Die digitale Bildkorrelation DIC dient der kontaktlosen, optischen Erfassung der Betonverzerrungen im Schubfeld. Beim Plattenbalkenquerschnitt wird hierbei nur die Stegeebene betrachtet, vgl. Abbildung 3.11.

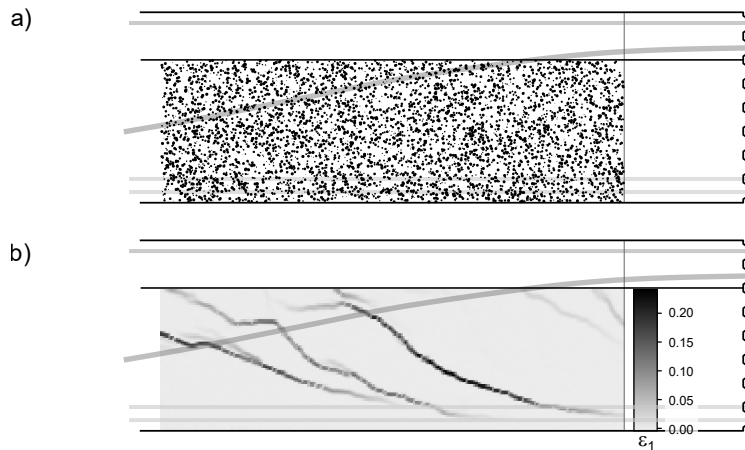


Abbildung 3.11 a) Stochastisches Muster in der Stegeebene eines Plattenbalkenquerschnitts; b) Verteilung der Hauptzugverzerrung auf Basis der Korrelation der Pixelfacetten

Hierzu wird zunächst ein stochastisches Muster auf die zu betrachtende Ebene aufgebracht. Dies ermöglicht die Korrelation der relativen Pixelverschiebungen in Abhängigkeit gewählter Facettengröße. Der gewählte Ansatz der Auswertung erlaubt selbst bei starken Diskontinuitäten infolge diskreter Rissbildung eine Korrelation der Muster [196]. Es werden zwei 2D-Systeme, die jeweils eine Hälfte des Schubfelds erfassen, genutzt. Im Postprocessing wird eine Perspektivtransformation der Bilddaten vor der eigentlichen Bildkorrelation durchgeführt, um sicherzustellen, dass die Blickrichtung dem Normalenvektor der betrachteten Ebene entspricht. Für die Perspektivtransformation wird eine 3x3-Transformationsmatrix benötigt. Hierzu werden vier Koordinatenpaare definierender Eckpunkte der betrachteten Stegfläche im Pixelarray ausgewählt, wobei drei davon nicht kollinear sind. Die Punkte spannen ein Rechteck bekannter Breite und Höhe auf, wodurch die relative Lage der Punkte untereinander auch im Ausgabebild bekannt ist. Die Transformation kann dann auf Basis homogener Koordinaten durchgeführt werden. Für eine Erläuterung der mathematischen Zusammenhänge wird auf Szeliski verwiesen [184].

Die Auswertung der digitalen Bildkorrelation ermöglicht zusammen mit faseroptischen Messergebnissen eine gegenseitige Validierung, eine globale Verfolgung einsetzender Risskinematik, analytische Betrachtungen zur Entwicklung der lokal und lastabhängig veränderlichen Druckstrebenneigung und weiterführende Überlegungen zur Entwicklung der Hauptverzerrungen, vgl. Kapitel 4.3. Die Ableitung einzelner, exponierter Traganteile auf Basis von Rissreibung und -verzahnung, vgl. Kapitel 2.6, wird nicht forciert, da einschlägige Beziehungen zur Quantifizierung der Traganteile an mitunter nicht repräsentativen Kleinkörperversuchen [207] hergeleitet wurden und deren Aussagekraft und Übertragbarkeit auf skalierte Balkenversuche kritisch zu betrachten ist. Die sequentielle Bildaufnahme wird während des Versuchs mit einer Frequenz von 0.2 Hz durch einen externen Trigger der Versuchssteuerung deterministisch ausgelöst. Der Zeitpunkt einer Aufnahme wird zugleich in den Messdaten der Steuerung abgelegt, sodass eine nachträgliche Zuordnung wirksamer Schnittgrößen und sonstiger Messdaten zu jeder Aufnahme gewährleistet ist. Für die Bildaufnahme kommen Industriekameras (Fa. TELEDYNE DALSA, Modell GM10-M4040, 12 MP,

Sensor Sony IMX253) mit Festbrennweitenobjektiv (Fa. Kowa, Modellserie LM16FCJ52) zum Einsatz. Weitere Informationen zur gewählten DIC-Konfiguration finden sich hier [189].

3.5 Validierende Untersuchungen

3.5.1 Allgemeines

Im Folgenden werden zusätzliche Begleituntersuchungen vorgestellt, die die Auswertung und Validierung der Substrukturversuche unterstützen. Zunächst wird ein konventionell belasteter Balken mit Plattenbalkenquerschnitt behandelt, sodass ein Abgleich des Tragverhaltens ermöglicht wird bzw. differierende Charakteristika im Vergleich zur Substrukturtechnik und deren Bedeutung für erreichte Traglasten bewertet werden können. Ein weiteres Element der Untersuchung besteht in der Beschreibung der detektierten Dehnungszuwächse im Spannglied mittels im Hüllrohr verpresster, robuster optischer Messkabel. Hierzu werden Zugversuche an verpressten Einzellitzen vorgenommen, die zusammen mit weiteren Messgrößen, die im Zuge der Substrukturversuche gewonnen werden, eine redundante und robuste Bewertung der effektiven Dehnungszuwächse im Spannstahl ermöglichen.

3.5.2 Untersuchungen zur Kontrolle der Versuchsmimik

Konzeption

In Abgleich zur konstruktiven Durchbildung des Substrukturversuchs T25 wird ein Referenzversuch an einem konventionell belasteten Spannbetonbalken, im Weiteren mit DLT25 bezeichnet, durchgeführt. Anhand dieser Vergleichsbetrachtung lassen sich Einflüsse der Substrukturtechnik (trockene Schnittufer mit Schubnockenprofilierung, Einfluss der Voute an Lasteinleitung, allgemeine Steuerung der Versuchsmimik) auf das Tragverhalten des vorgespannten Plattenbalkens bewerten. Abbildung 3.13 zeigt den Aufbau des Referenzträgersystems, das als einfacher Balken mit Kragarm konzipiert wurde, um die M/V-Charakteristik eines Mehrfeldsystems abbilden zu können. Der grau hinterlegte Bereich zwischen Lastachse im Feld und rechtem Lager unter Stützmoment entspricht im Wesentlichen der konstruktiven Durchbildung und Geometrie der Substrukturelemente, vgl. Abbildung 3.12.

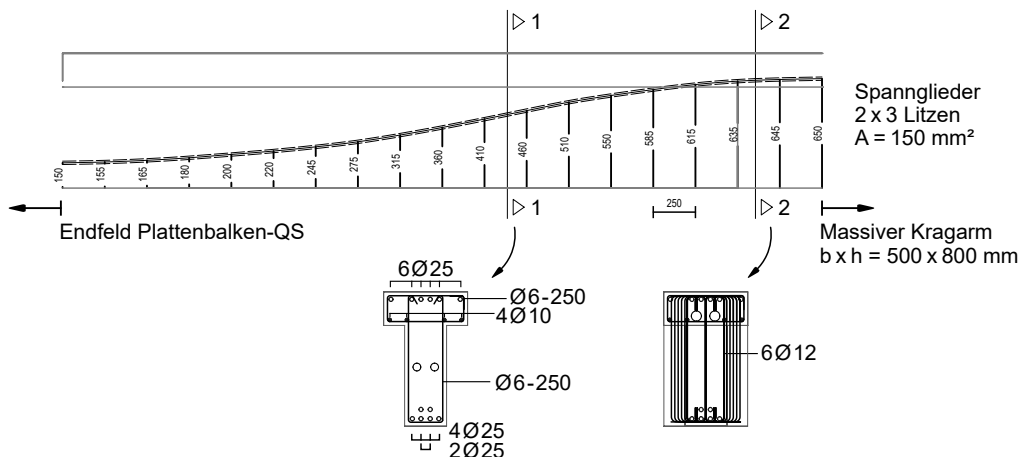


Abbildung 3.12 Konstruktive Durchbildung im relevanten Schubfeld

3 Experimentelle Untersuchungen

Bemerkenswerte Abweichungen finden sich in der fehlenden Voute unter Lasteinleitung im Feld und der Verwendung runder Hüllrohre, die zu einer leicht erhöhten effektiven Stegbreite führen. Die runden Hüllrohre werden hier abweichend von der flachen Ausführung bei den Substrukturversuchen aus Gründen der Praktikabilität über die größere Länge des Balkens gewählt, zumal auch von einem faseroptischen Messkabel im Hüllrohr abgesehen wird. Relevante Materialkennwerte sind den Tabellen 3.2, 3.3 und 3.4 zu entnehmen. Die weitere Bewehrung in Endfeld und Kragarm ist ausreichend stark gewählt, um jegliches Versagen dort ausschließen zu können. Da diesen Bereichen im Sinne der Untersuchungsziele keine wesentliche Bedeutung zukommt, wird auf eine weitere Darstellung verzichtet.

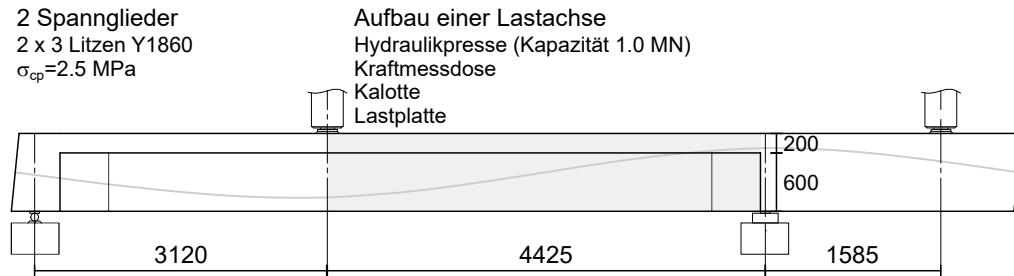


Abbildung 3.13 System des Referenzversuchs bei maximaler Anlehnung an den Substrukturversuch T25 bez. Geometrie und konstruktiver Durchbildung des Schubfeldes zwischen Lasteinleitung und Mittelstütze

Das Lastbild aus Hauptlast im Feld und Gegenlast auf dem Kragarm bilden die Schnittgrößenverhältnisse ab, wie sie auch in den Substrukturversuchen präsent sind, vgl. Abbildung 3.14.

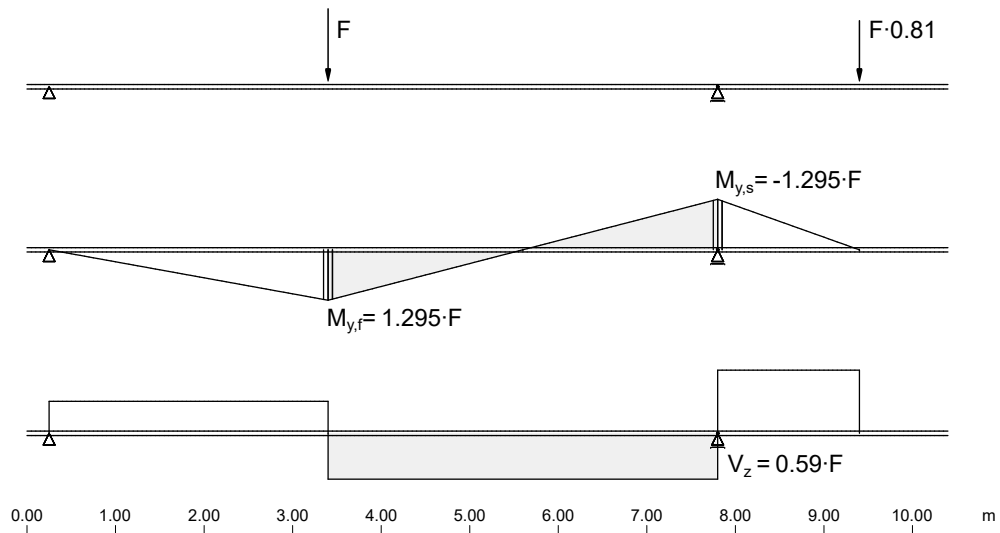


Abbildung 3.14 Momenten- und Querkraftverlauf des Referenzsystems; grau: Prüfbereich in Analogie zu Verhältnissen eines Substrukturelements

Die konventionelle Messtechnik zur Aufzeichnung resultierender Kräfte und Verformungen sowie DMS auf Stahl und Beton kommen analog auch am Referenzträger zum Einsatz. Auch die optische Erfassung der Verzerrungen im Schubfeld mittels digitaler Bildkorrelation wird in identischer Weise umgesetzt, lediglich die faseroptischen Messungen entfallen am Referenzträger. Dies begründet sich im Wesentlichen im Umstand, dass der Träger extern in einem Fertigteilwerk hergestellt wurde und ein Handling der empfindlichen Sensoren

kritisch erschien. Die nachträgliche Vorspannung und Verpressung der Hüllrohre erfolgte erst in unmittelbarer Vorbereitung auf den Versuch, nachdem der Träger bereits unter den Lastportalen der eigenen Versuchshalle in Position gebracht war.

Vergleichende Analyse des Tragverhaltens

Abbildung 3.15 stellt die Last-Verformungskurven der beiden Versuche T25 und DLT25 gegenüber. Die Traglast beider Versuche wird durch ein Biegeschubversagen bestimmt. Grundsätzlich erfahren Balkenelemente, die unter Anwendung der Substrukturtechnik geprüft werden, größere Verformungen und in sich verträgliche Endrotationen im Vergleich zu konventionellen Balkensystemen [64]. Dies ist in erster Linie auf die Randbedingungen des Versuchsstandes zurückzuführen. Die trocken vorgespannten Schnittufer mit Schubnockenprofilierung bieten eine kraftschlüssige Verbindung zu den Belastungs- und Reaktionsplatten, erlauben allerdings infolge lokal reduzierter Steifigkeit und potentiellen Imperfektionen in der lokalen Profilierung größere Systemverformungen und Rotationen, sodass sich das System erst mit zunehmender Belastung „satt“ einspannt. Die möglichen Unterschiede

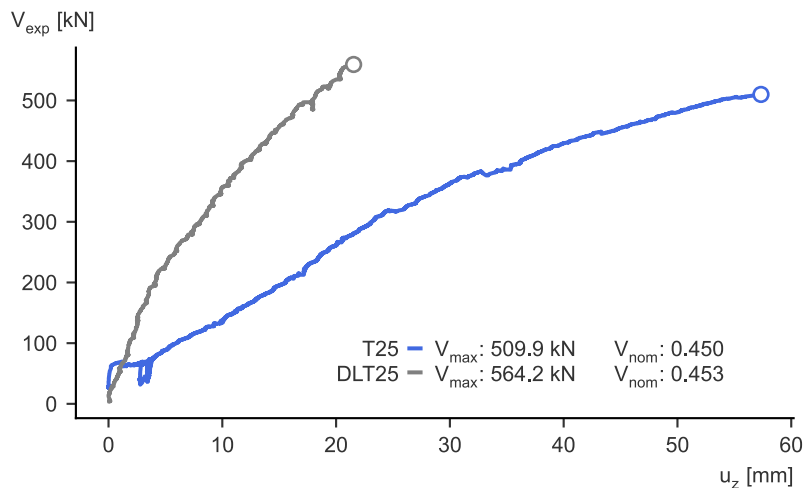


Abbildung 3.15 Last-Verformungskurven für T25 und DLT25 bis zur maximalen Querkraft; die auf Querschnitt und Zylinderdruckfestigkeit bezogene Querkrafttragfähigkeit $V_{\text{nom}} = V_{\text{exp}} / (b \cdot d \cdot \sqrt{f_c})$ der Versuche T25 und DLT25 weicht lediglich um 0,7% voneinander ab

im effektiven Trag- und Verformungsverhalten des relevanten Schubfeldes konzentrieren sich damit ursächlich auf die Diskontinuitätsbereiche an Lasteinleitung und Auflager. So zeigt beispielsweise die Lasteinleitung in Abhängigkeit der lokalen Kontaktsteifigkeit der einzelnen Schubnocken zu Beginn eine verteilte Lastübertragung, die einer indirekten Lasteinleitung (verschmierter Kraftschluss über die Querschnittshöhe) ähnelt. Mit zunehmender Last konzentriert sich die Lasteinleitung auf die obersten beiden Schubnocken, sodass sich analog zu einer Punktlast aus auf dem Druckgurt aufsetzendem Lastzylinder der Fächer einer Einzellast über die Querschnittshöhe ausbildet. Beide Versuche zeigen eine ausgeprägte Biege- und Biegeschubrissbildung ausgehend von den Momentenmaxima der Feld- und Stützquerschnitte. Der kritische Schubriss tritt jeweils im Stützbereich auf. Für eine weiterführende, vergleichende Analyse des referenzierenden Durchlaufträgers DLT25 und zugehörigen Substrukturversuchs T25 wird auf den Forschungsbericht [64] verwiesen. Ein Systemvergleich am Rechteckquerschnitt ist bereits erfolgt. Dieser zeigt ebenso

eine zufriedenstellende Übereinstimmung des Tragverhaltens zwischen konventioneller Versuchsmimik und Substrukturtechnik [172].

3.5.3 Erfassung der Dehnungszuwächse der Spannglieder

Theoretische Hintergründe

Zur Untersuchung möglicher Dehnungszuwächse der Spannglieder wird in den Hüllrohren jeweils eine robuste, optische Messfaser geführt. Über den Verbund mit dem Verpresszement erfährt die Faser analog zu den Litzen im Hüllrohr eine mögliche Dehnung. Der nachgiebige Verbund der Komponenten und der Layeraufbau im Messkabel selbst führen zu einer reduzierten Schubsteifigkeit in dieser Betrachtung. Die schematischen Zusammenhänge sind in Abbildung 3.16 aufbereitet. Diese Gedanken sind grundsätzlich für alle faseropti-

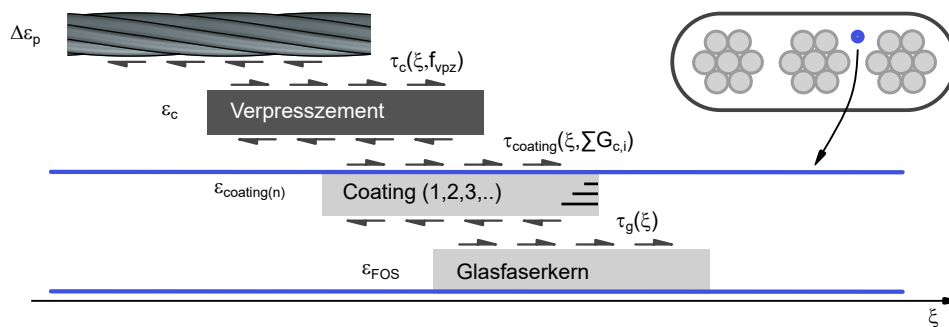


Abbildung 3.16 Effektiv gemessene Verzerrung im Glasfaserkern in Abhängigkeit der Verbundmechanismen zwischen Litze, Verpresszement und des Layeraufbaus des faseroptischen Messkabels im Hüllrohr

sehen Messungen unterschiedlicher Fasern und in Abhängigkeiten des Kontaktmediums zu berücksichtigen. Allerdings darf für die Polyamid- bzw. Nylonfasern, die nur einen minimalen Mantel um ihren Silicium-Kern aufweisen, von nahezu starrem Verbund zum Bewehrungsstab ausgegangen werden, der keine weiteren Betrachtungen im Kontext globaler Entwicklung der Verzerrungen notwendig erscheinen lässt [62]. Bei expliziten Untersuchungen zum lokalen Verbundverhalten sind auch zwischen Polyamid- und Nylonfasern im Abgleich hoher Dehnungsgradienten Unterschiede in der Auflösung der theoretischen Verzerrungsprofile zu Gunsten der lediglich besprühten Polyamid-Faser zu erkennen. Im Gegensatz dazu schützen die robusten Messkabel, wie sie in den Hüllrohren zusammen mit den nachträglich vorgespannten Litzen verpresst werden, die Glasfaser im Inneren durch verschiedene Kunststoff- und Metalllayer. Der robuste Aufbau ermöglicht erst eine Messung in diesem Setup. Für die beiden erstgenannten Faserprofile ist eine Zerstörung des Glasfaserkerns zu erwarten. In Konsequenz sind die absolut gemessenen Verzerrungen der robusten Messkabel allerdings zusätzlichen referenzierenden Begleituntersuchungen zu detektierbarer Verzerrung bei definiert aufgebrachter Spannung für zu betrachtendes Spannglied gegenüberzustellen, um letztendlich den Dehnungs- bzw. Spannungszuwachs der Spannglieder im Versuch ausreichend valide quantifizieren zu können. Dabei wird implizit auch der Verbundmechanismus zwischen Verpresszement und Litze im Hüllrohr berücksichtigt. Zum Zeitpunkt der Versuchskonzeption und -durchführung ist die Platzierung robuster faseroptischer Messkabel im Hüllrohr ein Novum. Eine grundsätzliche Tauglichkeit ist nicht durch bereits veröffentlichte Erkenntnisse belegt. Vor diesem Hintergrund sind die

Kleinversuche an verpressten Einzellitzen als Tastversuche im Sinne einer grundsätzlichen Funktionsprüfung der Messdatenerfassung zu verstehen.

Faseroptische Messungen an verpressten Einzellitzen

Anhand von Einzellitzen, die zusammen mit einer robusten Messfaser in einem geraden Hüllrohrabschnitt über eine Länge von 80 cm geführt verpresst werden, wird die grundsätzliche Eignung der robusten Messfaser zur Detektion von Spannstahldehnungen überprüft. Integrierte Distanzelemente halten die Litze im Zentrum des Hüllrohres, das Messkabel wird mit 1 cm Abstand zur Litze geführt. Nach Erhärten des Verpresszements wird das verpresste Hüllrohrelement bei überstehenden Litzenenden in eine Universalprüfmaschine eingebaut und unter einem Rampenprofil steigender und entlastender Zugkraft mit Halteplateaus geprüft. Das Belastungsprofil steigert die Zugkraft mit folgenden Stützstellen, die ein Halteplateau von 20 s nach sich ziehen: 0 - 25 - 50 - 100 - 200 kN. Anschließend wird das System auf gleiche Weise wieder entlastet. Der Verlauf aufgebrachter Zugkraft bzw. korrespondierender Dehnung kann in Abbildung 3.17 über die Zeitachse nachvollzogen werden. Es werden insgesamt sechs Prüfkörper bei mehrfacher Durchfahrt des Belastungs- und Entlastungszyklus untersucht, wobei drei Verbundsysteme durch ein mittiges Trennelement zwei halbierte Verbundlängen erhalten. Der Fokus liegt auf einer Beurteilung

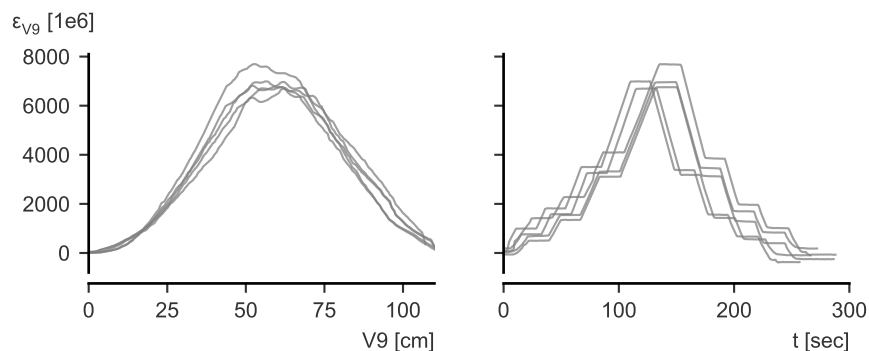


Abbildung 3.17 Dehnungsverläufe der robusten, optischen Messkabel entlang der Faserlänge unter Maximallast und über die Zeit des Belastungszyklus in Mitte des Verbundelementes

grundsätzlicher Tauglichkeit der robusten Messfaser zum Einsatz im verpressten Hüllrohr und der Bereitstellung zusätzlicher, unterstützender Daten bei der Bewertung vakanter Dehnungszuwächse bei den Belastungsversuchen an Substrukturelementen. Abbildung 3.18 zeigt für eine robuste Messfaser V9 beispielhaft die Ergebnisse eines Belastungszyklus. Das Belastungsprofil über die Zeitachse korrespondiert mit aufgebrachter Zugkraftdefinition an der Litze. Der Blick auf die Schnittebene über die Faserlänge zeigt, dass die Verbundlänge der Faser (grau hinterlegter Abschnitt der Dehnungen) ausreichend ist, um die reinen Spannstahldehnungen der Litze $\varepsilon_{p,raw}$ im mittleren Bereich unter Rissbildung im Verpresszement zu erfassen. Die Untersuchungen legen allerdings auch die signifikanten, verschmierenden Effekte des Verbundaufbaus der robusten Messfaser, vgl. Abbildung 3.16, offen. Relativierend darf an dieser Stelle die hohe ‐zusätzliche‐ Spannstahlspannung von $\Delta\sigma_p = 1333$ MPa nach Verpressen angeführt werden. Derart hohe Zuwächse sind im Zuge eines Belastungsversuchs an skalierten Balkentragwerken nicht zu erwarten. Neben einer Eintragungslänge von etwa 30 cm innerhalb der Verbundlänge der Faser, ist zu erkennen, dass sich auch außerhalb des Verbundbereiches Verzerrungsanteile aufbauen respektive abklingen, was zunächst nicht nachvollziehbar erscheinen mag. Ursächlich ist wiederum

3 Experimentelle Untersuchungen

der Layeraufbau der robusten Messkabel, sodass das Messergebnis des Siliziumkerns der Glasfaser als Produkt einer Abfolge verschiedener Schubspannungslayer unterschiedlicher Steifigkeit ist. Unter dem oberflächlichen Kunststoff-Coating, das durch eine Profilierung den Verbund mit der Zementmatrix herstellt, liegt ein Stahlmantel. Dieser wird um eine erste Einleitungslänge verkürzt über eine gewisse eingebettete Länge durch das erste Coating gedehnt. Die Dehnungen des Stahlmantels werden allerdings wiederum über eine Verbundlänge weitergegeben, die größer erscheint als die nominale Verbundlänge der eingebetteten Faser. Hintergrund ist das axiale Steifigkeitsverhältnis der Layer, wobei der Stahlmantel hier die steifste Schicht darstellt. Damit kann davon ausgegangen werden, dass infolge einer Relativverschiebung der Layer innerhalb des Messkabels Verbundspannungen auf den inneren Verbundlayer des Siliziumkerns bereits außerhalb der eingebetteten Länge wirksam sind. Die Einbettung robuster Messkabel im verpressten Hüllrohr erscheint damit

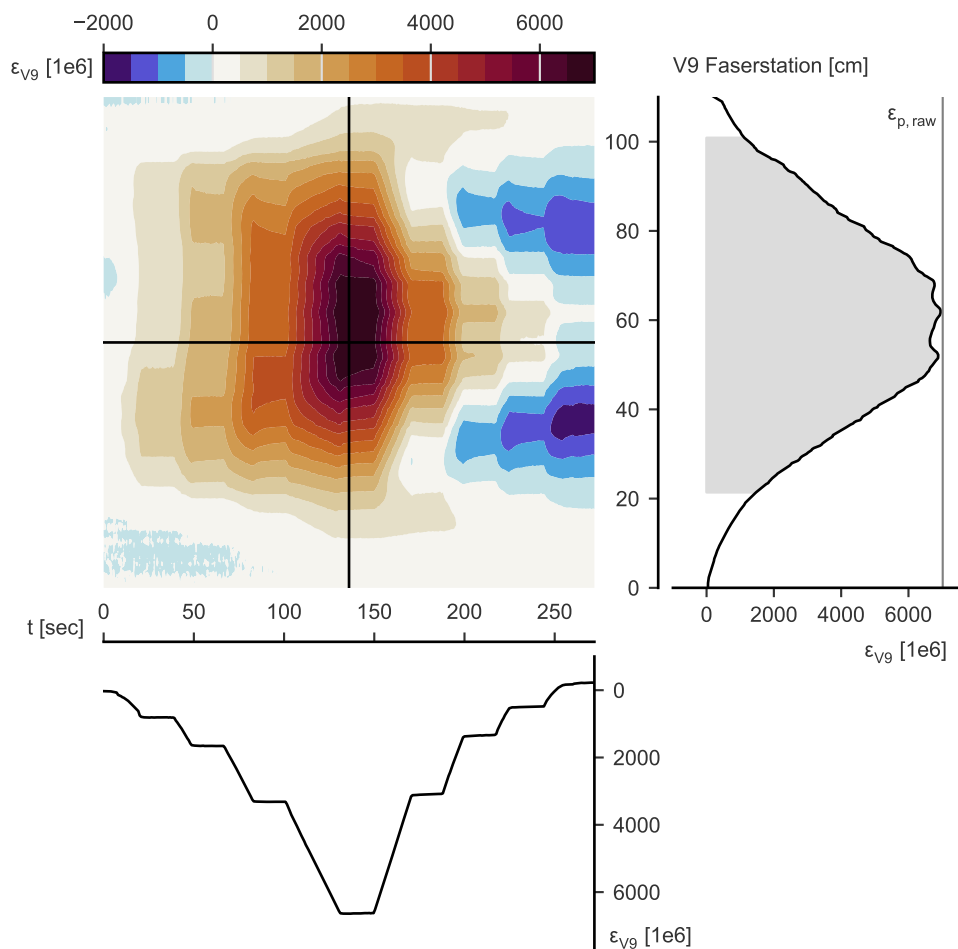


Abbildung 3.18 Beispielhafte Entwicklung der Dehnungen über die Faserlänge und Belastungsdauer; Schnittführung entlang der Faser und über die Versuchsdauer entsprechend markierter Achsen im Konturplot

ein probater Ansatz zur Detektion globaler Dehnungszuwächse entlang der Spannglied-geometrie infolge Biegung. Die Detektion eines lokalen, korrekt skalierten Maximums im Dehnungsverlauf bei kreuzender Schubrissbildung erscheint im Rahmen dieses Konzept allerdings erschwert. Die Messdaten bieten dennoch wertvolle Eindrücke zur Aktivierung

von Dehnungszuwächsen in den Spannsträngen, die sich vorrangig auf die gerissenen Fächer unter maximalen Feld- und Stützmomenten konzentrieren.

3.6 Versuchsergebnisse

3.6.1 Trag- und Verformungsverhalten

Alle durchgeführten Versuche an vorgespannten Balkenelementen mündeten in einem Schubversagen. Im Rahmen der betrachteten Versuchsreihe beeinflusst ein reduzierter Längsbewehrungsgrad die Schubtragfähigkeit nicht nachteilig.

Dies wird durch einen signifikanten Dehnungszuwachs der initial moderat vorgespannten Spannglieder ermöglicht. Das innere Kräftegleichgewicht im Bruchzustand ist von allgemeiner Systemverzerrung, den Steifigkeitsverhältnissen in schlaffem und vorgespanntem Zuggurt und dem gerissenen Druckspannungsfeld im Steg in Interaktion mit kreuzender Bewehrung und Spanngliedern abhängig. Die Mobilisierung vorhandener Tragreserven in den Spanngliedern ist nur möglich, da die Balkenelemente ein ausreichendes Verformungsvermögen aufweisen und die Verträglichkeitsbedingungen erfüllt bleiben. Der Dehnungszuwachs in den Spanngliedern erlaubt das innere Gleichgewicht der Kräfte in den Schnittufern unter maximaler Biegung aufrechtzuerhalten, sodass selbst bei plastischer Verzerrung der schlaffen Bewehrung der Lastpfad durch ein Schubversagen final definiert wird. Eine detaillierte Betrachtung zur Ausnutzung des Schlaffstahls und integraler Querschnittskapazität findet sich unter Abschnitt 3.6.3. Eine ausgeprägte Schubrissbildung im Allgemeinen und die Entwicklung kritischer Schubrisse, die letztendlich auch die Schubtragfähigkeit begrenzen, ist über die Versuchsserie betrachtet sowohl in Feld- als auch Stützbereichen eingetreten. Ausgehend von der gezogenen Randfaser in den Schnittufern kommt es zu einer fächerartigen Ausbildung der abdrehenden Biegeschubrisse. Grundsätzlich liegen bei aufgebrachtem Schnittgrößenverlauf, vgl. Abschnitt 3.2, ähnliche Beanspruchungsverhältnisse in Feld- und Stützbereich vor. Auch die Ergebnisse der faseroptischen Messungen entlang der Längsbewehrung in Abschnitt 3.6.5 belegen den äquivalenten Beanspruchungszustand in Feld- und Stützquerschnitten. Die Verzerrungen in den Randfasern des Querschnitts divergieren bei Plattenbalkenquerschnitten selbstredend aufgrund der profilierten Druckzone unter positivem Biegemoment. Zusätzlich zeigen begleitende Messungen der Verzerrungen entlang der Balkenachse, dass die Vorspannung im Stützbereich um ca. 10% vom angestrebten Mittel um $\sigma_{cp} = 2.5 \text{ MPa}$ reduziert angenommen werden muss. Dies ist durch den Vorspannvorgang im Schnittufer des Stützmoments zu erklären, da hier die sofortigen Verluste infolge Keilschlupf die Spannstahlspannungen reduzieren. Die Traglast wird bei Rechteckquerschnitten durch ein Biegeschubversagen mit starker Rissöffnung und konsekutivem Bügelreißen definiert. Bei den Plattenbalkenquerschnitten kommt es nach erster Biege- und Biegeschubrissbildung vermehrt zu schiefen Schubzugrissen im Steg, die teilweise auch in den profilierten Druckgurt vordringen und ein Systemversagen herbeiführen. Hier kann das spröde Stegzugversagen auch derart interpretiert werden, dass das Verformungsvermögen des Systems ausgereizt wurde und die Traglast durch die Duktilität der Baustoffe begrenzt wird. Eine Übersicht zu erreichten Bruchlasten und ggf. weiteren Bemerkungen zu spezifischen Versuchen ist in Tabelle 3.6 zusammengefasst. Eine Darstellung finaler Rissbilder der geprüften Substrukturträger findet sich nach Querschnittsform getrennt in Abbildung 3.19 und Abbildung 3.20. Freigestellte Bilder der geprüften Balkenelemente finden sich im Anhang A.1. Die Rechteckquerschnitte R25 und R22 bilden die final kritischen Schubrisse im Feld an Lasteinleitung aus. Bei Rechteckquerschnitten schnürt der Biegeschubriss bei

3 Experimentelle Untersuchungen

Tabelle 3.6 Erreichte Schubbruchlasten, auf Querschnitt und Betondruckfestigkeit normierte Tragfähigkeit $V_{\text{nom}} = (V_{\text{exp}} / (b \cdot d \cdot \sqrt{f_c}))$ und etwaige Bemerkungen zum Grenzzustand der Tragfähigkeit; BR: Bügelreißen

Versuch	V_{exp} [kN]	V_{nom} [$\sqrt{\text{MPa}}$]	Bemerkung
R25	483.9	0.427	BR & Schubdruckversagen
R22	517.2	0.465	BR
R18	584.6	0.501	BR
RG25	514.3	0.478	Biegeschubversagen
RV25	585.4	0.484	BR
T25	509.9	0.450	Biegeschubversagen
T22	609.3	0.475	BR & Stegzugversagen
T18	578.8	0.500	BR & Stegzugversagen
TG25	584.9	0.450	Biegeschubversagen

stark abdrehender Risswurzel die Druckzone immer stärker ein, was letztendlich in einem kombinierten Schubdruckversagen mündet.

Alle Plattenbalkenquerschnitte zeigen hingegen einen versagensinitiierenden Schubzugriss im Stützbereich, der das Spannglied kreuzt und im Falle von T22 und T18 sich nicht am Gurtanschnitt fortpflanzt (siehe T25), sondern in den Gurt eindringt. In allen Versuchen ist nach erster Schubrissbildung eine weitere Laststeigerung möglich, dessen Delta zur Bruchlast mindestens der Schubrisslast entspricht, vgl. Abschnitt 3.6.4.

Ein reduzierter Längsbewehrungsgrad führt folglich nicht zu einem gänzlich spröden Querkraftversagen ohne Versagensvorankündigung. Dementsprechend minimiert ein reduzierter Längsbewehrungsgrad den Abstand zwischen Biege- und Schubversagen der vorgespannten Balkenelemente, führt allerdings nicht zu einem spröden Schubversagen ohne Versagensvorankündigung, da sich trotz hoher Verzerrung der Längsbewehrung und geringem Schubbewehrungsgrad ein ausgeprägtes Rissbild entwickeln kann. Mit Erreichen der Bruchlast lokalisiert sich in einem kritischen Biegeschubriss bzw. einschließendem Schubzugriss die finale Bruchkinematik. Die frei werdende Energie kann nur durch die Steifigkeit der Gurte bzw. das kreuzende Spannglied gedämpft werden, weshalb der Bruch der Versuche mit geringstem Längsbewehrungsgrad besonders abrupten Charakter zeigt. Die Last-Verformungskurven der Versuche werden im Zuge der Vergleichsbetrachtungen mit FE-Simulationen aufbereitet, vgl. Abschnitt 4.4. Auf Versuche mit glatter Längsbewehrung wird in dezidiertem Kapitel 3.6.8 separat eingegangen.

3.6.2 Einfluss des Längsbewehrungsgrades

Eine erste vergleichende Betrachtung der auf die Betondruckfestigkeit normierten erreichten Traglasten durchgeführter Versuche in Abbildung 3.21a) zeigt einen leicht positiven Einfluss geringerer Längsbewehrungsgrade. Dieser Eindruck bedingt allerdings, dass diese hier gewählte, gängige normierte Darstellung den Einfluss der Betondruckfestigkeit zutreffend wiedergibt. Eine wesentliche Erkenntnis besteht darin, dass ein unter betrachteter konstruktiver Durchbildung der Balkenelemente reduzierter Längsbewehrungsgrad die Schubtragfähigkeit trotz zunehmender mittlerer Längsverzerrung nicht negativ beeinflusst. Dies ist allerdings an den initial moderaten Vorspanngrad gekoppelt, da so unter zunehmender Last eine erhebliche Mobilisierung eines Dehnungszuwachses in den Spanngliedern das Kraftgleichgewicht in den Schnittufern unter maximaler Biegung aufrechterhalten kann.

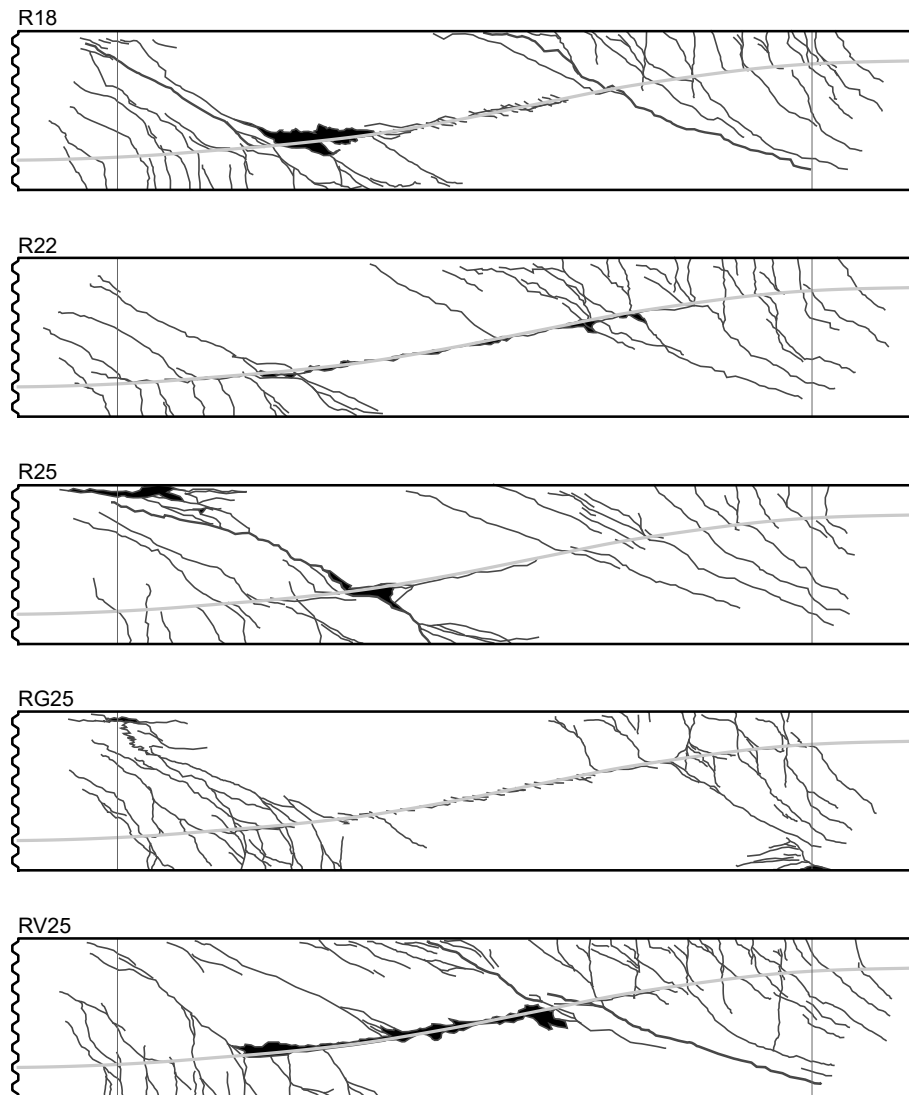


Abbildung 3.19 Rissbilder aller Substrukturversuche mit Rechteckquerschnitt

Die Ausnutzung der Dehngrenzen des gemischt bewehrten Zuggurts wird für Feld- und Stützquerschnitte in Abschnitt 3.6.3 aufgezeigt.

Der Dehnungszuwachs im Spannglied erfolgt bei im Vergleich zum gerippten Betonstahl deutlich reduziertem Verbundvermögen, sodass eine deutliche Verformungszunahme des Gesamtsystems notwendig erscheint und sich so eine entsprechend flache Neigung des Druckspannungsfeldes einstellen kann. Diese Entwicklung des inneren Gleichgewichts funktioniert, solange die Duktilität der Bewehrung und unkritische Betonstauchungen ein ausreichendes Rotationsvermögen der Endquerschnitte gewährleisten. Diese These wird auch durch beobachtete Systemverformungen in Abbildung 3.21b) gestützt. Größere normierte Tragfähigkeiten gehen tendenziell mit größerer Verformung u_z einher. Die Versuche RG25 und TG25 mit glatter Längsbewehrung fügen sich auch hier in den Trend ein, wobei hier zusätzliche Effekte eine Rolle spielen. So führt der Reibverbund der glatten Bewehrung zu einer sukzessiven Verbunddegradation, die mit einem signifikanten Auszug der Bewehrung einhergeht. Nähere Informationen finden sich dazu in Abschnitt 3.6.8. Die außerordentlichen Verformungen des Versuchs RG25 führen unter Erreichen der Traglast

3 Experimentelle Untersuchungen

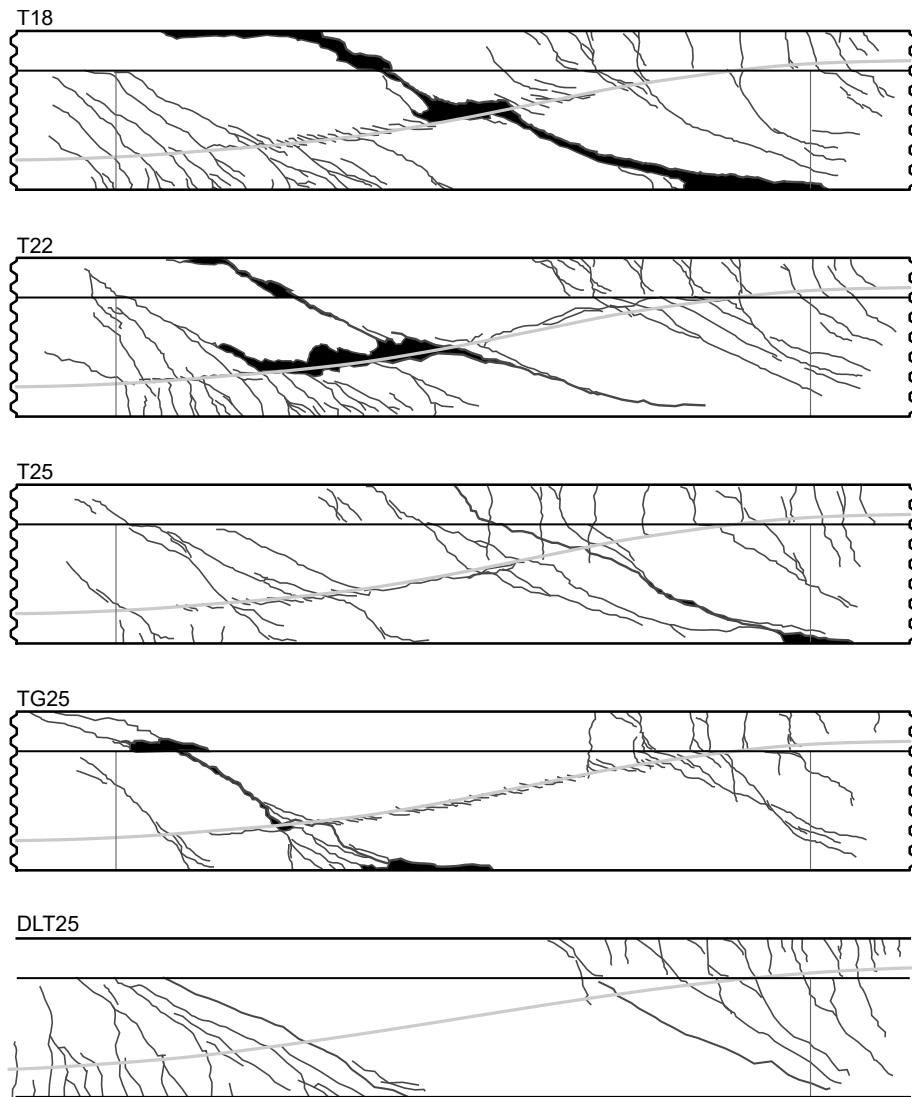


Abbildung 3.20 Rissbilder aller Substrukturversuche mit Plattenbalkenquerschnitt und konventionell getestetem Durchlaufträger DLT25 im referenzierendem Schubfeld

zu kritischen Betonstauchungen in der Druckzone im Stützquerschnitt, hier erscheint die Rotationskapazität erschöpft. Die Auswertungen in Abbildung 3.21 versuchen den Einfluss des Längsbewehrungsgrades auf das Trag- und Verformungsverhalten herauszustellen. Da die Anzahl der Datenpunkte begrenzt erscheint und eine Normalverteilung der Residuen, wie sie eine konventionell einmalige, lineare Regression annimmt, nicht gesichert ist, werden mittels Bootstrapping die "ersten" 500 linearen Fit-Funktionen dargestellt, sodass ein Eindruck notwendiger Konfidenzintervalle vermittelt wird [46, 213].

Abbildung 3.22 zeigt bereits diskutierte normierte Tragfähigkeiten gegenüber der Verzerrung der Längsbewehrung im Zuggurt respektive notwendiger Spannstahlspannungen für das Systemgleichgewicht in den Schnittrufern der Schubspanweite. Die Versuche mit glatter Längsbewehrung sind von dieser Betrachtung ob ihrer abweichenden Verbundbedingungen ausgenommen. Ähnliche Untersuchungen werden für diese beiden Tastversuche RG25 und TG25 in Abschnitt 3.6.8 nochmals aufgegriffen. Die Verzerrungen der Längsbewehrung und Spannstahlspannungen sind hier Ergebnis einer numerischen Betrachtung zugehöriger

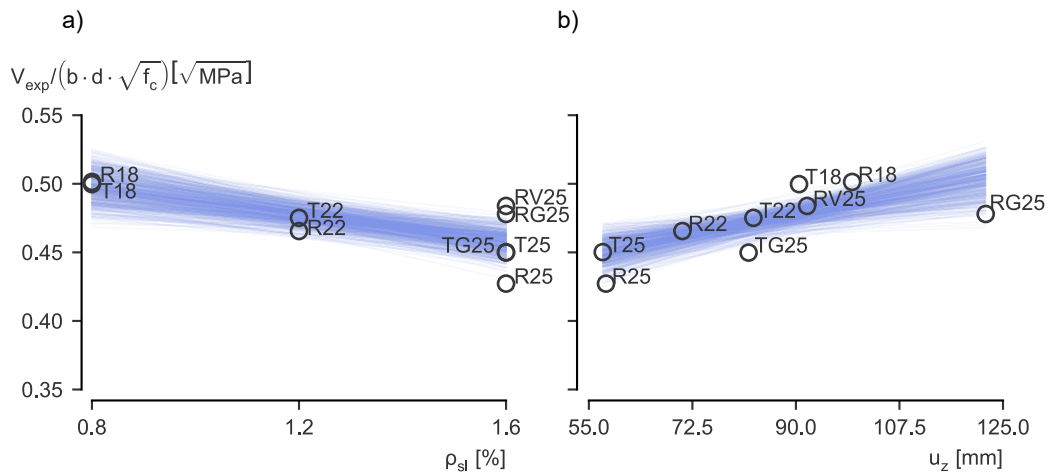


Abbildung 3.21 Normierte Querkrafttragfähigkeiten Substrukturversuche bezogen auf a) den gewählten Längsbewehrungsgrad und b) die maximale Durchbiegung des Balkenelements im Feld u_z

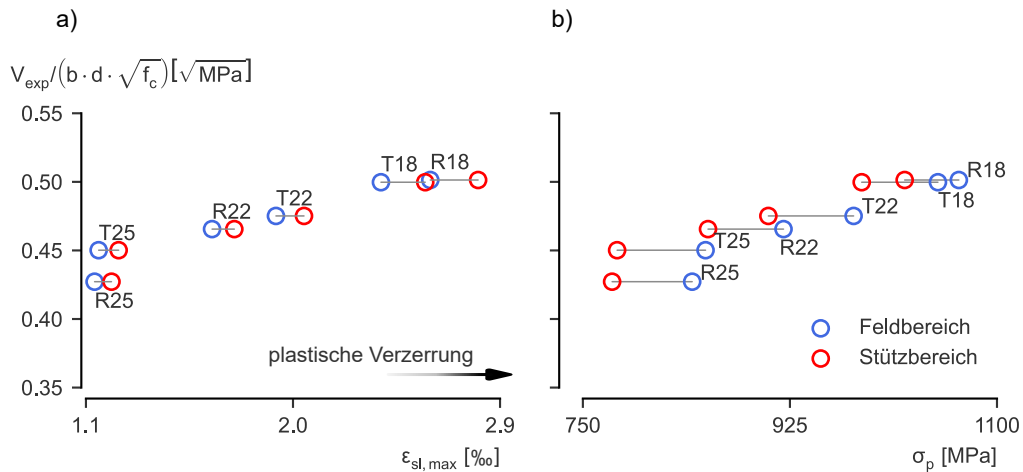


Abbildung 3.22 Normierte Querkrafttragfähigkeit bezogen auf a) maximale Verzerrung der schlaffen Längsbewehrung und b) maximale Spannstahlspannung im Bruchzustand für Feld- und Stützbereiche entsprechend den Schnitten in Abbildung 3.23

Dehnungsebenen und sind als Grenzwerte zu verstehen. Die auf Basis faseroptischer Messtechnik entlang der Längsbewehrung bestimmten Verzerrungen fallen im Bruchzustand größer aus, nachdem hier zunächst der Einfluss des Versatzmaßes nicht berücksichtigt wird. Dagegen sind die Spannstahlspannungen im Bruchzustand nach Abbildung 3.22 als oberer Grenzwert zu verstehen, da hier im Rahmen einer Grenzwertbetrachtung äquivalente Verbundsteifigkeit zwischen Schlaff- und Spannstahl angenommen wird.

In Abschnitt 3.6.7 wird hierauf nochmals vertieft eingegangen und versucht, in Korrespondenz zu den faseroptischen Messergebnissen entlang der Längsbewehrung, eine angepasste Verbundsteifigkeit der Spannglieder respektive realistischere Spannkraftzuwächse im Bruchzustand zu ermitteln.

3.6.3 Verzerrung und Ausnutzung auf Querschnittsebene

Die Querschnitte in Feld- und Stützbereich vor Aufweitung der Vouten werden unter Biegung aus wirksamer Querkraft und Normalkraft aus Vorspannung bei Berücksichtigung der versuchsspezifischen Betondruckfestigkeit und vorhandener Längsbewehrung bewertet. Abbildung 3.23 fasst die getroffenen Annahmen und Ergebnisse zusammen. Längsverzerrungen und resultierende Spannungen aus erreichten Lasten werden der korrespondierenden Dehngrenze des Schlaffstahls im Zuggurt bzw. der Querschnittskapazität in Form eines Ausnutzungsgrades η gegenübergestellt. Die Betondruckfestigkeit für eine Parabel-Rechteck-Arbeitslinie wird zu $f_{c,PR} = 0.85 \cdot f_c$ angenommen. Der Reduktionsfaktor dient der vereinfachten Umrechnung der Zylinderfestigkeit auf die Bauwerksfestigkeit. Die Untersuchung bildet eine konventionelle Querschnittsbetrachtung ohne Berücksichtigung einer Interaktion mit dem Schubtragverhalten (Versatz der Zugkraftdeckung) des Systems ab. Es wird jeweils ein Balkendiagramm mit „Subbalken“ für Feld- und Stützbereich je Versuch ausgegeben. Die Tastversuche mit glatter Längsbewehrung sind von dieser Betrachtung ausgenommen, da das reduzierte Verbundverhalten der glatten Stäbe die Hypothese einer ebenen Dehnungsverteilung über den Querschnitt ohne weitere Modifikationen der Materialarbeitslinien verletzt. Neben den versuchsspezifischen Materialkennwerten für Beton und Längsbewehrung finden die sofortigen Vorspannverluste Berücksichtigung. Da ausgehend vom Schnittpunkt des Stützmomentes vorgespannt wird, verbleibt hier dementsprechend eine leicht geringere Vorspannung aus Keilschlupf, weshalb der schlaife Zuggurt im Stützbereich, abgesehen von RV25, immer etwas höher ausgenutzt wird. Abbildungen 3.23 b) und c) zeigen die Mobilisierung des abgestuften Längsbewehrungsgrades respektive die Ausnutzung der Querschnittskapazität unter Biegung bei erreichter Schubtragfähigkeit.

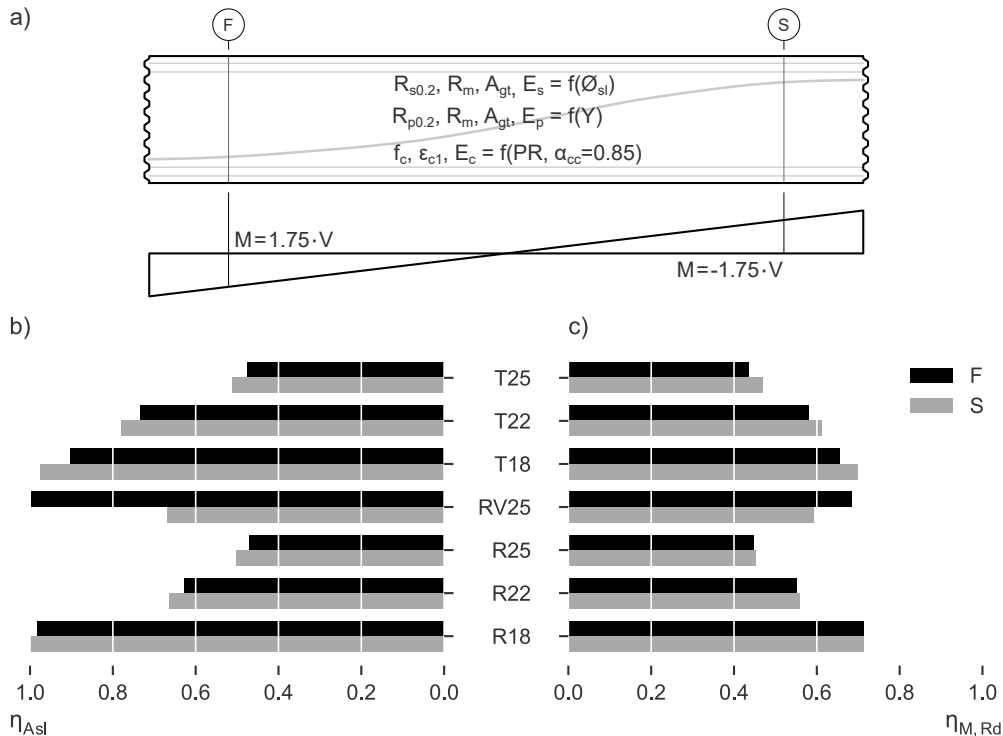


Abbildung 3.23 a) Betrachtungen zur Dehnungsebene im Anschnitt des Schubfeldes der Substrukturelemente; b) Ausnutzung der schlaffen Längsbewehrung im Zuggurt; c) Ausnutzung der Momententragfähigkeit der betrachteten Feld- und Stützquerschnitte

Es wird ersichtlich, dass die Längsbewehrung der beiden Konfigurationen R18 und T18 unter jeweils erreichten Bruchlasten in dieser Modellbetrachtung beinahe die Dehngrenze erreicht. Ebenso zeigt der Tastversuch RV25, dessen untere Gurtbewehrung den Versuchen R18 und T18 entspricht, eine ebenso maximale Ausnutzung im Feldbereich, wohingegen im Stützbereich entsprechend des höheren Längsbewehrungsgrades analog zu R25 noch größere Reserven ungenutzt bleiben. Eine plastische Verfestigung wird im Rahmen dieser Betrachtung vernachlässigt. Ein Überschreiten der Dehngrenze und bereits einsetzende plastische Verzerrungen lassen sich auch anhand der faseroptischen Messdaten entlang der Längsbewehrung in Abschnitt 3.6.5 belegen. Über die Länge der anschließenden Vouten bis zu den Schnittufern des Systems kommt es bei den Versuchen R18, T18 und RV25 im Feldbereich zu starken plastischen Verzerrungen, die zusammen mit den Randbedingungen der trockenen Schubnockenprofilierung den Charakter eines plastischen Gelenks annehmen. Eine von linearer Elastizitätstheorie abweichende Entwicklung der Biegemomente ist hier zu erwarten. Die angestellte Analyse bildet damit einen unteren Grenzwert zu erwartender Ausnutzungsgrade.

Die Auswertung zeigt für die einfassenden Querschnitte des Schubfeldes in Feld- und Stützbereichen auf Basis der erreichten Bruchlasten ein stimmiges Bild. Es wird deutlich, dass der Unterschied zwischen erreichter Schubtragfähigkeit und analytischer Biegetragfähigkeit mit reduziertem Längsbewehrungsgrad abnimmt. Insbesondere die Versuche, deren schlaffer Zuggurt final plastische Verzerrungen erfährt, können das innere Kräftegleichgewicht nur auf Basis starker Dehnungszuwächse in den Spanngliedern sicherstellen.

3.6.4 Schubrislasten und Schubverzerrung

Zur Definition einer effektiven Schubrislast wird die Aktivierung eines ersten Bügels entlang der Spannweite über einen Schwellenwert von $500 \mu\epsilon$ in den DMS-Messdaten über die Höhe der Bügelschenkel herangezogen, vgl. Abbildung 3.9. Ausgehend von dieser Annahme erfolgt in Abbildung 3.24 eine vergleichende Betrachtung aller Versuche zu erreichten Schubrislasten und anschließendem Lastdelta, das Schubrislast und finale Bruchlast trennt. Grundsätzlich kann davon ausgegangen werden, dass die Klassifikati-

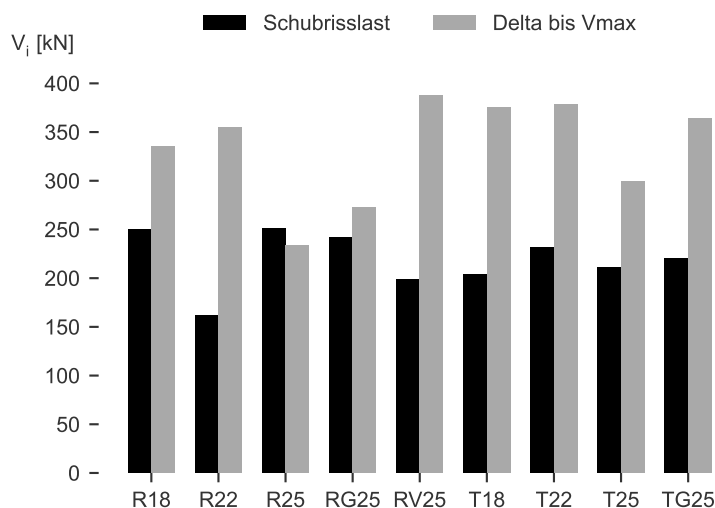


Abbildung 3.24 Schubrislasten und Lastdelta bis zur Bruchquerkraft auf Basis aktivierter Bügel zur Klassifizierung

3 Experimentelle Untersuchungen

on erreichter Schubrissslasten damit einhergeht, dass die schiefen Hauptzugspannungen überschritten werden. Damit ist dieser Übergang in erster Linie von der Vorspannung abhängig, die Längsbewehrung besitzt keinen prägenden Einfluss. Abbildung 3.25 spiegelt die Auswertung aus Abbildung 3.24 auf Basis normierter Tragfähigkeiten, sodass auch der Einfluss der Betondruckfestigkeit bzw. implizit der Einfluss der Betonzugfestigkeit auf die Schubrisssbildung ersichtlich wird. Nachdem die Betongüte über alle Versuche hinweg allerdings in ähnlicher Größenordnung liegt (vgl. Tabelle 3.2), sind hier keine signifikanten Unterschiede festzustellen. Diese Auswertung bestätigt die Annahme, dass die

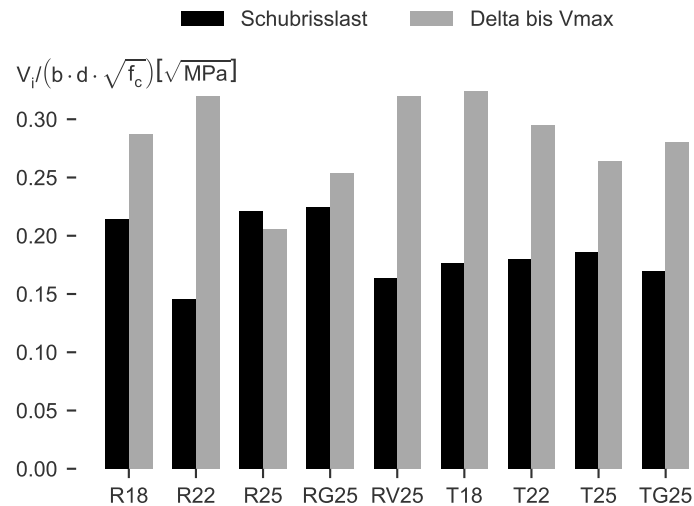


Abbildung 3.25 Normierte Darstellung Schubrissslasten und Lastdelta bis zur Bruchquerkraft auf Basis aktivierter Bügel zur Klassifizierung

Schubrissslast ohne erkennbare Kausalität zum Längsbewehrungsgrad angenommen werden kann. Die Schubrissslast streut für vorliegende Versuche bei konstantem Vorspanngrad über die Versuchsserie um einen Mittelwert von 220 kN. Im weiteren Belastungsverlauf entscheidet die Verzerrung in den Gurten über das Verformungsvermögen und das weitere Lastdelta hin zur Bruchquerkraft. Mit Ausnahme von R25 sind in allen Versuchen mit Erreichen der Schubrissslast noch nicht 50 % der finalen Schubtragfähigkeit erreicht. Ein ausreichendes Verformungsvermögen, ausgeprägte Schubrisssbildung und einhergehende Umlagerung der inneren Kräfte kündigen die finale Systemtragfähigkeit an. Auf dieser Datengrundlage wird ersichtlich, dass vorgespannte Balkentragwerke auch bei reduziertem Längsbewehrungsgrad im Vergleich zum Gros des experimentellen Literaturbestandes ein günstiges Ankündigungsverhalten zeigen und im Falle vorliegender Randbedingungen sogar die Schubtragfähigkeit positiv beeinflusst wird.

3.6.5 Verzerrung der Längsbewehrung

Entlang der Längsbewehrung in beiden Gurten wird in einer CNC-gefrästen Nut eine optische Messfaser platziert, sodass die Entwicklung der Stahlverzerrungen über die gesamte Versuchsdauer erfasst werden kann. Nach Hydratation und Schwinden des Betons liegt in den Versuchsträgern bereits ein Eigenspannungszustand vor, nachdem die eingebettete Bewehrung eine freie Schwindverkürzung des Betons behindert. Die Schwinddehnungen können durch die normative Beschreibung [52] des Trocknungsschwindens gut abgebildet werden. Eine Querschnittsanalyse unter Vordehnung des Betons mit $\varepsilon_{cs} = 0.55\text{‰}$ und

behinderter Verformung durch eingebettete Längsbewehrung ergibt Druckspannungen in der Bewehrung in der Größenordnung von 90 - 100 MPa, was einer Stauchung von ca. 0.44 bis 0.50‰ entspricht und damit die Größenordnung der faseroptischen Messung im Bereich des Regelquerschnitts der Schubspannweite gut abbildet, vgl. Abbildung 3.26. Die aufgezeichneten Messdaten während eines Belastungsversuchs sind damit vor diesem

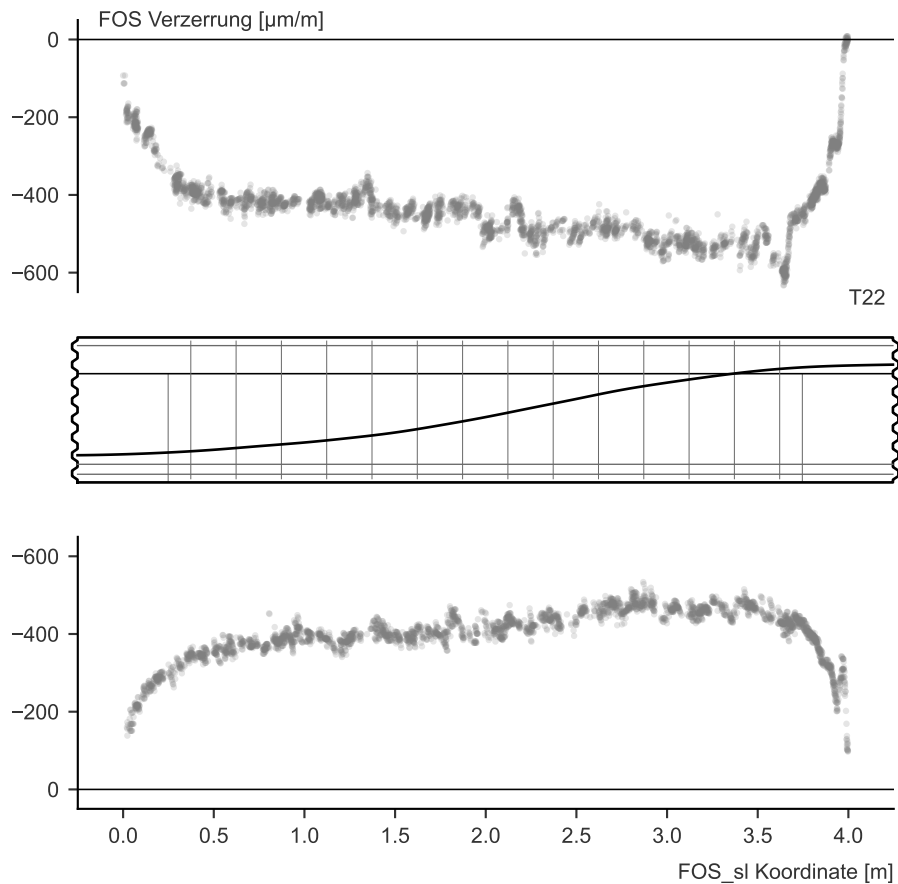


Abbildung 3.26 T22 - Verzerrung in der Längsbewehrung infolge Hydratation und Schwinden

Referenzzustand zu sehen. Die zusätzliche Querschnittsstauchung infolge aufgebrachter Vorspannung liegt bei unter 15‰ der eingepprägten Stauchung aus Schwinden und wird an dieser Stelle vernachlässigt. Abbildung 3.27 zeigt beispielhaft für den Versuch T22 die Verzerrungen der Längsbewehrung in beiden Gurten für die letzte valide Messung vor Erreichen der Bruchlast. Alle restlichen Darstellungen der Auswertung valider FOS-Daten finden sich im Anhang A.3.

Anhand der Messdaten lässt sich das Versatzmaß der Zugkraftdeckung bestens abbilden, die Bereiche gerissener Randfaser beider Querschnittsränder übergreifen sich deutlich. Am Momentennullpunkt sind demnach in beiden Gurten Zugkräfte anliegend. In diesem Bereich kann kein Anteil der Querkraft durch Schubspannungen in der Biegedruckzone abgetragen werden. Der Steg bleibt hier vergleichsweise lange intakt und rissfrei, sodass sich hier keine größere Verzerrung der Bügel einstellt. Über die gesamte Versuchsreihe hinweg bilden sich hier erst Risse, nachdem in Feld- und Stützbereich bereits ein ausgeprägtes Biegeschubrissbild eingetreten ist. Unter zunehmender Systembiegung kommt es schließlich auch im Umfeld des Momentennulldurchgangs zu flacheren Schubzugrissen, die insbesondere bei den Plattenbalkenquerschnitten, zunächst noch durch die anliegende

3 Experimentelle Untersuchungen

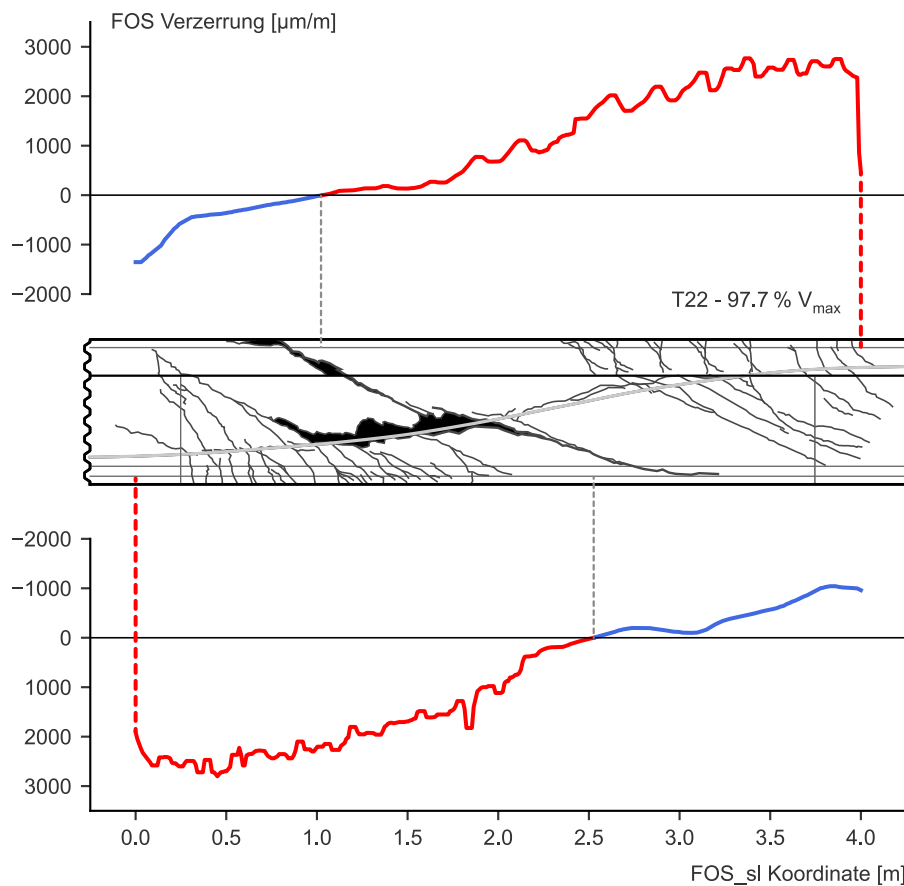


Abbildung 3.27 T22 - Verzerrungen entlang der Längsbewehrung im Bruchzustand

Gurtsteifigkeit gedämpft, zur finalen, traglastbestimmenden Risskinematik führen. Die Zuggurtkraft unter maximalem Feld- und Stützmoment bleibt über den jeweils anliegenden 45° -Fächer annähernd konstant, was ebenfalls der Analogie der Zugkraftdeckung und auch weiteren experimentellen Beobachtungen entspricht [120]. Für vorliegende Betrachtung des Versuchs T22 kann unter Berücksichtigung des eingprägten Spannungszustands davon ausgegangen werden, dass die hohen Dehnungen von bis zu 2.8‰ relativiert werden müssen und die Dehngrenze gerade noch nicht erreicht wird.

3.6.6 Verzerrung der Betondruckzone

Die messtechnische Erfassung von Verzerrungen in der Betondruckzone mittels DMS und DMS-Rosetten gestaltet sich aufgrund fortschreitender oder gar kreuzender Rissbildungsprozesse schwierig, da die Messwerte oftmals ihre Validität verlieren. Transferbetrachtungen, ausgehend von robusteren Messkanälen, wie beispielsweise der Verzerrung der Längsbewehrung im Druckbereich, vgl. Abbildung 3.27, oder aber numerische Untersuchungen, vgl. Abschnitt 4.4, bieten oftmals eine sinnvolle, gar notwendige Ergänzung zur Bewertung des Verzerrungs- und Spannungszustands in der Druckzone der vorgespannten Balken. Nachfolgend werden die Stauchung ε_x und die Schubverzerrung γ_{xy} , die anhand der DMS-Rosette cr1, vgl. Abbildung 3.9, bestimmt wurden, für Rechteck- und Plattenbalkenquerschnitte dargestellt. Die DMS-Rosette besitzt zwei orthogonale DMS (0° und 90°) und einen

diagonal kreuzenden DMS (45°). Die strukturmechanischen Verzerrungen ergeben sich damit zu

$$\varepsilon_x = \varepsilon_0 \quad \varepsilon_y = \varepsilon_{90} \quad \gamma_{xy} = 2 \cdot \varepsilon_{45} - (\varepsilon_0 + \varepsilon_{90}) \quad (3.3)$$

Die echten Messdaten sind grau hinterlegt, zusätzlich wird je Versuch anhand der Messwerte bis 95% der Bruchlast ein linearer Trend dargestellt. Die Plattenbalkenquerschnitte zeigen ob ihres größeren profilierten Druckgurts erwartbar geringe Stauchungen. Die Rechteckquerschnitte lassen dementsprechend größere Stauchungen erkennen, die auch in Übereinstimmung mit fallendem Längsbewehrungsgrad steigen. Die Druckzone schnürt sich bei steigender mittlerer Längsverzerrung stärker ein, die resultierende Druckkraft wandert näher an die gedrückte Randfaser. Auf Basis dieser Betrachtungen kann davon ausgegangen werden, dass die Druckspannungen in der Biegedruckzone keine kritische Größenordnung annehmen.

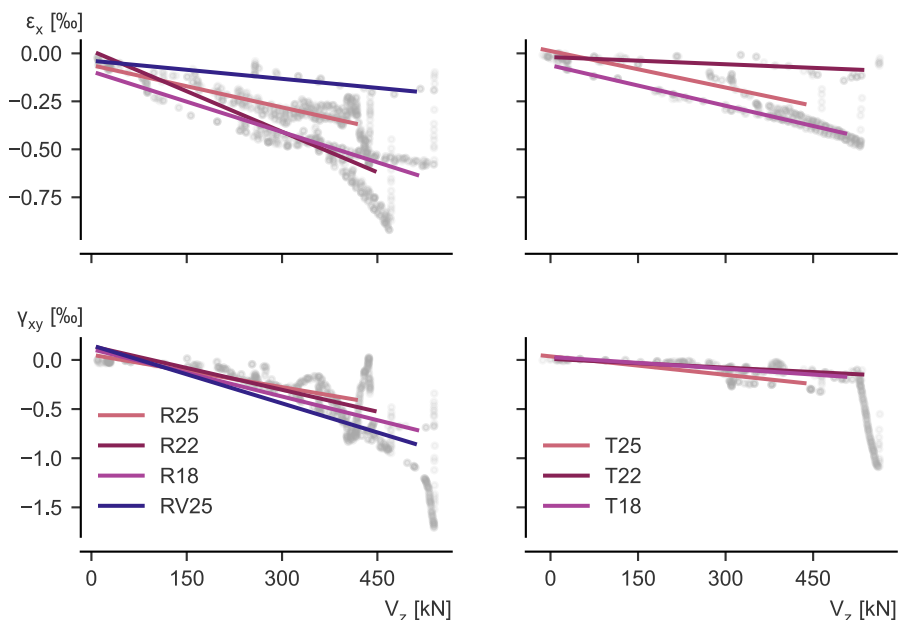


Abbildung 3.28 Entwicklung der Betonverzerrungen in der Druckzone des Feldquerschnitts auf Basis von DMS-Messdaten

3.6.7 Zur Bedeutung der Spannglieder

Die im nachträglichen Verbund vorgespannten Spannglieder beeinflussen das Tragverhalten auf verschiedene Weise. Die Sicherstellung des Gleichgewichts der inneren Biegezugkräfte in den Schnittufern eines Balkenelements wird durch einen erheblichen Dehnungszuwachs in den Spanngliedern ermöglicht, vgl. Abschnitt 3.6.3. Dies wird durch den initial moderaten Vorspanngrad von $\sigma_p \approx 0,5 \cdot f_{p,0.1k}$ begünstigt. Mit Blick auf den Kraftfluss im Schubspannungsfeld zeigen sich bekannte Phänomene: die Druckstrebenneigung bzw. die Rissbildung folgen keiner konstanten Neigung, sondern werden an der Spanngliedachse gebrochen. Zudem wird die Spannungsverteilung über die Querschnittstiefe durch die Hüllrohrgeometrie gestört. Die effektive Stegbreite wird durch die flachen Hüllrohre nach normativer Modellvorstellung $b_{w,nom} = b_w - 0,5 \sum \varnothing_{duct}$ deutlich geschwächt. Allerdings

3 Experimentelle Untersuchungen

darf davon ausgegangen werden, dass die Spannglieder parallel eine günstige, die Fächer des Schubfelds stark stützende Wirkung entfalten können. Eine passende Analogie bietet die Vorstellung eines steifigkeitsgewichteten, kombinierten Druckspannungsfeldes unterschiedlicher Neigungswinkel. Eine Abstützung der Druckspannungsfächer auf die Spannglieder lässt sich auch in den FOS-Dehnungen erkennen und anhand des Verlaufs der Hauptdruckspannungen im Zuge numerischer Vergleichsrechnungen belegen, vgl. Abschnitt 4.4. Die Spannglieddehnungen selbst nehmen in erster Linie dort erkennbar zu, wo auch das Moment wächst, bzw. infolge Biegerissbildung die Randfaser verlängert wird. Im Bereich des Momentennulldurchgangs erfährt das Spannglied keine zusätzliche Dehnung. Die Zuwächse sind damit vorrangig der globalen Systemverträglichkeit zuzuordnen.

Diese Beobachtungen und Überlegungen korrespondieren mit den faseroptischen Messdaten der robusten Messkabel, die im Hüllrohr geführt wurden. Entsprechende Auswertungen finden sich im Anhang A.4.

Abbildungen 3.29 und 3.30 weisen die Spannstahlspannungen in den Schnittufern der Feld- und Stützbereiche für alle Versuche aus. Für Versuche mit einem Längsbewehrungsgrad von $\rho_{sl} = 0.8\%$ erreichen die Spannstahlspannungen ein Niveau, das die doppelte Ausnutzung der initialen Vorspannung übersteigt.

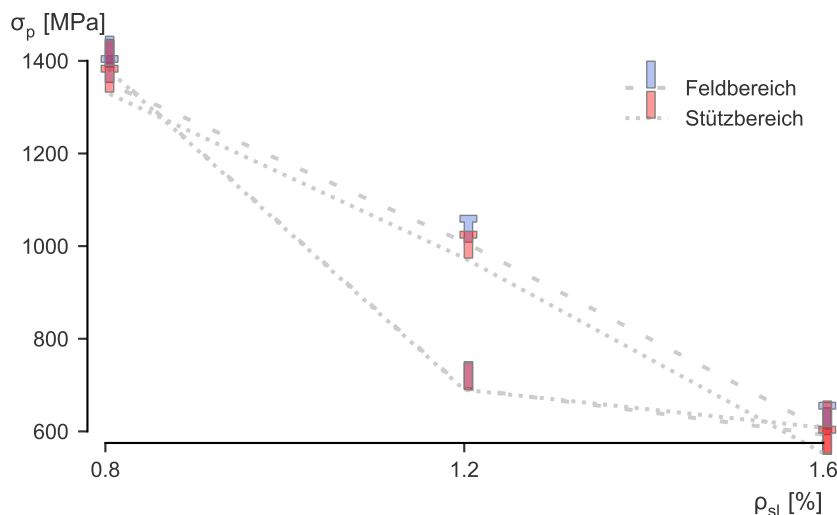


Abbildung 3.29 Spanngliedspannungen unter Bruchmoment im Schnittufer der Feld- und Stützbereiche

Abbildung 3.30 normiert die Spannstahlspannungen bezogen auf die Betondruckspannung der gestauchten Randfaser in betrachteten Querschnitten und gewichtet das Verhältnis mittels des Ausnutzungsgrades der schlaffen Zuggurtbewehrung. Diese Vorgehensweise zeigt über alle Versuche hinweg unabhängig vom Querschnitt einen gleichförmigen Trend, der die progressive Bedeutung der mobilisierbaren Spannstahlspannungen bei geringen Längsbewehrungsgraden verdeutlicht. Auch der Versuch RV25 bei variierender Zuggurtbewehrung im Feld- und Stützbereich fügt sich in dieses Bild ein.

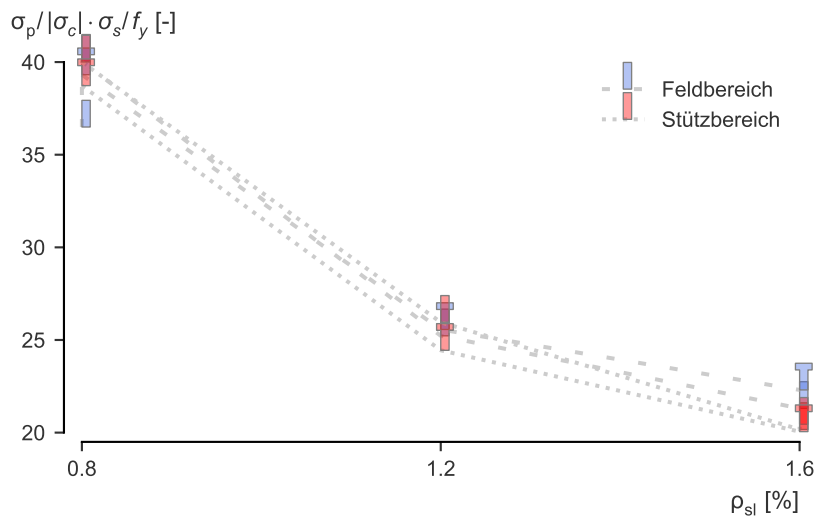


Abbildung 3.30 Normierte Spanngliedspannungen unter Bruchmoment im Schnitrufer der Feld- und Stützbereiche

Mit den Dehnungszuwächsen im Spannglied geht auch eine Verbundbeanspruchung des Betons entlang der Hüllrohrachse einher. Über die Versuchsdauer hinweg zeigen sich mit steigender Belastung des Systems Verbundrisse im Beton. Die finale Schubrisskinematik führt auch zu Abplatzungen im Bereich der Spannglieder, die das Versagen des Verbundes herbeiführen.

Hierzu werden Verbundbedarf und Verbundvermögen im Folgenden beispielhaft ausgewertet. Die maximale Verbundschubspannung τ_{bp} ergibt sich im Stahlhüllrohr nach Ullner [197] zu:

$$\tau_{bp} = 1.25 + 11 \cdot \frac{\Delta P}{A_p \cdot f_{pk}} \quad (3.4)$$

Vergleichend dazu wird auch die Verbundschubspannung eines Litzenspanngliedes auf Basis des starr-plastischen Ansatzes nach Marti [124] betrachtet:

$$\tau_{bp} = 4 \cdot \sqrt{f_{m,cube} / p_{bp}} \quad (3.5)$$

mit dem Verbundumfang

$$p_{bp} = 6 \cdot \left(\pi - 3 + \sqrt{12 \cdot m_p - 3} \right) \cdot \sqrt{\frac{A_{p1}}{7\pi \cdot m_p}} \quad (3.6)$$

mit

m_p	Anzahl der Litzen im Spannglied
A_{p1}	Querschnittsfläche eines Spanngliedes
$f_{m,cube}$	Würfeldruckfestigkeit des Injektionsmörtels

Damit ist das Verbundvermögen $\tau_{bp} \cdot p_{bp}$ bekannt. Der Verbundbedarf ergibt sich aus notwendiger Spannkraftdifferenz je Längeneinheit dP/dx . Abbildung 3.31 zeigt beschriebene

3 Experimentelle Untersuchungen

Ansätze für den Verbundbedarf des Versuchs R25 beispielhaft auf. Bereits für diesen Versuch, der den geringsten Dehnungszuwachs im Spannglied über die Versuchsreihe hinweg benötigt, zeigt sich für den Ansatz nach Ullner ein unzureichendes Verbundvermögen der Litzen in Feld- und Stützbereichen (F & S). Der Ansatz nach Marti [124] lässt ein ausreichendes Verbundvermögen erwarten. Nachdem die eigene Konfiguration nicht explizit Gegenstand der Herleitungen der Gleichung 3.6 ist, kann von einer gewissen Unschärfe ausgegangen werden. Dennoch zeigt die Größenordnung des Vergleichs, dass das Verbundvermögen über die Versuche hinweg als kritisch einzustufen ist.

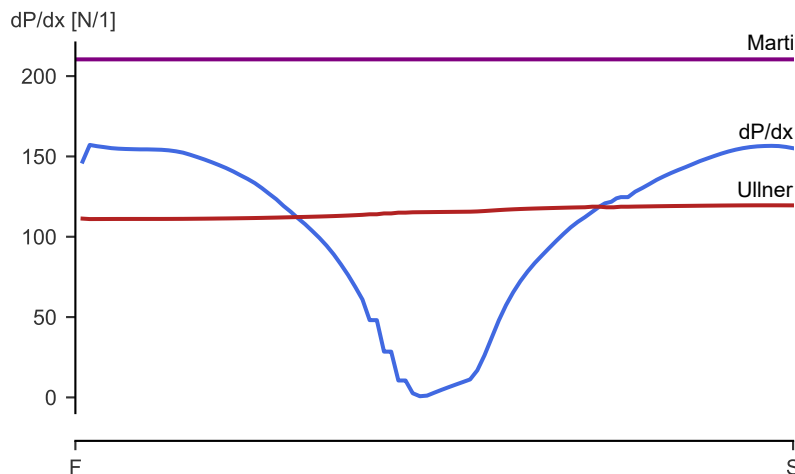


Abbildung 3.31 Verbundbedarf und Vermögen; beispielhafte Auswertung für den Versuch R25 anhand der Ansätze von Marti [124] und Ullner [197]

3.6.8 Sonderfall einer glatten Bewehrung

Im Zuge der experimentellen Untersuchungen wurden auch zwei Tastversuche mit glatter Längsbewehrung an Rechteck- und Plattenbalkenquerschnitt, RG25 respektive TG25, durchgeführt. Die glatte Bewehrung wirkt sich nicht negativ auf die Schubtragfähigkeit aus, wie die Auswertung normierter Tragfähigkeiten über die Versuchsserie in Abbildung 3.21 zeigt. Diese Tendenz wird auch durch Untersuchungen für Rechteck- und Plattenbalkenquerschnitte von Swamy [183] bestätigt. Über die Versuchsreihe hinweg erfahren die Balkenelemente mit glatter Längsbewehrung die größten Verformungen. Neben starker vertikaler Durchbiegung kommt es auch in Schnittufern der Schubnockenprofilierung zu starker Fugenklaffung und einem fortschreitenden Auszug der Längsbewehrung bei sukzessiver Zerstörung des Haftverbundes entlang der Bewehrungsstäbe. Die ausgeführte konstruktive Durchbildung ohne Verankerung mit Endhaken wirkt sich besonders ungünstig auf mobilisierbare Verzerrungen der Gurtbewehrung aus und darf als absoluter Grenzfall baupraktischer Querschnitte betrachtet werden. Die FOS-Ergebnisse in Abbildung 3.32 zeigen, dass hier nach Überschreiten der Haftreibung die Stäbe final bis in die Betondruckzone hin unter Zug stehen und sukzessive ausgezogen werden bzw. die statisch erforderliche Biegezugkraft im Wesentlichen durch die Spannglieder aufgenommen wird. Die aufgezwungenen, realen Beanspruchungsverhältnisse mit durchschlagendem Momentenverlauf in Feldmitte des Substrukturelements sind nicht mehr zu erkennen. Eine ebene Dehnungsverteilung oder konventionelle Querschnittsbetrachtungen gehen mit einer erheblichen Unschärfe einher. Die Tastversuche an Rechteck- und

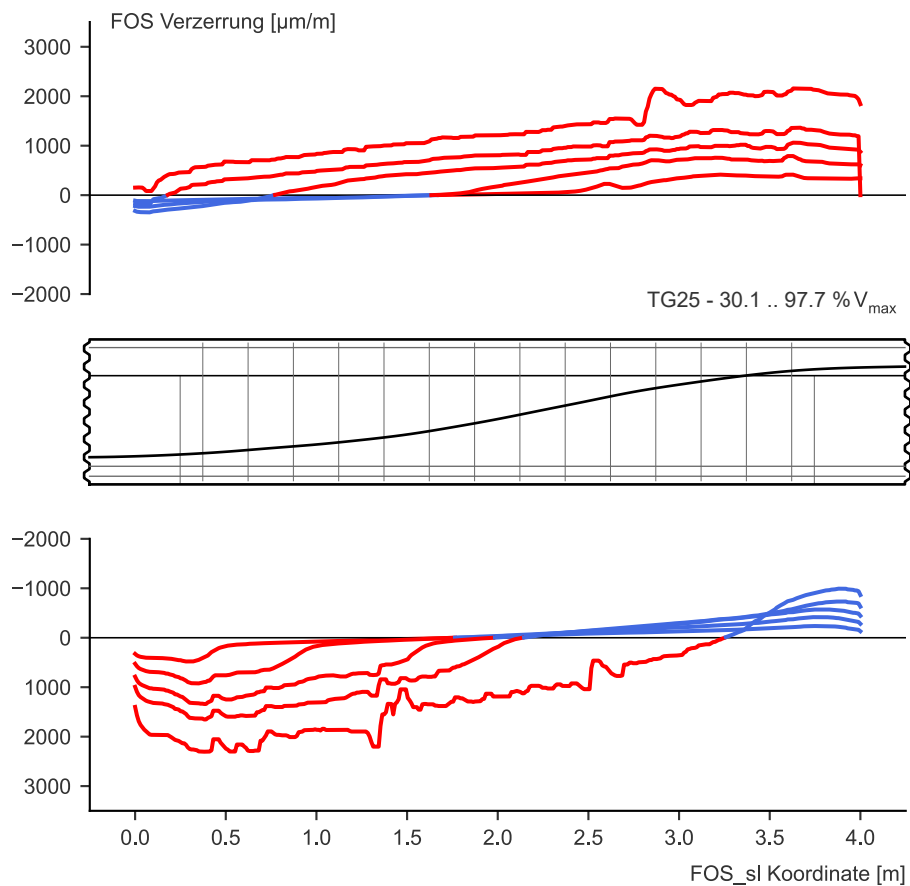


Abbildung 3.32 TG25 - Entwicklung der Verzerrungen entlang der glatten Längsbewehrung in beiden Gurten auf Basis optischer Messfasern entlang der Bewehrungsstäbe, vgl. Detail in Abbildung 3.33

Plattenbalkenquerschnitt bei glatter Längsbewehrung in den Gurten zeigen, dass gerippter Betonstahl für die Ausbildung einer Fachwerktragwirkung notwendig ist. Die Druckstreben können sich kaum auf der Gurtbewehrung abstützen, sodass in der Folge nur einzelne diskrete Risse und keine „verschmiert“ gerissenen Biege-Schubriss-Fächer entstehen können. Dieser Umstand kann auch positiv gewertet werden, weil glatte Bewehrung mit geringeren mobilisierten Verbundspannungen eine weniger stark ausgeprägte Biegerissinduzierung nach sich zieht. Durch den vergleichsweise starren Verbund einer gerippten Bewehrung werden Biege- und Biegeschubrisse unter wachsender Stahldehnung im Riss immer weiter aufgezwungen, sodass die Risswurzel schneller rotiert und sich in die Druckzone fort-pflanzt. Diese charakteristischen Schädigungsmechanismen sind infolge des geringfügigen Haftverbundes der glatten Längsbewehrung weitaus weniger kritisch prononciert.

Die schwache Bügeltragwirkung in den eigenen Versuchen mit glatter Längsbewehrung lässt sich durch die kaum aktivierten DMS entlang der Bügelschenkel belegen. In der Literatur finden sich allerdings auch ähnliche Untersuchungen mit gegensätzlichen Schlussfolgerungen [106]. Nachdem die Zugfestigkeit zwischen den Stäben der Längsbewehrung nur bedingt für die radialen Zugspannungen eines Verbundkegels [187] benötigt wird, erscheint hier ein zusätzlicher Beitrag zur Steifigkeit einer Dübeltragwirkung gegeben. Die stellenweise wechselhaften Gradienten der Verzerrungen auf höchster Laststufe in Abbildung 3.32 erinnern an die Beanspruchungsverhältnisse eines elastisch gebetteten Balkens.

3 Experimentelle Untersuchungen

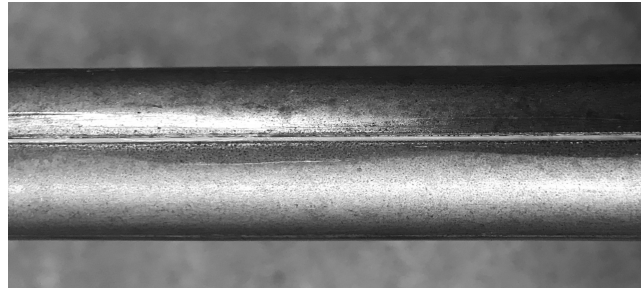


Abbildung 3.33 Glatter Bewehrungsstab mit Nylonfaser in CNC-gefräster Nut

Die Betrachtung mit glatter Längsbewehrung ohne Endhaken entspricht einer Grenzwertbetrachtung für eine stark reduzierte Steifigkeit im schlaff bewehrten Zuggurt. Für das Gleichgewicht der inneren Kräfte müssen demnach die Spannglieder hier entsprechend größeren Zuwachs mobilisieren. Der Versuch TG25 zeigt unter einem Bruchmoment $M_y = 1023 \text{ kNm}$ im Anschnitt der Voute im Feldbereich eine theoretische Verzerrung der Längsbewehrung von $\varepsilon_{s1} = 1.45 \text{ ‰}$ unter der Annahme eines starren Verbundes, wie er bei geripptem Betonstahl unterstellt werden könnte. Die Spannstahlspannung beträgt in diesem Szenario $\sigma_p = 900 \text{ MPa}$. Für den vorliegenden Fall einer glatten Längsbewehrung mit geraden Stabenden ist diese Annahme selbstredend nicht gerechtfertigt. Abbildung 3.32 zeigt auf Basis der faseroptischen Messergebnisse entlang der Bewehrungsstäbe einen realitätsnahen Verlauf der Verzerrungen in den Gurten. Im Anschnitt der Vouten kann hier von einer Dehnung $\varepsilon_{s1} \approx 2.0 \text{ ‰}$ ausgegangen werden. In einer vergleichenden Querschnittsanalyse unter Bruchmoment wird nun die Steifigkeit der Längsbewehrung reduziert, sodass der Betonstahl deutlich geringere Kräfte zieht und die Dehnungen den faseroptischen Messergebnissen entsprechen. Auf diese Weise kann eine gute Einschätzung zu notwendigen Spannstahlspannungen, die das innere Gleichgewicht stützen, gewonnen werden. Unter Annahme eines reduzierten E-Moduls von $E_s = 133\,000 \text{ MPa}$ ergeben sich so analoge Dehnungen, die Spannstahlspannungen steigen auf $\sigma_p = 995 \text{ MPa}$ und die Druckzone reduziert sich leicht und liegt nun vollständig im profilierten Gurt.

Abbildung 3.34 zeigt die Ausnutzungsgrade der schlaffen Längsbewehrung und die Ausnutzung der Momententragfähigkeit betrachteter Querschnitte unter zugehörigem Bruchmoment erzielter Querkräfte. Die Unterschiede zwischen den referenzierenden Versuchen mit gerippter Bewehrung (R25 und T25) und den vorliegenden Tastversuchen ist gering. Die Ausnutzung der Querschnittskapazität bei glatter Längsbewehrung kann ca. 10 % höher angenommen werden. Im Falle ungenügender Verbundbedingungen der schlaffen Bewehrung

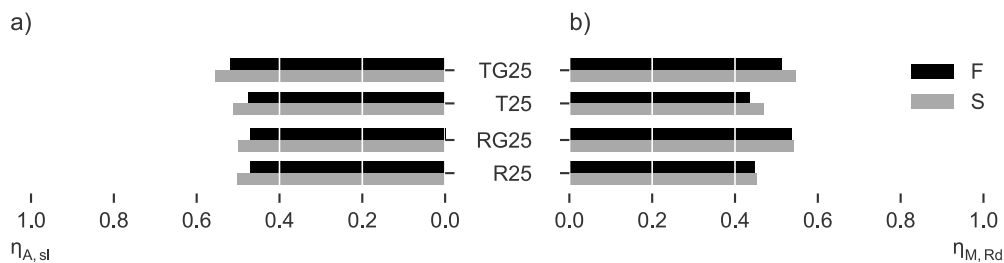


Abbildung 3.34 Ausnutzung der Dehngrenze und zugehörige Momententragfähigkeit – Studie zur Bewertung der Tastversuche mit glatter Längsbewehrung

ung können unterschiedliche Szenarien die Querschnittstragfähigkeit bestimmen. So wirkt sich der profilierte Gurt eines Plattenbalkens günstig aus, nachdem die resultierende Biege-

druckkraft weit nach oben wandern kann und auf Basis dieses Hebelarms der Spannstahl voll ausgereizt werden könnte. Dies trifft für alle Konfigurationen getesteter Plattenbalkenquerschnitte zu, vgl. Abbildung 3.35. Bei Rechteckquerschnitten wird die Stauchung der Betondruckzone maßgebend.

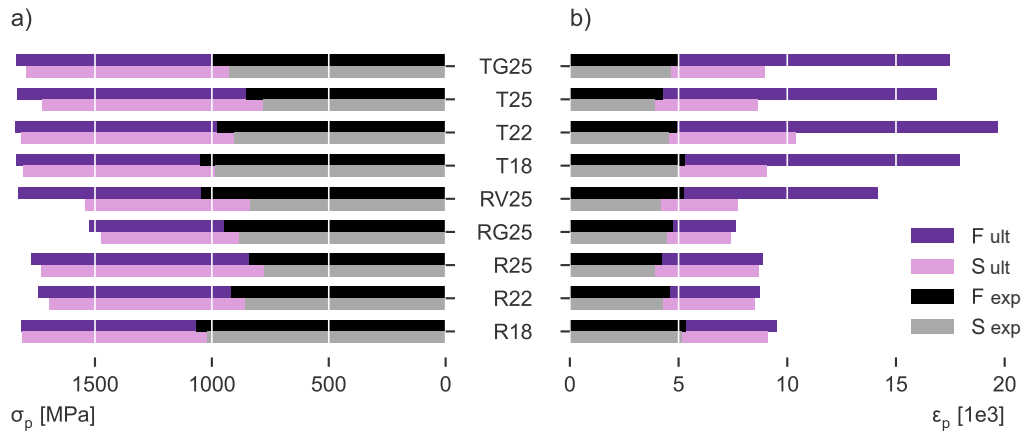


Abbildung 3.35 a) Spannstahlspannungen und b) Spannstahldehnungen im Voutenanschnitt der Feld- und Stützbereiche für experimentelle Bruchmomente (exp) und theoretische Querschnittskapazität infolge Biegung mit Normalkraft (ult)

3.6.9 Rissbildung und Risskinematik

An dieser Stelle werden in Form einer Grenzwertbetrachtung die Rechteck- und Plattenbalkenquerschnitte mit schwächstem und stärkstem Längsbewehrungsgrad im Stützbereich näher betrachtet. Hierzu wird die Differenz der anliegenden Winkel der Rissflankentransformation bezogen auf den Normalenvektor zur lokal veränderlichen Risskontur ausgewertet (siehe Abbildung 3.36) und anhand der Hauptverzerrung ϵ_1 skaliert, vgl. Abbildung 3.37. Für detaillierte Erläuterungen zur Datenaufbereitung der Bilddaten und Extraktion der

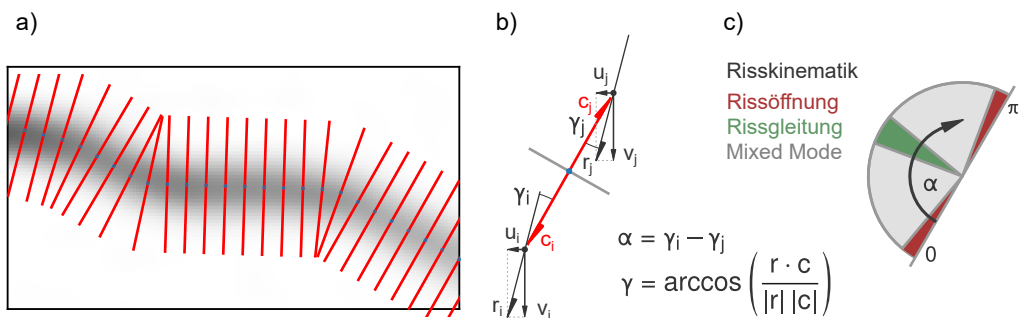


Abbildung 3.36 Auswertung der lokal veränderlichen Risskinematik: a) Regularisierte Risskontur und definierte Normalenvektoren zur Indizierung der Relativverschiebungen u und v ; b) Definition der Vektoren und Winkelbezüge; c) Darstellung des Differenzwinkels α aus der Rissflankentransformation und der daraus resultierenden Auswirkung auf die Übertragung von Spannungen über Risse. Die Intervalle exklusiv des Mixed Modes nehmen jeweils insgesamt 20° ein und haben hier nur eine bildhafte Bedeutung.

rissbezogenen Verformungsanteile wird auf die Literatur [189] verwiesen. Abbildung 3.37 zeigt den Kehrwert der Differenz anliegender Winkel erläuterter Rissflankentransformation

3 Experimentelle Untersuchungen

entlang der Risspfade für ausgewählte Belastungsstufen. Die Werte werden kontinuierlich als Normalenvektoren entlang des Risspfades ausgegeben und anhand der Hauptzugdehnung ε_1 skaliert. Die Länge der roten Linien steigt damit korrespondierend zum Kehrwert der lokalen Rissweite an und beschreibt so Risssegmente, deren Öffnung ausreichend gering ist, um Kräfte über die Rissufer hinweg übertragen zu können – eine dominante Tangentialverschiebung vorausgesetzt. Die über die Laststufen hinweg dargestellten Risskonturen variieren teilweise leicht, nachdem nur die größten Risspfade einer Laststufe auf Basis einer automatisierten Grenzwertbetrachtung zur Verteilung des Verzerrungsspektrums ausgewertet werden [189]. Diese Vorgehensweise reduziert das Rissbild auf eine charakteristische Risskontur und vermittelt keinen verfälschenden Eindruck, da weitere Rissprozesse mit geringerer Rissöffnung und möglicherweise größerem Anteil einer tangentialen Verschiebung keinen bedeutsamen Traganteil aus Rissverzahnung auf globaler Systemebene zur Verfügung stellen können, wenn sie durch weitaus größere Schubrissbreiten flankiert werden.

Die Balkenelemente R25 und T25 mit höchstem untersuchten Längsbewehrungsgrad und entsprechend reduzierter mittlerer Längsverzerrung ε_{xm} zeigen für 50 % bis 70 % der Bruchlast unter phänomenologischem Blickwinkel noch abschnittsweise die Möglichkeit, Spannungen über Rissverzahnung zu übertragen; dies erscheint insbesondere für den Plattenbalkenquerschnitt ein wesentlicher Aspekt zu sein. Unter weiter steigender Last bis zum Erreichen der Bruchlast folgt die Risskinematik fast ausschließlich einer Rissöffnung, dem Bruchmodus I im Sinne einer bruchmechanischen Betrachtung. Einzelne Spitzenwerte in der Darstellung sind als Artefakte im Zuge der feinen Diskretisierung zu deuten und haben keine mechanisch begründete Bedeutung. Eine bedeutsame Größenordnung möglicher Rissverzahnung zur Formulierung eines Traganteils im Bruchzustand ist damit nicht zu rechtfertigen. Dies gilt umso mehr für die Versuche R18 und T18, die mit ihrem geringen Längsbewehrungsgrad für wirtschaftlich bemessene Brückenbauquerschnitte repräsentativ erscheinen. Rissabschnitte, die keine vorrangige Rissöffnung zeigen, sind bei diesen Versuchen nur vereinzelt zu identifizieren. Dabei sind steile Rissabschnitte oder aber die Rissprozesszone ausgehend von der Risswurzel vorrangig zu nennen. Den Zugspannungen in der Rissprozesszone wird in einzelnen Modellvorstellungen ebenfalls ein dedizierter Traganteil zugewiesen [226], der aber entsprechend dem Maßstabeffekt für brückenbauspezifische Querschnitte eine untergeordnete Bedeutung einnimmt. Alternativ können auch bruchmechanische Betrachtungen zum Rissöffnungsverhalten hier zur Anwendung kommen [136]. Mit Blick auf die vorgestellten Auswertungen zum Rissöffnungsverhalten im Schubfeld der vorgespannten Balkenelemente erscheint die Anwendung gängiger Ansätze [208, 69] zur Bestimmung eines Querkraftwiderstands, der auf die Rissverzahnung im Beton zurückgeführt wird, obsolet und nicht gerechtfertigt. Die Ableitung einer anteiligen Schubtragfähigkeit auf dieser Grundlage entzieht sich zudem einer Gleichgewichtsbetrachtung am System. Damit besteht die Gefahr, dass der Traganteil aus Rissverzahnung stark überschätzt wird und falsche Annahmen zur Ableitung einer Modellvorstellung in der Gewichtung der Traganteile implizit gefördert werden. Weitere Überlegungen zu den Randbedingungen und Grenzen in der Annahme eines Traganteils aus Rissverzahnung finden sich in Kapitel 2.6.

Die diskutierten Ergebnisse sind selbstredend im Kontext der untersuchten Randbedingungen zu betrachten. So kann mit größerem Größtkorn und mit einem deutlich größeren Schubbewehrungsgrad und der damit einhergehend reduzierten Schubrissbreite von einer größeren Bedeutung der Rissverzahnung auf das Trag- und Verformungsverhalten ausgegangen werden. Der schwache Schubbewehrungsgrad schließt allerdings in Kombination mit der hohen Längsverzerrungen der Querschnitte eine tragende Rolle phänomenologischer Kräfte aus Rissverzahnung aus. Die eigenen Versuche zeigen damit korrespondierende Ergebnisse zu bestehenden experimentellen Forschungsarbeiten, die das Schubtragverhalten vorgespannter

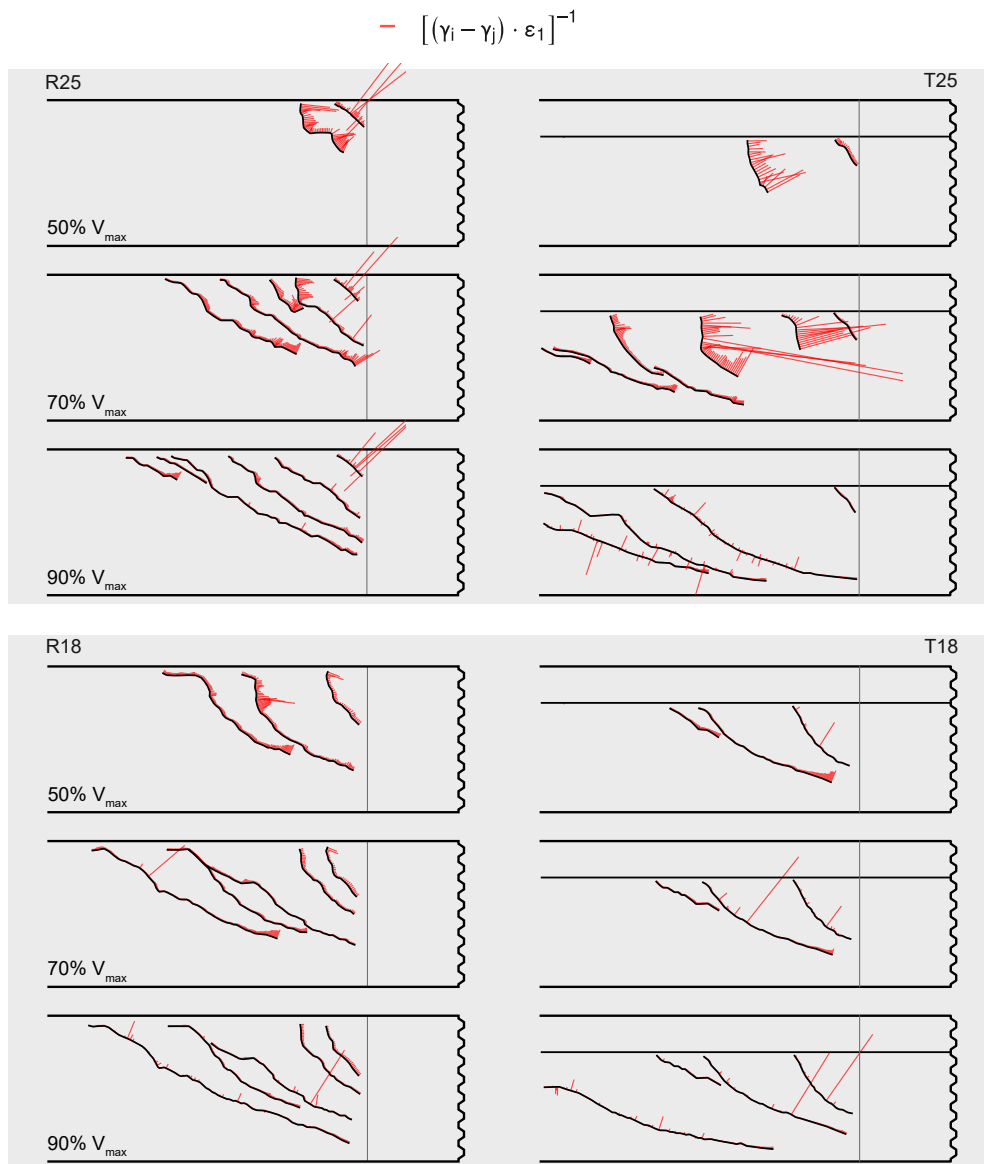


Abbildung 3.37 Analyse der Risskinematik auf Basis lokal veränderlicher Differenzwinkel der Rissflanken bezogen auf die Risskontur; die Rissöffnung wird anhand der Hauptverzerrung über den Riss skaliert.

Balken mit schwachem Schubbewehrungsgrad unter weiteren Untersuchungsschwerpunkten betrachten [88, 84, 170]. Abbildung 3.38 zeigt die makroskopische Entwicklung der Dilatanz a_d entlang der kritischen Schubriss zu ausgewählten Belastungsstufen entsprechend Abbildung 3.37. Das Dilatanzverhältnis a_d gibt als Verhältniswert Auskunft über das vorrangige Verformungsverhalten entlang einer Risskontur und offenbart charakteristische Unterschiede für untersuchte Längsbewehrungsgrade.

$$a_d = |\delta_n / \delta_t| \quad (3.7)$$

mit

δ_n Lokale Rissöffnung
 δ_t Tangentiale Rissuferverschiebung

3 Experimentelle Untersuchungen

Die Versuche R25 und T25 zeigen bei 50 % und 70 % der final erreichten Bruchlast für die Quantilauswertungen ihrer jeweils dominanten Risspfade eine dominante Rissöffnung ($a_d \geq 1$). Die Auswertung auf 90 % der Bruchlast lässt den Median aller betrachteter Risskonturen unter 1.0 fallen. Die relative Verschiebung der Rissflanken zueinander wird demnach stärker durch eine tangentielle Verformung bzw. eine globale Rotation um die Risspitze bestimmt. Auf diesem Lastniveau bewegen sich die Rissbreiten allerdings bereits in einer Größenordnung von 2 bis 3 mm, sodass die Effekte einer Rissverzahnung trotz abnehmender Dilatanz lediglich von hypothetischer Natur sind. Die Versuche R18 und

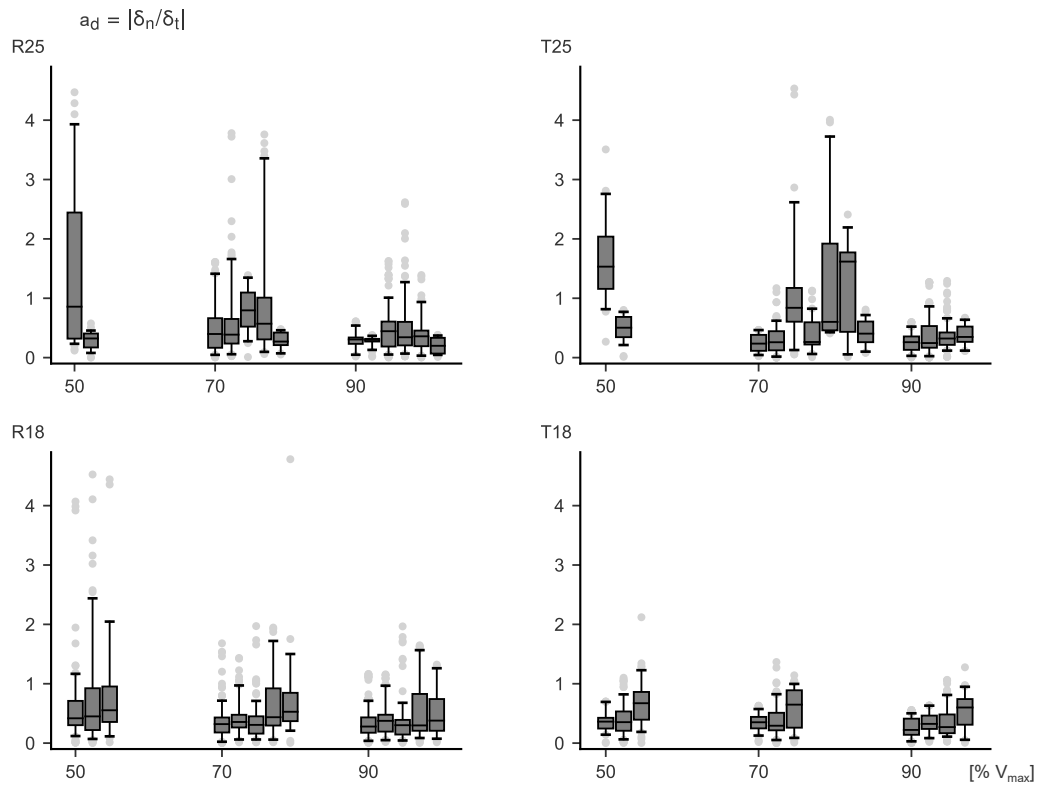


Abbildung 3.38 Dilatanz der Rissuferverschiebungen für ausgewählte Laststufen und dominante Risskonturen im Messfeld

T18 mit reduziertem Längsbewehrungsgrad und gesteigerter Längsverzerrung zeigen eine deutlich geringere Varianz über den 95 %-Interquartilsbereich der Dilatanzverhältnisse entlang der Risspfade und der Median liegt teilweise unter $a_d \leq 0.5$. In Verbindung mit den Auswertungen in Abbildung 3.37 wird allerdings deutlich, dass entsprechend große Rissöffnungen bereits bei geringen Lasten erreicht werden, nachdem die reduzierte schlaaffe Längsbewehrung im Gurt größere Verzerrungen zu einem früheren Zeitpunkt erfährt. Ferner kann unabhängig von Längsbewehrungsgrad und Querschnittsform festgestellt werden, dass die Annahme einer strikt konsekutiven Abfolge der Rissuferverschiebungen nicht haltbar ist. Diese theoretische Prämisse liegt den Push-Off Versuchen [209], die zur Ableitung der empirischen Zusammenhänge und nachgelagerter Schubspannungs-Rissöffnungsbeziehungen genutzt werden, zugrunde. Eine derart skalierte und abstrahierte Versuchsmimik kann die Rissbildungsprozesse unter Berücksichtigung innerer Umlagerungen und einer Rotation der

Risspitze, wie sie an angemessen skalierten Balkenelementen zu beobachten sind, nicht adäquat abbilden.

3.6.10 Zusammenfassung

Die vorgestellten experimentellen Untersuchungen und die detailliert aufbereitete Auswertung der Ergebnisse stützt die eingangs formulierte These zum vorhandenen Einfluss des Längsbewehrungsgrades auf die Schubtragfähigkeit vorgespannter Balkenelemente. Die Tragfähigkeit wird durch einen reduzierten Längsbewehrungsgrad respektive erhöhte Verzerrungen im Gurt nicht negativ beeinflusst, solange die vorhandenen Spannglieder den erforderlichen Spannungszuwachs mobilisieren können. Der absolute Zuwachs im Spannglied bedingt allerdings stärkere Dehnungszuwächse, da hier im Vergleich zum gerippten Schaffstahl eine weichere Verbundbedingung angenommen werden muss. Damit geht eine deutliche Verformungszunahme des Gesamtsystems einher, sodass sich eine entsprechend flache Neigung des Druckspannungsfeldes einstellen kann. Die großen Systemverformungen und die damit eingepprägten hohen Verzerrungen können final zu vergleichsweise abrupten Bruchereignissen bei schlagartiger Energiefreisetzung führen. Die vorausgegangene starke Rissbildung und Verformung über die Schubspannweite verbietet allerdings die Charakterisierung als gänzlich spröder Bruch ohne Vorankündigung. Die Duktilität im Bruchzustand ist demnach nicht ausschließlich auf den Schubbewehrungsgrad zurückzuführen, wie von Herbrand angenommen [84], sondern ist auch mit der Ausnutzung der Längsbewehrung in Verbindung zu setzen. Dieser Zusammenhang wurde von Herbrand nicht explizit untersucht, seine Versuche nutzten einen Längsbewehrungsgrad, der dem Maximum der eigenen Versuche entspricht. Die Entwicklung der inneren Traganteile und ihr relatives Verhältnis sind unter zunehmender Querschnittsverzerrung und Schubrissbildung variabel. So kann beispielsweise eine dominante Druckbogentragwirkung bzw. ein maßgeblicher Querkraftwiderstand aus mobilisierten Schubspannungen in der Betondruckzone nur bei ausreichender Verankerung der Längsbewehrung im Zugband per se erwartet werden. Der biaxiale Spannungszustand in der Betondruckzone wird neben der vorhandenen Betonfestigkeit auch durch die mittlere Längsverzerrung des Querschnitts bzw. den Druckzone vordringende Rissbildungsprozesse limitiert. Auch die Betonbruchstauchung als einzelner Materialkennwert kann das Umlagerungsverhalten der inneren Kräfte und das Verformungsvermögen eines Balkensystems bestimmen. Aus dem Blickwinkel einer Fachwerkbetrachtung kommt es bei hoher Verzerrung der schlaffen Gurtbewehrung zu inkrementeller Umlagerung weiterer Zuwächse, die das horizontale Gleichgewicht erfordert, hin zum Spannglied. Der Hebelarm der inneren Kräfte wird damit ungünstiger, die Betondruckzone schnürt sich stärker ein, die Betondruckspannungen steigen an. Angestellte Untersuchungen und Auswertungen zeigen, dass dank hochgradig statisch unbestimmter Umlagerungsmechanismen das innere Kräftegleichgewicht selbst bei plastischer Verzerrung der schlaffen Längsbewehrung so lange aufrechterhalten werden kann, dass die Traglast durch ein Schubversagen definiert wird.

Neben notwendigen integralen Druck- und Zugkräften im Sinne einer Querschnittsbetrachtung ist hierfür vor allem die Verträglichkeit der Verformungen und die Duktilität der Materialien verantwortlich. Dabei ist die Bedeutung des schwachen Schubbewehrungsgrades nochmals hervorzuheben. Die geringen Bügeldurchmesser erfahren bei einsetzender Rissbildung eine abrupte Aktivierung. Eine zwischenzeitliche rissvernähende Wirkung entfällt mitunter komplett, nachdem der kleine Querschnitt direkt ins Fließen gerät. Einspringende Schubzugrisse können unter Umständen nicht ausreichend gedämpft werden und es kommt zu einem unmittelbaren Bügelreißen angesichts des beinahe starren Verbundes.

3 Experimentelle Untersuchungen

In Abhängigkeit des Lastniveaus und bereits eingprägter Energie im verformten System, resultiert hieraus die finale Bruchkinematik.

4 Vertiefte Untersuchungen

4.1 Allgemeines

Dieses Kapitel fasst verschiedene Aspekte zusammen, die im Zuge der Analyse und einer kritischen Auseinandersetzung mit den Versuchsergebnissen erarbeitet wurden. Die einzelnen Themenfelder bauen in der Formulierung ihrer Thesen und gewählter Ansätze aufeinander auf und versuchen die Bedeutung verschiedener Parameter auf die Tragfähigkeit eines Balkenstegs unter Biegung und Schub im Kontext bestehender normativer Regelungen bzw. weithin akzeptierter Anschauung zu bewerten. In Abschnitt 4.2 wird hierzu anhand einer theoretischen Betrachtung die Sensitivität verschiedener Einflussfaktoren auf den Reduktionsfaktor ν zur Berücksichtigung einer effektiven Druckfestigkeit des gerissenen Stegbetons, vgl. Abschnitt 2.2.5, bewertet. Im Weiteren werden analoge Zielfunktionen der Untersuchungen anhand der Messdaten aus digitaler Bildkorrelation, die im Zuge der eigenen Versuchsreihe gewonnen wurden, in Abschnitt 4.3 aus dem Blickwinkel experimenteller Evidenz neu aufbereitet. Das Kapitel wird durch ausgewählte numerische Untersuchungen in Abschnitt 4.4 abgeschlossen. Hier wird auf Basis einer Microplane-Materialformulierung für den Beton das Tragverhalten der Versuche nachvollzogen und mit experimentellen Messdaten validiert. Die FE-Untersuchungen unterstützen zudem die grundlegenden Konzepte der Modellbildung in Abschnitt 5.

4.2 Sensitivität verschiedener Einflussgrößen auf das gerissene Betondruckspannungsfeld

4.2.1 Hintergrund und Ausgangslage

Unter Berücksichtigung der Versuchsergebnisse, die zeigen, dass das Systemtragverhalten vorgespannter Querschnitte trotz plastischer Zuggurtverformung noch durch die Schubtragfähigkeit begrenzt ist, und im Hinblick auf die Annahmen der Plastizitätstheorie zur Vorhersage der Schubtragfähigkeit, ist die effektive Betondruckfestigkeit des gerissenen Spannungsfeldes von entscheidender Bedeutung. Nach der Plastizitätstheorie ist die Annahme einer aus der Bügelbewehrung abgeleiteten Querkrafttragfähigkeit durch die Tragfähigkeit der Betondruckstreben begrenzt, die wiederum von der effektiven Betondruckfestigkeit und damit vom allgemeinen Spannungs- und Verzerrungszustand abhängt [134]. Daher können neben dem Querkraftbewehrungsgrad auch der Längsbewehrungsgrad und die Längsdehnung - gekoppelt über die Lastverteilung und die Systemschlankheit - einen bedeutsamen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit haben. Der Faktor ν entscheidet demnach darüber, inwieweit plastizitätstheoretische Ansätze zur Beschreibung der Schubtragfähigkeit von Stahl- und Spannbetonträgern herangezogen werden können.

Für die Bemessung wird die effektive Betondruckfestigkeit in der Regel mit konstanten Abminderungsfaktoren bestimmt, was eine einfache, konservative Schätzung darstellt. Im Zuge eigener Überlegungen, insbesondere bei vakanter plastischer Gurtverformung, erscheint es sinnvoll, den tatsächlichen Verzerrungszustand explizit zu berücksichtigen. Vorgespannte Betonbalken entwickeln über die Balkenhöhe eine variable Verteilung der

4 Vertiefte Untersuchungen

Hauptzugdehnungen, deren Maximum im Vorfeld nicht bekannt ist. Die Entwicklung einer Druckbogentragwirkung und der diskontinuierliche Charakter des Spannungsfeldes im Bereich der Spanngliedachse können in Scheibenelementen, die wesentlich zur Beschreibung verschiedener Ansätze einer Druckentfestigung beigetragen haben, vgl. Abschnitt 2.2.5, nicht abgebildet werden. Die Beziehungen innerhalb des Membranelements können jedoch auf den Balkensteg übertragen werden, wenn ein äquivalentes Maß für die Längsverzerrung formuliert werden kann. In Anlehnung an die Konvention des fib Model Code 2010 [1] bzw. der Modified Compression Field Theory (MCFT) [201, 22], wird das Maß der effektiven Längsdehnung ε_x in der mittleren Faser des Querschnitts definiert. Der betrachtete Stab ist jedoch nicht durch die Querschnittskontur definiert, sondern muss als Steg (in Anlehnung an eine klassische plastizitätstheoretische Querschnittseinteilung) zwischen Druck- und Zuggurt verstanden werden. Die Längsdehnung in halber Höhe des inneren Hebelarms der Gurtkräfte kann hier als deutlichere Formulierung dienen.

4.2.2 Gewählter numerischer Ansatz

Zur gewichteten Bewertung dominanter Einflussfaktoren auf den Abminderungsfaktor ν , und damit auf die effektive Betondruckfestigkeit, werden verschiedene Annahmen mit einem numerischen Modell verknüpft, dessen Ablauf in Abbildungen 4.1 und 4.2 skizziert wird. Nach iterativer Bestimmung der Dehnungsebene für einen Querschnitt unter einem einwirkenden Biegemoment und einer Normalkraft aus Vorspannung ergibt sich nach Integration der Betondruckspannungen der Hebelarm der inneren Kräfte. In der Höhe von $z_m/2$ erhält man die mittlere Längsverzerrung, die noch durch Komponenten aus Schubverformung ergänzt wird, siehe Abbildung 4.2. Da der Anteil der schubbedingten Längsverzerrung $\varepsilon_{x,v}$ als Funktion des Druckstrebenwinkels θ formuliert ist, ist dieser Wert bereits Teil des Optimierungsproblems. Basierend auf Gleichgewichtsbedingungen und einer expliziten Berücksichtigung der Dehnungen in der Längs- und Schubbewehrung, die den Bereich der möglichen Strebenwinkel begrenzen [176, 75], können konvergent Werte der Druckstrebenneigung θ und des Reduktionsfaktors ν , respektive die effektive Druckfestigkeit $f_{c,eff}$ ermittelt werden, vgl. Abbildung 4.2. Unter der Annahme, dass sich θ frei entwickeln kann, kann unter Berücksichtigung der Grenzbedingungen (abgeleitet von der Streckgrenze und der Zugfestigkeit der Bewehrung) der endgültige Winkel bestimmt werden.

4.2 Sensitivität verschiedener Einflussgrößen auf das gerissene Betondruckspannungsfeld

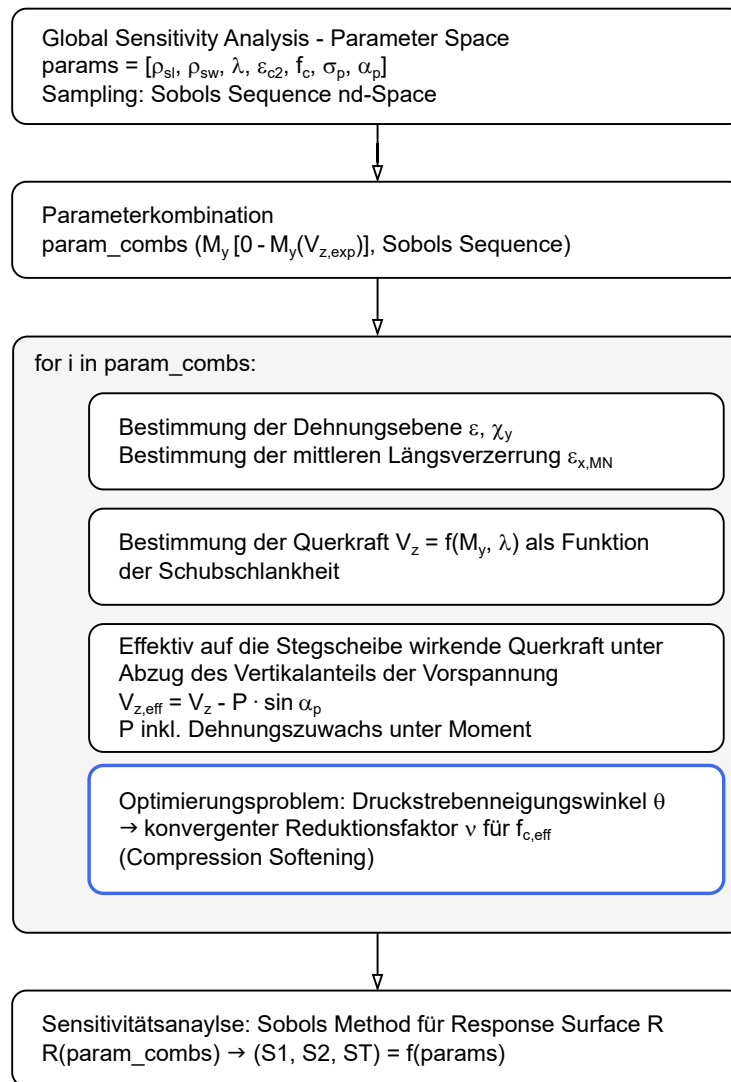


Abbildung 4.1 Ablaufdiagramm zur Vorgehensweise

Im Zusammenhang mit der gewählten Modellstruktur stellen sich allerdings verschiedene Fragen hinsichtlich der Modellsensitivität:

- Die Hauptstauchung ε_{c2} wird mit $\varepsilon_{c2} = -2.0\text{‰}$ als konstanter Wert angenommen. Ist diese, im Wesentlichen empirisch begründete, Annahme [201] gültig oder verfälschen implizit berücksichtigte Einflussfaktoren eine allgemein gültige Aussage?
- Welche Konsequenzen hat ein erhöhtes Dehnungsniveau in der Längsbewehrung für etablierte Modelle zur Bestimmung der Schubtragfähigkeit vorgespannter Balkenelemente? Ist ε_x ein sensitiver Parameter für die Response Surface einer Sensitivitätsanalyse?
- Gibt es signifikante Interaktionseffekte zwischen verschiedenen Eingangsparametern des Modells?

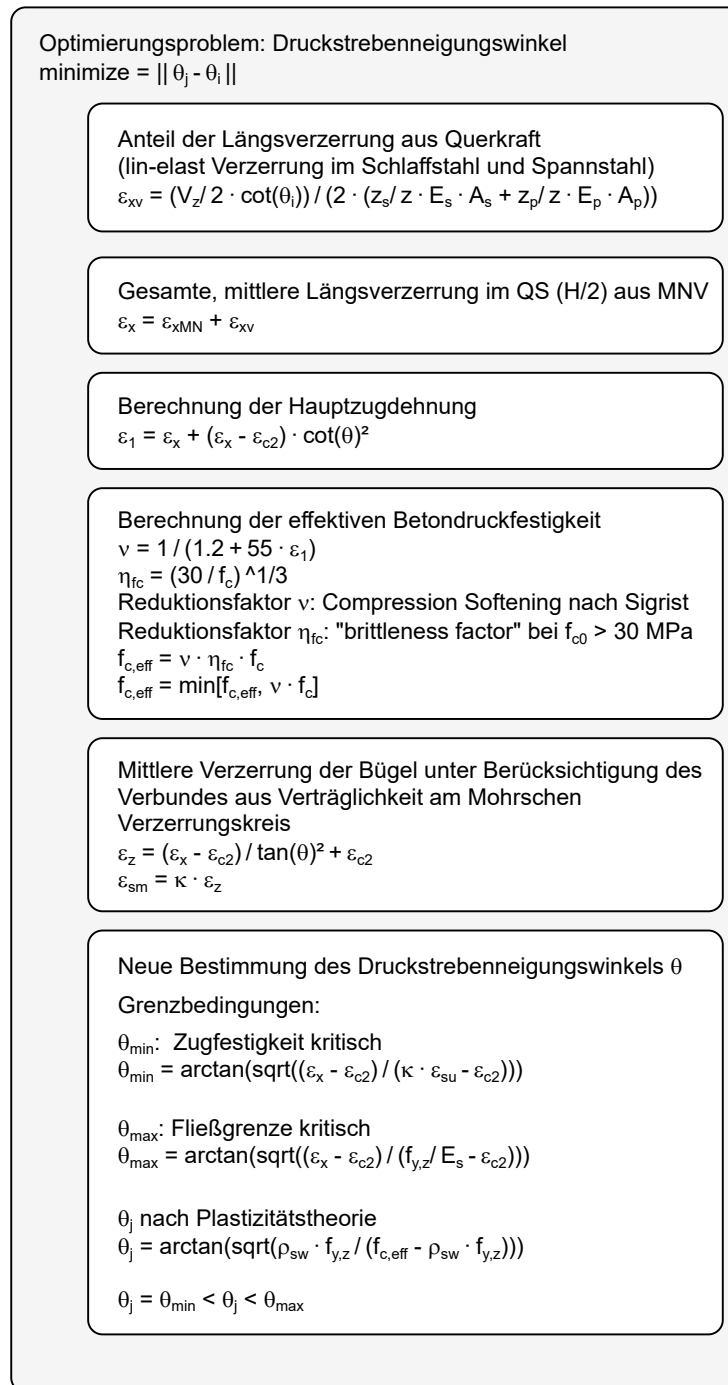


Abbildung 4.2 Subroutine zur Optimierung des Druckstrebenneigungswinkels

4.2.3 Modellbewertung auf Basis einer globalen Sensitivitätsanalyse

Um die oben genannten Fragen zu beantworten, wird das numerische Modell einer Sensitivitätsanalyse unterzogen. Eine globale Sensitivitätsanalyse (GSA) erfasst den Einfluss möglicher Unschärfen ausgewählter Eingangsparameter auf das Ergebnis eines Modells. Mögliche Wechselwirkungen der Eingabewerte (sog. Effekte zweiter Ordnung) können ebenfalls durch varianzbasierte Methoden ermittelt werden. Im Folgenden soll die *Sobol's Method* [177, 163] eine quantifizierte Bewertung dieser Sachverhalte ermöglichen.

4.2 Sensitivität verschiedener Einflussgrößen auf das gerissene Betondruckspannungsfeld

Wesentliche Informationen zu den Merkmalen der in dieser Untersuchung verwendeten GSA-Ansätze basieren auf den Überlegungen von Saltelli [164], sofern nicht anderweitig darauf verwiesen wird. Die Methode benötigt kein analytisches Modell, sondern bildet ihr Korrelationsverhältnis auf der Grundlage eines zunächst zu definierenden Problemspektrums, das alle Eingabeparameter (die der GSA unterliegen können), ihre Verteilungsfunktion und mögliche Grenzwerte enthält. Dieser Datensatz wird mittels Low-Discrepancy-Sampling in n Dimensionen abgebildet und dann einzeln an das numerische Modell übergeben. Für eine Diskussion zu relevanten Überlegungen im Zuge der Implementierung wird auf die Literatur verwiesen [188]. In der angestellten Sensitivitätsanalyse werden sieben Parameter berücksichtigt, die in Tabelle 4.1 zusammen mit ihrer angenommenen gleichmäßigen Verteilung aufgeführt sind. Alle Parameter sind Teil der Widerstandsseite und werden im Zuge der iterativen Bestimmung der Dehnungsebene und/ oder der nachfolgenden Iteration zur Bestimmung des Spannungs- und Verzerrungszustandes im Steg nach Abbildung 4.1 berücksichtigt. Neben der untersuchten Bandbreite des Längsbewehrungsgrades, dessen Untergrenze zu plastischen Gurtverformungen in der Querschnittsanalyse führt, wird auch der Schubbewehrungsgrad im Hinblick auf die Verhältnisse in bestehenden Spannbetonbrücken relativ niedrig gewählt. Unter Berücksichtigung der angewandten Variation der Betondruckfestigkeit ergibt sich für den allgemeinen Fall nach $\rho_{w,\min} = 0,16 \cdot f_{ctm}/f_{yk}$ eine Bandbreite von etwa dem 0.7- bis 4.0-fachen des minimalen Schubbewehrungsgrades $\rho_{w,\min}$ [52, 51]. Nur die Schubschlankheit λ stellt gewissermaßen eine Komponente der Lastseite dar, da das Verhältnis von einwirkendem Moment, das unabhängig von der GSA für alle Kombinationen möglicher Eingangsgrößen erhöht wird, und der Querkraft, die ebenfalls einen Anteil an ε_x hat, über eine Variation der Schubschlankheit gesteuert wird. Darüber hinaus beeinflusst die Variation der Spanngliedneigung die effektive Querkraft (nach Abzug der vertikalen Komponente $V_p = P_m \cdot \sin \alpha_p$) im Steg und letztlich den Anteil $\varepsilon_{x,v}$.

Tabelle 4.1 Gewählte Einflussgrößen und deren Bandbreite einer Gleichverteilung

ρ_{sl} [%]	ρ_{sw} [%]	λ [-]	ε_{c2} [‰]	f_c [MPa]	σ_p [MPa]	α_p [deg]
[0.8, 2.0]	[0.09, 0.36]	[2.5, 5.0]	[-2.0, -1.0]	[30, 50]	[550, 600]	[1.0, 7.0]

Varianzbasierte Methoden sind geeignet, die relative Bedeutung von Eingangsfaktoren oder Gruppen auf eine skalare Zielgröße, in diesem Fall der Reduktionsfaktor ν , zu quantifizieren. Der größte Nachteil varianzbasierter Methoden liegt im numerischen Umfang der Analyse, der im Falle rechenintensiver Modelle selbst bei Anwendung des oben beschriebenen Ansatzes unverhältnismäßig hoch werden kann. Mit Saltellis Erweiterung der Sobol-Sequenz [163], die in diesem Rahmen verwendet wird, hat die resultierende Matrix der Response Surface $N \cdot (2n + 2)$ Zeilen, wobei n die Anzahl der Parameter ist. Für einen vollständigen Satz von Sobol-Indizes (S1, S2 & ST [164]) muss ein Modell mit sieben Faktoren mindestens 16.000 Mal ausgeführt werden, wobei $N = 1.000$ gilt. Ob die Annahme für N ausreichend groß gewählt wurde, kann anhand der Konfidenzintervalle beurteilt werden. Dies ergibt insgesamt über 200.000 Modellauswertungen aufgrund eines relativ fein gewählten inkrementellen Anstiegs des Biegemoments. In einem allgemeinen Fall ist die Gültigkeit und Robustheit eines zusammengesetzten Indikators, in diesem Fall der Abminderungsfaktor ν zur Abschätzung einer effektiven Betondruckfestigkeit, von einer Reihe von Faktoren abhängig.

- Das gewählte Modell beeinflusst den Varianzcharakter der Ergebnisse.

4 Vertiefte Untersuchungen

- Der Mechanismus zur Aufnahme oder zum Ausschluss von Indikatoren in den Index; Die Auswahl der Faktoren, die in eine GSA einfließen, ist subjektiv. Insbesondere bei vergleichsweise komplexen, nichtlinearen numerischen Modellen hat der Modellcharakter selbst einen erheblichen Einfluss auf die Response Surface R. Theoretisch kann die GSA mit einem vollständig in Verteilungsdefinitionen gefassten Parametersatz ohne statische Werte bestückt werden, was aber unnötig rechenintensiv erscheint. Nicht weiter verfolgt, aber grundsätzlich möglich, wäre die schrittweise Reduktion der Eingabeparameter mit anschließender Auswertung des Korrelationskoeffizienten zu den Ergebnissen einer voll besetzten Analyse ohne statische Standardwerte. Alternativ kann auch ein qualitatives Screening nach der Morris-Methode [131] als erster Schritt der Modelluntersuchung durchgeführt werden.
- In den hier vorgestellten Untersuchungen wird im Rahmen der Iteration der Grenzwert 0.65 für den Reduktionsbeiwert verwendet, vgl. 2.1. Die GSA-Auswertung schließt dieses Kriterium bewusst aus, um mögliche Einflüsse durch den asymptotischen Charakter der Gleichung bei geringen Hauptzugspannungen zu berücksichtigen.
- Die Menge der fehlenden Daten und der Berechnungsalgorithmus; Bei hohem Biegemoment ist es theoretisch möglich, dass die Iteration der Dehnungsebene kein stabiles Gleichgewicht gemäß den definierten Spannungs-Dehnungsbeziehungen und Grenzdehnungen erreicht. Dies führt zu einem Fehlen des Eingabewertes $\varepsilon_{x,MN}$ bei der weiteren iterativen Betrachtung der Bedingungen für das Stegelement und zu einem Non-Response-Bias in Abhängigkeit von der Fehlerbehandlung. Dieses Szenario wurde durch vorherige Vergleichsrechnungen verhindert, um zu vermeiden, dass inkonvergente Ergebnisdaten die GSA verfälschen.

Bei Anwendung des numerischen Modells auf die Sobol-Sequenz resultiert ein Array, das die so genannte Response Surface bildet. Die Sobol-Methode wertet den Teil der Gesamtvarianz der Antwort aus, der auf den Eingangsparameter X_n zurückgeführt werden kann. Für jeden Parameter können drei Maße ermittelt werden:

- Index erster Ordnung S1: Beitrag (ohne Interaktion) eines Parameters zur Varianz der Antwort
- Index zweiter Ordnung S2: Interaktion der Eingangsparameter mit der Antwortvarianz
- Index der Gesamtwirkung ST: Gesamtbeitrag (einschließlich Wechselwirkung) eines Parameters zur Antwortvarianz

Ein Maß für die Sensitivität ist die Berechnung der Varianz des bedingten Erwartungswertes $Var [E(Y|X_n)]$ bezogen auf die Gesamtvarianz von Y, $Var(Y)$, vgl. Gleichung 4.1.

$$S1_n = \frac{Var [E(Y|X_n = x_n)]}{Var(Y)} \quad (4.1)$$

Die Gesamtvarianz der Antwort R, die dem Eingangsparameter X_n zugeschrieben werden kann, definiert damit dessen Gewicht innerhalb des numerischen Modells und ermöglicht in einem weiteren Schritt ein besseres Verständnis der modellinhärenten Eigenschaften über ein qualitatives Screening hinaus und eröffnet letztlich erste Ansatzpunkte, falls eine Modellmodifikation wünschenswert erscheint.

4.2.4 Diskussion der Ergebnisse

Die GSA zeigt, welche der gewählten Eingangsparameter einen Einfluss auf ν haben und welche Werte im Rahmen der Untersuchungen mit der Annahme eines konstanten Wertes ausreichend berücksichtigt worden wären, da kein signifikanter Beitrag zur Varianz des Ergebnisses erkennbar ist. Der wichtigste Faktor ist der Schubbewehrungsgrad ρ_{sw} , vgl. Abbildung 4.3. Er ist die wichtigste Einflussgröße über den gesamten Verlauf des auf den Querschnitt wirkenden Moments. Das erscheint mit Blick auf Gleichung 4.2 plausibel. Aus phänomenologischer Sicht wird durch die Bügeldehnung eine proportionale Querdehnung auf die Betondruckstreben ausgeübt, die die effektive Betondruckfestigkeit reduziert. Bei niedrigen Schubbewehrungsgraden ist dieser Sachverhalt besonders kritisch, da die kleine Querschnittsfläche schon früh hohe Dehnungen bei vergleichsweise geringen Kräften nach Schubrissbildung mobilisiert.

$$\tan \theta = \sqrt{\frac{\rho_{sw} f_y}{f_{ce} - \rho_{sw} f_y}} \quad (4.2)$$

Je nach Rissöffnung und Duktilität der Bewehrung kann es allerdings zum Bruch der Bewehrung kommen, sodass ein partieller Ausfall der Fachwerktragwirkung folgt. Ein Modell ohne Parameterinteraktion führt zu $\sum ST = 1$, was hier offensichtlich nicht der Fall ist. Unter einem äußeren Biegemoment von etwa 0.45 bis 0.5 MNm zeigen sich interessante Abhängigkeiten zwischen Längs- und Schubbewehrungsgrad, vgl. Abbildung 4.3.

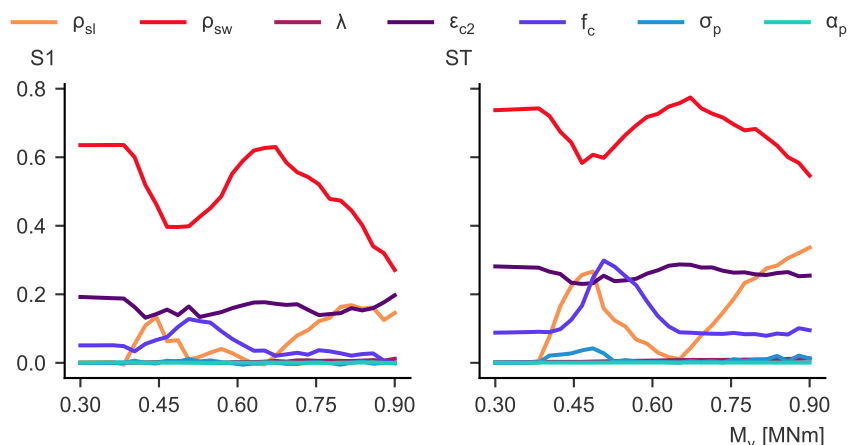


Abbildung 4.3 Individuelle Bedeutung eines Parameters S1 und globale Gewichtung ST unter Berücksichtigung möglicher Parameterinteraktion für den Reduktionsfaktor ν

Auch die Betondruckfestigkeit scheint in der Zwischenzeit an Bedeutung zu gewinnen, bevor sich ST wieder auf das Ausgangsniveau einpendelt. Abbildung 4.4 zeigt auch eine bemerkenswerte Wechselwirkung zwischen ρ_{sw} und ϵ_{c2} , die sich in diesem Bereich entwickelt. Dieser zwischenzeitliche Effekt ist auf die begrenzenden Bedingungen der möglichen Bandbreite der zulässigen Druckstrebenwinkel zurückzuführen. Nach Überschreiten der Dekompressionsspannungen fließen zunächst kleine Längsdehnungen in der Größenordnung von ϵ_{c2} in die Gleichungen ein. Erwartungsgemäß nimmt der Einfluss der Längsdehnung mit zunehmendem Moment zu, während der noch wichtige Schubbewehrungsgrad deutlich abnimmt. Ein Moment von 0.9 MNm für den betrachteten Beispielquerschnitt R18 führt dazu, dass die Längsbewehrung ihre Dehngrenze erreicht. Die hohe Längsdehnung $\epsilon_{x,MNV}$ gewinnt für die iterative Bestimmung des Druckstrebenwinkels und der Hauptdehnung ϵ_1 mit

4 Vertiefte Untersuchungen

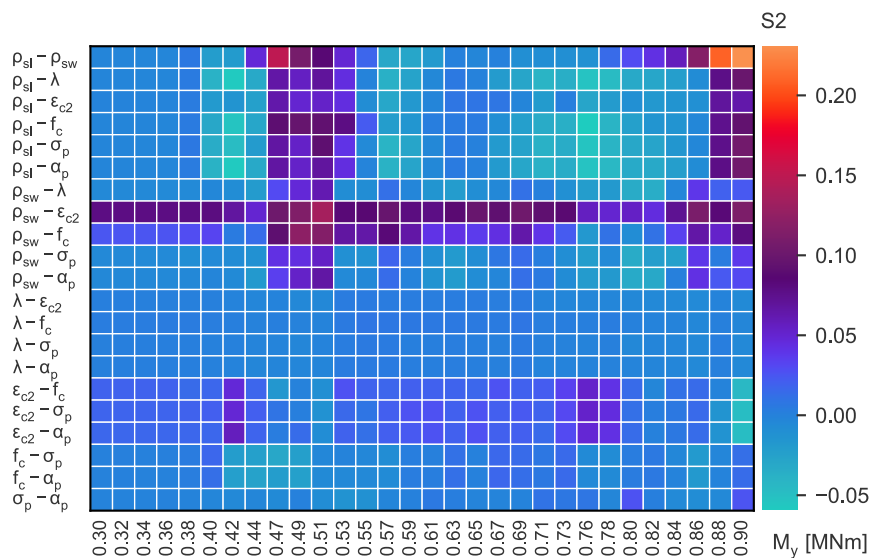


Abbildung 4.4 S2 Indizes: Interaktion der untersuchten Einflussparameter bei der Beschreibung des Reduktionsfaktors ν

zunehmender Belastung an Bedeutung. Vor dem Hintergrund der hohen Ausnutzungsgrade für Biegung und Schub vieler bestehender Betonbrücken stellt sich die Frage, inwieweit die in den Normen angegebenen, meist konstanten Faktoren eine sinnvolle Annahme darstellen. Unmittelbar damit verbunden ist natürlich die Frage nach einer adäquaten Formulierung der effektiven Betondruckfestigkeit bzw. der grundsätzlichen Eignung der hier diskutierten Modellvorstellung zur Bestimmung des Schubwiderstands. Die allgemein konstante Annahme der Hauptdehnung ϵ_{c2} erweist sich zudem als bedeutsamer Parameter, weitgehend unabhängig vom einwirkenden Moment.

Wie wichtig eine plausible Annahme oder parametrisierte Formulierung für ϵ_{c2} ist, wird im Modell des Mohrschen Verzerrungskreises deutlich. Eine konstant angenommene Hauptdruckstauchung $\epsilon_{c2} = -2.0\text{‰}$ und eine zu bestimmende Längsdehnung ϵ_x können absolut gesehen die gleiche Größenordnung einnehmen und wirken sich entsprechend ihrer Differenz auf den Druckstrebenwinkel aus. Aus den Betrachtungen resultiert zudem die Fragestellung, inwiefern die angewandten Beziehungen zur Beschreibung des Phänomens “Compression Softening” auf den Balkensteg vorgespannter Querschnitte anwendbar sind. Das Verhalten der originären Versuchsbasis aus Scheibenelementen mit im Wesentlichen ähnlich gewählten orthogonalen Bewehrungsgraden unter Schub und/ oder biaxialer Beanspruchung ist von beiden Bewehrungsringen in gleichem Maße abhängig, gekoppelt durch die geneigte Rissbildung [201]. Vorgestellte Untersuchungen zeigen, dass für den vorliegenden Fall schwach schubbewehrter Träger bei gleichzeitig für Bestandsbrücken realitätsnah skaliertem Längsbewehrungsgrad selbiger erst ab ca. 60% zunehmend an Bedeutung gewinnt und bis zuletzt die Schubbewehrung dominant bleibt, vgl. Abbildung 4.3.

4.3 Analyse der Hauptverzerrungen in den Schubfeldern durchgeführter Substrukturversuche

4.3.1 Allgemeines

Nachfolgende Betrachtungen schließen an die vorgestellten Ergebnisse der beispielhaften Sensitivitätsanalyse in Abschnitt 4.2 an und bilden eine Annäherung an das Themenfeld der Druckentfestigung auf Basis von gewonnenen Messdaten im Rahmen der eigenen Schubversuche abseits originärer Panel-Tests [202]. Auf diese Weise werden implizit die Effekte des Balkentragverhaltens berücksichtigt, die so an Scheibenelementen qua ihres Modellcharakters eines homogen beanspruchten Elements entlang der Ränder nicht abgebildet werden können. Dabei wird die Entfestigung des Stegbetons in ausgewählten Subsets der Stegebene auf Basis digitaler Bildkorrelation bewertet. Wesentlicher Unterschied zu vorausgegangenem Betrachtungen liegt in dem Umstand, dass die Verzerrungen auf rein experimenteller Datenbasis bestimmt werden. Damit entfällt eine Annahme konstanter Parameter. Auch die Hauptdruckstauchung ε_{c2} , der eine gewisse varianzgestützte Bedeutung zugesprochen werden kann, vgl. Abschnitt 4.2.4, wird unabhängig von den Annahmen der Plastizitätstheorie ($\varepsilon_{c2} = -2.0\text{‰}$) auf Basis der Messdaten bestimmt.

4.3.2 Theoretische Hintergründe

Das nichtlineare Materialverhalten von Beton unter einachsigem Druck kann durch die Gleichung 4.3 beschrieben werden. Bei einer Querschnittsbetrachtung hingegen wird im Zuge einer Bemessung für die Betondruckzone häufig ein parabelförmiges Rechteckdiagramm angenommen. Diese Spannungs-Dehnungs-Kurve kann mit der Gleichung 4.4 formuliert werden.

$$\sigma_c = \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \cdot f_{cm} \quad (4.3)$$

mit

$$\begin{aligned} k &= 1.05 E_{cm} \cdot |\varepsilon_{c1}| / f_{cm} \\ \eta &= \varepsilon_c / \varepsilon_{c1} \\ \varepsilon_{c1} &\text{ Stauchung bei maximaler Druckspannung} \end{aligned}$$

$$\sigma_c = \begin{cases} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \cdot f_{cd} & 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \\ f_{cd} & \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \end{cases} \quad (4.4)$$

mit

$$\begin{aligned} n &= 2.0 \text{ für Normalbeton} \\ \varepsilon_{c2} &\text{ Stauchung bei Erreichen der Druckfestigkeit} \\ \varepsilon_{cu2} &\text{ Bruchstauchung} \end{aligned}$$

Abbildung 4.5 veranschaulicht genannte Ansätze und eine experimentelle Arbeitslinie aus einem Zylinderdruckversuch. Die Druckfestigkeit des Stegbetons ist allerdings reduziert anzunehmen, da die aufgezwungene Querdehnung im Druckspannungsfeld aus kreuzender Bewehrung die Druckfestigkeit des Betons schwächt. Hintergründe zur experimentellen Grundlage und abgeleitete Formulierungen zur mathematischen Beschreibung der Druckentfestigung infolge Querzug finden sich in Abschnitt 2.2.5. Wie bereits in Kapitel 4.2 dargelegt, vereinen die bestehenden Ansätze verschiedene Annahmen, deren Übertragbarkeit auf das

4 Vertiefte Untersuchungen

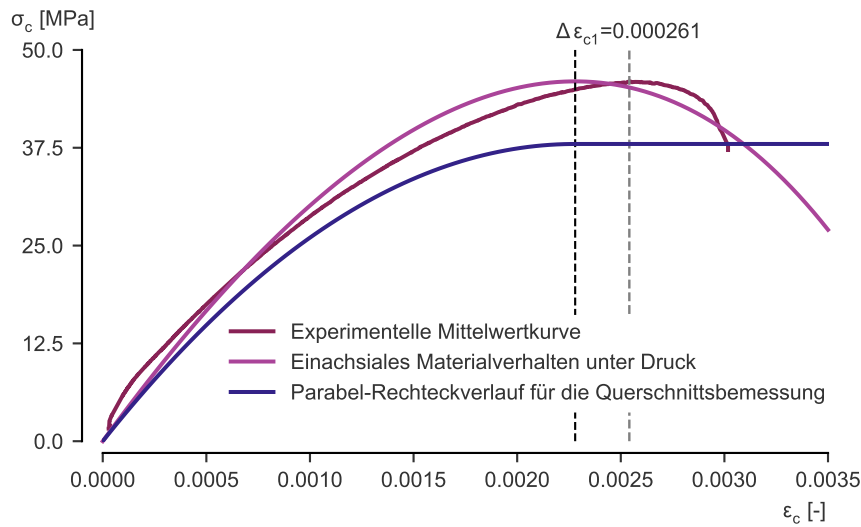


Abbildung 4.5 Spannungs-Verzerrungsbeziehungen für Beton unter Druck

gerissene Druckspannungsfeld eines Balkenstegs kritisch zu betrachten ist. Die experimentelle Untersuchung an Scheibenelementen folgt dem Gedanken der Betrachtung eines vergleichsweise kleinen, homogenen Ausschnitts einer Stegebene im ebenen Spannungszustand. Das bedeutet, dass mit den Untersuchungen der Anspruch verbunden ist, in gewisser Weise eine Materialkenngröße zu bestimmen, die dann wiederum für strukturelle Betrachtungen in Ansatz gebracht werden kann. Die relativen Größenabmessungen des Scheibenelements und des Balkenabschnitts in Abbildung 4.6 sind damit nicht maßstäblich zu sehen. Allerdings lassen eine grundsätzlich differierende Risskinematik entsprechend globaler Beanspruchungen und die Anordnung zur Druckspannungsrichtung variabel geneigter Bewehrungselemente Fragen zur grundsätzlichen Übertragbarkeit offen. Dies gilt insbesondere für vorliegende Fragestellungen eines schwachen Schubbewehrungsgrades, der kein feines Schubrissbild, sondern einzelne kritische Rissprozesse erwarten lässt. Vor diesem Hintergrund werden bestehende Ansätze der Literatur mittels eigener Messergebnisse vertieft analysiert und weiterführende Thesen zur Validität der Ansätze formuliert.

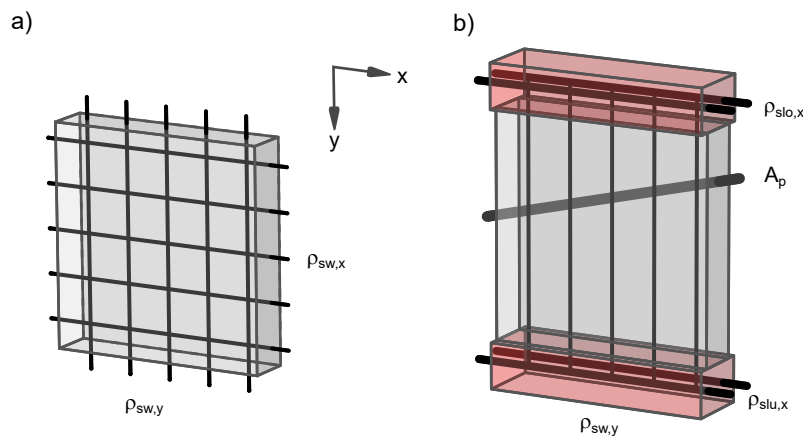


Abbildung 4.6 a) Scheibenelement bei gleichmäßiger, orthogonaler Bewehrungsverteilung b) Balkenabschnitt; Steg mit Schubbewehrung und kreuzendem Spannglied, durch Gurte eingefasst

4.3.3 Analyse der Verzerrungen im Schubfeld auf Basis digitaler Bildkorrelation

Zur eigenständigen Analyse der Hauptformänderungen in der Stegebene werden die Messdaten der digitalen Bildkorrelation genutzt. Eine kurze Beschreibung und weiterführende Hinweise zum Konzept dieser kontaktlosen Messung der lokalen Verformungen in einer Ebene finden sich in Abschnitt 3.4.2. Auf Basis der Korrelation der Subsetverschiebungen können die Anteile des Greenschen Verzerrungstensors bestimmt werden.

$$E_{xx} = \frac{1}{2} \left(2 \frac{du}{dx} + \frac{du}{dx} \frac{du}{dx} + \frac{dv}{dx} \frac{dv}{dx} \right) \quad (4.5)$$

$$E_{yy} = \frac{1}{2} \left(2 \frac{dv}{dy} + \frac{du}{dy} \frac{du}{dy} + \frac{dv}{dy} \frac{dv}{dy} \right) \quad (4.6)$$

$$E_{xy} = \frac{1}{2} \left(\frac{du}{dy} + \frac{dv}{dx} + \frac{du}{dx} \frac{du}{dy} + \frac{dv}{dx} \frac{dv}{dy} \right) \quad (4.7)$$

Für eine weitere Aufbereitung mit Hilfe des Mohrschen Verzerrungskreises müssen die Schubverzerrungen vollständig formuliert werden. Die Schubverzerrung γ_{xy} ergibt sich zu:

$$\gamma_{xy} = \varepsilon_{xy} + \varepsilon_{yx} = 2 \cdot \varepsilon_{xy} = 2 \cdot E_{xy} \quad (4.8)$$

Zusammen mit den Verzerrungen entlang der globalen x- und y-Achse, siehe Gleichung 4.9, lassen sich die Hauptverzerrungen bestimmen, vgl. Gleichung 4.10.

$$\varepsilon_x = E_{xx} \quad \varepsilon_y = E_{yy} \quad (4.9)$$

$$\varepsilon_{1,2} = \frac{1}{2} \cdot (\varepsilon_x + \varepsilon_y) \pm \frac{1}{2} \cdot \sqrt{(\varepsilon_y - \varepsilon_x)^2 + \gamma_{xy}^2} \quad (4.10)$$

Während die orthogonalen Anteile der Verzerrungen im Zuge der digitalen Bildkorrelation in Auflösung der gewählten Pixeldichte ermittelt werden, kommen für die nachfolgend dargestellten Überlegungen sogenannte Regions of Interest (ROI) als quadratische Teilflächen zum Einsatz, vgl. Abbildung 4.7. Die Verzerrungen in diesen vergleichsweise großen Abschnitten des Messfeldes werden verschmiert, sodass die berechneten Hauptformänderungen je ROI nun einen skalaren Wert ergeben. Diese Vorgehensweise entspricht den Panelversuchen der Literatur [201], die ebenfalls nur einen Mittelwert über ihre Strukturabmessungen und das Rissbild hinweg ermitteln.

4.3.4 Vergleichsbetrachtungen zum Einfluss des Längsbewehrungsgrades auf die Entwicklung der Hauptdruckspannungen im Steg

Für alle Varianten von Rechteck- und Plattenbalkenquerschnitten und gestuften Längsbewehrungsgraden werden quadratische Messfelder in Feld- und Stützbereichen extrahiert. Hierzu werden je Bereich zwei Quadrate definiert, die in ihrer globalen Lage über die Balkenhöhe für alle Probekörper übereinstimmen. Unterschiedliche Spannungs- und Verzerrungszustände resultieren somit primär aus unterschiedlichen Längsbewehrungsgraden und der damit verbundenen mittleren Längsdehnung. Darüber hinaus wird die Gewichtung der inneren Tragmechanismen durch die profilierte Druckzone der Plattenbalkenquerschnitte beeinflusst.

Anschließend werden für jede ROI anhand der Ergebnisse der digitalen Bildkorrelation die Mittelwerte der Verzerrungen ε_x , ε_y und γ_{xy} ermittelt, die schließlich zur Bestimmung der Hauptverzerrungen nach Gleichung 4.10 verwendet werden.

4 Vertiefte Untersuchungen

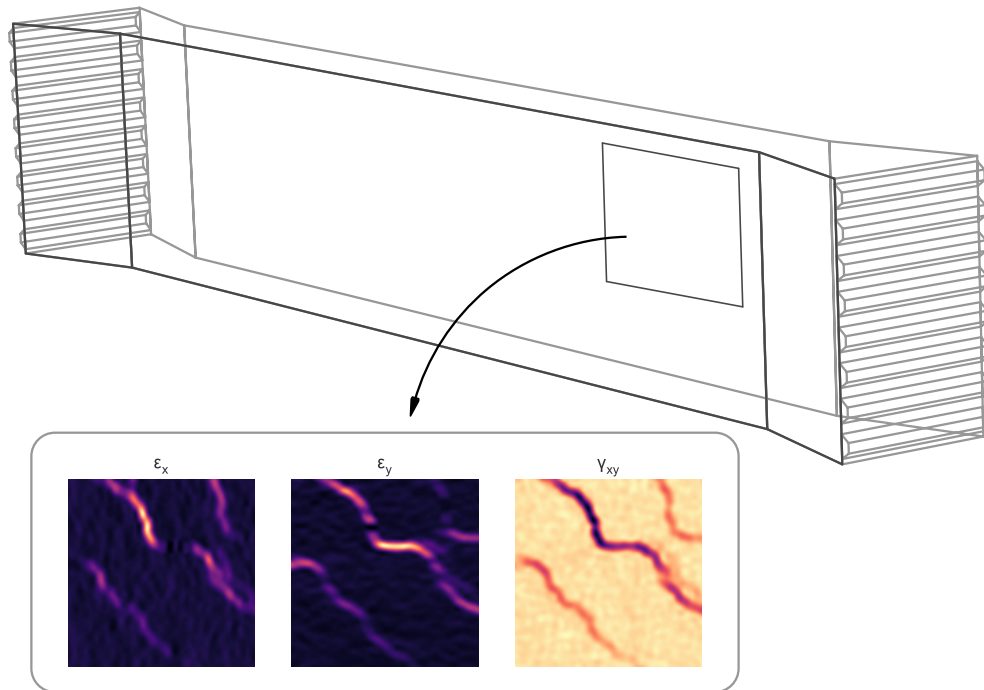


Abbildung 4.7 Schematische Darstellung der Extraktion eines fiktiven, quadratischen Panels an beliebiger Position in der Stegebene untersuchter Balkenelemente und Auswertung der Verzerrungen auf Basis digitaler Bildkorrelation

Ausgehend von der Hauptdehnung ϵ_1 wird die effektive Betondruckfestigkeit f_{ce} nach Tabelle 2.1 bestimmt. Im Folgenden werden nur die Ansätze nach Collins, Kaufmann und Sigrist vergleichend betrachtet. Der Wert f_{ce} wird hier als der experimentelle Mittelwert einer Druckfestigkeit angenommen. Nach Gleichung 4.3 für einaxiales Materialverhalten erhält man eine neue Spannungs-Dehnungs-Kurve, deren Steifigkeit und maximale Druckfestigkeit dem reduzierten Wert f_{ce} Rechnung tragen. Anhand der Hauptstauchung ϵ_2 , die ebenfalls anhand der digitalen Bildkorrelation ermittelt wird, ergibt sich nun aus der zuvor konstruierten Spannungs-Dehnungs-Kurve eine angenommene effektiv vorhandene Druckspannung im einachsigen Druckspannungsfeld des gerissenen Steges. Der experimentell erfasste Wert einer Hauptdruckstauchung ϵ_2 ist ein wesentlicher Unterschied in der Bewertung der Druckfestigkeit gegenüber der breiten Anwendung in der Literatur, wo im Sinne der Plastizitätstheorie stets die Dehnung $\epsilon_2 = \epsilon_{c2} = 2.0\text{‰}$ angenommen wird, was die gleichzeitig erreichte maximale Betondruckfestigkeit impliziert. Diese Annahme kann jedoch im Rahmen der angestellten maßstäblichen Bauteilversuche nicht bestätigt werden. Andere Forschungsarbeiten [161] kommen ebenso zu abweichenden Ergebnissen, die auf ein Versagen bei deutlich geringerer Druckbelastung hinweisen. Eine kleine, aber vernachlässigbare Unschärfe in der Auswertung ergibt sich aus der Vernachlässigung der Stauchung des Betonquerschnitts infolge Vorspannung. Unter zunehmender Belastung und zunehmender Dehnung in den betrachteten Abschnitten im Steg werden so die angenommene effektive Druckfestigkeit f_{ce} , die abgeleitete Spannungs-Dehnungs-Charakteristik, siehe Gleichung 4.3, und die effektive Druckspannung $\sigma_{c,2}$ bestimmt. Für 75% und 95% der experimentellen Querkraft ist dieser Schritt in Abbildung 4.8 dargestellt. Bei entsprechend hohen Hauptdehnungen nimmt die Ausnutzung der effektiven Betondruckfestigkeit immer mehr zu.

4.3 Analyse der Hauptverzerrungen in den Schubfeldern

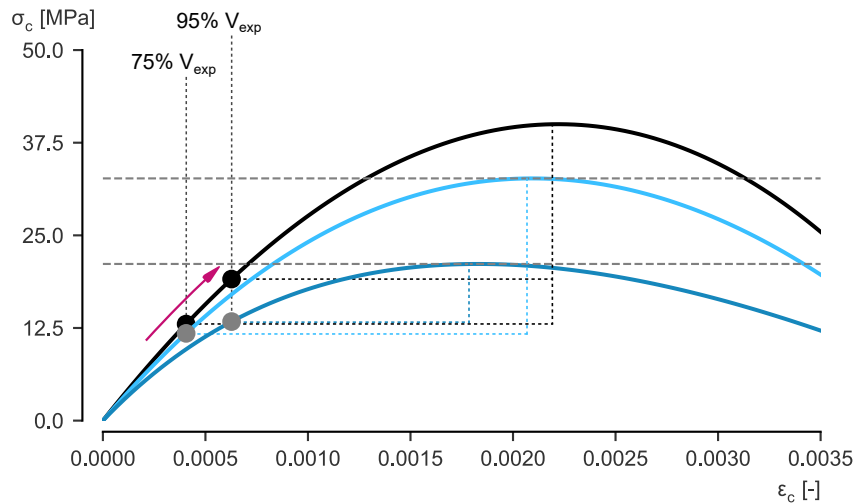


Abbildung 4.8 Druckspannung und mögliche Reserve bis zur Maximalspannung in Abhängigkeit von ermittelten Hauptdehnungen und ausgewähltem Ansatz der Spannungs-Dehnungs-Kurve mit vergleichender Gegenüberstellung von reduzierter Festigkeit und Steifigkeit infolge Compression Softening

Die Abbildungen 4.10 und 4.11 fassen die Ergebnisse der durchgeführten Untersuchungen für Rechteck- und Plattenbalkenquerschnitte in Feld- und Stützbereichen zusammen. Die beiden untersuchten Teilmengen werden jeweils für die drei erläuterten Druckentlastungsansätze ausgewertet, wobei ROI 1 mit einer durchgezogenen Linie und ROI 2 mit einer gestrichelten Linie dargestellt ist. Ihre Nummerierung ist hier nicht weiter von Bedeutung. Neben den

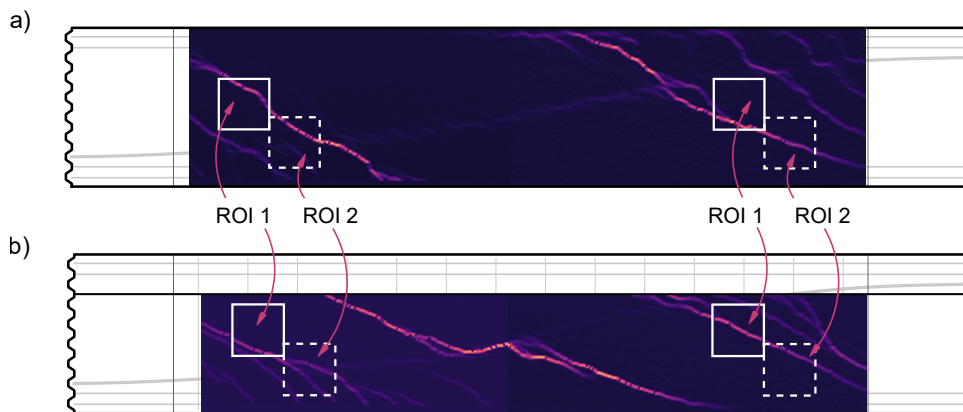


Abbildung 4.9 Lage der exemplarisch untersuchten Regions of Interest (ROI) in Feld- und Stützbereichen

effektiven Betondruckspannungen und den Ausnutzungsgraden der Druckfestigkeit, die sich aus der verminderten Festigkeit f_{ce} ergeben und mit dieser zusammenhängen, sind auch entsprechende Kurvenscharen, die sich auf die mittlere Zylinderdruckfestigkeit f_{cm} der Versuche beziehen, in Grau dargestellt. Über alle Versuche hinweg fällt auf, dass die Wahl der Teilsatzposition einen starken Einfluss auf die Ergebnisse in Abhängigkeit von der kreuzenden Rissbildung haben kann. Dies erschwert die direkte Identifizierung eindeutiger Trends und lässt eine Auswertung über eine viel größere Anzahl von Teilmengen mit zufälliger Verteilung und möglichen Überschneidungen sinnvoll erscheinen. Dennoch lassen

sich aus den vorliegenden Daten gewisse Zusammenhänge ableiten. Grundsätzlich zeigen alle drei untersuchten Ansätze ein affines Verhalten, was hier in vergleichendem Kontext keinen völlig ungeeigneten divergenten Ansatz erkennen lässt. Hinsichtlich der anzunehmenden effektiven Betondruckfestigkeit f_{ce} wird gezeigt, dass für beide Querschnitte der Grad der Längsbewehrung einen deutlichen Einfluss auf den Beginn der Entfestigung in Abhängigkeit von der Hauptdehnung ε_1 hat. Die beiden Versuche mit dem geringsten Längsbewehrungsgrad R18 und T18 zeigen auf der Grundlage dieser Auswertung einen raschen Abfall der effektiven Druckfestigkeit bereits bei einem Lastniveau, das weniger als 50% der endgültigen Versagenslast entspricht. Das Verhältnis $f_{c,eff}/f_c$ sinkt auf Bruchlastniveau auf ca. 0.20. Dies erscheint besonders relevant, wenn man bedenkt, dass viele Normen für den Entwurf und die Nachrechnung von Betonbrücken eine genaue Bestimmung des Faktors ν zur Berücksichtigung einer verminderten Betondruckfestigkeit im Steg vernachlässigen und stattdessen einen konstanten Faktor annehmen, der vor dem Hintergrund dieser Ergebnisse oft auf der unsicheren Seite liegen könnte. Die absoluten Hauptdruckspannungen liegen zwar bei allen Versuchen in einer ähnlichen Größenordnung, dennoch lassen sich einzelne Merkmale hervorheben. So steigen beispielsweise die Betonspannungen im Steg des Rechteckquerschnitts früher und schneller an als an der gleichen Stelle des Trägers mit Plattenbalkenquerschnitt. Abgesehen von einer gewissen Zufälligkeit der Rissverläufe kann dennoch davon ausgegangen werden, dass der Rechteckquerschnitt die systemübergreifend gleichwertig schwache Schubbewehrung bei Schubrissbildung früher und stärker aktiviert. Die Schubrissbildung selbst tritt bei beiden Querschnitten noch bei ähnlichem Belastungsniveau auf, vgl. Abschnitt 3.6.4. Durch die anschließende Änderung der inneren Steifigkeitsverhältnisse wird das Tragverhalten jedoch stärker durch den Druckgurt im Feld dominiert, sodass die Plattenbalkenquerschnitte zunächst ein steiferes Tragverhalten aufweisen. Betrachtet man die Ausnutzungsgrade aus der Betondruckspannung in Abhängigkeit von der angenommenen Arbeitslinie und der effektiven Druckfestigkeit der untersuchten Ansätze, so werden verschiedene Aspekte deutlich. Bis auf die Versuche R25 und T25 mit vergleichsweise hohem Längsbewehrungsgrad erreicht der Ausnutzungsgrad theoretisch kritische Größenordnungen, die ein Betondruckversagen möglich erscheinen lassen könnten. Diese Versagensart konnte jedoch in keinem der Versuche beobachtet werden. Die Rechteckquerschnitte münden in einem Biegeschubversagen, oftmals in Verbindung mit einem Schubdruckversagen durch endgültige Zerstörung der Biegedruckzone durch einen kritischen Schubriss. Bei den Plattenbalkenquerschnitten treten Schubzugrisse im Steg auf, die die Bruchlast bestimmen. Unter diesem Gesichtspunkt erscheinen die betrachteten Ansätze zur Beschreibung der Druckentfestigung hier konservativ. Die beiden Versuche RG25 und TG25 ergänzen als Testversuche mit glatter Längsbewehrung die Versuchsreihe und sind gesondert zu betrachten bzw. werden an dieser Stelle nicht vertieft. Es ist jedoch zu erkennen, dass auch hier die Ansätze der Druckentfestigung an ihre Grenzen stoßen und die Abhängigkeit von der ROI-Position wieder deutlich wird.

Die untersuchten Ansätze zur Beschreibung der Druckentfestigung können durch die DIC-Auswertungen nicht in Gänze gestützt werden. Die Annahme konstanter Reduktionsfaktoren in vielen normativen Regelwerken [49, 51] ist unter Umständen nicht konservativ. Im Allgemeinen dürfte die effektive Betondruckfestigkeit im Bereich von Zwischenauflagern stärker reduziert ausfallen als im Bereich von Endauflagern. Dieser Umstand stellt aber keine direkte Systemabhängigkeit dar, sondern kann wiederum auf die Verzerrung der Längsbewehrung zurückgeführt werden, die am Endauflager korrespondierend zum Momentenverlauf abfällt. Eine probate Herangehensweise findet sich in der Differenzierung konstanter Reduktionsfaktoren in Abhängigkeit des Verzerrungszustandes im Gurt. Hierzu bietet die Schweizer Norm SIA 262 [173] einen passenden Ansatz, der einen Reduktions-

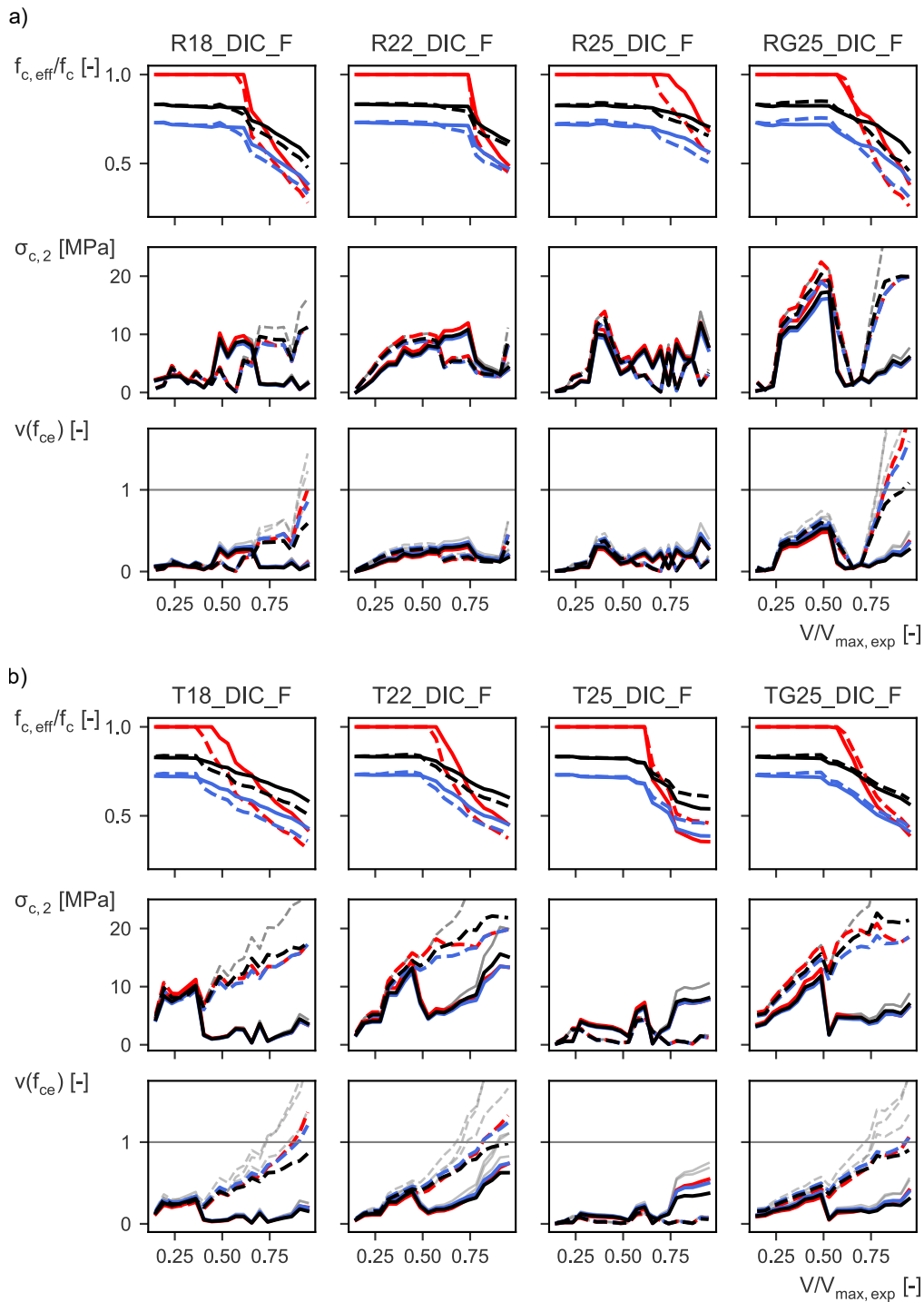


Abbildung 4.10 Ergebnisse der DIC-Subset-Untersuchungen zur Bewertung verschiedener Druckentfestigungsansätze für a) Rechteckquerschnitte und b) Plattenbalkenquerschnitte im Feldbereich; die Kennzeichnung einer Spalte entspricht einem Versuch, die Zahl gibt den Durchmesser der zahlenmäßig konstant gehaltenen Längsbewehrung im Zuggurt an; Farbcodierung der untersuchten Ansätze, vgl. Tabelle 2.1: Collins - rot, Kaufmann - blau, Sigrist - schwarz

faktor $\nu = 0.4$ bei plastischer Gurtverzerrung vorsieht. Vor diesem Hintergrund wird im Folgenden die Druckstreben­tragfähigkeit für die beiden Versuche R18 (Abbildung 4.12)

4 Vertiefte Untersuchungen

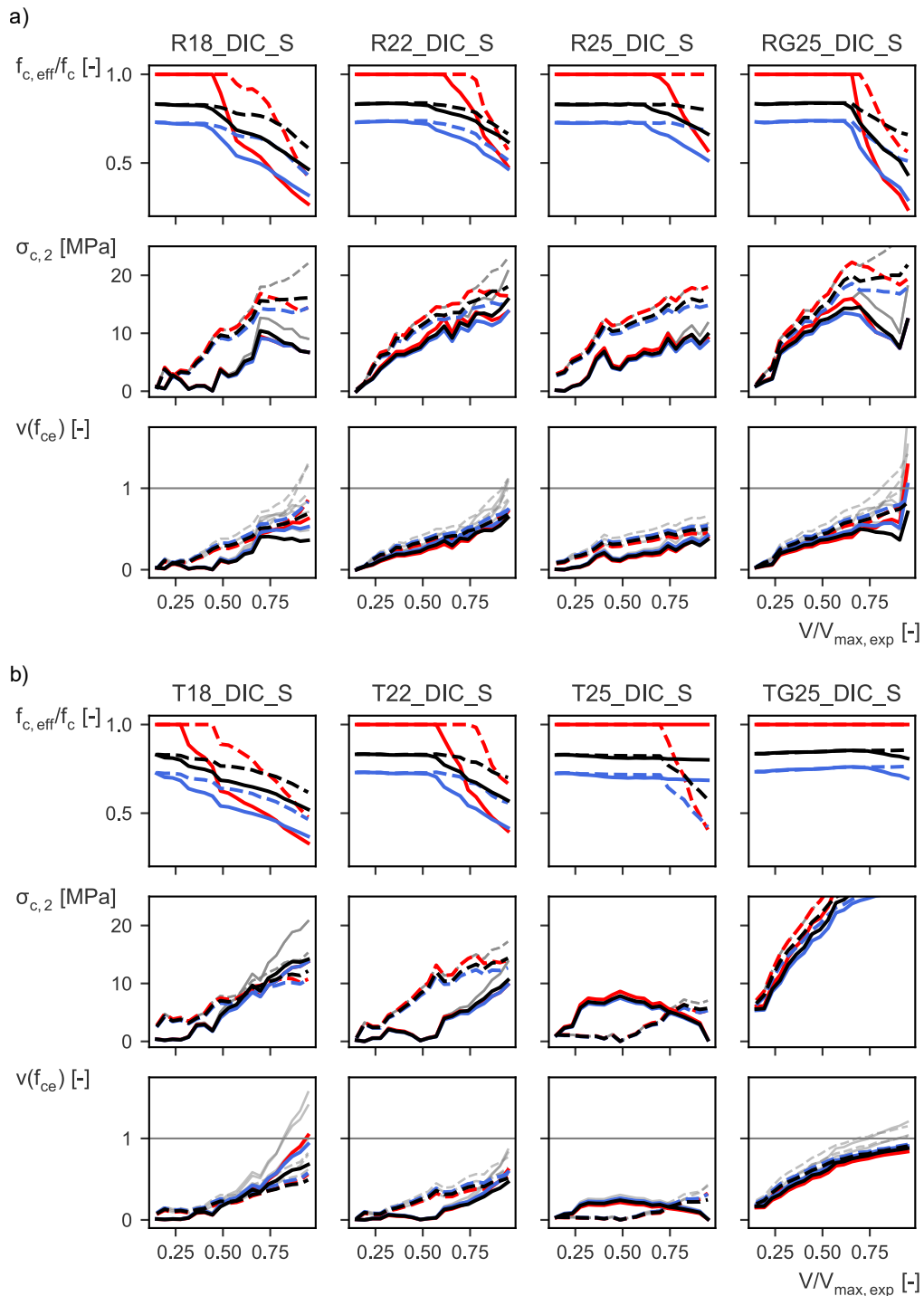


Abbildung 4.11 Ergebnisse der DIC-Subset-Untersuchungen zur Bewertung verschiedener Druckfestigungsansätze für a) Rechteckquerschnitte und b) Plattenbalkenquerschnitte im Stützbereich; die Kennzeichnung einer Spalte entspricht einem Versuch, die Zahl gibt den Durchmesser der zahlenmäßig konstant gehaltenen Längsbewehrung im Zuggurt an; Farbcodierung der untersuchten Ansätze, vgl. Tabelle 2.1: Collins - rot, Kaufmann - blau, Sigrist - schwarz

und T18 (Abbildung 4.13) in unterschiedlichen Schnitten im Feldbereich über eine variable Druckstrebenneigung ausgewertet, wobei eine minimale Druckstrebenneigung von $\theta = 21.7^\circ$

gewählt wird. Diese beiden Versuche verfügen über den geringsten Längsbewehrungsgrad im Rahmen der betrachteten Versuchsreihe und erfahren somit eine vergleichsweise hohe mittlere Längsverzerrung der Querschnitte, nachdem die schlaffe Bewehrung in Feld- und Stützbereichen ins Fließen gerät. Entsprechend den Erläuterungen in Kapitel 2.2.5 bestimmt sich die Druckstrebentragfähigkeit zu:

$$V_{r,c} = \nu \cdot \eta_{fc} \cdot f_c \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \cdot b_{w,nom} \cdot z \quad (4.11)$$

Für eine verfeinerte Betrachtung wird der Hebelarm der inneren Kräfte z als gewichteter Hebelarm in Abhängigkeit der Kräfte im gemischt bewehrten Zuggurt formuliert. Der gewichtete Hebelarm der inneren Kräfte wird anhand der Dehnungsebene im jeweiligen Schnitt unter zugehörigem einwirkendem Moment und veränderlicher Spanngliedlage nach Gleichung 4.13 bestimmt. Dabei wird entgegen aktueller Nachrechnungsrichtlinie [24] (vgl. Gleichung 4.12), jedoch in Übereinstimmung mit alten Bemessungsvorgaben [162] die volle Spanngliedkraft statt des Kraftdeltas aus Dehnungszuwachs berücksichtigt. Dies erscheint sinnvoll, da sich unter plastischer Gurtverzerrung die Steifigkeit der schlaffen Bewehrung deutlich reduziert und die Druckstreben anteilig stärker durch das Spannglied gestützt werden. Für die vorliegende Auswertung eigener Versuche geht damit ein reduzierter innerer Hebelarm z einher, wobei die Differenz der Hebelarme nach Gleichung 4.12 und Gleichung 4.13 für betrachtete Schnitte mit zunehmendem Abstand zwischen schlaffem und vorgespanntem Zuggurt von 4% auf 17% steigt.

$$z_m = \frac{F_s \cdot z_s + \Delta F_p \cdot z_p}{F_s + \Delta F_p} \quad (4.12)$$

$$z_m = \frac{F_s \cdot z_s + (F_{pm} + \Delta F_p) \cdot z_p}{F_s + (F_{pm} + \Delta F_p)} \quad (4.13)$$

Die Auswertungen werden für gekennzeichnete Schnitte und die beiden Reduktionsfaktoren $\nu = 0.6$ und $\nu = 0.4$ vergleichend durchgeführt. Auf dieser Basis lässt sich die experimentelle Schubbruchlast in den Versuchen der Druckstrebentragfähigkeit nach Schweizer Norm SIA 262 [173] zuordnen, was so in den Versuchen jedoch nicht beobachtet werden konnte. Dennoch kann diese Auswertung positiv gewertet werden, da ein oberer Grenzwert erwartbarer Traglast durch das Nachweisformat des Druckstrebenversagens gut abgebildet werden kann, wenn eine adäquate Reduktion der Betondruckfestigkeit vorgenommen wird.

4 Vertiefte Untersuchungen

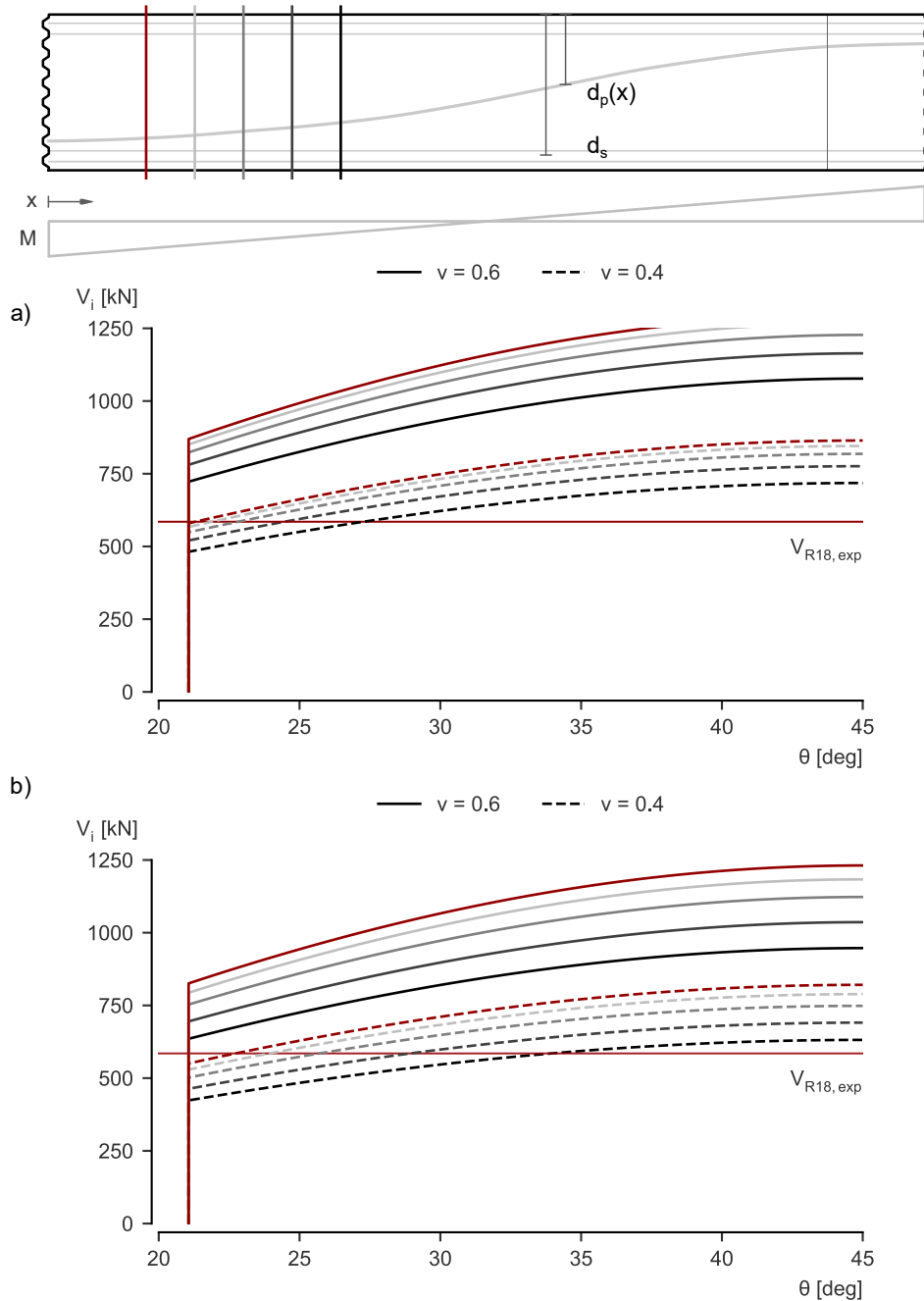


Abbildung 4.12 Druckstrebenanordnung des Rechteckquerschnitts R18 in unterschiedlichen Schnitten in Abhängigkeit möglicher Druckstrebenneigungswinkel und angenommenem Hebelarm
a) gewichteter Hebelarm aus Schlaff- und Spannstahl nach Gleichung 4.13 b) Hebelarm der Spanngliedachse z_p

4.3 Analyse der Hauptverzerrungen in den Schubfeldern

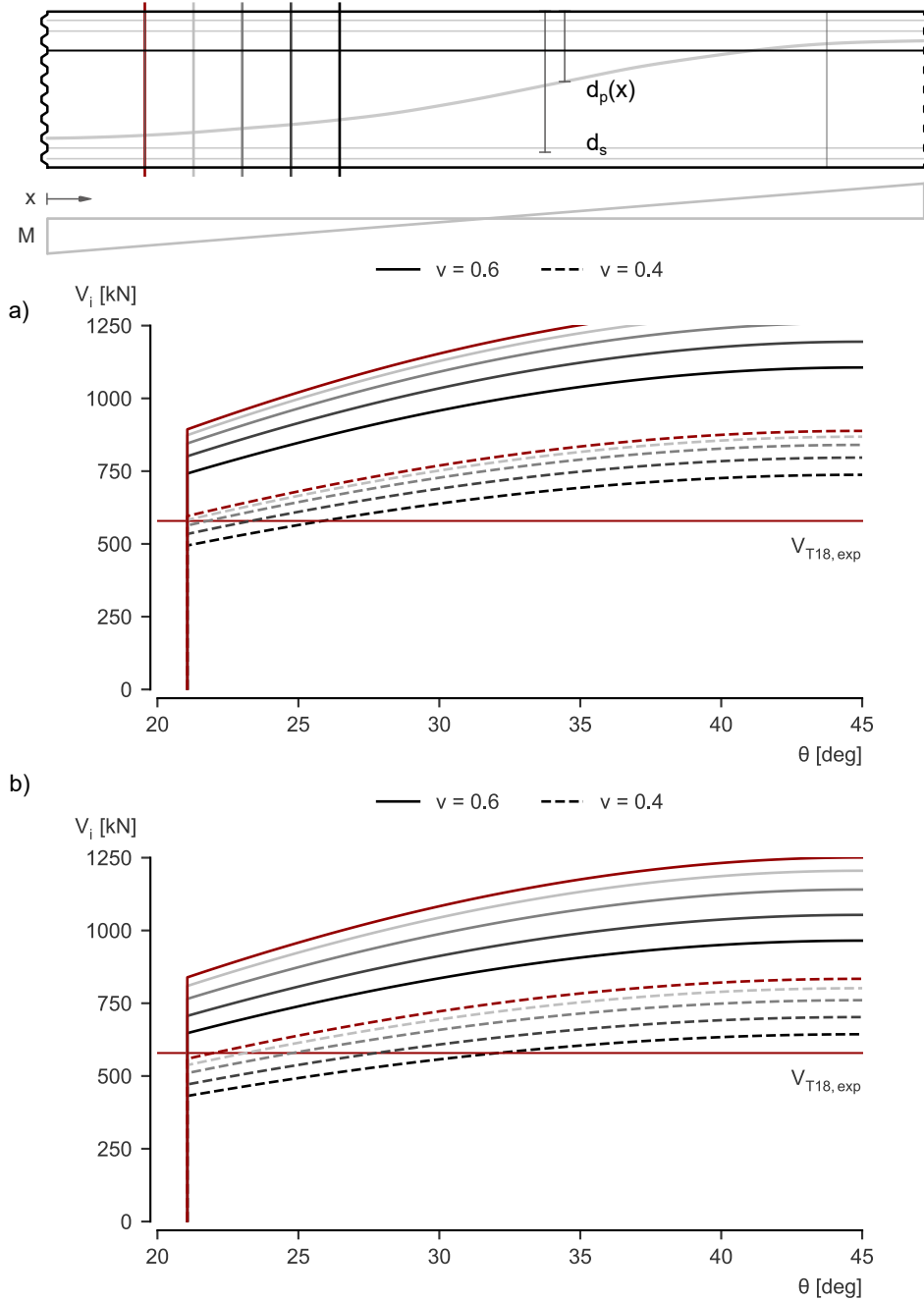


Abbildung 4.13 Druckstreben­tragfähigkeit des Plattenbalkenquerschnitts T18 in unterschiedlichen Schnitten in Abhängigkeit möglicher Druckstreben­neigungswinkel und angenommenem Hebelarm
a) gewichteter Hebelarm aus Schlaff- und Spannstahl nach Gleichung 4.13 b) Hebelarm der Spanngliedachse z_p

4.4 FE-Vergleichsbetrachtung auf Basis einer Microplane Materialformulierung

4.4.1 Allgemeines

Die vertieften Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten der Substrukturversuche werden durch vergleichende Finite-Elemente-Berechnungen abgeschlossen. Dabei steht weder die Extrapolation des Tragverhaltens auf nicht experimentell untersuchte Parameterkonfigurationen im Raum, noch der Anspruch, ein allgemeingültiges Gesamtkonzept aus Modellierung und Materialmodell gefunden zu haben. Der Fokus liegt auf einer Validierung der Versuchsergebnisse und der vertieften Analyse der Verteilung und Entwicklung der Hauptspannungen im Beton unter zunehmender Schädigung und lokalisierter plastischer Verzerrung. Hierzu werden im Folgenden wichtige Merkmale des numerischen Modells kurz erläutert und anschließend wesentliche Ergebnisse diskutiert. Theoretische Grundlagen zu Finite-Elemente-Berechnungen können in der Literatur nachvollzogen werden [214]. Die Ergebnisse werden in Auszügen im Folgenden dargestellt, angestellte numerische Auswertungen finden sich im Anhang A.6 in Gänze.

4.4.2 Materialmodellierung der Werkstoffe

Beton

Das nichtlineare Materialverhalten des Betons wird auf Basis des Microplane-Materialmodells M7 abgebildet. Das Microplane-Materialmodell M7 ist ein konstitutives Modell, das die Beschreibung des Betontragverhaltens unter verschiedensten Belastungsszenarien erlaubt [34, 35]. Hierzu wird das Material auf Basis von "Microplanes" analysiert, wobei jeder Materialpunkt eine Vielzahl von räumlich unterschiedlich orientierten Ebenen vereint. Die genaue Anzahl ist abhängig von der Formulierung des Konzepts. Das M7-Modell berücksichtigt 37 Ebenen je Integrationspunkt. Spannungen und Verzerrungen werden auf Microplane-Ebene ausgewertet, das makroskopische Verhalten bildet sich aus dem Integral über alle "Microplanes". Das Materialmodell berücksichtigt damit differenzierte Modi möglicher Entfestigungen des Betons infolge Rissbildung, Stauchung oder Schubverzerrung. So kann das anisotrope Verhalten des Betons unter Druck- und Zugbeanspruchung adäquat beschrieben werden. Für eine detaillierte Aufbereitung der theoretischen Hintergründe wird auf die Literatur verwiesen [34, 78]. Die vorliegende Materialdefinition M7 wurde bereits in einer Vielzahl von Untersuchungen [35] erfolgreich angewandt und darf als leistungsfähigster Ansatz zur nichtlinearen numerischen Abbildung von Normalbeton angesehen werden. Es muss allerdings darauf hingewiesen werden, dass die Güte der Ergebnisse eine ausreichende Kalibrierung und Validierung der Eingangsparameter voraussetzt [35]. Zudem kann das Gleichgewicht der Spannungen zwischen Mikro- und Makroebene nur näherungsweise erfüllt werden (schwache Form des Gleichgewichts).

Der wesentliche Unterschied einer Microplane-Materialformulierung im Vergleich zu Modellen der Plastizitätstheorie mit skalaren Schädigungsparametern liegt in der Aufbereitung der Spannungen und Verzerrungen mittels Vektoren anstatt invariantenbasierter Tensoren. Dieser Umstand erlaubt die Berücksichtigung mikro- bis mesoskopischer Effekte im Materialverhalten des Betons auf makroskopischer Strukturebene, die bei invarianter (richtungsunabhängiger) Formulierung so nicht möglich ist. Das Materialmodell verfügt über eine Vielzahl von Materialparametern, wobei zwischen vorrangig freien, zu definierenden Eingangsparametern und zunächst nach Auffassung von Caner [35] festen Kontrollwerten unterschieden werden kann. Die freien Parameter, die eine Transformation der inhärent

implementierten Referenz-Materialkennlinie erlauben, sind in Tabelle 4.2 zusammengefasst. Der implementierte Referenzbeton nimmt eine einachsiale Betondruckfestigkeit von

Tabelle 4.2 Freie Parameter zur Steuerung des M7-Materialverhaltens

Parameter	Referenzwert	Bedeutung
E	25000 MPa	Elastizitätsmodul; Vertikale Transformation der Spannung bei unveränderter Verzerrung der Referenzarbeitslinie
ν	0.18	Querdehnzahl
k_1	1.5e-4	Radialer Skalierungsfaktor Horizontale Transformation der Verzerrungen
k_2	110	Kontrolle der horizontalen Asymptote; Domain der Rissreibung und Verzahnung
k_3	30	Kontrolle der volumetrischen Verzerrung
k_4	100	Kontrolle der volumetrischen Verzerrung
k_5	1.0e-4	Kontrolle der volumetrisch-deviatorischen Kopplung bei geringem Druck

$f_c = 36$ MPa und eine zugehörige Stauchung $\varepsilon_p = -3.6\%$ an. Diese Kennwerte sind durch die Skalierungsfaktoren E und k_1 anhand der angestrebten Druckfestigkeit f'_n und zugehöriger Stauchung ε'_p zu modifizieren:

$$E' = E \cdot \frac{f'_c \varepsilon'_p}{f_c \varepsilon_p} \quad (4.14)$$

$$k'_1 = k_1 \cdot \frac{\varepsilon'_p}{\varepsilon_p} \quad (4.15)$$

Die weiteren Parameter, die zunächst nach Ansicht der Urheber der Materialimplementierung [34] unverändert anzunehmen sind, steuern unter anderem die Zugfestigkeit, biaxiale Skalierung der Festigkeit und die Gradienten der Entfestigung im Nachbruchbereich. Diese Einstellungen sind mit großer Sorgfalt vorzunehmen, nachdem eine gegenseitige Beeinflussung erwartet werden muss. Die getroffenen Einstellungen des vollständigen Parametersatzes, der im Zuge der eigenen numerischen Untersuchungen über alle Versuche angewandt wurde, findet sich im Anhang A.6.1.

Betonstahl und Spannstahl

Schlaffe Bewehrung und vorgespannter Spannstahl werden auf Basis einer bilinearen Spannungs-Dehnungsbeziehung entsprechend der experimentell bestimmten Materialkennwerte, vgl. Tabelle 3.4, im Modell implementiert. Zur Vermeidung eines unstetigen Übergangs zwischen elastischen Spannungen und plastischer Verfestigung wird die Arbeitslinie mittels einer Ramberg-Osgood Anpassung modifiziert [145]. Die Konstruktion der Arbeitslinie erfolgt anhand der Beziehungen in Gleichung 4.16 und zugehörigen Parametern. Zur Berücksichtigung der endlichen Duktilität der Bewehrung, wird nach Erreichen der Zugfestigkeit ein Spannungsabfall auf 100 MPa ergänzt. Dieser Ansatz ist insbesondere relevant, um einen partiellen Ausfall der Schubbewehrung infolge Bügelreißen adäquat abbilden zu können.

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + K \cdot (\sigma f_y)^n \quad (4.16)$$

4 Vertiefte Untersuchungen

$$n = \frac{\ln(\varepsilon_{u,pl}/0.2)}{\ln(f_u/f_y)} \quad (4.17)$$

$$\varepsilon_{u,pl} = 100 \cdot \left(\frac{\varepsilon_u}{100} - \frac{f_u}{E} \right) \quad (4.18)$$

mit

$K = 0.002$	Konstante nach Dilger [48]
f_y	Dehngrenze der Bewehrung
f_u	Zugfestigkeit der Bewehrung
ε_u [%]	Bruchdehnung
$\varepsilon_{u,pl}$ [%]	Plastischer Anteil der Bruchdehnung

Verbund

Sowohl die diskret abgebildete Betonstahlbewehrung als auch die Spanngliedgeometrie werden in das Betonvolumen unter Annahme eines starren Verbundes eingebettet. Damit sind die translatorischen Freiheitsgrade der Bewehrung mit umgebenden Betonelementen unverschieblich gekoppelt.

4.4.3 Numerische Modellbildung und Nachrechnung der Substrukturversuche

Die numerische Modellbildung erfolgt als Volumenmodell unter Ausnutzung der Querschnittssymmetrie in Längsrichtung mithilfe der kommerziellen FE-Software Abaqus [45]. Neben dem Versuchsträger selbst werden auch die einfassenden Stahlplatten, die entlang der Schubnockenprofilierung der Schnittufer mit dem Balkenelement in Kontakt stehen, abgebildet. Auf diese Weise werden die Umstände der Verankerung der Bewehrung, der Last- und Auflagersituation und möglicher diskreter Fugenbildung zwischen Betonträger und Stahlplatte bestmöglich angenähert. In der Kontaktfuge wird ein Reibkontakt definiert, der in Normalenrichtung eine Durchdringung angrenzender Flächen unterbindet und ausschließlich Druckkräfte übertragen kann, sodass in der Betonzugzone der Kontakt ausfällt und die Kräfte ausschließlich über verankerte Bewehrung übertragen werden. Die schlaife Längsbewehrung und das abgebildete Spannglied einer Symmetriehälfte werden als diskrete Fachwerkelemente im Beton eingebettet. Die Reaktionsplatte im Stützquerschnitt wird über ihre gesamte Höhe horizontal unverschieblich gehalten, an ihrer Unterseite dient ein vertikales Linienlager als einziges Querkraftauflager im System. Die aktive Lastplatte erhält an ihrer freien Stirnfläche einen Referenzknoten RP-1, dessen Rotationsfreiheitsgrad um die Hauptachse z gesperrt ist. Somit behält der Querschnitt an Lasteinleitung seine Neigung in Referenz zur unverformten Stabachse bei, eine translatorische Bewegung, wie sie im Zuge der Vorspannung auftritt, ist aber unbehindert möglich. Die vertikale Belastung wird verformungsgesteuert auf die Lastplatte aufgebracht. Die wesentlichen Elemente des Modells sind in Abbildung 4.14 anhand eines beispielhaften Substrukturelements mit Rechteckquerschnitt illustriert.

4.4 FE-Vergleichsbetrachtung auf Basis einer Microplane Materialformulierung

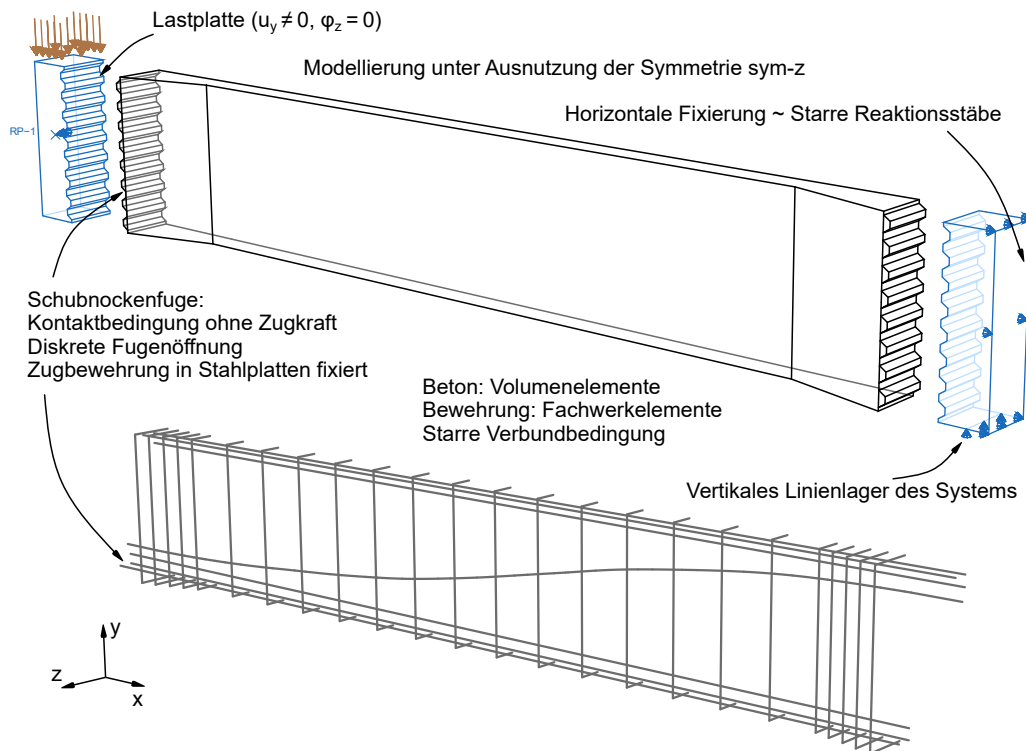


Abbildung 4.14 Explosionsansicht wesentlicher Positionen des numerischen Modells der Substrukturversuche, beispielhaft für einen Rechteckquerschnitt

4.4.4 Traglastprognose

Im Zuge der numerischen Untersuchungen werden die sechs Substrukturversuche variierender Längsbewehrungsgrade an Rechteck- und Plattenbalkenquerschnitt betrachtet. Eine Übersicht zu erreichten Schubtragfähigkeiten findet sich in Abbildung 4.15. Die angegebenen statistischen Maße belegen eine sehr gute Approximation der experimentellen Traglasten. Eine vergleichende Zusammenstellung zu Last-Verformungskurven der Versuche findet sich im Anhang A.6.2.

4.4.5 Verzerrungen und Spannungen in der Bewehrung

Die Gegenüberstellung numerischer und experimenteller Entwicklung der Verzerrung entlang der Längsbewehrung zeigt eine zufriedenstellende Übereinstimmung. Abbildung 4.16 zeigt dies beispielhaft für die Versuche R22 und T22 auf. Weitere Ergebnisse sind im Anhang A.6.4 nochmals ausführlich aufbereitet. Anhand des validen Abgleichs der Verzerrungen entlang der Längsbewehrung kann gefolgert werden, dass auch die Betonbeanspruchungen im FE-Modell eine gute Annäherung an das experimentelle Pendant bieten. Diese Konsequenz bietet wertvolle Informationen zum Tragverhalten, nachdem die messtechnische Erfassung der Betonverzerrungen oftmals an ihre Grenzen stößt. Die digitale Bildkorrelation bildet hier bis zu einem gewissen Grad eine Ausnahme, vgl. Abschnitt 3.6.9. Allerdings stößt die Messgenauigkeit für eine Analyse der Betondruckzone an ihre Grenzen, sodass hier abseits von DMS-Messdaten, die sehr anfällig gegenüber Inhomogenitäten im Beton oder lokaler Umlagerung infolge Rissbildung sind, der Ansatz einer numerischen Vergleichsbetrachtung eine robuste Alternative darstellt, wenn die Beanspruchungsverhältnisse auf anderem Weg,

4 Vertiefte Untersuchungen

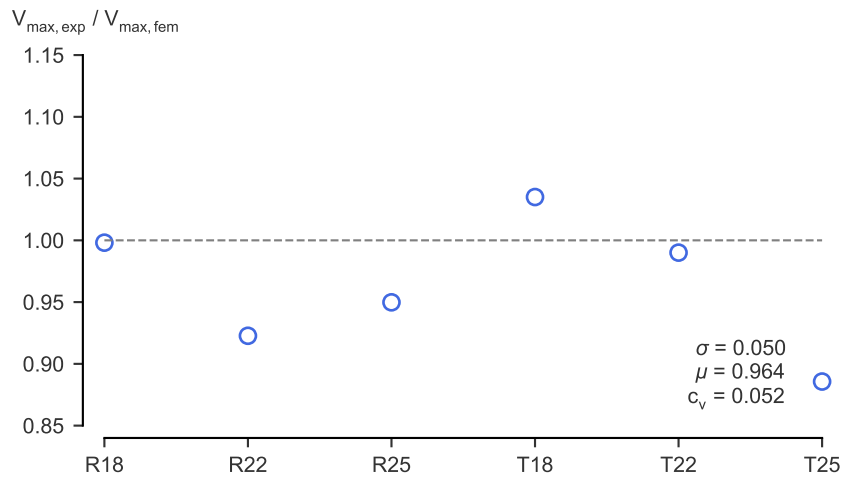


Abbildung 4.15 Numerische Traglastprognose ausgewählter Substrukturversuche

wie beispielsweise korrespondierender Verzerrung der Bewehrung auf Basis der FOS-Messungen, validiert werden können. Neben der Längsbewehrung wird auch die Verzerrung

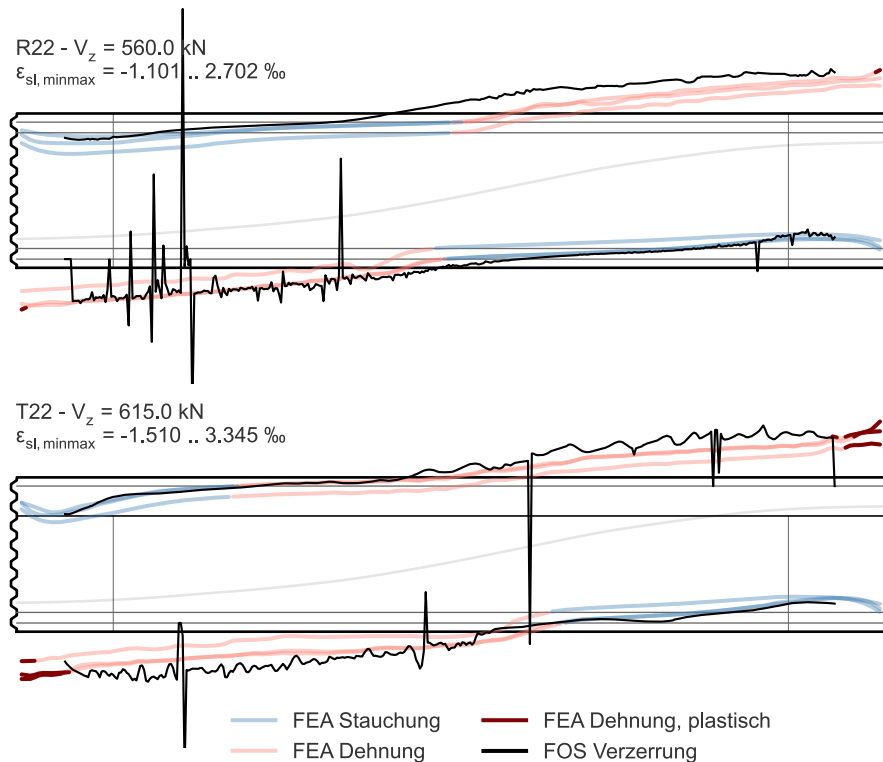


Abbildung 4.16 Entwicklung der Verzerrungen entlang der Längsbewehrung für numerisch erreichte Traglasten der Versuche R22 und T22 bei zusätzlichem Abgleich der numerischen Verzerrungen gegenüber den faseroptischen Messdaten; alle FEA-Verzerrungsverläufe der Längsbewehrung in den Gurten des Modells hier abgebildet.

der Schubbewehrung aufbereitet und analysiert. Ein vollständiger Datensatz der Auswertung

findet sich ebenfalls im Anhang A.6.4 und A.6.5. Hervorzuheben ist hier vor allem das affine Verhalten der Bügelaktivierung im Bereich des Momentennulldurchgangs im Schubfeld. So kann die Bedeutung der schwachen Schubbewehrung zonenabhängig interpretiert werden: In Bereichen, deren gezogene Randfaser die elastische Zugfestigkeit überschreitet, kommt es zu ausgeprägter Biege- und Biegeschubrissbildung. Der Traganteil der Schubbewehrung ist bei entsprechend betrachteten Schubbewehrungsgraden vergleichsweise gering, aber stabil, solange das Risswachstum durch die Verzerrung der Längsbewehrung kontrolliert wird. Ein reduzierter Längsbewehrungsgrad hat sich im Rahmen der experimentellen und numerischen Betrachtungen als ausreichend erwiesen, um ein Schubversagen des Systems herbeizuführen.

Die teilweise plastische Verzerrung der schlaffen Bewehrung im Zuggurt führt vorrangig zu einer stärker eingeschnürten und beanspruchten Biegedruckzone, nachdem sich der Hebelarm der inneren Kräfte zu Gunsten einer Spannkraftzunahme im Spannglied leicht reduziert. In Bereichen, deren Rissbildung nicht durch das Biegerisswachstum charakterisiert wird, kommt der Schubbewehrung eine andere Bedeutung zu. Der Steg im Bereich des Momentennulldurchgangs darf zunächst als ungerissen angenommen werden. Unter zunehmender Belastung kommt es nach Überschreiten kritischer Hauptzugspannungen zu Schubzugrissen im Steg, was eine Aktivierung der Bügelbewehrung bedeutet. Dem schwachen Schubbewehrungsgrad geschuldet, ist eine rissvernähende Wirkung nicht gegeben. In Abhängigkeit des vorherrschenden Verzerrungszustandes in angrenzenden Zonen dominanter Biege- und Biegeschubrissbildung pflanzen sich die einschließenden Schubzugrisse progressiv in jeweils antimetrisch benachbarte Biegedruckzonen vor und begrenzen dort bei Erreichen der biaxialen Festigkeit die Tragfähigkeit des Systems. Der Traganteil der schwachen Schubbewehrung bleibt in diesem Bereich stabil, solange keine kritische Rissbreite ein Bügelreißen erzwingt. Dabei steht die Verzerrung der Schubbewehrung bzw. die gebundene Zugkraft in Wechselwirkung mit dem gerissenen Betondruckspannungsfeld, das infolge der verbindinduzierten Stahlspannungen geschwächt wird und weitere Schubzugrisse die Folge sind.

4.4.6 Ausnutzung des Betondruckspannungsfeldes

Auf Basis der angestellten Validierungen der numerischen Berechnungen wird im Folgenden die Ausnutzung der Betondruckfestigkeit für das letzte stabile Inkrement der Berechnung vor Erreichen der Bruchlast näher betrachtet. Der Ausnutzungsgrad wird als Quotient der vorliegenden Verteilung der Hauptdruckspannungen über die Zylinderdruckfestigkeit ohne weitere Reduktionsfaktoren nach Gleichung 4.19 bestimmt. Wiederum sind die Versuche R22 und T22 an dieser Stelle mit Abbildung 4.17 beispielhaft illustriert. Alle weiteren Versuchsauswertungen finden sich im Anhang A.6.3. Diese Modellbetrachtungen bilden den dritten Blickwinkel auf die Überlegungen dieses Kapitels rund um die Bewertung und notwendige Ausgestaltung der Begrifflichkeit "Compression Softening" für Spannbetonbalken mit schwachem Schubbewehrungsgrad und hoher Längsverzerrung infolge eines reduzierten Längsbewehrungsgrades. Im Sinne einer hohen Relevanz gilt die Hypothese, dass eine Druckentfestigung des Steges versagensbestimmend ist und im Kontext der numerischen Untersuchungen mit der Ausnutzung n_{fc} gleichgesetzt werden kann.

$$n_{fc} = \frac{\sigma_2}{f_c} \quad (4.19)$$

Der Ausnutzungsgrad n_{fc} ist über die Spannweite der Substrukturelemente für den Plattenbalkenquerschnitt im Mittel höher anzunehmen. Der Versuch T22 verzeichnet allerdings auch eine ca. 100 kN höhere Bruchlast als der Versuch R22, vgl. Tabelle 3.6. Eine kritische

4 Vertiefte Untersuchungen

Ausnutzung liegt für den Rechteckquerschnitt lediglich in unmittelbarer Nähe der einschnürenden Risswurzel im Feldbereich und in weiteren Bereichen, die der Biegedruckzone in Feld- und Stützbereich zuzuordnen sind, vor. Diese Zonen sind jedoch nicht dem klassischen Druckspannungsfeld im Steg zuzuordnen. Teilweise ergeben sich lokale Ausnutzungsgrade $n_{fc} \geq 1.0$. Das ist im anschließenden Bereich an die Voutengeometrie der Lasteinleitung, wo die Spannungen in den Regelquerschnitt überführt werden, plausibel. Derartige Spannungskonzentrationen sind am Plattenbalkenquerschnitt dank des profilierten Gurts im Feld nicht zu beobachten. Im Stützbereich zeigen sich auch hier erhöhte Konzentrationen in der Biegedruckzone. In Bezug auf die Stegebene erscheint der Ausnutzungsgrad $n_{fc} \leq 0.16$ beim betrachteten Rechteckquerschnitt unkritisch bzw. nicht relevant. Es handelt sich um ein klassisches Biegeschubversagen bei finaler Zerstörung der Biegedruckzone. Der Plattenbalkenquerschnitt erreicht hingegen auf Höhe der Spanngliedachse im Bereich des Momentennulldurchgangs einen Ausnutzungsgrad $n_{fc} \approx 0.67$, was durchaus im Kontext des Systemversagens zu bewerten ist. Die hohen Druckspannungen, bzw. evozierte Schubzugrissbildung nach Überschreiten der Zugfestigkeit des Betons aktivieren kreuzende Bügelbewehrung, die einen schnellen Anstieg der Spannungen verzeichnen und teilweise bereits vor Erreichen der Tragfähigkeit aufgrund ihrer geringen Durchmesser ins Fließen geraten. Im Umkehrschluss kann ein ausgeprägtes Bügelfließen in diesem Bereich bzw. die unmittelbar folgende Begrenzung des Traganteils infolge Bügelreißen nach überschrittenen Anforderungen an die Kompatibilität der Verzerrungen mit dem Grenzzustand der Tragfähigkeit gleichgesetzt werden. Die Duktilität der Bewehrung ist damit traglastbestimmend. Die Interpretation dieser Ergebnisse dient im Weiteren als Argumentation und Perspek-

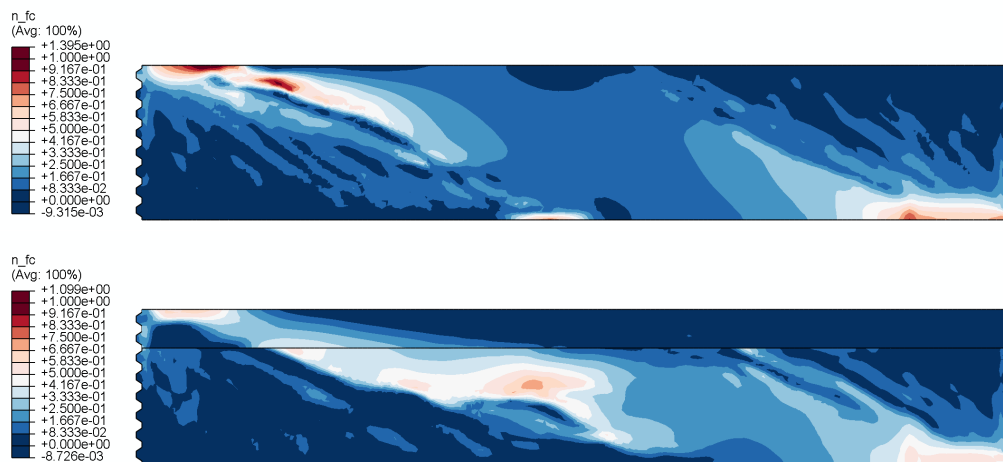


Abbildung 4.17 Ausnutzung der Betondruckfestigkeit entlang der Schubspannweite, beispielhaft für R22 (oben) und T22 (unten)

tive in der Zusammenstellung traglastbestimmender Mechanismen und der Erarbeitung einer Modellvorstellung zur Beschreibung maximaler Schubtragfähigkeit bei geringem Schubbewehrungsgrad in Kapitel 5.

5 Modellbildung des Schubtragverhaltens unter Berücksichtigung der Kompatibilität der Verzerrungen

5.1 Allgemeines

Dieses Kapitel erläutert eigene entwickelte Ansätze zur Beschreibung des Tragverhaltens von Spannbetonbrücken mit geringem Schubbewehrungsgrad auf Basis der vorgestellten experimentellen Untersuchungen (Kapitel 3.6) und vertieften Auswertungen bzw. numerischen Vergleichsbetrachtungen (Kapitel 4) zu vorgespannten Balkenelementen bei starker bis plastischer Verzerrung des Gurtes. Die Überlegungen beziehen sich auf das Schubspannungsfeld im Übergang zwischen ausgeprägtem Feld- und Stützmoment einer Spannweite. Die Ansätze sind damit ausschließlich auf statisch unbestimmte Mehrfeldsysteme anzuwenden. Des Weiteren ist von folgenden Einschränkungen und Randbedingungen auszugehen:

- Die konstruktive Durchbildung des zu betrachtenden Systems und wirksame Vorspannkraft sind bekannt.
- Die Duktilität der Querkraftbewehrung ist auf Basis von Materialprüfungen bekannt.
- Der Schubbewehrungsgrad wird nicht größer angenommen als nach DIN 4227 - Ausgabe 1966 gefordert wird, vgl. Abbildung 3.5.
- Die Längs- und Schubbewehrung ist ausreichend verankert. Abweichende Bügelformen [171] können auf Basis einer adäquat reduzierten Dehngrenze in Ansatz gebracht werden.
- Die Annahme eines starren Verbundes ist gerechtfertigt.
- Die Systeme besitzen eine ausreichende Schubschlankheit, sodass die Analogie eines Balkentragverhaltens gültig erscheint und der Einfluss direkter Druckstreben ausgeschlossen werden kann. Es wird eine Schubschlankheit von $\lambda = 2.5$ vorausgesetzt.

5.2 Ansätze zur Modellbildung des Schubtragverhaltens

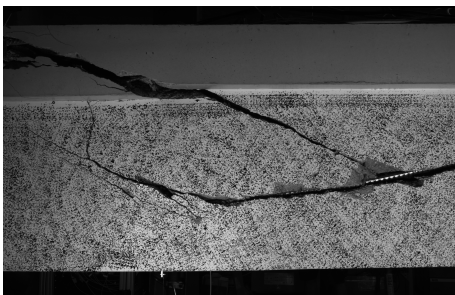
Die Schubtragfähigkeit eines Systems kann als erreicht betrachtet werden, wenn an einer Stelle die einwirkende Querkraft den veränderlichen Widerstand entlang der Balkenachse übersteigt. Eine kontinuierliche Auswertung des Ausnutzungsquotienten von Querkraft und Widerstand wird durch die veränderlichen Widerstandsmechanismen in Abhängigkeit des allgemeinen Verzerrungszustandes erschwert. Vor diesem Hintergrund hat sich die Vorstellung einer Zoneneinteilung entlang der Balkenachse entwickelt [47]. Diese vereinfachte Gliederung der Tragmodelle, gestützt durch experimentelle Evidenz [9, 118, 161, 86], wird von verschiedenen Ansätzen zur (abschnittsweisen) Beschreibung des Querkrafttragverhaltens immer wieder herangezogen. In diesen Kontext können auch die eigenen

5 Modellbildung des Schubtragverhaltens

nachfolgend vorgestellten Überlegungen, die sich entsprechend Abbildung 5.1 in zwei eigenständige Nachweispfade gliedern, integriert werden. Die Bestimmung der Tragfähigkeit des gerissenen Druckspannungsfeldes im Übergangsbereich wechselnder gezogener Randfaser (Momentendurchgang) wird durch die Ausnutzung der Bügelspannungen bzw. die Kompatibilität ihrer Verzerrungen im Hinblick auf die Duktilität des Stahls unter Berücksichtigung der Zugversteifung des Betons bestimmt. Dieser Ansatz kann der gegliederten Beschreibung in Kapitel 5.3 entnommen werden. In Abhängigkeit des anliegenden Momentengradienten, der Verzerrung der Längsbewehrung, individueller Lage der Spanngliedgeometrie oder stärkerem Bügelbewehrungsgrad wird ein Schubzugversagen bzw. ein Bügelreißen im Druckspannungsfeld jedoch nicht maßgebend und die Schubtragfähigkeit wird stattdessen durch die Tragfähigkeit der Betondruckzone bzw. deren Einschnürung limitiert, was einem Zonenwechsel im Sinne erwähnter Diskretisierung der Nachweisformate bzw. Modellvorstellungen entspricht. Vor diesem Hintergrund wird zusätzlich der Querkraftwiderstand in den begrenzenden Schnittufern des betrachteten Spannungsfeldausschnittes (siehe Abbildung 5.9) auf Basis einer reinen Gleichgewichtsbetrachtung zwischen einwirkender Querkraft und vorhandenen Widerstandsmechanismen überprüft. Diese Zusammenhänge werden in Kapitel 5.4 erläutert.

Formulierung der Schubtragfähigkeit vorgespannter Balkentragwerke unter Berücksichtigung eines zonenspezifisch charakt. Trag- und Bruchverhaltens

Kompatibilität der Verzerrungen im gerissenen Druckspannungsfeld, Kapitel 5.3



Gleichgewichtsbetrachtungen zum Schubwiderstand in kritischen Querschnitten, Kapitel 5.4

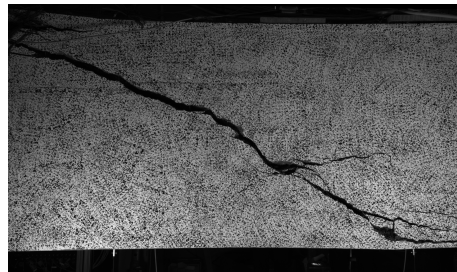


Abbildung 5.1 Unterteilung betrachteter Schubbruchkriterien zur Beschreibung traglastbestimmender Mechanismen; dargestellte Versagensformen: links - Stegzugrisse und postkritische Betonabplatzungen entlang der Spanngliedachse im Versuch T22; rechts - Biegeschubriss und traglastbestimmende Einschnürung der Druckzone im Versuch R25

5.3 Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit auf Basis zulässiger Verzerrungen

5.3.1 Hintergrund und Berechnungsschritte

Im Übergangsbereich zwischen Biegeschubrissabschnitten wird die Druckzone durch ein geneigtes Druckspannungsfeld überführt und in Abhängigkeit einer gegenläufig kreuzenden

5.3 Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit auf Basis zulässiger Verzerrungen

Spannlied geometrie zusätzlich beeinflusst bzw. gebrochen. Dieser Bereich liegt im Fokus der folgenden Betrachtungen, da die Verträglichkeit der Verzerrungen im gerissenen Druckspannungsfeld über ein mögliches Reißen der schwachen Bügelbewehrung entscheidet und eine potentiell höhere Traglastprognose aus konventioneller Gleichgewichtsbetrachtung der Widerstandskomponenten im Kontrollschnitt limitiert. Hier wird ein stabiles Risswachstum nicht durch eine einfassende Längsbewehrung in den Gurten vorrangig gesteuert, sondern erfolgt nach Überschreiten der Hauptzugspannungen im Beton bzw. einer progressiven Entfestigung des Druckspannungsfeldes durch Querkzugspannungen bzw. verbundinduzierte Hauptzugverzerrungen aktivierter Bügelbewehrung. Eigene entwickelte Modellbetrachtungen legen, ausgehend von Verzerrungen und resultierenden Kräften in einfassenden Schnittufern dieses Übergangsbereichs, den Fokus auf die Verträglichkeit der Verzerrungen entlang eines idealisiert angenommenen, resultierenden Druckspannungsverlaufs zwischen Biegedruckzonen in definierten Kontrollschnitten unter Biegung mit Normalkraft. Die Druckresultierende eines Schnittufers wird nach Berücksichtigung nichtlinearer Verzerrungsanteile über die Querschnittshöhe infolge Schubverzerrung (vgl. Abschnitt 5.3.3) entlang eines definierten Pfades auf Basis einer veränderlichen Ausdehnung des Fächers in eine effektiv wirksame Hauptdruckspannung überführt. Alle zugeordneten Berechnungsschritte werden unter der Begrifflichkeit "DCF Analysis" (deviated compression field) zusammengeführt. Hintergrund dieser Überlegungen ist die Kontrolle des inneren Umlagerungsverhaltens ausgehend vom elastischen Spannungstensor hin zu einem dominanten Druckspannungspfad, der wesentlichen Anteil am inneren Gleichgewicht entlang des Balkens unter starker Biege- und Schubrißbildung hat. Das nichtlineare Materialverhalten des Betons unter Druck und die Zugentfestigung nach Rissbildung werden bei der Bestimmung mittlerer Verzerrungen auf Basis belastungsabhängiger Sekantensteifigkeit berücksichtigt. Abschließend wird die mittlere Verzerrung des Panels, die der mittleren Verzerrung des Bewehrungsstahls entspricht, der Duktilität des Stahls unter Berücksichtigung seines Verbundverhaltens gegenübergestellt und ein etwaiges Versagen durch Bügelreißen kontrolliert. Eine Übersicht der im Folgenden ausführlich behandelten Kernelemente ist in Abbildung 5.2 zusammengefasst.

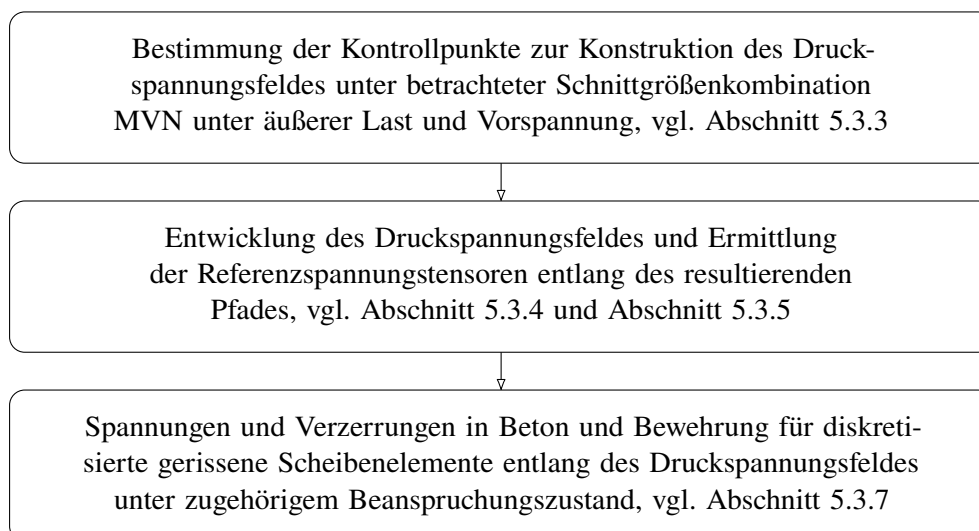


Abbildung 5.2 Übersicht zu wesentlichen Bausteinen der DCF Analysis

5.3.2 Werkstoffverhalten

Beton

Im Folgenden werden Spannungen und Verzerrungen im Beton und Bewehrung in Annahme unterschiedlicher Ansätze bestimmt. So wird für angestellte Schnittbetrachtungen die Iteration der Dehnungsebene unter Vernachlässigung einer Betonzugfestigkeit durchgeführt. Die Druckspannungen im Beton folgen der nichtlinearen Beziehung nach Gleichung 5.1.

$$\sigma_c = f_c \cdot \left[2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^2 \right] \quad (5.1)$$

Im Zuge der Verträglichkeitsbetrachtungen an gerissenen bewehrten Scheibenelementen im Steg in Abschnitt 5.3.7 gilt Gleichung 5.1 weiterhin. Zusätzlich ist die Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit notwendig. Nach Überschreiten der linear-elastischen Zugfestigkeit wird der abfallende Ast in Abhängigkeit der Hauptzugdehnung ε_1 nach Gleichung 5.2 angenommen. Die eingeführten Verzerrungen in Gleichung 5.1 und 5.2 sind in [‰] anzunehmen.

$$\sigma_c = \frac{f_{ct}}{1 + \sqrt{\varepsilon_1/2}} \quad (5.2)$$

Bewehrung

Die schlaife und vorgespannte Bewehrung wird auf Basis einer elastisch-plastischen Arbeitslinie mit Nachverfestigung abgebildet. Da die nachfolgenden Gleichungen für Betonstahl und Spannstahl gleichermaßen Anwendung finden, werden keine werkstoffspezifischen Indizes geführt.

$$\sigma = \begin{cases} E \cdot \varepsilon & \sigma \leq f_y \\ f_y + E_{sh} \cdot (\varepsilon - (f_y/E)) & f_y \leq \sigma \leq f_u \end{cases} \quad (5.3)$$

Der E-Modul unter plastischer Verfestigung ergibt sich unter Berücksichtigung der Bruchdehnung ε_u zu:

$$E_{sh} = (f_u - f_y) / (\varepsilon_u - \varepsilon_y) \quad (5.4)$$

Die numerische Implementierung der DCF-Analyse, vgl. Abschnitt 5.3.7, übernimmt diese Annahmen der Querschnittsbetrachtungen. Eine Verfestigung nach Überschreiten der Dehngrenze wird allerdings auf Basis einer modifizierten Sekantensteifigkeit berücksichtigt.

Verbund

Im Zuge der Querschnittsbetrachtungen in kritischen Schnitten wird, entsprechend konventioneller Vorgehensweise, starrer Verbund zwischen Beton und Bewehrung angenommen. Die DCF-Analyse berücksichtigt den Verbund durch die Entfestigung des Betons unter Rissbildung implizit. Zusätzlich wird die Verträglichkeit der Verzerrung in Richtung der Schubbewehrung unter Berücksichtigung reduzierter Bruchdehnungen infolge der Zugversteifung geprüft, vgl. Abschnitt 5.3.2.

Zur Rolle der Betonzugfestigkeit

Die natürlichen Schwindverformungen des Betons werden durch die im Verbund eingebettete Bewehrung behindert. Es entstehen innere Zwangsspannungen, namentlich Druckspannungen im Bewehrungsstahl, vgl. Abbildung 3.26, und Zugspannungen im Beton, die u.U. bereits zu Schwindrissen führen. In jedem Fall allerdings wird die nominale Zugfestigkeit, wie sie in einem unbewehrten Materialversuch ohne behinderte Schwindverformungen (Einaxialer Zugversuch oder Spaltzugversuch an Betonzylindern) bestimmt wird, durch den Trocknungsprozess im Sinne eines Materialkennwerts als Widerstand gegenüber externer Beanspruchung reduziert. Da das Trocknungsschwinden größen- und geometrieabhängig ist, tragen resultierende Eigenspannungen zusätzliche Maßstabeffekte in die Betrachtung von Betonstrukturen ein. Diese Effekte sind im Zuge einer konventionellen Bemessung, die ein duktilen Versagen durch Fließen der Bewehrung anstrebt und eine Betonzugfestigkeit oftmals gänzlich vernachlässigt wird, von untergeordneter Bedeutung. Bei potentiell spröden Bruchphänomenen, wie dem unmittelbaren Reißen der Querkraftbewehrung nach kreuzender Rissöffnung, sollten derartige Effekte berücksichtigt werden. Auf Basis experimenteller Untersuchungen in diesem Kontext [2] wird die angesetzte Betonzugfestigkeit gegenüber dem Fraktilwert nochmal reduziert angesetzt.

$$f_{ct,shr} = 0.6 \cdot f_{ctk,0.05} \quad (5.5)$$

Damit wird in vereinfachter Weise auch den Überlegungen von Roosen [156] Rechnung getragen. Hier werden Probleme und mögliche Unschärfen bei gängiger Vorgehensweise in der Anwendung des Hauptzugspannungskriteriums diskutiert und der Begriff eines statistischen Maßstabeffekts eingeführt. Wenn sich der Bereich großer Hauptzugspannungen ausdehnt, wächst damit auch die Wahrscheinlichkeit, dass die Zugspannungen in einem Bereich anliegen "sollten", wo – strukturellen Imperfektionen geschuldet – eine geringere Zugfestigkeit vorhanden ist. Die ansetzbare, mittlere Zugfestigkeit ist demnach abhängig von Größe des beanspruchten Bereichs.

Einfluss aus Tension Stiffening der Schubbewehrung

Aus der verbundbedingt versteiften Arbeitslinie des eingebetteten Betonstahls können mit Blick auf die Schubtragfähigkeit ambivalente Effekte beschrieben werden [103]:

- Eine reduzierte Duktilität infolge Tension Stiffening begrenzt die Tragfähigkeit, gerade bei schwach bewehrten Querschnitten.
- Die erhöhte Steifigkeit führt zu geringeren aufgezwungenen Querzugdehnungen, sodass eine effektive Druckfestigkeit nach Compression Softening weniger reduziert anzunehmen ist; bei Strukturen, die durch ein Druckstrebenversagen limitiert werden, erhöht sich damit die Traglast.

Nachfolgend werden die im Weiteren angewandten Zusammenhänge des Zuggurtmodells beschrieben. Für weitere Hintergründe wird auf die Literatur verwiesen [174, 3].

Auf Basis gestufter, starr plastischer Annahme des Verbundverhaltens kann der Zusammenhang zwischen Stahlspannung, mittleren Verzerrungen und Rissbreiten analytisch gelöst werden. Eine vergleichende Betrachtung für verschiedene Bewehrungsgrade findet sich in Abbildung 5.3. Die Werte der Verbundspannung werden angenommen zu:

$$\tau_b = \begin{cases} \tau_{b0} = 2 \cdot f_{ct} & \delta \leq \delta_1 (\sigma_s = f_y) \\ \tau_{b1} = f_{ct} & \text{sonst} \end{cases} \quad (5.6)$$

5 Modellbildung des Schubtragverhaltens

Der maximale Rissabstand ergibt sich zu:

$$s_{r0} = \frac{\emptyset \cdot f_{ct} \cdot (1 - \rho)}{2 \cdot \tau_{b0} \cdot \rho} \quad (5.7)$$

Daraus folgt der mittlere Rissabstand s_{rm} in Abhängigkeit des Parameters λ , wobei gilt: $0.5 \leq \lambda \leq 1.0$.

$$s_{rm} = \lambda \cdot s_{r0} \quad (5.8)$$

Die Spannungs-Dehnungscharakteristik der Bewehrung im Verbund kann abschnittsweise wie folgt beschrieben werden.

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_{sr}}{E_s} - \frac{\tau_{b0} \cdot s_{rm}}{E_s \cdot \emptyset} \quad (5.9)$$

für $\sigma_{sr} \leq f_{sy}$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{(\sigma_{sr} - f_{sy})^2 \cdot \emptyset}{4 \cdot E_{sh} \cdot \tau_{b1} \cdot s_{rm}} \cdot \left(1 - \frac{E_{sh} \cdot \tau_{b0}}{E_s \cdot \tau_{b1}}\right) + \frac{(\sigma_{sr} - f_{sy})}{E_s} \cdot \frac{\tau_{b0}}{\tau_{b1}} + \left(\varepsilon_{sy} - \frac{\tau_{b0} \cdot s_{rm}}{E_s \cdot \emptyset}\right)$$

für $f_{sy} \leq \sigma_{sr} \leq \left(f_{sy} + \frac{2 \cdot \tau_{b1} \cdot s_{rm}}{\emptyset}\right)$

(5.10)

$$\varepsilon_{sm} = \frac{(\sigma_{sr} - f_{sy})}{E_{sh}} + \left(\varepsilon_{sy} - \frac{\tau_{b1} \cdot s_{rm}}{E_{sh} \cdot \emptyset}\right) \quad (5.11)$$

für $\left(f_{sy} + \frac{2 \cdot \tau_{b1} \cdot s_{rm}}{\emptyset}\right) \leq \sigma_{sr} \leq f_{su}$

Ein vollständig plastifiziertes Zuggurtelement nach Gleichung 5.11 kann nur unter Ver-

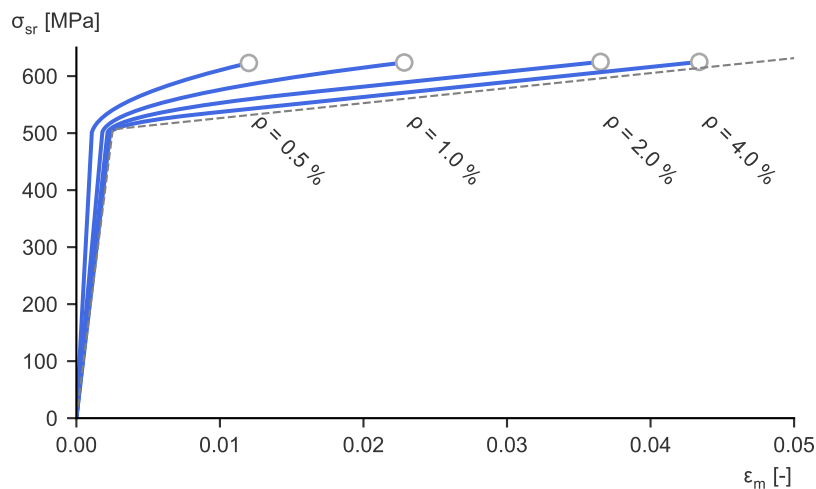


Abbildung 5.3 Stahlspannungen im Riss bezogen auf die mittlere Dehnung des Zuggurtelements, Auswertung für verschiedene Bewehrungsgrade

wendung von Bewehrungsstählen mit ausreichender Verfestigung erreicht werden. Bei geringerer anzunehmender Bruchdehnung tritt der Bruchzustand bereits im Intervall nach Gleichung 5.10 ein. Der Stahl im Zugurtelement ist nur teilweise plastisch verzerrt. Auf Basis dieser Spannungs-Dehnungscharakteristik kann in Abhängigkeit des jeweils vorliegenden Schubbewehrungsgrades eine verfeinerte Beurteilung des Verzerrungszustandes bzw. eine Kontrolle vakanter gerissener Bewehrung in Abschnitt 5.3.7 vorgenommen werden.

5.3.3 Bestimmung der Kontrollpunkte im Spannungsfeld unter Berücksichtigung der Verzerrungen

Gegenstand der Betrachtung ist ein Schubfeldausschnitt unter einer Bemessungslastkombination. Der Ausdehnung und Entwicklung des Bereichs um den Momentennulldurchgang bei Mehrfeldsystemen wird hier besondere Aufmerksamkeit geschenkt, weil im Übergangsbereich der klassischen Zoneneinteilung kein klarer Traganteil einer Biegedruckzone vorliegt und auch die klassische Fachwerktragwirkung nicht wirksam erscheint. Vielmehr muss von einem gerissenen Betondruckspannungsfeld ausgegangen werden, das durch die angrenzenden Spannungs- und Verzerrungsverhältnisse in einfassenden Querschnitten beeinflusst wird. Abbildung 5.4 fasst die konsekutive Abfolge der Berechnungspositionen zusammen. Die Bestimmung der Kontrollpunkte nach Abbildung 5.5 wird anschließend im Detail erläutert. Der Lastvektor q nach Abbildung 5.4 enthält alle äußeren Lasten beliebiger Form sowie die Krümmungslasten aus Vorspannung auf Basis einer linear-elastischen Berechnung. Eine derartige Schnittgrößenermittlung vernachlässigt systembedingte Tragreserven statisch unbestimmter Systeme. Diese Vereinfachung wird zu Gunsten eines übersichtlicheren Schemas der Berechnungsabläufe in Kauf genommen.

Eingrenzung des Druckspannungsfeldes

Nach Bestimmung kritischer Laufkoordinaten, die eine kritische elastische Randzugspannung $\sigma_c = f_{ctk,0.05}$ in der Randfaser ausweisen, folgt in diesen "fctk"-Schnitten eine iterative Bestimmung der Dehnungsebene, sodass die Lage der resultierenden Druckkraft und der auf den Betonstahl bezogene Hebelarm z_s in diesen Schnitten bekannt sind. Der innere Satz der Kontrollpunkte ergibt sich nun durch einen Versatz um die Hälfte des Hebelarms z_s der kritischen Randfaserquerschnitte.

$$x_{cr} = x_{fctk} \pm 0.5 \cdot z_{s,fctk} \quad (5.12)$$

Die vertikale Ordinate entspricht der Lage der Druckresultierenden in den fctk-Schnitten. Eine Korrektur der Koordinaten infolge Schubverzerrung, die durch eine Adaption der Versatzmaßbetrachtung im Folgenden implementiert wird, entfällt für die fctk-Schnitte, nachdem hier im Übergang zum ungerissenen Bereich (exklusiv der Versatzmaßbetrachtung, die im Bereich des Momentennulldurchgangs eigentlich beidseits gezogene Randfasern bedingt) die Fachwerktragwirkung dissipiert. Der äußere Satz der Kontrollpunkte resultiert aus einem Versatz der fctk-Ebenen um ein williotisches Fachwerkelement [216] nach außen. Diese beiden einfassenden Schnittufer des zu betrachtenden Spannungsfeldes werden im Folgenden als ecs-Schnitte bezeichnet (exterior control section). Der Druckstrebenneigungswinkel θ wird zu 26.6° angenommen.

$$x_{ecs} = x_{fctk} \pm \cot \theta \cdot z_{s,fctk} \quad (5.13)$$

Ein schematischer Überblick zur Lage der Koordinaten findet sich in Abbildung 5.5. Die

5 Modellbildung des Schubtragverhaltens

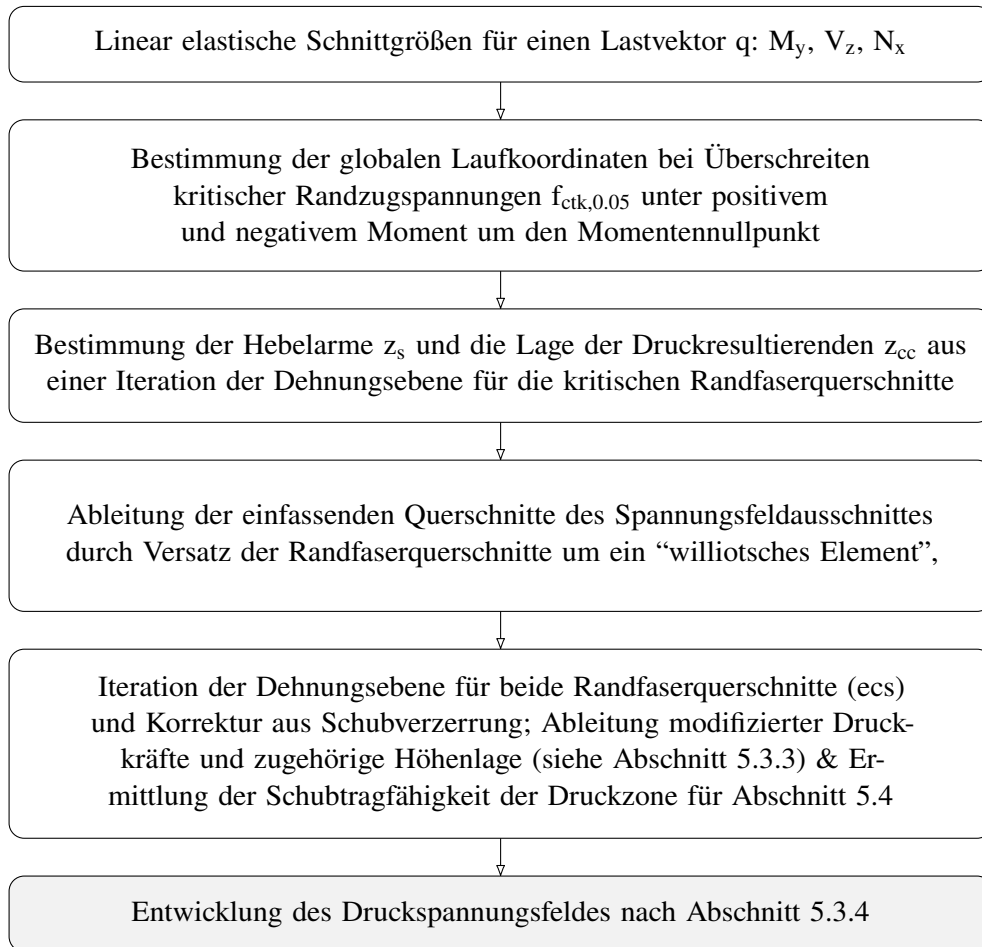


Abbildung 5.4 Sequenz wesentlicher Schritte zur Konstruktion der Kontrollpunkte des Druckspannungsfeldes

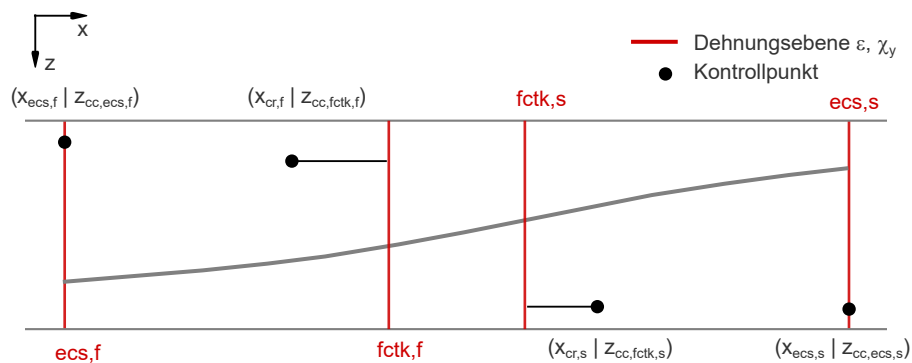


Abbildung 5.5 Definition der Kontrollpunkte in kritischen Schnitten in Abhängigkeit auftretender Randzugspannungen

Ordinate $z_{cc,ecs}$ der Kontrollpunkte in ecs-Schnitten wird um den Einfluss einer Schubverzerrung der Querschnitte korrigiert. Der Hintergrund und die gewählte Vorgehensweise werden im Folgenden erläutert.

Korrektur der Dehnungsebene infolge Schub

Die ϵ_{cs} -Dehnungsebenen müssen um das Versatzmaß korrigiert werden, welches sich durch einen nichtlinearen Term zusätzlicher Verzerrung auf die ebene Dehnungsebene einer konventionellen Querschnittsbetrachtung projizieren lässt. Im Zuggurt entsteht eine Zusatzdehnung, da sich die Druckstreben aus der Fachwerktragwirkung auf dem Gurt abstützen.

Für Querschnitte mit Spanngliedlage im Steg stützt sich ein Teil der Druckstrebenkraft auch auf die Spannglieder ab. Es entsteht ein gemischtes Fachwerk mit überlagerten Druckstrebenneigungen. Die Zusatzdehnung verteilt sich steifigkeitsabhängig gewichtet auf vorgespannten und schlaffen Zuggurt. Die Zugkraftdeckung ist damit auch für das Spannglied relevant und verursacht auch dort einen Anstieg der Spannungen. Solange der Betonstahl im schlaffen Zuggurt elastische Verzerrungen erfährt, kann allerdings vereinfacht davon ausgegangen werden, dass die Kräfte der Fachwerktragwirkung und resultierende Versatzmaßvorstellung sich im Wesentlichen auf die schlaffe Längsbewehrung beschränken. Zunächst werden Verzerrungen und resultierende Spannungen für die Querschnitte der Schnittufer des betrachteten Spannungsfeldes auf Basis einer konventionellen Iteration der inneren Zustandsgrößen unter Biegung mit Normalkraft bestimmt. Die Interaktion aus tangential zum Querschnitt wirkender Querkraft und normal wirkenden Längsspannungen aus Biegung und Vorspannung wird im Zug einer normalen Bemessung über die Zugkraftdeckungslinie respektive resultierendes Versatzmaß berücksichtigt. Hintergrund ist hier die Vorstellung einer diskretisierten Fachwerktragwirkung im Steg, die die angreifenden vertikalen Kräfte über Betondruck- und Stahlzugstreben gen Auflager führt. Aus der geneigten Druckstrebenkraft $V/\sin \theta$ folgen entsprechend des horizontalen Anteils $V \cdot \cot \theta$ im Steg gleich große Kräfte

$$F_{sl,v} = F_{c,v} = 0.5 \cdot V \cdot \cot \theta \tag{5.14}$$

in den Gurten. Der Anteil im Zuggurt vergrößert die bestehende Beanspruchung aus Biegung mit Normalkraft und bildet damit die Grundlage für einen horizontalen Versatz der Zugkraftdeckungslinie um das Maß

$$a_1 = 0.5 \cdot z \cdot \cot \theta \tag{5.15}$$

unter der Annahme einer lotrechten Anordnung der Bügel ($\alpha = 90^\circ$). Erläuterte innere Kräfte sind in Abbildung 5.6 zusammenfassend illustriert. Die Kraft im Druckgurt wird in der

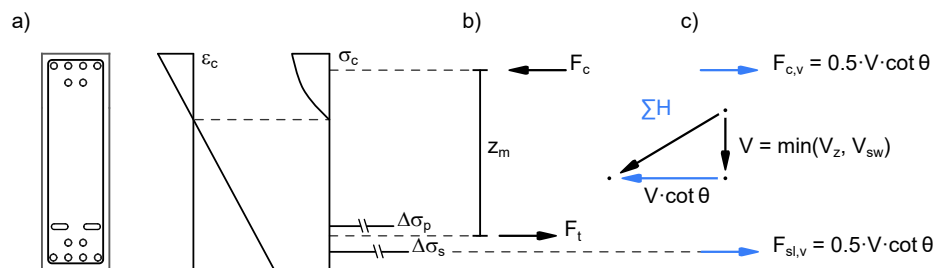


Abbildung 5.6 a) Dehnungsebene und resultierende Spannungen am Rechteckquerschnitt unter positivem Moment; b) Horizontale, diskretisierte Kraftkomponenten infolge Fachwerktragwirkung

Regel vernachlässigt, da diese die Druckzone entlastet. Für die vorliegenden Betrachtungen wird dieser Umstand allerdings vertieft betrachtet und in die Bewertung der Tragfähigkeit vorgespannter Balkenelemente bei schwachem Schubbewehrungsgrad einbezogen, da die

Tragfähigkeit der Druckzone durch übertragbare Schubspannungen bzw. die Ausnutzung der Druckbogentragwirkung ein wesentliches Merkmal des Systemtragverhaltens darstellt. Die mechanische Ursache für eine nichtlineare Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe folgt aus der Schubverformung des Querschnitts. Diese Zusammenhänge werden im Allgemeinen qua Komplexität im Massivbau ignoriert. Im Folgenden wird ein vereinfachter Ansatz aufgezeigt, der auf Basis mechanisch verträglicher Überlegungen zum Tragverhalten eine Projektion der Schubverwölbungen auf die Dehnungsebene ermöglicht.

Die Verwölbung der Dehnungsebene infolge Schub nimmt erst nach Einsetzen der Schubrissbildung eine relevante Größenordnung an. Übertragen auf die Dehnungsebene kann damit davon ausgegangen werden, dass der Querschnitt mindestens über die halbe Höhe gerissen ist. Dies lässt sich anhand der Entwicklungen der Differenz der Dehnungen der gezogenen Randfaser eines Modellvergleichs zwischen konventioneller Dehnungsebene und entsprechend positionierter Schnittebene in einer nichtlinearen Finite-Elemente-Systembetrachtung nachvollziehen. Das Delta wächst zunächst rapide an, nach Schubrissbildung bleibt die Differenz aber auf einem vergleichsweise konstanten Niveau, während die Differenz der Stauchungen bei analogem Vergleich zwischen isolierter Betrachtung einer Dehnungsebene und lastzugehöriger Verteilung der Verzerrung am Systemschnitt kontinuierlich, annähernd linear zunimmt. Die Differenz der Zuggurtdehnung kann damit nach Einsetzen der Schubrissbildung und abgeschlossener Biegerissbildung im Zuggurt als konstant und unabhängig von der Belastung angenommen werden. Diese Argumentation entspricht der Bestimmung des Versatzmaßes, vgl. Gleichung 5.15. Die zusätzlichen Kräfte in Druck- und Zuggurt infolge Fachwerktragwirkung werden durch den Anteil der Querkraft, der durch die vertikalen Zugstreben der Schubbewehrung aufgenommen werden kann, begrenzt. Damit sind die additiven Gurtkräfte $F_{sl,v}$ und $F_{c,v}$ an den Schubbewehrungsgrad gekoppelt und können die Größe

$$F_{sl,v} = F_{c,v} = 0.5 \cdot V_{sw} \cdot \cot \theta \quad (5.16)$$

nicht übersteigen. Diese Annahme führt die Modellvorstellung der Fachwerktragwirkung konsequent fort. Andere Modellvorstellungen, die beispielsweise einen gewichteten Hebelarm für die Kombination aus Moment und Querkraft auf Basis unter Berücksichtigung thematisierter Gurtkräfte ableiten und dabei allerdings $V = V_{Ed}$ setzen, wirken inkonsistent und überschätzen bei schwachem Schubbewehrungsgrad diese Gurtdifferenzkräfte teils erheblich.

Zur Abbildung der Gurtkräfte des Fachwerks auf Querschnittsebene wird die Dehnungsebene aus Biegung und Normalkraft um einen quadratischen Term erweitert. Die Stützstellen der Parabel werden so gewählt, dass die zusätzliche Dehnung des schlaffen Zuggurtes bzw. die entlastende Stauchung der Druckzone dem Kräftepaar aus $F_{sl,v}$ und $F_{c,v}$ gerecht werden. Die expliziten Schritte in der weiteren Vorgehensweise werden im Folgenden erläutert. Aus der iterativen Bestimmung der Dehnungsebene am Querschnitt eines Schnittufers unter anliegendem Moment und zugehöriger Normalkraft lassen sich der Hebelarm auf den schlaffen Zuggurt z_s und die Kraft im gezogenen Betonstahl F_{sl} ableiten. Der Querkraftwiderstand der Schubbewehrung V_{sw} und die damit verbundene Begrenzung der Fachwerkkräfte in Abhängigkeit des Druckstrebenneigungswinkels ergibt sich zu:

$$V_{sw} = a_{sw} \cdot f_{y,sw} \cdot \cot \theta \cdot z_s \quad (5.17)$$

Aus Gleichung 5.16 folgt damit in Anlehnung an eine Zuggurtbetrachtung bei stabilem Risswachstum [123] die mittlere Stahlspannung im gerissenen Bereich.

$$\sigma_{srm} = (F_{sl} + F_{sl,v}) / \sum A_{sl,i} \quad (5.18)$$

5.3 Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit auf Basis zulässiger Verzerrungen

Die mittlere Stahldehnung unter Berücksichtigung der Zugversteifung bestimmt sich zu:

$$\varepsilon_{\text{srm}} = \frac{\sigma_{\text{srm}}}{E_s} - \frac{\lambda \cdot f_{\text{ct}} \cdot (1 - \rho_{\text{sl}})}{2 \cdot \rho_{\text{sl}} \cdot E_s} \quad (5.19)$$

mit

λ	Rissabstandsparameter ($0 \leq \lambda \leq 1.0$)
f_{ct}	Betonzugfestigkeit
ρ_{sl}	Längsbewehrungsgrad $\rho_{\text{sl}} = \sum A_{\text{sl},i} / A_{\text{tc}}$
A_{tc}	Effektiv wirksame Betonfläche des schlaff bewehrten Zuggurts nach Abbildung 5.7

Der Wert ε_{srm} entspricht der ersten Stützstelle der additiven Parabel zu berücksichtigender Verzerrung und ist im Schwerpunkt des schlaffen Zuggurts anzunehmen. Die hierzu zu bestimmende Fläche des schlaff bewehrten Zuggurts A_{tc} orientiert sich an Überlegungen zur umschlossenen Einflussfläche der Bewehrung, begrenzt durch radialen Einfluss und geometrische Symmetriebedingungen [67]. So kann der kreisförmige Bereich wirksamer Betonzugspannungen angenommen werden zu:

$$\varnothing_{\text{c,eff}} = \varnothing \cdot \sqrt{f_u / f_{\text{ct}}} \quad (5.20)$$

Abbildung 5.7 illustriert für die Zugzone eigener Substrukturversuche die effektive Fläche A_{tc} im Stützbereich. Etwaige Spanngliedhüllrohre in diesem Bereich müssen subtrahiert werden. Die zweite Stützstelle der Parabel entspricht der neutralen Faser der Dehnungsebene

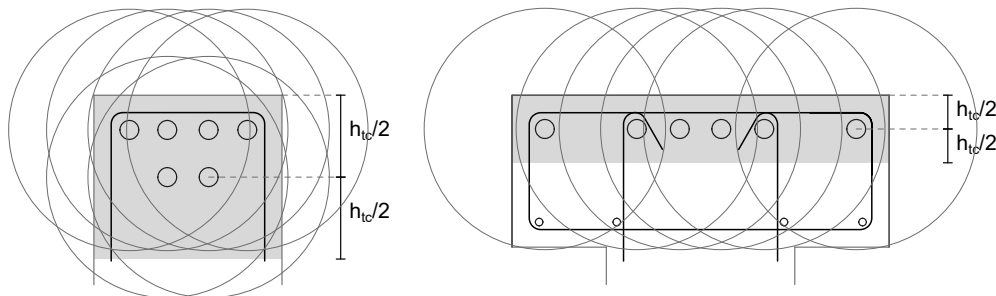


Abbildung 5.7 Effektive Zuggurtfläche des Betons beispielhaft für eigene Substruktur-Querschnitte im Stützbereich

aus Biegung mit Normalkraft und wird nicht weiter modifiziert. Die dritte Stützstelle korrigiert die Stauchung in der gedrückten Randfaser in dem Maße, sodass die Parabel der Verzerrung, die durch alle drei Stützstellen definiert wird, nach Integration der resultierenden Spannungen in der Druckzone die Kraft $F_{\text{c,v}}$ bereitstellt. Diese Aufgabe wird als Optimierungsproblem formuliert. Auf Basis eines Startwerts $\varepsilon_{\text{c,v}}$ für die korrigierte Verzerrung der gedrückten Randfaser kann der modifizierte, parabolische Verlauf der Dehnungsebene zusammen mit den beiden weiteren Stützstellen in neutraler Faser und im Schwerpunkt des schlaffen Zuggurts bestimmt werden. Die Parabelgleichung kann für drei gefundene Stützstellen mit folgendem Gleichungssystem beispielhaft für einen Querschnitt unter positivem Biegemoment definiert werden. Unter negativem Biegemoment sind die erste und dritte Zeile zu tauschen.

$$\begin{bmatrix} z_0^2 & z_0 & 1.0 \\ z_c^2 & z_c & 1.0 \\ z_{\text{tc}}^2 & z_{\text{tc}} & 1.0 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} a \\ b \\ c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{\text{c,v}} \\ 0.0 \\ \varepsilon_{\text{srm}} \end{bmatrix} \quad (5.21)$$

5 Modellbildung des Schubtragverhaltens

mit

z_0	Startordinate ausgehend von der Oberkante des Querschnitts; $z_0 = 0.0$
z_c	Ordinate der neutralen Faser
z_{tc}	Ordinate des Schwerpunkts des schlaffen Zuggurts

Der Versatz der Dehnungsebene nach Gleichung 5.21 ist in Abbildung 5.8 beispielhaft für einen Rechteckquerschnitt dargestellt. Anschließend kann für die Parabel eines Iterationsschrittes analog zum linearen Verlauf einer normalen Dehnungsebene bei ausreichend feiner Diskretisierung der Stützstellen der Verlauf der Druckspannungen anhand einer geeigneten Arbeitslinie für den Beton bestimmt werden. Das Integral über die Differenz der beiden Druckspannungsprofile muss nun der entlastend wirkenden Gurtkraft $F_{c,v}$ aus der Fachwerktragwirkung entsprechen. Das Fehlerquadrat aus dem Spannungsintegral eines Iterationsschrittes und der zu mobilisierenden Gurtkraft entspricht dem Wert skalarer Minimierung. Auf Basis einer konvergenten Stauchung der Randfaser $\varepsilon_{c,v}$ wird die modifizierte Dehnungsebene formuliert, anschließend können neue effektive Beton- und Stahlspannungen bestimmt werden.

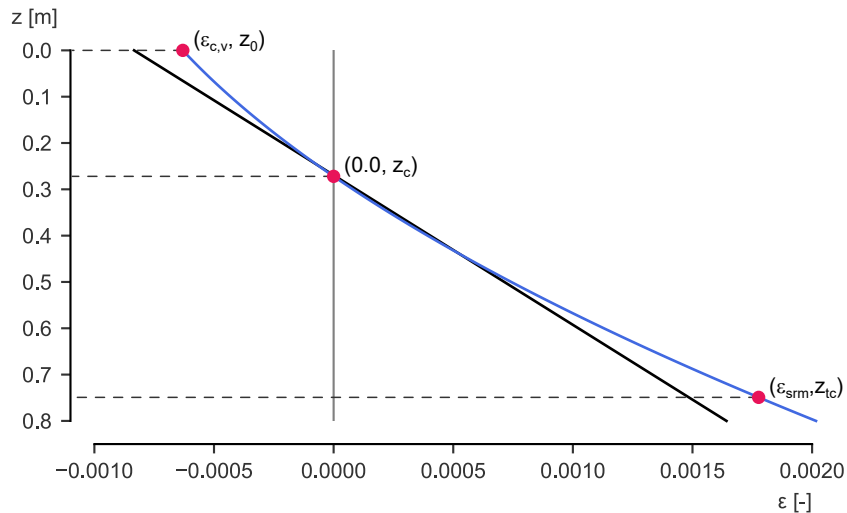


Abbildung 5.8 Modifizierte, parabolische Dehnungsebene nach Gleichung 5.21 zur Berücksichtigung der Gurtkräfte aus Fachwerktragwirkung

Die nichtlineare Verteilung der Verzerrungen und abgeleitete Spannungen in der Betondruckzone werden auf verschiedene Weise im Weiteren genutzt:

- Ableitung neuer integraler Betondruckkräfte, die das Spannungsfeld erfassen und die Grundlage des resultierenden Verlaufs der verbindenden Hauptdruckspannungen bilden, vgl. Abschnitt 5.3.4
- Zugehörige Lage der resultierenden Betondruckkräfte, die zur Bestimmung der Kontrollpunkte in ecs-Schnittebenen genutzt werden
- Ermittlung einer maximalen Schubtragfähigkeit in der Biegedruckzone auf Basis der anliegenden Druckspannung in der mittleren Faser der Druckzone für eine weiterführende Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit in ecs-Schnitten auf Basis additiver Traganteile in Abschnitt 5.4

5.3.4 Entwicklung des Druckspannungsfeldes

Die Entwicklung des Druckspannungsfeldes erfolgt auf Basis der definierten Kontrollpunkte nach Abschnitt 5.3.3, die eine implizite Zoneneinteilung am System unter Berücksichtigung der vorliegenden Beanspruchung, Vorspannung und Querschnittswerte erlauben. Der spezifische Verlauf wird auf Basis einer B-Spline Geometrie zweiten Grades definiert [44, 204]. Es werden zwei Spline-Geometrien für den Verlauf des Druckspannungsfeldes definiert, die entlang der Spanngliedlage "gebrochen" werden. Der Bruch der Kontinuität erfolgt in Abhängigkeit der effektiven Stegbreite $b_{w,nom}$ unter Abzug der Breite der Spanngliedlage. Bei ausreichend großem Verhältnis $b_{w,nom}$ zu b_w verstetigt sich der Verlauf zusehends. Hintergrund ist der in Versuchen und dokumentierten Versuchsreihen der Literatur beobachtete Umstand gebrochener Rissneigung bzw. eines Rissversatzes, sobald das Druckspannungsfeld die Spanngliedachse kreuzt. Der berücksichtigte Versatz $x_{corr,bw}$ wird in Abhängigkeit des Verhältnisses effektiver Stegbreite zur Bruttobreite angenommen. In Fällen besonders dünner Stege, wie sie beispielsweise von Hars [76] untersucht wurden, sind diese Werte ggf. anzupassen.

$$x_{corr,bw} = \begin{cases} 0.05 \text{ m} & b_{w,nom}/b_w \geq 0.75 \\ 0.10 \text{ m} & \text{sonst} \end{cases} \quad (5.22)$$

Der Ausgangspunkt für den Kontrollpunkt bei $\zeta = 1$ entlang der Spline ist die Spanngliedkoordinate in der Mitte des Spannungsfeldes. Dieser Punkt erhält entsprechend des Terms $x_{corr,bw}$ einen Offset entlang der Laufkoordinate der Spanngliedgeometrie, vgl. Abbildung 5.9. Entlang dieses Druckspannungspfades wird die Entwicklung und Ausdehnung des Druckspannungsfeldes in Abhängigkeit verschiedener Einflussfaktoren angenommen.

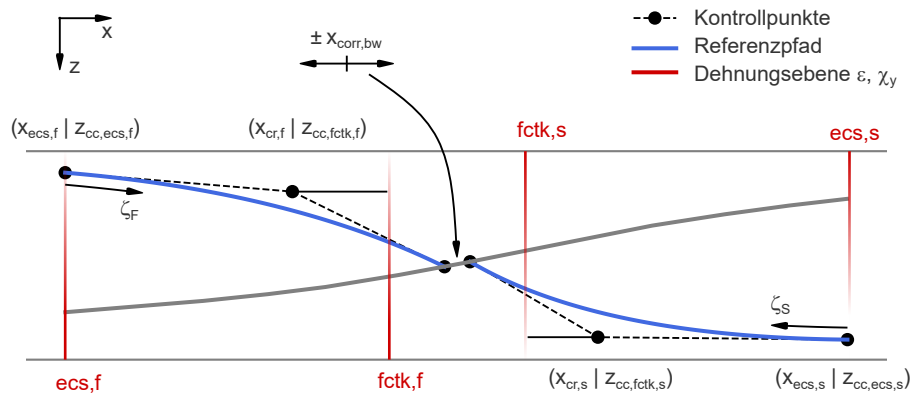


Abbildung 5.9 Konstruktion des Druckspannungspfades auf Basis kritischer Randzugspannungen

Die Ausdehnung des Druckspannungsfeldes wird durch das Maß l_{ccf} (cracked compression field) orthogonal zur Laufkoordinate ζ entlang eines Druckspannungspfades definiert. Die folgenden Beziehungen werden auf Basis der Auswertungen der numerischen Vergleichsrechnungen nach Kapitel 4.4 hergeleitet. Abbildung 5.10 zeigt hierzu einen schematischen Vergleich der Entwicklung der Druckzone respektive des Druckspannungsfeldes unterschiedlicher Betrachtungsweisen. Die eigenen Überlegungen orientieren sich an Ausbildung und Verlauf des Druckspannungsverlaufs unter Rückgriff auf charakteristische Punkte, die auch aus einer reinen Querschnittsbetrachtung heraus nachvollzogen werden können. Die Ausdehnung des Druckspannungsfeldes nimmt bei $\zeta = 0$ in den ecs-Schnitten ihren Ursprung. Das Maß $l_{ccf,0}$ wird hier mit dem doppelten Abstand der Druckresultierenden zum gedrückten Querschnittsrand angenommen. Die Druckkraft der ecs-Ebene wird damit

5 Modellbildung des Schubtragverhaltens

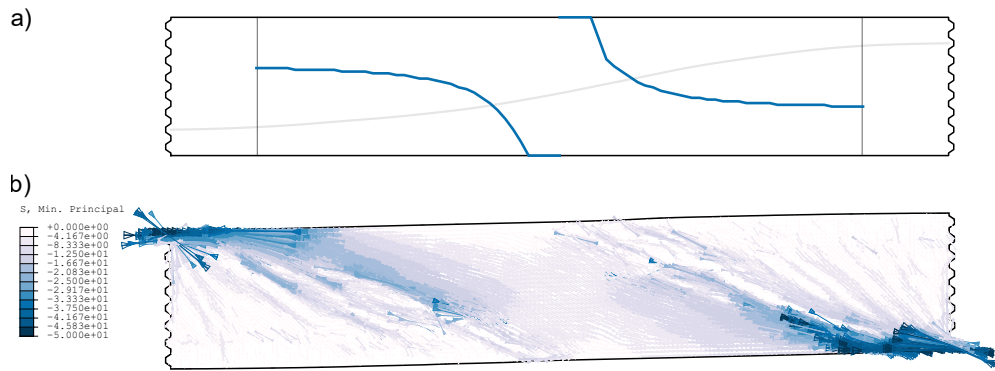


Abbildung 5.10 Entwicklung der Druckzone unter Biegung mit Normalkraft aus Vorspannung aus a) reiner Querschnittsbetrachtung vergleichend zum b) Hauptdruckspannungsverlauf nichtlinearer FE-Berechnungen unter gleichem Lastvektor

in einen vereinfachten, konstanten Spannungsblock überführt. Die Entwicklung der Ausdehnung wird in Abhängigkeit des Abstands des Druckspannungspfades zur Spanngliedachse z_{rel} formuliert. Der gewichtete Verlauf z_{wgt} wird als Quotient der kumulativen Summe von z_{rel} über deren Gesamtsumme für alle k Stützstellen ausgewertet.

$$z_{wgt,k} = \frac{\sum_{i=1}^k z_{rel,i}}{\sum z_{rel}} \quad (5.23)$$

Die Ausdehnung l_{ccf} in der Stegebene kann auf dieser Basis anhand des Vektors $z_{wgt,k}$ für einen Minimalwert $l_{ccf,0}$ und ein Maximalwert von $l_{ccf,1} = 2/3 \cdot h$ skaliert werden. Der Maximalwert $l_{ccf,1}$ entspricht dabei dem inneren Hebelarm im ungerissenen Bereich des Querschnitts. Die effektive Stegbreite $b_{w,nom}$ wird als Funktion des Abstands zur Spanngliedachse angenommen. Hierzu wird eine inverse Distanzgewichtung entlang des Druckspannungspfades vorgenommen, normalisiert und wiederum die kumulative Summe für alle k Stützstellen gebildet, was wiederum in einen gewichtenden Vektor $b_{wgt,k}$ mündet.

$$b_{w,nom} = b_w - b_{wgt,k} \cdot 0.5 \cdot \sum b_{\phi} \quad (5.24)$$

Die Hauptdruckspannung im Steg ergibt sich damit anhand der Druckkraft $F_{cc,mod}$ im ecs-Schnitt zu:

$$\sigma_{c,2}(\zeta) = \frac{F_{cc,mod}}{l_{ccf} \cdot b_{w,nom}} \quad (5.25)$$

Die Entwicklung der Ausdehnung in der Stegebene l_{ccf} , die effektive Querschnittsbreite $b_{w,nom}$ und resultierende Hauptdruckspannungen $\sigma_{c,2}$ können für den Versuch R18 in Abbildung 5.12 nachvollzogen werden. Abbildung 5.11 ordnet die Bedeutung der vorgestellten Inhalte dieses Kapitels in den Gesamtkontext der DCF-Betrachtungen ein. Die Konstruktion der Druckspannungspfades bildet die Basis für die nachfolgende Indizierung der Spannungsanteile entlang der Balkenachse und über die Querschnittshöhe zur Formulierung des Referenzspannungszustandes, der im Weiteren als Beanspruchung bei der Betrachtung der gerissenen Scheibenelemente in Stegebene herangezogen wird. Die Überlegungen zur Beschreibung des Druckspannungsverlaufes im Schubfeld sind ergänzender Natur. Sie werden nicht unmittelbar für die weitere Nachweisführung herangezogen. Es zeigt sich allerdings, dass die Entwicklung des Verlaufs mit den bestimmten Hauptdruckspannungen nach Abschnitt 5.3.7 gut übereinstimmt und als Plausibilitätskontrolle herangezogen werden kann.

5.3 Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit auf Basis zulässiger Verzerrungen

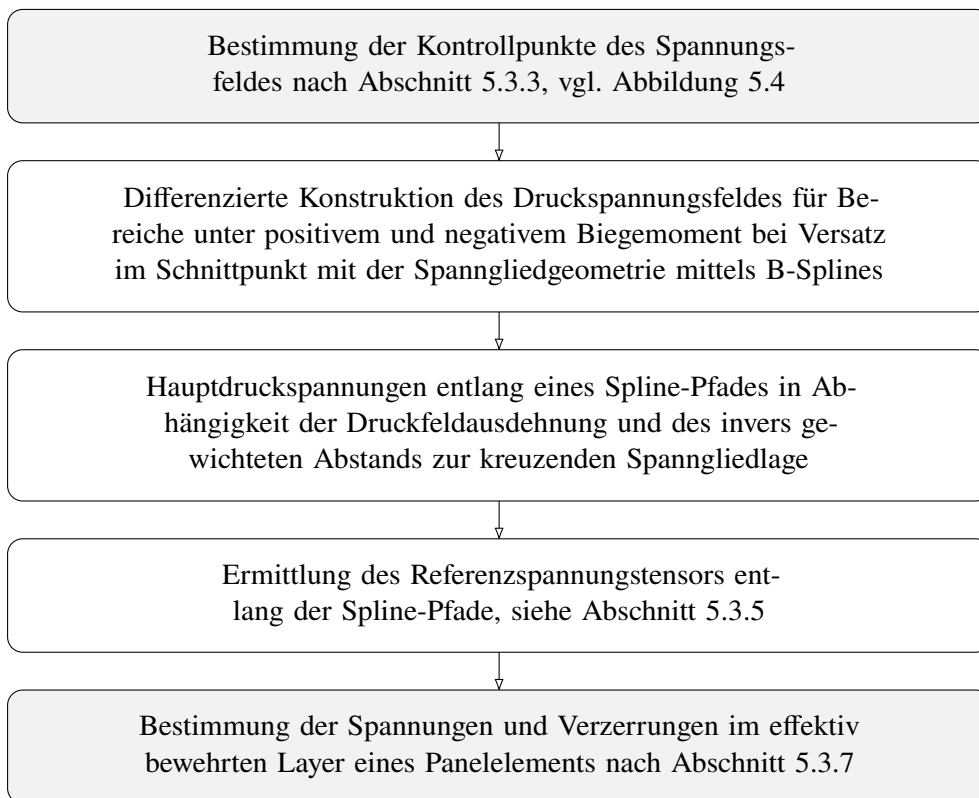


Abbildung 5.11 Entwicklung des Druckspannungsfeldes und weiterführende Anwendung

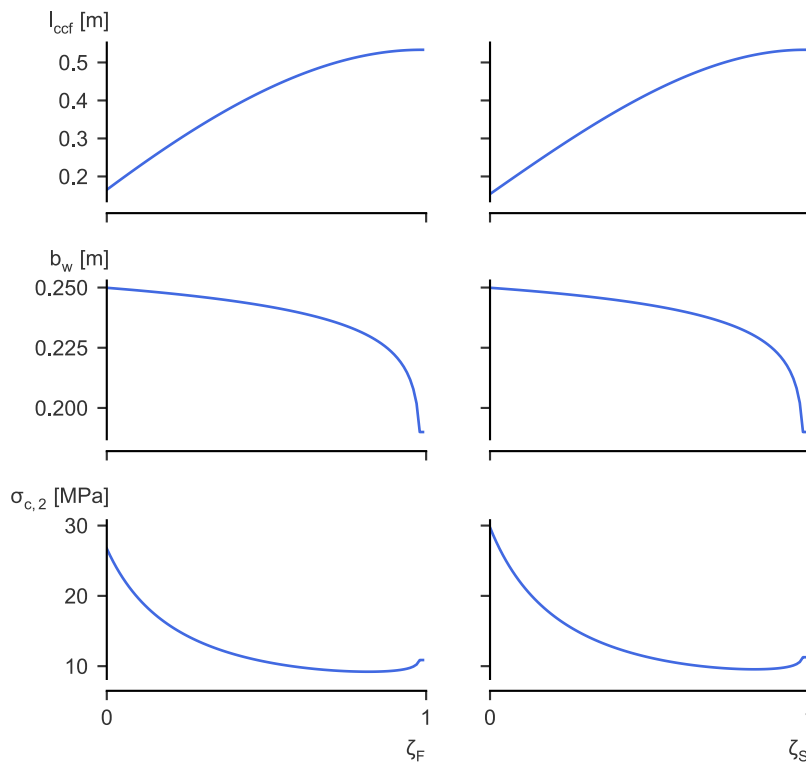


Abbildung 5.12 Einflussfaktoren auf die resultierende Entwicklung der Hauptdruckspannungen im Schubfeld, beispielhaft für den Versuch R18

5.3.5 Referenzspannungszustand

Ausgehend von ermittelten Schnittgrößen M_y , V_z und N_x wird eine Referenzbeanspruchung ermittelt, die im gerissenen Beton durch globale Umlagerungsmechanismen und lokale Aufteilung auf das Druckspannungsfeld und die verfügbaren Bewehrungslayer aufgenommen werden muss. Es werden zunächst die Längsspannungen unter Annahme eines linear elastischen Materialverhaltens bestimmt. Wenn die gezogene Randfaser eine Grenzspannung $f_{ct} = f_{ctk,0.05}$ übersteigt, wird eine iterative Bestimmung der Dehnungsebene unter Berücksichtigung nichtlinearen Materialverhaltens (siehe Abschnitt 5.3.2) durchgeführt. Damit ist die Verteilung der Längsspannung σ_x bekannt. Die Schubspannung im Querschnitt wird analog zur neuen Fassung des Eurocode 2 [55] nach Gleichung 5.27 über den Querschnitt verschmiert über die Höhe z angenommen, durch die inneren Zug- und Druckkräfte eingefasst, vgl. Abbildung 5.13. Ist von einem gerissenen Querschnitt auszugehen, wird die wirksame Querkraft $V_{z,c}$ auf den Betonquerschnitt um den Vertikalanteil der Vorspannung P_{mt} unter Abzug zeitlicher Verluste in vorliegender Neigung α_p reduziert.

$$V_{z,c} = \begin{cases} V_z & \sigma_x \leq f_{ctk,0.05} \\ V_z - P_{mt} \cdot \sin \alpha_p & \sigma_x > f_{ctk,0.05} \end{cases} \quad (5.26)$$

$$\tau_{xz} = \frac{V_{z,c}}{b(z) \cdot z} \quad (5.27)$$

Im ungerissenen Bereich wird die Schubspannung über die komplette Querschnittshöhe verschmiert angesetzt. Abseits der Einflüsse in Diskontinuitätsbereichen darf die Spannung $\sigma_z = 0$ angenommen werden.

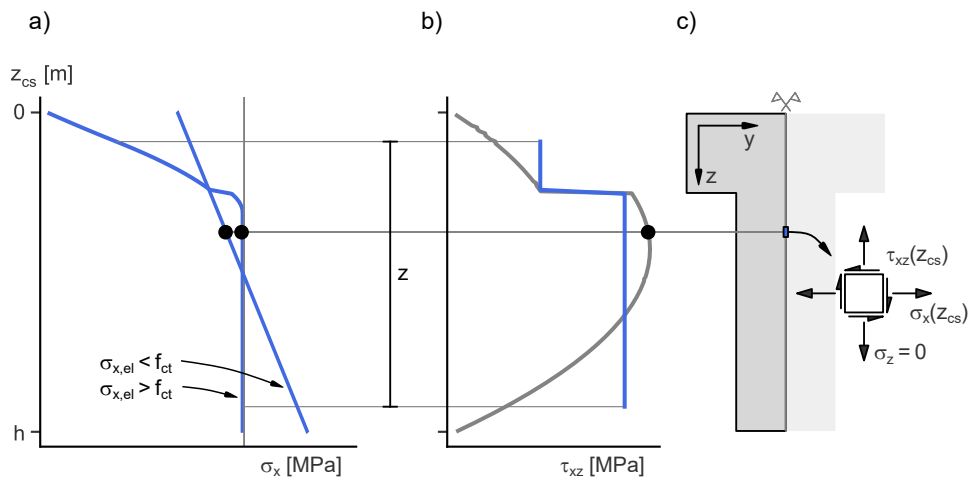


Abbildung 5.13 Beispielhafte elastische Normalspannungen σ_x und Schubspannungen τ_{xz} über die Balkenhöhe eines Plattenbalkenquerschnitts und schematischer Zugriff auf die Spannungen einer Balkenfaser; zusätzliche Darstellung der analytischen Schubspannungsverteilung in grau

Es resultieren Spannungsvektoren \mathbf{F} entlang des Druckspannungspfades, die im Weiteren jeweils an entsprechender Stelle die diskretisierten Scheibenelemente der Stegebene belasten.

$$\mathbf{F} = \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} \quad (5.28)$$

5.3.6 Effektiv bewehrte Stegschichten

Die minimale Bügelbewehrung betrachteter vorgespannter Balkenelemente kann als Schubbewehrungsgrad ausgedrückt werden. Der Bezug auf die gesamte Stegbreite berücksichtigt allerdings nicht die effektive Einflussfläche der randnahen Ebene aus Bügelschenkeln. So kann für vorliegende Betrachtungen von einem differenzierten Schichtaufbau über die Stegbreite ausgegangen werden, sodass effektiv schubbewehrte Randzonen einen faktisch unbewehrten Kern einschließen, der durch den girlandenförmigen Spanngliedverlauf gestützt, allerdings auch durch selbige geometrische Diskontinuität durch Querszugeffekte aus der Ebene heraus negativ beeinflusst werden kann. Analog zu den Überlegungen einer effektiv wirksamen zugversteifenden Betonfläche im Zuggurt [67] kann auch der wirksame Einflussbereich der Schubbewehrung unter Rissbildung abgegrenzt werden. Grundlage dieser Annahme sind experimentelle Untersuchungen zum Einfluss randnaher Bewehrung auf die Entwicklung der Rissbreiten im Betonbau [65].

Abbildung 5.14 zeigt hierzu eine Übersicht zur Konstruktion des Einflussbereichs für eine Bügelschenkelebene. Die effektive Betonfläche eines Bügelschenkels ergibt sich nach Gleichung 5.29 als Teilfläche eines Kreises unter Berücksichtigung der Symmetriebedingung des Einflussbereichs, resultierend aus der oberflächennahen Lage, vgl. Abbildung 5.14 c).

$$\varnothing_{c,eff} = \varnothing_s \cdot \sqrt{\frac{f_u}{f_{ct,shr}}} \quad (5.29)$$

mit

\varnothing_s	Durchmesser der Bügelschenkel
f_u	Zugfestigkeit der Bewehrung
$f_{ct,shr}$	Fraktilwert der Betonzugfestigkeit unter Berücksichtigung eingepprägter Schwindspannungen, vgl. Abschnitt 5.3.2

Der Grundwert des effektiven Schubbewehrungsgrades der randnahen Zonen unter Berücksichtigung der Symmetriebedingungen ergibt sich zu:

$$\rho_{sw,eff,0} = \frac{a_{sw}}{2 \cdot (c_{nom} + \varnothing_{sw} + c_{nom})} \quad (5.30)$$

Wenn bei entsprechend geringem Bügeldurchmesser die Einflussbereiche in Balkenlängsrichtung bei großem Bügelabstand s_w nicht ineinander greifen, ist der effektive Bewehrungsgrad nochmals um diesen Faktor zu reduzieren.

$$\rho_{sw,eff} = \rho_{sw,eff,0} \cdot \frac{\varnothing_{c,eff}}{s_w} \quad (5.31)$$

Dieser Ansatz erscheint zunächst unkonventionell und verletzt die Annahme gleichförmiger Verzerrungen über die Querschnittstiefe. In der Auffassung eines verstärkenden Schub-Layers im Sinne einer Verstärkungsmaßnahme bestehender Strukturen erscheint dieses Gedankenmodell allerdings valide. Diese Querschnittsgliederung über die Tiefe des Steges bietet zudem eine Argumentationsebene im Übergang von Systemen ohne Querkraftbewehrung hin zu betrachtetem Spektrum mit geringen Schubbewehrungsgraden. Letztere erfüllen die Annahmen einer Fachwerktragwirkung im Sinne der Plastizitätstheorie nur bedingt, vereinfacht wird diese aber dennoch oftmals unterstellt. Referenzierende Versuche an Spannbetonbalkenelementen ohne Querkraftbewehrung aus der Literatur [172] zeigen bereits eine Schubtragfähigkeit, die die erwartbare normative Tragfähigkeit auf Basis eines

5 Modellbildung des Schubtragverhaltens

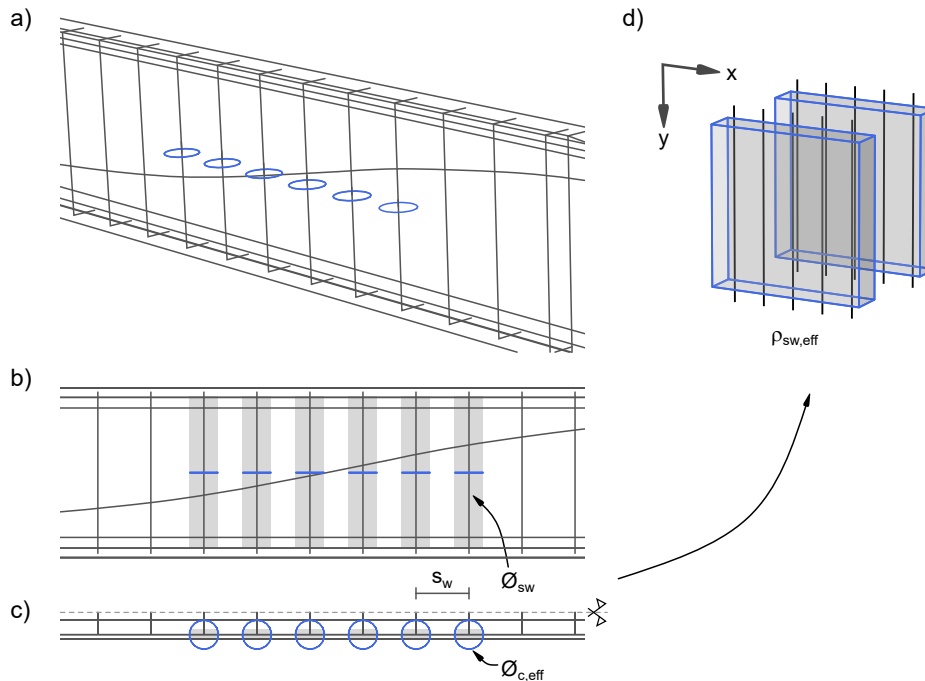


Abbildung 5.14 Effektiv schubbewehrte, randnahe Stegschichten; a) Isometrische Darstellung; b) Aufriss; c) Grundriss der Einflussbereiche der Stabsbewehrung; d) Abstrahiertes Konzept der schubbewehrten Randlayer eines Querschnitts

empirischen Betontraganteils [49] bei Weitem übersteigt. Ursächlich dabei ist der dominante Betontraganteil, der durch ertragbare Schubspannungen in der Biegedruckzone besser beschrieben werden kann [212, 86]. Durch eine zusätzliche schwache Schubbewehrung wird die Traglast gesteigert. Das evozierte Lastdelta kann aber nur bedingt einer klassischen Fachwerktragwirkung mit verschmiertem Rissbild zugeordnet werden. Das gilt insbesondere innerhalb gesetzter Grenzen des betrachteten Spannungsfeldausschnittes, wo keine klassische Querschnittsgliederung in Gurte und Stegscheibe im Sinne der Plastizitätstheorie anzunehmen ist. Vielmehr begünstigt die schwache Schubbewehrung innere Umlagerungsprozesse infolge einsetzender Rissbildung, trägt bei kreuzender Schubrissbildung aber natürlich auch im Rahmen ihrer Möglichkeiten zum vertikalen Gleichgewicht bei. Sobald die Rissbildung allerdings kritische Rissbreiten erreicht und die Duktilität der Bewehrung in diesen randnahen Schichten keine verträgliche Stahldehnung erlaubt, kommt es zu einem Reißen der Bügelbewehrung. In diesem Moment kann der globale Grenzzustand der Tragfähigkeit für das betrachtete System angenommen werden, da die abrupt freigesetzte Energie der reißenen Bügelbewehrung nicht mehr aufgenommen werden kann und sich kritische Risse ungehindert in die Biegedruckzone fortpflanzen und selbige zerstören.

5.3.7 Kompatibilität der Verzerrungen

Die vorgestellten Teilschritte nach Abbildung 5.4 und 5.11 münden in ein numerisches Modell, das die Spannungen und Verzerrungen in den bewehrten Stegeln bestimmt. Die bewehrten Randlayer eines Balkenstegs werden entlang des konstruierten Druckspannungspfades durch Scheibenelemente diskretisiert und durch die Spannungsverhältnisse des elastischen Referenzzustands, vgl. Abschnitt 5.3.5, beansprucht. Die Diskretisierung erlaubt die Berücksichtigung einer gestaffelten Schubbewehrung. Der aufgebrachte Spannungszustand muss durch das nach Überschreiten der Betonzugfestigkeit gerissene Betondruck-

5.3 Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit auf Basis zulässiger Verzerrungen

spannungsfeld und die orthogonalen Bewehrungslagen aus Schubbewehrung und wirksam angenommener Längsbewehrung im Gurt aufgenommen werden, wobei die Tragfähigkeit des gerissenen Scheibenelements vorrangig durch den geringen Schubbewehrungsgrad respektive dessen kompatible Verzerrungen gesteuert wird. In einer nachgelagerten Betrachtung werden die konvergenten Verzerrungen der Scheibenelementbetrachtung der Duktilität des Bewehrungsstahls unter Berücksichtigung der Zugversteifung gegenübergestellt. Vorausgegangene und im Weiteren aufbereitete Themenfelder sind in Abbildung 5.15 nochmals final aufbereitet.

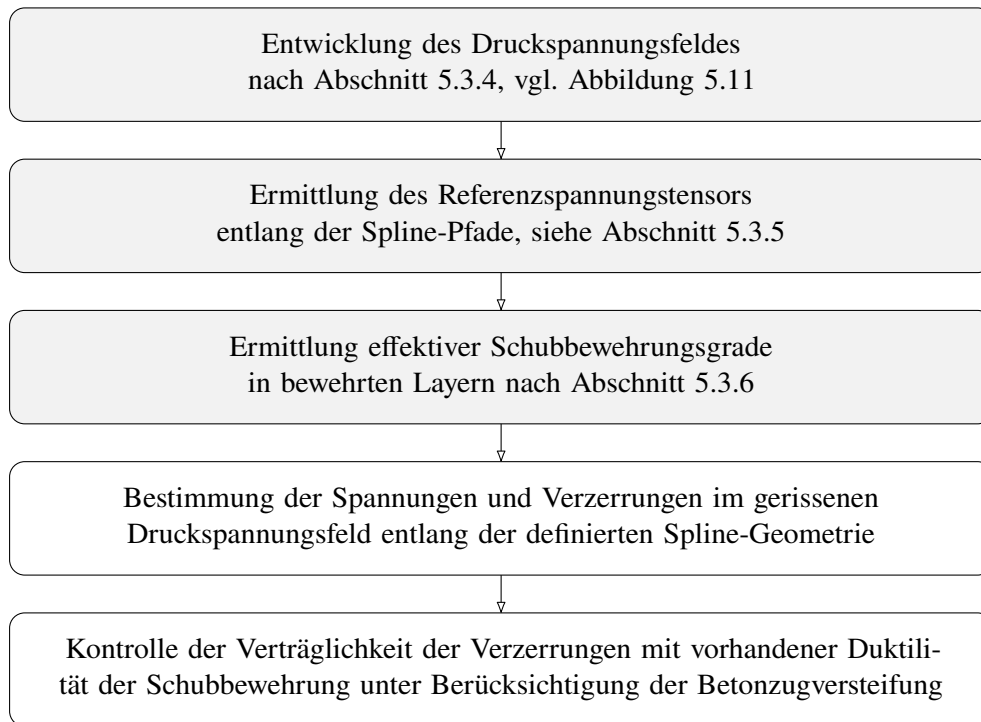


Abbildung 5.15 Abschließende Schritte der DCF Traglastanalyse im gerissenen Betondruckspannungsfeld

Abbildung 5.16 illustriert den wesentlichen Gedanken diskretisierter Scheibenelemente entlang des konstruierten Druckspannungspfades nochmals schematisch. Für jedes Scheibenelement entlang der Laufkoordinate ζ im Feld- und Stützbereich wird versucht, die Beanspruchung des Referenzspannungstensors mit Beton- und Stahlspannungen ins Gleichgewicht zu setzen. Die Zusammenhänge lassen sich am Mohrschen Spannungskreis darstellen. Der Versatz des Spannungskreises mittlerer Betonspannungen zwischen den Rissen wird durch mögliche Stahlspannungen gesteuert, die hier im Sinne einer anschaulichen Darstellung durch den jeweiligen Bewehrungsgrad einer Richtung skaliert sind.

Die Materialkennwerte des Betons und der Bewehrung bilden die notwendigen Eingangsgrößen für nachfolgende, iterative Bestimmung eines konvergenten Spannungs- und Verzerrungszustandes. Zudem ergibt sich der Bewehrungsgrad der Schubbewehrung nach Gleichung 5.31, der geschätzte mittlere Rissabstand resultiert aus Gleichung 5.7 und 5.8. Auf Basis eines Vektors initialer Verzerrungen e_0 , der das Argument der globalen Optimierung darstellt, können die Hauptverzerrungen und zugehöriger Neigungswinkel bestimmt werden.

$$e_0 = [\varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma_{xy}] \quad (5.32)$$

5 Modellbildung des Schubtragverhaltens

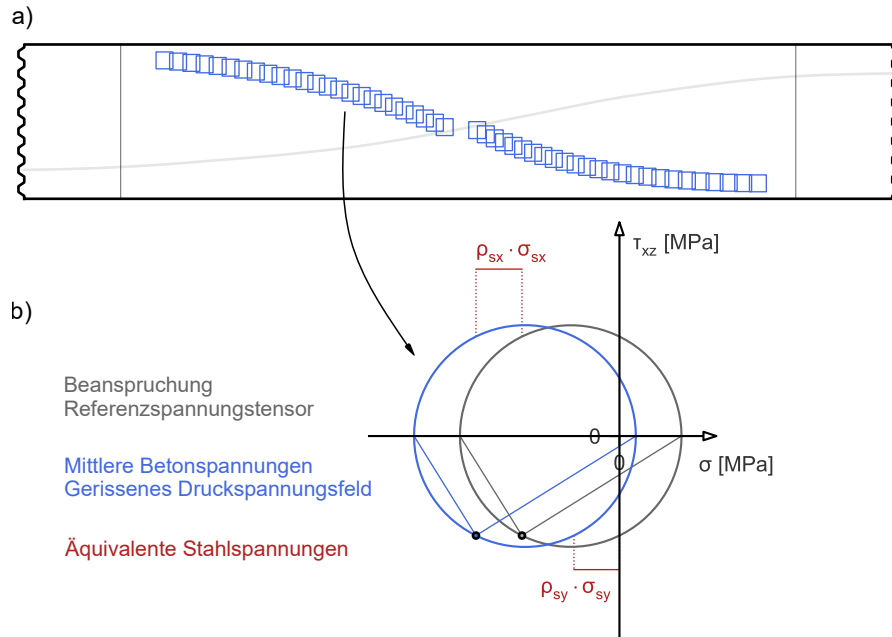


Abbildung 5.16 Darstellung evaluierten Spannungsverhältnisse entlang des Druckspannungspfades in Abhängigkeit zulässiger Beton- und Stahlspannungen

$$\tan(2\theta) = \frac{2 \cdot \gamma_{xy}}{\varepsilon_x - \varepsilon_y} \quad (5.33)$$

$$\varepsilon_1, \varepsilon_2 = \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_x - \varepsilon_y}{2}\right)^2 + \left(\frac{\gamma_{xy}}{2}\right)^2} \quad (5.34)$$

Es folgt die Bestimmung eines initialen Spannungszustands. Die Zusammenhänge sind analog zur Modified Compression Field Theory [201] aufgebaut. Es wird ein elastisch-plastischer Verlauf der Stahlspannung mit Verfestigung angenommen. Die reduzierte Steifigkeit nach einsetzender plastischer Verzerrung wird durch die Sekantensteifigkeiten nach Gleichung 5.47 bzw. 5.48 gesteuert.

$$f_{sx} = E_s \cdot \varepsilon_x \leq f_{u,x} \quad f_{sy} = E_s \cdot \varepsilon_y \leq f_{u,y} \quad (5.35)$$

Zunächst wird der Grundwert effektiver Betondruckfestigkeit anhand der Beziehung nach Sigrist [174] bestimmt. Entgegen der von Sigrist vorgeschlagenen Grenze von $\nu = 0.65$ im Bereich kleiner Hauptzugdehnungen, wird hier der Wert weniger progressiv reduziert und lediglich nicht höher als die Zylinderdruckfestigkeit angenommen.

$$f_{c,eff} = \min\left(\frac{f_c}{1.2 + 55 \cdot \varepsilon_1}, f_c\right) \quad (5.36)$$

Die Betonhauptdruckspannung wird in Abhängigkeit der Stauchung ε_2 angenommen.

$$\sigma_{c,2} = f_{c,eff} \cdot \left[2 \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_{c2}}\right) - \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_{c2}}\right)^2\right] \quad (5.37)$$

5.3 Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit auf Basis zulässiger Verzerrungen

Nach Überschreiten der angenommenen Zugfestigkeit $f_{ct,shr}$ nach Gleichung 5.5 folgt die residuale Zugspannung der Gleichung 5.38.

$$\sigma_{c,1} = \frac{f_{ct,shr}}{1 + \sqrt{\varepsilon_1/2}} \quad (5.38)$$

Analog zur Modified Compression Field Theory kann die mittlere, über Risse verschmierte, Zugspannung als Minimum der Zugspannung $\sigma_{c,1}$ und weiteren Grenzbedingungen in Abhängigkeit der Rissbreite s_{rm} formuliert werden. Die Beziehungen sind für vorliegende Betrachtungen adaptiert worden, allerdings wird bei geringen Schubbewehrungsgraden immer Gleichung 5.38 maßgebend, sodass die weiteren Kriterien an dieser Stelle nicht weiter vertieft werden. Diese Grenzbedingungen können der Literatur [201] entnommen werden.

Der Spannungszustand eines Iterationsschrittes kann auf Basis des Mohrschen Spannungskreises gebildet werden. Der Radius und der Mittelpunkt des Spannungskreises bestimmen sich wie gewohnt zu:

$$r_s = \frac{\sigma_{c,1} - \sigma_{c,2}}{2} \quad (5.39)$$

$$c_s = \frac{\sigma_{c,1} + \sigma_{c,2}}{2} \quad (5.40)$$

Die orthogonalen Spannungsanteile resultieren unter Berücksichtigung der Bewehrung zu:

$$\sigma_x = c_s - r_s \cdot \cos(2\theta) + \rho_x \cdot f_{sx} \quad (5.41)$$

$$\sigma_y = c_s + r_s \cdot \cos(2\theta) + \rho_y \cdot f_{sy} \quad (5.42)$$

$$\tau_{xy} = r_s \cdot \sin(2\theta) \quad (5.43)$$

Auf Basis einer ersten Annahme der Verzerrungen und zugehöriger Spannungen können nun Sekantensteifigkeiten für Beton und Bewehrung definiert werden.

$$E_{c1} = \begin{cases} E_c & |\sigma_{c,2}| \leq 0.0001 \\ \sigma_{c,1}/\varepsilon_1 & \text{sonst} \end{cases} \quad (5.44)$$

$$E_{c2} = \begin{cases} E_c & |\sigma_{c,2}| \leq 0.0001 \\ \sigma_{c,2}/\varepsilon_2 & \text{sonst} \end{cases} \quad (5.45)$$

$$G_c = \frac{E_{c1} \cdot E_{c2}}{E_{c1} + E_{c2}} \quad (5.46)$$

5 Modellbildung des Schubtragverhaltens

$$E_{sx} = \begin{cases} E_s & \varepsilon_x = 0.0 \\ \min\{E_s \cdot \varepsilon_x, f_{y,x}\} / \varepsilon_x & \text{sonst} \end{cases} \quad (5.47)$$

$$E_{sy} = \begin{cases} E_s & \varepsilon_y = 0.0 \\ \min\{E_s \cdot \varepsilon_y, f_{y,y}\} / \varepsilon_y & \text{sonst} \end{cases} \quad (5.48)$$

Es resultieren eine Steifigkeitsmatrix in Hauptspannungsrichtung für den Beton D_c und eine, oder wahlweise mehrere, orthogonale Steifigkeitsmatrizen für die Bewehrungslagen D_s . Die Bewehrung kann nur achsiale Kräfte übertragen.

$$D_c = \begin{bmatrix} E_{c2} & 0 & 0 \\ 0 & E_{c1} & 0 \\ 0 & 0 & G_c \end{bmatrix} \quad (5.49)$$

$$D_s = \begin{bmatrix} E_{sx} \cdot \rho_{sx} & 0 & 0 \\ 0 & E_{sy} \cdot \rho_{sy} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (5.50)$$

Auf Basis der Transformationsmatrix T kann die volle Steifigkeitsmatrix D gebildet werden, wobei $\psi = \pi - \theta$ gilt.

$$T = \begin{bmatrix} \cos^2 \psi & \sin^2 \psi & \cos \psi \sin \psi \\ \sin^2 \psi & \cos^2 \psi & -\cos \psi \sin \psi \\ -2 \cos \psi \sin \psi & 2 \cos \psi \sin \psi & (\cos^2 \psi - \sin^2 \psi) \end{bmatrix} \quad (5.51)$$

$$D = [T]^T [D_c][T] + \sum_{i=1}^n [D_{s,i}] \quad (5.52)$$

Anschließend kann ein aktualisierter Verzerrungszustand bestimmt werden, wobei \mathbf{F} dem Referenzspannungsvektor nach Abschnitt 5.3.5 entlang des definierten Druckspannungspfads entspricht.

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{xm} \\ \varepsilon_{ym} \\ \gamma_{xym} \end{bmatrix} = [D]^{-1} [F] \quad (5.53)$$

Nun können anhand der Gleichungen 5.33 bis 5.43 neue Hauptverzerrungen und ein neuer Spannungszustand \mathbf{s} unter Berücksichtigung der Kompatibilität der Verzerrungen bestimmt werden. Die Gleichungen 5.33 bis 5.53 bilden die Sequenz eines Iterationsschrittes einer Extremwertaufgabe, die über numerische Routinen einer globalen Optimierung gelöst wird. Konvergenz ist erreicht, wenn die L2 Norm aus Gleichung 5.54 ein Minimum innerhalb gesetzter Toleranzgrenzen erreicht.

$$\text{cost} = \|\mathbf{s} - \mathbf{F}\|^2 \quad (5.54)$$

5.3 Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit auf Basis zulässiger Verzerrungen

Die globale Optimierung wird mittels heuristischer Basin-Hopping Verfahren durchgeführt. Basin-Hopping ist ein globales Optimierungsverfahren, das durch zufällige Verteilung der Startwerte iteriert, eine lokale Optimierung durchführt und neue Startwerte eines Vektors orthogonaler Verzerrungen e_0 , (Gleichung 5.32) auf der Grundlage eines minimierten Funktionswerts akzeptiert oder verwirft [206]. Bei der stochastischen globalen Optimierung gibt es keine Möglichkeit festzustellen, ob das wahre globale Minimum tatsächlich gefunden wurde. Diese Sicherheit ist streng genommen nur bei konvexer Optimierung gegeben [27]. Viele hochgradig nichtlineare Problemstellungen lassen sich allerdings nicht durch die zulässigen Werkzeuge affiner Transformation zur Formulierung einer konvexen Problemstellung beschreiben. Stattdessen kann der Algorithmus zur Konsistenzprüfung von einer Reihe verschiedener zufälliger Startpunkte aus ausgeführt werden, um sicherzustellen, dass das niedrigste in jedem Beispiel gefundene lokale Minimum dem globalen Minimum entspricht.

Die Ergebnisse vorgestellter Untersuchungen können als oberer Grenzwert der Systemtragfähigkeit betrachtet werden, nachdem nicht alle System- und Belastungskonfigurationen eine kritische Stegverzerrung nach sich ziehen, sodass die Schubbewehrung im betrachteten Spannungsfeldausschnitt zwar aktiviert, ihre Duktilität allerdings nicht in kritischem Maße beansprucht wird. Stellvertretend sind hierzu die Ergebnisse der Versuchsbetrachtungen des eigenen Plattenbalkenquerschnitts T22 in Abbildung 5.17 und des Plattenbalkenquerschnitts PC2.0T168 [88] in Abbildung 5.18 gegenübergestellt.

Die beiden Spalten trennen die Auswertung entlang der Laufkoordinate ζ für Bereiche unter positivem und negativem Moment. Die Auswertungen je Zeile zeigen die Verhältnisse für 90% und 100% experimentell erreichter Schubtragfähigkeit.

Die Bügelbewehrung des Versuchs T22 kommt bei 90 % V_{\max} ins Fließen, mit Erreichen der experimentellen Traglast erreicht diese ihre Zugfestigkeit und überschreitet im Feldbereich die Grenzen zulässiger Verzerrung. Ein Reißen der Bewehrung begrenzt die Tragfähigkeit. Für den Versuch PC2.0T168 ist bei Annäherung an die experimentell erzielte Schubbruchlast ebenfalls eine zunehmende Aktivierung der Bügelbewehrung ersichtlich. Allerdings bleiben aktivierte Stahlspannungen und Verzerrungen auch auf Bruchlastniveau unkritisch. Ursächlich dafür sind neben reduzierter Querkraft im betrachteten Abschnitt (T22 mit konstantem Querkraftverlauf infolge Einzellast im Vergleich zu linearem Anstieg infolge Gleichlast bei PC2.0T168) auch der deutlich größere Längsbewehrungsgrad des Gleichlastsystems. Neben der Traglastapproximation auf Basis gerissener Scheibenelemente im Steg, die eine Aussage zum obereren Grenzwert möglicher Traglast ermöglichen und in vielen Fällen auch in ein 5 %-Konfidenzband experimenteller Traglast fallen, wird zusätzlich eine klassische Gleichgewichtsbetrachtung in einfassenden ecs-Schnitten in Kapitel 5.4 vorgenommen. Diese Betrachtung entspricht der Bestimmung eines unteren Grenzwerts möglicher Traglast.

5 Modellbildung des Schubtragverhaltens

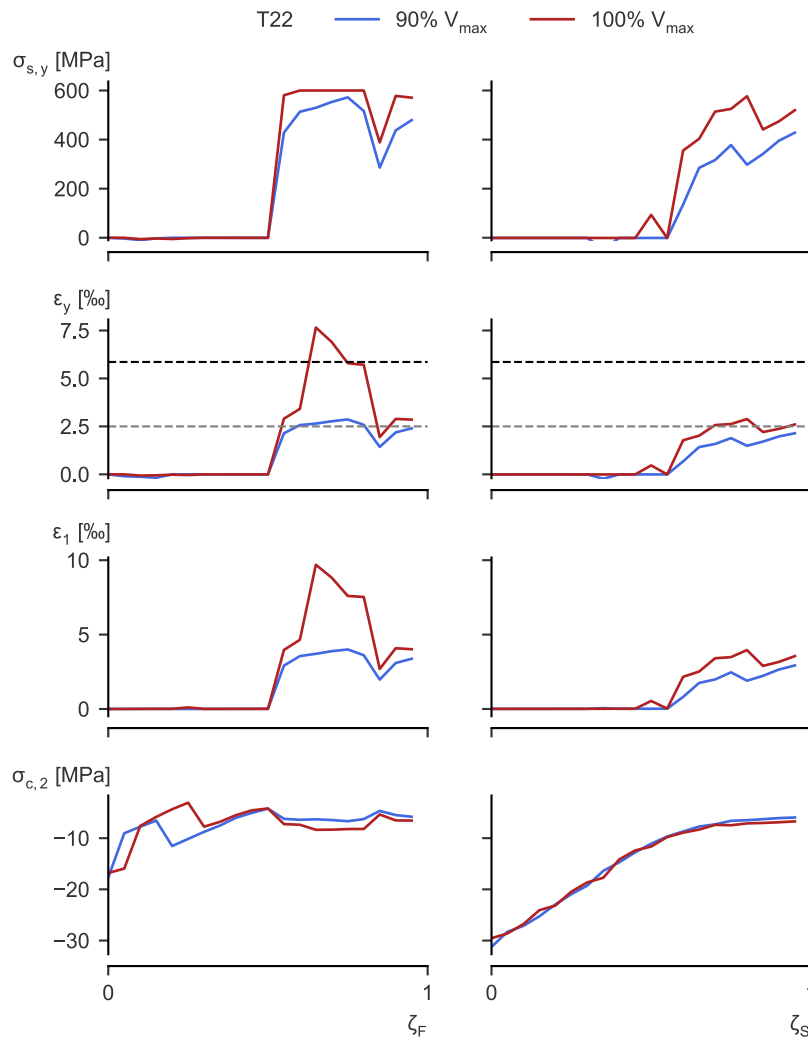


Abbildung 5.17 DCF-Traglastanalyse für den Plattenbalkenquerschnitt T22 und Indikation eines Bügelreißen im Bereich des Momentennulldurchgangs auf Seite des positiven Biegemoments

5.3 Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit auf Basis zulässiger Verzerrungen

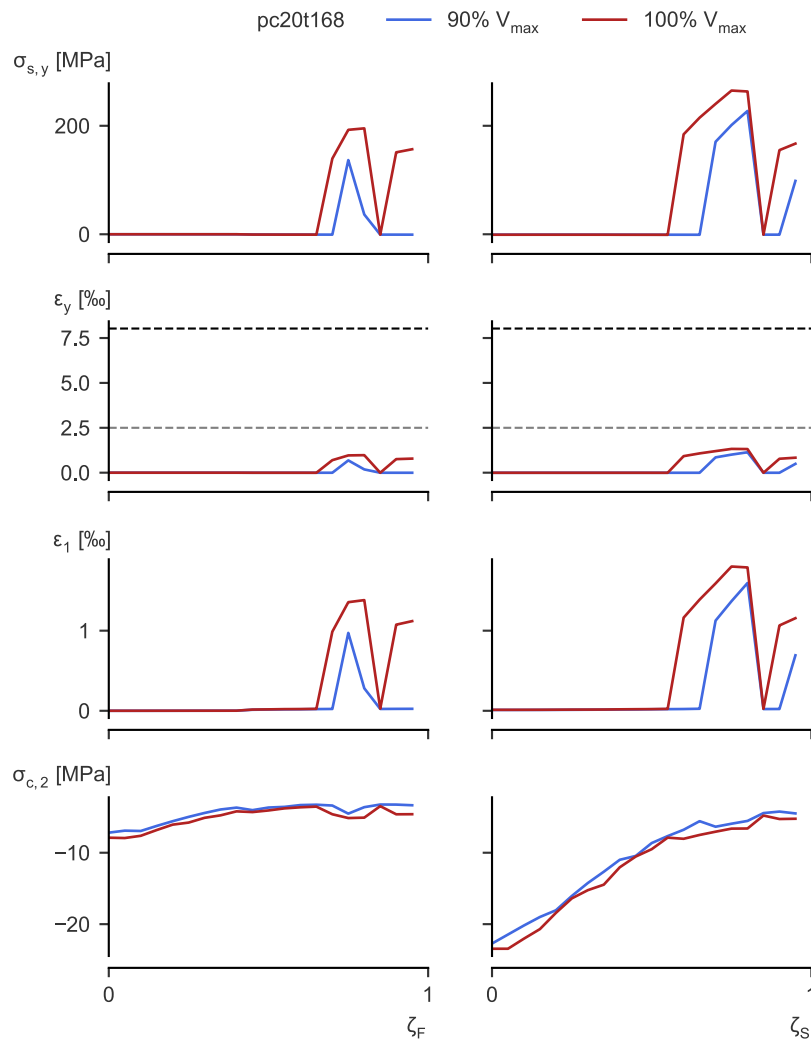


Abbildung 5.18 DCF-Traglastanalyse am Versuchsträger PC2.0T168 [88] ohne Anzeichen für ein Schubzugversagen bzw. Bügelreißen in betrachtetem Spannungsfeldausschnitt

5.4 Querkraftwiderstand in den Schnittufern des Spannungsfeldes

5.4.1 Allgemeines

Die vorgestellten Betrachtungen zur Verträglichkeit der Bügelverzerrungen im Druckspannungsfeld ergänzen die Ermittlung der Schubtragfähigkeit in klassischen Kontrollschnitten im Abstand d bzw. variabel bis ca. $2d$ (vgl. normative Regelungen [51, 49] oder FSC-Modell nach Huber [88]). Für hohe Längsbewehrungsgrade ist die Querkrafttragfähigkeit in Kontrollschnitten unter dominanter Biegung mitunter maßgebend. In den Bereichen unter hohem Biegemoment und gleichzeitiger Querkraft kann unter vorauseilender Biegegrissbildung von einem klassischen Biegeschubrissverhalten ausgegangen werden. Mitunter kommt es auch zu kombiniertem Schubdruckversagen bei Vordringen des kritischen Schubrisses in die Biegedruckzone und Ausfall des Betontrageanteils aus Schubspannungen.

Das Gleichgewicht und die Tragfähigkeit kann vor diesem Hintergrund durch verschiedene Ansätze der Literatur [40, 88, 72] beschrieben werden. Nach initialer Biegegrissbildung werden abdrehende Schubrisse und kritische Rissbreiten neben dem Schubbewehrungsgrad auch durch den Längsbewehrungsgrad gesteuert. In den eigenen Versuchen zeigte sich selbst bei sehr geringem Längsbewehrungsgrad ein stabiles Risswachstum in den Bereichen ausgeprägter Biege- und Biegeschubrissbildung und bis auf Bruchlastniveau eine Verteilung der Rissbreiten, die mit der Duktilität der Querkraftbewehrung im Wesentlichen verträglich ist. Abseits von Einzelfällen tritt kein vorzeitiges Bügelreißen auf und ein vakantes Versagen kann hier durch die Einschnürung der Biegedruckzone charakterisiert werden. Im Folgenden soll die Querkrafttragfähigkeit in den Randschnitten des zuvor definierten Schubspannungsfelds, vgl. Abbildung 5.9, bestimmt werden. In Analogie zur Nachweisführung an einem Brückenträger im Bestand wird der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit nicht nur in einem auflagnahen Schnitt geführt, sondern bei einer ausreichenden Diskretisierung der Nachweisschnitte entlang der gesamten Brückenachse. Dieses Vorgehen ist eine unverhandelbare Notwendigkeit, nicht zuletzt infolge veränderlicher Querschnittskonturen und Vouten bzw. einer gestaffelten Bewehrungsverteilung. Der Fall eines einzelnen kritischen, auflagnahen Nachweisschnittes erscheint damit unrealistisch.

Dies gilt umso mehr vor dem Hintergrund der Weiterentwicklung der Nachweisformate zur Nachrechnung von Massivbrücken im Bestand. Für eine vereinfachte Betrachtung gleichmäßiger Verteilung der Schubbewehrung ohne Staffelung entlang der Balkenachse resultiert unter Ansatz eines Fachwerkmodells, das den Schubwiderstand mithilfe einer Druckstrebenneigung und vorhandener Bügelbewehrung definiert, eine konstante Tragfähigkeit entlang des Systems. Dies gilt ebenso, wenn ein additiver Betontrageanteil auf empirischer Basis ohne Berücksichtigung des vorliegenden Spannungszustandes angenommen wird [83, 82]. Verfeinerte Betrachtungen, die eine mechanisch fundierte Betrachtung der Widerstandsseite anstreben, formulieren den Betontrageanteil als Anteil des Schubwiderstands explizit als Integral der Schubspannungen in der Biegedruckzone [86, 72, 172]. Der Querkraftwiderstand des Betons ist damit vom Längsspannungszustand in der Druckzone abhängig. Die Definition eines kritischen Bemessungsschnittes im Bereich einer Innenstütze kann nun unter Umständen dazu führen, dass der Querkraftnachweis erfüllt werden kann, weil infolge zugehöriger Momentenbeanspruchung entsprechend hohe Längsdruckspannungen in der Biegedruckzone einen signifikanten Traganteil mobilisieren können. Im Übergangsbereich der Zonen klassischer Schubzug- und Biegeschubrissbildung kann es zum Grenzfall eines unzureichenden Schubwiderstands kommen, nachdem der Traganteil der Betondruckzone ausgehend vom Momentennulldurchgang noch vergleichsweise gering ausfällt. Dennoch liegen vergleichsweise hohe Querkräfte in diesen Schnitten an. Besagte Schnittbetrachtung

wird im Folgenden vorgenommen. Hierzu wird der Querkraftwiderstand in ecs-Schnitten als additiver Term der wesentlichen Traganteile für betrachtete Spannbetonquerschnitte formuliert. In Rückgriff auf die Untersuchungen in Kapitel 4 wird der Nachweis der Tragfähigkeit durch Überlegungen zur Druckstreben­tragfähigkeit komplementiert. Die erläuterten Elemente sind in Abbildung 5.19 nochmals kondensiert zusammengefasst.

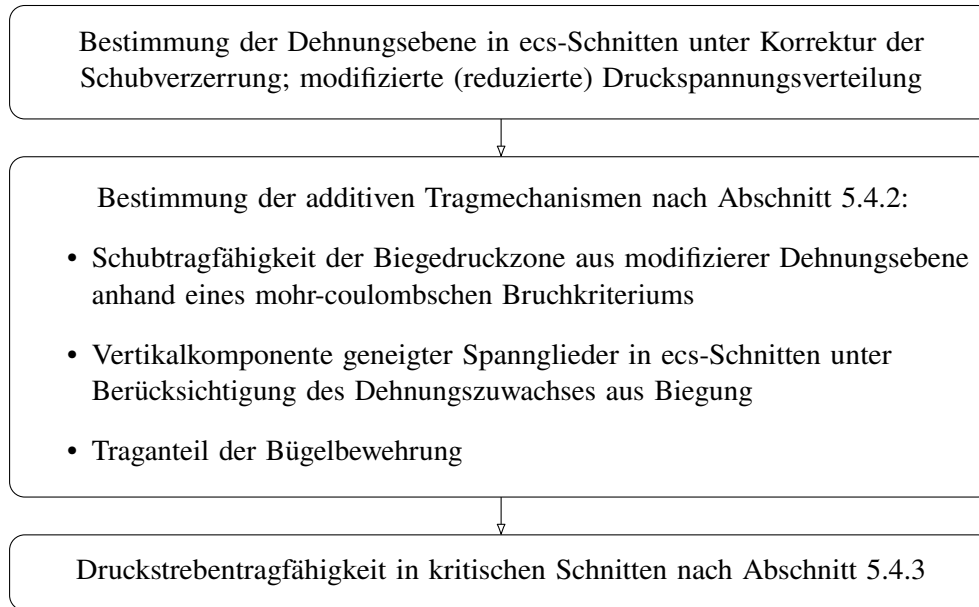


Abbildung 5.19 Bestimmung der Komponenten des Querkraftwiderstands in den Schnittufern des Spannungsfeldes

5.4.2 Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit auf Basis additiver Traganteile

Der Querkraftwiderstand $V_{r,ecs}$ ergibt sich in den ecs-Schnitten als Summe folgender Komponenten:

$$V_{r,ecs} = V_{cc} + V_p + V_{sw} \quad (5.55)$$

mit

V_{cc}	Betontaganteil aus maximalen Schubspannungen in der Biegedruckzone nach mohr-coulombschen Bruchkriterien
V_p	Vertikalkomponente geneigter Spannglieder inkl. Dehnungszuwachs im betrachteten Schnitt
V_{sw}	Traganteil der Schubbewehrung

Betondruckzone

Die Querkrafttragfähigkeit in betrachteten ecs-Schnitten wird, ausgehend von bereits angestellter Bestimmung und Korrektur der Dehnungsebene, vgl. Abschnitt 5.3.3, formuliert. Der Betontaganteil V_{cc} bestimmt sich auf Basis maximal zulässiger Schubspannungen in der rechteckig angenommenen Druckzone in Abhängigkeit der mittleren Betondruckspannung. Hierzu wird die Betondruckspannung im Schwerpunkt der Druckzone herangezogen. Dies entspricht nicht der Lage der resultierenden Druckkraft aus einer Integration der

5 Modellbildung des Schubtragverhaltens

Druckspannungen, sondern dem geometrischen Zentrum, vgl. Abbildung 5.20. Auf Basis dieser Spannung wird zusammen mit versuchsspezifischer Betondruck- und Zugfestigkeit die maximale Schubspannung $\tau_{xz,m}$ des parabelförmig angenommenen Verlaufs bestimmt. Dabei kommt das mohr-coulombsche Bruchkriterium nach Abschnitt 2.3.1 zur Anwendung, das zwischen Schubzug- und Schubdruckversagen differenziert. Die Beziehungen werden an dieser Stelle nicht nochmals wiederholt. Die Querkrafttragfähigkeit in der Betondruckzone mit Höhe h_{cc} und zugehöriger Querschnittsbreite b_{cc} bestimmt sich damit zu:

$$V_{cc} = \frac{2}{3} \cdot \tau_{xz,m} \cdot b_{cc} \cdot h_{cc} \quad (5.56)$$

Vertikalkomponente geneigter Spannglieder

Geneigte Spannglieder nehmen in Abhängigkeit ihrer Neigung einen Anteil der einwirkenden Querkraft auf und entlasten somit den Betonquerschnitt, vgl. Abschnitt 2.7. In gerissenen Querschnitten erfahren die Spannglieder infolge Biegung mit Normalkraft einen Dehnungszuwachs, der nach Iteration der Dehnungsebene bekannt ist und berücksichtigt wird. Ein zusätzliches Delta infolge der Betrachtungen zur Korrektur der Schubverzerrungen bzw. des Versatzmaßes auf Querschnittsebene wird hier vernachlässigt. Der Traganteil der Vorspannung ergibt sich damit in Abhängigkeit der Anzahl der Spannstränge k und ihrer zugehörigen Neigung zu:

$$V_p = \sum_{i=1}^k (P_{m0,i} + \Delta P_i) \cdot \sin \alpha_{p,i} \quad (5.57)$$

Schubbewehrung

Die Bügelbewehrung, die durch kreuzende Schubrisse aktiviert wird, stellt einen weiteren Traganteil bereit. Dieser kann unabhängig von der Dehnungsebene in ecs-Schnitten entwickelt werden, nachdem sich die Komponente entlang eines schrägen Schnitts entlang der Balkenachse unter angenommenem Risswinkel $\beta_r = \theta$ anschaulich auftragen lässt. Der Druckstrebenneigungswinkel wird ohne Modifikationen zur impliziten Berücksichtigung einer Rissreibung, vgl. Abschnitt 2.2.3, in Anlehnung an Huber [86] angenommen zu:

$$\theta = \arctan\left(\frac{d}{2d}\right) = 26.6^\circ \quad (5.58)$$

Zur Bestimmung der horizontalen Projektion wird der gewichtete Hebelarm z_m herangezogen. Damit wird einem schwachen Längsbewehrungsgrad bzw. starker Verzerrung zu Gunsten eines Dehnungszuwachses in den Spanngliedern Rechnung getragen. Der Hebelarm z_m reduziert sich damit entsprechend der Ausnutzung des schlaffen Zuggurts im Vergleich zu einer konventionellen Annahme unter Bezug auf z_s . Dieser Hebelarm würde infolge sich einschnürender Druckzonenhöhe bei zunehmender Verzerrung des Betonstahls sogar entgegengesetzt zur Entwicklung von z_m leicht anwachsen.

$$V_{sw} = a_{sw} \cdot z_m \cdot f_{yw} \cdot \cot \theta \quad (5.59)$$

Abbildung 5.21 fasst die bestimmten Querkrafttragfähigkeiten nach Gleichung 5.55 in Form eines Ausnutzungsgrades $\mu = V_{exp,ecs}/V_{r,ecs}$ für eine Auswahl repräsentativer Versuche ($n=38$), die der Literatur entnommen wurden, zusammen. Die Übersicht betrachteter Versuche, die sowohl im Zuge der DCF-Traglastanalyse als auch der hier beschriebenen

5.4 Querkraftwiderstand in den Schnittpunkten des Spannungsfeldes

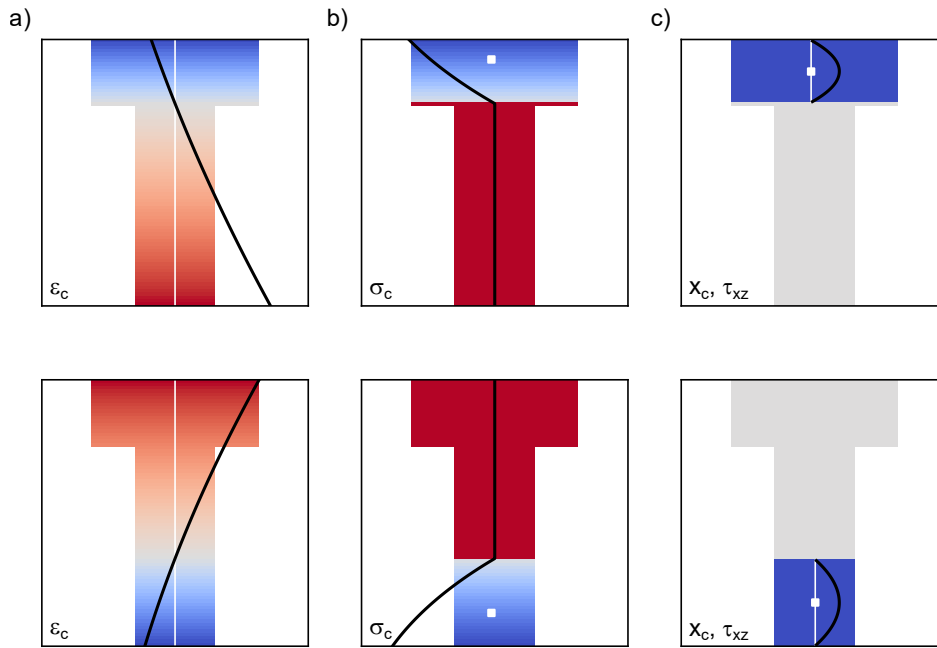


Abbildung 5.20 Ermittlung des Betontraganteils vorgespannter Querschnitte, schematische Darstellungen für Feldquerschnitt (oben) und Stützquerschnitt(unten): a) Dehnungsebene unter Biegung mit Normalkraft, inkl. Modifikation infolge Schubverzerrung/ Versatzmaßkräfte; b) Betondruckspannungen im Querschnitt, Marker in Lage der resultierenden Druckkraft des Spannungsintegrals; c) Druckzonenhöhe x_c und angenommene Schubspannungsverteilung in der Druckzone, Marker in der Lage der mittleren Betondruckspannung, die auf Basis einer mohr-coulombschen Bruchhypothese den Stich maximaler Schubspannung τ_{xz} ermittelt.

Tragfähigkeitsbewehrung in ecs-Schnitten herangezogen wird, kann im Anhang A.7.1 nachvollzogen werden. Die DCF-Traglastbestimmung zeigt bei einem Mittelwert von $\mu = 1.010$ eine sehr gute Prognosequalität. In folgendem Abschnitt 5.5 findet sich ein Vergleich ausgewählter Modellvorstellungen. Die dunklen Marker in Abbildung 5.21 indizieren Versuche, deren Tragfähigkeit auf Basis des Querkraftwiderstands $V_{r,ecs}$ überschätzt, durch die simultan durchgeführte Bestimmung der Spannungen und Verzerrungen im Schubspannungsfeld nach Abschnitt 5.3 allerdings nach unten korrigiert werden. Die Betrachtungen an gerissenen Scheibenelementen bei Beanspruchung durch lokale Referenzspannungszustände bieten damit eine sinnvolle zusätzliche Ebene zur Einschätzung des Tragverhaltens und Indikation möglicher, zusätzlich kritischer Versagensmechanismen abseits der Zone charakteristischer Biege- und Biegeschubrissbildung. Insgesamt zeigt die Auswertung über gewählte Parameter ein homogenes Bild untersuchter Parametervariationen.

5 Modellbildung des Schubtragverhaltens

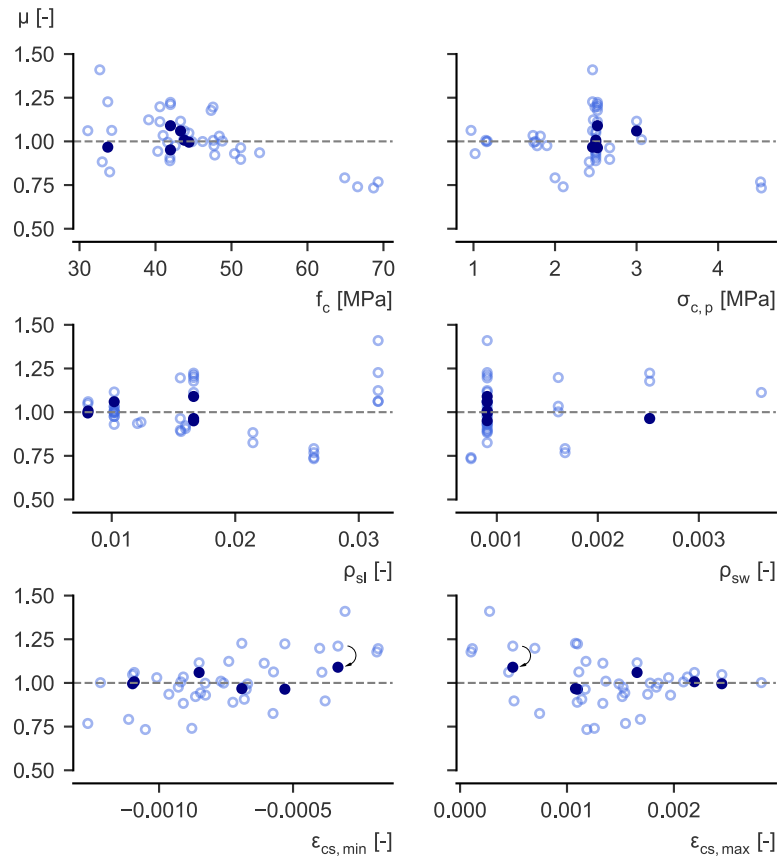


Abbildung 5.21 Modelltragfähigkeit in den Schnittrufern des betrachteten Spannungsfeldes nach Gleichung 5.55 und Limitierung durch einen oberen Grenzwert erwartbarer Tragfähigkeit auf Basis der Betrachtungen an gerissenen Scheibenelementen nach Abschnitt 5.3 (dunkle Marker)

5.4.3 Zum Nachweis der Druckstreben­tragfähigkeit

Der Druckstreben­nachweis kann nach gängiger Konvention anhand der Gleichung 2.8 geführt werden. Dieser Nachweis wird an dieser Stelle nicht vertieft, weil die Druckstreben­tragfähigkeit für betrachtetes Versuchsspektrum nur unter Annahme unrealistisch flacher Neigungswinkel maßgebend wird. Ergänzend wird an dieser Stelle aber nochmals der Reduktionsfaktor ν zur Berücksichtigung der Druckfestigung des gerissenen Betons unter aufgezwungenen Querdehnungen aufgegriffen. Im Sinne einer vereinfachenden Betrachtung, die sich auf die Erkenntnisse der vertieften Untersuchungen in Kapitel 4 stützt, kann das Vorgehen entsprechend SIA 262 [173] empfohlen werden. Der Reduktionsfaktor ν wird in Abhängigkeit des Verzerrungszustandes in der schlaffen Gurtbewehrung gewählt.

$$\nu = \begin{cases} 0.4 & \varepsilon_{sl} \geq \varepsilon_{sy} \\ 0.6 & \varepsilon_{sl} \leq \varepsilon_{sy} \end{cases} \quad (5.60)$$

Dieser Ansatz erscheint vor dem Hintergrund der Entwicklung der Hauptverzerrungen im Schubfeld der eigenen experimentellen Untersuchungen gerechtfertigt und entkoppelt den Reduktionsfaktor ν von einer nichtlinearen Analyse des Verformungszustandes der Stegebene im Sinne einer ingenieurmäßigen Vereinfachung. Die Verzerrung ε_{sl} ist als Ergebnis der bestimmten Dehnungsebene im Zuge der Biegebemessung bekannt. Dieser Ansatz in Abhängigkeit der Gurtverformung ermöglicht zudem implizit eine differenzierte Nachweisführung für die Bereiche bei End- und Mittelauflagern.

5.5 Modellvergleich

Abschließend werden die im Zuge dieser Arbeit formulierten Modellvorstellungen ausgewählten bestehenden Ansätzen gegenübergestellt. Eine Übersicht im Sinne einer Auswertung analog zu Abbildung 5.21 findet sich für alle untersuchten Nachweisformate in Anhang A.7. Tabelle 5.1 fasst wesentliche statistische Kennwerte der betrachteten Nachweisformate zusammen. Das FSC-Modell nach Huber [86, 88, 89] erscheint bei allgemeiner Nachweisführung (Level 2) als gleichwertiger Ansatz zu eigenen Überlegungen. Hier werden diverse Annahmen getroffen, die die Berechnungsschritte im Vergleich zur eigenen Vorgehensweise teilweise deutlich vereinfachen. Die Schubspannungen in der Druckzone liegen in der gleichen Größenordnung. Abweichungen resultieren neben der Annahme eines veränderten Bruchkriteriums auch aus einer leicht erhöhten Längsdruckspannung, die nicht auf eine iterative Bestimmung der Dehnungsebene bei anschließender Korrektur der Schubverzerrungen zurückgeht. Auch wird der Einfluss einer Druckbewehrung, die im Zuge einer vorgeschalteten Analyse der Dehnungsebene implizit berücksichtigt wird, vernachlässigt. Die vereinfachte Lösung des FSC-Ansatzes nimmt zusätzliche Vereinfachungen zu Gunsten eines reduzierten Berechnungsaufwands in Kauf, erreicht dabei aber dennoch eine bessere Prognosequalität als die Nachweisformate der Nachrechnungsrichtlinie [24, 25]. Die Weiterentwicklung der Nachrechnungsrichtlinie [25] zeigt im Vergleich zum Ansatz der 1. Ergänzung [24] bereits eine deutlich bessere Approximation der Bruchlasten. Allerdings enthält der gewählte Ansatz einen additiven Betontraganteil, der auf Basis des bestehenden Nachweisformats zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung modifiziert wurde und somit nur im Rahmen der empirischen Datenbasis valide erscheinen mag.

Tabelle 5.1 Statistische Kennwerte zum angestellten Modellvergleich

	DCF - Analysis	FSCM Level 1	FSCM Level 2	NRR 2015	NRR 2020
σ	0.146	0.203	0.183	0.531	0.337
μ	1.010	1.261	1.027	2.065	1.303
c_v	0.144	0.161	0.178	0.257	0.259

6 Zusammenfassung

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, einen Beitrag für ein vertieftes Verständnis des Tragverhaltens von Spannbetonträgern mit geringem Schubbewehrungsgrad zu schaffen. Im Fokus der eigenen Untersuchungen steht die Beurteilung des Verzerrungszustandes der Werkstoffe und der daraus resultierende Einfluss auf die Schubtragfähigkeit von Spannbetonquerschnitten über eine starr-plastische Gleichgewichtsbetrachtung hinaus. Hierzu wurden insgesamt zehn Versuche an vorgespannten Balkenelementen mit girlandenförmiger Vorspannung an Rechteck- und Plattenbalkenquerschnitten durchgeführt. Neben einem konventionell belasteten Referenzversuch werden die restlichen Balkenelemente mit Hilfe der Substrukturtechnik geprüft. Dieser Ansatz erlaubt die Untersuchung eines Ausschnitts einer Spannweite zwischen punktueller Lasteinleitung im Feld und dem Schnitthufer im Stützbereich. In den gewählten Schnitthufen sind die freigeschnittenen Kräfte eines globalen Durchlaufträgers wirksam sind. Der wesentliche Variationsparameter besteht in einem veränderlichen Längsbewehrungsgrad, der implizit die Systemverformung, die Verzerrung der gemischt bewehrten Zuggurte und die gerissene Betondruckfestigkeit im Steg beeinflusst. Die Versuchsergebnisse werden in Kapitel 3 differenziert aufbereitet. Die wesentlichen Erkenntnisse der experimentellen Untersuchungen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Ein reduzierter Längsbewehrungsgrad beeinflusst die Schubtragfähigkeit untersuchter Balkenelemente nicht nachteilig.
- Trotz starker, teilweise plastischer Verzerrung der schlaffen Bewehrung im Zuggurt kann das innere Gleichgewicht der horizontalen Kräfte durch die initial moderat vorgespannten Spannglieder gestützt aufrechterhalten werden, sodass eine ausreichende Biegetragfähigkeit zu Gunsten eines vorrangigen Schubversagens sichergestellt werden kann.
- Das Risswachstum und die Entwicklung der Rissbreiten ist bei derart schwachem Bügelbewehrungsgrad zusammen mit der Duktilität der Bewehrung entscheidend für einen stabilen Fachwerktraganteil, auch wenn dieser vergleichsweise gering ausfällt. So steuert die Verzerrung des Zuggurtes die Entwicklung der Rissbreiten abdrehender Biegeschubrisse und entscheidet damit auf Basis der Kompatibilität der Verzerrungen im Riss über die Stahlspannung bzw. ein frühzeitiges Reißen des Bügelschenkels. Dieses Phänomen konnte im Zuge der experimentellen Untersuchungen mehrfach beobachtet werden.
- Eine Übertragung von Schubspannungen über Risse hinweg kann auf Basis der eigenen Auswertungen zur Risskinematik mittels digitaler Bildkorrelation ausgeschlossen werden. Die starke Rissöffnung im Schubfeld lässt keine anderen Schlüsse zu.
- Die Tragfähigkeit eines vorgespannten Balkenelements wird maßgeblich durch den Traganteil der Betondruckzone bzw. eines Druckspannungsfeldes geprägt. Das Versagen der Betondruckzone wird durch vordringende, einschnürende Rissbildung induziert und kann durch ein biaxiales Versagenkriterium beschrieben werden. Das Druckspannungsfeld wird durch Schubzugrisse und verbundbedingte Querdehnungen

entfestigt. Die Festigkeit des Druckspannungsfeldes wird für betrachtete schwache Schubbewehrungsgrade nicht maßgebend, dennoch spielt die reduzierte effektive Betondruckfestigkeit eine Rolle im Sinne der Verträglichkeit der Spannungen und Verzerrungen für die Schubbewehrung, deren Reißen insbesondere für schwache Schubbewehrungsgrade maßgebend werden kann.

- Das Trag- und Verformungsverhalten ist in allen Versuchen durch eine ausgeprägte Biege- und Biegeschubrissbildung gekennzeichnet. Nach Erreichen einer ersten Schubrisslast sind erst ca. 50 % der finalen Traglast erreicht. Dieser Umstand bildet eine wertvolle Information zur Einordnung detektierter Schubrisse im Zuge einer Bauwerksprüfung.
- Sobald im Schubfeld flach geneigte Schubzugrisse einsetzen, nähert sich das System der Traglast, da die Bügel bei derart schwachem Bewehrungsgrad und geringem Durchmesser keinen rissvernähernden Charakter bereitstellen können, sondern nach initialer Aktivierung direkt Stahlspannungen jenseits der Dehngrenze erreicht werden. In der Folge kommt es bei weiterer Rissöffnung und der hohen Verbundsteifigkeit der geringen Bügeldurchmesser zu einem Reißen der Bewehrung, das die finale Risskinematik triggert, nachdem die freigesetzte Energie nicht aufgenommen werden kann. Derartige Beobachtungen im Zuge einer Bauwerksuntersuchung sind in Abhängigkeit des vorliegenden Schubbewehrungsgrades als kritisch einzustufen.
- Die Tastversuche an Rechteck- und Plattenbalkenquerschnitt bei glatter Längsbewehrung in den Gurten zeigen, dass gerippter Betonstahl für die Ausbildung einer Fachwerktragwirkung notwendig ist. Die Druckstreben können sich kaum auf der Gurtbewehrung abstützen, sodass in der Folge nur einzelne diskrete Risse und keine „verschmiert“ gerissenen Biege-Schubriss-Fächer entstehen können. Die ausgeführte konstruktive Durchbildung ohne Verankerung mit Endhaken wirkt sich besonders ungünstig auf mobilisierbare Verzerrungen der Gurtbewehrung aus und darf als absoluter Grenzfall baupraktischer Querschnitte betrachtet werden. Die FOS-Ergebnisse zeigen, dass hier nach Überschreiten der Haftreibung die Stäbe final bis in die Betondruckzone hin unter Zug stehen und sukzessive ausgezogen werden bzw. die statisch erforderliche Biegezugkraft im Wesentlichen durch die Spannglieder aufgenommen wird. Infolge des reduzierten Verbundes werden weniger Biege- bzw. abdrehende Biegeschubrissrisse induziert, was sich günstig auf die Schubtragfähigkeit auswirkt.

Die Rolle des schwachen Schubbewehrungsgrades bildet, neben den Einflüssen aus einem veränderlichen Längsbewehrungsgrad, ein zentrales Element der experimentellen Untersuchungen, was auch im Zuge weiterführender analytischer und numerischer Betrachtungen in Kapitel 4 die kritische Parameterkombination darstellt. So kann die Bedeutung der schwachen Schubbewehrung zonenabhängig interpretiert werden:

In Bereichen, deren Rissbildung nicht durch das Biegerisswachstum charakterisiert wird, kommt der Schubbewehrung eine andere Bedeutung zu. Der Steg im Bereich des Momentennulldurchgangs darf zunächst als ungerissen angenommen werden. Unter zunehmender Belastung kommt es nach Überschreiten kritischer Hauptzugspannungen zu Schubzugrisen im Steg, was eine Aktivierung der Bügelbewehrung bedeutet. Dem schwachen Schubbewehrungsgrad geschuldet, ist eine rissvernähernde Wirkung nicht gegeben. In Abhängigkeit des vorherrschenden Verzerrungszustandes in angrenzenden Zonen dominanter Biege- und Biegeschubrissbildung pflanzen sich die einschließenden Schubzugrisse progressiv in jeweils antimetrisch benachbarte Biegedruckzonen fort und begrenzen dort bei Erreichen der biaxialen Festigkeit die Tragfähigkeit des Systems. Der Traganteil der schwachen

Schubbewehrung bleibt in diesem Bereich so lange stabil, wie keine kritische Rissbreite ein Bügelreißen erzwingt. Dabei steht die Verzerrung der Schubbewehrung bzw. die gebundene Zugkraft in Wechselwirkung mit dem gerissenen Betondruckspannungsfeld, das infolge der verbindinduzierten Stahlspannungen geschwächt wird und weitere Schubzugrisse die Folge sind.

In Bereichen, deren gezogene Randfaser die elastische Zugfestigkeit überschreitet, kommt es zu ausgeprägter Biege- und Biegeschubrissbildung. Der Traganteil der Schubbewehrung ist bei entsprechend betrachteten Schubbewehrungsgraden vergleichsweise gering, aber stabil, solange das Risswachstum durch die Verzerrung der Längsbewehrung kontrolliert wird. Ein reduzierter Längsbewehrungsgrad hat sich im Rahmen der experimentellen und numerischen Betrachtungen als ausreichend erwiesen, um ein Schubversagen des Systems herbeizuführen. Die plastische Verzerrung der schlaffen Bewehrung im Zuggurt führt vorrangig zu einer stärker eingeschnürten und beanspruchten Biegedruckzone, nachdem der Hebelarm der inneren Kräfte zu Gunsten einer Spannkraftzunahme im Spannglied sich nur leicht reduziert. Die Schubtragfähigkeit wird durch zulässige Schubspannungen in der Biegedruckzone beschränkt.

Diese zweigeteilte Betrachtungsweise spiegelt sich auch im modularen Vorgehen entwickelter Modellvorstellungen in Kapitel 5 wieder. Die vorgeschlagenenen Konzepte ergänzen sich gegenseitig im Bestreben, ein vollständiges Bild zur Schubtragfähigkeit vorgespannter Balken und deren traglastlimitierender Faktoren zu zeichnen.

- In Abhängigkeit kritischer Randzugspannungen wird ein Spannungsfeldausschnitt in Ausdehnung um den Momentennulldurchgang konstruiert. Entlang eines diskretisierten Druckspannungspfades werden Spannungen und Verzerrungen in der bewehrten Stegebene für Beton und Bewehrungsstahl ermittelt, sodass im Anschluss die Anforderungen an die Duktilität der Schubbewehrung unter Berücksichtigung der Betonzugversteifung überprüft und ein mögliches Bügelreißen beschrieben werden kann. Dieser Ansatz entspricht der Überprüfung eines oberen Grenzwerts der Tragfähigkeit.
- Zusätzlich wird die Querkrafttragfähigkeit einfassender Querschnitte auf Basis verschiedener Tragmechanismen beschrieben. Neben der Schubbewehrung und einem Vertikalanteil der Vorspannung in jeweils betrachteten Schnitten nimmt vor allem der Schubwiderstand der Betondruckzone eine essentielle Rolle ein. Zur Beschreibung maximaler Schubspannungen wird ein mohr-coulombsches Bruchkriterium in Abhängigkeit vorhandener mittlerer Längsdruckspannungen bzw. des Ausnutzungsgrades in Bezug auf die Betondruckfestigkeit angewandt.

Für beide entwickelten Ansätze wird zudem eine Korrektur der relevanten Dehnungsebenen vollzogen, um den Einfluss der Schubverzerrung bzw. die Versatzmaßkräfte in den Gurten auf Querschnittsebene zu berücksichtigen. Dabei wird ein entsprechender Dehnungszuwachs im Zuggurt und eine Entlastung der Druckzone abgebildet, wobei die Kontrollpunkte der Differenzverzerrung durch eine Minimierung der Abweichung resultierender Kraftkomponenten in den Gurten bestimmt werden.

Die Auswertungen zur Kompatibilität der Verzerrungen im gerissenen Schubfeld und parallelen Schnittbetrachtungen kritischer Querschnitte werden anhand einer Auswahl von etwa 40 repräsentativen Schubversuchen an Spannbetonbalken der Literatur validiert und bestätigt. Es zeigt sich eine sehr gute Approximation der Traglast, die in Kapitel 5.5 weiteren Nachweisformaten gegenübergestellt wird.

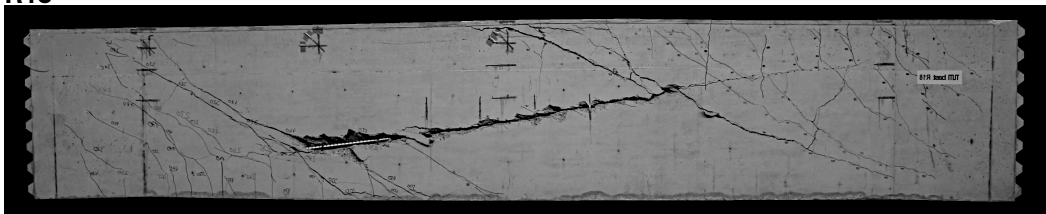
A Appendix

A.1 Substrukturversuche - Rissbilder

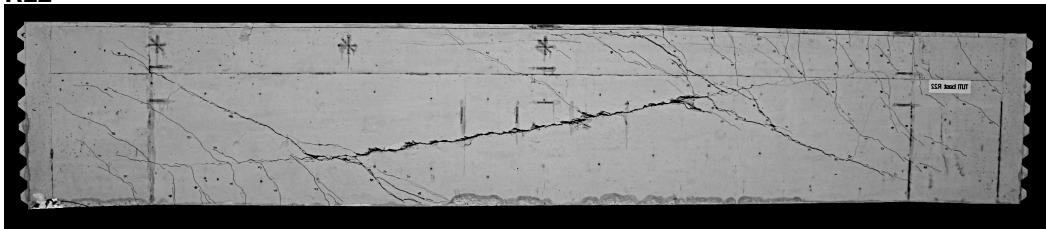
Nachfolgende Abbildungen zeigen das Rissbild der Versuchskörper nach jeweils erfolgtem Traglastversuch und anschließendem Ausbau aus dem Versuchsstand. In diesem Kontext ist insbesondere auf die Rissbildung entlang der Spannliedachse hinzuweisen. Diese Abplatzungen sind im Wesentlichen einem postkritischen Nachbruchbereich zuzuordnen, wobei auch bereits unter Laststeigerung eine leichte Rissbildung entlang des Verbundumfangs der Spannlieder bei einzelnen Versuchen ersichtlich war.

Weitere Risse, die mit Blick auf den aufgebrachten Belastungszustand untypisch erscheinen, resultieren aus den Beanspruchungen, die im Zuge des Ausbaus des Balkenelements aus dem Versuchsstand aufgetreten sind.

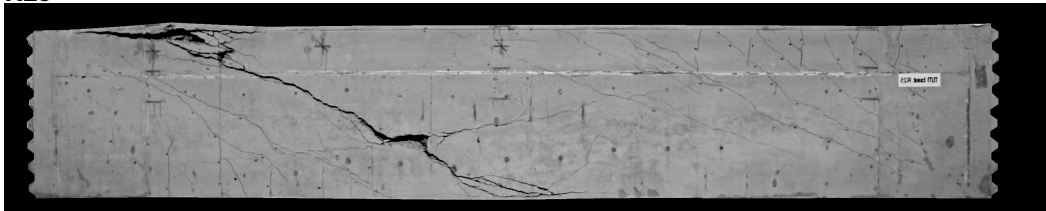
R18



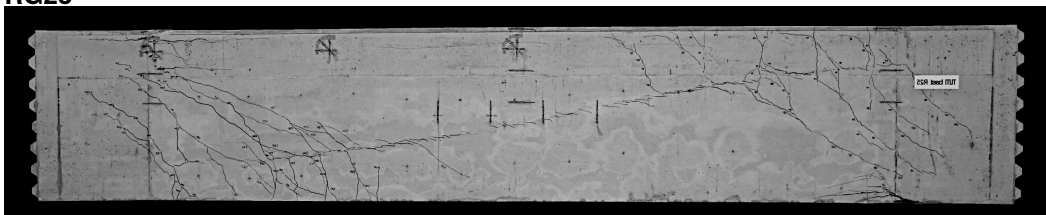
R22



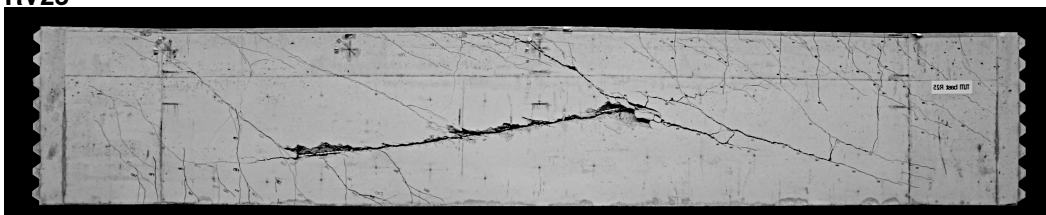
R25



RG25



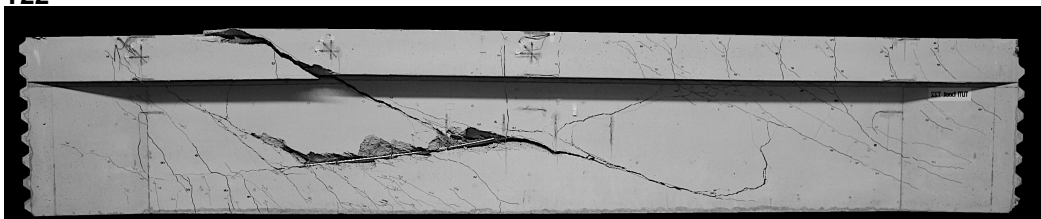
RV25



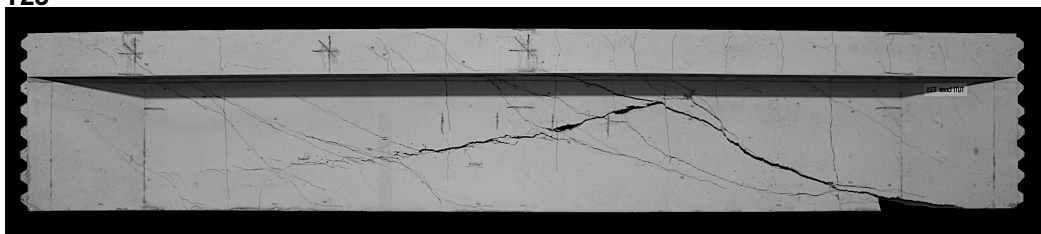
T18



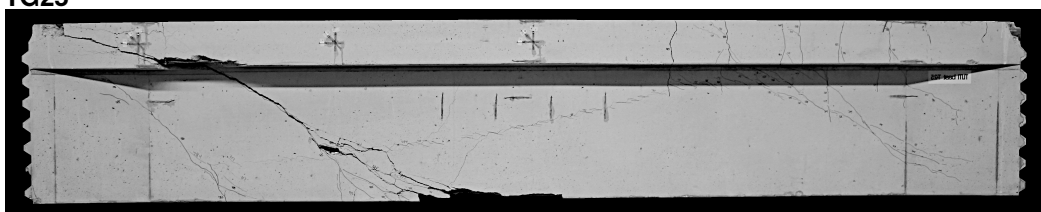
T22



T25



TG25



A.2 Rissentwicklung im Schubfeld

Die schematische Darstellung der Rissentwicklung im Schubfeld erfolgt auf Basis digitaler Bildkorrelation. Nachfolgend gelistete Auswertungen (Abbildungen A.1 bis A.10) basieren auf der Hauptverzerrung ε_1 , die aus den orthogonalen Komponenten ε_x , ε_y und γ_{xy} (virtuelle Verzerrungen eines Subset-Grids der digitalen Bildkorrelation) bestimmt wurde. Ziel der Darstellung ist die charakteristische, dominante Rissbildung in betrachteten Laststufen. Die Pixelintensität der Daten wird durch einen Medianfilter gefiltert und auf dessen Basis automatisiert ein binärer Threshold-Wert bestimmt, der zur dargestellten Schwarz-Weiß-Kontur vorliegender Rissbildung führt. Damit wird je Laststufe nicht die vollständig vorhandene Rissbildung ausgewiesen, sondern nur die Rissformationen, deren Rissweite einen Quantilwert relativ zur jeweils aktuell vorliegenden gesamten Rissbildung überschreiten. Die Auswertungen zeigen die Laststufen bei 50, 60, 70, 80, 90 und 100 % der Bruchquerkraft.

A.2 Rissentwicklung im Schubfeld

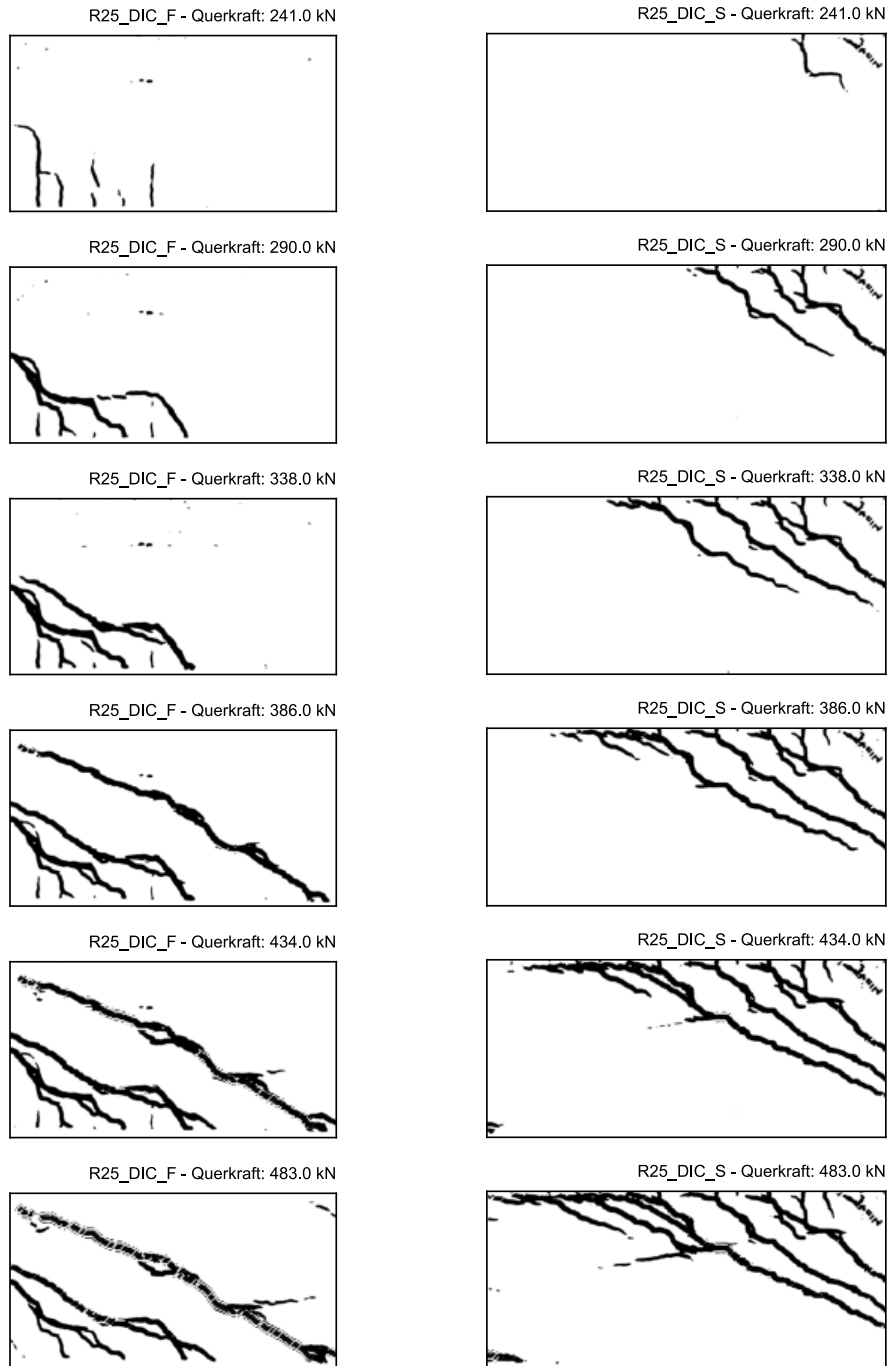


Abbildung A.1 R25 - Rissentwicklung im Schubfeld, gefilterte DIC-Daten

A Appendix

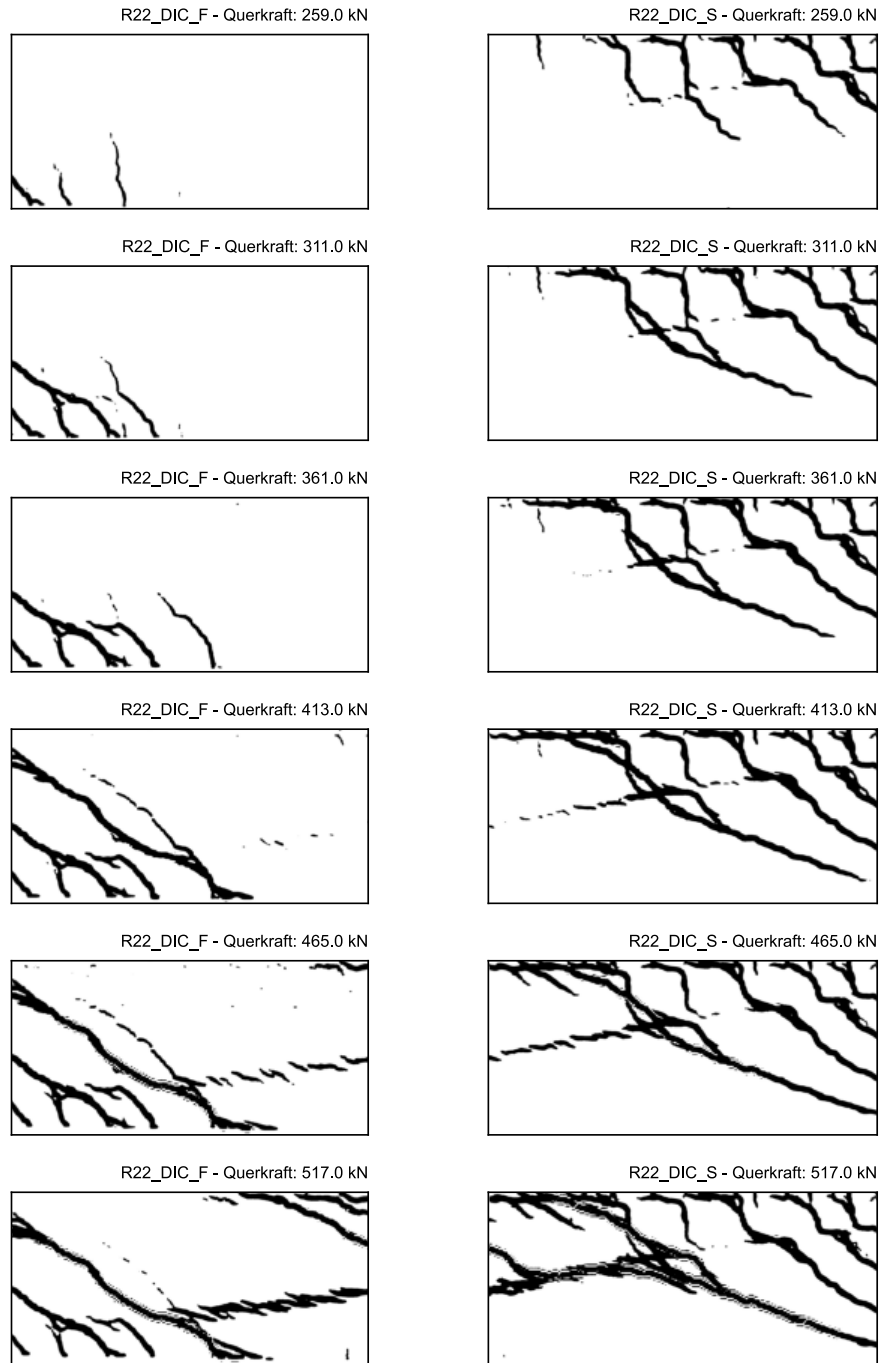


Abbildung A.2 R22 - Rissentwicklung im Schubfeld, gefilterte DIC-Daten

A.2 Rissentwicklung im Schubfeld

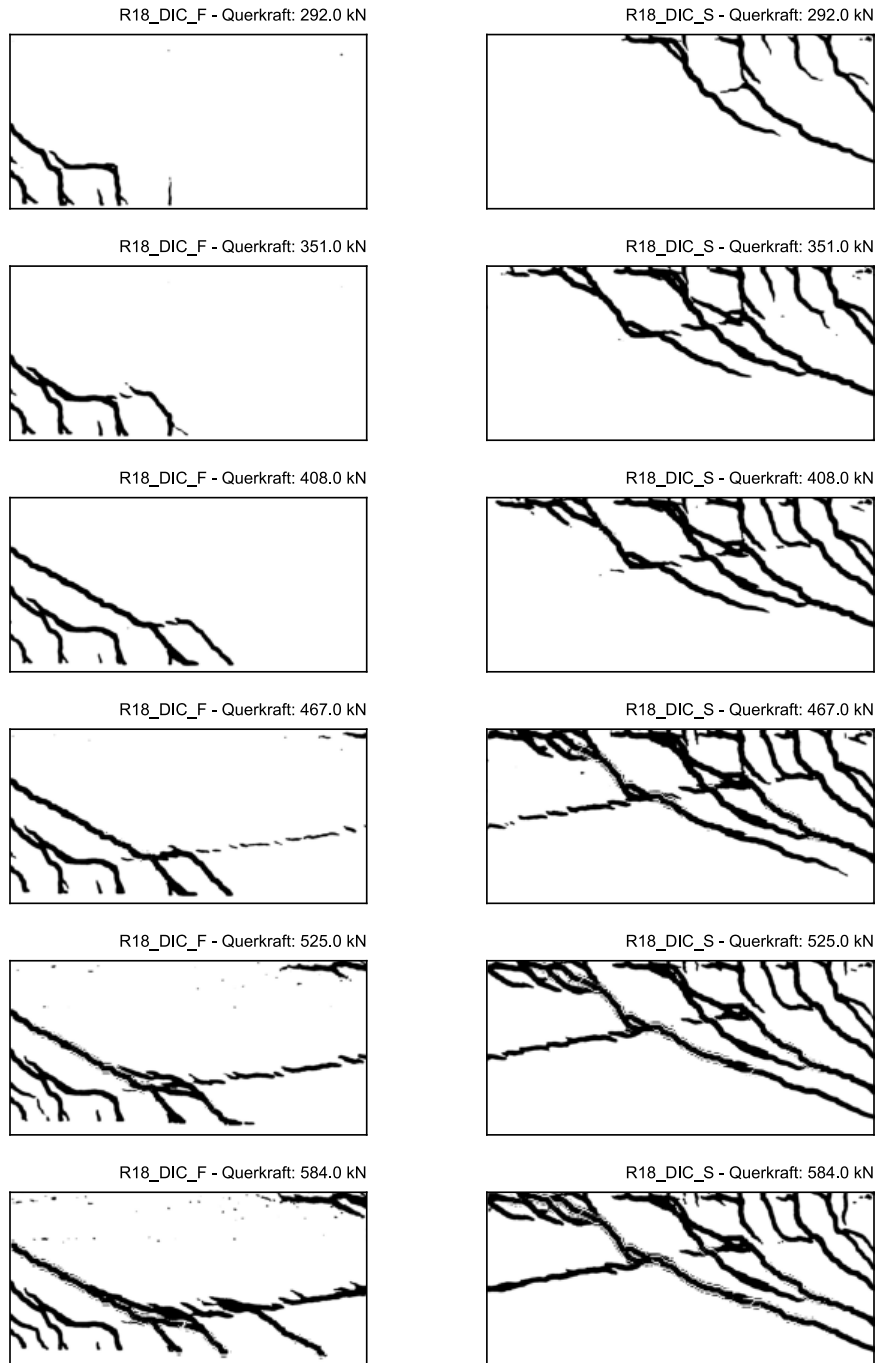


Abbildung A.3 R18 - Rissentwicklung im Schubfeld, gefilterte DIC-Daten

A Appendix

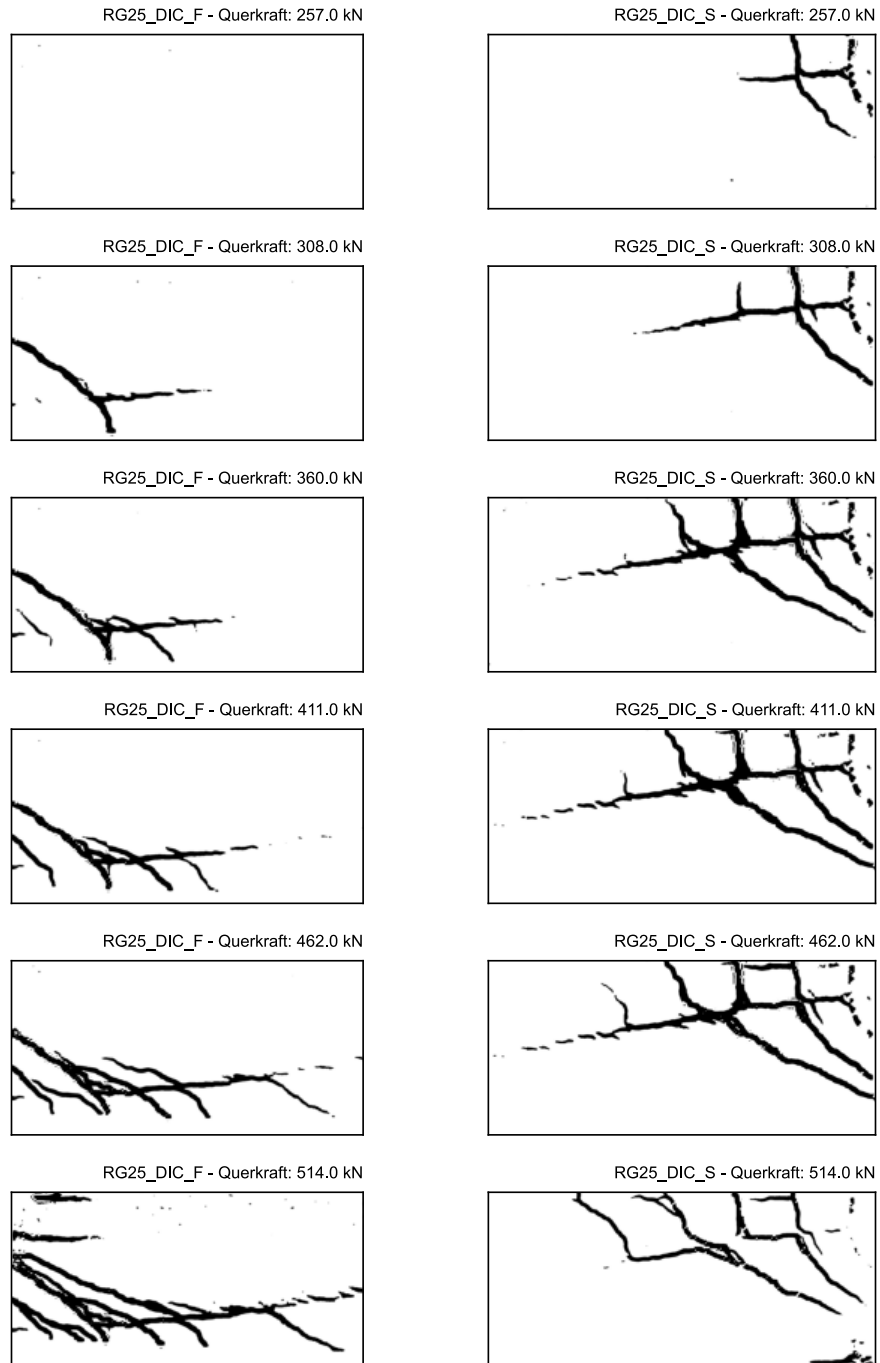


Abbildung A.4 RG25 - Rissentwicklung im Schubfeld, gefilterte DIC-Daten

A.2 Rissentwicklung im Schubfeld

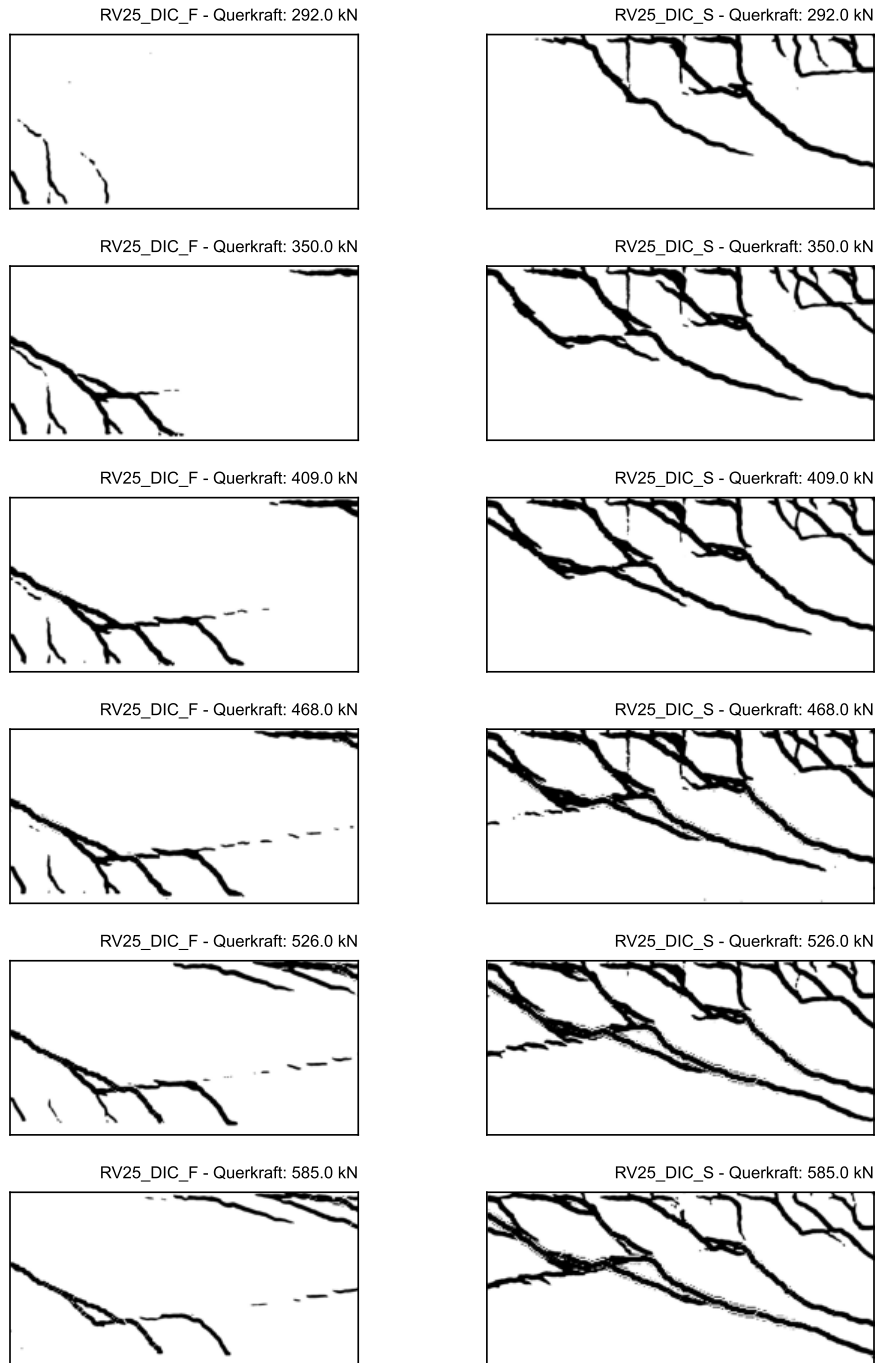


Abbildung A.5 RV25 - Rissentwicklung im Schubfeld, gefilterte DIC-Daten

A Appendix

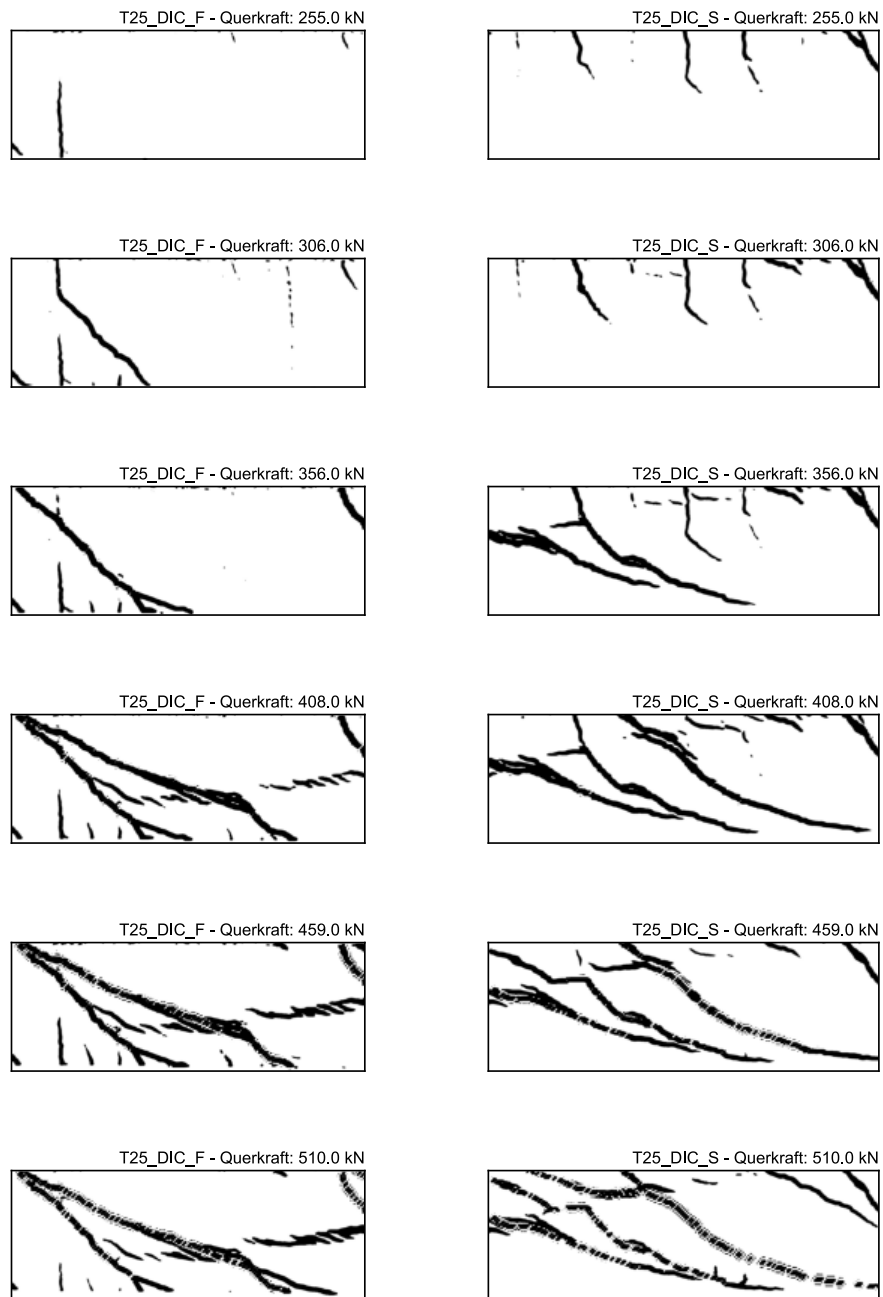


Abbildung A.6 T25 - Rissentwicklung im Schubfeld, gefilterte DIC-Daten

A.2 Rissentwicklung im Schubfeld

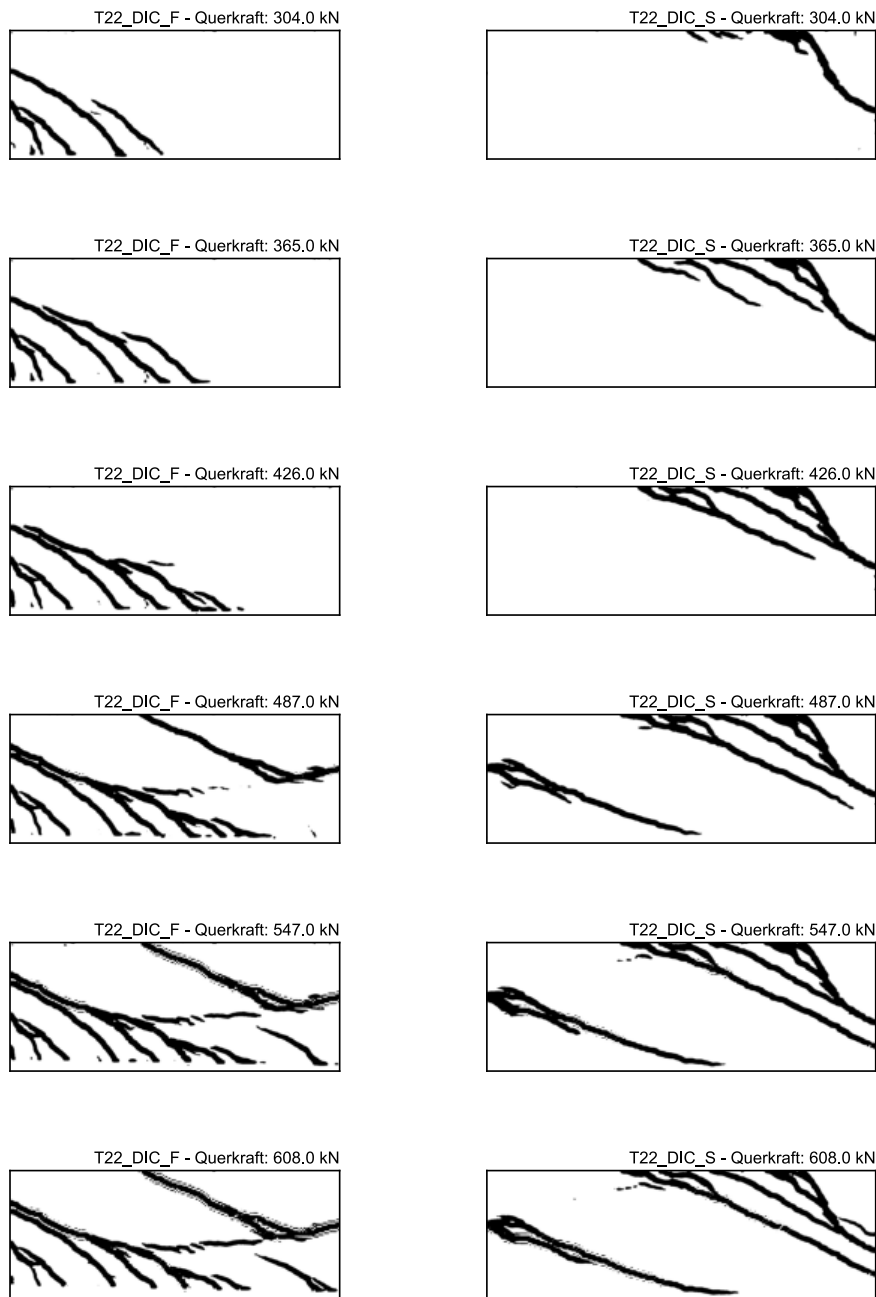


Abbildung A.7 T22 - Rissentwicklung im Schubfeld, gefilterte DIC-Daten

A Appendix

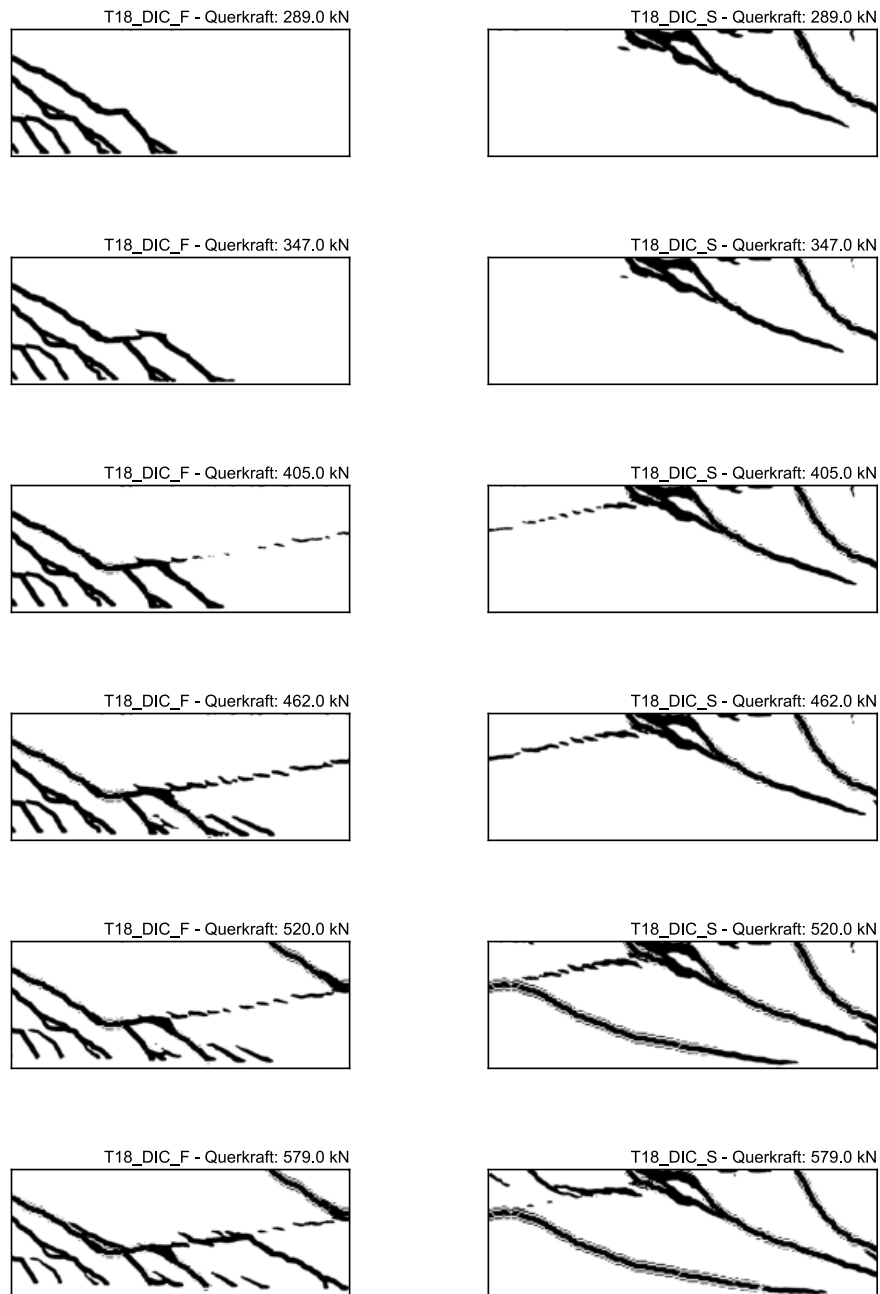


Abbildung A.8 T18 - Rissentwicklung im Schubfeld, gefilterte DIC-Daten

A.2 Rissentwicklung im Schubfeld

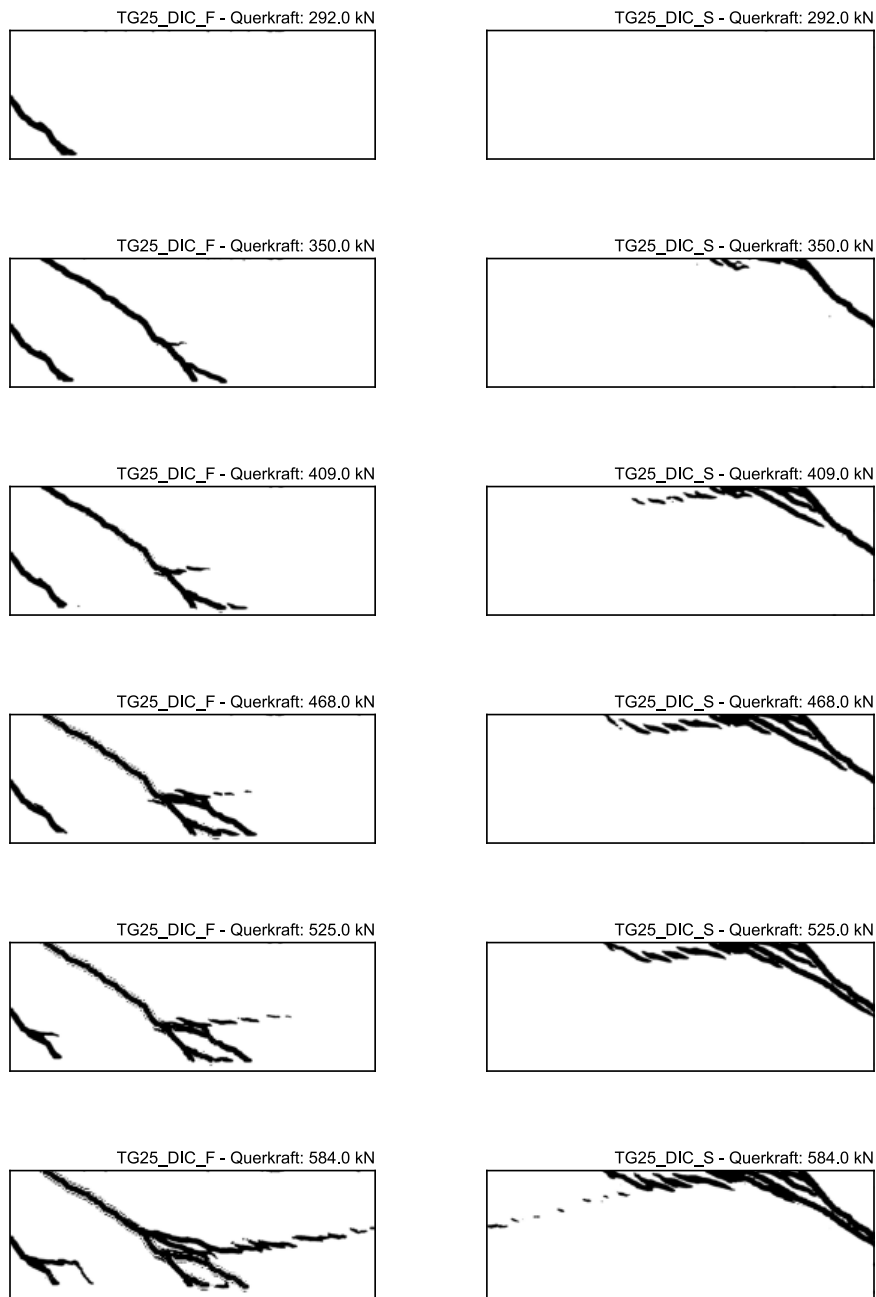


Abbildung A.9 TG25 - Rissentwicklung im Schubfeld, gefilterte DIC-Daten

A Appendix

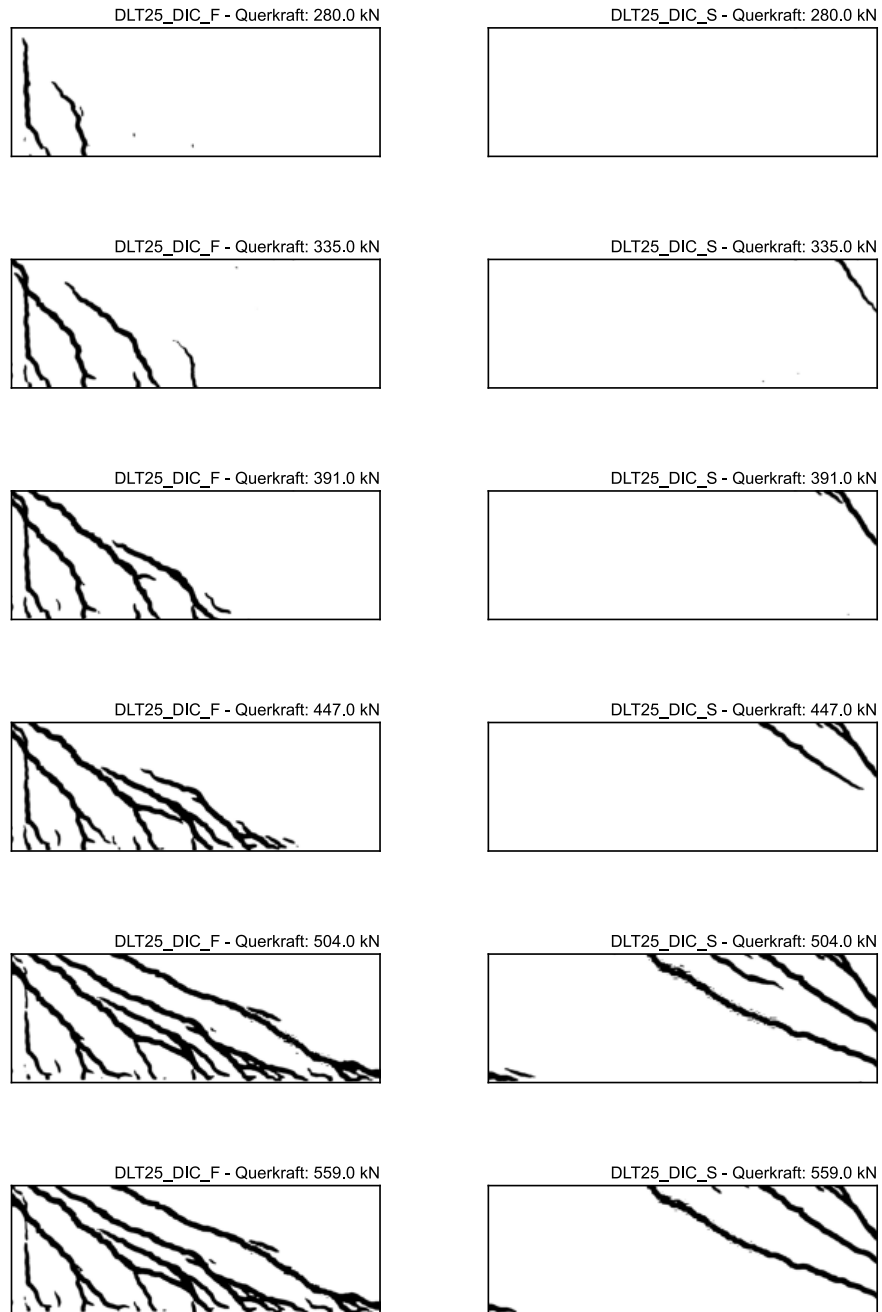


Abbildung A.10 DLT25 - Rissentwicklung im Schubfeld, gefilterte DIC-Daten

A.3 Substrukturversuche - Verzerrung entlang der Längsbewehrung im Bruchzustand

Abbildungen A.11 bis A.13 zeigen erreichte Verzerrungen auf Basis der faseroptischen Sensoren entlang der Längsbewehrung in beiden Gurten. Die dargestellten Auswertungen umfassen hier nur eine Teilmenge der durchgeführten Versuche, da in anderen Fällen die faseroptische Messtechnik nicht bis in den Grenzzustand der Tragfähigkeit valide Messergebnisse liefern konnte.

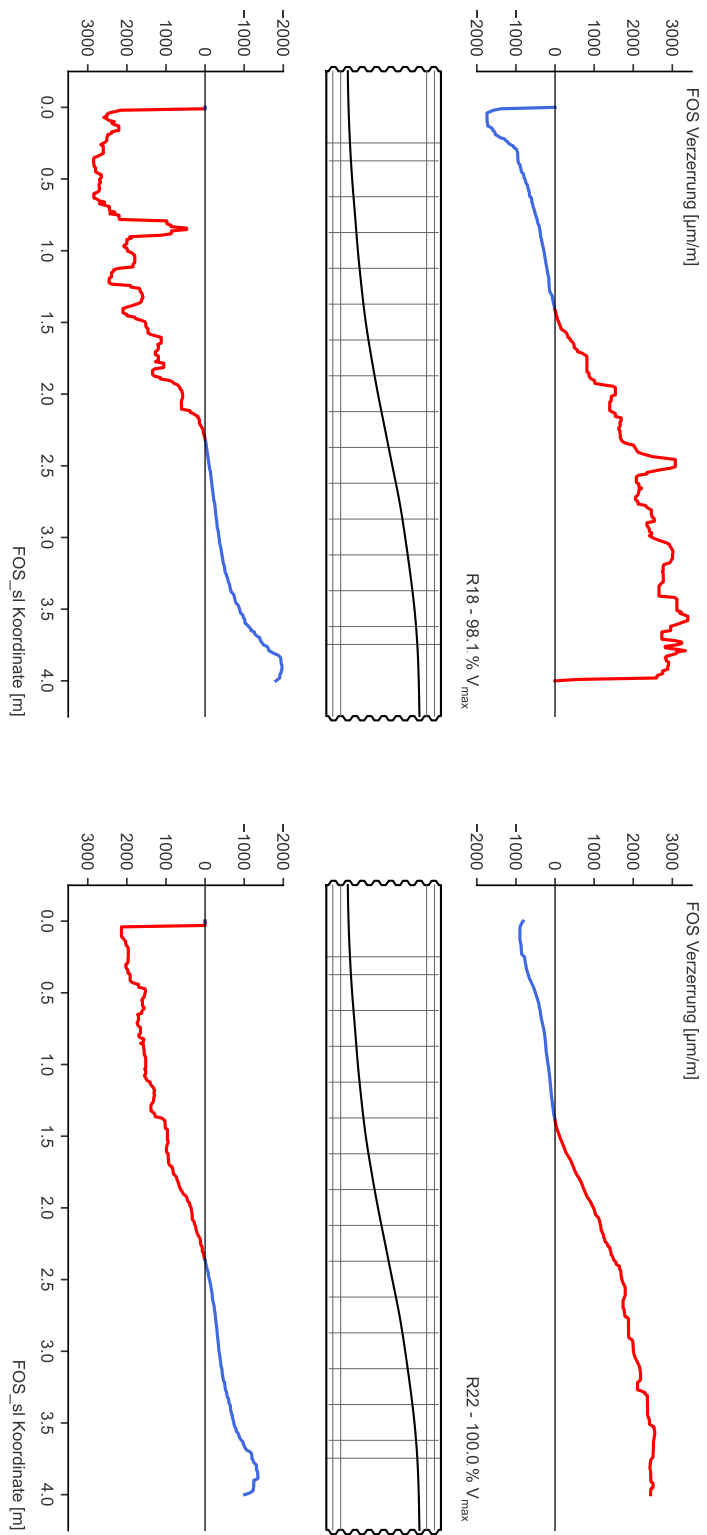


Abbildung A.11 Verzerrungen entlang der Längsbewehrung für letzte valide Messung: R18 und R22

A.3 Substrukturversuche - Verzerrung entlang der Längsbewehrung im Bruchzustand

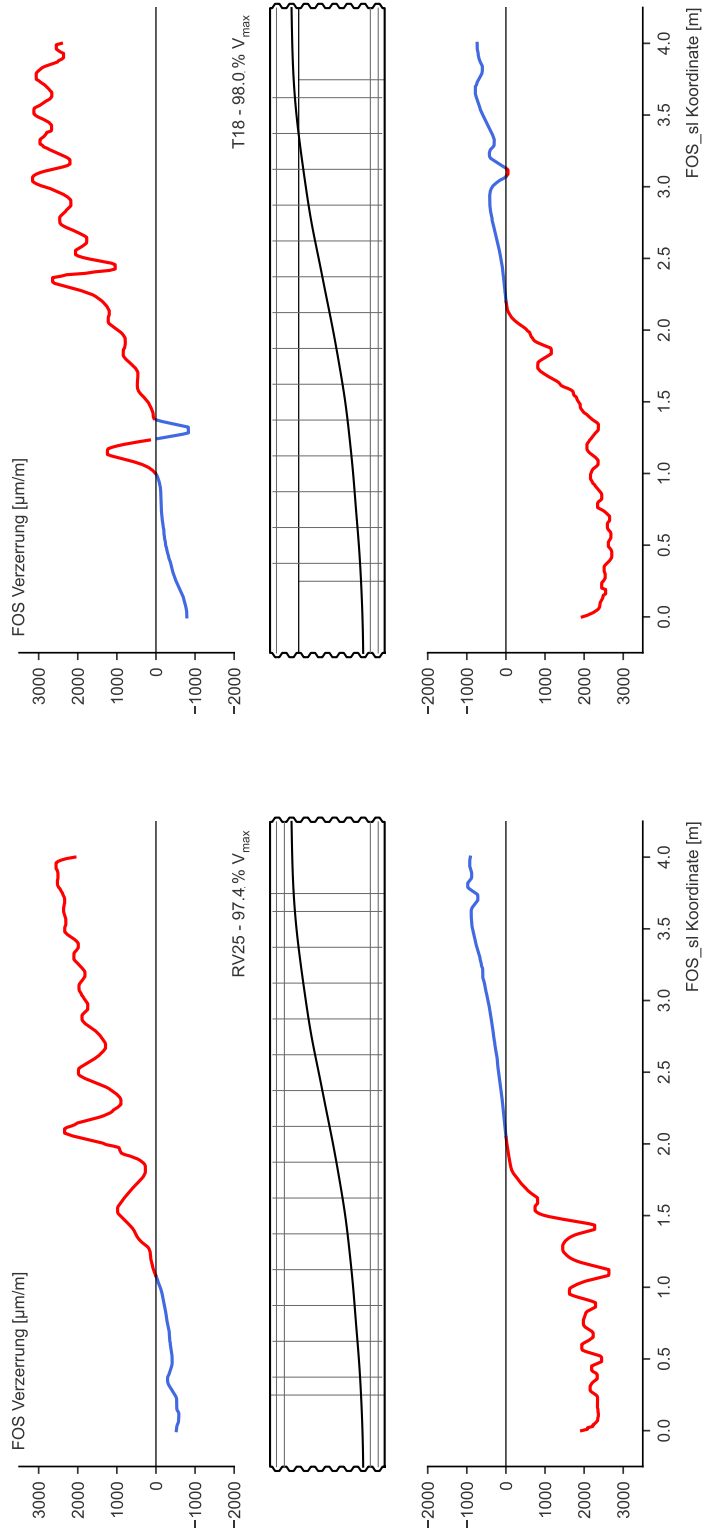


Abbildung A.12 Verzerrungen entlang der Längsbewehrung für letzte valide Messung: RV25 und T18

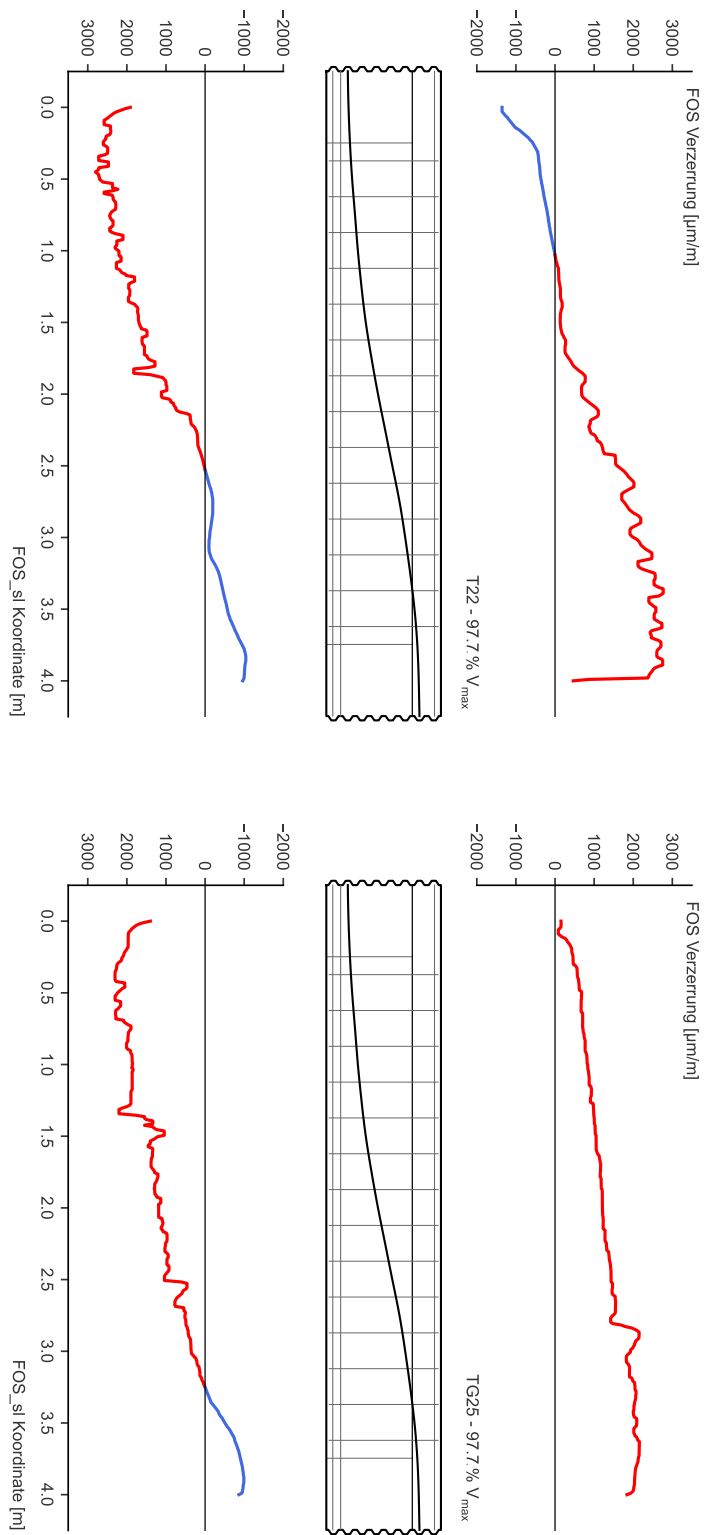


Abbildung A.13 Verzerrungen entlang der Längsbewehrung für letzte valide Messung: T22 und TG25

A.4 Substrukturversuche - Dehnungszuwachs in den Spanngliedern

Abbildungen A.14 bis A.18 zeigen erreichte Verzerrungen auf Basis der faseroptischen Messkabel, die in die Hüllrohre eingebettet wurden. Die dargestellten Auswertungen umfassen hier nur eine Teilmenge der durchgeführten Versuche, da in anderen Fällen die faseroptische Messtechnik nicht bis in den Grenzzustand der Tragfähigkeit valide Messergebnisse liefern konnte.

Die Entwicklung der Verzerrungen zeigt ein qualitativ stimmiges Bild und bestätigt die notwendigen Zuwächse für das innere Gleichgewicht auf Systemebene, weshalb die Zuwächse zunächst vor allem auf die Bereiche großer Feld- und Stützmomente in den Schnittufern der Balkenelemente bezogen sind.

Signifikante kreuzende Schubrisse können ebenfalls zugeordnet werden, wobei eine quantitative Analyse, dem komplexen Verbundmechanismus geschuldet, an dieser Stelle entfällt.

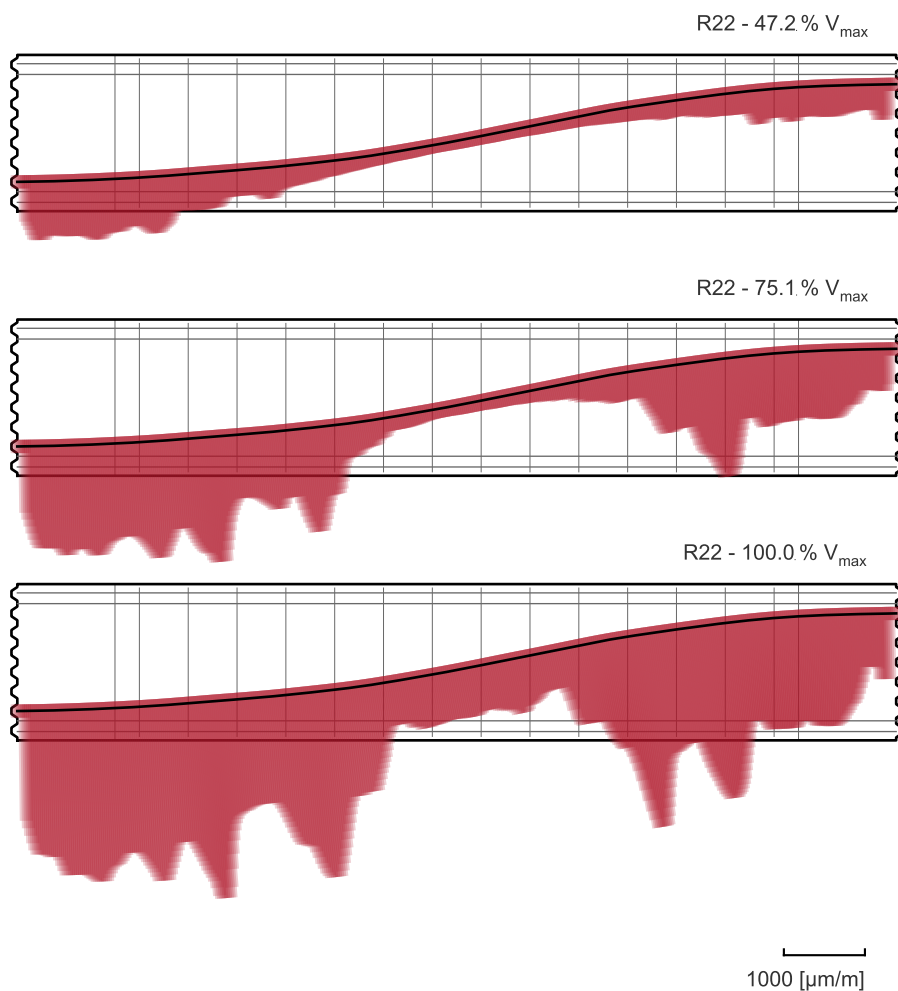


Abbildung A.14 R22 - Dehnungszuwachs in den Spanngliedern

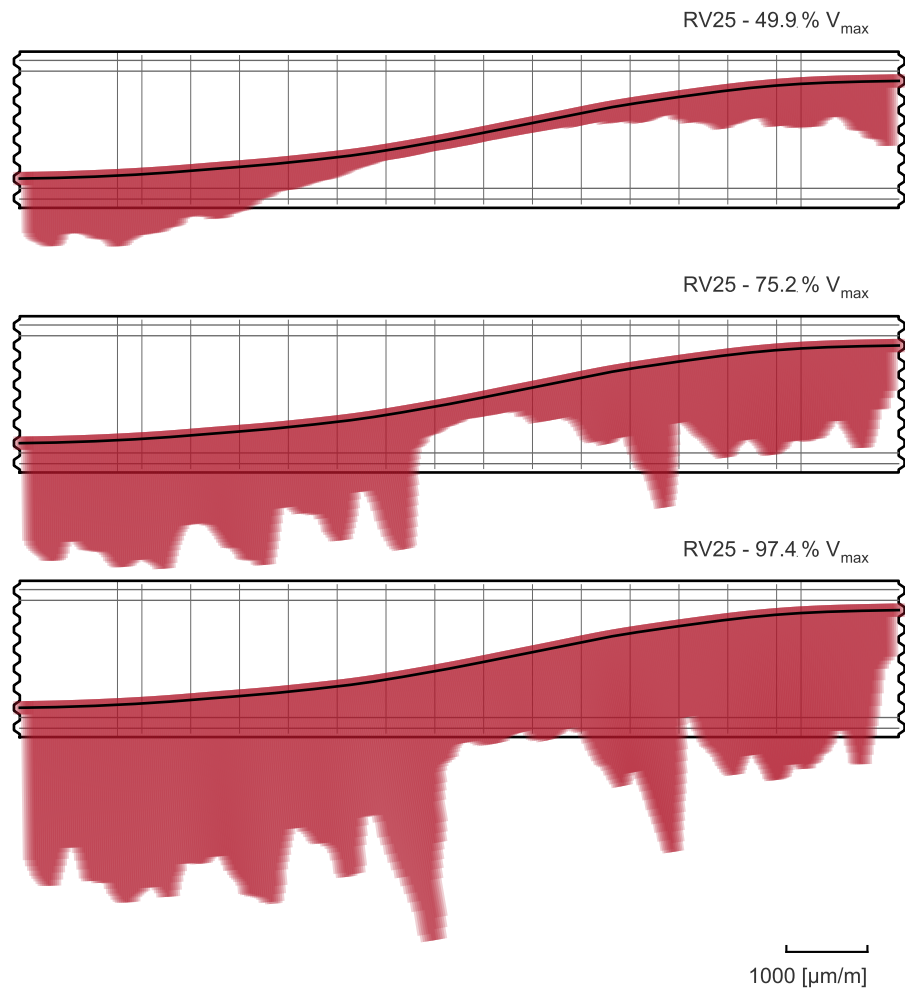


Abbildung A.15 RV25 - Dehnungszuwachs in den Spanngliedern

A.4 Substrukturversuche - Dehnungszuwachs in den Spanngliedern

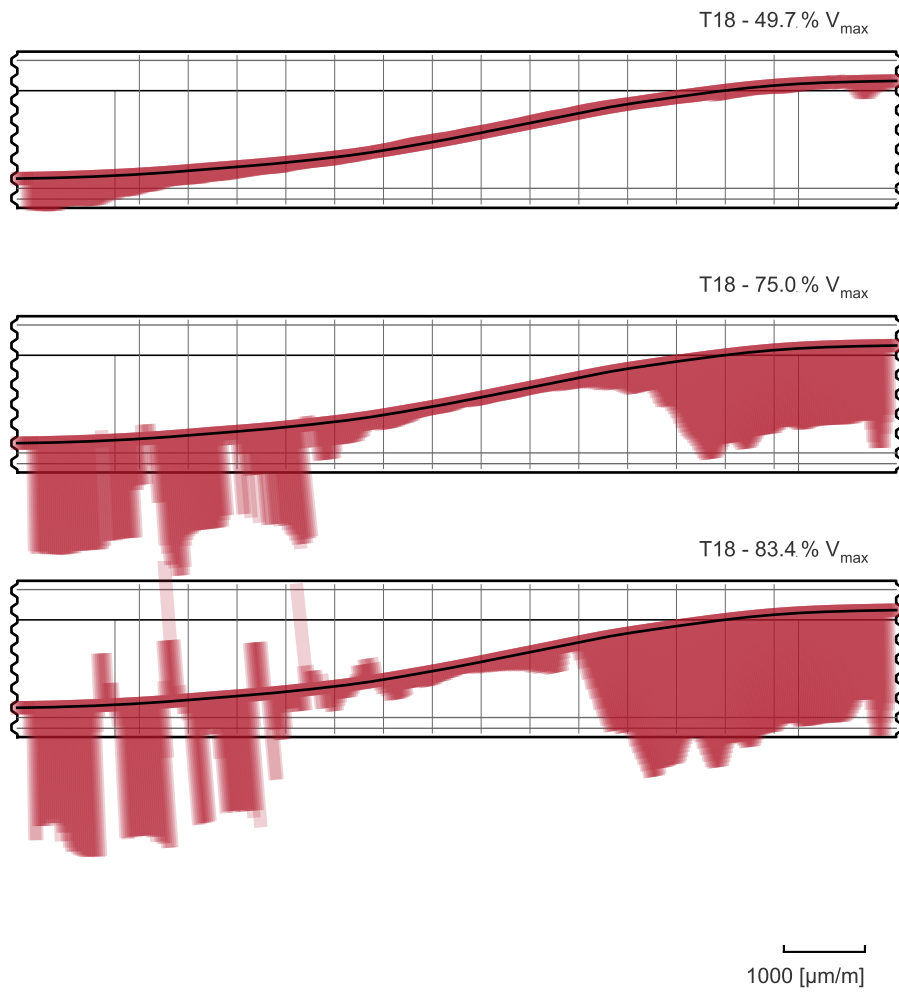


Abbildung A.16 T18 - Dehnungszuwachs in den Spanngliedern

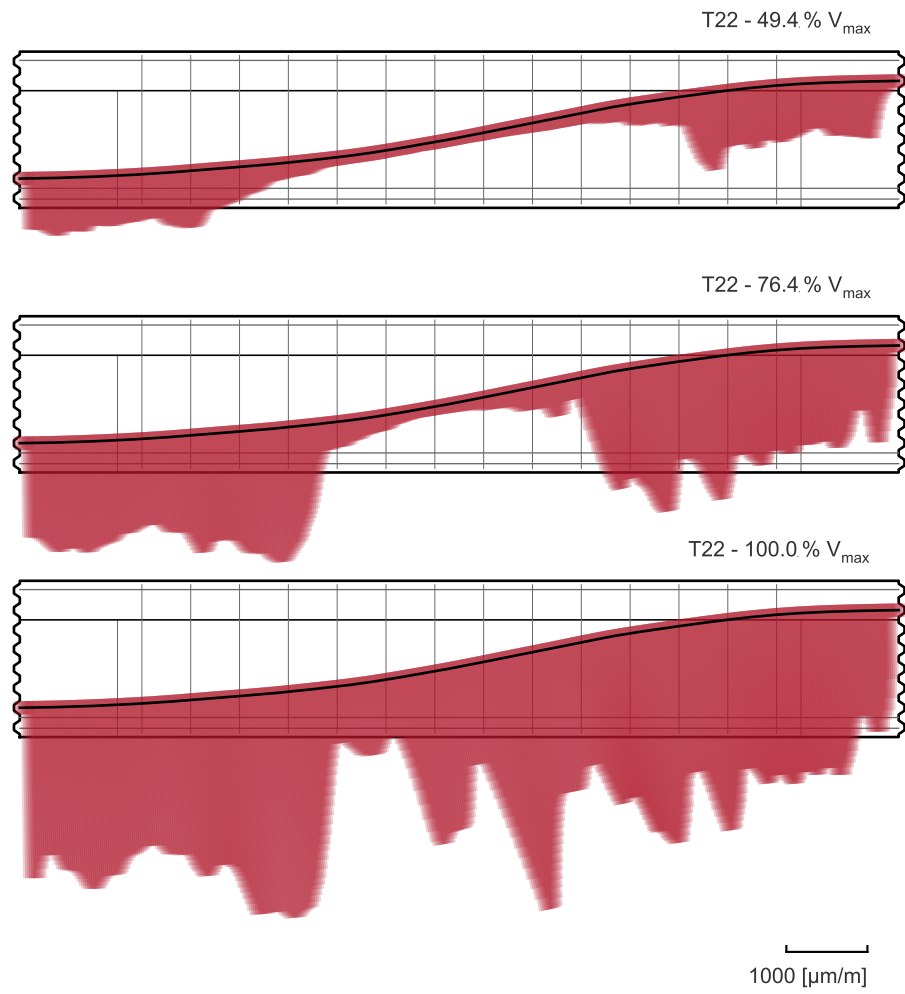


Abbildung A.17 T22 - Dehnungszuwachs in den Spanngliedern

A.4 Substrukturversuche - Dehnungszuwachs in den Spanngliedern

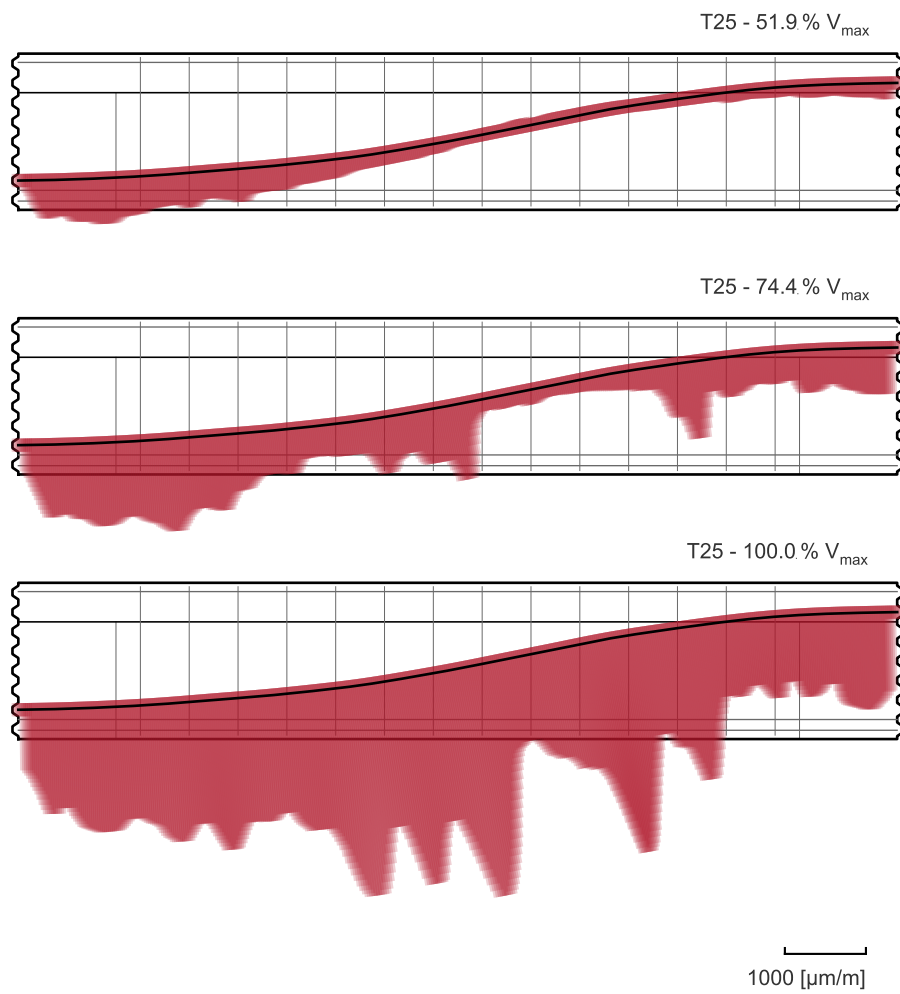


Abbildung A.18 T25 - Dehnungszuwachs in den Spanngliedern

A.5 Compression Softening - Ausgewählte Versuche

Tabelle A.1 umfasst dokumentierte Versuche, die mit Betondruckversagen klassifiziert wurden für die und keine spezifischen Schwachstellen oder sekundäre Versagensmechanismen im Zuge der Versuchsdurchführung dokumentiert sind. Die Daten sind einer Zusammenstellung von Zwicky [230] entnommen und um Versuche von Pang & Hsu[139] ergänzt worden.

Anhand der aufgetragenen Spannungen σ_x, σ_y und τ_{xy} auf ein Scheibenelement kann unter Subtraktion der gemessenen Stahlspannungen auf über Risse verschmierte Betondruckspannungen geschlossen werden [202].

Die Spannungen in der Bewehrung je Richtung ergeben sich unter der Annahme linear elastischen Verhaltens zu:

$$\sigma_{sx} = E_s \cdot \varepsilon_x \leq f_{yx} \quad (\text{A.1})$$

$$\sigma_{sy} = E_s \cdot \varepsilon_y \leq f_{yy} \quad (\text{A.2})$$

Das horizontale und vertikale Gleichgewicht der Spannungen liefert die rechnerischen Betonspannungen je Richtung:

$$\sigma_{cx} = \sigma_x - \rho_x \cdot \sigma_{sx} \quad (\text{A.3})$$

$$\sigma_{cy} = \sigma_y - \rho_y \cdot \sigma_{sy} \quad (\text{A.4})$$

Die aufgetragenen Schubspannungen werden in Gänze dem Beton zugeordnet.

$$\tau_{cxy} = \tau_{xy} \quad (\text{A.5})$$

Die mittlere Hauptdruckspannung im Beton resultiert zu:

$$\sigma_{c2} = \frac{\sigma_{cx} + \sigma_{cy}}{2} - \left[\left(\frac{\sigma_{cx} - \sigma_{cy}}{2} \right)^2 + \tau_{cxy}^2 \right]^{0.5} \quad (\text{A.6})$$

Tabelle A.1 Scheibenversuche bei dokumentierem Betondruckversagen

Autor	Test-ID	f_c	$\sigma_{c,2}$	ε_1
Belarbi und Hsu [20]	E1.5-1	44.60	28.30	2.02
	E1.5-1B	39.00	30.60	2.89
	E2-1	47.70	23.40	4.31
	E2-1-1	39.60	29.90	4.64
	E2-1-2	41.20	27.10	4.37
	E2-1A	44.90	30.40	3.16
	E2-1B	38.30	22.00	7.35
	E4-1	40.60	20.80	9.02
	E4-2	37.00	18.90	9.70
	E4-1A	37.30	20.50	8.95
	E10-1	40.70	10.30	27.64
	E10-1A	36.90	12.90	25.93
	E10-1B	39.60	12.50	37.08
	Eibl und Neuroth [57]	5	30.50	18.50
6		33.40	20.00	1.88
7		36.50	22.50	1.73
9		35.40	22.00	1.52
12		32.30	23.50	1.93
13		34.40	26.50	1.87
Kollegger und Mehlhorn [104]	EGE102	17.80	14.70	1.34
	EGE104	17.00	15.20	1.52
	EGE105	14.10	12.20	2.10
	EGE110	13.90	11.20	5.54
	EGE112	17.80	13.10	7.55
	EGE114	13.00	12.20	1.08
	EGE115	13.00	10.10	1.43
	EGE116	17.50	12.90	1.84
	EGE601	14.50	12.50	3.27
	EGE602	16.60	15.10	1.66
	EGE701	13.80	10.40	2.51
	EGE702	16.80	13.00	2.71
	EGE852	12.90	10.60	1.52
	EGE853	16.10	13.00	2.53
	EGE851	17.00	11.80	3.62
	MGE852	14.80	13.20	1.44
	MGE853	14.60	12.20	2.68
	MGE851	15.40	12.70	4.62
	MGL852	15.50	12.40	1.76
	MGL851	15.40	10.70	3.37
Schäfer [167]	7	21.70	25.60	0.42
	3	23.60	26.50	0.47
	5	21.70	23.30	3.00
	1	23.60	24.20	2.60

Fortsetzung auf nächster Seite

A Appendix

Tabelle A.1 – Fortsetzung

Autor	Test-ID	f_c	$\sigma_{c,2}$	ε_1
Zhang und Hsu [224]	VE0	98.20	35.00	6.81
	VE1	103.10	31.30	10.18
	VE2	110.40	32.00	11.05
	VE3	104.30	24.60	20.60
	VE4	97.60	19.10	30.50
	HE2	65.60	28.30	7.10
	HE4	72.10	23.70	13.44
	HE10	59.80	17.10	23.70
Pang und Hsu [139]	PHS2	72.20	17.85	10.06
	PHS3	66.10	16.65	8.53
	PHS4	68.50	14.85	13.04
	PHS5	52.10	10.93	15.91
	PHS6	49.70	21.08	12.37
	PHS7	53.60	19.92	5.79
	PHS8	55.90	23.55	13.70
	PHS9	56.00	20.19	12.39
	PHS10	51.50	17.83	11.02
	PA1	49.90	11.83	6.87
	PA2	43.00	11.79	7.43

A.6 Numerische Betrachtungen mit Mircoplane Material

A.6.1 Materialkonfiguration

Die Parameter der Materialdefinition sind in Tabelle A.2 zusammengefasst. Bei abweichender Definition der Voreinstellung (Default), wird der gewählte Wert zusammen mit der Voreinstellung in Klammern angegeben. Werden die Werte ohne Modifikation übernommen, wird der Default-Wert ohne Klammern angeführt. Die angegebenen Parameter [35] entsprechen nicht in Gänze der Summe und Anwendung der Kontrollwerte, wie sie in der frei verfügbaren Implementierung des Materialmodells als VUMAT Subroutine [15] genutzt werden. Diverse Parameter werden intern bestimmt, sodass die Definition einer Konstanten entfällt. Hier wird der Wert zu "calc" gesetzt. Auch werden die Parameter c_{14} bis inklusive c_{17} definiert, allerdings in keiner Weise im Weiteren zur Ermittlung der Spannungen und Verzerrungen genutzt. Hier wird der Status mit "-" gekennzeichnet. Das Materialmodell und die vorliegend dokumentierte Einstellung wurde im Vorfeld der Anwendung auf Basis verschiedener Benchmark-Tests validiert.

Tabelle A.2 Parametersatz zur Steuerung des M7-Materialverhaltens

Parameter	Wert (Default)	Bedeutung
Freie Parameter: E und k_1 versuchsspezifisch angepasst		
E	25000 MPa	Elastizitätsmodul; Vertikale Transformation der Spannung bei unveränderter Verzerrung der Referenzarbeitslinie
ν	0.18	Querdehnzahl
k_1	7.0e-5 (1.5e-4)	Radialer Skalierungsfaktor; Horizontale Transformation der Verzerrungen
k_2	40 (110)	Kontrolle der horizontalen Asymptote; Domain der Rissreibung und Verzahnung
k_3	30	Kontrolle der volumetrischen Verzerrung
k_4	95 (100)	Kontrolle der volumetrischen Verzerrung
k_5	1.0e-4	Kontrolle der volumetrisch-deviatorischen Kopplung bei geringem Druck
k_6	1.0e-4	Skalierung der volumetrischen Verzerrungen
k_7	1.8	Skalierung der volumetrischen Verzerrungen
Fest gesetzte Parameter: über die Versuchsserie konstant		
c_1	calc (8.9e-2)	Kontrolle der einachsialen Zugfestigkeit
c_2	17.6e-2	Kontrolle der Ausrundung der einachsialen Zugfestigkeit
c_3	4	Kontrolle Postpeak nach Überschreiten der Zugfestigkeit
c_4	50	Kontrolle Postpeak nach Überschreiten der Druckfestigkeit
c_5	calc (3500)	Kontrolle der volumetrischen Ausdehnung unter Druck
c_6	calc (20)	Kontrolle der Ausrundung volumetrischer Ausdehnung unter Druck
c_7	calc (1)	Kontrolle des unmittelbaren Gradienten Postpeak nach Überschreiten der Druckfestigkeit
c_8	calc (8)	Kontrolle der maximalen Druckfestigkeit unter einachsigem Druck
c_9	calc (1.2e-2)	Kontrolle der Ausrundung der einachsialen Druckfestigkeit
c_{10}	0.25 (0.33)	Reibungskoeffizient

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Fortsetzung Tabelle A.2

Parameter	Wert (Default)	Bedeutung
c ₁₁	0.25 (0.55)	Initiale Kohäsion; Domain der Rissreibung und Verzahnung
c ₁₂	7000 (2.36)	Kontrolle der Änderungsrate der Kohäsion unter volumetrischer Dehnung
c ₁₃	calc (4500)	Kontrolle des Enlastungsgradienten unter Zug
c ₁₄	- (300)	Kontrolle des Entlastungsgradienten unter geringem hydrostatischem Druck
c ₁₅	- (4000)	Kontrolle des Übergangsbereichs des Entlastungsgradienten von hoher zu geringer Querdehnungsbehinderung
c ₁₆	- (60)	Kontrolle des Enlastungsgradienten unter hohem hydrostatischem Druck
c ₁₇	- (1.4)	Kontrolle der Zugfestigkeit
c ₁₈	1.6e-3	Kontrolle der Rissbildung unter Druckspannung
c ₁₉	4500 (1000)	Kontrolle der Zugentfestigung infolge Druck
c ₂₀	300 (1.8)	Kontrolle der volumetrisch-deviatorischen Kopplung unter hohem Druck
c ₂₁	60	Kontrolle der volumetrisch-deviatorischen Kopplung unter hohem Druck

A.6.2 Last-Verformungskurven

Abbildung A.19 stellt die Last-Verformungskurven der Substrukturversuche mit gerippter Längsbewehrung aus experimentellen Untersuchungen und nichtlinearer numerischer Traglastanalyse vergleichend dar.

Die numerischen Berechnungen berücksichtigen elastische Auflagerfedern, sodass den Nachgiebigkeiten im Versuchsstand näherungsweise Rechnung getragen wird.

A.6.3 Ausnutzung der Betondruckfestigkeit

Die Ausnutzung der Betondruckfestigkeit wird für das letzte stabile Inkrement vor Traglastabfall für die betrachteten Versuche in Abbildung A.20 bis A.25 ausgegeben.

Der dargestellte Ausnutzungsgrad bestimmt sich nach

$$n_{fc} = \frac{\sigma_2}{f_c} \tag{A.7}$$

Die Untersuchungen begleiten die Betrachtungen zur Druckentfestigung im gerissenen Stegbeton (Compression Softening) in Abschnitt 4.4.

Zugleich sind Bereiche $n_{fc} \geq 1.0$ plausibel, da hier von einem mehrachsialen Spannungszustand ausgegangen werden kann.

A.6 Numerische Betrachtungen mit Mircoplane Material

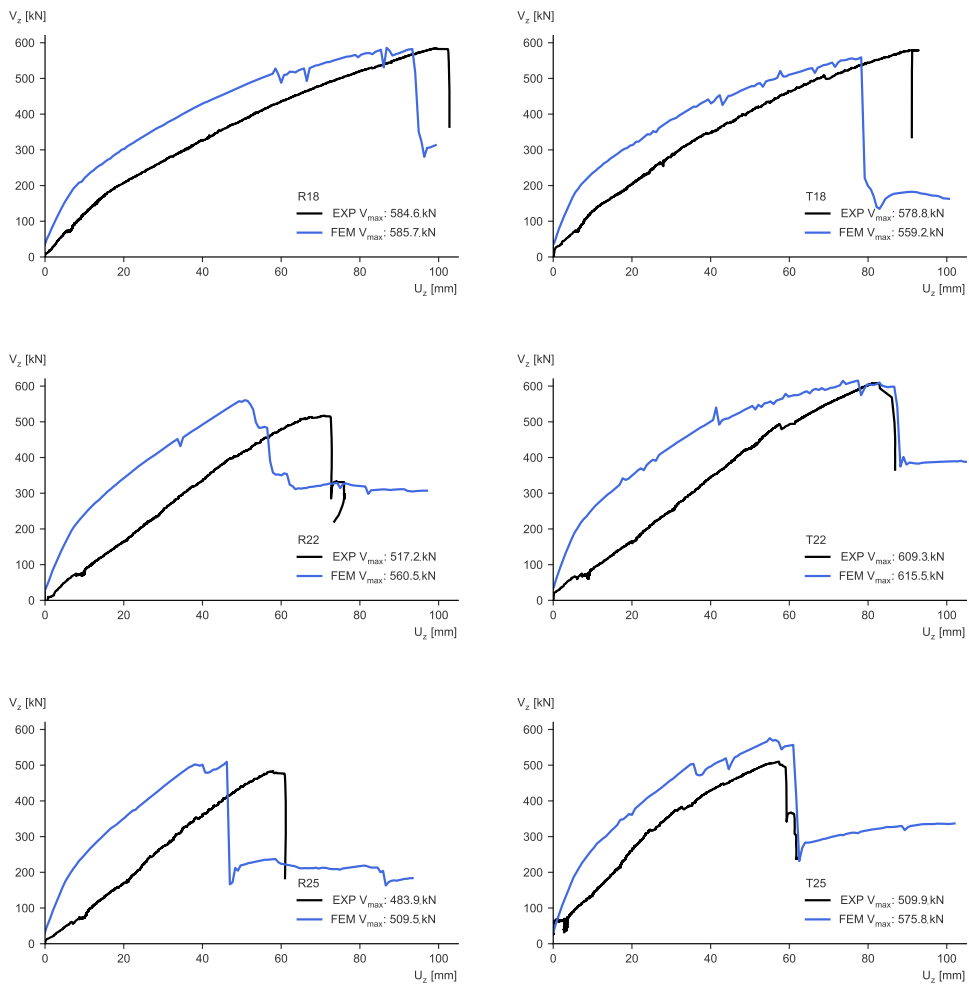


Abbildung A.19 Querkraft-Verformungskurven ausgewählter Substrukturversuche

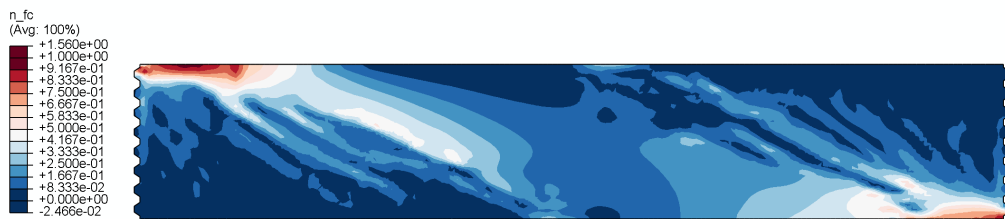


Abbildung A.20 R18 Ausnutzung Betondruckfestigkeit



Abbildung A.21 R22 Ausnutzung Betondruckfestigkeit

A Appendix



Abbildung A.22 R25 Ausnutzung Betondruckfestigkeit

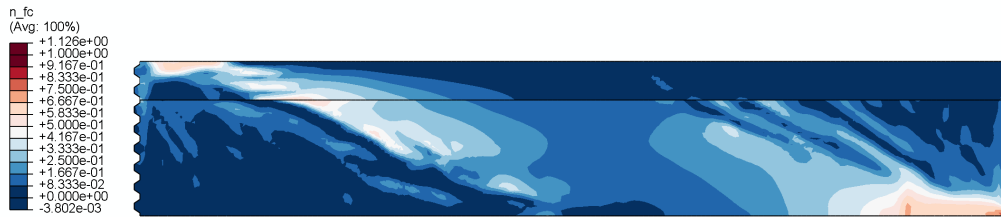


Abbildung A.23 T18 Ausnutzung Betondruckfestigkeit

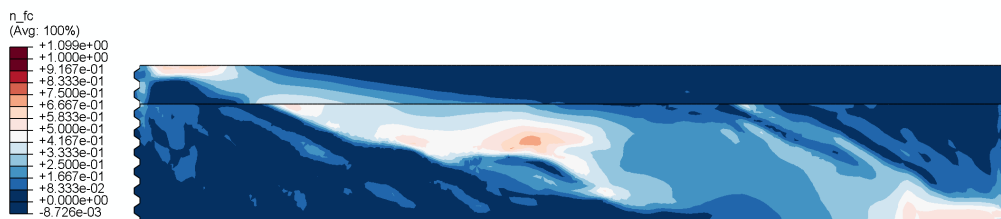


Abbildung A.24 T22 Ausnutzung Betondruckfestigkeit

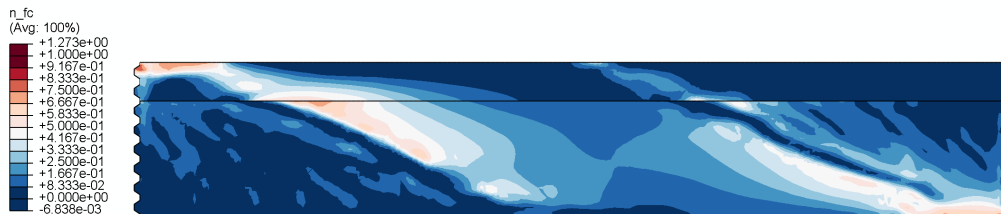


Abbildung A.25 T25 Ausnutzung Betondruckfestigkeit

A.6.4 Verzerrungen und Stahlspannungen

Die Verzerrungen und Stahlspannungen der Schubbewehrung und Längsbewehrung werden auf Bruchlastniveau bzw. bei den Bügeln zusätzlich für den Nachbruchbereich anhand der Abbildungen A.26 bis A.31 dargestellt.

Die Verzerrung der Längsbewehrung wird, wo Messdaten verfügbar sind, um faseroptische Daten der Verzerrung entlang der Längsbewehrung ergänzt. Dem sequentiellen Charakter der Mess-Hardware der FOS-Einheit geschuldet, entspricht das Lastniveau der letzten stabilen Messung nicht zwangsläufig der angegebenen Querkraft, wobei die Abweichungen hier vernachlässigbar erscheinen.

Teilweise korrespondieren plastische Verzerrung und Stahlspannung einer ausgegebenen Laststufe für die Schubbewehrung nicht. Hintergrund dabei ist, dass die Bewehrung an

dieser Stelle bereits ihre maximale Zugfestigkeit überschritten hat und die Spannung bei zunehmender Verzerrung wieder abgefallen ist. Das beobachtete Bügelreißen in den experimentellen Untersuchungen wird dadurch angenähert. Ein expliziter Elementausfall im numerischen Modell wurde nicht berücksichtigt.

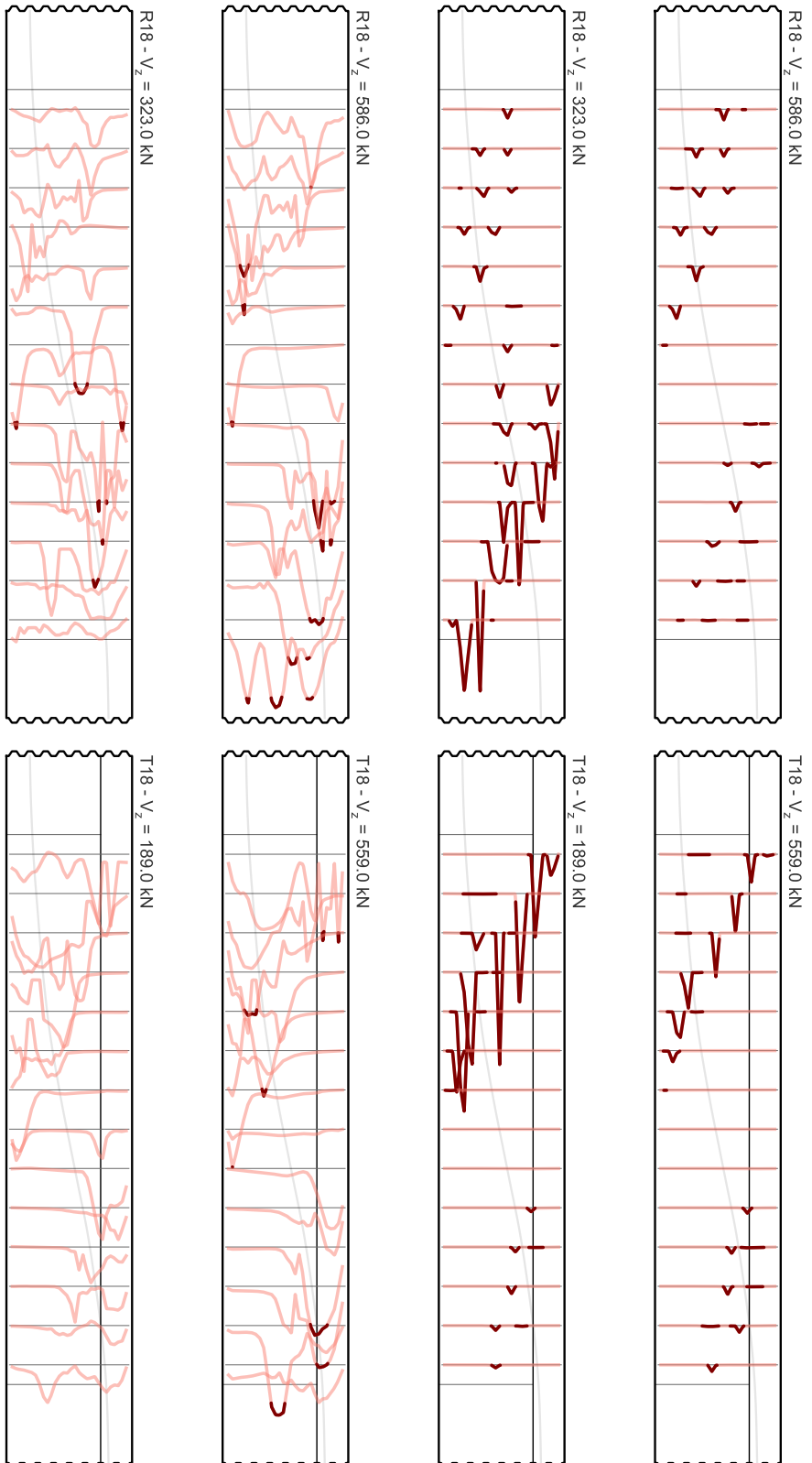


Abbildung A.26 Numerische Ergebnisse zur Mobilisierung der Schubbewehrung; Verzerrungen und Spannungen entlang der Bügelschenkel auf Bruchlastniveau und im Nachbruchbereich; plastische Anteile dunkel gekennzeichnet

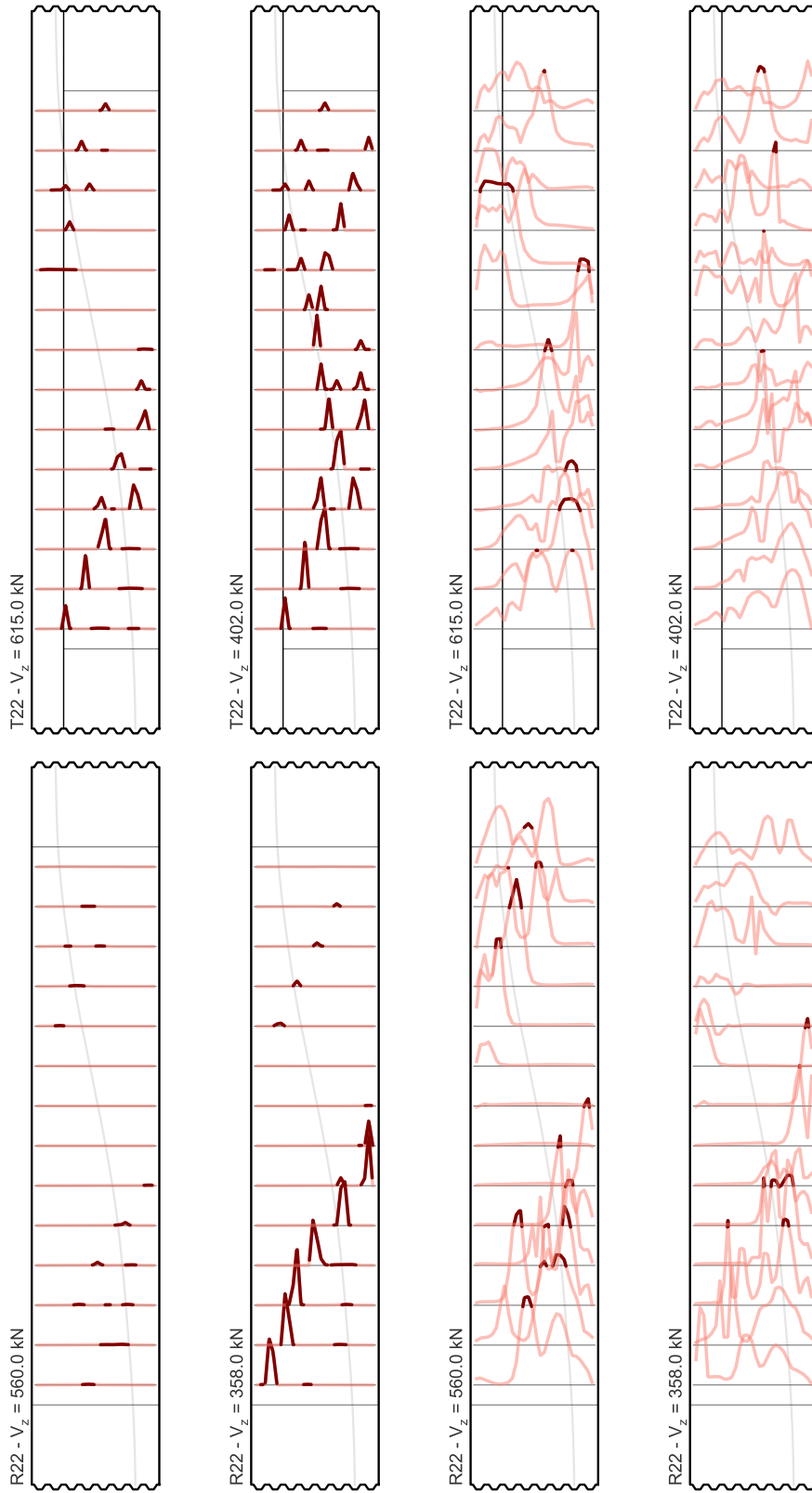


Abbildung A.27 Numerische Ergebnisse zur Mobilisierung der Schubbewehrung; Verzerrungen und Spannungen entlang der Bügelschenkel auf Bruchlastniveau und im Nachbruchbereich; plastische Anteile dunkel gekennzeichnet

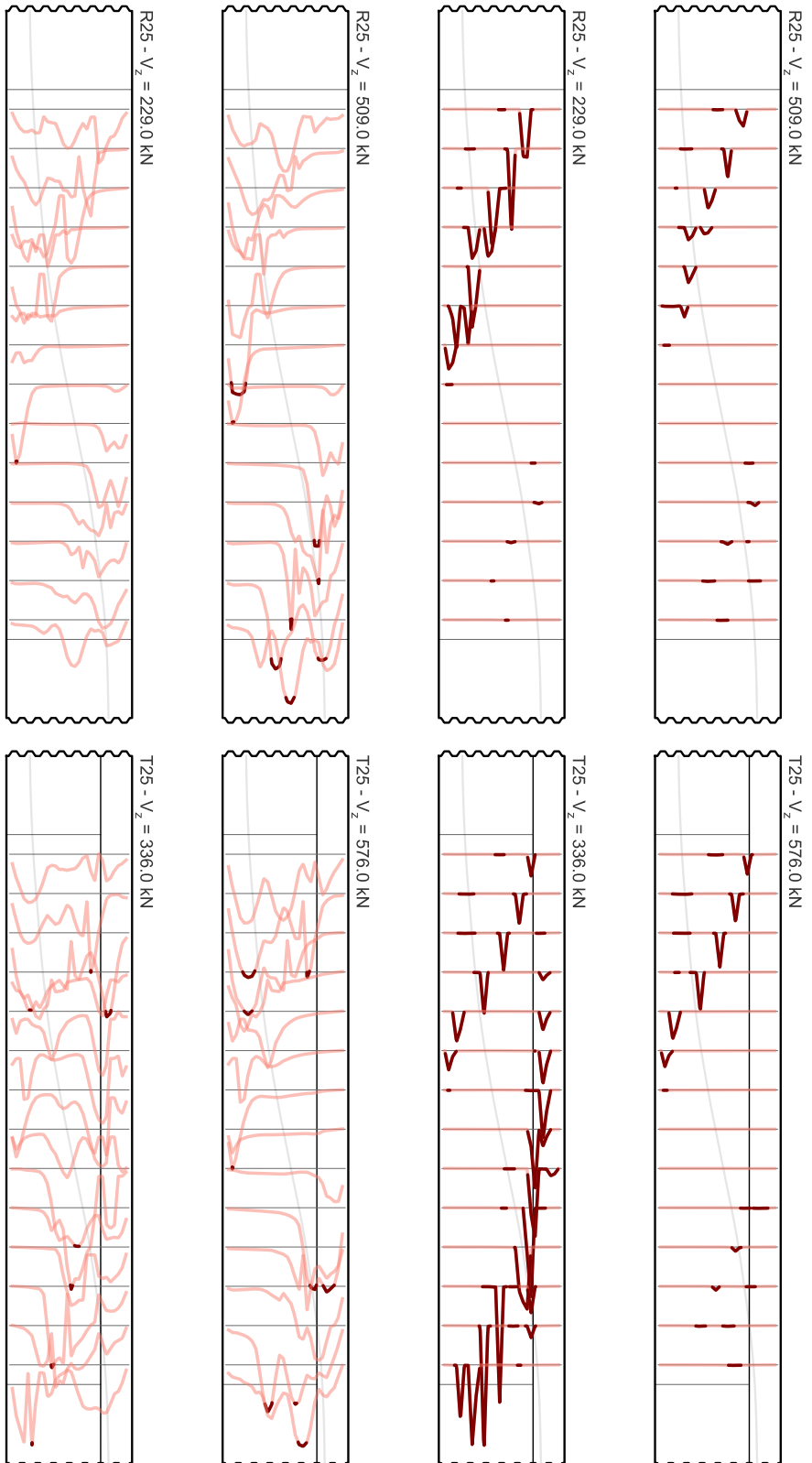


Abbildung A.28 Numerische Ergebnisse zur Mobilisierung der Schubbewehrung; Verzerrungen und Spannungen entlang der Bügelschenkel auf Bruchlastniveau und im Nachbruchbereich; plastische Anteile dunkel gekennzeichnet

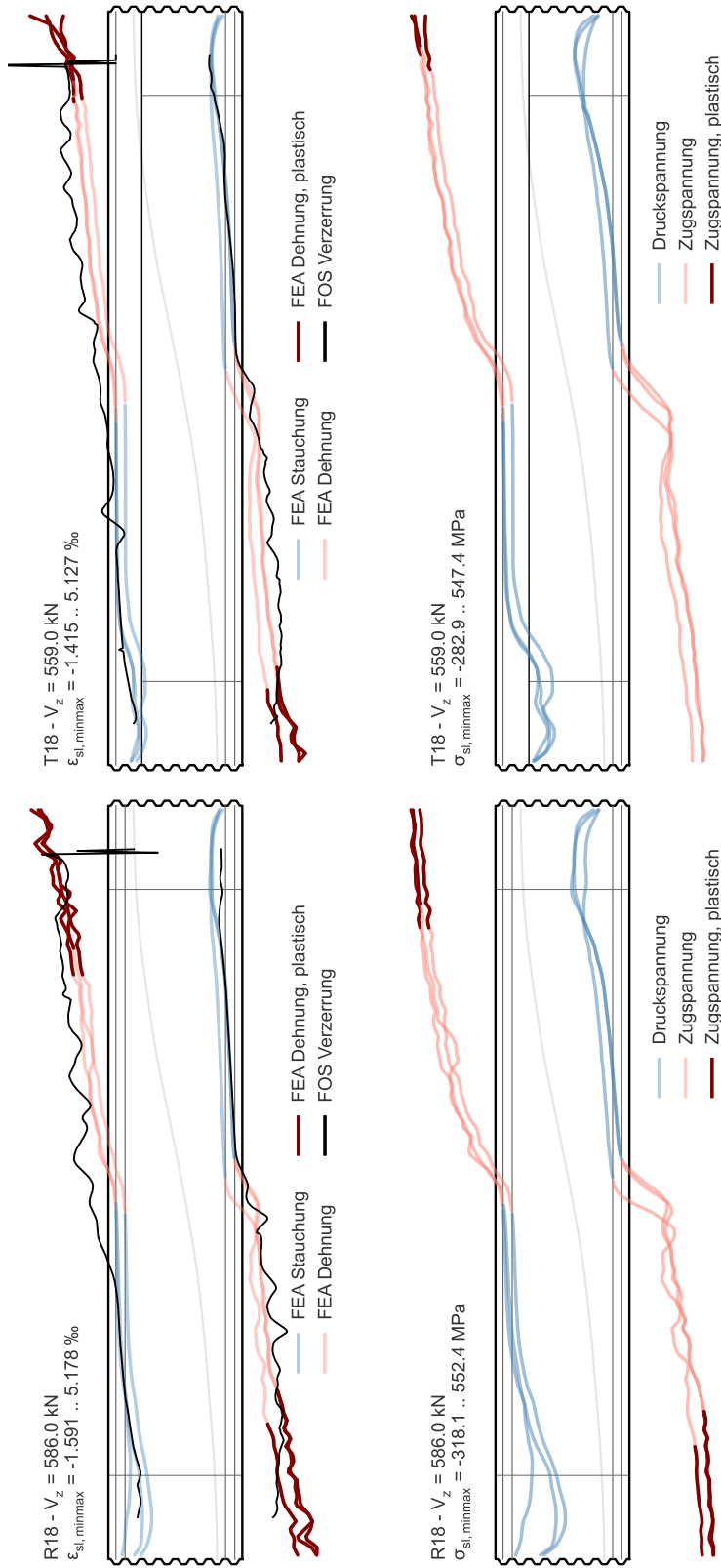


Abbildung A.29 Numerische Ergebnisse zur Entwicklung der Verzerrungen und Spannungen entlang der Längsbewehrung auf Bruchlastniveau; plastische Anteile dunkel gekennzeichnet

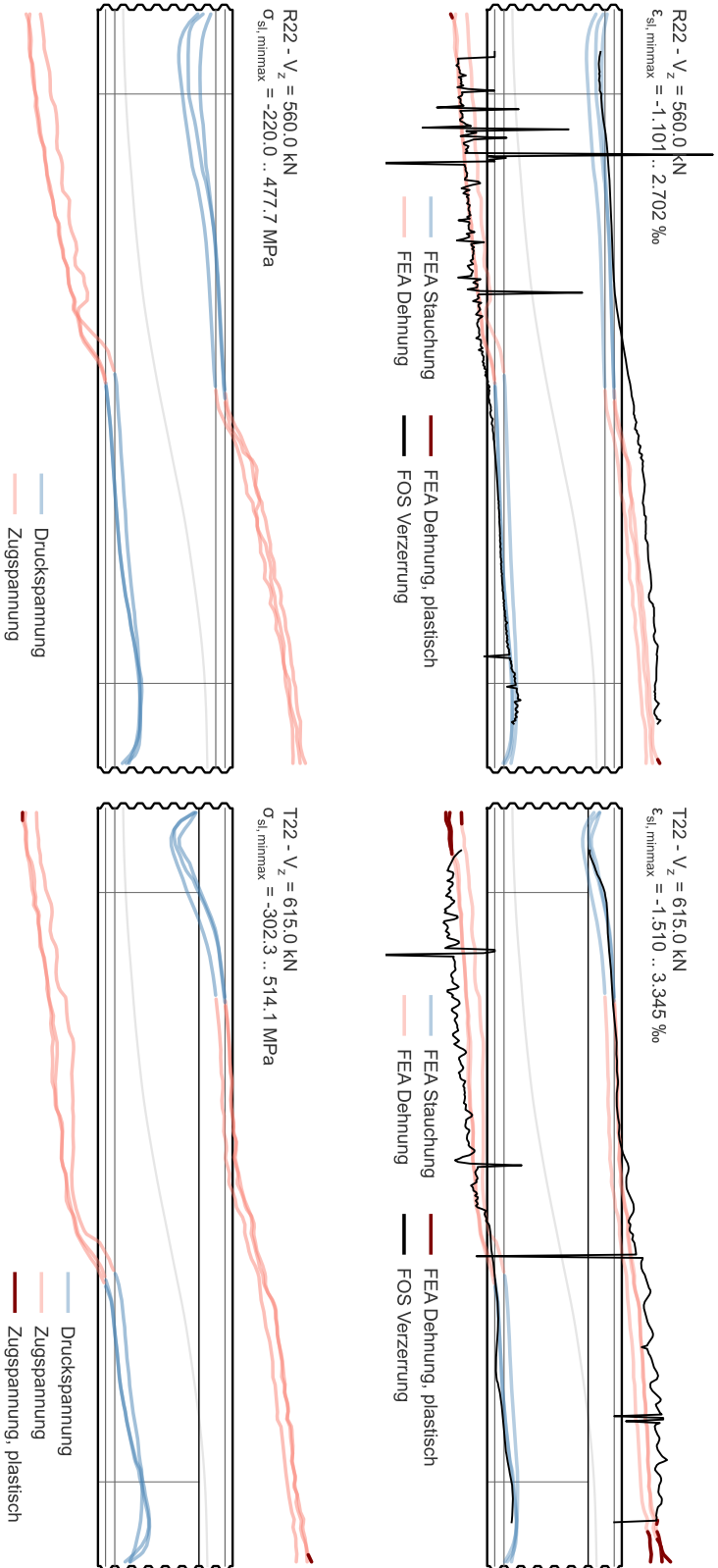


Abbildung A.30 Numerische Ergebnisse zur Entwicklung der Verzerrungen und Spannungen entlang der Längsbewehrung auf Bruchlastniveau; plastische Anteile dunkel gekennzeichnet

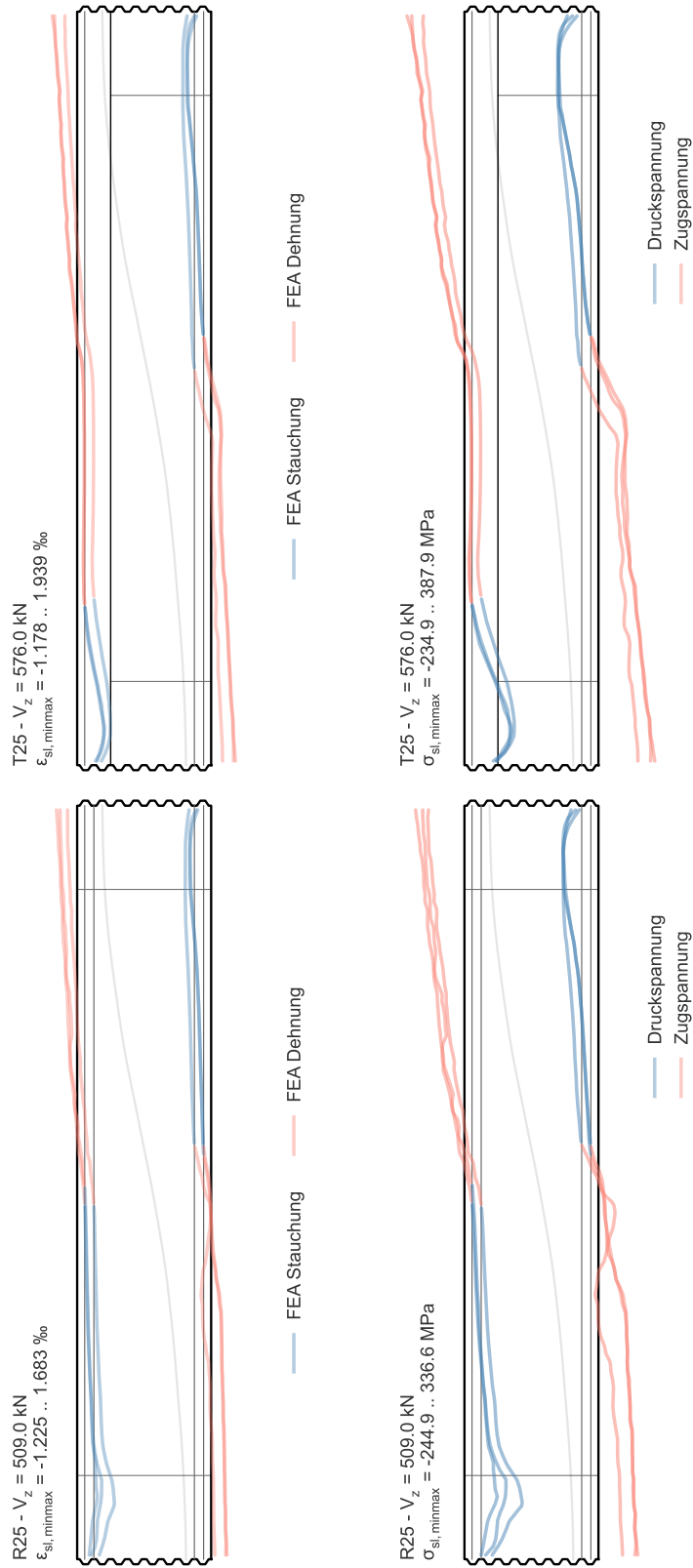


Abbildung A.31 Numerische Ergebnisse zur Entwicklung der Verzerrungen und Spannungen entlang der Längsbewehrung auf Bruchlastniveau; plastische Anteile dunkel gekennzeichnet. Die FOS-Messungen liefern für diese beiden Versuche auf Bruchlastniveau keine validen Messwerte mehr.

A.6.5 Schubzugrissbildung

Im Schubfeld entwickeln sich unter zunehmender Last Schubzugrisse, die sich nicht aus anfänglichen Biegerissen entwickeln. Die untersuchten Balkenelemente weisen einen derart geringen Schubbewehrungsgrad auf, dass bei einsetzender Rissbildung der Bügeldurchmesser von $\varnothing = 6$ mm sehr schnell seine Dehngrenze oder gar die Zugfestigkeit erreicht und eine rissvernähenden Wirkung, wie sie bei stärkeren Schubbewehrungsgraden bereitgestellt wird, ausbleibt. Folgende Auswertungen in Abbildung A.33 zeigen eine Gegenüberstellung der aufgezeichneten DMS-Verzerrungen in Mitte der Bügelschenkel im mittleren Bereich des Schubfeldes und den numerischen Verzerrungen der Bügel in diesem Bereich über das mittlere Drittel der Balkenhöhe, vgl. Abbildung A.32.

Der Charakter einer verzögert einsetzenden Schubrissbildung und anschließend eines progressiven Anstiegs der Dehnungen, bis hin zu einem frühzeitigen Reißen der Bügel noch vor Erreichen der globalen Schubtragfähigkeit, deckt sich für experimentelle Messdaten und numerische Untersuchungen gut.

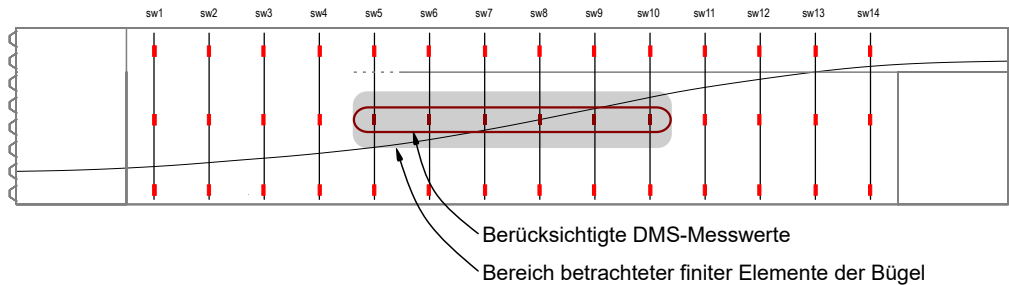


Abbildung A.32 Auswahl betrachteter DMS und adäquat erweiterter Einflussbereich berücksichtigter finiter Elemente für den Abgleich experimenteller und numerischer Dehnungen der Bügelschenkel infolge einsetzender Schubzugrissbildung

A.6 Numerische Betrachtungen mit Mircoplane Material

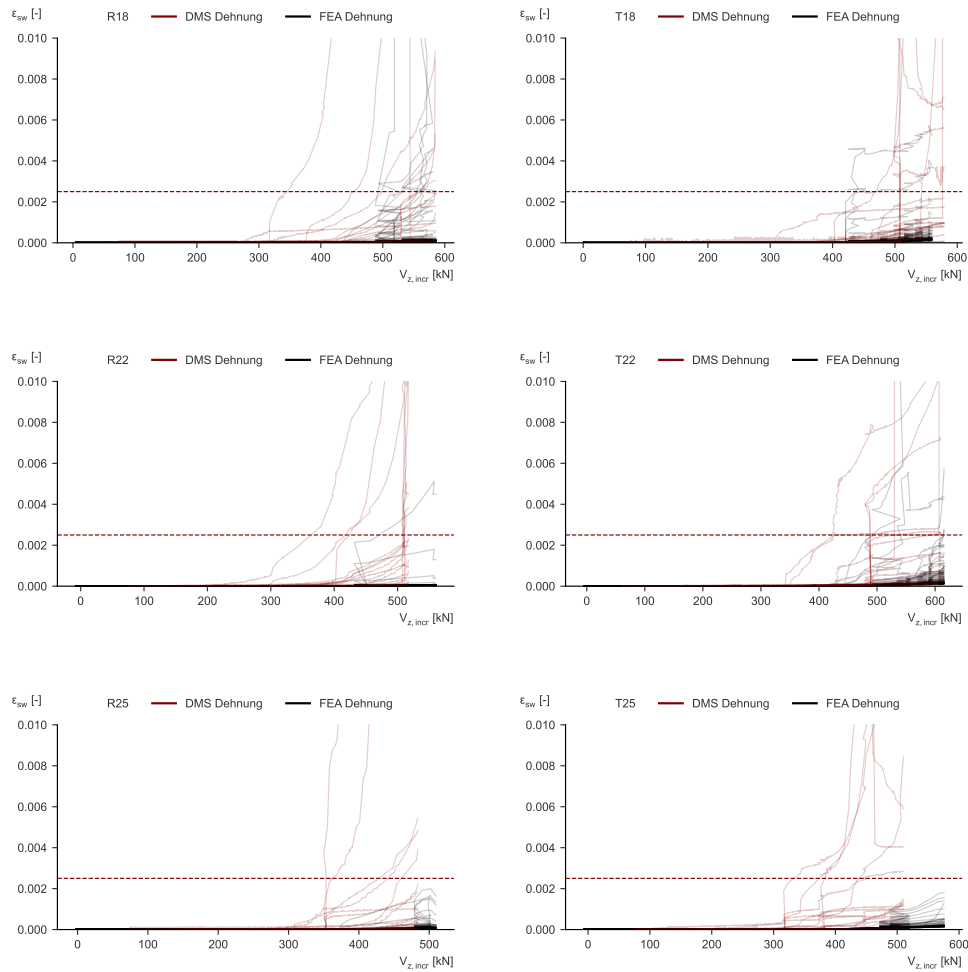


Abbildung A.33 Abgleich der DMS-Dehnungen und numerischen Verzerrungen entlang der Bügel im Bereich nach Abbildung A.32

A.7 Ergebnisse DCF Analysis

A.7.1 Zusammenstellung repräsentativer Schubversuche an Spannbetonbalken mit geringem Schubbewehrungsgrad

Tabelle A.3 Eigene Versuche an Spannbetonträgern

Institut	ID	σ_{cp} [MPa]	f_c [MPa]	ρ_w [-]	ρ_{sl} [-]	μ_{ecs} [-]
TUM	R18	2.50	44.4	0.000 905	0.008 06	0.954
TUM	R22	2.50	40.3	0.000 905	0.0124	1.06
TUM	R25	2.50	41.9	0.000 905	0.0160	1.10
TUM	RV25	2.50	47.8	0.000 905	0.0160	1.08
TUM	T18	2.50	43.8	0.000 905	0.008 09	0.944
TUM	T22	2.50	53.7	0.000 905	0.0121	1.07
TUM	T25	2.50	41.9	0.000 905	0.0156	1.12

Tabelle A.4 Ausgewählte Versuche an Spannbetonträgern: Lamatsch [111]

Institut	ID	σ_{cp} [MPa]	f_c [MPa]	ρ_w [-]	ρ_{sl} [-]	μ_{ecs} [-]
TUM	R-L5-S1.7	1.78	42.6	0.000 905	0.0102	1.03
TUM	R-L3-S1.7	1.76	46.2	0.000 905	0.0102	1.00
TUM	R-L9-S3.1	3.06	43.7	0.000 905	0.0102	0.990
TUM	R-L5-S3.1	3.00	43.3	0.000 905	0.0102	0.896
TUM	R-L5-S1.7g	1.74	41.6	0.000 905	0.0102	1.01
TUM	R-L5-S1.7f	1.73	41.0	0.001 61	0.0102	0.967
TUM	T-L5-S1.2	1.15	47.6	0.000 905	0.0102	0.994
TUM	T-L3-S1.2	1.02	50.4	0.000 905	0.0102	1.08
TUM	T-L9-S2.1	1.82	48.4	0.000 905	0.0102	0.971
TUM	T-L5-S2.1	1.90	47.7	0.000 905	0.0102	1.02
TUM	T-L5-S1.2g	1.16	44.8	0.000 905	0.0102	1.00
TUM	T-L5-S1.2f	1.17	48.8	0.001 61	0.0102	0.998

Tabelle A.5 Ausgewählte Versuche an Spannbetonträgern: Dommies [56]

Institut	ID	σ_{cp} [MPa]	f_c [MPa]	ρ_w [-]	ρ_{sl} [-]	μ_{ecs} [-]
Aachen	1.1	2.42	33.0	0.000 905	0.0214	1.13
Aachen	2.1	2.42	34.0	0.000 905	0.0214	1.21
Aachen	3.1	2.47	39.1	0.000 905	0.0316	0.890
Aachen	4.1	2.46	31.1	0.000 905	0.0316	0.942
Aachen	5.1	2.46	33.7	0.000 905	0.0316	0.815
Aachen	6.1	2.46	32.7	0.000 905	0.0316	0.709
Aachen	7.1	0.970	34.2	0.000 905	0.0316	0.941

Tabelle A.6 Ausgewählte Versuche an Spannbetonträgern: Huber [88]

Institut	ID	σ_{cp} [MPa]	f_c [MPa]	ρ_w [-]	ρ_{sl} [-]	μ_{ecs} [-]
Wien	pc45t074	4.53	68.7	0.000 745	0.0264	1.36
Wien	pc45t168	4.52	69.3	0.001 68	0.0264	1.30
Wien	pc20t074	2.10	66.6	0.000 745	0.0264	1.35
Wien	pc20t168	2.00	64.9	0.001 68	0.0264	1.26

Tabelle A.7 Ausgewählte Versuche an Spannbetonträgern: Herbrand [82]

Institut	ID	σ_{cp} [MPa]	f_c [MPa]	ρ_w [-]	ρ_{sl} [-]	μ_{ecs} [-]
Aachen	1-1-1	2.67	51.2	0.000 905	0.0156	1.11
Aachen	1-1-2	2.67	51.2	0.002 51	0.0156	1.04
Aachen	1-2-1	2.52	42.0	0.000 905	0.0166	0.826
Aachen	1-2-2	2.52	42.0	0.002 51	0.0166	0.817
Aachen	1-3-1	2.52	40.6	0.001 61	0.0166	0.835
Aachen	1-3-2	2.52	40.6	0.003 62	0.0166	0.899
Aachen	1-4-1	2.49	47.6	0.000 905	0.0156	0.836
Aachen	1-5-2	2.52	47.3	0.002 51	0.0166	0.849

A.7.2 Ausgewählte Modellvergleiche

Die Auswertungen zum FSC-Modell [88] in Abbildung A.35 werden analog zu den eigenen DCF-Betrachtungen in Abbildung A.34 über eine Skalierung $\mu = 0.5 - 1.5$ dargestellt. Allerdings gibt es drei Ausreißer, deren Approximation $\mu \geq 2.0$ liegt und den leicht schlechteren Variationskoeffizienten und Mittelwert gegenüber der eigenen DCF-Analyse verantwortet.

Nachdem das FSC-Modell aber grundsätzlich eine sehr gute Prognosequalität besitzt, wird einer Vergleichbarkeit zu den eigenen Bemühungen Vorrang gewährt und die Darstellung des vollständigen Datensatzes vernachlässigt.

Die Gegenüberstellung der Nachweisformate wird durch den Auswertung der Nachrechnungsrichtlinie in Abbildung A.36 abgeschlossen. Während die Tragfähigkeit auf Basis der 1.Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie [24] im Mittel noch stark unterschätzt wird (Fachwerkmodell mit impliziter Rissreibung), zeigt die angestrebte Weiterentwicklung [25] unter Berücksichtigung eines expliziten, empirisch abgeleiteten Betontraganteils bereits eine deutlich bessere Approximation der Tragfähigkeit.

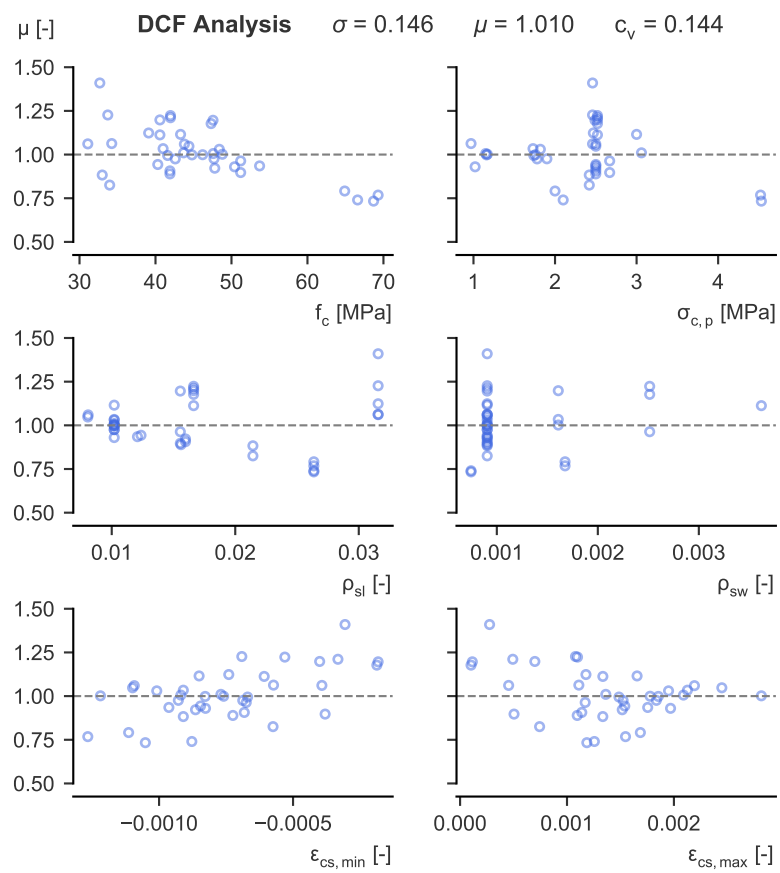


Abbildung A.34 Approximation der Schubtragfähigkeit auf Basis des eigenen DCF-Ansatzes, aufgetragen über verschiedene Parameter der betrachteten Datenmenge repräsentativer Versuche an Spannbetontträgern

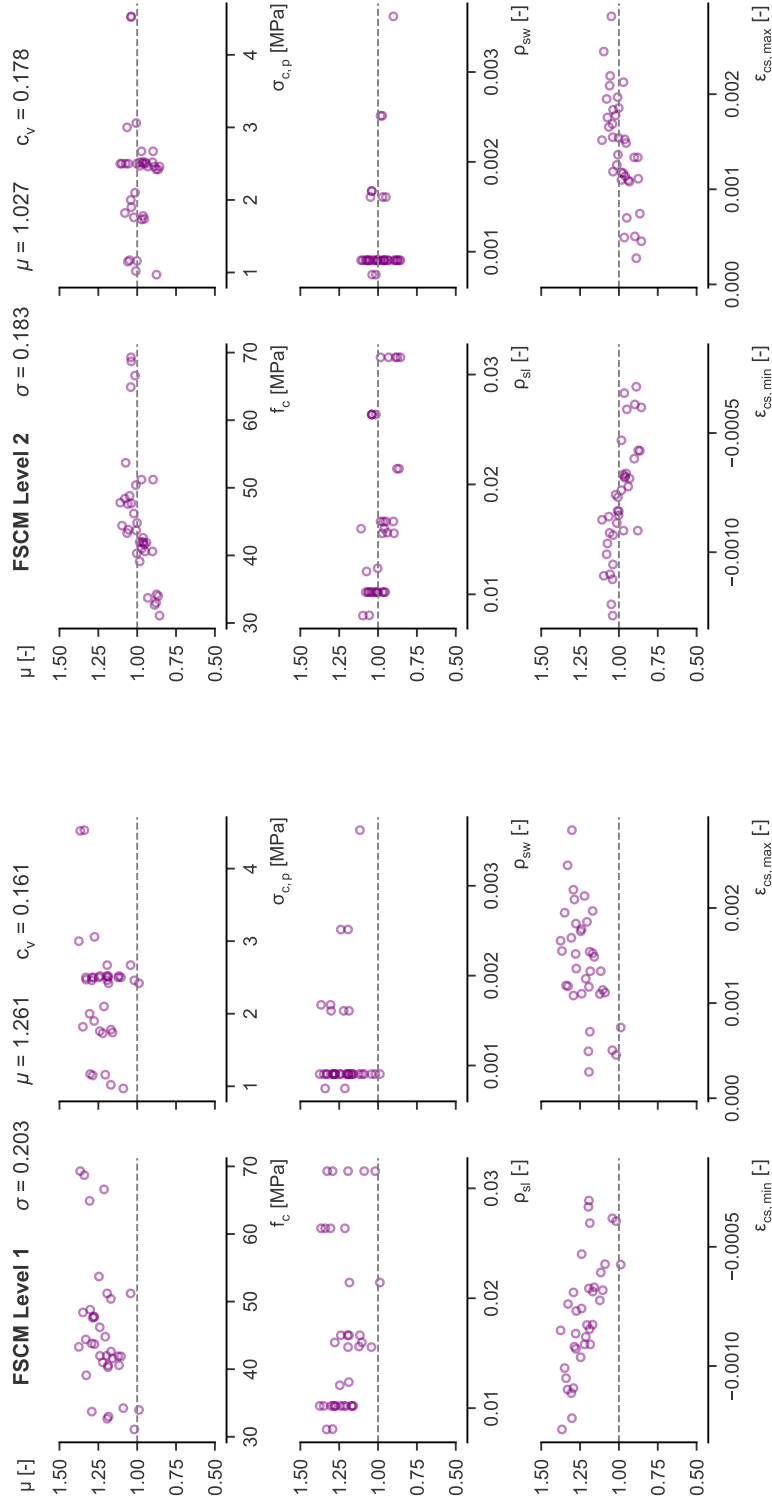


Abbildung A.35 Approximation der Schubtragfähigkeit auf Basis des FSC-Modells [88], aufgetragen über verschiedene Parameter der betrachteten Datenmenge repräsentativer Versuche an Spannbetontträgern

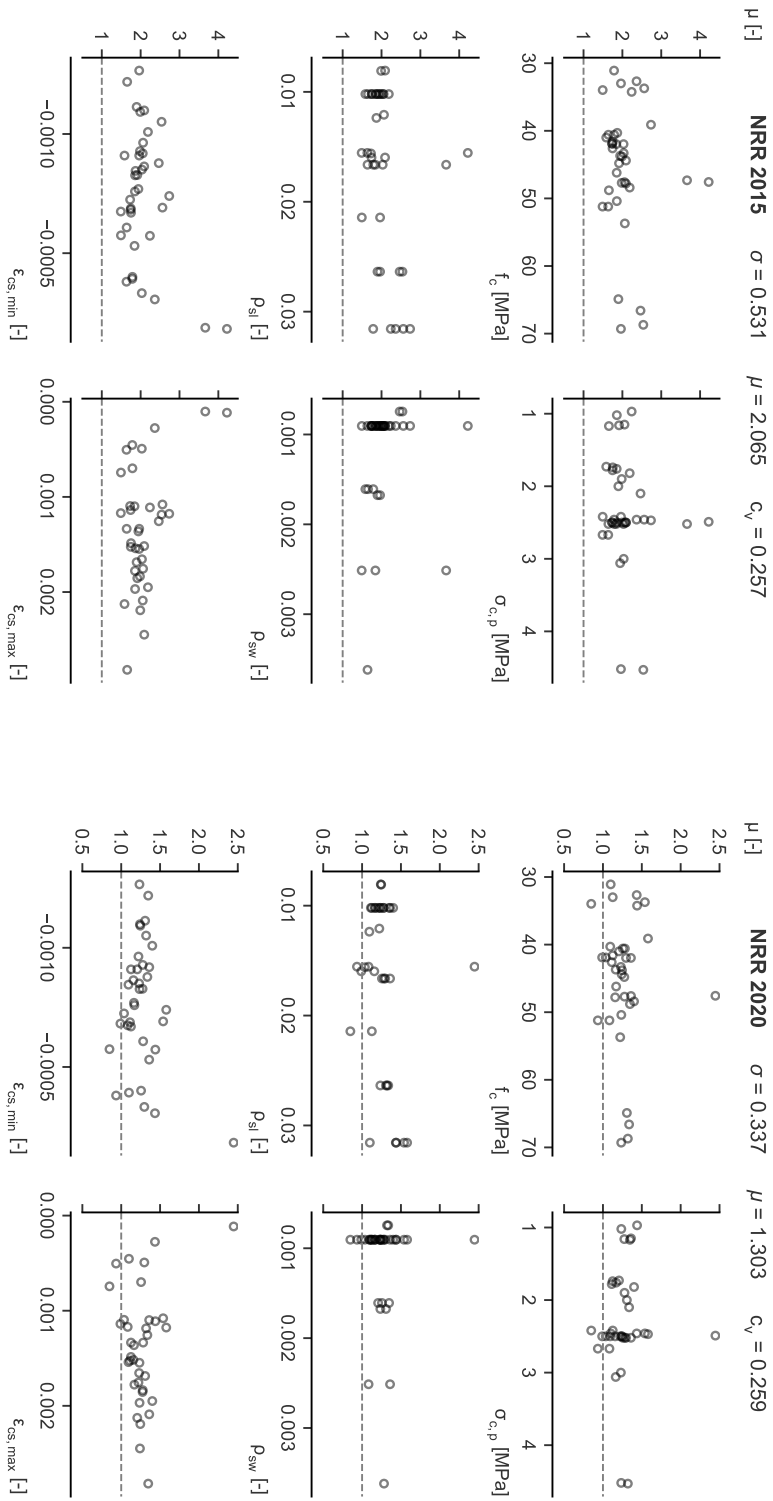


Abbildung A.36 Approximation der Schubtragfähigkeit auf Basis der Nachrechnungsrichtlinie inkl. 1. Ergänzung [23, 24] und deren Weiterentwicklung [25], aufgetragen über verschiedene Parameter der betrachteten Datemenge repräsentativer Versuche an Spannbetontträgern

Abbildungsverzeichnis

1.1	Altersstruktur der Spannbetonbrücken in Deutschland	1
2.1	Approximation experimenteller Traglasten mithilfe eines reinen Fachwerkmodells	6
2.2	Vergleichsbetrachtung zu vorgespannten Druckspannungsfeldern	7
2.3	Unterschiedliche Betrachtungen zu Druckfeld- und Rissneigung	10
2.4	Verzerrung in Richtung der Schubbewehrung als Funktion der Druckfeldneigung	11
2.5	Vergleichsbetrachtung zu verschiedenen Compression Softening-Ansätzen	14
2.6	Vergleichende Betrachtung zu Mohrschen Bruchkriterien	18
2.7	Querschnitt unter Einheitsschubspannung	19
2.8	Vergleichsbetrachtung der Schubschlankheit in Abhängigkeit des Lastbildes	22
2.9	Untersuchungen zum Dübeltragverhalten	23
2.10	Spannungsanteile aus Rissverzahnung	27
2.11	Einfluss der Vorspannung auf die Neigung der Hauptdruckspannung	29
2.12	Zuggurtmodell am gemischt bewehrten Dehnkörper	30
3.1	Überblick zur Substrukturtechnik	37
3.2	Konstruktion einer zwangsfreien Spanngliedengeometrie	39
3.3	Abmessungen der Versuchsträger, Rechteckquerschnitt [mm]	40
3.4	Abmessungen der Versuchsträger, Plattenbalkenquerschnitt [mm]	41
3.5	Normativer Vergleich zur Entwicklung der Mindestquerkraftbewehrung	41
3.6	Konstruktive Durchbildung der vorgespannten Balkenelemente	42
3.7	Gemessene Kräfte und Verformungen am Versuchsträger	45
3.8	Fugenklaffung in Abhängigkeit der Zuggurtdehnung	45
3.9	Anordnung der DMS-Messstellen	46
3.10	Anwendungsprinzip faseroptischer Messtechnik	47
3.11	Schematische Aufbereitung der DIC-Messtechnik	48
3.12	Konstruktive Durchbildung im relevanten Schubfeld	49
3.13	System des Referenzträgers	50
3.14	Schnittgrößen im Prüfbereich des Referenzträgers	50
3.15	Vergleichsbetrachtung zum Tragverhalten des Referenzversuchs	51
3.16	Effektiv gemessene Verzerrung der Glasfaser	52
3.17	Validierung der robusten FOS-Messkabel	53
3.18	Detailauswertungen zu robusten FOS-Messkabeln	54
3.19	Rissbilder der Versuche mit Rechteckquerschnitt	57
3.20	Rissbilder der Versuche mit Plattenbalkenquerschnitt	58
3.21	Normierte Querkrafttragfähigkeit der Substrukturversuche	59
3.22	Normierte Querkrafttragfähigkeit in Bezug auf den Zuggurt	59
3.23	Ausnutzung der Längsbewehrung und Momententragfähigkeit unter Bruchlast	60
3.24	Schubrisslasten und Lastdelta bis zur Bruchquerkraft	61
3.25	Normierte Schubrisslasten und Lastdelta bis zur Bruchquerkraft	62
3.26	T22 - Verzerrung in der Längsbewehrung infolge Hydratation und Schwinden	63

3.27	T22 - Verzerrungen entlang der Längsbewehrung im Bruchzustand	64
3.28	Verzerrung in der Druckzone der Querschnitte	65
3.29	Spanngliedspannungen unter Bruchmoment	66
3.30	Normierte Spanngliedspannungen unter Bruchmoment	67
3.31	Beispielhafte Auswertung zum Verbundbedarf und -vermögen	68
3.32	TG25 - Entwicklung der Verzerrung entlang der Längsbewehrung	69
3.33	Glatte Bewehrungsstab mit Nylonfaser in CNC-gefräster Nut	70
3.34	Ausnutzung des Zuggurts bei glatter Längsbewehrung	70
3.35	Spannstahlspannungen und Dehnungen über die Versuchsreihe	71
3.36	Auswertung der lokal veränderlichen Risskinematik	71
3.37	Analyse der Risskinematik	73
3.38	Dilatanz der Rissuferverschiebungen	74
4.1	Ablaufdiagramm zur Vorgehensweise	79
4.2	Subroutine zur Optimierung des Druckstrebenneigungswinkels	80
4.3	Bedeutung untersuchter Modellparameter im Rahmen der Sensitivitätsanalyse	83
4.4	Interaktion der Modellparameter im Rahmen der Sensitivitätsanalyse . . .	84
4.5	Spannungs-Verzerrungsbeziehungen für Beton unter Druck	86
4.6	Vergleich der konstruktiven Durchbildung von Scheibenelement und Bal- kensteg	86
4.7	Extraktion quadratischer Subsets zur Analyse der Verzerrungen im Steg .	88
4.8	Modifikation der Betonarbeitslinie und resultierende, veränderliche Aus- nutzung der Druckfestigkeit	89
4.9	Lage der untersuchen Regions of Interest	89
4.10	Ergebnisse der ROI-Untersuchungen im Feldbereich	91
4.11	Ergebnisse der ROI-Untersuchungen im Stützbereich	92
4.12	Auswertungen zur Druckstrebenragfähigkeit für den Versuch R18	94
4.13	Auswertungen zur Druckstrebenragfähigkeit für den Versuch T18	95
4.14	Aufbau des numerischen Modells	99
4.15	Numerische Traglastprognose ausgewählter Substrukturversuche	100
4.16	Numerische Ergebnisse zu Verzerrungen entlang der Längsbewehrung . .	100
4.17	Numerische Ergebnisse zur Ausnutzung der Betondruckfestigkeit	102
5.1	Unterteilung betrachteter Schubbruchkriterien	104
5.2	Übersicht zu wesentlichen Bausteinen der DCF Analysis	105
5.3	Stahlspannungen auf Basis des Zuggurtmodells	108
5.4	Konstruktion der Kontrollpunkte des Druckspannungsfeldes	110
5.5	Definition der Kontrollpunkte	110
5.6	Diskretisierte Kräfte des inneren Gleichgewichts	111
5.7	Effektive Zuggurtfläche des Betons	113
5.8	Dehnungsebene und Korrektur der Schubverzerrung	114
5.9	Konstruktion des Druckspannungspfades auf Basis kritischer Randzug- spannungen	115
5.10	Vergleichsbetrachtung zur Entwicklung der Druckzone	116
5.11	Entwicklung des Druckspannungsfeldes und weiterführende Anwendung .	117
5.12	Einflussfaktoren auf die Hauptdruckspannungen im Schubfeld	117
5.13	Ermittlung eines Referenzspannungszustandes	118
5.14	Ermittlung effektiv bewehrter Stegschichten	120
5.15	DCF Traglastanalyse im gerissenen Betondruckspannungsfeld	121
5.16	Evaluation der Spannungszustände im Schubfeld	122

5.17	DCF-Traglastanalyse für den Versuch T22	126
5.18	DCF-Traglastanalyse für den Versuch PC2.0T168	127
5.19	Querkraftwiderstand in den Schnittrufern des Spannungsfeldes	129
5.20	Ermittlung des Betontraganteils vorgespannter Querschnitte	131
5.21	Modelltragfähigkeit in den Schnittrufern des Spannungsfeldes	132
A.1	R25 - Rissentwicklung im Schubfeld, gefilterte DIC-Daten	143
A.2	R22 - Rissentwicklung im Schubfeld, gefilterte DIC-Daten	144
A.3	R18 - Rissentwicklung im Schubfeld, gefilterte DIC-Daten	145
A.4	RG25 - Rissentwicklung im Schubfeld, gefilterte DIC-Daten	146
A.5	RV25 - Rissentwicklung im Schubfeld, gefilterte DIC-Daten	147
A.6	T25 - Rissentwicklung im Schubfeld, gefilterte DIC-Daten	148
A.7	T22 - Rissentwicklung im Schubfeld, gefilterte DIC-Daten	149
A.8	T18 - Rissentwicklung im Schubfeld, gefilterte DIC-Daten	150
A.9	TG25 - Rissentwicklung im Schubfeld, gefilterte DIC-Daten	151
A.10	DLT25 - Rissentwicklung im Schubfeld, gefilterte DIC-Daten	152
A.11	Verzerrungen entlang der Längsbewehrung für letzte valide Messung: R18 und R22	154
A.12	Verzerrungen entlang der Längsbewehrung für letzte valide Messung: RV25 und T18	155
A.13	Verzerrungen entlang der Längsbewehrung für letzte valide Messung: T22 und TG25	156
A.14	R22 - Dehnungszuwachs in den Spanngliedern	157
A.15	RV25 - Dehnungszuwachs in den Spanngliedern	158
A.16	T18 - Dehnungszuwachs in den Spanngliedern	159
A.17	T22 - Dehnungszuwachs in den Spanngliedern	160
A.18	T25 - Dehnungszuwachs in den Spanngliedern	161
A.19	Querkraft-Verformungskurven ausgewählter Substrukturversuche	167
A.20	R18 Ausnutzung Betondruckfestigkeit	167
A.21	R22 Ausnutzung Betondruckfestigkeit	167
A.22	R25 Ausnutzung Betondruckfestigkeit	168
A.23	T18 Ausnutzung Betondruckfestigkeit	168
A.24	T22 Ausnutzung Betondruckfestigkeit	168
A.25	T25 Ausnutzung Betondruckfestigkeit	168
A.26	Numerische Ergebnisse zur Mobilisierung der Schubbewehrung; Verzer- rungen und Spannungen entlang der Bügelschenkel auf Bruchlastniveau und im Nachbruchbereich; plastische Anteile dunkel gekennzeichnet . . .	170
A.27	Numerische Ergebnisse zur Mobilisierung der Schubbewehrung; Verzer- rungen und Spannungen entlang der Bügelschenkel auf Bruchlastniveau und im Nachbruchbereich; plastische Anteile dunkel gekennzeichnet . . .	171
A.28	Numerische Ergebnisse zur Mobilisierung der Schubbewehrung; Verzer- rungen und Spannungen entlang der Bügelschenkel auf Bruchlastniveau und im Nachbruchbereich; plastische Anteile dunkel gekennzeichnet . . .	172
A.29	Numerische Ergebnisse zur Entwicklung der Verzerrungen und Spannungen entlang der Längsbewehrung auf Bruchlastniveau; plastische Anteile dunkel gekennzeichnet	173
A.30	Numerische Ergebnisse zur Entwicklung der Verzerrungen und Spannungen entlang der Längsbewehrung auf Bruchlastniveau; plastische Anteile dunkel gekennzeichnet	174

Abbildungsverzeichnis

A.31 Numerische Ergebnisse zur Entwicklung der Verzerrungen und Spannungen entlang der Längsbewehrung auf Bruchlastniveau; plastische Anteile dunkel gekennzeichnet. Die FOS-Messungen liefern für diese beiden Versuche auf Bruchlastniveau keine validen Messwerte mehr.	175
A.32 Auswahl betrachteter DMS und adäquat erweiterter Einflussbereich berücksichtigter finiter Elemente für den Abgleich experimenteller und numerischer Dehnungen der Bügelschenkel infolge einsetzender Schubzugrissbildung .	176
A.33 Abgleich der DMS-Dehnungen und numerischen Verzerrungen entlang der Bügel im Bereich nach Abbildung A.32	177
A.34 Approximation der Schubtragfähigkeit auf Basis des eigenen DCF-Ansatzes, aufgetragen über verschiedene Parameter der betrachteten Datenmenge repräsentativer Versuche an Spannbetonträgern	180
A.35 Approximation der Schubtragfähigkeit auf Basis des FSC-Modells [88], aufgetragen über verschiedene Parameter der betrachteten Datenmenge repräsentativer Versuche an Spannbetonträgern	181
A.36 Approximation der Schubtragfähigkeit auf Basis der Nachrechnungsrichtlinie inkl. 1. Ergänzung [23, 24] und deren Weiterentwicklung [25], aufgetragen über verschiedene Parameter der betrachteten Datenmenge repräsentativer Versuche an Spannbetonträgern	182

Tabellenverzeichnis

2.1	Ansätze zur Beschreibung der Betonentfestigung unter Querzug	14
2.2	Einflussfaktoren auf das Verbundverhalten [121]	25
3.1	Übersicht zu durchgeführten Querkraftversuchen an Spannbetonträgern .	40
3.2	Materialkennwerte des Betons	43
3.3	Materialkennwerte des Verpresszements	43
3.4	Materialkennwerte des Betonstahls und der Spannlitzen	43
3.5	Bezogene Rippenfläche bzw. Rauigkeit des Betonstahls	44
3.6	Übersicht zu erreichten Schubbruchlasten	56
4.1	Gewählte Einflussgrößen und deren Bandbreite einer Gleichverteilung . .	81
4.2	Freie Parameter zur Steuerung des M7-Materialverhaltens	97
5.1	Statistische Kennwerte zum angestellten Modellvergleich	133
A.1	Scheibenversuche bei dokumentierem Betondruckversagen	163
A.2	Parametersatz zur Steuerung des M7-Materialverhaltens	165
A.3	Eigene Versuche an Spannbetonträgern	178
A.4	Ausgewählte Versuche an Spannbetonträgern: Lamatsch [111]	178
A.5	Ausgewählte Versuche an Spannbetonträgern: Dommes [56]	178
A.6	Ausgewählte Versuche an Spannbetonträgern: Huber [88]	179
A.7	Ausgewählte Versuche an Spannbetonträgern: Herbrand [82]	179

Literatur

- [1] FIB, Hrsg. *Model Code 2010 - Volume 1*. Bd. Bulletin 55. Lausanne, Schweiz, 2010. ISBN: 978-2-88394-095-6.
- [2] Ahn, T. und Gopalaratnam, V. „Restrained Shrinkage - Its Impact on the response of reinforced concrete members“. In: *Fracture Mechanics of Concrete Structures, Proceedings FRAMCOS-2*. Hrsg. von V. H. Wittman. 1995.
- [3] Alvarez, M. „Einfluss des Verbundverhaltens auf das Verformungsvermögen von Stahlbeton“. Diss. ETH Zürich, 1998.
- [4] Alvarez, M. und Marti, P. *Versuche zum Verbundverhalten von Bewehrungsstahl bei plastischen Verformungen*. Forschungsber. ETH Zürich, 1996.
- [5] Auer, M. „Ein Verbundmodell für Stahlbeton unter Berücksichtigung der Betonschädigung“. Diss. Karlsruher Institut für Technologie, 2014.
- [6] Autrup, F., Jørgensen, H. B. und Hoang, L. C. „The influence of small amounts of shear reinforcement on the shear-transferring mechanisms in RC beams: An analysis based on refined experimental measurements“. In: *Structural Concrete* 24.2 (2022), S. 2844–2861. DOI: 10.1002/suco.202200193.
- [7] Autrup, F., Jørgensen, H. B. und Hoang, L. C. „Dowel action of the tensile reinforcement in RC beams without shear reinforcement: Novel experimental investigation and mechanical modelling“. In: *Engineering Structures* 279 (März 2023). DOI: 10.1016/j.engstruct.2022.115471.
- [8] Ayensa, A. u. a. „Influence of the flanges width and thickness on the shear strength of reinforced concrete beams with T-shaped cross section“. In: *Engineering Structures* 188 (Juni 2019), S. 506–518. DOI: 10.1016/j.engstruct.2019.03.057.
- [9] Bachmann Hugo; Thürlimann, B. „Schubbemessung von Balken und Platten aus Stahlbeton, Stahlbeton mit Spannzulagen und Spannbeton“. In: *Schweizerische Bauzeitung* 84.33 (1966).
- [10] Bachmann, H. und Thürlimann, B. *Versuche über das plastische Verhalten von Zweifeldrigen Stahlbetonbalken*. de. 1965. DOI: 10.3929/ETHZ-A-000657424.
- [11] Bagge, N., Nilimaa, J. und Elfgren, L. „In-situ methods to determine residual prestress forces in concrete bridges“. In: *Engineering Structures* 135 (März 2017), S. 41–52. DOI: 10.1016/j.engstruct.2016.12.059.
- [12] Baumann, T. *Tragwirkung orthogonaler Bewehrungsnetze beliebiger Richtung in Flächentragwerken aus Stahlbeton*. DAfStb-Heft 217. Ernst & Sohn, 1972.
- [13] Baumann, T. und Rüschi, H. *Versuche zum Studium der Verdübelungswirkung der Biegezugbewehrung eines Stahlbetonbalkens*. DAfStb-Heft 210. Ernst & Sohn, 1970.
- [14] Bažant, Z. P. „Mechanics of fracture and progressive cracking in concrete structures“. In: *Fracture mechanics of concrete: Structural application and numerical calculation*. Hrsg. von G. C. Sih und A. DiTommaso. 1985.

- [15] Bažant, Z. P. *Explicit microplane constitutive model M7 for concrete*. Hrsg. von F. Caner. 7. Nov. 2023. URL: http://www.civil.northwestern.edu/people/bazant/m7-coding/m7_cyc_schell_v1.f.
- [16] Bažant, Z. P. und Sun, H.-H. „Size Effect in Diagonal Shear Failure: Influence of Aggregate Size and Stirrups“. In: *ACI Materials Journal* 84.4 (Juli 1987), S. 259–272. ISSN: 0889-325X. DOI: 10.14359/1614.
- [17] Bažant, Z. P. und Gambarova, P. „Rough Cracks in Reinforced Concrete“. In: *Journal of the Structural Division* 106.4 (Apr. 1980), S. 819–842. DOI: 10.1061/JSDEAG.0005400.
- [18] Bažant, Z. P. und Gambarova, P. G. „Crack Shear in Concrete: Crack Band Microplane Model“. In: *Journal of Structural Engineering* 110.9 (1984), S. 2015–2035. DOI: 10.1061/(asce)0733-9445(1984)110:9(2015).
- [19] Bažant, Z. P. und Kim, J.-K. „Size Effect in Shear Failure of Longitudinally Reinforced Beams“. In: *ACI Journal* 81.38 (1984), S. 456–468.
- [20] Belarbi, A. und Hsu, T. T. C. „Constitutive Laws of Softened Concrete in Biaxial Tension Compression“. In: *Structural Journal* 92.5 (Nov. 1995), S. 562–573. ISSN: 0889-3241. DOI: 10.14359/907.
- [21] Bentz, E. C. „Sectional analysis of reinforced concrete members“. Diss. University of Toronto, 2000.
- [22] Bentz, E. C. und Collins, M. P. „Development of the 2004 Canadian Standards Association (CSA) A23.3 shear provisions for reinforced concrete“. In: *Canadian Journal of Civil Engineering* 33.5 (2006), S. 521–534. DOI: 10.1139/L06-005.
- [23] BMVBS, Hrsg. *Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie)*. 2011.
- [24] BMVBS, Hrsg. *Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie) - 1.Ergänzung*. 2015.
- [25] BMVBS, Hrsg. *Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie) - 2.Ergänzung (in Vorbereitung)*. 2020.
- [26] Bosbach, S. u. a. „Investigations on shear transfer by aggregate interlock with a unique test setup (TorAx)“. In: *Current Perspectives and New Directions in Mechanics, Modelling and Design of Structural Systems*. Boca Raton, FL, USA: CRC Press, 2022, S. 1265–1270. ISBN: 978-1-00334844-3. DOI: 10.1201/9781003348443-206.
- [27] Boyd, S. und Vandenberghe, L. *Convex Optimization*. New York: Cambridge University Press, 2009, S. 730. ISBN: 978-0-521-83378-3.
- [28] Bræstrup, M. W. „Plastic analysis of shear in reinforced concrete“. In: *Magazine of Concrete Research* 26.89 (Mai 1974). ISSN: 0024-9831. DOI: 10.1680/macrs.1974.26.89.221.
- [29] Brault, A. und Hoult, N. „Distributed Reinforcement Strains: Measurement and Application“. In: *ACI Structural Journal* 116.4 (2019), S. 115–127. DOI: 10.14359/51714483.
- [30] Bundesanstalt für Straßenwesen, Hrsg. *Brückenstatistik des Bundes*. Bergisch Gladbach, 2023.
- [31] Cafilisch, Reto und Thürlimann, Bruno. *Schubversuche an teilweise vorgespannten Betonbalken*. de. Techn. Ber. ETH Zürich, 1970. DOI: 10.3929/ethz-a-002212597.

- [32] Calvi, P. M., Bentz, E. C. und Collins, M. P. „Pure Mechanics Crack Model for Shear Stress Transfer in Cracked Reinforced Concrete“. In: *ACI Structural Journal* 114.2 (2017), S. 545–554. DOI: 10.14359/51689460.
- [33] Calvi, P. M., Bentz, E. C. und Collins, M. P. „Model for Assessment of Cracked Reinforced Concrete Membrane Elements Subjected to Shear and Axial Loads“. In: *ACI Structural Journal* 115.2 (2018), S. 501–509. DOI: 10.14359/51701093.
- [34] Caner, F. C. und Bažant, Z. P. „Microplane Model M7 for Plain Concrete. I: Formulation“. In: *Journal of Engineering Mechanics* 139.12 (Dez. 2013), S. 1714–1723. DOI: 10.1061/(asce)em.1943-7889.0000570.
- [35] Caner, F. C. und Bažant, Z. P. „Microplane Model M7 for Plain Concrete. II: Calibration and Verification“. In: *Journal of Engineering Mechanics* 139.12 (Dez. 2013), S. 1724–1735. DOI: 10.1061/(asce)em.1943-7889.0000571.
- [36] Cantone, R., Ruiz, M. F. und Muttoni, A. „A detailed view on the rebar-to-concrete interaction based on refined measurement techniques“. In: *Engineering Structures* 226 (Jan. 2021), S. 111332. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.111332.
- [37] Cavagnis, F., Ruiz, M. F. und Muttoni, A. „A mechanical model for failures in shear of members without transverse reinforcement based on development of a critical shear crack“. In: *Engineering Structures* 157 (Feb. 2018), S. 300–315. DOI: 10.1016/j.engstruct.2017.12.004.
- [38] Cavagnis, F. u. a. „Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement Based on Development of Critical Shear Crack“. In: *ACI Structural Journal* 117.1 (2020), S. 103–118. DOI: 10.14359/51718012.
- [39] Cladera, A. u. a. „Predicting the shear–flexural strength of slender reinforced concrete T and I shaped beams“. In: *Engineering Structures* 101 (Okt. 2015), S. 386–398. DOI: 10.1016/j.engstruct.2015.07.025.
- [40] Cladera, A. u. a. „The compression chord capacity model for the shear design and assessment of reinforced and prestressed concrete beams“. In: *Structural Concrete* 17.6 (Dez. 2016), S. 1017–1032. DOI: 10.1002/suco.201500214.
- [41] Claßen, M. „Shear Crack Propagation Theory (SCPT) – The mechanical solution to the riddle of shear in RC members without shear reinforcement“. In: *Engineering Structures* 210 (2020). DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.110207.
- [42] Collins, M. P. und Mitchell, D. *Prestressed Concrete Structures*. Toronto, Canada: Response Publications, 1997.
- [43] Collins, M. P. u. a. „A General Shear Design Method“. In: *Structural Journal* 93.1 (Jan. 1996), S. 36–45. ISSN: 0889-3241. DOI: 10.14359/9838.
- [44] Cox, M. G. „The Numerical Evaluation of B-Splines“. In: *IMA Journal of Applied Mathematics* 10.2 (1972), S. 134–149. DOI: 10.1093/imamat/10.2.134.
- [45] Daussault Systèmes Simulia Corp. *Abaqus Programming Guide*. 2017.
- [46] Davison, A. C. und Hinkley, D. V. *Bootstrap Methods and their Application*. Cambridge University Press, 1997. ISBN: 9780511802843. DOI: 10.1017/cbo9780511802843.
- [47] Deutscher Normenausschuss, Hrsg. *DIN 4227: Spannbeton - Richtlinien für Bemessung und Ausführung*. Berlin: Beuth-Vertrieb GmbH, 1953.

- [48] Dilger, W. *Veränderlichkeit der Biege- und Schubsteifigkeit bei Stahlbetontragwerken und ihr Einfluss auf Schnittkraftverteilung und Traglast bei statisch unbestimmter Lagerung*. DAFStb-Heft 179. Ernst & Sohn, 1966.
- [49] DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Hrsg. *DIN-Fachbericht 102: Betonbrücken*. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2009.
- [50] DIN Deutsches Institut für Normung e.V., NABau, Hrsg. *DIN 488-1:2009-08, Betonstahl - Teil 1: Stahlsorten, Eigenschaften, Kennzeichnung*. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2010. doi: 10.31030/1520610.
- [51] DIN Deutsches Institut für Normung e.V., NABau, Hrsg. *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln; Deutsche Fassung EN 1992-2:2005 + AC:2008*. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2010.
- [52] DIN Deutsches Institut für Normung e.V., NABau, Hrsg. *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010*. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2011.
- [53] DIN Deutsches Institut für Normung e.V., NABau, Hrsg. *Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2013.
- [54] DIN Deutsches Institut für Normung e.V., NABau, Hrsg. *Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln*. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2013.
- [55] DIN Deutsches Institut für Normung e.V., NABau, Hrsg. *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Regeln - Regeln für Hochbauten, Brücken und Ingenieurbauwerke; Deutsche und Englische Fassung prEN 1992-1-1:2021*. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2021.
- [56] Dommes, C. und Hegger, J. „Ermittlung von Traglastreserven in 16,5m Spannbetonträgern unter Querkraftbeanspruchung“. In: *Bauingenieur* in Vorbereitung (2023).
- [57] Eibl, J. und Neuroth, U. *Untersuchungen zur Druckfestigkeit von bewehrtem Beton bei gleichzeitig wirkendem Querkzug*. Hrsg. von U. Karlsruhe. Bd. T2024. Fraunhofer IRB Verlag, 1988.
- [58] Eifler, H. *Verbundverhalten zwischen Beton und geripptem Betonstahl sowie sein Einfluss auf inelastische Verformungen biegebeanspruchter Stahlbetonbalken*. Berlin: Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM), 1983.
- [59] Fehling, E., Leutbecher, T. und Röder, F.-K. „Zur Druck-Zug-Festigkeit von Stahlbeton und stahlfaserverstärktem Stahlbeton“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 104.8 (Aug. 2009), S. 471–484. doi: 10.1002/best.200900020.
- [60] Fenwick, R. C. und Paulay, T. „Mechanisms of Shear Resistance of Concrete Beams“. In: *Journal of the Structural Division* 94.10 (Okt. 1968), S. 2325–2350. doi: 10.1061/jsdeag.0002092.
- [61] Fischer, J. *Versagensmodell für schubslanke Balken*. DAFStb-Heft 480. Ernst & Sohn, 1997.

- [62] Fischer, O., Thoma, S. und Crepaz, S. „Quasikontinuierliche faseroptische Dehnungsmessung zur Rissdetektion in Betonkonstruktionen“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 114.3 (Jan. 2019), S. 150–159. DOI: 10.1002/best.201800089.
- [63] Fischer, O. u. a. „Ergebnisse und Erkenntnisse zu durchgeführten Nachrechnungen von Betonbrücken in Deutschland“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 109.2 (2014), S. 107–127. DOI: 10.1002/best.201300084.
- [64] Fischer, O. u. a. *Weiterentwicklung der Nachrechnungsrichtlinie - Validierung erweiterter Nachweisformate zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit und experimentelle Beurteilung der Tragfähigkeit alter Konstruktionen*. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Reihe B: Brücken- und Ingenieurbau (189). Fachverlag NW in der Carl Ec. Schünemann KG, 2023. ISBN: 978-3-95606-730-3.
- [65] Frantz, G. C. und Breen, J. E. „Cracking on the Side Faces of Large Reinforced Concrete Beams“. In: *ACI Journal* 77.32 (1980).
- [66] Gale, L. und Ibell, T. J. „Effects of compression reinforcement on the shear strength of reinforced concrete bridge beams“. In: *Magazine of Concrete Research* 52.4 (2000).
- [67] Galkovski, T., Mata-Falcón, J. und Kaufmann, W. „Effective reinforcement ratio of Rc beams: Validation of modelling assumptions with high-resolution strain data“. In: *Structural Concrete* 23.3 (März 2022), S. 1353–1369. DOI: 10.1002/suco.202100739.
- [68] Galkovski, T. u. a. „Fundamental Studies on the Use of Distributed Fibre Optical Sensing on Concrete and Reinforcing Bars“. In: *Sensors* 21.22 (2021). DOI: 10.3390/s21227643.
- [69] Gambarova, P. G. „On aggregate interlock mechanism in reinforced concrete plates with extensive cracking“. In: *IABSE reports of the working commissions* 34 (1981).
- [70] Gaynor, R. D. „Effect of Horizontal Reinforcing Steel on the Strength of Molded Cylinders“. In: *ACI Journal Proceedings* 62.7 (1965). DOI: 10.14359/51685622.
- [71] Gehrlein, S. u. a. „Großversuche zur Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken an der Saalebrücke Hammelburg“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 113.9 (Juni 2018), S. 667–675. DOI: 10.1002/best.201800028.
- [72] Gleich, P. „Das Erweiterte Druckbogenmodell zur Beschreibung des Betontraganteils bei Querkraft“. Diss. Technische Universität Dortmund, 2020.
- [73] González, C. R. R. und Ruiz, M. F. „Influence of flanges on the shear-carrying capacity of reinforced concrete beams without web reinforcement“. In: *Structural Concrete* 18.5 (März 2017), S. 720–732. DOI: 10.1002/suco.201600172.
- [74] Görtz, S. „Zum Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton“. Diss. RWTH Aachen, 2004.
- [75] Hackbarth, B. „Zur Querkrafttragfähigkeit von Stahl- und Spannbetonträgern mit Bügelbewehrung“. Diss. Technische Universität Hamburg-Harburg, 2014.
- [76] Hars, E. „Zum Querkraftwiderstand von Stahl- und Spannbetonträgern mit dünnen Stegen“. Diss. Lausanne: EPFL, 2006.
- [77] Hars, E., Niketić, F. und Ruiz, M. F. „Response of RC panels accounting for crack development and its interaction with rebars“. In: *Magazine of Concrete Research* 70.8 (2018), S. 410–432. DOI: 10.1680/jmacr.17.00077.

- [78] Häußler-Combe, U. *Computational Methods for Reinforced Concrete Structures - Theory and Applications. Theory and Applications*. Wiley & Sons, Limited, John, 2022. ISBN: 9783433033104.
- [79] Hegger, J. „Einfluss der Verbundart auf die Grenztragfähigkeit von Spannbetonbalken“. Diss. IBMB, TU Braunschweig, 1985. DOI: 10.24355/dbbs.084-201409091112-0.
- [80] Hegger, J. u. a. „Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand - Kurzfristige Lösungsansätze“. In: *1. Brückenkolloquium - Beurteilung, Erüchtigung und Instandsetzung von Brücken*. Technische Akademie Esslingen, 2014.
- [81] Hegger, J. u. a. *Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand - erweiterte Bemessungsgrundsätze*. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Reihe B: Brücken- und Ingenieurbau (150). Fachverlag NW in der Carl Ec. Schünemann KG, 2020. ISBN: 978-3-95606-504-0.
- [82] Herbrand, M. und Hegger, J. „Querkraftmodell für Bauteile ohne Schubbewehrung unter Druck- und Zugbeanspruchung“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 112.11 (Nov. 2017), S. 704–713. DOI: 10.1002/best.201700050.
- [83] Herbrand, M. u. a. „Einheitliches Querkraftmodell zur Bemessung von Stahl- und Spannbetonbrücken im Bestand“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 111.2 (2016), S. 58–67. DOI: 10.1002/best.201500055.
- [84] Herbrand, M. u. a. „Experimental Investigations on the Shear Capacity of Prestressed Concrete Continuous Beams with Rectangular and I-Shaped Cross-Sections“. In: *High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet*. Hrsg. von D. Hordijk und M. Luković. Springer International Publishing, 2018, S. 658–666. DOI: 10.1007/978-3-319-59471-2.
- [85] Huang, Y. u. a. „2D and 3D homogenization and fracture analysis of concrete based on in-situ X-ray Computed Tomography images and Monte Carlo simulations“. In: *Engineering Fracture Mechanics* 163 (Sep. 2016), S. 37–54. DOI: 10.1016/j.engfracmech.2016.06.018.
- [86] Huber, P. „Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit bestehender Stahlbeton- und Spannbetonbrücken“. Diss. Wien, Austria: TU Wien, März 2016. DOI: 10.34726/hss.2016.36366.
- [87] Huber, P., Huber, T. und Kollegger, J. „Investigation of the shear behavior of RC beams on the basis of measured crack kinematics“. In: *Engineering Structures* 113 (Apr. 2016), S. 41–58. DOI: 10.1016/j.engstruct.2016.01.025.
- [88] Huber, P., Huber, T. und Kollegger, J. „Experimental and theoretical study on the shear behavior of single- and multi-span T- and I-shaped post-tensioned beams“. In: *Structural Concrete* 21.1 (Aug. 2019), S. 393–408. DOI: 10.1002/suco.201900085.
- [89] Huber, P. u. a. *Weiterentwicklung des Ingenieurmodells zur Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit von vorgespannten Mehrfeldbrücken*. Forschungsber. bmvit & ASFiNAG, 2018.
- [90] Huber, T., Huber, P. und Kollegger, J. „Influence of aggregate interlock on the shear resistance of reinforced concrete beams without stirrups“. In: *Engineering Structures* 186 (Mai 2019), S. 26–42. DOI: 10.1016/j.engstruct.2019.01.074.

- [91] Ince, R., Yalcin, E. und Arslan, A. „Size-dependent response of dowel action in R.C. members“. In: *Engineering Structures* 29.6 (Juni 2007), S. 955–961. ISSN: 0141-0296. DOI: 10.1016/j.engstruct.2006.07.006.
- [92] Jackmuth, A. u. a. „Die neue Erhaltungsstrategie für Brücken der Bundesfernstraßen“. In: *Betonkalender 2022: Nachhaltigkeit, Digitalisierung, Instandhaltung*. Wiley, 2022, S. 347–373. DOI: 10.1002/9783433610879.ch5.
- [93] Janovic, K. *Bericht über den neuen konsolenförmigen Ausziehkörper als Vorschlag für ein allgemeingültiges Verbundprüfverfahren*. Technische Universität München, 1979.
- [94] Jeli, I., Pavlović, M. N. und Kotsovos, M. D. „A study of dowel action in reinforced concrete beams“. In: *Magazine of Concrete Research* 51.2 (Apr. 1999), S. 131–141. DOI: 10.1680/macr.1999.51.2.131.
- [95] Jeppsson, J. und Thelandersson, S. „Behavior of Reinforced Concrete Beams with Loss of Bond at Longitudinal Reinforcement“. In: *Journal of Structural Engineering* 129.10 (Okt. 2003), S. 1376–1383. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:10(1376).
- [96] Johnston, D. W. und Zia, P. „Analysis of Dowel Action“. In: *Journal of the Structural Division* 97.5 (Mai 1971), S. 1611–1630. DOI: 10.1061/jsdeag.0002912.
- [97] Kani, G. N. J. „The Riddle of Shear Failure and its Solution“. In: *ACI Journal Proceedings* 61.4 (1964), S. 441–468. ISSN: 0002-8061. DOI: 10.14359/7791.
- [98] Karagiannis, Dimosthenis. „Effect of transverse bending on the shear capacity of concrete bridges“. en. Diss. ETH Zürich, 2021. DOI: 10.3929/ethz-b-000485497.
- [99] Kattenstedt, S. „Untersuchungen zur Modellierung und numerischen Simulation des Querkrafttragverhaltens von Stahlbetonbalken“. Diss. Technische Universität Dortmund, 2017.
- [100] Kaufmann, W. „Large-Scale Tests on Structural Concrete Girders under Shear and Normal Forces“. In: *Proceedings: 1st International PhD Symposium*. Budapest, Hungary: Technical University of Budapest, Faculty of Civil Engineering, 1996. ISBN: 978-963-420-504. URL: <https://www.research-collection.ethz.ch/handle/20.500.11850/95668>.
- [101] Kaufmann, W. „Strength and Deformations of Structural Concrete Subjected to In-Plane Shear and Normal Forces“. Diss. Basel, Switzerland: ETH Zürich, 1998. ISBN: 978-3-7643-5989-8. DOI: 10.1007/978-3-0348-7612-4.
- [102] Kaufmann, W. u. a. „The Large Universal Shell Element Tester LUSET“. In: *IBK Bericht* 506 (Nov. 2019). DOI: 10.3929/ethz-b-000379657.
- [103] Kaufmann, W. u. a. *Compatible Stress Field Design of Structural Concrete: Principles and Validation*. Zürich, Switzerland: ETH Zurich, Institute of Structural Engineering (IBK), 2020. ISBN: 978-3-906916-95-8.
- [104] Kollegger, J. und Mehlhorn, G. *Experimentelle Untersuchungen zur Bestimmung der Druckfestigkeit des gerissenen Stahlbetons bei einer Querkraftbeanspruchung*. DAFStb-Heft 413. Berlin: Ernst & Sohn, 1990.
- [105] Kordina, K. und Blume, F. *Empirische Zusammenhänge zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit stabförmiger Stahlbetonelemente*. DAFStb-Heft 364. Ernst & Sohn, 1985.

Literatur

- [106] Kordina, K. und Hegger, J. *Schubtragverhalten von Spannbetonbauteilen mit Vorspannung ohne Verbund*. DAFStb-Heft 381. Ernst & Sohn, 1987.
- [107] Kordina, K., Hegger, J. und Teutsch, M. *Anwendung der Vorspannung ohne Verbund*. DAFStb-Heft 355. Ernst & Sohn, 1984.
- [108] Krefeld, W. J. und Thurston, C. W. „Contribution of Longitudinal Steel to Shear Resistance of Reinforced Concrete Beams“. In: *Journal Proceedings* 63.3 (März 1966), S. 325–344. ISSN: 0002-8061. DOI: 10.14359/7626.
- [109] Kupfer, H. „Erweiterung der Mörschen Fachwerkanalogie mit Hilfe des Prinzips vom Minimum der Formänderungsarbeit“. In: *Schub-Kolloquium*. Stuttgart, 1962.
- [110] Kupfer, H. *Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbeanspruchung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung*. DAFStb-Heft 229. Ernst & Sohn, 1973.
- [111] Lamatsch, S. und Fischer, O. „Querkraftversuche an unterschiedlich vorgespannten Balkenelementen mit baupraktischen Abmessungen“. In: *Bauingenieur in Vorbereitung* (2023).
- [112] Lantsoght, E. O. L. u. a. „Transverse load redistribution and effective shear width in reinforced concrete slabs“. In: *Heron* 60.3 (2015), S. 145–180.
- [113] Lee, D. u. a. „Shear Strength of Prestressed Concrete Beams Considering Bond Mechanism in Reinforcement“. In: *Structural Journal* 118.3 (Mai 2021), S. 267–277. DOI: 10.14359/51730531.
- [114] Lemcherreq, Y., Haefliger, S. und Kaufmann, W. „Discontinuous yielding in bare and embedded reinforcing bars: Implications on the determination of steel and bond shear stresses from strain measurements“. In: *Engineering Structures* 278 (März 2023), S. 115235. ISSN: 0141-0296. DOI: 10.1016/j.engstruct.2022.115235.
- [115] Lemcherreq, Y. u. a. „Application of Distributed Fibre Optical Sensing in Reinforced Concrete Elements Subjected to Monotonic and Cyclic Loading“. In: *Sensors* 22.5 (März 2022), S. 2023. DOI: 10.3390/s22052023.
- [116] Leonhardt, F. „Die verminderte Schubdeckung bei Stahlbetontragwerken“. In: *Bauingenieur* 40.1 (1965).
- [117] Leonhardt, F. „Schub bei Stahlbeton und Spannbeton - Grundlagen der neueren Schubbemessung.“ In: *Beton- und Stahlbetonbau* 72.11 (Nov. 1977), S. 270–277. ISSN: 0005-9900. DOI: 10.1002/best.197700470.
- [118] Leonhardt, F., Koch, R. und Rostásy, F. S. *Schubversuche an Spannbetonträgern*. DAFStb-Heft 227. Ernst & Sohn, 1973.
- [119] Leonhardt, F. und Walther, R. *Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung*. DAFStb-Heft 151. Ernst & Sohn, 1962.
- [120] Leonhardt, F., Walther, R. und Dilger, W. *Schubversuche an Durchlaufträgern*. DAFStb-Heft 163. Ernst & Sohn, 1964.
- [121] Lindorf, A. „Ermüdung des Verbundes von Stahlbeton unter Querkraft“. Diss. Technische Universität Dresden, 2011.
- [122] López, A. M., Ruiz, M. F. und Sosa, P. F. M. „The influence of transverse reinforcement and yielding of flexural reinforcement on the shear-transfer actions of RC members“. In: *Engineering Structures* 234 (2021), S. 111949. DOI: 10.1016/j.engstruct.2021.111949.

- [123] Marti, P. u. a. „Tension Chord Model for Structural Concrete“. In: *Structural Engineering International* 8.4 (Nov. 1998), S. 287–298. ISSN: 1016-8664. DOI: 10.2749/101686698780488875.
- [124] Marti, P. u. a. *Tragverhalten von Stahlbeton: Fortbildungskurs für Bauingenieure*. ETH Zürich, 1999. DOI: 10.3929/ethz-a-004470343.
- [125] Martin, H. und Noakowski, P. *Verbundverhalten von Betonstählen - Untersuchung auf der Grundlage von Ausziehversuchen*. DAfStb-Heft 319. Berlin: Ernst & Sohn, 1981.
- [126] Marzahn, G. u. a. „Die Nachrechnung von bestehenden Straßenbrücken aus Beton“. In: *Beton-Kalender 2013 - Lebensdauer und Instandsetzung-Brandschutz*. Hrsg. von K. Bergmeister, F. Fingerloos und J.-D. Wörner. Wiley Sons, Limited, John, 2012. ISBN: 978-3-433-03000-4.
- [127] Mihaylov, B. I. u. a. „Effect of Member Size and Tendon Layout on Shear Behavior of Post-Tensioned Beams“. In: *ACI Structural Journal* 116.4 (2019), S. 265–274. DOI: 10.14359/51715633.
- [128] Moccia, F., Ruiz, M. F. und Muttoni, A. „Spalling of concrete cover induced by reinforcement“. In: *Engineering Structures* 237 (Juni 2021), S. 112188. DOI: 10.1016/j.engstruct.2021.112188.
- [129] Moccia, F. u. a. „The influence of casting position and disturbance induced by reinforcement on the structural concrete strength“. In: *Structural Concrete* 22.S1 (Mai 2020). DOI: 10.1002/suco.201900562.
- [130] Monney, F., Ruiz, M. F. und Muttoni, A. „Influence of amount of shear reinforcement and its post-yield response on the shear resistance of reinforced concrete members“. In: *Structural Concrete* 24.1 (Dez. 2022), S. 1002–1034. DOI: 10.1002/suco.202200331.
- [131] Morris, M. „Factorial Sampling Plans for Preliminary Computational Experiments“. In: *Technometrics* 33.2 (1991), S. 161–174. DOI: 10.1080/00401706.1991.10484804.
- [132] Mörsch, E. *Der Eisenbetonbau - Seine Theorie und Anwendung*. Bd. 3. Verlag von Konrad Wittwer, 1908.
- [133] Muttoni, A., Schwartz, J. und Thürlimann, B. *Design of Concrete Structures with Stress Fields*. Basel, Switzerland: Birkhauser, 1997.
- [134] Muttoni, A. „Die Anwendbarkeit der Plastizitätstheorie in der Bemessung von Stahlbeton“. de. Diss. ETH Zürich, 1990. DOI: 10.3929/ethz-a-000569822.
- [135] Muttoni, A., Burdet, O. und Hars, E. „Effect of Duct Type on the Shear Strength of Thin Webs“. In: *ACI Structural Journal* (2006), S. 729–735. DOI: 10.14359/16925.
- [136] Nguyen, H. u. a. „New perspective of fracture mechanics inspired by gap test with crack-parallel compression“. In: *Proceedings of the National Academy of Sciences* 117.25 (Juni 2020), S. 14015–14020. DOI: 10.1073/pnas.2005646117.
- [137] Niketić, F. „Development of a consistent approach for design and assessment of structural concrete members using stress fields and strut-and-tie models“. Diss. EPFL, 2017.
- [138] Noakowski, P. *Die Bewehrung von Stahlbetonbauteilen bei Zwangsbeanspruchung infolge Temperatur*. DAfStb-Heft 296. Ernst & Sohn, 1978.

Literatur

- [139] Pang, X.-B. D. und Hsu, T. T. C. „Behavior of Reinforced Concrete Membrane Elements in Shear“. In: *ACI Structural Journal* 92.6 (Nov. 1995), S. 665–679. ISSN: 0889-3241. DOI: 10.14359/9661.
- [140] Paulay, T. und Loeber, P. J. „Shear Transfer By Aggregate Interlock“. In: *ACI Structural Journal* 42 (1974), S. 1–16. DOI: 10.14359/17277.
- [141] Poli, S. D., Di Prisco, M. und Gambarova, P. G. „Shear Response, Deformations, and Subgrade Stiffness of a Dowel Bar Embedded in Concrete“. In: *Structural Journal* 89.6 (Nov. 1992), S. 665–675. ISSN: 0889-3241. DOI: 10.14359/9645.
- [142] Poli, S. D., Di Prisco, M. und Gambarova, P. G. „Cover and Stirrup Effects on the Shear Response of Dowel Bar Embedded in Concrete“. In: *Structural Journal* 90.4 (Juli 1993), S. 441–450. ISSN: 0889-3241. DOI: 10.14359/3962.
- [143] Pruijssers, A. F. „Aggregate Interlock and Dowel Action under monotonic and cyclic loading“. Diss. Delft University, 1988.
- [144] Pundir, M. u. a. „Review of fundamental assumptions of the Two-Phase model for aggregate interlocking in cracked concrete using numerical methods and experimental evidence“. In: *Cement and Concrete Research* 125 (Nov. 2019), S. 105855. DOI: 10.1016/j.cemconres.2019.105855.
- [145] Ramberg, W. und Osgood, W. R. „Description of stress-strain curves by three parameters“. In: *National Advisory Committee for Aeronautics* 902 (1943).
- [146] Rehm, G. *Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton*. DAfStb-Heft 138. Ernst & Sohn, 1961.
- [147] Reineck, K.-H. „Hintergründe zur Querkraftbemessung in DIN 1045-1 für Bauteile aus Konstruktionsbeton mit Querkraftbewehrung“. In: *Bauingenieur* 76 (2001), S. 168–179.
- [148] Reineck, K.-H. und Hardjasaputra, H. „Zum Dehnungszustand bei der Querkraftbemessung profilierter Stahlbeton- und Spannbetonträger“. In: *Bauingenieur* 65.2 (1990), S. 73–82.
- [149] Reineck, K.-H. u. a. „ACI-DAfStb Databases for Shear Tests on Slender Reinforced Concrete Beams with Stirrups“. In: *ACI Structural Journal* 111.5 (Sep. 2014). DOI: 10.14359/51686819.
- [150] Reinhardt, H.-W. „Maßstabseinfluß bei Schubversuchen im Licht der Bruchmechanik“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 76.1 (1981), S. 19–21. DOI: 10.1002/best.198100060.
- [151] Reissen, K., Classen, M. und Hegger, J. „Shear in reinforced concrete slabs-Experimental investigations in the effective shear width of one-way slabs under concentrated loads and with different degrees of rotational restraint“. In: *Structural Concrete* 19.1 (2017), S. 36–48. DOI: 10.1002/suco.201700067.
- [152] Ritter, L. „Der Einfluss von Querkzug auf der Verbund zwischen Beton und Betonstahl“. Diss. Technische Universität Dresden, 2013.
- [153] Ritter, Wilhelm. „Die Bauweise Hennebique“. de. In: *Schweizerische Bauzeitung* 33.5-7 (1899). DOI: 10.3931/e-rara-20036.
- [154] Rombach, G. *Spannbetonbau*. Berlin: Wilhelm Ernst Sohn Verlag, 2010. ISBN: 978-3-433-02911-4.

- [155] Roos, W. „Zur Druckfestigkeit des gerissenen Stahlbetons in scheibenförmigen Bauteilen bei gleichzeitig wirkender Querkzugbelastung“. Diss. Technische Universität München, 1995.
- [156] Roosen, M. A. „Shear failure of prestressed girders in regions without flexural cracks“. Diss. Delft University, 2021.
- [157] Roš, M. *Die materialtechnischen Grundlagen und Probleme des Eisenbetons im Hinblick auf die zukünftige Gestaltung der Stahlbeton-Bauweise*. Forschungsber. Zürich: EMPA, 1950.
- [158] Ruiz, M. F., Muttoni, A. und Sagaseta, J. „Shear strength of concrete members without transverse reinforcement: A mechanical approach to consistently account for size and strain effects“. In: *Engineering Structures* 99 (Sep. 2015), S. 360–372. doi: 10.1016/j.engstruct.2015.05.007.
- [159] Ruiz, M. F. und Muttoni, A. „Shear Strength of Thin-Webbed Post-Tensioned Beams“. In: *ACI Structural Journal* 105.3 (2008), S. 308–317.
- [160] Ruiz, M. F. u. a. „Reliability- and sustainability-driven strategies for the maintenance of existing structures“. In: *Structural Concrete* (2023). doi: 10.1002/suco.202201149.
- [161] Rupf, M. „Querkraftwiderstand von Stahlbeton- und Spannbetonträgern mittels Spannungsfeldern“. Diss. EPFL, 2014. doi: 10.5075/epfl-thesis-6004.
- [162] Rüschi, H. und Kupfer, H. „Bemessung von Spannbetonbauteilen“. In: *Beton-Kalender 1954*. Hrsg. von K. Bergmeister, F. Fingerloos und J.-D. Wörner. Berlin: Wilhelm Ernst Sohn, 1954.
- [163] Saltelli, A. „Making best use of model evaluations to compute sensitivity indices“. In: *Computer Physics Communications* 145.2 (Mai 2002), S. 280–297. ISSN: 0010-4655. doi: 10.1016/S0010-4655(02)00280-1.
- [164] Saltelli, A. u. a. *Global Sensitivity Analysis. The Primer*. Dez. 2007. ISBN: 978-0-47005997-5. doi: 10.1002/9780470725184.
- [165] Samiec, D. „Verteilte faseroptische Temperatur- und Dehnungsmessung mit sehr hoher Ortsauflösung“. In: *Photonik* 6 (2011), S. 34–37.
- [166] Saqan, E. I. und Frosch, R. J. „Influence of Flexural Reinforcement on Shear Strength of Prestressed Concrete Beams“. In: *ACI Structural Journal* 106.1 (2009).
- [167] Schäfer, K., Schelling, G. und Kuchler, T. *Druck und Querkzug in bewehrten Betonelementen*. DAfStb-Heft 408. Ernst & Sohn, 1990.
- [168] Schlaich, J., Schafer, K. und Jennewein, M. „Toward a Consistent Design of Structural Concrete“. In: *PCI Journal* 32.3 (Mai 1987), S. 74–150. doi: 10.15554/pci.j.05011987.74.150.
- [169] Schlaich, J. und Schäfer, K. „Zur Druck-Querkzug-Festigkeit des Stahlbetons“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 78.3 (1983), S. 73–78.
- [170] Schramm, N., Fischer, O. und Scheufler, W. „Experimentelle Untersuchungen an vorgespannten Durchlaufträger-Teilsystemen zum Einfluss nicht mehr zugelassener Bügelformen auf die Querkrafttragfähigkeit“. In: *Bauingenieur* 94.1 (2019), S. 9–20.
- [171] Schramm, N., Fischer, O. und Scheufler, W. „Experimentelle Untersuchungen an vorgespannten Durchlaufträger-Teilsystemen zum Einfluss nicht mehr zugelassener Bügelformen auf die Querkrafttragfähigkeit“. In: *Bauingenieur* 94.1 (2019), S. 9–20.

Literatur

- [172] Schramm, N. O. „Zur Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbalkenelementen unter besonderer Berücksichtigung der Bügelform“. Diss. Technische Universität München, 2021. URL: <https://mediatum.ub.tum.de/1601310>.
- [173] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Hrsg. *SIA 262:2013 - Betonbau*. Zürich, 2013.
- [174] Sigrist, V. „Zum Verformungsvermögen von Stahlbetonträgern“. Diss. ETH Zürich, 1995.
- [175] Sigrist, V. „Das Druckgurtmodell für Stahlbetonbauteile“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 104.8 (2009), S. 496–504. DOI: 10.1002/best.200900018.
- [176] Sigrist, V. und Hackbarth, B. „Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonträgern“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 105.11 (Nov. 2010), S. 686–694. DOI: 10.1002/best.201000052.
- [177] Sobol', I. M. „Global sensitivity indices for nonlinear mathematical models and their Monte Carlo estimates“. In: *Mathematics and Computers in Simulation* 55.1 (Feb. 2001), S. 271–280. ISSN: 0378-4754. DOI: 10.1016/S0378-4754(00)00270-6.
- [178] Sørensen, J. H. u. a. „Testing and modeling dowel and catenary action in rebars crossing shear joints in RC“. In: *Engineering Structures* 145 (Aug. 2017), S. 234–245. DOI: 10.1016/j.engstruct.2017.05.020.
- [179] Soroushian, P. „Behavior of Bars in Dowel Action Against Concrete Cover“. In: *Structural Journal* 84.2 (März 1987), S. 170–176. ISSN: 0889-3241. DOI: 10.14359/2847.
- [180] Soroushian, P., Obaseki, K. und Rojas, M. C. „Bearing Strength and Stiffness of Concrete Under Reinforcing Bars“. In: *Materials Journal* 84.3 (Mai 1987), S. 179–184. ISSN: 0889-325X. DOI: 10.14359/1885.
- [181] Specker, A. „Der Einfluss der Fugen auf die Querkraft- und Torsionstragfähigkeit extern vorgespannter Segmentbrücken“. Diss. Technische Universität Hamburg-Harburg, 2001.
- [182] Stoffel, P. „Zur Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Stahlbetonbauten“. Diss. ETH Zürich, 2000.
- [183] Swamy, R. N., Andriopoulos, A. und Adepegba, D. „Arch Action and Bond in Concrete Shear Failures“. In: *Journal of the Structural Division* 96.6 (Juni 1970), S. 1069–1091. DOI: 10.1061/jsdeag.0002596.
- [184] Szeliski, R. *Computer Vision: Algorithms and Applications*. Springer International Publishing, 2022. DOI: 10.1007/978-3-030-34372-9.
- [185] Tasuji, E. M., Slate, F. O. und Nilson, A. H. „Stress-Strain Response and Fracture of Concrete in Biaxial Loading“. In: *ACI Journal* 75.33 (1978).
- [186] Taylor, H. P. J. „Fundamental Behaviour in Bending and Shear of Reinforced Concrete“. Diss. University of London, 1971.
- [187] Tepfers, R. „A theory of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars“. Diss. Chalmers University of Technology Göteborg, 1976.
- [188] Thoma, S. und Fischer, O. „Influence of plastic tension chord deformation on the shear capacity of prestressed beam elements“. In: *Acta Polytechnica CTU Proceedings* 36 (Aug. 2022), S. 244–252. DOI: 10.14311/app.2022.36.0244.

- [189] Thoma, S. und Fischer, O. „Experimental investigations on the shear strength of prestressed beam elements with a focus on the analysis of crack kinematics“. In: *Structural Concrete* (März 2023). DOI: 10.1002/suco.202200699.
- [190] Tirassa, M., Ruiz, M. F. und Muttoni, A. „Influence of cracking and rough surface properties on the transfer of forces in cracked concrete“. In: *Engineering Structures* 225 (Dez. 2020), S. 111138. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.111138.
- [191] Trost, H. u. a. *Teilweise Vorspannung - Verbundfestigkeit von Spanngliedern und ihre Bedeutung für Rissbildung und Rissbreitenbeschränkung*. DAFStb-Heft 310. Ernst & Sohn, 1980.
- [192] Tue, N. V. *Zur Spannungsumlagerung im Spannbeton bei der Rissbildung unter statischer und wiederholter Belastung*. DAFStb-Heft 435-2. Ernst & Sohn, 1993.
- [193] Tue, N. V. u. a. „Einfluss geringer Querkraftbewehrung auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken unterschiedlicher M/V-Kombinationen“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 114.4 (Dez. 2018), S. 217–230. DOI: 10.1002/best.201800075.
- [194] Tung, N. D., Betschoga, C. und Tue, N. V. „Analysis of the crack development and shear transfer mechanisms of reinforced concrete beams with low amounts of shear reinforcement“. In: *Engineering Structures* 222 (Nov. 2020), S. 111114. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.111114.
- [195] Tureyen, A. K., Wolf, T. S. und Frosch, R. J. „Shear Strength of Reinforced Concrete T-Beams without Transverse Reinforcement“. In: *Structural Journal* 103.5 (Sep. 2006), S. 656–663. ISSN: 0889-3241. DOI: 10.14359/16917.
- [196] Turner, D. Z. „Peridynamics-Based Digital Image Correlation Algorithm Suitable for Cracks and Other Discontinuities“. In: *Journal of Engineering Mechanics* 141.2 (2015). DOI: 10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000831.
- [197] Ullner, R. *Verbundverhalten von Litzenpanngliedern mit nachträglichem Verbund*. IBK-Bericht. Bd. 308. vdf Hochschulverlag, 2011. ISBN: 978-3-7281-3215-4. DOI: 10.3929/ethz-a-005704367.
- [198] Valença, J. und Carmo, R. N. F. „Evaluation of the shear transfer mechanisms in reinforced concrete beams using photogrammetry“. In: *Structural Concrete* 21.1 (Apr. 2019), S. 333–348. DOI: 10.1002/suco.201800279.
- [199] Vecchio, F. „The Response of Reinforced Concrete to In-Plane Shear and Normal Stresses“. Diss. University of Toronto, 1982.
- [200] Vecchio, F. J., Collins, M. P. und Aspiotis, J. „High-Strength Concrete Elements Subjected to Shear“. In: *Structural Journal* 91.4 (Juli 1994), S. 423–433. ISSN: 0889-3241. DOI: 10.14359/4149.
- [201] Vecchio, F. J. und Collins, M. P. „The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear“. In: *ACI Journal* 83.2 (1986), S. 219–231.
- [202] Vecchio, F. J. und Collins, M. P. „Compression Response of Cracked Reinforced Concrete“. In: *Journal of Structural Engineering* 119.12 (1993), S. 3590–3610.
- [203] Vintzēleou, E. N. und Tassios, T. P. „Mathematical models for dowel action under monotonic and cyclic conditions“. In: *Magazine of Concrete Research* 38.134 (März 1986), S. 13–22. DOI: 10.1680/macrcr.1986.38.134.13.

Literatur

- [204] Virtanen, P. u. a. „SciPy 1.0: Fundamental Algorithms for Scientific Computing in Python“. In: *Nature Methods* 17 (2020), S. 261–272. DOI: 10.1038/s41592-019-0686-2.
- [205] Vorwagner, A. u. a. „Verteilte Rissbreitenmessung im Betonbau mittels faseroptischer Sensorik – Neue Anwendung von verteilten faseroptischen Messsystemen“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 116.10 (2021), S. 727–740. DOI: 10.1002/best.202100060.
- [206] Wales, D. J. und Doye, J. P. K. „Global Optimization by Basin-Hopping and the Lowest Energy Structures of Lennard-Jones Clusters Containing up to 110 Atoms“. In: *The Journal of Physical Chemistry A* 101.28 (Juli 1997), S. 5111–5116. DOI: 10.1021/jp970984n.
- [207] Walraven, J. *Mechanisms of shear transfer in cracks in concrete - A survey of literature*. Forschungsber. TU Delft, 1978.
- [208] Walraven, J. und Reinhardt, H. „Theory and experiments on the mechanical behaviour of cracks in plain and reinforced concrete subjected to shear loading“. In: *Heron* 26 (1981).
- [209] Walraven, J. C. „Aggregate Interlock: A theoretical and experimental analysis“. Diss. Delft University, 1980.
- [210] Walther, R. „Über die Berechnung der Schubtragfähigkeit von Stahl- und Spannbetonbalken-Schubbruchtheorie“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 57.11 (1962), S. 261–271.
- [211] Walther, R. „Die Schubbemessung im Spannbeton auf Grund neuerer Versuche und Erkenntnisse“. In: *Schweizerische Bauzeitung* 80.11 (1962).
- [212] Walther, R. E. „The ultimate strength of prestressed and conventionally reinforced concrete under the combined action of moment and shear“. Diss. Fritz Laboratory Report 223.17: Lehigh University, 1957.
- [213] Weisberg, S. *Applied Linear Regression*. Wiley, 2005. ISBN: 9780471704096. DOI: 10.1002/0471704091.
- [214] Werkle, H. *Finite Elemente in der Baustatik. Statik und Dynamik der Stab- und Flächentragwerke*. Springer Fachmedien Wiesbaden, 2021. DOI: 10.1007/978-3-8348-2262-8.
- [215] Will, N. „Zum Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund unter statischer und dynamischer Dauerbeanspruchung“. Diss. RWTH Aachen, 1997. ISBN: 978-3-9804729-4. URL: <http://publications.rwth-aachen.de/record/60564?ln=de>.
- [216] Williams, A. *The Analysis of Indeterminate Structures*. Macmillan, 1967, S. 352. ISBN: 9780333065334.
- [217] Wölfel, E. „Vorspannung ohne Verbund - Besonderheiten der Bemessung“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 76.9 (Sep. 1981), S. 209–211. ISSN: 0005-9900. DOI: 10.1002/best.198100370.
- [218] Xia, Y., Langelaar, M. und Hendriks, M. A. „A critical evaluation of topology optimization results for strut-and-tie modeling of reinforced concrete“. In: *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering* 35.8 (Feb. 2020), S. 850–869. DOI: 10.1111/mice.12537.

- [219] Xia, Y., Langelaar, M. und Hendriks, M. A. „Optimization-based strut-and-tie model generation for reinforced concrete structures under multiple load conditions“. In: *Engineering Structures* 266 (Sep. 2022), S. 114501. DOI: 10.1016/j.engstruct.2022.114501.
- [220] Yang, Y. „Shear behaviour of reinforced concrete members without shear reinforcement: A new look at an old problem“. Diss. TU Delft, 2014. DOI: 10.4233/uuid:ac776cf0-4412-4079-968f-9eacb67e8846.
- [221] Yang, Y., Walraven, J. und Uijl, J. den. „Shear Behavior of Reinforced Concrete Beams without Transverse Reinforcement Based on Critical Shear Displacement“. In: *Journal of Structural Engineering* 143.1 (2017). DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001608.
- [222] Yu, Q. und Bažant, Z. P. „Can Stirrups Suppress Size Effect on Shear Strength of RC Beams?“ In: *Journal of Structural Engineering* 137.5 (Mai 2011), S. 607–617. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000295.
- [223] Zararis, I. P., Karaveziroglou, M. K. und Zararis, P. D. „Shear Strength of Reinforced Concrete T-Beams“. In: *Structural Journal* 103.5 (2006), S. 693–700. ISSN: 0889-3241. DOI: 10.14359/16921.
- [224] Zhang, L.-X. B. und Hsu, T. T. C. „Behavior and Analysis of 100 MPa Concrete Membrane Elements“. In: *Journal of Structural Engineering* 124.1 (1998), S. 24–34. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1998)124:1(24).
- [225] Zhou, L. und Wan, S. „Development of strut-and-tie models using topology optimization based on modified optimal criterion“. In: *Structural Concrete* 22.6 (Okt. 2021), S. 3304–3314. DOI: 10.1002/suco.202100123.
- [226] Zink, M. „Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung“. Diss. Universität Leipzig, 2000.
- [227] Zwicky, D. „Zur Tragfähigkeit stark vorgespannter Betonbalken“. Diss. ETH Zürich, 2002.
- [228] Zwicky, D. „Theoretical Influence of Stirrup Ductility on Shear Assessment of Concrete Girders“. In: *Structural Engineering International* 24.2 (Mai 2014), S. 236–245. DOI: 10.2749/101686614x13830790993168.
- [229] Zwicky, D. und Vogel, T. *Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Straßenbrücken*. Forschungsber. ETH Zürich, 2003.
- [230] Zwicky, D. und Vogel, T. „Critical Inclination of Compression Struts in Concrete Beams“. In: *Journal of Structural Engineering* 132.5 (2006), S. 686–693. DOI: 10.1061/(asce)0733-9445(2006)132:5(686).